

DOI: 10.48303/bese.2024.2007006.1127

چکیده

آسیب‌های وارده به ساختمان‌ها در زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که ارزیابی لرزه‌ای به‌منظور پیش‌بینی احتمال خرابی ساختمان‌ها امری حیاتی است. در این مقاله، به ارزیابی خطر در ساختمان‌های بتن مسلح دارای نامنظمی پیچشی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی پرداخته شده است. بدین منظور، ساختمان‌های بتن مسلح با قاب خمشی متوسط، با ارتفاع‌های متغیر (۳، ۶ و ۹ طبقه) و برای پیچش‌های مختلف (۵، ۱۰ و ۲۰ درصد ناشی از اختلاف بین مرکز جرم و مرکز سختی) به‌صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار SAP2000 نسخه ۱۹ مدل شده است. طراحی ساختمان‌ها بر اساس تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی افزایشی مطابق ASCE 41-13 انجام شده و منحنی‌های ظرفیت، به‌عنوان خروجی استخراج گردیده است. با استفاده از نتایج تحلیل و به کمک تحلیل آماری منحنی‌های شکنندگی به‌منظور توصیف احتمال فراگذشت از یک سطح خرابی مشخص (خرابی‌های کم، متوسط، زیاد و کامل) ترسیم شده‌اند. نتایج نشان داد که با افزایش پیچش در ساختمان‌های بتن مسلح، در تمامی حالات حدی خرابی، احتمال فراگذشت از هر حالت حدی افزایش می‌یابد به‌طوری‌که برای همه ساختمان‌های مورد مطالعه، پیچش ۵ درصد باعث افزایش احتمال فراگذشت از کلیه حالات حدی بین ۶ تا ۱۱ درصد می‌شود و در پیچش ۲۰ درصد، این مقدار به ۱۷ تا ۳۰ درصد می‌رسد. همچنین با افزایش تعداد طبقات، احتمال فراگذشت از کلیه حالات حدی خرابی افزایش می‌یابد که علت این پدیده را می‌توان فعال شدن اثرات مودهای بالاتر با افزایش ارتفاع دانست.

واژگان کلیدی: نامنظمی پیچشی، ساختمان‌های بتن مسلح، منحنی‌های شکنندگی، تحلیل دینامیکی افزایشی.

نوع مقاله: پژوهشی

مطالعه رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح دارای نامنظمی پیچشی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

سمیه حاتمی (نویسنده مسئول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد خورموج، دانشگاه آزاد اسلامی، خورموج، ایران، Somaieh.Hatami@iaiu.ac.ir

مصطفی صالحی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، واحد خورموج، دانشگاه آزاد اسلامی، خورموج، ایران

۱- مقدمه

به‌عنوان نمونه می‌توان از زلزله کرمانشاه در سال ۱۳۹۶ با تلفات بیش از ۴۰۰ نفر و هزینه ۲۶۰۰ میلیارد تومان می‌توان نام برد. یکی از مسائل مهم مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، تخمین عملکرد سازه تحت بارهای لرزه‌ای به‌طور خاص احتمال فراگذشت از یک سطح مشخص از تقاضای سازه می‌باشد که این امر با کمک منحنی‌های شکنندگی^۱ امکان‌پذیر است. این منحنی‌ها احتمال فراگذشت از یک حالت مشخص از خرابی به ازای پارامتری از شدت زلزله را نشان می‌دهد. معیار شدت^۲ می‌تواند حداکثر شتاب زمین، شتاب طیفی به ازای دوره تناوب

توسعه شهرهای بزرگ باعث افزایش و تمرکز جمعیت در مناطق شهری شده است و فضای کافی برای ساخت تعداد زیادی ساختمان وجود ندارد؛ بنابراین از ساختمان‌های چندطبقه به‌عنوان یک راه‌حل برای شهرهای پرجمعیت استفاده می‌شود. رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های چندطبقه پیچیده‌تر است و نیازمند بررسی و فهم دقیق‌تر رفتار دینامیکی آن می‌باشد. زلزله یکی از خطرناک‌ترین حوادث طبیعی است که انسان را در معرض خطر قرار می‌دهد و باعث ایجاد خرابی خصوصاً در مناطقی که در ناحیه خطر لرزه‌ای زیاد قرار دارند می‌شود.

نزدیک باحالتی که از همه رکوردها استفاده شده است، به دست آورد. عنایتی ابر و فلاحی (Enayati Abar & Fallahi, 2016) منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های بتن مسلح با قاب خمشی متوسط ۴، ۷ و ۹ طبقه به کمک تحلیل غیرخطی قاب‌های دوبعدی در نرم‌افزار غیرخطی زئوس تهیه کردند و از نتایج مشخص شد که با افزایش ارتفاع سازه، شکنندگی افزایش پیدا می‌کند و همچنین احتمال فروریزش مدل‌های ۴ و ۹ طبقه در شتاب مبنای طرح ۰/۳۵ نزدیک به صفر و برای ساختمان‌های ۹ طبقه نزدیک به ۱۴ درصد می‌باشد. کاراپترو و همکاران (Karapetrou et al., 2015) منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های بتن مسلح بلندمرتبه با قاب خمشی و با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه تحت رفتار خطی و غیرخطی خاک، توسعه دادند. نتایج حاصله به منظور ارزیابی تأثیر اندرکنش خاک-سازه بر آسیب‌پذیری و عملکرد سازه، با ساختمان‌هایی که با فرض پایه صلب طراحی شده‌اند مقایسه شد و ثابت کردند که اندرکنش خاک-سازه و مشخصات زمین نسبت به حالتی که ساختمان با پایه صلب فرض می‌شود، نقش اساسی در آسیب‌پذیری و عملکرد لرزه‌ای دارد.

مطالعه پیشینه تحقیق نشان می‌دهد که به‌طور کلی انتخاب تعداد ساختمان‌ها به هدف تحقیق بستگی دارد، برای مثال وقتی ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه مقایسه می‌شوند، حداقل دو ساختمان باید به کار برده شود. همچنین اگر هدف از تحقیق تحلیل یک ساختمان خاص مثل نیروگاه اتمی است، یک نمونه ساختمان کافی می‌باشد (Syed, 2013). تعداد بیشتر مدل‌های ساختمانی، وقتی مورد نیاز باشد، استفاده می‌شود. برای مثال هرناندز (Hernandez-Fajardo, 2012) تعداد ۱۸ ساختمان موجود را که شرکت بیمه درخواست داده بود تحلیل کرد.

در گذشته محققان زیادی به توسعه منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مختلف پرداخته‌اند ولی در هیچ‌یک اثرات نامنظمی پیشگی^۳ به‌عنوان یکی از عوامل تعیین‌کننده در ایجاد خرابی سازه‌ها به‌هنگام وقوع زلزله در نظر گرفته نشده است. لذا وجود و شدت نامنظمی پیشگی به‌عنوان پارامتر مورد مطالعه در

تجربی، حداکثر سرعت زلزله و... باشد؛ بنابراین با در اختیار داشتن این منحنی‌ها می‌توان احتمال خرابی سازه برای زلزله‌ای با شدت معین را پیش‌بینی کرد و یا پس از رخداد زلزله تخمینی سریع از میزان خرابی را به دست آورد. از این جهت نتایج حاصل از این منحنی‌ها برای افراد مسئول و تصمیم‌گیرنده نیز حائز اهمیت است.

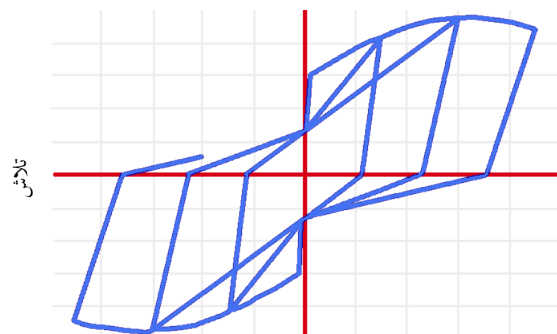
اخیراً محققین زیادی اقدام به ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای انواع ساختمان‌های بتن مسلح (کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه) نموده‌اند و مطابق با اهداف تحقیق به نتایجی دست‌یافته‌اند (Dumova-Jovanoska, 2000; Kircil & Polat, 2006;) (Hernandez-Fajardo, 2012; Syed, 2013; Jiang et al., 2015). اربریک و الناشای در سال ۲۰۰۴ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های میان‌مرتبه با سیستم دال تخت و دارای تیغه‌های داخلی به کمک تحلیل دوبعدی در نرم‌افزار غیرخطی زئوس ترسیم کردند و حالات مختلف خرابی را مورد بررسی قرار دادند و نتیجه‌گیری شد که میزان آسیب و خرابی این سیستم سازه‌ای در محدوده خرابی دستگاه‌های سازه‌ای با قاب‌های خمشی می‌باشد (Erberik & Elnashai, 2004).

لاگاروس دو گروه از ساختمان‌های بتن مسلح کوتاه‌مرتبه را به‌وسیله تحلیل شکنندگی مورد ارزیابی قرار داد (Lagaros, 2008). گروه اول شامل سه عدد ساختمان ۴ طبقه بود که خصوصیات آن شامل اجرای کامل میانقاب، ضعیف بودن خاک و ستون‌های کوتاه می‌باشد. گروه دوم متشکل از یک ساختمان سه طبقه که شش مقدار متفاوت از ضریب رفتار (q) را دارد. نتایج نشان داد که رفتار ساختمان بدون میان قاب وقتی ضریب رفتار $q = 1$ می‌باشد مشابه حالتی است که ساختمان کاملاً دارای میان قاب بوده و $q = 3/5$ می‌باشد. در سال ۱۳۹۰ حساسیت احتمال فروریزش به انتخاب رکورد در قاب‌های خمشی بتنی مسلح ۴ و ۶ طبقه مورد بررسی قرار گرفت (Bayati et al., 2011). نتایج نشان داد که با تعیین شتاب متناظر با فروریزش سازه به کمک تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌توان تعداد رکوردهای زلزله را در تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی کاهش داد و منحنی‌های شکنندگی

ارتفاع هر طبقه ۳ متر در نظر گرفته شده است. سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و سیستم باربر ثقلی دال بتنی دوطرفه با ضخامت ۲۰ سانتی‌متر و رفتار غشایی می‌باشد.

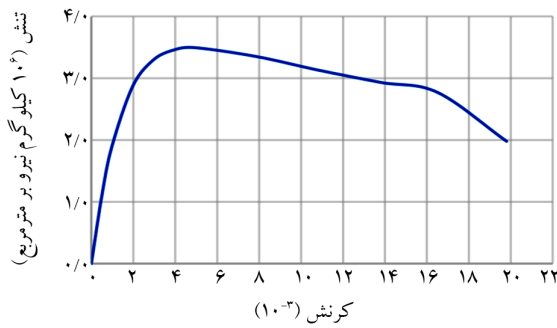
کلیه ساختمان‌ها ابتدا به وسیله تحلیل استاتیکی معادل مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم (Standard 2800, 2014) تحلیل و سپس مطابق با آیین‌نامه ACI 318-14 طراحی شده است (ACI 318-14, 2014). پس از آن مجدداً تحلیل غیرخطی در هر یک از ساختمان‌ها به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی انجام و نتایج مربوطه استخراج شده است.

به منظور تعیین مشخصات مفاصل و اختصاص آن به اعضا از قابلیت اختصاص خود کار مفاصل در نرم‌افزار SAP2000 مطابق با ASCE41-13 استفاده شده است (ASCE41-13, 2017). محل مفصل پلاستیک با توجه به حداکثر بودن تلاش‌ها در ابتدا و انتهای عضو (۰/۰۵ و ۰/۹۵) تعیین شده است. برای توصیف رفتار مصالح از مدل هیستریزیس^۴ Pivot مطابق شکل (۲) استفاده شده است (SAP2000 Manual, 2017).



تغییر شکل

(الف) مدل هیستریزیس Pivot



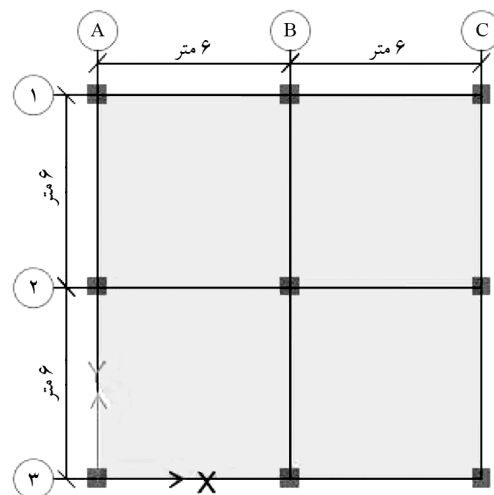
(ب) منحنی تنش-کرنش بتن با در نظر گرفتن محصورشدگی

شکل (۲): مشخصات مصالح.

این تحقیق انتخاب شده است. به منظور بررسی میزان تأثیر پیچش در سطوح مختلف خرابی، ساختمان‌های بتن مسلح با قاب خمشی متوسط با ارتفاع‌های متغیر (۳، ۶ و ۹ طبقه) و برای پیچش‌های مختلف (۵، ۱۰ و ۲۰ درصد ناشی از اختلاف بین مرکز جرم و مرکز سختی) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. معیار شدت، حداکثر شتاب زمین و پاسخ سازه نیز حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای در نظر گرفته شده و با توجه به نیاز به پاسخ دینامیکی سازه از ناحیه ارتجاعی تا غیر ارتجاعی و سپس فروریزش از روش تحلیل دینامیکی افزایشی به‌عنوان یک روش تحلیلی جامع و دقیق استفاده شده است. پس از استخراج نتایج تحلیل، به کمک روابط آماری منحنی‌های شکنندگی برای هر سازه به ازای پیچش‌های مختلف ترسیم می‌گردد که با استفاده از آن می‌توان میزان تأثیرگذاری پیچش بر احتمال فراگذشت از این سطوح خرابی را بررسی و ارزیابی نمود.

۲- مدل‌سازی

به منظور ارزیابی تأثیر پیچش در منحنی‌های شکنندگی برای حالات مختلف خرابی از سه نوع ساختمان بتن مسلح با کاربری مسکونی و با ارتفاع‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه استفاده شده است که همگی دارای یک پلان مربعی واحد به ابعاد ۱۲×۱۲ متر مطابق شکل (۱) می‌باشد. در هر راستا دو دهانه ۶ متری وجود دارد و



شکل (۱): پلان برای مدل‌سازی همه ساختمان‌ها.

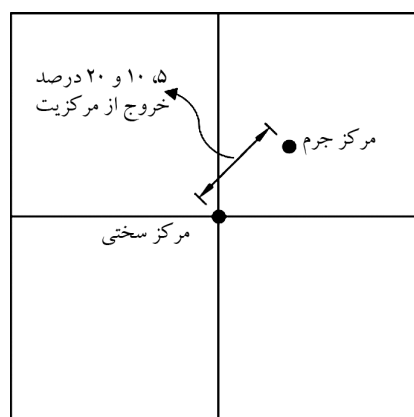
رکوردهای زلزله انتخاب شود تا نتایج معقولی به دست آید. تصمیم‌گیری در تعداد رکوردهای زلزله که بایستی در تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد استفاده قرار گیرد، بین محققین مورد بحث است.

تعداد کافی رکورد زلزله اکثراً به کاربرد سازه بستگی دارد (برای مثال، نوع پاسخ سازه، اینکه آیا توزیع و میانگین پاسخ‌ها نیاز است، دقت پاسخ‌ها و... (Haselton et al., 2012)) بنابراین در این مقاله ۱۲ جفت رکورد زلزله حوزه دور از لیست توسعه یافته FEMA P-695 (FEMA P-695, 2009) توسط هسلتون و دیرلین (Haselton & Deierlein, 2006) با توجه به نوع خاک (نوع ۳ از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم (Standard 2800, 2014)) سرعت موج برشی بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه) انتخاب شده است که هر یک دارای دو مؤلفه افقی عمود بر هم هستند. لیست این رکوردها به همراه مشخصات مربوطه در جدول (۱) آمده است.

۴- سطوح خرابی یا حالات حدی^۵

در ارزیابی خطر لرزه‌ای، سطوح عملکرد یک ساختمان را می‌توان به وسیله آستانه‌های خرابی که حالات حدی نامیده می‌شوند، توصیف کرد. یک حالت حدی، آستانه بین وضعیت‌های

نحوه ایجاد پیچش در ساختمان‌های مورد مطالعه، جابه‌جایی مرکز جرم نسبت به مرکز سختی می‌باشد؛ بدین طریق که جرم حاصل از بارگذاری سازه (و نه جرم اعضای سازه‌ای) در نقطه‌ای که به دیافراگم صلب متصل است متمرکز شده و سپس این نقطه برای ایجاد پیچش‌های مدنظر به صورت قطری جابه‌جا شده است. این جابه‌جایی به اندازه‌ای است که فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی به اندازه ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد ضلع مقابل شود. شکل (۳) نحوه اعمال پیچش در پلان را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل (۳): نحوه اعمال پیچش در مدل سازه‌ای.

۳- انتخاب رکورد زلزله

برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، لازم است مجموعه‌ای از

جدول (۱): مشخصات رکوردهای انتخابی (Haselton & Deierlein, 2006).

شماره	بزرگی	سال	رخداد	PGA (g)	نام ایستگاه
۱	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	۰/۴۴	Canyon Country
۲	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	۰/۴۴	Santa Monica City
۳	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	۰/۳۵	El Centro Array
۴	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe	۰/۲۹	Kakogawa
۵	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe	۰/۵۹	KJMA
۶	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli	۰/۲۷	Duzce
۷	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	۰/۱۶	Yermo Fire Station
۸	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	۰/۲۸	Oakland
۹	۶/۵	۱۹۸۷	Superstition Hills	۰/۳۷	Poe Road
۱۰	۷	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۰/۳۷	Rio Dell Overpass
۱۱	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi	۰/۳۷	CHY101
۱۲	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	۰/۱۹	LA-Hollywood Stor

در این مقاله منحنی‌های شکنندگی برای چهار سطح از خرابی شامل خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل، مطابق راهنمای FEMA HAZUS تولید شده و در جدول (۲) این سطوح خرابی تعریف شده است.

این سطوح خرابی متناظر با مقادیری از نسبت جابه‌جایی نسبی می‌باشد که در جدول (۳) نشان داده شده است. برای به دست آوردن مقادیر ساختمان‌های ۶ و ۹ طبقه، مقادیر ساختمان ۳ طبقه به ترتیب در ضریب دو سوم و یک‌دوم ضرب شده است. این ضرایب برای در نظر گرفتن اثرات موده‌های بالاتر^۷ در ساختمان‌های ۶ و ۹ طبقه می‌باشد (HAZUS-MH 2.1, 2003).

۵- تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی

ایده تحلیل دینامیکی افزایشی برای اولین بار در سال ۱۹۹۷ توسط برترو پیشنهاد داده شد و پس از آن بسیار مورد توجه محققین قرار گرفت و به‌طور اساسی توسعه داده شد.

مختلف خرابی را توصیف می‌کند، در حالی که حالات خرابی خود وضعیت خرابی را توصیف می‌کند. تعداد حالات خرابی به مقیاس خرابی که به کار برده می‌شود، بستگی دارد. برخی از پر استفاده‌ترین منابع برای تعیین مقیاس‌های خرابی شامل: FEMA HAZUS (HAZUS-MH 2.1, 2003)، ATC-13 و ... می‌باشد. بسته به اینکه چه روشی برای تهیه منحنی‌های شکنندگی استفاده شود و همچنین نظر محقق، مقیاس‌های مختلفی با حالات حدی و حالات خرابی متفاوتی ممکن است انتخاب شود.

تقریباً همه سطوح خرابی که در تحقیقات گذشته استفاده شده به مقادیر فرضی از معیار خرابی^۶ مرتبط است. تعیین این مقادیر حدی از معیار خرابی در نظر گرفته شده، به روش تحلیلی بسیار دشوار است. این مقادیر بر اساس نتایج حاصل از تجربه، قضاوت مهندسی و تجارب زلزله‌های پیشین به دست آمده است.

جدول (۲): توصیف حالات حدی خرابی برای ساختمان‌های بتن مسلح (Vamvatsikos & Cornell, 2001).

توصیف	حالات حدی خرابی
کم	برخی اعضای سازه‌ای ترک‌های مویی را نشان می‌دهند.
متوسط	بیشتر اعضا ترک‌های مویی را نشان می‌دهند برخی از اعضای سازه‌ای به تسلیم می‌رسند و ترک‌های خمشی بزرگی را نشان می‌دهند و بتن پوسته می‌شود.
شدید	برخی اعضا به ظرفیت نهایی خود می‌رسند، ترک‌های خمشی بزرگی را نشان می‌دهد، بتن پوسته می‌شود و میلگردها کمانش می‌کنند.
کامل	ساختمان در خطر فروپاشی کامل بر اثر ناپایداری در قاب‌ها می‌باشد.

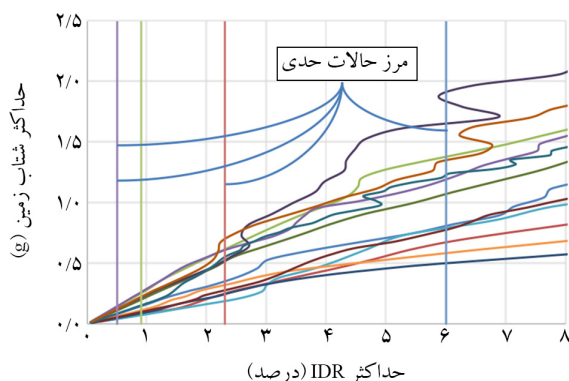
جدول (۳): مقادیر نسبت جابه‌جایی نسبی متناظر با هر یک از حالات حدی خرابی (HAZUS-MH 2.1, 2003).

نسبت جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای (درصد)				
تعداد طبقات	خرابی کم	خرابی متوسط	خرابی زیاد	خرابی کامل
۳ طبقه	۰/۵	۰/۹	۲/۳	۶
۶ طبقه	۰/۳۳	۰/۶	۱/۵۳	۴
۹ طبقه	۰/۲۵	۰/۴۵	۱/۱۵	۳

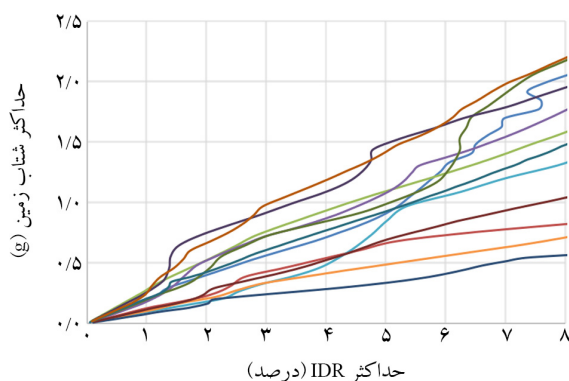
که به صورت درصد بیان می شود. چون تحلیل تاریخچه زمانی سه بعدی انجام شده است، در هر لحظه برای هر دو جهت X و Y جابه جایی نسبی خواهیم داشت. این جابه جایی نسبی در هر طبقه برای چهار گوشه ساختمان تعیین می شود. سپس حداکثر جذر مجموع مربعات جابه جایی نسبی در هر دو جهت X و Y در هر لحظه از زلزله محاسبه گردیده و در نهایت حداکثر مقدار آن در طول زمان زلزله به عنوان پاسخ نهایی سازه مطابق رابطه زیر در نظر گرفته می شود.

$$MAXIDR = \frac{\max \sqrt{(ID_X^2 + ID_Y^2)}}{H} \quad (2)$$

که در آن IDR = نسبت جابه جایی نسبی، ID = جابه جایی نسبی و H = ارتفاع سازه می باشد. در شکل های (۴) تا (۷) چند نمونه از منحنی های IDA آورده شده است. مرز حالات حدی بر روی شکل (۴) که منحنی های IDA برای ساختمان سه طبقه منظم را نشان می دهد، مشخص شده است.



شکل (۴): منحنی های IDA ساختمان ۳ طبقه منظم.



شکل (۵): منحنی های IDA ساختمان ۶ طبقه نامنظم (۵ درصد).

تحلیل دینامیکی افزایشی یک تحلیل پارامتریک است که عملکرد و پاسخ های سازه را به طور کامل پیش بینی می کند. در این تحلیل، یک مدل سازه ای که به درستی تعریف شده است در معرض دسته ای از رکوردهای زلزله قرار می گیرد و شدت این رکوردها با یک ضریب مقیاس به تدریج افزایش می یابد. این شدت همین طور تا مشاهده تمام پاسخ های سازه از محدوده ارتجاعي تا غیرارتجاعي و پس از آن فروریزش سازه، افزایش می یابد (Vamvatsikos & Cornell, 2001). در پایان، تعدادی منحنی، معیار پاسخ های سازه را در برابر معیارهای شدت زمین لرزه نشان می دهد.

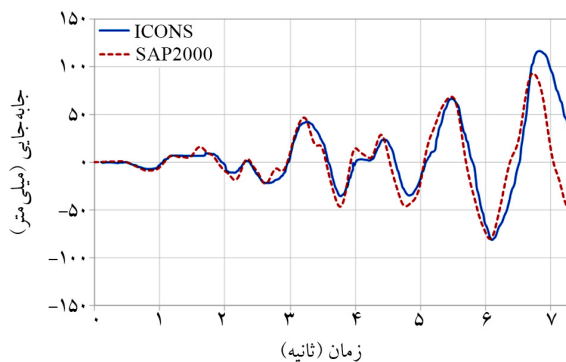
نرم افزار SAP2000 تا به امروز قابلیت های لازم برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی را ندارد اما قابلیت دارد که به وسیله آن می توان برنامه را از طریق خط فرمان^۸ به اجرا درآورد. به کمک نرم افزار صفحه گسترده و قابلیت برنامه نویسی ویژوال بیسیک^۹ موجود در آن، برنامه ای برای انجام عملیات تکرار تحلیل دینامیکی افزایشی توسط مؤلف نوشته شده است. تمامی رکوردها در وهله اول بدون مقیاس به برنامه معرفی می شود. پس از آن در هر مرحله از تحلیل دینامیکی افزایشی، ضریبی یکسان برای هر جفت رکورد اعمال می شود تا نسبت هر دو رکورد متعادل در جهت های افقی (H_1 و H_2) حفظ گردد. این روش به عنوان ورودی به نرم افزار کارآمد است ولی در منحنی های IDA تنها یک معیار شدت در محور قائم خواهیم داشت؛ بنابراین، میانگین هندسی معیارهای شدت در هر جفت رکورد به عنوان معیار شدت بر روی محور قائم منحنی های IDA مشخص می گردد (FEMA P-58, 2012). برای مثال اگر در گام اول از تحلیل دینامیکی افزایشی، مقیاس رکوردهای که در SAP2000 وارد شده برابر ۰/۱ باشد، عدد متناظر در روی محور قائم منحنی برابر با PGA ۰/۱ خواهد بود که مقدار PGA از رابطه زیر به دست می آید.

$$PGA = \sqrt{PGA_{H1} \times PGA_{H2}} \quad (1)$$

محور افقی در تحلیل دینامیکی افزایشی پاسخ سازه می باشد. همان طور که پیش تر بیان شد، نسبت حداکثر نسبت جابه جایی نسبی درون طبقه ای به عنوان پاسخ سازه در نظر گرفته شده است

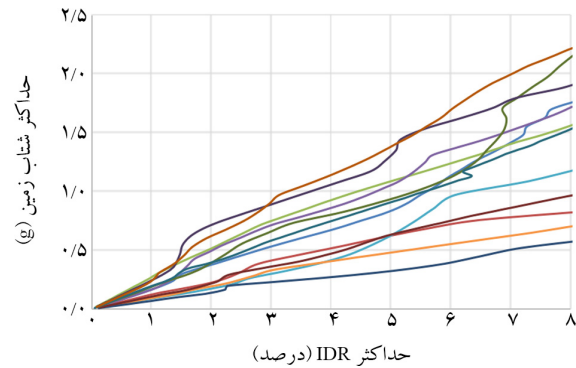


شکل (۸): تصاویری از مدل ICONS (Carvalho et al., 1999).

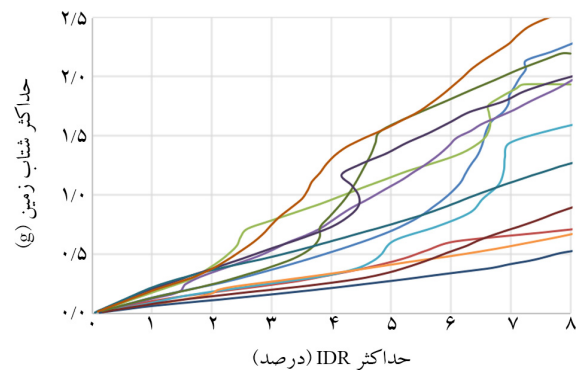


شکل (۹): مقایسه نتایج جابه‌جایی بام در مدل ICONS و SAP2000.

X و Y می‌باشد. COV به معنی کوواریانس و σ_x و σ_y به ترتیب انحراف معیار استاندارد از X و Y می‌باشد. در اینجا متغیرهای X و Y همان داده‌های نمودار برای سازه واقعی (مدل ICONS) و سازه مدل‌سازی شده در SAP2000 است. پس از انجام محاسبات مقدار ضریب تعیین برای داده‌های نمودارهای فوق برابر با $0/82$ به دست



شکل (۶): منحنی‌های IDA ساختمان ۶ طبقه نامنظم (۱۰ درصد).



شکل (۷): منحنی‌های IDA ساختمان ۹ طبقه نامنظم (۲۰ درصد).

۶- صحت‌سنجی مدل

برای صحت‌سنجی از مدل استاندارد ICONS استفاده شده است. این مدل، یک ساختمان چهار طبقه و سه دهانه می‌باشد که در سال ۱۹۹۹ در ایتالیا برای نشان دادن تأثیر زلزله بر روش‌های رایج ساخت‌وساز در آن کشور به صورت مقیاس کامل ساخته شد (Carvalho et al., 1999). نمای سه‌بعدی سازه در شکل (۸) نشان داده شده است.

مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از مدل ICON و مدل‌سازی آن در نرم‌افزار SAP2000 در شکل (۹) نشان داده شده است. برای نشان دادن میزان انطباق دو منحنی از ضریب تعیین به روش پیرسن^{۱۱} استفاده شده است که در رابطه (۳) نشان داده شده است.

$$\rho_{X,Y} = \frac{cov(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (3)$$

که در آن $\rho_{X,Y}$ ضریب تعیین^{۱۱} است که مقدار آن بین -1 تا 1 می‌تواند باشد. مقدار 1 نشان‌دهنده همبستگی قوی بین دو متغیر

$$Fd(IM) = P[DM \geq d | IM] \quad (4)$$

که در آن IM معیار شدت، DM معیار خرابی و d مرز حالت حدی خرابی می‌باشد. با فرض توزیع لاگ‌نرمال متغیر تصادفی پاسخ سازه (DM)، تقریبی از میانه پاسخ سازه به وسیله رابطه (۵) بیان می‌شود (Cornell, 2002).

$$DM = aIM^b \quad (5)$$

که در آن a و b ضرایب رگرسیون می‌باشند. به کمک روابط (۴) و (۵) می‌توان ثابت کرد که پارامتر معیار شدت نیز توزیعی لاگ‌نرمال دارد (Cornell, 2002). از آنجایی که اگر یک متغیر به صورت لاگ‌نرمال توزیع شده باشد، لگاریتم طبیعی آن به صورت نرمال توزیع شده است؛ بنابراین تابع شکنندگی به صورت رابطه (۶) به دست می‌آید.

$$Fd(IM) = P[DM \geq d | IM] = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \lambda}{\xi}\right) \quad (6)$$

که در آن $\ln(IM)$ لگاریتم طبیعی معیار شدت، λ و ξ نیز به ترتیب میانه و انحراف معیار لگاریتم طبیعی معیار شدت می‌باشند.

نمودارهای حاصل در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) نشان داده شده است. برای مثال، در شکل (۱۰) اگر زلزله‌ای با حداکثر شتاب زمین برابر با $g/3$ رخ دهد، احتمال فراگذشت از حالت حدی خرابی کامل در تمامی ساختمان‌های سه طبقه ناچیز و نزدیک به صفر می‌باشد؛ در حالی که احتمال فراگذشت از حالت حدی خرابی کم تقریباً ۱۰۰ درصد می‌باشد. با همین حداکثر شتاب $g/3$ ، احتمال فراگذشت ساختمان با پیچش ۲۰ درصد از سطح خرابی شدید، تقریباً ۵۵ درصد و برای ساختمان منظم در سطح خرابی متوسط، تقریباً ۹۴ درصد می‌باشد.

با استخراج حداکثر اختلاف بین ساختمان‌های دارای پیچش و ساختمان‌های منظم در منحنی‌های شکل‌های (۱۰) تا (۱۲)، نمودارهای نشان داده شده در شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) حاصل می‌گردد. برای مثال نمودار شکل (۱۳) نشان می‌دهد که در ساختمان سه طبقه بیشترین اختلاف بین ساختمان‌های نامنظم و منظم در حالت حدی خرابی شدید رخ داده است.

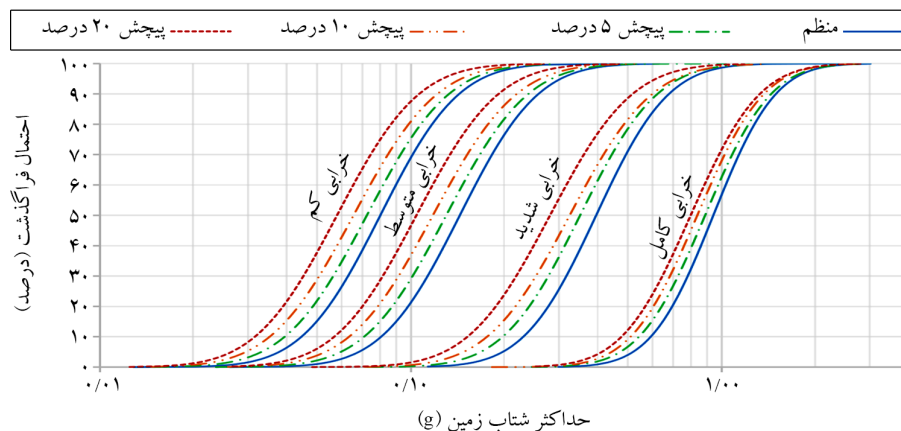
آمد که نشان‌دهنده‌ی وجود همبستگی خوب بین داده‌های سازه واقعی و مدل شبیه‌سازی شده می‌باشد و رفتار سازه در هر دو مدل تقریباً منطبق برهم است. به عبارت دیگر مناسب بودن روش مدل‌سازی و نتایج حاصل از آن را تأیید می‌نماید.

۷- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

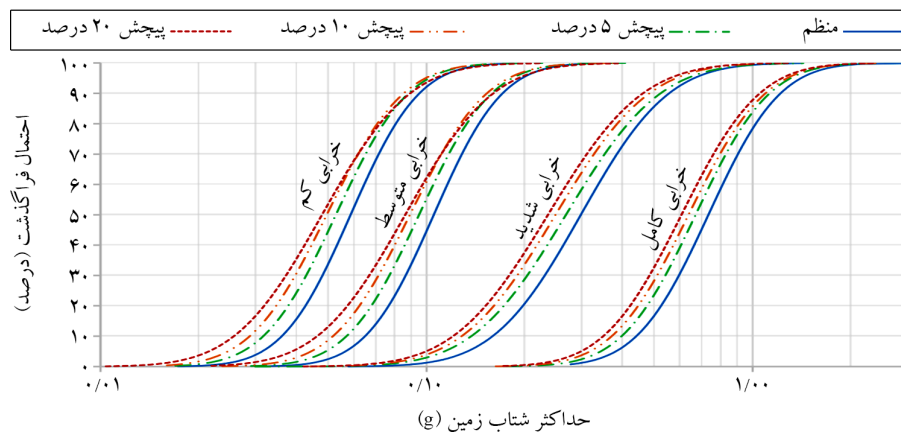
منحنی‌های شکنندگی به وسیله یک احتمال شرطی که از یک حالت حدی مشخص عبور می‌کند و آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه را مشخص می‌نماید، تعریف می‌شود. برای ساخت منحنی‌های شکنندگی روش یا استراتژی قطعی وجود ندارد. میزان زیادی عدم قطعیت در هر یک از مراحل فرآیند تولید این منحنی‌ها وجود دارد. این عدم قطعیت‌ها به دلیل تغییرپذیری مشخصه‌های زلزله، مدل تحلیلی، مصالح به کار رفته و تعریف حالات حدی خرابی می‌باشد. روش‌های مختلف ارزیابی آسیب‌پذیری که در گذشته پیشنهاد شده است را می‌توان به چهار گروه دسته‌بندی کرد (Amirihormozaki et al., 2015): ۱- تجربی، ۲- بر اساس نظر متخصص، ۳- تحلیلی و ۴- ترکیبی.

در این مقاله از منحنی‌های شکنندگی تحلیلی برای پیش‌بینی توزیع خرابی ساختمان‌ها استفاده شده است. در مطالعات پیشین برای توسعه منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بتن مسلح دو معیار جابه‌جایی طیفی و حداکثر شتاب زمین بیشترین کاربرد را داشته است (Pitilakis, 2013). از آنجایی که در این مقاله ساختمان‌ها با ارتفاع‌های مختلف با یکدیگر مقایسه می‌شوند؛ استفاده از معیار جابه‌جایی طیفی به عنوان معیار شدت مناسب نیست؛ زیرا این معیار به دوره تناوب وابسته است و دوره تناوب نیز با تغییر ارتفاع ساختمان تغییر می‌کند؛ بنابراین در این پژوهش از حداکثر شتاب زمین به عنوان معیار شدت استفاده شده است که به مشخصات سازه وابسته نیست و برای تمام ساختمان‌ها مقداری ثابت دارد؛ بنابراین معیار شدت، حداکثر شتاب زمین و معیار خرابی، نسبت جابه‌جایی نسبی درون طبقه‌ای انتخاب شده است.

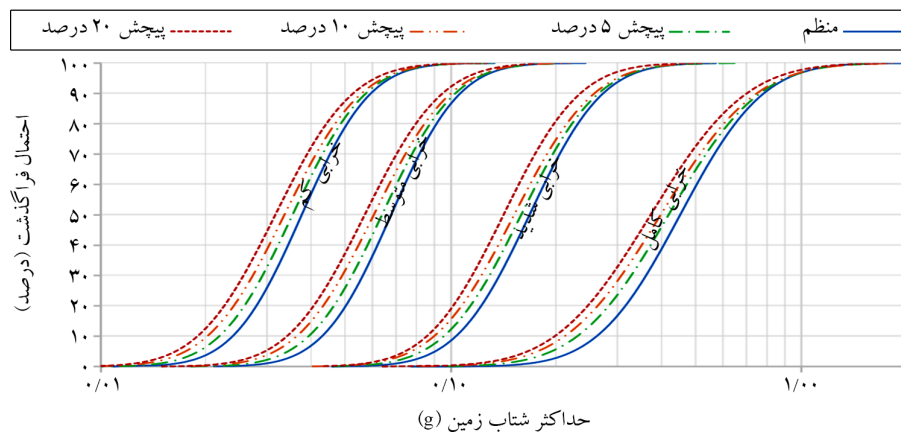
تابع شکنندگی احتمال فراگذشت از یک حالت حدی را به ازای یک معیار شدت معین، بیان می‌کند، به عبارت دیگر:



شکل (۱۰): منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۳ طبقه.

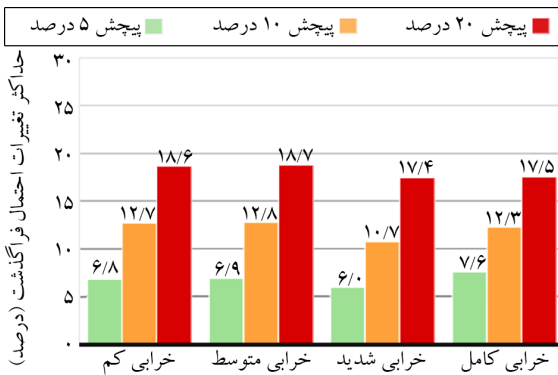


شکل (۱۱): منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۶ طبقه.

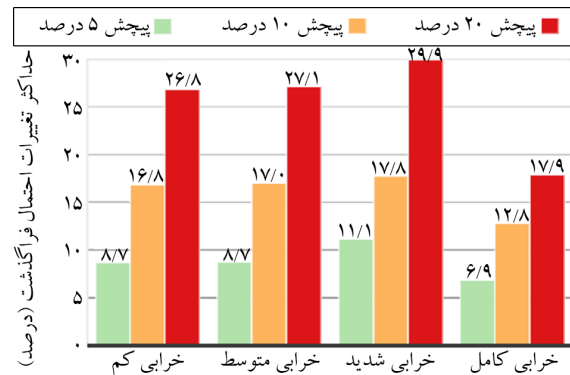


شکل (۱۲): منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۹ طبقه.

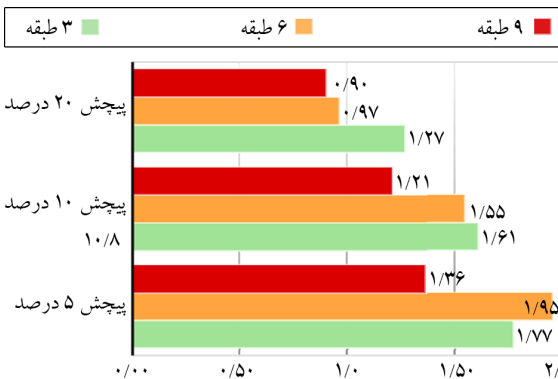
بدین صورت که در ساختمان‌های نامنظم با پیچش‌های ۵، ۱۰ و ۱۷/۸ و ۲۹/۹ درصد می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که در حالت حدی خرابی کامل، کمترین افزایش احتمال فراگذشت در ساختمان‌های نامنظم نسبت به منظم وجود دارد. احتمال خرابی نسبت به ساختمان منظم به ترتیب برابر با ۱۱/۱، ۲۰ درصد برای حالت حدی خرابی شدید، بیشترین افزایش



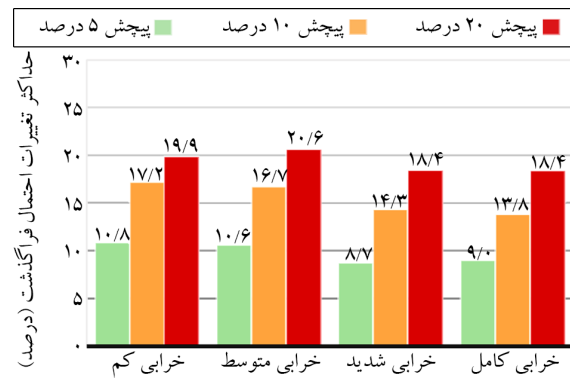
شکل (۱۵): حداکثر تغییرات احتمال فراگذشت با افزایش پیشش در ساختمان‌های ۹ طبقه.



شکل (۱۳): حداکثر تغییرات احتمال فراگذشت با افزایش پیشش در ساختمان‌های ۳ طبقه.



شکل (۱۶): نسبت میانگین حداکثر افزایش احتمال فراگذشت به پیشش سازه در تمامی حالات حدی.



شکل (۱۴): حداکثر تغییرات احتمال فراگذشت با افزایش پیشش در ساختمان‌های ۶ طبقه.

حالات حدی به پیشش اعمال شده به سازه، کاهش می‌یابد (جدول ۴).

جدول (۴): نسبت پیشش سازه به میانگین حداکثر افزایش احتمال فراگذشت از تمامی حالات حدی.

تعداد طبقات	پیشش ۵ درصد	پیشش ۱۰ درصد	پیشش ۲۰ درصد
۳ طبقه	۱/۷۷	۱/۶۱	۱/۲۷
۶ طبقه	۱/۹۵	۱/۵۵	۰/۹۷
۹ طبقه	۱/۳۶	۱/۲۱	۰/۹

۸- نتیجه گیری

در این مقاله به منظور بررسی اثرات پیشش بر ساختمان‌های بتن مسلح، منحنی‌های شکنندگی به کمک نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی ترسیم شد و پس از آن حالات مختلف خرابی

رابطه بین درصد پیشش اعمال شده به سازه و میانگین حداکثر درصد افزایش احتمال فراگذشت از حالت‌های خرابی مختلف به کمک مقادیر حداکثر هر چهار حالت حدی در شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) با میانگین‌گیری به ازای هر پیشش و تقسیم بر مقدار پیشش اعمال شده به سازه به دست می‌آید. همان‌طور که در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود، بیشترین نسبت افزایش احتمال فراگذشت به درصد پیشش اعمال شده در سازه، در پیشش ۵ درصد رخ داده است. به عبارت دیگر صرف وجود پیشش در سازه هر چند به میزان کم (۵ درصد)، باعث افزایش احتمال خرابی به میزان ۱/۷۷ برابر پیشش اعمالی به سازه برای ساختمان ۳ طبقه، ۱/۹۵ برابر برای ساختمان ۶ طبقه و ۱/۳۶ برابر برای ساختمان ۹ طبقه شده است. به طور کل با افزایش پیشش اعمالی به سازه، نسبت افزایش احتمال فراگذشت از تمامی

اتفاق می‌افتد. برای مثال در شکل (۱۲) بازه تغییرات حداکثر شتاب زمین برای حالت خرابی کم در محدوده ۰/۱ تا ۰/۱ می‌باشد و برای حالت خرابی کامل بین ۰/۱ تا ۱/۹ است.

در کلیه ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه با توجه به شتاب مبنای طراحی (۰/۳g) احتمال فراگذشت از حالت حدی خرابی کامل کمتر از ۱۰ درصد می‌باشد که نشان‌دهنده عملکرد خوب ساختمان‌های مورد مطالعه در برابر زلزله مبنای طرح می‌باشد. در ساختمان ۹ طبقه مقادیر اندکی بیشتر است؛ با این وجود کماکان احتمال فراگذشت برای ساختمان منظم زیر ۲۰ درصد می‌باشد و در بدترین حالت یعنی ساختمان با پیچش ۲۰ درصد، مقدار احتمال فراگذشت تقریباً ۳۳ درصد است و با توجه به اینکه طراحی سازه برای پیچش صورت نگرفته است، کماکان این مقدار قابل قبول می‌باشد.

در کلیه حالات حدی خرابی با افزایش تعداد طبقات احتمال فراگذشت افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر ساختمان ۹ طبقه بیشترین میزان خرابی و ساختمان ۳ طبقه کمترین میزان خرابی را خواهد داشت. علت این پدیده در ساختمان‌های بتن مسلح با سیستم باربر جانبی قاب خمشی را می‌توان فعال شدن اثرات مودهای بالاتر با افزایش ارتفاع دانست.

افزایش حداکثر شتاب زمین و تأثیر آن بر افزایش احتمال فراگذشت ساختمان‌های نامنظم نسبت به منظم با ارتفاع ساختمان رابطه معکوس دارد.

نسبت بین افزایش احتمال فراگذشت ساختمان‌های نامنظم نسبت به منظم و پیچش وارده بر ساختمان، با افزایش پیچش کاهش می‌یابد.

References

- ACI (2014). Building Code requirements for structural concrete and commentary, 318-14. *American Concrete Institute eBooks*.
- Amirihormozaki, E., Pekcan, G., & Itani, A.M. (2015). Analytical fragility functions for horizontally curved steel I-girder highway bridges. *Earthquake Spectra*, 31(4), 2235-2254.

مراجع

بر اساس حداکثر جابه‌جایی نسبی و مطابق با FEMA HAZUS تعیین شده است. نتایج و مشاهدات حاصل به شرح زیر است:

در هر ساختمان افزایش نامنظمی در سازه باعث افزایش احتمال فراگذشت از کلیه حالات حدی می‌شود. مقادیر تقریبی حداکثر افزایش احتمال فراگذشت از کلیه حالات حدی ساختمان نامنظم نسبت به منظم مطابق جدول (۵) می‌باشد.

جدول ۵- تغییرات احتمال فراگذشت در پیچش‌های مختلف.

احتمال فراگذشت (درصد)			
تعداد طبقات	پیچش ۵ درصد	پیچش ۱۰ درصد	پیچش ۱۵ درصد
۳ طبقه	۱۱ تا ۷	۱۳ تا ۱۸	۱۸ تا ۳۰
۶ طبقه	۱۱ تا ۹	۱۴ تا ۱۷	۱۸ تا ۲۱
۹ طبقه	۸ تا ۶	۱۱ تا ۱۳	۱۷ تا ۱۹

در نظر گرفتن خروج از مرکزیت اتفاقی حداقل ۵ درصد موضوع بند ۳-۷-۳-۳ از استاندارد ۲۸۰۰ برای کلیه ساختمان‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه باعث افزایش احتمال فراگذشت از کلیه حالات حدی در حداکثر بین ۶ تا ۱۱ درصد می‌شود. مطابق بند ۳-۷-۳-۴ از استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفتن خروج از مرکزیت اتفاقی ۵ درصد برای ساختمان ۳ طبقه الزامی ندارد؛ با این وجود نتایج نشان می‌دهد در نظر گرفتن خروج از مرکزیت اتفاقی ۵ درصد برای ساختمان ۳ طبقه، حداکثر باعث افزایش احتمال فراگذشت از تمامی حالات حدی بین ۷ تا ۱۱ درصد می‌شود. به عبارت دیگر سازه منظم ۳ طبقه‌ای که در طراحی آن خروج از مرکزیت حداقل در نظر گرفته شده باشد، حداکثر بین ۷ تا ۱۱ درصد در جهت اطمینان می‌باشد.

در منحنی‌های شکنندگی برای کلیه ساختمان‌های منظم و نامنظم با افزایش سطح خرابی از حالت حدی خرابی کم به سمت حالت حدی خرابی کامل، بازه تغییرات حداکثر شتاب زمین افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر حالت حدی خرابی کم، در کمترین بازه حداکثر شتاب زمین رخ می‌دهد و حالت حدی خرابی کامل، در بیشترین بازه حداکثر شتاب زمین

Advanced Engineering Building Module (AEBM).

Haselton, C. B., & Deierlein, G. G. (2006). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings* (PEER Report 2006/08). Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Haselton, C. B., Whittaker, A. S., Hortacsu, A., Baker, J. W., Bray, J., & Grant, D. N. (2012). Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response-history analyses. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 4207-4217. Earthquake Engineering Research Institute.

Hernandez-Fajardo, I. (2012). *Probabilistic Fragility of Interdependent urban Systems Subjected to Seismic Hazards* [Doctoral dissertation, Rice University].

Jiang, H., Liu, X., & Hu, L. (2015). Seismic fragility assessment of RC frame-shear wall structures designed according to the current Chinese Seismic Design Code. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 14(2), 459-466. doi: 10.3130/jaabe.14.459

Karapetrou, S., Fotopoulou, S., & Ptilakis, K. (2015). Seismic vulnerability assessment of high-rise non-ductile RC buildings considering soil-structure interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 73, 42-57. doi: 10.1016/j.soildyn.2015.02.016

Kırçıl, M. S., & Polat, Z. (2006). Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures*, 28(9), 1335-1345. doi: 10.1016/j.engstruct.2006.01.004

Lagaros, N. D. (2008). Probabilistic fragility analysis: A tool for assessing design rules of RC buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(1), 45-56.

Permanent Committee for Revising the Standard 2800. (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (4th ed.). Building and Housing Research Center (in Persian).

Ptilakis, K. (2013). *Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain* (SYNER-G Project No. 244061).

Syed, S. Q. (2013). *Seismic Probabilistic Fragility Assessment of Reinforced Concrete Shear Wall Structures in Nuclear Power Plants* [Doctoral

Applied Technology Council & National Earthquake Hazards Reduction Program (US). (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (FEMA P-58). Federal Emergency Management Agency.

Applied Technology Council (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors* (FEMA P-695). Federal Emergency Management Agency.

ASCE (2017). *Seismic evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers eBooks. doi: 10.1061/9780784414859

Bayati, Z., & Soltani Mohammadi, M. (2011). Evaluation of selecting and scaling accelerometers for seismic design of reinforced concrete frames against collapse [Paper presentation]. *The 6th National Conference in Civil Engineering*, Semnan, Iran (in Persian).

Carvalho, E.C., Coelho, E., & Campos-Costa, A. (1999). *Preparation of the Full-Scale Tests on Reinforced Concrete Frames* (ICONS Report). Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network.

Computers and Structures, Inc. (2017). *SAP2000* (Version 19.1.1) [Computer software].

Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526-533. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526)

Dumova-Jovanoska, E. (2000). Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(6), 455-466.

Enayati Abar, H., & Fallahi, A. (2016). Preparation of seismic fragility curves for reinforced concrete buildings with intermediate moment frame system [Paper presentation]. *The 9th National Conference in Civil Engineering*, Mashhad, Iran (in Persian).

Erberik, M. A., & Elnashai, A. S. (2004). Fragility analysis of flat-slab structures. *Engineering Structures*, 26(7), 937-948. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.02.012

Federal Emergency Management Agency. (2003). HAZUS-MH 2.1 earthquake loss estimation methodology: Technical and User's Manual of

dissertation, North Carolina State University].

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. doi: 10.1002/eqe.141

واژه‌نامه

Fragility Curve	۱- منحنی شکنندگی
Intensity Criterion	۲- معیار شدت
Torsional Irregularity	۳- نامنظمی پیچشی
Hysteresis	۴- هیستریزیس
Failure Limit States	۵- حالات حدی
Damage Measure	۶- معیار خرابی
Higher Modes	۷- مدهای بالاتر
Command Line	۸- خط فرمان
Visual Basic for Application	۹- برنامه‌نویسی ویژوال بیسیک
Pearson Method	۱۰- روش پیرسن
Coefficient of Determination	۱۱- ضریب تعیین

Studying the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings with Torsional Irregularity Using Fragility Curves

Somaieh Hatami^{1*} and Mostafa Salehi²

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Khormuj Branch, Islamic Azad University, Khormuj, Iran, *Corresponding Author, email: somaieh.hatami@iau.ac.ir
2. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Khormuj Branch, Islamic Azad University, Khormuj, Iran

The damages caused to buildings in recent earthquakes show that seismic evaluation is vital and necessary in order to predict the possibility of building damage. Iran is considered a seismically dangerous region due to its location on numerous faults. Many of the multi-story buildings constructed in these areas are reinforced concrete buildings, which are more likely to fail if they have torsional irregularities. In this article, the risk assessment in reinforced concrete buildings with torsional irregularity is discussed using fragility curves. Fragility curves express the probability of structural failure based on a function of an earthquake intensity criterion such as maximum ground acceleration, acceleration response spectrum in the fundamental period of the structure under a 5% damping ratio, or other intensity criteria. To investigate the effect of torsion, reinforced concrete buildings with intermediate moment frame, with variable heights (3, 6 and 9 floors) and for different torsions (5%, 10%, and 20% due to the difference between the center of mass and the center of stiffness) in three dimensions are modeled using SAP2000 version 19 software. Buildings are designed based on equivalent static analysis and incremental dynamic analysis according to ASCE 41-13, and capacity curves are extracted as the output of incremental dynamic analysis. Using the results of the analysis and with the help of statistical analysis, fragility curves have been drawn, which are used to describe the probability of exceedance a certain level of failure. Almost all the failure levels used in previous studies are based on hypothetical values of the failure criterion. It is very difficult to determine these limit values of the failure criterion analytically. These values are obtained based on the results of experience, engineering judgment, and past earthquake experiences. In this study, fragility curves for four levels of failure, including low, moderate, high, and complete failure, are generated based on FEMA 433: Using HAZUS-MH for Risk Assessment (2004), which correspond to maximum relative displacement ratios of 0.5%, 0.9%, 3.2%, and 6%, respectively. For validation, the standard ICONS model was used, which is a 4-story, 3-span structure and was built in full scale by Carvalho et al. in 1999. The results obtained from the ICONS model and the modeling in SAP2000 software showed that there is a good correlation between the real structure data and the simulated model. Therefore, the suitability of the modeling method and its results were confirmed.

The results showed that with the increase of torsion in reinforced concrete buildings, in all failure limit states, the probability of exceeding each limit state increases, so that for buildings with 3, 6 and 9 floors, 5% torsion causes an increase in the probability of exceeding all limit states between 6% and 11% with 20% torsion, this value reaches 17-30%. Also, with the increase in the number of floors (increase in height) in all buildings, the probability of exceeding all failure limit states increases. The cause of this phenomenon in reinforced concrete buildings with a lateral bearing system of the moment frame can be considered to be the activation of the effects of higher modes with the increase in height. In 3- and 6-story buildings, considering the acceleration design (0.3g), the probability of exceeding the limit state of complete failure is less than 10%, which shows good performance of these buildings. In the 9-story building, this value is slightly higher; however, the probability of exceeding for the regular building is still less than 20%. The worst case is a building with a torsion of 20%, which gives a probability of exceeding by approximately 33%, and is still acceptable considering that the structure has not been designed for torsion.

Keywords: Torsional Irregularity, Reinforced Concrete Buildings, Fragility Curves, Incremental Dynamic Analysis.