

بررسی حساسیت لرزه‌ی ساختمان‌های بتنی قالب‌توانی به خروج از مرکزیت جرم در پلان

وحید محسنیان (کارشناس ارشد)

سهیل رستم‌کلائی (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

عبدالرضا سروقدمقدم* (دانشیار)
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

سید بهرام بهشتی اول (دانشیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۳۹۶ (۱۳-۳)
دوری ۲ - ۳۳، شماره ۳/۲، ص. ۱۶-۳

بررسی‌ها درخصوص سیستم قالب‌توانی، حاکی از تقدم مدهای پیچشی بر مدهای انتقالی در بسیاری از ساختمان‌های متداول با سیستم مذکور است. این ویژگی مختص ساختمان‌های نرم پیچشی است، که در آنها غالباً خروج از مرکزیت جرم، سختی و مؤلفه‌ی پیچشی زلزله سبب افزایش پاسخ‌های نیرویی و تغییر مکانی می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، حساسیت لرزه‌ی ساختمان‌های قالب‌توانی ۵ و ۱۰ طبقه به توزیع نامتقارن جرم در پلان ارزیابی و به ازاء خروج از مرکزیت‌های مختلف جرم، سطح عملکرد ساختمان‌های مذکور در زلزله‌ی طرح به روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون تعیین شده است. برآورد نسبت بسامدهای غیرهمبسته و ارائه‌ی منحنی‌های شکنندگی به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی از دیگر دستاوردهای پژوهش حاضر است. نتایج به دست آمده بیانگر ظرفیت زیاد و عملکرد لرزه‌ی مناسب ساختمان‌های ذکر شده تحت پیچش ناشی از توزیع نامتقارن جرم است، به گونه‌ی که ساختمان‌ها به ازاء خروج از مرکزیت‌های مختلف جرم، در زلزله‌ی طرح در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه قرار گرفتند.

واژگان کلیدی: سیستم قالب‌توانی، خروج از مرکزیت جرم، پیچش سازه، منحنی شکنندگی، نسبت بسامدهای غیرهمبسته.

۱. مقدمه

در سیستم ساختمانی قالب‌توانی، فقط از المان‌های دال و دیوار به عنوان عناصر برابر قائم و جانبی استفاده می‌شود، که به صورت هم‌زمان بتن‌ریزی می‌شوند. این نحوه‌ی اجرا، ضمن بالابردن سرعت و کیفیت ساخت، رفتار لرزه‌ی مجموعه‌ی ساختمان را از نظریکبارچگی اعضا و اتصالات آنها نیز به نحو چشمگیری بهبود می‌بخشد. علت نام‌گذاری «قالب‌توانی»، به دلیل نحوه‌ی اجرای این نوع سیستم است، که مطابق شکل ۱ قالب‌های فلزی دیوارها و سقف ضمن اجرا به صورت جعبه‌های توخالی هستند و از این جهت آن را «سیستم جعبه‌ی» نیز می‌نامند.^[۱] طی دو زلزله‌ی کوچالی ($M_w = 7.4$) و دوزجه ($M_w = 7.2$) در سال ۱۹۹۹ در ترکیه، مقاومت و کارایی مناسب ساختمان‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی، که با روش قالب‌توانی ساخته شده بودند، نشان داده شده و بررسی‌ها معلوم کرده است که عملکرد لرزه‌ی سیستم ساختمانی ذکر شده در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه دیوار برشی بهتر بوده است.^[۲]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۱۲/۹، اصلاحیه ۱۳۹۴/۹/۷، پذیرش ۱۳۹۴/۱۲/۸.

mohsenian.vahid@gmail.com
soheil.rostamkalee@gmail.com
moghadam@iiees.ac.ir
beheshti@kntu.ac.ir

در بسیاری موارد، علی‌رغم منظم بودن ساختمان‌های قالب‌توانی در پلان و ارتفاع و نیز تقارن کامل در چیدمان دیوارها و بارگذاری، مد اول آنها پیچشی گزارش شده است. ملاحظات اجرایی و لزوم خروج قالب‌ها باعث می‌شود که در بخش عمده‌ی از اضلاع خارجی، دیوارهای ساختمانی وجود نداشته باشند و به همین دلیل، در ساختمان‌های قالب‌توانی معمولاً سختی پیچشی از سختی جانبی کمتر است.^[۳] رفتار پیچشی غالب در مد اول از خصوصیات بارز ساختمان‌های نرم پیچشی است، که در آنها نسبت بسامد مد پیچشی به انتقالی همواره کمتر از ۱ است. این قبیل ساختمان‌ها به خروج از مرکزیت جرم نسبت به سختی و زلزله‌ی ورودی حساس‌ترند.^[۴]

علی‌رغم کاربرد گسترده، متأسفانه درخصوص طراحی این نوع سیستم سازه‌ی، آیین‌نامه‌ی مدونی وجود ندارد. مطالعات انجام شده بر روی ساختمان‌های قالب‌توانی اگر چه ارزشمند، ولی محدود است.

طی مطالعاتی در سال ۱۹۹۸، بانک اطلاعاتی به دست آمده از زلزله‌های متعدد کالیفرنیا با نتایج به دست آمده از روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ها مقایسه و مشخص



شکل ۱. قالب‌بندی ساختمان بتنی قالب‌تونلی.

آرما تور طولی مختلف، تحلیل‌هایی در دو جهت اصلی انجام و مشخص شده است که افزودن آرما تورهای طولی متمرکز در گوشه‌ی دیوارها، اثر مثبتی در رفتار آنها دارد و می‌تواند مد خرابی آنها را در درصد کم آرما تور نیز از حالت ترد خارج کند.^[۱۰]

مطالعاتی بر روی چند ساختمان قالب‌تونلی با پلان‌ها و ارتفاع‌های مختلف انجام و معلوم شده است که دوره‌ی تناوب اصلی در هر جهت مستقیماً به ارتفاع کلی ساختمان وابسته است و نسبت ابعاد سازه و درصد دیوارها تأثیر زیادی در آن ندارد.^[۱۱] به علاوه، ترتیب سه مد اول ساختمان‌ها مستقل از ارتفاع کلی و درصد دیوارها در پلان بوده است. به منظور درک بهتر رفتار لرزه‌ی سازه‌های قالب‌تونلی

در محدوده‌ی غیرخطی، مطالعاتی تجربی بر روی دو نمونه‌ی ساخته‌شده با مقیاس ۱ به ۵ انجام شده است. نتایج آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی روی نمونه‌ها حکایت از رفتار ترد آنها داشته و طی آن، خرابی‌هایی در دال‌ها به صورت برش منگنه‌یی و در اتصال‌های دال به دیوار و دیوار به شالوده مشاهده شده است. بعد

از انجام آزمایش ارتعاش اجباری روی نمونه‌ها معلوم شده است که ترک‌خوردگی دال‌ها نقش مؤثری در تغییر زمان تناوب مد ارتعاشی اول نوسانی سازه دارد و ضرایب

ترک‌خوردگی موجود در میث ششم مقررات ملی ساختمان، تقریب مناسبی برای برآورد زمان تناوب نمونه‌ها نتیجه می‌دهد. در ادامه، نتایج مدل‌سازی عددی و تحلیل رایانه‌ی نمونه‌ها با نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌ها مقایسه شده و نتایج برابری خوبی داشته است.^[۱۲] همچنین طی یک سری مطالعات تحلیلی، برای محاسبه‌ی ضریب رفتار از روش ۶۳-ATC استفاده شده و نتایج نشان داده است که ضریب رفتار ۴ برای ساختمان‌های قالب‌تونلی، انتخاب مناسبی است. ضمن این مطالعات، محققان جهت استخراج ضریب رفتار، برآورد زمان تناوب مد اول نوسان و مکانیزم‌های خرابی و شکست قالب‌تونلی‌ها، مطالعات عددی و تجربی بیشتری را لازم دانستند.^[۱۳]

مطالعاتی نیز بر روی دو ساختمان قالب‌تونلی ۵ و ۱۰ طبقه‌ی اجراشده در ایران انجام شده و نتایج به‌دست‌آمده نشان داده است که سیستم به کاررفته در دو ساختمان مذکور، با توجه به جزئیات خاص مورد استفاده، اضافه مقاومت قابل توجه و در عین حال شکل‌پذیری مناسبی داشته و روند به کاررفته در طراحی دو ساختمان ذکرشده، قابلیت عملکردی مناسبی را در آنها ایجاد کرده است. جهت نتیجه‌گیری عمومی در خصوص ضریب رفتار، از نظر محققان بررسی‌های انجام‌شده کافی نبوده و به لزوم مطالعات بیشتر در این زمینه تأکید شده است.^[۱۴]

ضمن مطالعه‌ی در سال ۲۰۱۲، به بررسی تأثیر پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه بر مشخصات دینامیکی ساختمان‌های قالب‌تونلی با پلان‌ها و ارتفاعات مختلف پرداخته شده است. خاک به کمک فنرهایی به‌صورت خطی مدل شده و تحلیل‌ها در دو حالت با و بدون اندرکنش خاک و سازه، بر روی مدل‌های سه‌بعدی صورت گرفته است. در ادامه، براساس نتایج تحلیل‌های انجام‌شده، روابطی برای تخمین دوره‌ی تناوب اصلی ساختمان‌های قالب‌تونلی با احتساب پدیده‌ی اندرکنش خاک و سازه پیشنهاد شده است.^[۱۴]

مرور ادبیات فنی و مطالعات پیشین حاکی از آن است که تاکنون مطالعات تجربی و عددی به منظور بررسی تأثیر ایجاد نامنظمی در پلان در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ساخته‌شده با شیوه‌ی قالب‌تونلی صورت نپذیرفته است. با توجه به ضوابط موجود در زمینه‌ی طرح و اجرای سیستم نام‌برده،^[۱۵] به نظر می‌رسد که در زمان بهره‌برداری، نامنظمی جرمی محتمل‌ترین نوع نامنظمی برای ساختمان‌های ساخته‌شده با شیوه‌ی مذکور است. بر این اساس، در مطالعه‌ی حاضر، در نظر گرفتن توزیع غیریکنواخت جرم در پلان و در نتیجه اعمال خروج از مرکزیت‌های مختلف جرم بر ساختمان‌های طراحی‌شده براساس آیین‌نامه‌های طراحی و بارگذاری موجود، رفتار این سیستم با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون، در محدوده‌ی

شده است که استفاده از روابط مذکور برای محاسبه‌ی زمان تناوب ساختمان‌های قالب‌تونلی، منجر به نتایج دقیقی نمی‌شود و این موضوع سبب تخمین نامناسب نیروهای زلزله خواهد شد.^[۵]

در مطالعات دیگری (۲۰۰۰) به منظور اندازه‌گیری زمان تناوب ساختمان‌های پانلی، زمان تناوب ساختمان‌های مختلف از لحاظ ارتفاع، شکل و نسبت ابعاد پلان در دو جهت اصلی به روش ارتعاشات محیطی اندازه‌گیری شده است. ضمن بررسی معادلات زمان تناوب در آیین‌نامه‌های کروی جنوبی، ژاپن، استرالیا و UBC مشخص شده است که معادلات تجربی زمان تناوب در تمامی آیین‌نامه‌های ذکرشده نامناسب بوده و مقدار زمان تناوب ساختمان‌ها با استفاده از معادلات مذکور بسیار کمتر یا بیشتر از مقدار واقعی برآورد شده است.^[۶]

در مطالعاتی بر روی ۸۰ ساختمان قالب‌تونلی با تعداد طبقات و پلان‌های مختلف، در بسیاری از موارد مدهای پیچشی بر مدهای انتقالی مقدم بوده است. ضمن این مطالعات، رابطه‌ی برای محاسبه‌ی زمان تناوب ساختمان‌های قالب‌تونلی، در شرایطی که تعداد طبقات کمتر از ۱۵ باشد، پیشنهاد شده است.^[۳] با توجه به پیچیدگی و محدودیت کاربرد رابطه‌ی مذکور، طی مطالعاتی (۲۰۰۴)، معادله‌ی جدیدی مستقل از جهت برای تخمین زمان تناوب اصلی ساختمان‌های قالب‌تونلی ارائه شده و شایان ذکر است که در این مطالعات نیز در بسیاری از مدل‌های مورد

بررسی، مد پیچشی مد غالب بوده است.^[۷] دو نمونه ساختمان قالب‌تونلی ۲ و ۵ طبقه با پلان مشترک نیز در سال‌های ۲۰۰۳ و ۲۰۰۴ مطالعه شده و به‌صورت دوبعدی و سه‌بعدی تحت تحلیل بارافزون قرار گرفته‌اند. هر دو ساختمان در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی ترکیه پاسخ داده و مشخص شده است که رفتار حاکم در سیستم ساختمانی مذکور به‌صورت غشایی بوده و عملکرد کششی - فشاری همبسته‌ی دیوارها در سه بعد، نقشی مهم در باربری ساختمان‌های ساخته‌شده با شیوه‌ی ذکرشده ایفا می‌کند. در نهایت، برای ساختمان کوتاه‌تر، ضریب رفتار ۵ برای ساختمان بلندتر ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شده است.^[۸]

به منظور بررسی رفتار سه‌بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی بر روی نمونه‌هایی با آرما تورهای مسلح‌کننده‌ی کمینه انجام شده و نمونه‌ها در هر دو جهت اصلی، تحت بارگذاری جانبی شبه استاتیکی چرخه‌یی قرار گرفته است. با توجه به درصد کم آرما تورهای طولی، مد خرابی نمونه‌ها به‌صورت ترد گزارش شده است. با استناد به نتایج آزمایش‌های انجام‌شده، با کمک نرم‌افزار بر روی نمونه‌هایی با درصد

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده بر ساختمان‌ها مطابق جدول ۱ است. لازم به ذکر است، از قابلیت نرم‌افزار استفاده شده و با معرفی وزن مخصوص بتن مسلح برابر ۲۵۰۰ کیلوگرم برای هر مترمکعب، وظیفه محاسبه وزن دیوارهای سازه‌یی به خود نرم‌افزار محول شده است.

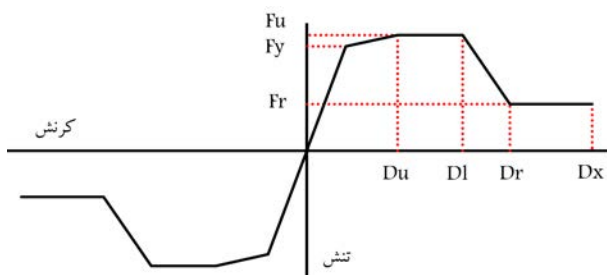
۳. مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی ساختمان‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار PERFORM.۳D (version ۴.۰.۳) [۲۱] استفاده شده است. با توجه به اینکه بیشتر دیوارهای موجود در پلان ساختمان‌های مورد مطالعه، طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن کمینه‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، [۱۵] در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای آنها، منجر به حاکم شدن کمینه‌ی ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است و اینکه پیش‌ناشی از نامنظمی، می‌تواند سبب تشدید تلاش‌های برشی شود، برش به‌عنوان پارامتر کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در بیشتر دیوارها و تمام تیرهای رابط بین‌شان لحاظ شده است. بدین ترتیب مطابق شکل‌های ۳ و ۴، برای دیوارها (جز تعدادی محدود که به‌صورت خمشی - کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شده است. معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به‌کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای رابط - کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری به‌عنوان معیار انتخاب می‌شود. [۲۲] در مطالعه‌ی حاضر، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها مطابق توصیه‌های ASCE 41-06 [۲۲]، مقاومت برشی اسمی مقطع المان به‌عنوان مقاومت نهایی لحاظ شده است. لازم به ذکر است که جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است.

مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط در نرم‌افزار با کمک المان «دیوار برشی» انجام شده است. رفتار برون‌صفحه‌ی کشسان برای دیوارها، دایفاگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلندشدگی پی و صرف‌نظر از لغزش آرماتورها در بتن، از دیگر فرضیات پژوهش حاضر هستند.

جدول ۱. مقادیر بارهای مرده و زنده‌ی در نظر گرفته‌شده برای طراحی اولیه.

بار (kg/m ²)	طبقات	بام
بار مرده	۶۴۰	۶۴۰
بار زنده	۲۰۰	۱۵۰



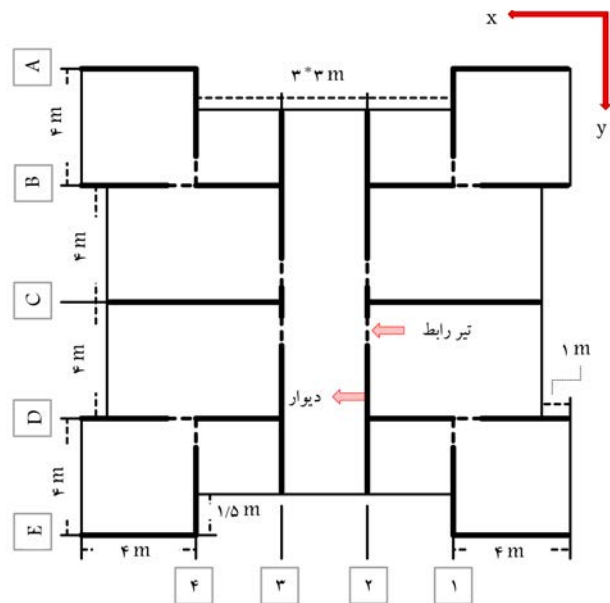
شکل ۳. رفتار برشی غیرخطی تعریف‌شده در نرم‌افزار. [۲۵]

تغییرشکل‌های غیرخطی ارزیابی و سطح عملکردی ساختمان‌ها پس از تغییر توزیع جرم در طبقات، به ازاء زلزله‌ی طرح تعیین و پاسخ‌های لرزه‌یی مرتبط برداشت شده است. برآورد نسبت بسامدهای غیرهمبسته و استخراج منحنی‌های شکنندگی به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی برای مدل‌های مورد بررسی نیز از دیگر دستاوردهای پژوهش حاضر است.

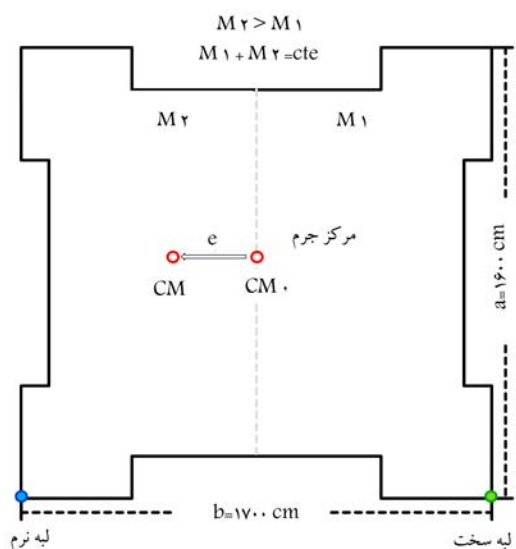
۲. مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

برای مطالعه‌ی حاضر از پلان با سیستم قالب‌تولی ارائه‌شده در شکل ۲ استفاده شده است. [۱۶] مطابق این شکل، پلان انتخابی منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است. خط‌چین‌های موجود در پلان معرف تیرهای رابط بالای بازشوهاست، که طول و ارتفاع‌شان به ترتیب ۱ و ۰٫۷ متر است. به منظور بررسی اثر ارتفاع در رفتار، ساختمان‌هایی با پلان ارائه‌شده و تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شده است. کاربری ساختمان‌های مذکور، مسکونی و موقعیت‌شان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه براساس طبقه‌بندی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰)، [۱۷] تیپ II در نظر گرفته شده است.

ساختمان‌های مورد مطالعه، ابتدا براساس آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا، [۱۸] با استفاده از نرم‌افزار ETABS (version ۹.۵.۰) [۱۹] و فقط در حالت بدون خروج از مرکزیت جرم (مدل مینا) طراحی و تمامی الزامات طراحی ارائه‌شده درخصوص قالب‌تولی‌ها [۲۰، ۱۵] نیز رعایت شده است. لازم به ذکر است که مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها، براساس مقدار معمول، که توسط طراحان برای سیستم قالب‌تولی استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است. در نهایت، ضخامت کلیه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر و آرماتورگذاری قائم و عرضی آنها به‌صورت دو لایه لحاظ شده است. برای تیرهای رابط، به منظور تأمین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، آرماتورهای قطری نیز طراحی شده است. [۲۱] ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر و در طراحی اعضاء سازه‌یی، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی، ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.



شکل ۲. پلان ساختمان‌های قالب‌تولی مورد مطالعه.



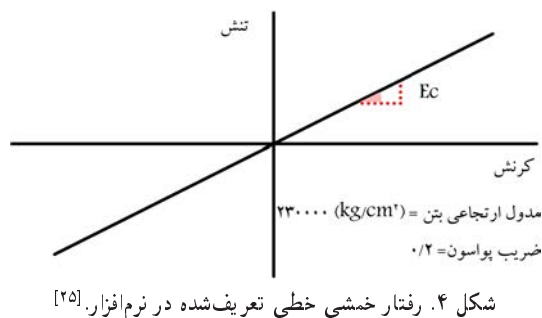
شکل ۵. جابه‌جایی مرکز جرم طبقات.

جدول ۲. ممان اینرسی جرمی طبقات.

خروج از مرکزیت (%)	ممان اینرسی جرمی (10^6 kg.m^2)	طبقات	بام
۰	۱۱,۶۰۰	۱۵,۰۱۰	
۵	۱۰,۴۳۰	۱۳,۵۰۰	
۱۰	۹,۳۸۶	۱۲,۱۴۰	
۱۵	۸,۴۶۴	۱۰,۹۵۰	
۲۰	۷,۶۶۴	۹,۹۱۶	

و تغییر شکل دیوارها و تیرهای رابط در تحلیل دینامیکی ساختمان ملاک عمل بوده است. سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود (نشریه‌ی ۳۶۰)،^[۳۳] به‌عنوان معیار خرابی در المان‌های ساختمان لحاظ و از مقادیر کمی متناظر به این حالات حدی جهت بررسی سطح عملکردی استفاده شده است (جدول ۳). در جدول ۴، کنترل‌های انجام شده برای المان‌های مشخص شده در محور ۲ پلان (موقعیت المان‌های مذکور، طبقه‌ی اول ساختمان است)، ارائه شده است. بررسی‌های انجام شده، صحت فرضیات مرحله‌ی مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌ها را تأیید می‌کند. ضمن اینکه تمامی دیوارها و تیرهای رابط ساختمان‌های مورد مطالعه تحت نگاشت‌های مذکور در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه قرار گرفته‌اند (شکل ۹).

برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آنها توسط برش کنترل می‌شود، نیروی محوری عضو باید کمتر از مقدار حاصل از رابطه‌ی $0.15f_c A_g$ باشد. در غیر این صورت لازم است برش به‌عنوان پارامتر پاسخ کنترل شونده توسط نیرو فرض شود.^[۳۳] بدین ترتیب، در جدول‌های مذکور، ظرفیت محوری المان‌ها از رابطه‌ی $0.15f_c A_g$ محاسبه شده است، که در آن A_g سطح مقطع کلی المان و f_c مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن مصرفی است. در ادامه، پاسخ‌های بیشینه‌ی دوران طبقات و بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی در محل‌های مرکز جرم، لبه‌های نرم و سخت دیافراگم طبقات بررسی شده‌اند. به‌ازاء تمامی خروج از مرکزیت‌ها، لبه‌ی چپ دیافراگم طبقه (لبه‌ی نرم) که در مقایسه با لبه‌ی راست (لبه‌ی سخت) به مرکز جرم طبقه نزدیک‌تر است، همواره تغییرمکان نسبی بیشتری



۴. تحلیل‌های غیرخطی

با بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می‌شود که سختی و سطح مقاومت ساختمان‌ها در جهت x پلان بیشتر از جهت y آن است. بر این اساس، رفتار ساختمان‌های مورد مطالعه فقط در جهت y پلان بررسی شده است.

با توجه به شکل ۵، در مدل مینا به منظور جابه‌جایی مرکز جرم در امتداد طولی پلان با ثابت نگه‌داشتن جرم طبقه، قسمت‌هایی از پلان نسبت به سایر قسمت‌ها سنگین‌تر در نظر گرفته شده است.^[۲۶]

شایان ذکر است که ممان اینرسی جرمی طبقات (I_M) نیز براساس شرایط جدید محاسبه شده است (جدول ۲).

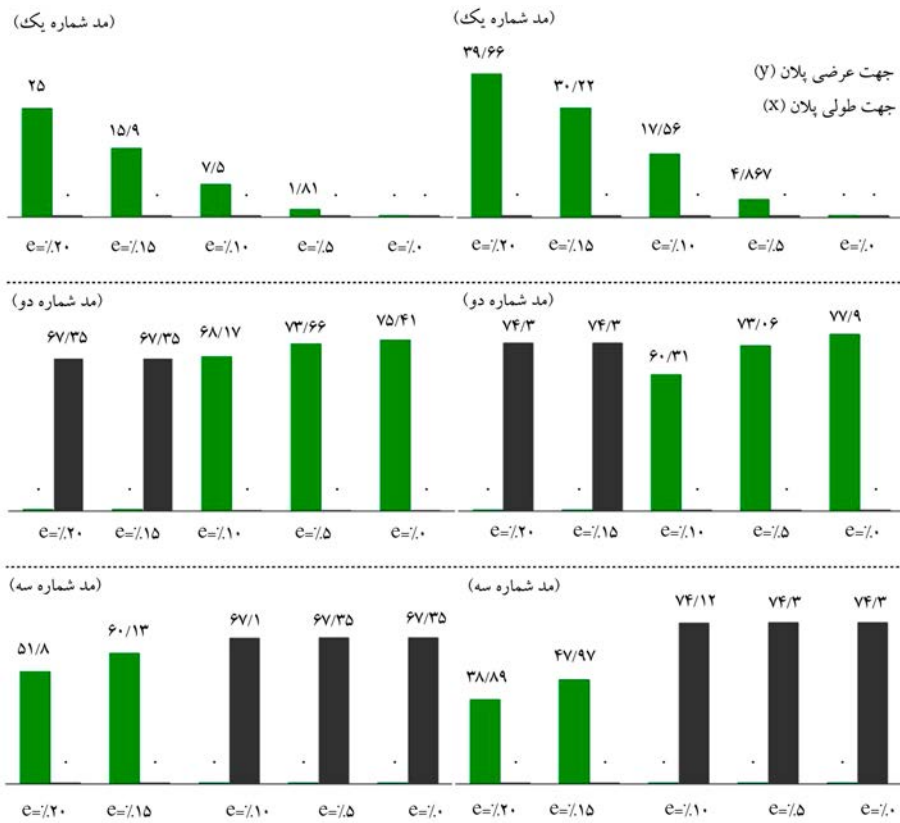
مقادیر بارهای مرده و زنده‌ی اعمال شده در مدل‌سازی این مرحله عیناً همان مقادیر در نظر گرفته‌شده برای مرحله‌ی طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها بوده و در ترکیب بارگذاری تقابلی و جانبی نیز مطابق رابطه‌ی ۱، حد بالای اثرات بار تقابلی لحاظ شده است.

$$Q_G = 1.1 [Q_D + Q_L] \quad (1)$$

که در آن، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده‌ی مؤثر است. ضمن تمامی تحلیل‌ها، گزینه‌ی مربوط به لحاظ‌شدن اثرات ثانویه (P-Delta) در نرم‌افزار فعال بوده است. نتایج تحلیل مقدار ویژه و بررسی مدها آشکار می‌سازد که در خروج از مرکزیت صفر (مدل مینا)، مد اول فاقد انتقال و کاملاً پیشگی است و خروج از مرکزیت‌ها، پیش‌ساختمان را با جابه‌جایی انتقالی در جهت y پلان توأم می‌کنند. با افزایش مقدار خروج از مرکزیت، میزان انتقال در راستای نام‌برده نیز افزایش می‌یابد؛ ضمن اینکه تا خروج از مرکزیت ۱۰٪، زمان تناوب مد اول در هر دو ساختمان کاهش می‌یابد و از آن پس روند افزایشی دارد (شکل‌های ۶ و ۷).

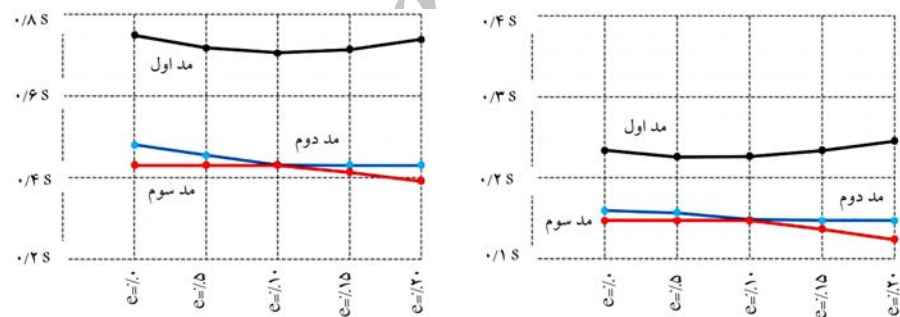
۱.۴. تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

جهت انطباق هر چه بیشتر نگاشت‌های به‌کار برده با خطر ساختمانی، تصمیم گرفته شده است که از نگاشت‌های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شود. بدین ترتیب ۷ نگاشت زلزله به‌صورت مصنوعی و براساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه، که براساس آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران،^[۱۷] برای خاک تیپ II و سطح خطری I (دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است (شکل ۸)، استخراج شده است. بیشینه‌ی شتاب در نگاشت‌های مذکور، به شتاب زلزله‌ی طرح ($PGA = 0.35g$) نزدیک است و برای تولید آنها از مؤلفه‌ی اصلی زلزله‌های معرفی شده در بخش ۵ استفاده شده است. بعد از انجام تحلیل، تمامی معیارهای پذیرش برای دیوارها و تیرهای رابط در حالت $e = 0\%$ بررسی شده است. شایان ذکر است که بیشینه‌ی نیروهای داخلی



الف) ساختمان ۵ طبقه؛ ب) ساختمان ۱۰ طبقه.

شکل ۶. ضریب جرم مؤثر انتقالی مدل‌ها در سه مدل اول (%).

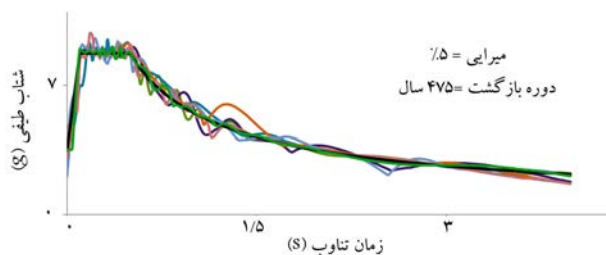


الف) ساختمان ۵ طبقه؛ ب) ساختمان ۱۰ طبقه.

شکل ۷. زمان تناوب مدل‌ها در سه مدل اول.

جدول ۳. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی - اعضاء کنترل شونده با برش [۲۳].

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل‌سازی			شرایط
زاویه‌ی دوران خمیری (رادیان)				نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه‌ی دوران خمیری (رادیان)		
سطح عملکرد					IO	c	b
نوع عضو							
غیراصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
۱/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۲/۰	۰/۷۵	الف) دیوارهای برشی یا قطعات دیوار همه‌ی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار



شکل ۸. مقایسه‌ی طیف شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با طیف طلب منطقه.

جدول ۴. کنترل معیارهای پذیرش برای المان‌های نام‌برده.

ساختمان ۵ طبقه	تیر رابط	نسبت نیاز به ظرفیت	دیوار	نسبت نیاز به ظرفیت
نیروی محوری (ton)	۴٫۴	۰٫۰۸	۱۴۱	۰٫۳۸
ظرفیت محوری (ton)	۵۲٫۵		۳۷۵	
لنگر خمشی (ton.m)	۸٫۸۳	۰٫۳۵	۳۷۰٫۷	۰٫۳
ظرفیت خمشی (ton.m)	۲۵		۱۲۶۰	
تغییرشکل (rad)	۰٫۰۰۰۹	۰٫۲۳	۰٫۰۰۰۴	۰٫۱
ظرفیت تغییرشکل (rad)	۰٫۰۰۰۴		۰٫۰۰۰۴	
ساختمان ۱۰ طبقه	تیر رابط	نسبت نیاز به ظرفیت	دیوار	نسبت نیاز به ظرفیت
نیروی محوری (ton)	۱۹	۰٫۳۶	۳۵۷٫۶	۰٫۹۵
ظرفیت محوری (ton)	۵۲٫۵		۳۷۵	
لنگر خمشی (ton.m)	۲۸٫۳۲	۰٫۸۴	۸۸۳٫۴	۰٫۵۳
ظرفیت خمشی (ton.m)	۳۸		۱۶۶۰	
تغییرشکل (rad)	۰٫۰۰۱۳	۰٫۳۳	۰٫۰۰۱۱	۰٫۲۸
ظرفیت تغییرشکل (rad)	۰٫۰۰۰۴		۰٫۰۰۰۴	

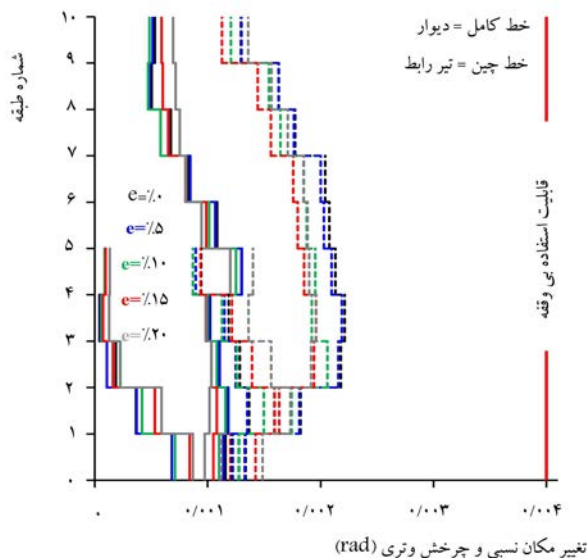
را تجربه می‌کند. از طرفی مقدار تغییرمکان نسبی برای هر دو لبه‌ی چپ و راست با افزایش خروج از مرکزیت جرم در طبقه افزایش می‌یابد و در طبقات بالاتر مقدار تغییرمکان نسبی برای هر دو لبه به مراتب بیشتر از تغییرمکان نسبی مرکز جرم طبقه است. این موارد به خصوص در مورد ساختمان بلندتر مشهودتر است (شکل‌های ۱۰ و ۱۱). نمودار میانگین بیشینه‌ی چرخش دیافراگم طبقات تحت هر یک از نگاشت‌ها (شکل ۱۲) نشان می‌دهد که در یک خروج از مرکزیت ثابت، در هر ساختمان از پایین به بالا مقدار چرخش دیافراگم افزایش می‌یابد. در یک طبقه‌ی مشخص نیز میزان چرخش دیافراگم با مقدار خروج از مرکزیت نسبت مستقیم دارد.

۲.۴. تحلیل بارافزون

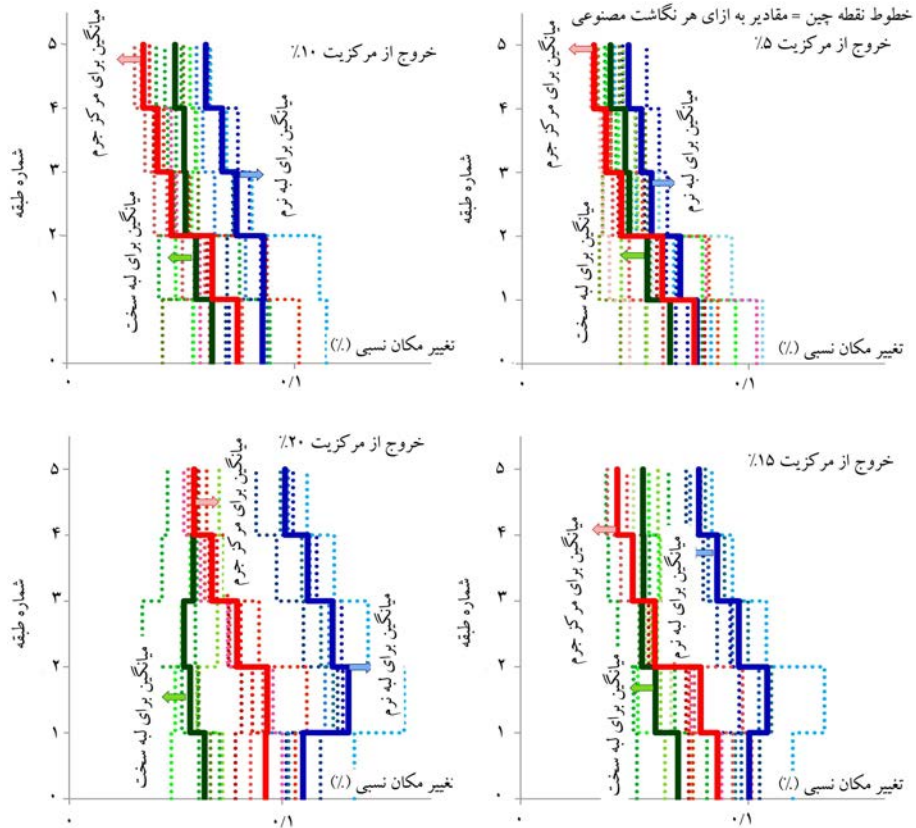
در مطالعه‌ی حاضر، تغییرمکان هدف ساختمان با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییرمکان مرکز جرم بام ساختمان، تحت ۷ نگاشت مصنوعی در مرحله‌ی قبل به دست آمده است. الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، توزیع مودال در نظر گرفته شده است. این توزیع متناسب با مدهای مؤثر در جهت موردنظر بوده و تعداد مدهای ارتعاشی چنان انتخاب شده است که دست‌کم ۹۰٪ جرم ساختمان در تحلیل مشارکت می‌کند. بعد از انجام تحلیل مذکور (مشابه بخش ۱.۴)، تمامی معیارهای پذیرش برای دیوارها و تیرهای رابط در حالت $e = 0\%$ بررسی شده است. برای این منظور، نیروهای داخلی و تغییرشکل دیوارها و تیرهای رابط، در تغییرمکان هدف ساختمان برداشت شده است. شایان ذکر است که برای ارزیابی ساختمان‌ها نیز سطح عملکردی ایمنی جانی ملاک قرار گرفته است. نمونه‌ی کنترل‌های انجام‌شده برای المان‌های معرفی‌شده در بخش قبل، در جدول ۵ ارائه شده است.

در ادامه، خرابی ساختمان‌های مورد مطالعه تحت تحلیل بارافزون بررسی و در هر خروج از مرکزیت، نسبت جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان درست زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه و ایمنی جانی رسیده‌اند، تعیین شده است. در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، مقادیر این نسبت‌ها به همراه نسبت‌های متناظر با زلزله‌ی طرح، روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون مشاهده می‌شود.

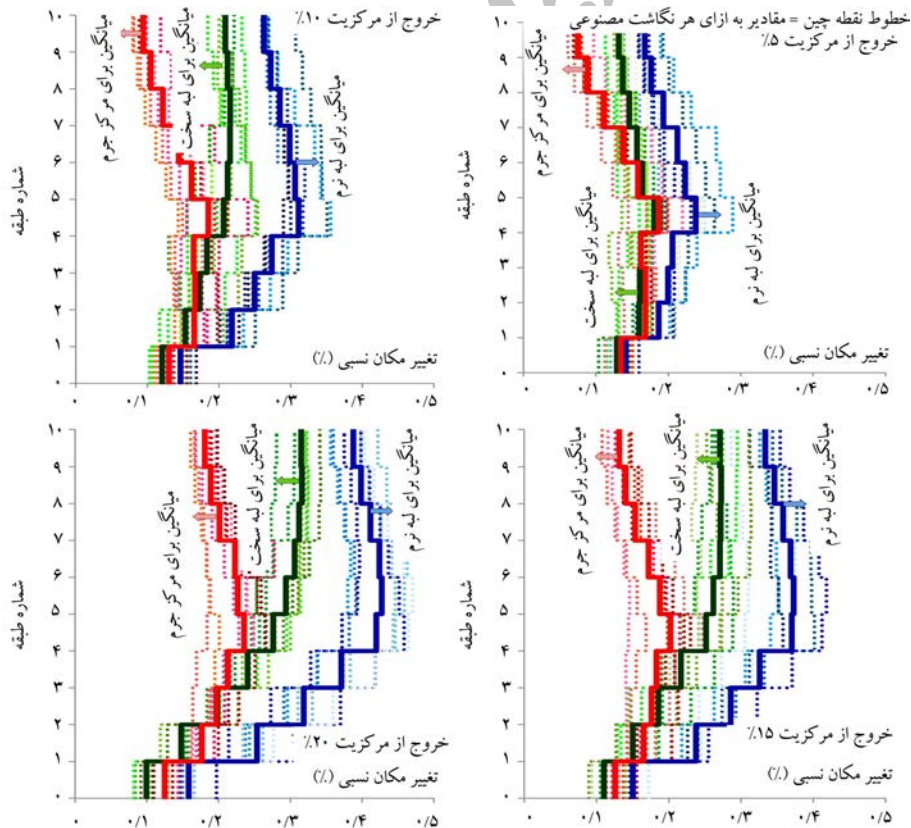
ضمن تحلیل بارافزون معلوم شده است که با ایجاد خروج از مرکزیت جرم، خرابی دیوارها و تیرهای رابط ساختمان از حالت تقارن خارج شده و المان‌های واقع در محورهای ۳ و ۴ پلان (شکل ۲) که نزدیک‌تر به مرکز جرم هستند، زودتر از سایر المان‌ها به سطوح عملکردی می‌رسند. با توجه به شکل‌های ۱۳ و ۱۴، تا قبل از زمانی که اولین دیوارهای ساختمان به سطوح عملکردی و خرابی برسند، ظرفیت ساختمان در خروج از مرکزیت‌های کمتر، بیشتر است. در تمامی خروج از مرکزیت‌ها تقریباً به ازاء برش پایه‌ی یکسان، دیوارهای ساختمان برای اولین بار به سطح عملکردی ایمنی جانی می‌رسند. تیرهای رابط نیز اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر ساختمان هستند، اما پس از خرابی نمی‌توانند تأثیر قابل توجهی در روند کلی منحنی ظرفیت ساختمان داشته باشند. در واقع تا زمانی که دیوارها به سطوح عملکردی نرسند، منحنی ظرفیت دچار افت شدید نمی‌شود، لذا می‌توان این المان‌ها را در زمره‌ی عناصر باربر غیر اصلی قرار داد. از طرفی در سطح خطر I، کلبه‌ی دیوارها و تیرهای رابط در مدل‌های مورد مطالعه، به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه جواب می‌دهند.



شکل ۹. میانگین بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی و چرخش وتری ایجادشده در دیوارها و تیرهای رابط هر طبقه و حالت حدی متناظر به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه.



شکل ۱۰. پیشینه‌ی تغییر مکان نسبی لبه‌ها، مرکز جرم و میانگین آنها (ساختمان ۵ طبقه).



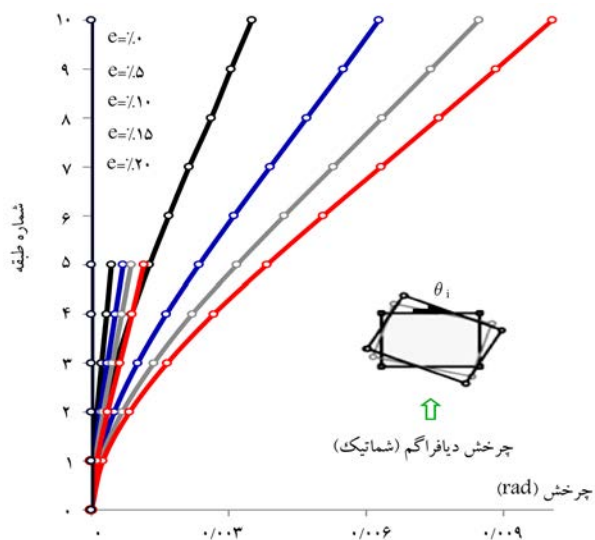
شکل ۱۱. پیشینه‌ی تغییر مکان نسبی لبه‌ها، مرکز جرم و میانگین آنها (ساختمان ۱۰ طبقه).

۵. استخراج منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیل

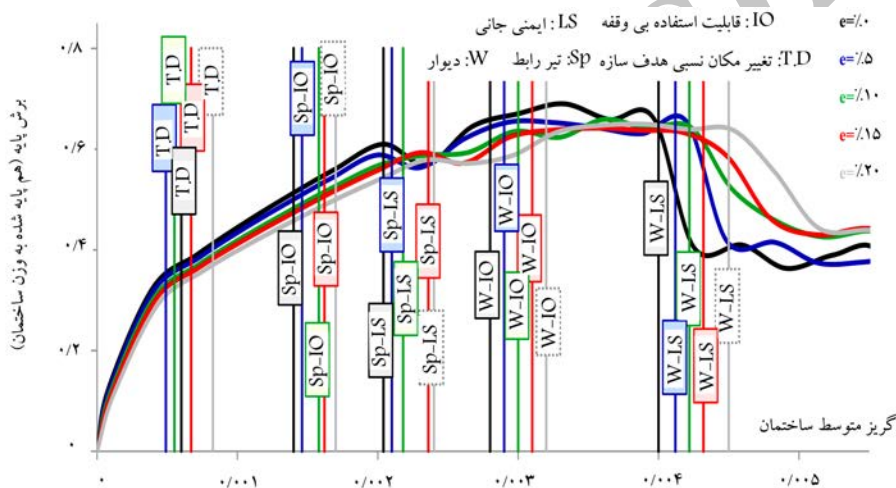
دینامیکی افزایشی

در تعیین اینکه در یک منطقه‌ی خاص، زلزله‌ی با شدت مشخص، یک ساختمان را به چه سطحی از عملکرد می‌رساند، عدم قطعیت‌های زیادی وجود دارد. این عدم قطعیت‌ها را می‌توان به ۲ دسته‌ی کلی تقسیم کرد: دسته‌ی اول، عدم قطعیت‌هایی هستند که به صورت ذاتی در طبیعت موجود هستند، مانند تفاوت‌های موجود در خواص و مقاومت مواد، اثرات محیطی و...؛ دسته‌ی دوم عدم قطعیت‌ها، منابع خطا را شامل می‌شوند، مانند: خطاهای موجود در روش‌های محاسباتی، مدل‌سازی و... [۲۷]. بنابراین بیان عملکرد ساختمان به فرم احتمالاتی منطقی‌ترین راهی است که به نظر می‌رسد. اگر پارامتر R ، بیان‌گر پاسخ ساختمان و LS_i سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R ، یکی از پارامترهای بیان‌گر شدت زلزله، و S مقدار شدت موردنظر باشد، آنگاه تابع شکنندگی به فرم ریاضی (رابطه‌ی ۲) تعریف می‌شود:

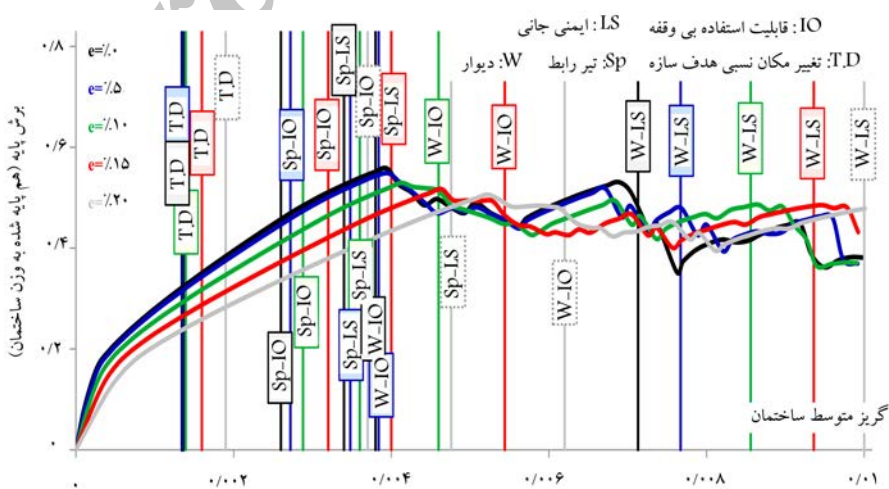
$$Fragility = P [R > LS_i | IM = S] \quad (2)$$



شکل ۱۲. میانگین بیشینه‌ی چرخش دیافراگم طبقات.



شکل ۱۳. منحنی ظرفیت ساختمان ۵ طبقه در خروج از مرکزیت‌های مختلف.



شکل ۱۴. منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه در خروج از مرکزیت‌های مختلف.

جدول ۵. کنترل معیارهای پذیرش برای المان‌های نام‌برده.

نسبت نیاز به ظرفیت	دیوار	نسبت نیاز به ظرفیت	تیر رابط	ساختمان ۵ طبقه
۰٫۴	۱۵۲	۰٫۱	۵٫۱	نیروی محوری (ton)
	۳۷۵		۵۲٫۵	ظرفیت محوری (ton)
۰٫۳۷	۴۶۰	۰٫۴۲	۱۰٫۴	لنگر خمشی (ton.m)
	۱۲۶۰		۲۵	ظرفیت خمشی (ton.m)
۰٫۱۲	۰٫۰۰۰۷	۰٫۲۳	۰٫۰۰۱۴	تغییر شکل (rad)
	۰٫۰۰۰۶		۰٫۰۰۰۶	ظرفیت تغییر شکل (rad)
نسبت نیاز به ظرفیت	دیوار	نسبت نیاز به ظرفیت	تیر رابط	ساختمان ۱۰ طبقه
۰٫۹۷	۳۶۴٫۲	۰٫۳۸	۲۰	نیروی محوری (ton)
	۳۷۵		۵۲٫۵	ظرفیت محوری (ton)
۰٫۵۴	۹۰۰	۰٫۷۸	۲۹٫۶	لنگر خمشی (ton.m)
	۱۶۶۰		۳۸	ظرفیت خمشی (ton.m)
۰٫۲	۰٫۰۰۱۲	۰٫۲۵	۰٫۰۰۱۵	تغییر شکل (rad)
	۰٫۰۰۰۶		۰٫۰۰۰۶	ظرفیت تغییر شکل (rad)

در واقع، منحنی‌های شکنندگی توزیع احتمال تجمعی از خسارت را بیان می‌کنند.^[۲۸] در سال‌های اخیر، از تحلیل‌های شکنندگی به‌عنوان وسیله‌ی بی‌تعیین آسیب‌پذیری لرزه‌یی سدهای بتنی، پایه‌ی پل‌ها، شمع‌ها و میان‌قاب‌ها در ساختمان‌های اسکلت بتنی و فولادی استفاده شده است.^[۲۹،۳۰] همان‌گونه که بیان شده است، تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی نیازمند یک تحلیل احتمالاتی است و بر حسب دقت موردنظر می‌توان از روش‌های مختلفی مانند: روش مبتنی بر قضاوت کارشناسان، روش تجربی آماری، روش آزمایشگاهی، روش تحلیلی، و روش ترکیبی به آنها رسید.^[۳۱] در مطالعه‌ی حاضر، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تهیه شده‌اند. در تحلیل دینامیکی افزایشی از مفهوم دیرینه‌ی مقیاس‌کردن نداشت‌های حرکت زمین و توسعه‌ی آن به روشی که بتوان با دقت مناسب مقدار طلب و ظرفیت ساختمان را در محدوده‌ی وسیعی از رفتار ارتجاعی تا انهدام ساختمان پوشش داد، استفاده شده است.^[۳۲،۳۳] در پژوهش حاضر، برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، ۷ شتاب‌نگاشت که جزء نگاشت‌های دور از گسل به شمار می‌روند، از پایگاه داده‌های وبسایت PEER برداشت شده‌اند.^[۳۴] نگاشت‌های انتخابی از گسل‌های دارای سازوکار معکوس و بزرگای بین ۶ تا ۷٫۵ ریشتر هستند و با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه‌بندی USGS) هم‌خوانی دارند (جدول ۶). پس از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه‌ی آنها، مؤلفه‌ی رکورد اصلی براساس مقادیر طیفی بزرگ‌تر در محدوده‌ی بسامدی ارتعاشی ساختمان تعیین و جهت انجام تحلیل انتخاب شده است.

در مطالعه‌ی حاضر، بیشینه‌ی شتاب زمین جهت تعریف پارامتر شدت انتخاب شده است. با در نظر گرفتن میزان تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری به ترتیب

در دیوارها و تیرهای رابط به‌عنوان پارامتر پاسخ، سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های موجود (نشریه‌ی ۳۶۰، [۳۳]) را به‌عنوان معیار در نظر گرفته (جدول ۳) و به ازاء سطوح مختلف خطر، احتمال گذشتن از این حالات خرابی، تعیین و منحنی‌های شکنندگی ترسیم شده است (شکل‌های ۱۵ الی ۱۷).

مطابق شکل شماتیک ۱۵، جهت رسم منحنی‌های شکنندگی برای هر حالت حدی (سطح عملکردی)، مقادیر بیشینه‌ی شتاب زمین از روی منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برداشت می‌شود. درگامی دیگر، با فرض اینکه لگاریتم طبیعی مقادیر حاصل دارای توزیع نرمال باشد، پس از محاسبه‌ی پارامترهای میانگین (μ) و واریانس (δ^2) برای مقادیر برداشت‌شده، به ازاء هر حالت حدی یک تابع چگالی احتمال ($F(x)$) استخراج می‌شود. با جایگزینی مقداری برای X به‌عنوان یک سطح از شدت، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از $-\infty$ تا X ، احتمال گذشتن ساختمان از حالت حدی موردنظر در این سطح از شدت را نشان می‌دهد (P). تکرار این رویه و استخراج مقادیر احتمال برای شدت‌های مختلف، منجر به استخراج منحنی شکنندگی برای سطح عملکردی موردنظر خواهد شد.

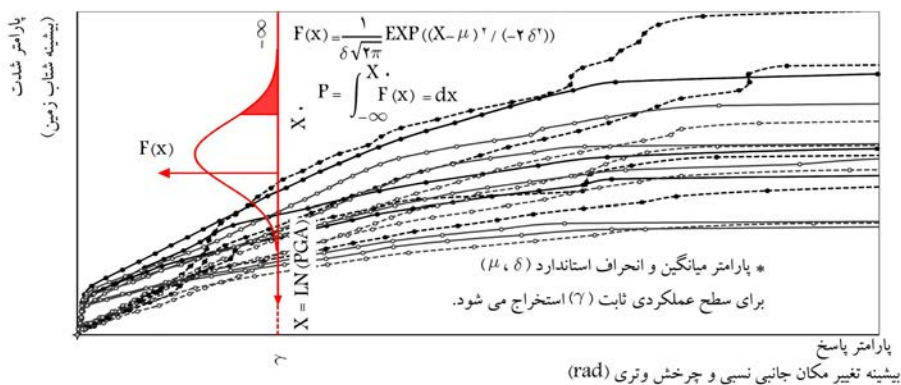
منحنی‌های شکنندگی را برای حالتی که سطح خطر ثابت باشد، نیز می‌توان رسم کرد. بدین منظور، در تحلیل دینامیکی افزایشی نسبت جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان به‌عنوان پارامتر پاسخ در نظر گرفته شده است. مطابق شکل ۱۸، برای یک سطح از شدت، مقادیر پاسخ از روی منحنی‌ها برداشت می‌شود. پس از استخراج تابع چگالی احتمال برای همین سطح از شدت مطابق حالت قبل، با انتخاب مقداری برای X به‌عنوان نسبت جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان در یک سطح عملکردی مشخص، سطح زیر نمودار از $-\infty$ تا X ، احتمال سلامت ساختمان را نشان می‌دهد و بدین معناست که در این سطح از شدت، به احتمال P ، نسبت جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان به مقدار X نمی‌رسد و در نتیجه ساختمان با احتمال P ، سطح عملکردی مذکور را تجربه نخواهد کرد. تکرار این روند و استخراج مقادیر احتمال به ازاء نسبت‌های مختلف جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان، منجر به استخراج یک منحنی برای سطح خطر موردنظر خواهد شد.

برای ساختمان‌های مورد مطالعه و به ازاء خروج از مرکزیت‌های مختلف، برای ۲ سطح خطر با دوره‌های بازگشت ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، این منحنی‌ها مطابق روند تشریح‌شده، استخراج و در شکل‌های ۱۹ و ۲۰ نمایش داده شده‌اند. شایان ذکر است که حالات حدی مشخص‌شده روی منحنی‌های مذکور از نتایج تحلیل بارافزون است و همان نسبت جابه‌جایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان است، زمانی که برای اولین بار دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی می‌رسند.

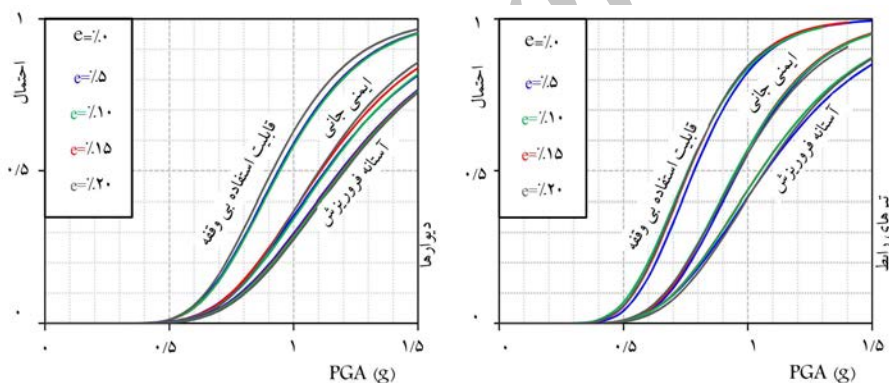
بررسی منحنی‌های شکنندگی مشخص می‌سازد که احتمال رسیدن تیرهای رابط ساختمان به سطوح عملکردی همواره بیشتر از دیوارهاست. افزایش خروج از مرکزیت جرم، احتمال رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی را به صورت جزئی افزایش می‌دهد. با افزایش ارتفاع ساختمان، احتمال رسیدن المان‌ها به سطوح عملکردی مختلف نیز افزایش می‌یابد. افزایش ارتفاع نسبت به افزایش خروج از مرکزیت مرکز جرم، تأثیر بیشتری در افزایش مقادیر احتمالات دارد. در هر دو ساختمان و به ازاء تمامی خروج از مرکزیت‌ها، تیرهای رابط و دیوارها در سطوح خطر با دوره‌های بازگشت ۴۷۵ سال و ۲۴۷۵ سال، به سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه جواب می‌دهند.

جدول ۶. نگاشت‌های انتخابی جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA).

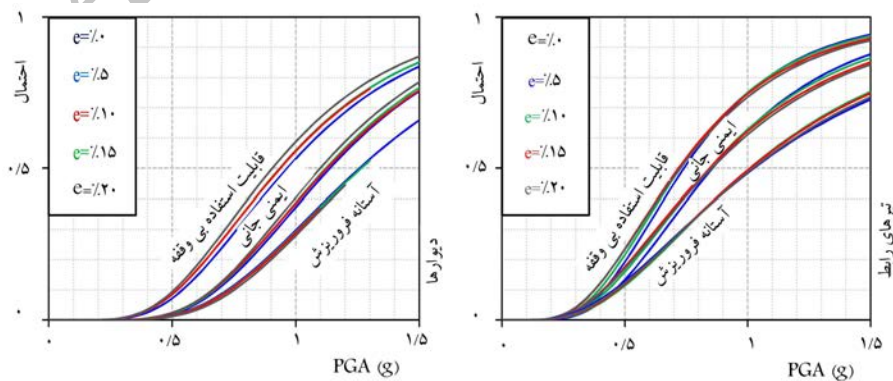
نام	بزرگا (M_s)	بیشینه‌ی شتاب (g)	تاریخ وقوع	مؤلفه	ایستگاه ثبت نگاشت
Cape Mendocino	۷٫۱	۰٫۱۷۸۲	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۹۰	۸۹۵۰۹ Eureka - Myrtle & West
Northridge	۶٫۷	۰٫۲۴۵۵	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۱۸۰	۹۰۰۱۸ Hollywood - Willoughby Ave
Northridge	۶٫۷	۰٫۰۶۲۹	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۹۰	۲۴۵۲۳ Lake Hughes #۴B - Camp Mend
Cape Mendocino	۷٫۱	۰٫۱۱۶۱	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۰	۸۹۴۸۶ Fortuna - Fortuna Blvd
Northridge	۶٫۷	۰٫۲۴۵۱	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۳۵۲	۹۰۰۶۱ Big Tujunga, Angeles Nat F
Landers	۷٫۴	۰٫۱۳۵۲	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	۹۰	۲۳۵۵۹ Barstow
San Fernando	۶٫۶	۰٫۱۱۰۳	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	۹۰	۸۰۰۵۳ Pasadena - CIT Athenaeum



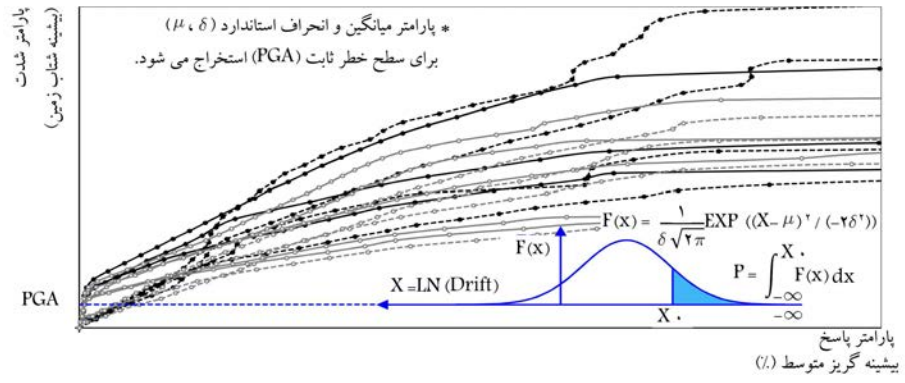
شکل ۱۵. احتمال گذشتن از یک سطح عملکردی ثابت در سطح خطری فرضی (شما تیک).



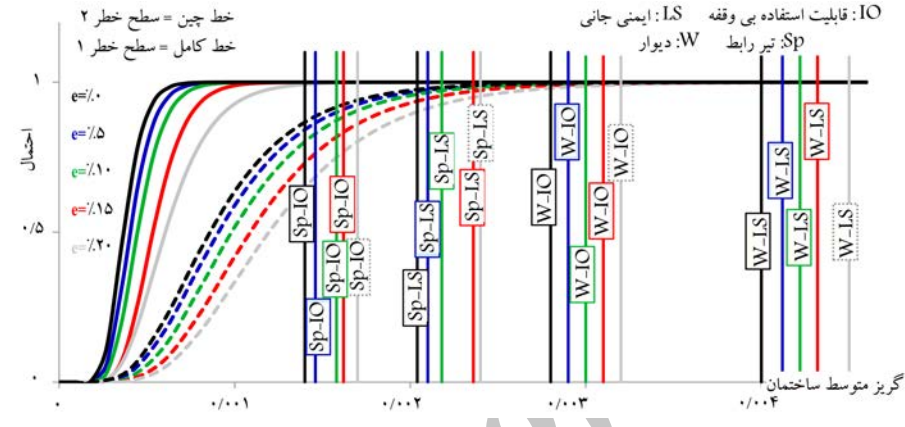
شکل ۱۶. منحنی‌های شکنندگی برای سطوح مختلف عملکردی در دیوارها و تیرهای رابط (ساختمان ۵ طبقه).



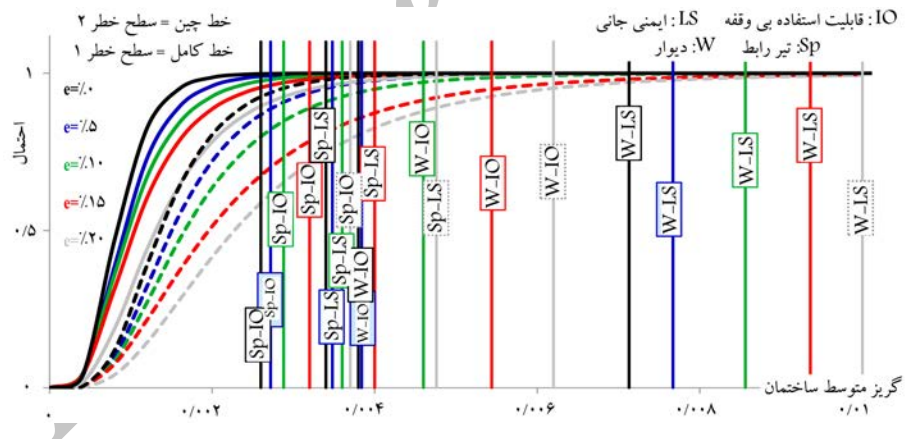
شکل ۱۷. منحنی‌های شکنندگی برای سطوح مختلف عملکردی در دیوارها و تیرهای رابط (ساختمان ۱۰ طبقه).



شکل ۱۸. احتمال نرسیدن به سطح عملکردی فرضی در یک سطح خطر ثابت (شماتیک).



شکل ۱۹. میزان قابلیت اعتماد به المانها در سطوح خطر مختلف (ساختمان ۵ طبقه).



شکل ۲۰. میزان قابلیت اعتماد به المانها در سطوح خطر مختلف (ساختمان ۱۰ طبقه).

که در آن، K_{θ} سختی پیشگی، I_M ممان اینرسی جرمی، K سختی جانبی و M جرم سیستم است. مطابق رابطه ۴، سختی پیشگی در مرکز سختی و ممان اینرسی جرمی در مرکز جرم محاسبه شده‌اند. [۳۵]

$$\Omega^2 = \frac{K_{\theta,CS} \times M}{I_{M,CM} \times K} = \frac{\rho_K}{\rho_M} \quad (4)$$

در رابطه‌ی اخیر، ρ_K شعاع ژیراسیون سختی هم‌پایه شده حول مرکز سختی و ρ_M

۶. بررسی بسامدهای طبیعی ساختمانها

پارامتر Ω ، کمیت مناسبی برای ارزیابی سختی پیشگی در ساختمان است و از تقسیم بسامد پیشگی ساختمان بر بسامد انتقالی آن براساس رابطه‌ی ۳ برآورد می‌شود:

$$\Omega = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{K} \times \frac{M}{I_M}} \quad (3)$$

۷. نتیجه‌گیری

در محدوده‌ی مدل‌های مورد بررسی، نتایج بیان‌گر عملکرد لرزه‌ی قابل قبول سیستم قالب‌تولنی تحت پیچش‌های ناشی از توزیع نامتقارن جرم در پلان است. تحلیل بارافزون نشان داده است که:

۱. تا زمانی که دیوارها به سطوح عملکردی نرسیده‌اند، افزایش خروج از مرکزیت سبب افت در منحنی ظرفیت ساختمان می‌شود. این مورد مخصوصاً برای ساختمان بلندتر، مشهودتر است.

۲. در هر ساختمان، ایجاد خروج از مرکزیت سبب پایین آمدن سطح عملکرد نمی‌شود و فقط الگوی خرابی در المان‌های ساختمان‌ها تغییر می‌کند. المان‌هایی که به مرکز جرم نزدیک‌ترند، زودتر به سطوح عملکردی می‌رسند.

۳. در زلزله طرح، تمامی المان‌های ساختمان‌های مورد مطالعه با خروج از مرکزیت‌های مختلف در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه قرار می‌گیرند.

۴. ابعاد کوچک‌تر و درصد آرمان‌تورهای برشی کمتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، منجر به مقاومت برشی کمتر این المان‌ها نسبت به دیوارها می‌شوند و لذا المان‌های مذکور، اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر ساختمان هستند.

۵. زمانی که دیوارها به سطوح عملکردی می‌رسند، افت‌های شدید در منحنی ظرفیت ساختمان‌ها رخ می‌دهد و به ازاء تمام خروج از مرکزیت‌ها تقریباً به ازاء برش پایه‌ی یکسان، اولین دیوار ساختمان‌ها به سطح عملکردی ایمنی جانی می‌رسد. در واقع ظرفیت نهایی ساختمان‌های مورد بررسی به صورت چشمگیری به خروج از مرکزیت جرم حساس نیست.

با بررسی بسامدهای طبیعی مدل‌ها و استناد به نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مشخص شده است که:

۱. ساختمان‌ها، رفتار پیچشی نرم دارند و در آنها سختی پیچشی همواره از سختی جانبی کمتر است.

۲. در هر ساختمان با افزایش خروج از مرکزیت و در هر طبقه، انتقال نسبت به پیچش بیشتر می‌شود. این مورد به خصوص برای ساختمان کوتاه‌تر، مشهودتر است.

۳. در هر مدل از پایین به بالا بر میزان چرخش دیاگرامم و پیچش طبقه افزوده می‌شود، لذا با افزایش ارتفاع ساختمان این مورد نیز تشدید می‌شود.

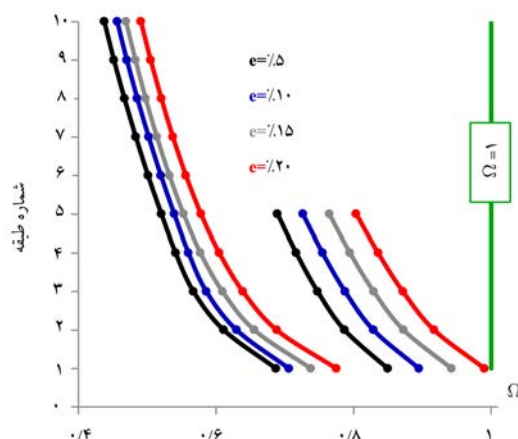
۴. جابه‌جایی دیاگرامم سقف، تابع اثرات ناشی از هر دو مد انتقالی و پیچشی سیستم است و همواره تغییرمکان لبه‌ی نرم نسبت به لبه‌ی سخت بیشتر است.

۵. تغییرمکان‌های لبه‌ی نرم، لبه‌ی سخت، و مرکز جرم طبقات ساختمان‌ها به مقدار خروج از مرکزیت‌ها و نیز زلزله‌ی ورودی حساس‌اند و با افزایش خروج از مرکزیت و شدیدتر شدن زلزله افزایش می‌یابند.

۶. با توجه به اینکه در طبقات انتهایی هر مدل، مرکز جرم نسبت به لبه‌های چپ و راست دیاگرامم تغییرمکان نسبی کمتری را تجربه می‌کند، برای ضوابط تغییرمکانی مخصوصاً زمانی که ارتفاع ساختمان زیاد است، مرکز جرم، نقطه‌ی کنترل مناسبی به نظر نمی‌رسد.

دقت در منحنی‌های شکنندگی مشخص می‌سازد که:

۱. در ساختمان ۵ طبقه و در زلزله‌ی سطح خطر ۱، به ازاء تمامی خروج از مرکزیت‌ها، احتمال رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی



شکل ۲۱. نسبت بسامدهای غیرهمبسته.

شعاع زیراسیون جرم هم‌پایه‌شده حول مرکز جرم هستند و به صورت رابطه‌ی ۵ محاسبه می‌شوند:

$$\rho_K = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{K_{\theta,CS}}{K}}, \quad \rho_M = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{I_{M,CM}}{M}} \quad (5)$$

برای ساختمان‌های چند طبقه، محاسبه‌ی پارامتر ρ_K کار دشواری است و با استفاده از رابطه‌ی ۵، به سادگی امکان‌پذیر نیست. برای غلبه بر این مشکل از شاخص پیچشی Δ استفاده شده است، که به صورت نسبت جابه‌جایی‌های لبه‌های چپ و راست دیاگرامم طبقات در حالتی که ساختمان در محدوده‌ی کشسان است و تحت تحلیل بارافزون با شمای بارگذاری به صورت مثلی در مرکز جرم طبقات قرار گرفته است، تعریف می‌شود. با استفاده از رابطه‌ی ۶ می‌توان به ρ_K رسید.^[۳۶] در پژوهش حاضر، ρ_K برای هر طبقه از رابطه‌ی ۶ محاسبه شده است:

$$\Delta = \frac{\delta_{\min}}{\delta_{\max}} = 1 - \left(\frac{e}{\rho_K} \right) \left(1 + \left(\frac{e}{\rho_K} \right) (0.75 + \eta) \right)^{-1} \quad (6)$$

که در آن، δ_{\min} کمینه‌ی جابه‌جایی لبه با بارگذاری در مرکز جرم؛ δ_{\max} بیشینه‌ی جابه‌جایی لبه با بارگذاری در مرکز جرم؛ Δ نسبت جابه‌جایی‌ها با بارگذاری در مرکز جرم؛ e فاصله‌ی بین مراکز جرم و سختی در طبقه (هم‌پایه‌شده به عرض پلان)؛ η فاصله‌ی بین مرکز هندسی و مرکز سختی در طبقه (هم‌پایه‌شده به عرض پلان).

با توجه به اینکه ساختمان‌ها از نظر هندسه، مشخصات مقاطع المان‌ها و موقعیت قرارگیری آنها در پلان، کاملاً منظم و متقارن هستند، در رابطه‌ی ۶، مقدار این پارامتر (η) صفر لحاظ شده است.

مقادیر کمی محاسبه‌شده‌ی پارامتر Ω برای هر طبقه از مدل‌های مورد مطالعه در شکل ۲۱ ارائه شده است.

مشخص است که به ازاء تمامی خروج از مرکزیت‌ها، Ω همواره کمتر از ۱ است و ساختمان‌ها رفتار پیچشی از نوع نرم دارند. با افزایش شماره‌ی طبقه، مقدار پارامتر Ω کاهش می‌یابد، که نشان‌دهنده‌ی پیچش بیشتر در طبقات بالاتر است. در هر ساختمان با افزایش خروج از مرکزیت جرم، در هر طبقه، بر مقادیر Ω افزوده می‌شود که نشان‌دهنده‌ی افزایش انتقال نسبت به پیچش در طبقه است. در ساختمان کوتاه‌تر، Ω به توزیع نامتقارن جرم حساس‌تر بوده است. نتایج این بخش با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی هم‌خوانی دارد.

۳. در هر ساختمان با افزایش خروج از مرکزیت، احتمال رسیدن المان‌های ساختمان به سطوح عملکردی به صورت جزئی افزایش می‌یابد و در کل ساختمان‌ها با خروج از مرکزیت‌های کمتر، ایمن‌ترند.
۴. با افزایش ارتفاع ساختمان، احتمال خرابی المان‌ها و رسیدنشان به سطوح عملکردی نیز افزایش می‌یابد. پارامتر ارتفاع بیشتر از میزان خروج از مرکزیت در افزایش مقادیر احتمالات مؤثر است.

- بی‌وقفه، کمتر از ۱٪ و تقریباً صفر است. برای سطح خطر ۲، این احتمال برای تیرهای رابط کمتر از ۱٪ و برای دیوارها کمتر از ۳٪ است.
۲. در ساختمان ۱۰ طبقه و در زلزله‌ی سطح خطر ۱ به ازاء تمامی خروج از مرکزیت‌ها، احتمال رسیدن دیوارها و تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، به ترتیب کمتر از ۲ و ۱۰ درصد است. برای سطح خطر ۲، این احتمالات به ترتیب کمتر از ۱۵ و ۳۰ درصد هستند.

منابع (References)

- Mirghaderi, R., Moghadam, A., Yousefpour, H., Pahlevan, H., . "Assessment of nonlinear seismic behavior of tunnel form concrete buildings", *1st International Conference on Concrete Technology*, Tabriz, Iran (6-7 November 2009).
- Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures", *Engineering Structures*, **26**(14), pp. 2081-2099 (2004).
- Balkaya, C. and Kalkan, E. "Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **32**(7), pp. 985-998 (2003).
- Seyedtaghia, S.A. and Moghadam, A.S. "Efficiency of standard 2800 provisions for buildings with low torsional to translational modal frequencies ratio", *Steel & Structure*, **5**(5), pp. 40-51 (2009).
- Goel, R.K. and Chopra, A.K. "Period formulas for concrete shear wall buildings", *Journal of Structural Engineering*, **124**(4), pp. 426-433 (1998).
- Lee, L.H., Chang, K.K. and Chun, Y.S. "Experimental formula for the fundamental period of RC building with shear wall dominant systems", *The Structural Design of Tall Buildings*, **9**(4), pp. 295-307 (2000).
- Balkaya, C. and Kalkan, E. "Relevance of R-factor and fundamental period for seismic design of tunnel-form building", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada (2004).
- Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic design parameters for shear-wall dominant building structures", *The 14th National Congress on Earthquake Engineering*, Mexico (2003).
- Yuksel, S.B. and Kalkan, E. "Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading", *Structural Engineering and Mechanics*, **27**(1), pp. 99-115 (2007).
- Kalkan, E. and Yuksel, S.B. "Pros and cons of multi story RC tunnel-form (box-type) buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **17**(3), pp. 601-617 (2007).
- Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Seismic behavior of tunnel form concrete building structures", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China (12-17 Oct. 2008).
- Eshghi, S. and Tavafoghi, A. "Experimental study of tunnel form buildings", *Amir Kabir Journal of Science and Technology*, **44**(1), pp. 31-42 (1391).
- Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Evaluation of behavior factor of tunnel-form concrete building structures using applied technology Council 63", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(8), pp. 615-634 (2011).
- Balkaya, C., Yuksel, S.B. and Derinoz, O. "Soil-structure interaction effects on the fundamental periods of the shear-wall dominant buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **21**(6), pp. 416-430 (2012).
- Approved Technologies in Direction of Sub-Note 2-6, Paragraph "D", Note 6: A Step in Direction of Building Industrialization*, 1st edition, Building and Housing Research Center Press, pp. 21-22 (in Persian) (2007).
- Mohsenian, V. "R-Factor determination for tunnel-form buildings", M.S. Thesis, University of Science and Culture, Iran, Tehran (in Persian) (2013).
- Permanent Committee for Revising the Standard 2800, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
- ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, American Concrete Institute (2007).
- Computers and Structures Inc. (CSI), *Structural and Earthquake Engineering Software (ETABS), Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Non-linear Version 9.5.0*, Berkeley, CA, USA (2008).
- Institute of National Building Regulations, *Design and Industrial Construction of Buildings, Topic.11*, Ministry of Roads & Urban Development, Iran (2013).
- Paulay, T. and Binney, J.R. "Diagonally reinforced coupling beams of shear walls", *Shear in Reinforced Concrete*, *ACI Special Publications*, **42**, pp. 579-598 (1974).
- Computers and Structures Inc. (CSI), *Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Non-linear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures*, Version 4.0.3, Berkeley, CA, USA (2007).
- Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau, *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360*, Management and Planning Organization, Iran (2007).

24. ASCE, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE/SEI41-06, American Society of Civil Engineers (2007).
25. Computers and Structures Inc. (CSI), *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures: User Guide*, Version 4, Berkeley, CA, USA (Aug. 2006).
26. Rostamkalae, S. "Identifying the best configuration of centers of mass, rigidity and strength to improve the non-linear dynamic behavior of asymmetric plan steel moment frame buildings in different performance levels", M.S. Thesis, University of Science and Culture, Iran, Tehran (in Persian) (2013).
27. Berahman, F. and Behnamfar, F. "Seismic fragility curves for un-anchored on-grade steel storage tanks: Bayesian approach", *Journal of Earthquake Engineering*, **11**(2), pp. 166-192 (2007).
28. Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M. and Bruneau, M., *Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER) (2006).
29. Nielson, B.G. "Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones", Ph.D. Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology (2005).
30. Kinali, K. "Seismic fragility assessment of steel frames in the central and eastern united states", Ph.D. Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology (2007).
31. Khalvati, A.H. and Hosseini, M. "A new methodology to evaluate the seismic risk of electrical power substations", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Beijing, China (12-17 Oct. 2008).
32. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
33. Beheshti-Aval, S.B., *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, K.N. Toosi University of Technology Press, Iran **I**, pp. 725-756 (2013).
34. *PEER Ground Motion Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center. Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.
35. Annigeri, S. and Mittal, A.K. "Uncoupled frequency ratio in asymmetric buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **25**(8), pp. 871-881 (1996).
36. Tso, W.K. and Wong, C.M. "Euro code 8 seismic torsional provision evaluation", *European Earthquake Engineering*, **IX**, **9**(1), pp. 23-33 (1995).

Archive of SID