

The Effect of The Arrangement of Centers of Mass and Rigidity in The Plan on The Collapse Performance of Low-Rise Torsionally Flexible Buildings

Isaac Torabpour¹, Ramin K. Badri^{2*}

1- MSc, Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University, Azarshahr, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Azarshahr Branch, Islamic Azad University, Azarshahr, Iran

ABSTRACT

The seismic performance of buildings with high torsional flexibility is less understood compared to torsionally stiff buildings. Sufficient knowledge of the impact of irregularity on the collapse performance is necessary in this category of structures. To this end, 32 different arrangements of mass and stiffness centers are considered in the floors to determine the collapse of these types of buildings due to the torsional irregularity in the floors. The investigation is conducted on low-rise concrete structures designed with asymmetric stiffness distributions. The evaluation of these structural models is performed using the FEMA-P695 guidelines. The collapse mechanisms of the models are compared based on different arrangements of mass centers around the stiffness center in the floors. A color pattern for rotational springs is introduced to identify the level of non-linear behavior in structural members. The classification of collapse mechanisms based on this pattern is carried out using a MATLAB-based processor. The results indicate that the torsional flexibility of structures plays a significant role in their collapse performance. According to the findings, the collapse capacity in torsionally flexible models improves with an increase in eccentricity, and this trend is independent of the arrangement of centers in the studied models. This study has identified key factors in the occurrence of observations.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 October 2023

Revise Date: 18 January 2024

Accept Date: 15 February 2024

Keywords:

Seismic performance
Arrangement of centers of mass and rigidity
Torsionally flexible
Eccentricity
Collapse capacity

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.421352.3242>

*Corresponding author: Ramin Ketabfroush Badri.
Email address: ramin.badri@iau.ac.ir

تاثیر آرایش مراکز جرم و صلبیت در پلان بر عملکرد فروریزش ساختمان‌های کوتاه مرتبه با رفتار نرم پیچشی

اسحاق تراب پورا^۱، رامین کتابفروش بدری^{۲*}

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد آذرشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، آذرشهر، ایران.

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد آذرشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، آذرشهر، ایران.

چکیده

عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌هایی که انعطاف پیچشی بالایی دارند، در مقایسه با ساختمان‌های سخت پیچشی ناشناخته‌تر است و شناخت کافی از تاثیر نامنظمی بر عملکرد فروریزش، در این دسته از ساختمان‌ها ضروری است. به این منظور، ۳۲ آرایش مختلف از مراکز جرم و صلبیت در طبقات در نظر گرفته می‌شود تا تاثیرپذیری رفتار فروریزش این دسته از ساختمان‌ها از چگونگی بروز نامنظمی پیچشی در طبقات، مشخص گردد. بررسی بر روی مجموعه‌ای از ساختمان‌های بتنی کوتاه مرتبه انجام می‌شود که با توزیع‌های نامتقارن سختی طراحی شده‌اند. ارزیابی این مدل‌های ساختمانی در قالب روش دستورالعمل FEMA-P695 صورت می‌گیرد. مکانیزم فروریزش مدل‌ها، با توجه به چینش‌های مختلف مرکز جرم در اطراف مرکز صلبیت در طبقات، مقایسه می‌شود. برای تشخیص سطح رفتار غیر ارتجاعی در اعضای سازه، یک الگوی رنگی برای مفاصل دورانی در مدل‌ها معرفی می‌شود. طبقه‌بندی مکانیزم‌های فروریزش بر اساس این الگو و با استفاده از پردازشگری که در MATLAB کدنویسی شده است، انجام می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که ویژگی انعطاف‌پذیری پیچشی ساختمان‌ها نقش مهمی در عملکرد فروریزش آن‌ها دارد. براساس نتایج، ظرفیت فروریزش در ساختمان‌های نرم پیچشی، به ازای افزایش خروج از مرکزیت، بهبود می‌یابد و این روند مستقل از چگونگی چینش مراکز در مدل‌های مورد مطالعه است. این مطالعه عوامل کلیدی در بروز مشاهدات را مشخص نموده است.

کلمات کلیدی: عملکرد لرزه‌ای، آرایش مراکز جرم و صلبیت، نرم پیچشی، خروج از مرکزیت، ظرفیت فروریزش.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.421352.3242	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.421352.3242	۱۴۰۳/۰۷/۳۰	۱۴۰۲/۱۱/۲۶	۱۴۰۲/۱۱/۲۶	۱۴۰۲/۱۰/۲۸	۱۴۰۲/۰۷/۳۰
			رامین کتابفروش بدری ramin.badri@iau.ac.ir		*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

فروریزش ساختمان‌ها در حین زلزله، جزو عملکردهای نامطلوب لرزه‌ای طبقه‌بندی می‌شود. این عملکرد، ناشی از ناتوانی سیستم باربر ساختمان در حفظ پایداری خود حین زلزله یا در طی پس‌لرزه‌ها است. فروریزش در پی افزایش تغییر مکان‌های جانبی سازه تحت بارهای زلزله رخ می‌دهد که به سرعت با اضافه شدن اثر $P - \Delta$ منجر به ناپایداری ساختمان می‌شود. پیشگیری از بروز فروریزش لرزه‌ای در ساختمان‌ها، به خصوص ساختمان‌های احداث شده در پهنه‌های پرخطر لرزه‌ای، نیازمند شناخت کافی از رفتار لرزه‌ای آنها است.

در دو دهه اخیر، مطالعات مختلفی در حوزه فروریزش صورت گرفته است. احتمال وقوع چنین پدیده‌ای در قاب‌های خمشی شکل‌پذیر (۱ تا ۲۰ طبقه) تحت زمین لرزه‌های دور از گسل، بین ۳ تا ۲۰ درصد تخمین زده شده است [۱]. مطالعه مشابهی بر روی قاب‌های خمشی ۴ طبقه، احتمال فروریزش آن قاب‌های شکل‌پذیر را بین ۲ تا ۷ درصد تخمین می‌زند [۲]. ارزیابی ضوابط طراحی قاب‌ها نشان می‌دهد که برخی از الزامات، از جمله ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی، در تغییر ظرفیت فروریزش بسیار مؤثر هستند [۳]. همچنین ارتقاء ضوابط شکل‌پذیری توانسته است متوسط وقوع سالیانه فروریزش^۱ ساختمان‌ها را ۴۰ برابر کاهش دهد [۴]. به طوری که ظرفیت فروریزش قاب‌های خمشی ویژه بالاتر از سایر انواع آنها (قاب‌های متوسط و معمولی) است [۵]. محققین، استفاده از جداگرهای پایه و افزودن بادبندهای کمانش تاب در طبقات ضعیف را بعنوان راهکاری برای بهبود حاشیه ایمنی برخی از سازه‌ها در برابر فروریزش لرزه‌ای معرفی کردند [۶]. مطالعات اخیر نیز نشان می‌دهد که حاشیه ایمنی قاب‌های بتنی که طراحی آنها براساس معیار هزینه چرخه عمر^۲ (شامل هزینه تعمیر اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای، هزینه از بین رفتن آنها و نیز هزینه صدمات جانی) بهینه سازی شده اند، در حدود ۱۴ الی ۵۱ درصد بالاتر خواهد بود [۷]. این گونه مطالعات با استفاده از مدل‌های دویبعدی و بدون اشاره به آثار نامنظمی صورت گرفته است.

عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های نامنظم در پلان، در دهه‌های گذشته بارها مورد بحث و بررسی قرار گرفته است و گزارش‌های متعددی [۸، ۹] درباره کارایی ضوابط طراحی فعلی یا اصلاح آنها، برای کنترل عملکردهای نامطلوب لرزه‌ای موجود است. در سال ۲۰۰۹، در مطالعه‌ای بر روی ساختمان‌های قاب خمشی فولادی، نقش پیش تصادفی در بهبود رفتار لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. یک سال بعد، محققان در مطالعه‌ای دیگر گزارش مشابهی در مورد ساختمان‌های بتنی منتشر کردند. براساس این دو مطالعه، ضابطه پیش تصادفی بهبود قابل ملاحظه‌ای در عملکرد لرزه‌ای این گونه ساختمان‌ها ایجاد نمی‌کند [۱۰، ۱۱]. در سال ۲۰۱۴، در بررسی اهمیت خروج از مرکزیت تصادفی در عملکرد فروریزش ساختمان‌های قاب خمشی بتنی، مشخص شد که می‌توان از اعمال این خروج از مرکزیت در طراحی ساختمان‌هایی با نامنظمی پیشگی کم صرف نظر کرد [۱۲]. با این حال، ارزیابی‌ها نشان از عدم کفایت پارامترهای عملکردی موجود در آیین‌نامه برای جلوگیری از فروریزش ساختمان‌هایی با نامنظمی زیاد دارد [۱۳].

بررسی ساختمان‌های نامتقارن با سیستم‌های باربر مختلف (نظیر ساختمان‌هایی با مهاربند فولادی و ساختمان‌های قاب خمشی بتنی) نشان می‌دهد که نیازهای شکل‌پذیری اعضای باربر در این ساختمان‌ها، در دو لبه نرم و سخت^۳ متفاوت است. این تفاوت منجر به عدم استفاده بهینه از مصالح ساختمانی و تحمیل بارهای مضاعف به اعضای باربر یک لبه از سازه (لبه نرم) خواهد شد [۱۴]. بدین منظور، در دو مطالعه همزمان بر روی ساختمان‌هایی با سختی پیشگی زیاد و کم، محققان نشان دادند که می‌توان با اصلاح مقاومت اعضای باربر در این دو لبه، نیاز شکل‌پذیری یکنواختی در کلیه اعضا بدست آورد [۱۴، ۱۵]. تحقیق دیگری [۱۶] در هدفی مشابه، با اصلاح ضابطه کنترل جابجایی نسبی در آیین‌نامه ASCE 7 [۱۷] توانست احتمال فروریزش یکنواختی را در اعضای باربر ساختمان‌های قاب خمشی فولادی با توزیع نامتقارن سختی فراهم آورد. در سال ۲۰۱۷، در پژوهشی بر روی سازه‌های بتنی [۱۸] نشان داده شد که افزایش ارتفاع و نامنظمی، درصد خرابی در سازه‌های بتنی را افزایش می‌دهد و تا حد امکان از بروز این وضعیت باید جلوگیری نمود. اغلب این مطالعات بر روی مدل‌هایی با رفتار سخت پیشگی صورت گرفته است.

¹ Mean annual occurrence of collapse

² Life-cycle cost

³ منظور از لبه نرم، آن لبه از پلان ساختمان هست که بیشترین فاصله را از مرکز صلبیت در طبقات دارد. در مقابل، لبه سخت نزدیکترین لبه ساختمان به مرکز صلبیت است.

در حوزه فروریزش سازه‌ها، براساس دانش نویسندگان، مطالعات کافی برای شناخت کامل عملکرد فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی وجود ندارد و اغلب مطالعات، بر روی ساختمان‌هایی با سختی پیچشی بالا صورت گرفته است. مطالعات موجود نشان می‌دهد که نیازهای لرزه‌ای این دسته از سازه‌ها متفاوت از انواع سخت پیچشی آنها است [۱۵، ۱۹]. براساس تحقیقات اخیر، ضوابط پیچشی موجود آیین‌نامه‌ها برای کنترل جابجایی نسبی در سیستم‌های نرم پیچشی کافی نیست [۲۰]. در حالی که برخی دیگر از مطالعات این ضوابط را در تأمین شکل‌پذیری و حفظ ایمنی سازه ضروری می‌دانند [۱۲، ۱۹]. برخی نیز نشان می‌دهند که بروز نامنظمی در سیستم‌های نرم پیچشی لزوماً به معنی عملکرد فروریزشی نامطلوب نیست [۲۱]. براساس دانش نویسندگان، تأثیر موقعیت مراکز جرم و صلبیت که از عوامل کلیدی در ایجاد نامنظمی در سازه‌ها است، به طور کامل در عملکرد فروریزش ساختمان‌هایی با رفتار نرم پیچشی مورد مطالعه قرار نگرفته است. از این رو، در پژوهش حاضر با استفاده از مجموعه کاملی از چینش مراکز جرم و صلبیت در طبقات، اهمیت این نحوه آرایش در عملکرد فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی بررسی خواهد شد. این ارزیابی براساس دستورالعمل FEMA – P695 [۲۲] صورت می‌گیرد.

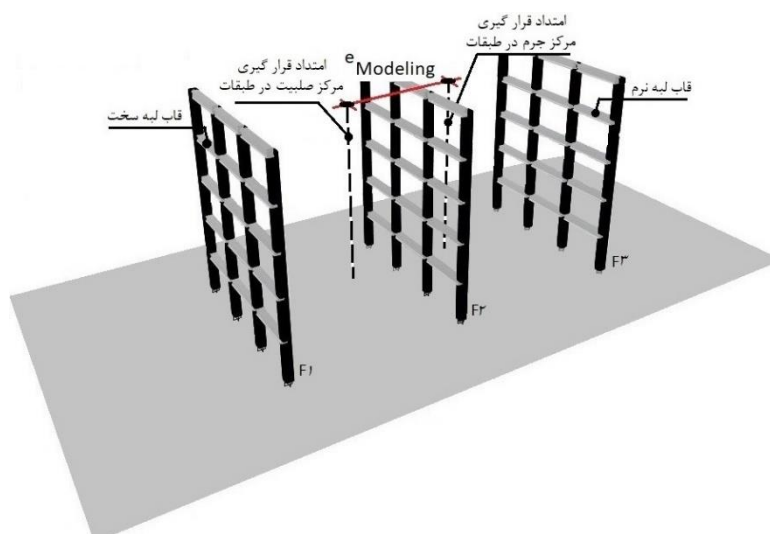
۲- نمونه‌های ساختمانی مورد مطالعه

برای مطالعه حاضر، مجموعه‌ای از مدل‌های ساختمانی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه انتخاب می‌شود. این مدل‌ها شامل سه قاب باربر جانبی بتنی است که مطابق شکل (۱) در یک جهت از پلان قرار می‌گیرد. هر قاب شامل سه دهانه با طول ۵ متر و طبقاتی با ارتفاع ۳/۵ متر است. مدل‌های ساختمانی در پهنه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد که ریسک فروریزش لرزه‌ای بالایی در آن وجود دارد، در نظر گرفته می‌شوند. برای طراحی قاب‌ها، مقدار بار مرده طبقات ۵/۵ کیلو نیوتن بر متر مربع و مقدار بار زنده طبقات ۲ کیلو نیوتن بر متر مربع فرض می‌شود. برای توزیع این بارها، سقف‌ها از نوع دال دو طرفه در نظر گرفته شده است. مقادیر مقاومت تسلیم آرماتورهای فولادی و مقاومت فشاری بتن به ترتیب ۴۰۰ و ۳۵ مگاپاسکال فرض می‌شود. طراحی براساس ضریب برش پایه مساوی با ۰/۱۲۸ انجام می‌شود. زمان تناوب تجربی برای مود اصلی جانبی سازه، ۰/۶۵ ثانیه است. در این ساختمان‌ها، دیافراگم طبقه‌ها صلب در نظر گرفته شده است. به این جهت، فرض می‌شود برش پایه بین قاب‌های باربر جانبی توزیعی متناسب با سختی جانبی دارد و هر یک از قاب‌ها قسمتی از بار جانبی و ثقلی را تحمل می‌کند. جهت کاهش پیچیدگی مسئله، اعضای باربر سازه در جهت متعامد نادیده گرفته می‌شود.

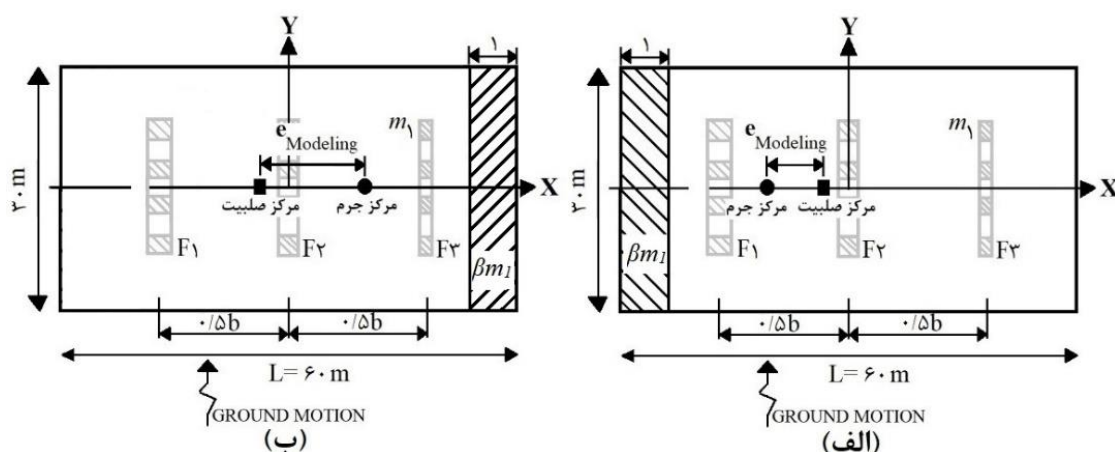
مدل‌های ساختمانی شامل یک مدل با توزیع متقارن سختی (مدل D_0) و سه مدل با توزیع نامتقارن سختی است که برای ایجاد فضای مناسبی از نمونه‌های ساختمانی نامنظم طراحی شده است. توزیع نامتقارن در این نوع از نمونه‌های ساختمانی با تغییر ابعاد اعضای قاب‌ها و طراحی‌های مجدد آنها ایجاد می‌شود. با تغییر سختی جانبی قاب‌ها، موقعیت مرکز صلبیت در طبقات به اندازه $0/1b$ ، $0/2b$ و $0/3b$ از مرکز پلان دور می‌شود که b فاصله دو قاب انتهایی در پلان می‌باشد. دسته بندی مدل‌های ساختمانی با توزیع نامتقارن سختی به صورت D_{10} ، D_{20} و D_{25} در جدول (۱)، به همراه مشخصات اعضای آنها ارائه شده است. اندازه‌های تیر و ستون به ترتیب ارتفاع و عرض مقطع را بر حسب سانتی‌متر نشان می‌دهد. در قاب میانی (قاب F_2 در شکل ۱)، مقطع تیر در تمامی مدل‌ها به صورت $45 \times B50$ و مقطع ستون به صورت $50 \times C50$ است. در جدول (۱)، منظور از قاب لبه سخت قابی است که از مرکز صلبیت فاصله‌ای کمی دارد (قاب F_1). بعلاوه، قاب لبه نرم اشاره به قابی دارد که بیشترین فاصله را از مرکز صلبیت دارد (قاب F_3).

جدول ۱: مشخصات طراحی قاب‌ها (ابعاد بر حسب سانتی‌متر).

گروه ساختمانی	ستون (درصد فولاد مصرفی)	تیر	قاب
D_0	$C50 \times 50 (1)$	$B50 \times 45$	قاب لبه نرم
	$C50 \times 50 (1)$	$B50 \times 45$	قاب لبه سخت
D_{10}	$C50 \times 50 (1)$	$B50 \times 45$	قاب لبه نرم
	$C60 \times 60 (1/1)$	$B50 \times 45$	قاب لبه سخت
D_{20}	$C45 \times 45 (1/2)$	$B35 \times 45$	قاب لبه نرم
	$C60 \times 60 (1/1)$	$B50 \times 45$	قاب لبه سخت
D_{25}	$C40 \times 40 (2)$	$B35 \times 40$	قاب لبه نرم
	$C65 \times 65 (1/1)$	$B50 \times 45$	قاب لبه سخت



شکل ۱: آرایش اعضای باربر و مراکز جرم و سختی ساختمان‌های مورد مطالعه.



شکل ۲: توزیع جرمی در پلان برای حالتی که (الف) مرکز جرم در سمت لبه سخت و (ب) مرکز جرم در سمت لبه نرم قرار دارد.

۳- نامنظمی در مدل‌ها

برای ایجاد نامنظمی در مدل‌های ساختمانی، موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت تغییر داده می‌شود. این جابجایی موقعیت، با استفاده از تغییر در توزیع جرم در طبقات صورت می‌گیرد. در شکل (۲) الگوی تغییر توزیع جرمی نشان داده شده است که در آن قسمتی از جرم طبقه (βm_1) در پهنای واحد در یک لبه از ساختمان متمرکز می‌شود و $(1 + \beta)m_1$ کل جرم گسترده در طبقه می‌باشد. هر قدر مقدار جرم در پهنه‌ی جرمی بیشتر باشد (β بزرگتر باشد)، مرکز جرم در مدل ساختمانی به قاب کناری نزدیک‌تر می‌شود و مقدار Z افزایش می‌یابد. به این ترتیب، مدل‌های ساختمانی با نام عمومی $Dx-Mz$ ایجاد می‌شود که منظور از Mz ، خروج از مرکزیت مدل‌سازی Z درصد در نمونه ساختمانی Dx است. نمونه‌های ساختمانی پس از ایجاد خروج از مرکزیت ($e_{Modeling}$) دوباره طراحی نمی‌شوند تا از تداخل روال‌های طراحی ویژه پیش‌در آیین‌نامه، در تشخیص و شناسایی تغییرات رفتار جلوگیری شود. اطلاعات تکمیلی از الگوی انتخاب شده در پیوست این مقاله در دسترس است.

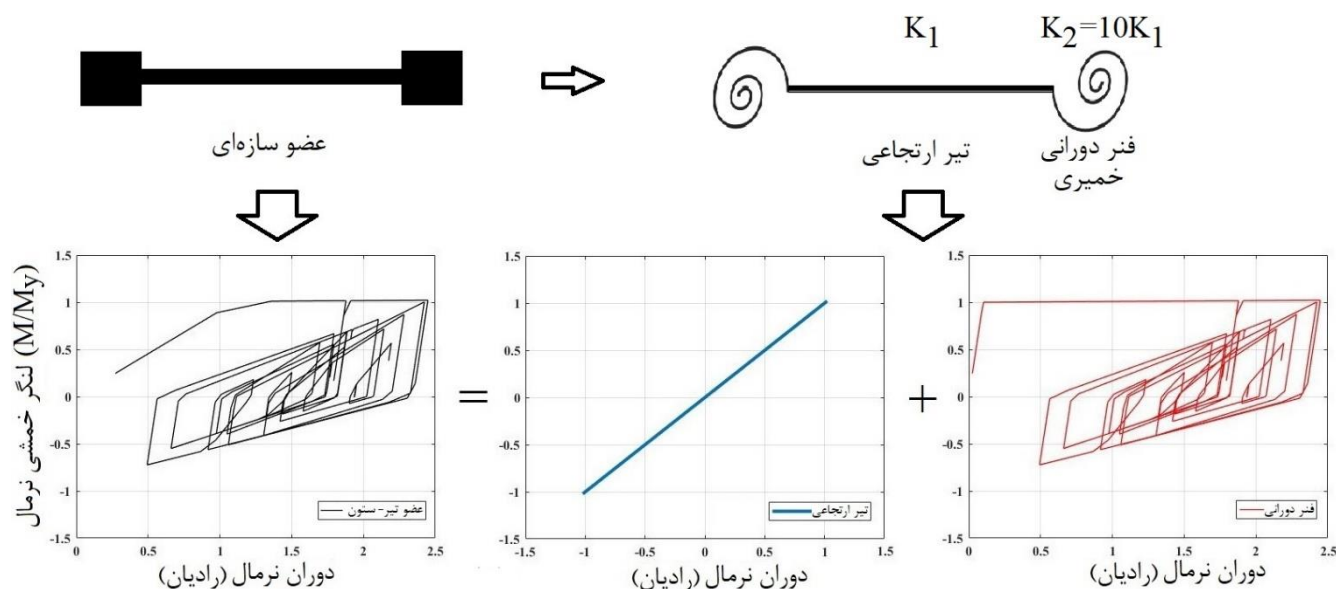
از لحاظ نوع رفتار پیش‌در، مدل‌های مورد مطالعه در گروه ساختمان‌های نرم پیش‌در دسته بندی می‌شود. منظور از مدل‌های نرم پیش‌در، مدل‌هایی هستند که در آنها فرکانس مود غالب پیش‌در از فرکانس مود غالب انتقالی، کمتر است [۱۲]. مودی که بیشترین جرم

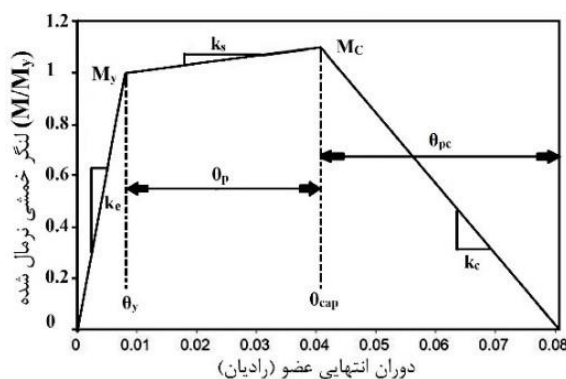
موثر را در جهت زلزله دارد، بعنوان مود غالب انتقالی شناخته می‌شود. در این مطالعه، فاصله قاب‌های لبه نرم و سخت به صورت $b/L = 0/5$ انتخاب شده است تا مدل‌های ساختمانی در دسته‌بندی مذکور قرار گیرند.

۴- شبیه‌سازی و تحلیل‌های دینامیکی

در مطالعه حاضر، مدل‌سازی و تحلیل‌های دینامیکی با استفاده از نرم افزار *OpenSEES* [۲۳] انجام می‌پذیرد. مطابق شکل (۳) اعضای قاب‌های باربر سازه با استفاده از یک تیر ارتجاعی که در هر انتها به یک فنر دورانی خمیری به صورت سری متصل است، مدل‌سازی می‌شود. این روش مدل‌سازی که روش مفصل خمیری متمرکز نامیده می‌شود، در تحقیقات متعددی [۴، ۱۳، ۲۴، ۲۵] درباره رفتار فروپاشی قاب‌های خمشی استفاده شده است. جزئیات این روش در مرجع [۲۶] در دسترس است. براساس مرجع مذکور، برای این که برآیند سختی فنرهای دورانی و تیر ارتجاعی معادل سختی عضو در قاب باشد، سختی فنرهای دورانی ۱۰ برابر بیشتر از سختی تیر ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. روش مفصل پلاستیک متمرکز علاوه بر سادگی، برای شبیه‌سازی مناسب میرایی در محدوده رفتار غیرارتجاعی ساختمان‌ها ضروری است [۲۵]. برای این منظور، میرایی از نوع رایلی با نسبت میرایی ۵ درصد و متناسب با ماتریس‌های جرم و سختی اولیه سازه در نظر گرفته می‌شود.

رفتار خمیری فنرها با مدلی که توسط *Ibarra* و همکارانش [۲۷] ارائه شده است، شبیه‌سازی می‌شود. مدل مذکور مطابق شکل (۴)، مدلی سه خطی است که توانایی لازم برای شبیه‌سازی زوال سختی و مقاومت را دارا است و به نحوه مطلوبی رفتار چرخه‌ای یک تیر یا ستون بتنی را نشان می‌دهد [۲۶، ۲۸]. به‌علاوه، شاخه نرم شوندگی کرنشی (شاخه نزولی)، امکان مدل‌سازی پدیده‌هایی همچون کم‌اندامت‌های طولی، تسلیم آرماتورهای طولی و خرد شدن بتن در اعضای بتنی مسلح را فراهم می‌سازد [۲، ۲۹]. مهمترین پارامترهای مدل رفتاری، سختی ارتجاعی عضو (K_e)، مقاومت خمشی عضو (M_y)، مقاومت نهایی عضو (M_c)، ظرفیت دوران خمیری عضو (θ_p) و ظرفیت دوران خمیری عضو بعد از رسیدن به مقاومت حداکثری (θ_{pc}) هستند. تعیین این پارامترهای رفتاری با توجه به روابط تجربی موجود در مرجع [۳۰] صورت می‌گیرد.



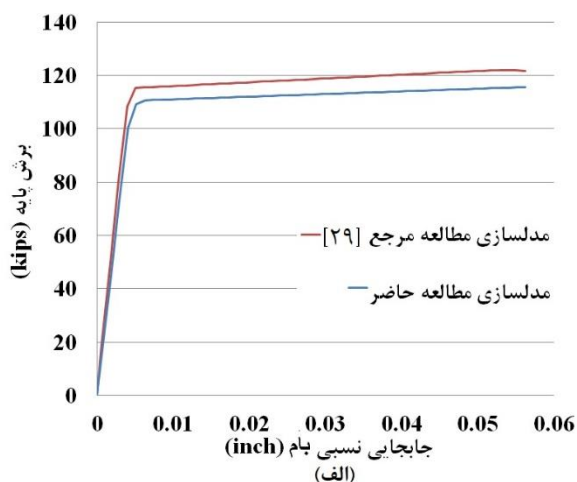
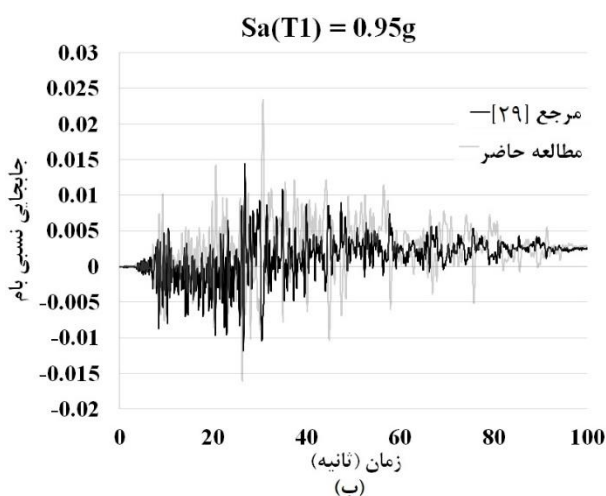


شکل ۴: مدل رفتار غیر ارتجاعی اعضای سازه [۲۹]

صحت سنجی روش مدل‌سازی، با استفاده از یک قاب یک طبقه انجام می‌شود که جزو مجموعه‌ای از قاب‌های شکل‌پذیر بتنی است که توسط Haselton [۲۹] در ارزیابی عملکرد فروریزش قاب‌های خمشی شکل‌پذیر مورد استفاده قرار گرفته است. به جهت رعایت ضوابط طراحی در قاب‌های خمشی ویژه، اتصالات تا مرحله فروریزش تسلیم نمی‌گردد و تاثیری بر مکانیزم خرابی ندارد. به همین دلیل، در مدل‌های تحلیلی از شبیه‌سازی اتصالات صرف نظر شده و این تنها تفاوت بین مدل تحلیلی و مدل مرجع است. با این حال، طبق شکل (۵)، نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی این مدل‌ها، تفاوت ناچیزی دارد. در مدل‌های تحلیلی مورد مطالعه، از قاب‌های باربر ثقلی صرف نظر می‌شود، چرا که فرض می‌گردد این قاب‌ها در سختی جانبی و مقاومت ساختمان اثر ناچیزی دارد. زمان تناوب مودهای انتقالی و پیچشی مدل‌ها در جدول (۲) آورده شده است که در آن T_{Δ} زمان تناوب مود غالب انتقالی و T_{θ} زمان تناوب مود غالب پیچشی را بیان می‌کند.

جدول ۲: زمان تناوب مرتبط با مودهای غالب انتقالی و پیچشی در گروه‌های ساختمانی مورد مطالعه.

گروه ساختمانی	<i>e</i> modeling							
	۰/۰ b		۰/۱ b		۰/۲ b		۰/۳ b	
	T_{Δ}	T_{θ}	T_{Δ}	T_{θ}	T_{Δ}	T_{θ}	T_{Δ}	T_{θ}
D۰	۲/۶	۳/۹	۲/۵	۴/۲	۲/۴	۴/۵	۲/۳	۴/۸
D۱۰	۲/۶	۴/۳	۲/۶	۴/۱	۲/۵	۴/۵	۲/۴	۴/۹
D۲۰	۲/۷	۵/۰	۲/۷	۴/۹	۲/۶	۴/۸	۲/۵	۵/۳
D۲۵	۲/۷	۵/۲	۲/۷	۵/۰	۲/۶	۵/۰	۲/۵	۵/۳



شکل ۵: صحت سنجی روش شبیه‌سازی: (الف) تحلیل پوش اور و (ب) تحلیل تاریخیچه زمانی با رکورد مربوط به زلزله Imperial Valley.

جدول ۳: رکوردهای دور از گسل در دستورالعمل FEMA – P695 [۲۲] برای ارزیابی عملکرد فروریزش.

ردیف	مشخصات زلزله			مشخصات محل احداث			مشخصات زمین لرزه ها						
	بزرگا	نام زلزله	نوع گسل	سرعت موج برشی $V_{s,r}$ (m/s)	فاصله تا گسل (km)	بیشینه شتاب PGA_{max} [g]	بیشینه سرعت PGV_{max} (cm/s)	مولفه افقی ۱			مولفه افقی ۲		
								PGA [g]	PGV (cm/s)	PGD (cm)	PGA [g]	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	۶/۷	Northridge	Blind thrust	۳۵۶	۹/۴	۰/۴۹	۶۶/۷۱	NORTHR/MUL۰۰۹			NORTHR/MUL۲۷۹		
								۰/۴۴	۵۹/۳۰	۱۵/۵۲	۰/۴۹	۶۶/۷۱	۱۲/۱۲
۲	۶/۷	Northridge	Blind thrust	۳۰۹	۱۱/۴	۰/۴۷	۴۴/۳۹	NORTHR/LOS۰۰۰			NORTHR/LOS۲۷		
								۰/۴۰	۳۹۰/۴۴	۱۱/۲۸	۰/۴۷	۴۱/۱۱	۱۴/۴۹
۳	۷/۱	Duzce, Turkey	Strike-slip	۳۲۶	۱۲/۰	۰/۸۰	۶۵/۸۷	DUZCE/BOL۰۰۰			DUZCE/BOL۰۹۰		
								۰/۷۴	۵۵/۴۹	۳۵/۶۵	۰/۸۰	۶۵/۸۷	۱۳/۱۹
۴	۷/۱	Hector Mine	Strike-slip	۶۸۵	۱۰/۴	۰/۳۳	۴۴/۷۸	HECTOR/HEC۰۰۰			HECTOR/HEC۰۹۰		
								۰/۲۶	۲۶/۰۵	۲۰/۱۲	۰/۳۳	۴۴/۷۸	۱۰/۷۱
۵	۶/۵	Imperial Valley	Strike-slip	۲۷۵	۲۲/۰	۰/۳۵	۳۳/۰۰	IMPVALL/H-DLT۲۶۲			IMPVALL/H-DLT۳۵۲		
								۰/۲۳	۲۶/۳۲	۱۴/۶۴	۰/۳۵	۳۳/۰۰	۲۰/۵۷
۶	۶/۵	Imperial Valley	Strike-slip	۱۹۶	۱۲/۵	۰/۳۸	۴۴/۶۰	IMPVALL/H-E۱۱۴۰			IMPVALL/H-E۱۱۲۳۰		
								۰/۳۷	۳۶/۰۲	۲۵/۰۰	۰/۳۸	۴۴/۶۰	۲۱/۲۳
۷	۶/۹	Kobe, Japan	Strike-slip	۶۰۹	۷/۱	۰/۴۸	۴۶/۸۲	KOBENIS۰۰۰			KOBENIS۰۹۰		
								۰/۴۸	۴۶/۸۲	۸/۴۰	۰/۴۶	۳۸/۲۵	۱۱/۹۸
۸	۶/۹	Kobe, Japan	Strike-slip	۲۵۶	۱۹/۱	۰/۲۳	۳۱/۳۳	KOBESHI۰۰۰			KOBESHI۰۹۰		
								۰/۲۳	۳۱/۳۳	۸/۳۷	۰/۲۳	۲۱/۸۱	۹/۷۰
۹	۷/۵	Kocaeli, Turkey	Strike-slip	۲۷۶	۱۳/۶	۰/۳۶	۵۸/۸۷	KOCAELI/DZC۱۸۰			KOCAELI/DZC۲۷۰		
								۰/۳۱	۵۸/۷۸	۴۴/۱۵	۰/۳۶	۵۵/۶۴	۲۴/۷۴
۱۰	۷/۵	Kocaeli, Turkey	Strike-slip	۵۲۳	۱۰/۶	۰/۲۱	۴۰/۰۴	KOCAELI/ARC۰۰۰-E			KOCAELI/ARC۰۹۰-E		
								۰/۲۱	۱۳/۹۷	۱۳/۹۵	۰/۱۳	۴۰/۰۴	۳۶/۶۴
۱۱	۷/۳	Landers	Strike-slip	۳۵۴	۲۳/۶	۰/۲۴	۲۹/۰۴	LANDERS/YER۲۷۰			LANDERS/YER۳۶۰		
								۰/۲۴	۵۱/۰۹	۴۲/۲۴	۰/۱۵	۲۹/۰۴	۲۳/۷۷
۱۲	۷/۳	Landers	Strike-slip	۲۷۱	۱۹/۷	۰/۴۲	۴۳/۴۱	LANDERS/CLW-LN			LANDERS/CLW-TR		
								۰/۲۸	۲۷/۶۳	۱۸/۴۳	۰/۴۲	۴۳/۴۱	۱۵/۳۳
۱۳	۶/۹	Loma Prieta	Strike-slip	۲۸۹	۸/۷	۰/۵۱	۳۸/۰۴	LOMAP/CAP۰۰۰			LOMAP/CAP۰۹۰		
								۰/۵۱	۳۸/۰۴	۷/۱۶	۰/۴۴	۲۹/۶۲	۴/۹۶
۱۴	۶/۹	Loma Prieta	Strike-slip	۳۵۰	۱۲/۲	۰/۵۶	۴۵/۴۴	LOMAP/G۰۰۰			LOMAP/G۰۲۰۹۰		
								۰/۵۶	۳۶/۳۰	۱۰/۸۶	۰/۳۷	۴۵/۴۴	۲۴/۱۵
۱۵	۷/۴	Manjil, Iran	Strike-slip	۷۲۴	۱۲/۶	۰/۵۱	۵۰/۷۵	MANJIL/ABBAR-L			MANJIL/ABBAR-T		
								۰/۵۱	۴۲/۶۵	۱۸/۲۸	۰/۵۰	۵۰/۷۵	۲۲/۲۹
۱۶	۶/۵	Superstition Hills	Strike-slip	۱۹۲	۱۸/۲	۰/۳۶	۴۸/۶۰	SUPERB/B-ICC۰۰۰			SUPERB/B-ICC۰۹۰		
								۰/۳۶	۴۸/۰۶	۱۹/۴۶	۰/۲۶	۴۱/۸۰	۲۱/۸۸
۱۷	۶/۵	Superstition Hills	Strike-slip	۲۰۸	۱۱/۲	۰/۴۷	۴۱/۲۱	SUPERB-POE۲۷۰			SUPERB-POE۳۶۰		
								۰/۴۷	۴۱/۲۱	۸/۰۳	۰/۲۹	۲۹/۰۰	۱۱/۰۲
۱۸	۷/۶	Chi-Chi, Taiwan	Thrust	۲۵۹	۱۰/۰	۰/۴۰	۱۰۹/۲۱	CHICHI/CHY۱۰۱-E			CHICHI/CHY۱۰۱-N		
								۰/۳۴	۶۵/۰۰	۳۴/۹۷	۰/۴۰	۱۰۹/۲۱	۲۴/۰۷
۱۹	۷/۶	Chi-Chi, Taiwan	Thrust	۷۰۵	۲۶/۰	۰/۵۱	۵۰/۰۸	CHICHI/TCU۰۴۵-E			CHICHI/TCU۰۴۵-N		
								۰/۴۷	۵۰/۰۸	۳۹/۳۱	۰/۵۱	۴۶/۳۸	۱۴/۵۹
۲۰	۶/۶	San Fernando	Thrust	۳۱۶	۲۲/۸	۰/۲۲	۲۱/۷۰	SFERN/PEL۰۹۰			SFERN/PEL۱۸۰		
								۰/۲۲	۲۱/۷۰	۱۶/۰۴	۰/۱۹	۱۶/۹۲	۱۲/۹۶
۲۱	۶/۵	Friuli, Italy	Thrust (part blind)	۴۲۵	۱۵/۰	۰/۳۶	۰/۵۲	FRIULI/A-TMZ۰۰۰			FRIULI/A-TMZ۲۷۰		
								۰/۳۶	۲۲/۸۶	۴/۵۶	۰/۳۱	۳۰/۵۲	۵/۲۰

در مطالعه حاضر، برای ارزیابی عملکرد فروریزش مدل‌های ساختمانی از روش تحلیل دینامیکی فزاینده $(IDA)^4$ [۳۱] استفاده می‌شود. در این شیوه، برای هر رکورد زلزله از جدول (۳)، تحلیل‌های دینامیکی تا آن میزان از شدت لرزه‌ای ادامه می‌یابد که ناپایداری دینامیکی در سازه دیده شود. در انتهای تحلیل IDA برای i امین رکورد زمین لرزه، ظرفیت فروریزش^۵ که همان شتاب طیفی نظیر وضعیت ناپایداری دینامیکی مدل ساختمانی $(S_{a,collapse} i)$ است، بدست می‌آید. به‌عنوان نمونه، شکل (۶-الف) بیانگر نتایج IDA برای مدل‌های ساختمانی در گروه D_0 ، به ازای همه رکوردهای زلزله است. تعداد تحلیل‌های دینامیکی لازم جهت تکمیل ارزیابی مدل‌های مذکور، بر روی هر شکل نشان داده شده است. $S_a(T_1)$ در محور قائم، شدت لرزه‌ای و در آن، T_1 زمان تناوب در مود غالب انتقالی است. در محور افقی،

⁴ Incremental Dynamic Analysis⁵ Collapse capacity

IDR_{max} نشان دهنده حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌های^۶ در مدل‌های ساختمانی است. میانگین رفتار لرزه‌ای مدل‌های ساختمانی را می‌توان بر روی هر شکل به صورت منحنی آبی رنگ مشاهده کرد. شکل (۶-ب) نیز، نمونه‌ای از نتایج تحلیل را برای مدل‌های ساختمانی نامنظم نشان می‌دهد.

یکی از ملاک‌های وقوع ناپایداری در مدل‌های ساختمانی پیدایش مفاصل خمیری در انتهای اعضای اصلی قاب در یک یا چند طبقه (مکانیزم طبقه) است. کنترل این ملاک به وسیله پردازشگری که در *MATLAB* [۳۲] برنامه نویسی شده است، صورت می‌گیرد. پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی، پردازشگر رفتار چرخه‌ای فنرهای دورانی خمیری در انتهای عضوها را معین و نحوه توسعه رفتار خمیری را براساس الگوی رنگی که در شکل (۱۰) بیان شده است، مشخص می‌سازد. معیار دوم در وقوع فروریزش در مدل‌های ساختمانی، بر طبق مطالعات انجام گرفته [۲۹، ۳۱، ۳۳] انتخاب می‌شود. این معیار، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای برابر با ۱۰ درصد ارتفاع طبقه، در نظر گرفته می‌شود.

برای پیش‌گیری از اثر داده‌هایی با پراکندگی شدید^۷، مطابق رابطه‌های (۱) تا (۳) مقادیر ظرفیت فروریزش که بیرون از بازه $[S_a^b \ S_a^t]$ قرار دارند، حذف می‌شوند. منظور از σ_R انحراف معیار استاندارد در لگاریتم طبیعی مقادیر ظرفیت فروریزش است. برگزیدن $\sqrt{3}\sigma_R$ در روابط مذکور، براساس مطالعات عدم قطعیت در مراجع [۲۶، ۲۹، ۳۴، ۳۵] می‌باشد. مقادیر ظرفیت فروریزش با به پایان رسیدن تحلیل *IDA* برای هر یک از مدل‌های ساختمانی بدست می‌آید و با انتخاب توزیع لوگاریتمی نرمال برای داده‌ها، میانگین ظرفیت فروریزش (S_{CT}) مطابق رابطه (۴) گزارش می‌شود.^۸ استفاده از یک مجموعه ثابت از زمین لرزه‌ها برای تخمین ظرفیت فروریزش همه مدل‌های ساختمانی، خالی از اشکال نیست و این مسئله از معایب روش *IDA* محسوب می‌شود [۳۶]. مطالعات متعددی برای رفع این نقیصه انجام شده است [۲۲، ۳۷، ۳۸]. با این حال این مطالعه روش دستورالعمل FEMA-P695 [۲۲] را برای این منظور مورد استفاده قرار می‌دهد. در این روش، طبق رابطه (۴)، اثرات شکل طیفی با استفاده از ضریب شکل طیفی (*SSF*) در ارزیابی فروریزش مدل‌های ساختمانی اعمال می‌شود. شکل (۷) فرآیند کلی ارزیابی فروریزش مدل‌ها را نشان می‌دهد.

$$S_a^t = \exp(\ln S_{CT} + \sqrt{3} \sigma_R) \quad (1)$$

$$S_a^b = \exp(\ln S_{CT} - \sqrt{3} \sigma_R) \quad (2)$$

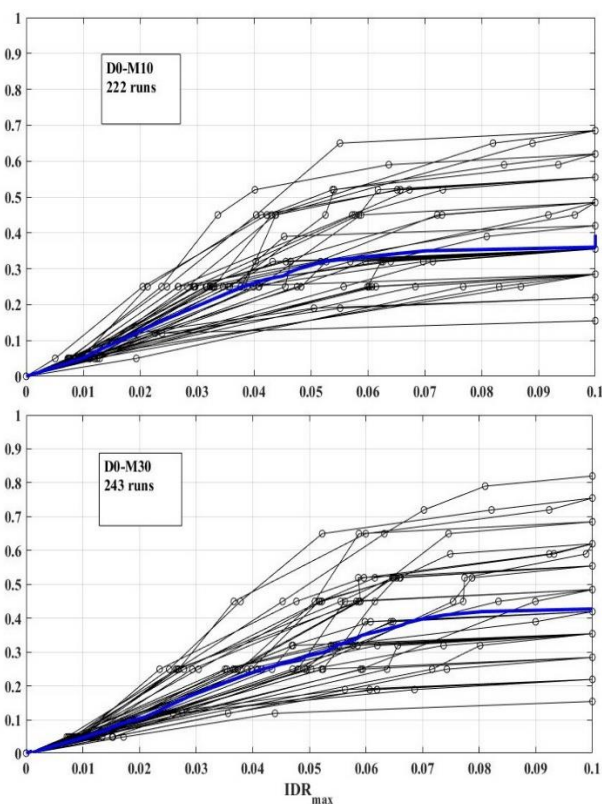
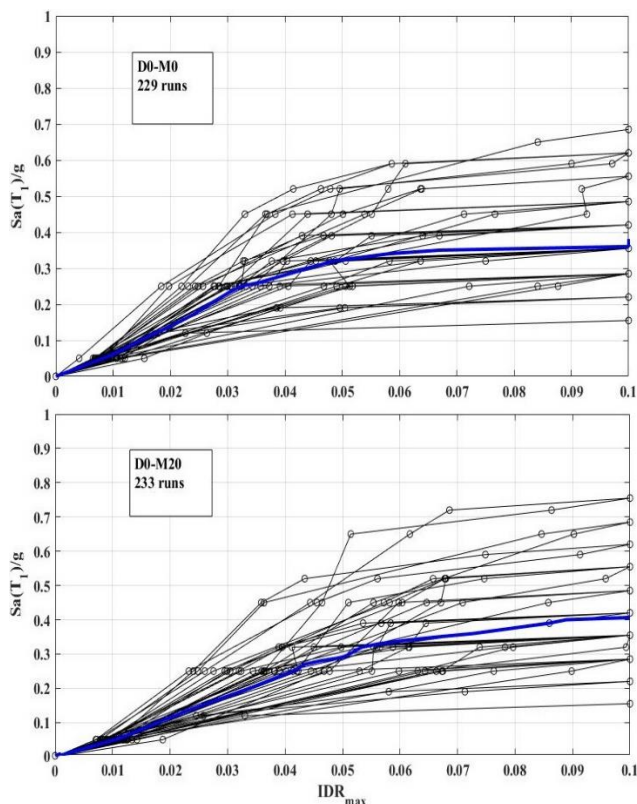
$$\sigma_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln S_{a,collapse\ i} - \ln S_{CT})^2}{n-1}} \quad (3)$$

$$S_{CT} = \exp\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln S_{a,collapse\ i}\right) \times SSF \quad (4)$$

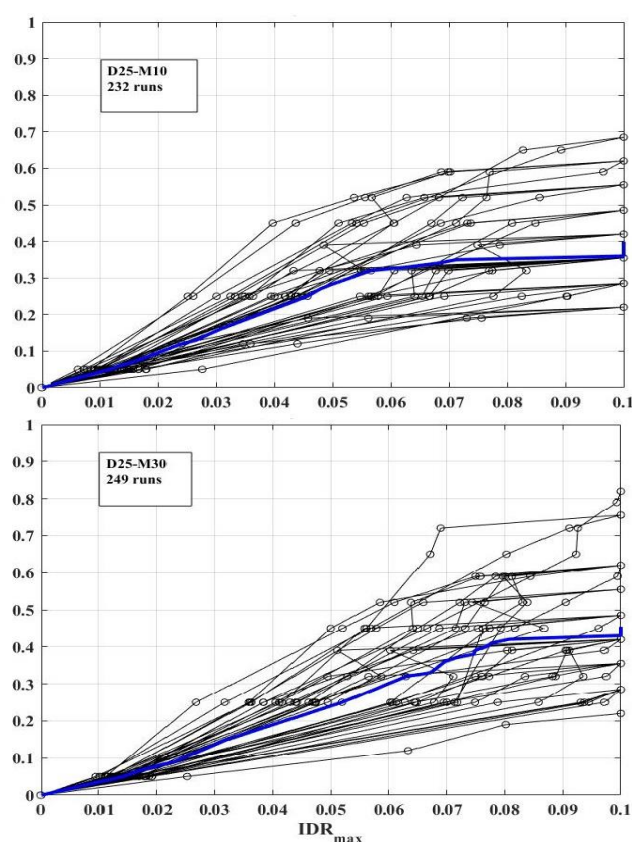
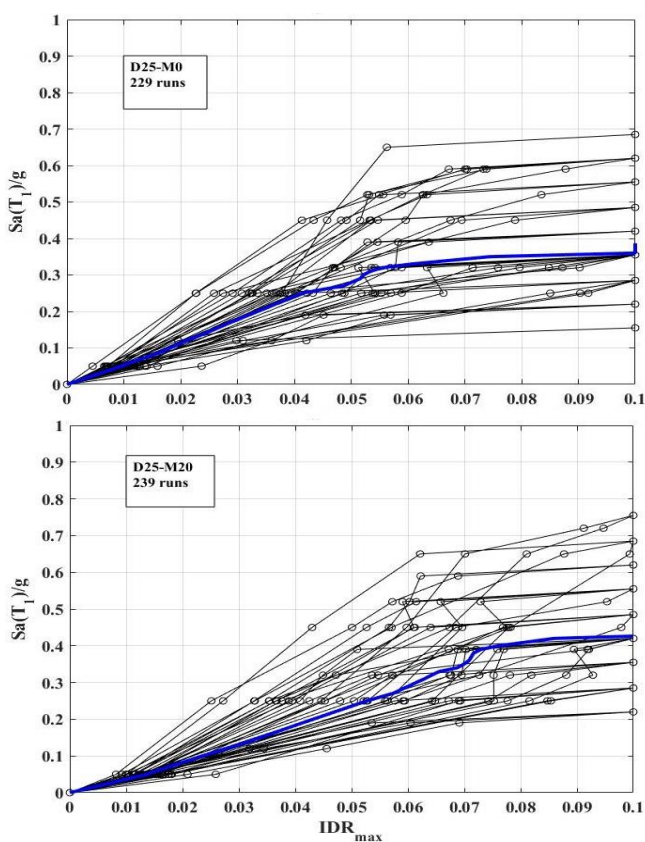
^۶ Maximum Inter-story Drift Ratio

^۷ Outlier Data

^۸ مفهوم میانگین عددی در فاز لگاریتمی معادل میانگین هندسی در فاز خطی است.

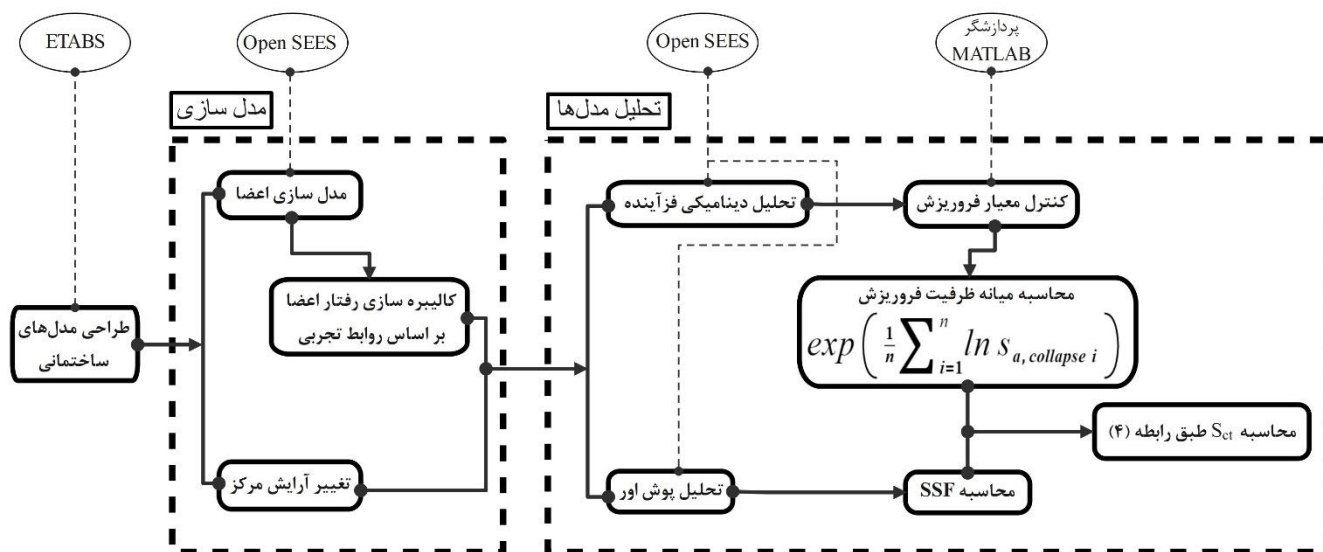


(الف) با بیش از ۹۲۰ تحلیل دینامیکی برای تکمیل ارزیابی این گروه



(ب) با بیش از ۹۴۰ تحلیل دینامیکی برای تکمیل ارزیابی این گروه

شکل ۶: نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده برای: (الف) مدل‌های ساختمانی گروه D۰ و (ب) مدل‌های ساختمانی گروه D۲۵



شکل ۷: فرآیند مورد استفاده برای ارزیابی براساس دستور العمل FEMA-P695 [۲۲]

۷- تاثیر موقعیت مرکز جرم بر عملکرد فروریزش مدل‌های نرم پیچشی

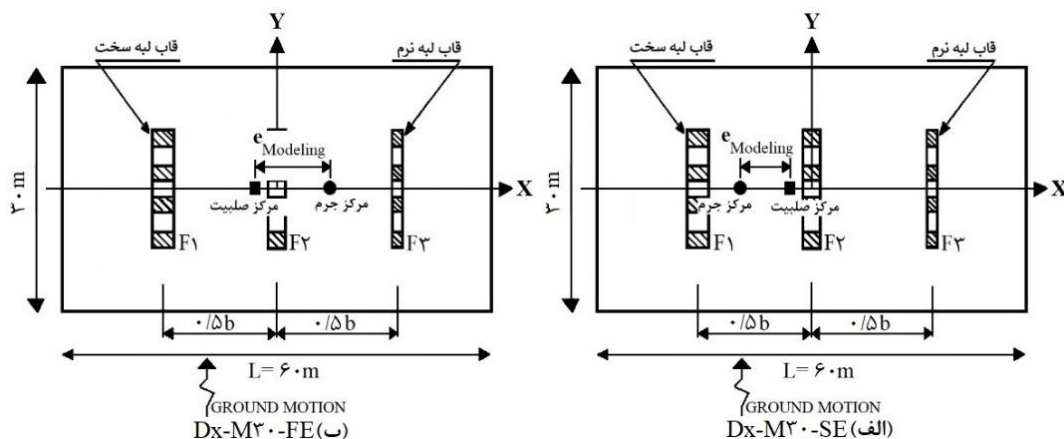
مطالعات گذشته [۱۵، ۱۹] نشان می‌دهد که تاثیر نامنظمی بر نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌های نرم پیچشی متفاوت از ساختمان‌های سخت پیچشی است. به طور مشخص، مرجع [۳۹] به بررسی تاثیر سختی پیچشی بر عملکرد فروریزش مدل‌هایی با توزیع نامتقارن سختی پرداخته است. آن مطالعه نشان داد که با افزایش خروج از مرکزیت نسبت حاشیه فروریزش (CMR) در مدل‌های ساختمانی سخت پیچشی در حال کاهش است. در حالی که برای مدل‌های نرم پیچشی چنین روندی گزارش نشده است. با این حال، براساس دانش نویسندگان، مطالعه‌ای در مورد تاثیر موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز سختی بر عملکرد فروریزش ساختمان‌های نرم پیچشی وجود ندارد. از این رو، این پژوهش با استفاده از مجموعه جامعتری از مدل‌های نامتقارن، بررسی دقیقی بر روی این مسئله انجام می‌دهد.

مدل‌های ساختمانی به دو گروه مدل‌های متوازن پیچشی^۹ (TB) و مدل‌های نامتوازن پیچشی^{۱۰} (TU) طبقه‌بندی می‌شوند. در مدل‌های متوازن که به صورت کلی $Dx-M_0$ نمایش داده می‌شوند، مرکز جرم و سختی در کلیه طبقات بر هم منطبق هستند و تحت مؤلفه افقی زلزله، دچار رفتار پیچشی نمی‌شوند [۴۰]. این مدل‌ها به‌عنوان مبنای سنجش آثار نامنظمی هستند. با این حال، مدل‌های نامتوازن به دلیل خروج از مرکزیت‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصدی، تحت تحریک جانبی، رفتارهای پیچشی دارند. برای نمونه، مقایسه نتایج مدل نامتوازن پیچشی $Dx-M_{20}$ با مدل متوازن نظیر آن ($Dx-M_0$) نشان می‌دهد که خروج از مرکزیت ۲۰ درصدی چه تغییری در عملکرد فروریزش ساختمان در گروه Dx ایجاد می‌نماید.

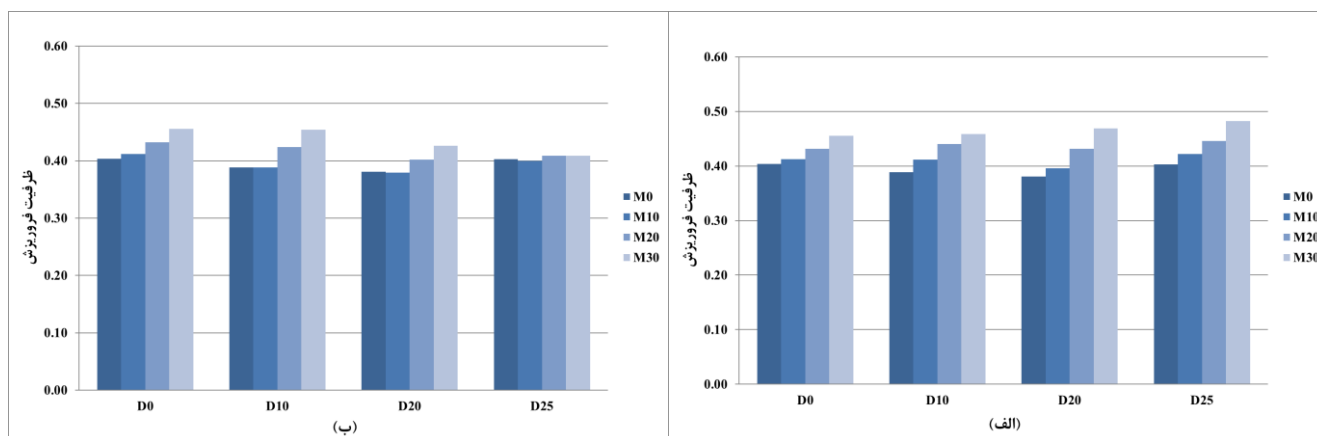
مدل‌های نامتوازن پیچشی با توجه به نحوه آرایش مراکز جرم و سختی، به دو دسته تقسیم می‌شوند. شکل (۸)، نمونه‌ای از این تقسیم‌بندی را برای مدل‌هایی که در یک گروه ساختمانی دلخواه دارای خروج از مرکزیت ۳۰ درصدی هستند، نشان می‌دهد. مطابق شکل، $Dx-M_{30}-FE$ نشان دهنده آرایشی است که در آن مرکز جرم برای ایجاد خروج از مرکزیت مدل‌سازی به اندازه $0.3b$ ، به سمت لبه نرم (قاب $F3$) جابجا می‌شود. آرایش دیگر که $Dx-M_{30}-SE$ نامیده شده است، نشان می‌دهد که برای ایجاد حالت $e_{Modeling} = 0.3b$ ، مرکز جرم به سمت لبه سخت (قاب $F1$) جابجا می‌گردد. در مجموع، برای چهار گروه ساختمانی (D_0 تا D_{25}) با اعمال سه خروج از مرکزیت M_0 تا M_{30} و با احتساب آرایش‌های مذکور، ۳۲ حالت مختلف از چینش مراکز مورد بررسی قرار می‌گیرد.

⁹ Torsionally balanced

¹⁰ Torsionally unbalanced



شکل ۸: موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت در مدل‌های نامتوازن پیشگی (الف) $Dx-M30-SE$ و (ب) $Dx-M30-FE$.



شکل ۹: ظرفیت فروریزش مدل‌ها در (الف) جابجایی مرکز جرم به سمت قاب لبه سخت ($F1$) و (ب) جابجایی مرکز جرم به سمت قاب لبه نرم ($F3$)

نتیجه ارزیابی فروریزش مدل‌ها، برای حالات مختلف از آرایش مراکز، در شکل (۹) نشان داده شده است. شکل (۹-الف) نشان دهنده ظرفیت فروریزش مدل‌های ساختمانی $D0$ تا $D25$ به ازای افزایش خروج از مرکزیت است که چپ‌تر مرتبط با مراکز جرم و سختی برای آن‌ها مطابق شکل (۸-الف) در نظر گرفته شده است. در چنین آرایشی، ظرفیت فروریزش مدل‌ها به طور متوسط از $0.39g$ برای حالت $M0$ (مدل‌هایی فاقد خروج از مرکزیت) به $0.47g$ در حالت $M30$ (مدل‌هایی با خروج از مرکزیت ۳۰ درصد) می‌رسد که نشان دهنده نمودی ۱۹ درصدی است. در مقابل، با جابجایی مرکز جرم به سمت لبه نرم (مطابق شکل ۸-ب)، ظرفیت فروریزش همه گروه‌های ساختمانی، به طور متوسط، نمودی ۱۰ درصدی را به ازای افزایش خروج از مرکزیت نشان می‌دهد. بنابراین، بروز خروج از مرکزیت در ساختمان‌های نرم پیشگی مفروض، منجر به افزایش توان پایداری می‌شود که می‌تواند با بهبود حاشیه ایمنی آنها در برابر خطر فروریزش همراه باشد. بر اساس نتایج، این بهبود عملکرد فروریزش مستقل از جهت جابجایی مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت در پلان است.

تغییر موقعیت مرکز جرم در طبقات ممکن است به طور تصادفی رخ دهد. تغییر در کاربری فضاهای داخلی ساختمان، عدم قطعیت در موقعیت بارهای زنده و عواملی از این دست، موجب تغییر موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت خواهد شد. در بررسی حاضر، مدل‌های ساختمانی علاوه بر حالت متوازن، در سه حالت از خروج از مرکزیت ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نیز بررسی شده‌اند. می‌توان این خروج از مرکزیت‌ها را ناشی از عوامل تصادفی در نظر گرفت. به این ترتیب، چنانچه در مدل‌های متوازن نرم پیشگی، خروج از مرکزیت ناشی از تغییرات تصادفی موقعیت مرکز جرم فرض شود، ظرفیت فروریزش آنها کاهش نخواهد یافت. همان گونه که توضیح داده شد، موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت روند ظرفیت فروریزش را دستخوش تغییر نامطلوب نمی‌کند. از این رو، می‌توان دریافت که تاثیر جابجایی تصادفی مرکز جرم بر حاشیه ایمنی فروریزش، در مدل‌های نرم پیشگی مورد مطالعه، قابل چشم پوشی است. از آنجا که ایجاد

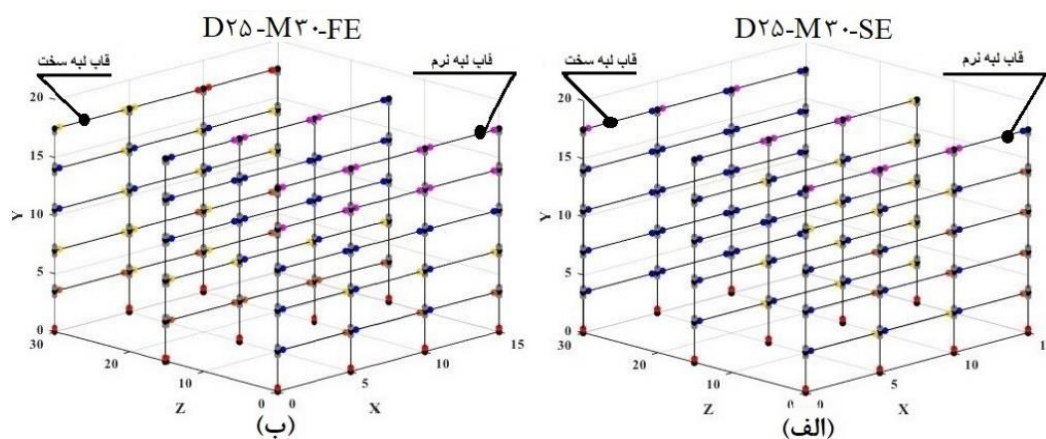
برای مدلی که مرکز جرم در طبقات آن در سمت راست مرکز صلبیت قرار دارد (مدل $D25-M30-FE$) احتمال شروع فروریزش از قاب‌های لبه سخت قابل ملاحظه‌تر است. همچنین، احتمال ناپایداری ساختمان با فروریزش همزمان قاب‌های هر دو لبه نیز به ۱۹ درصد می‌رسد.

شکل (۱۱) بحرانی‌ترین مکانیزم‌های فروریزش را برای مدل‌های ساختمانی گروه $D25$ نشان می‌دهد. این مکانیزم‌ها در حالتی که سازه دارای خروج از مرکزیت ۳۰ درصدی است، استخراج شده است. مطابق شکل (۱۱-الف)، مکانیزم فروریزش در مدل $D25-M30-SE$ از لبه نرم آغاز می‌شود که مطابق با نتایج جدول (۴) است. شکل (۱۱-ب) نیز نشان می‌دهد که قاب لبه سخت در مدل $D25-M30-FE$ محل بروز آثار فروریزی است. این مشاهده نیز با نتایج جدول (۴) منطبق است. البته در حالت $D25-M30-FE$ احتمال شروع فروریزش از دو لبه سخت و نرم اختلاف کمتری در مقایسه با حالت $D25-M30-SE$ دارد. این مسئله ناشی از نزدیکی مرکز دوران طبقات به مرکز پلان در آرایش‌هایی نظیر شکل (۱۱-ب) است که موجب می‌شود دوران طبقات آثار مشابهی در قاب‌های هر دو لبه ایجاد کند. موقعیت مرکز دوران در وسط مراکز جرم و سختی فرض می‌شود.

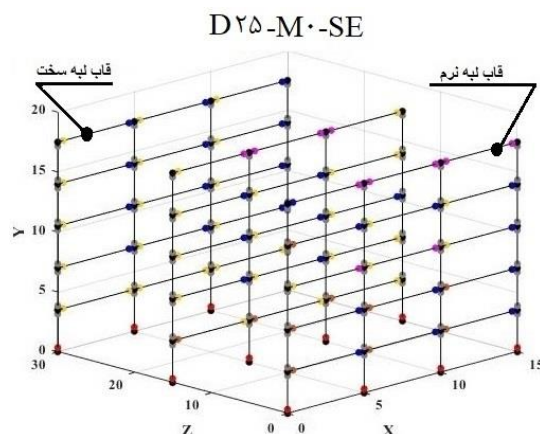
شکل (۱۲) بحرانی‌ترین مکانیزم فروریزش را برای مدل متوازن در گروه $D25$ نشان می‌دهد. با مقایسه مکانیزم‌های بحرانی در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) می‌توان دریافت که شدت آسیب‌ها با افزایش خروج از مرکزیت، در لبه نرم و سخت کاهش می‌یابد. مشاهده حاضر به ازای هر یک از رکوردهای جدول (۳) نیز صادق است. این مسئله بدین معنی است که در ساختمان‌های نرم پیچشی، افزایش نامنظمی به طور لزوم به معنای کاهش حاشیه ایمنی آنها در برابر فروریزش نیست. حرکت غالب در مدل‌های نرم پیچشی، ناشی از مود پیچش است. چنین استنباط می‌شود که مود غالب حرکتی (مود پیچشی) در این مدل‌های ساختمانی با افزایش خروج از مرکزیت، برتری حرکتی بیشتری خواهد یافت و در نتیجه، سهم این مود در جذب انرژی زلزله بیشتر از مودهای انتقالی خواهد شد. از این رو، آسیب‌هایی که به طور مستقیم ناشی از تغییر مکان‌های نسبی ساختمان در جهت زلزله است، با افزایش فاصله مرکز جرم از مرکز صلبیت در مدل‌های مذکور کمتر می‌شود و این مسئله سبب بالاتر رفتن ظرفیت فروریزش می‌گردد.

جدول ۴: نحوه تشکیل مکانیزم فروریزش در گروه $D25$ به ازای تغییر در موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت.

مدل‌های ساختمانی	احتمال شروع مکانیزم فروریزش		
	از قاب لبه نرم	از هر دو لبه	از قاب لبه سخت
$D25-M0$	۲۶%	۳۰%	۴۴%
$D25-M30-SE$	۶۹%	۱۸%	۱۳%
$D25-M30-FE$	۲۲%	۱۹%	۴۹%



شکل ۱۱: نحوه گسترش رفتار خمیری را در دو مدل نامتوازن پیچشی (الف) $D25-M30-SE$ و (ب) $D25-M30-FE$.



شکل ۱۲: بحرانی ترین مکانیزم‌های فروریزش در مدل‌های متوازن $D25-M0$

جدول ۵: میزان توزیع مفاصل خمیری در ارتفاع مدل‌های ساختمانی به ازای مجموعه رکوردهای لرزه‌ای مفروض.

مدل‌های ساختمانی	در دو طبقه اول	در سه طبقه اول	در بیش از سه طبقه
$D25-M0$	۳۴%	۲۲%	۴۴%
$D25-M30-SE$	۱۳%	۱۸%	۶۹%
$D25-M30-FE$	۱۷%	۳۲%	۵۱%

با توجه به عدم مشارکت مود پیچشی در پاسخ سیستم‌های متوازن پیچشی انتظار می‌رود گسترش رفتار خمیری در قاب لبه نرم و سخت مشابه باشد. با این حال، مطابق شکل (۱۲)، در مدل $D25-M0$ می‌توان مشاهده کرد که شدت آسیب‌ها در قاب لبه سخت بیشتر از قاب لبه نرم است. این مسئله با توجه به مقادیر احتمال شروع مکانیزم فروریزش برای این مدل (در جدول ۴) نیز قابل درک است. از آنجا که در این مدل‌ها حرکت به طور عمده انتقالی است، تشابه محسوسی بین نتایج حاصل با نتایج مطالعه کریمیان و همکارانش [۴۱] مشاهده می‌شود. آنها با مطالعه نحوه گسترش رفتار خمیری در مدل‌های سخت پیچشی^{۱۱} نتیجه گرفتند که اغلب آسیب‌های لرزه‌ای، در قاب‌های نزدیک به مرکز جرم رخ می‌دهد. در مدل‌های متوازن مورد مطالعه نیز مرکز جرم به قاب لبه سخت نزدیک‌تر است که دلیل آسیب‌های شدیدتر در این قاب را، در مقایسه با آسیب‌های قاب لبه نرم توجیه می‌نماید. نکته جالب توجه آن است که استدلال فوق، نحوه گسترش رفتار خمیری در ساختمان‌های نرم پیچشی نامتوازن را توجیه نمی‌کند.

مطابق جدول (۵)، با افزایش نامنظمی نحوه گسترش رفتار خمیری در ارتفاع برای مدل‌های سازه‌ای تغییر می‌کند. برای نمونه، با افزایش خروج از مرکزیت از صفر به ۳۰ درصد در مدل‌های گروه $D25$ ، میزان توزیع مفاصل خمیری در ارتفاع افزایش می‌یابد. در سایر گروه‌های ساختمانی نیز مشاهدات مشابه هستند. در گروه ساختمانی $D25$ ، احتمال گسترش رفتار خمیری در بیش از سه طبقه، از ۴۴ درصد در مدل $D25-M0$ به ترتیب به ۶۹ و ۵۱ درصد برای مدل‌های $D25-M30$ می‌رسد. به این ترتیب، با گسترش رفتار خمیری در ارتفاع، امکان مشارکت تعداد بیشتری از اعضا در تحمل بارهای جانبی وجود دارد. این مسئله عامل دیگری در افزایش ظرفیت باربری ساختمان‌های نرم پیچشی با افزایش نامنظمی محسوب می‌شود. با توجه به اینکه همه قاب‌های باربر براساس اصول آیین‌نامه‌ای طراحی شده‌اند، وقوع این وضعیت نشان از اهمیت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در طراحی است.

۹- نتیجه‌گیری

این پژوهش رفتار فروریزش لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی مسلح کوتاه مرتبه را مورد بررسی قرار داده است. ارزیابی فروریزش بر روی ساختمان‌هایی با رفتار نرم پیچشی صورت گرفت. بعلاوه، مکانیزم فروریزش ساختمان‌ها در حالات مختلف نامنظمی مطالعه شد.

^{۱۱} مود غالب حرکتی در این مدل‌ها انتقال است.

بررسی نحوه فروریزش این دسته از ساختمان‌ها با توجه ویژه به موقعیت مرکز جرم نسبت به مرکز سختی صورت گرفت و برای مقایسه شدت آسیب‌ها یک الگوی رنگی تعریف گردید. نتایج بررسی در محدوده مفروضات و محدودیت‌های بررسی حاضر، نشان می‌دهد که:

- ۱- روند تغییرات ظرفیت فروریزش در مدل‌های ساختمانی نرم پیچشی به‌ازای افزایش خروج از مرکزیت در سازه، صعودی است. در مدل‌های مورد مطالعه، با افزایش خروج از مرکزیت از صفر به ۳۰ درصد، ظرفیت فروریزش مدل‌ها به طور متوسط ۱۵ درصد افزایش می‌یابد. این بدین معنی است که تاثیر افزایش نامنظمی در عملکرد فروریزش سازه‌ها باید با توجه به سختی پیچشی آنها تفسیر شود.
- ۲- مکانیزم فروریزش مدل‌های متوازن پیچشی در ۴۴ درصد و مدل‌های نامتوازن پیچشی به طور متوسط در ۶۰ درصد از موارد در بیش از سه طبقه تشکیل می‌شود. فروریزش این مدل‌ها به طور متوسط در ۳۴ و ۱۵ درصد از موارد ناشی از مکانیزم در دو طبقه تحتانی سازه است. اهمیت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در بروز این حالات قابل تامل است.
- ۳- کاهش شدت آسیب‌پذیری قاب‌های باربر جانبی، به‌ازای افزایش خروج از مرکزیت در مدل‌های نرم پیچشی نشان می‌دهد که وقوع نامنظمی در این گونه سازه‌ها لزوماً به معنی کاهش حاشیه ایمنی آنها در برابر فروریزش نیست.
- ۴- بروز نامنظمی در ساختمان‌های نرم پیچشی با بهبود ظرفیت فروریزش آنها همراه می‌گردد و این مسئله مستقل از جهت جابجایی مرکز جرم نسبت به مرکز صلبیت است.
- ۵- تاثیر خروج از مرکزیت تصادفی در عملکرد فروریزش مدل‌های ساختمان‌های نرم پیچشی قابل چشم‌پوشی است. ارائه یک توصیه آیین‌نامه‌ای برای این منظور، هنوز نیازمند بررسی‌های بیشتر است.

۱۰- فهرست علائم

K_e	سختی مؤثر
θ_p	ظرفیت دوران خمیری عضو
θ_{pc}	ظرفیت دوران خمیری عضو پس از رسیدن به مقاومت نهایی
M_y	مقاومت خمشی عضو
M_c	مقاومت حداکثری عضو
PGA_{max}	بیشینه شتاب زمین لرزه
PGV_{max}	بیشینه سرعت زمین لرزه
V_{s-20}	سرعت موج برشی
IDA	تحلیل دینامیکی فزاینده
S_{CT}	میان‌ه ظرفیت فروریزش
SSF	ضریب شکل طیفی

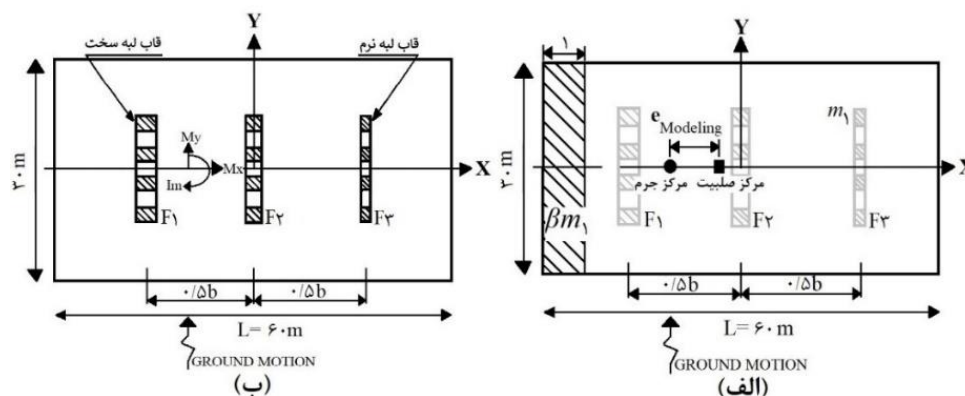
پیوست

الگوی جرمی مفروض در این مقاله، در مرجع [۴۲] مطرح شده است. برای این مطالعه، مقدار جرم متمرکز در پهنای واحد جرمی و ممان اینرسی جرمی طبقات، طبق روابط مرجع مذکور بازنویسی شده است. m_o در رابطه (پ-۲) مقدار کل جرم طبقه است. شکل (پ-۱) نیز نشان دهنده نحوه مدل‌سازی جرم در طبقات ساختمان می‌باشد. در این شکل منظور از M_x و M_y ، جرم کل طبقه در جهت‌های اصلی سازه و I_m مقدار ممان اینرسی جرمی در طبقات می‌باشد. لازم به ذکر است که خروج از مرکزیت در کلیه طبقات در یک راستا در نظر گرفته می‌شود.

$$\beta = \frac{e_{Modeling}}{(30 - e_{Modeling} - 0.5)} \quad (\text{پ-۱})$$

$$m_1 = \frac{m_o}{(1 + \beta)} \quad (\text{پ-۲})$$

$$I_m = \frac{m_1}{12} (20^2 + 60^2) + e_{Modeling}^2 \cdot m_1 + \frac{\beta m_1}{12} (20^2 + 1) + \beta m_1 (30 - e_{Modeling} - 0.5)^2 \quad (\text{پ-۳})$$



شکل پ ۱: (الف) توزیع جرمی در پلان و (ب) نحوه مدل سازی جرم طبقات در مدل های تحلیلی.

مراجع

- [۱] Haselton, C.B., et al. (2011). Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137 (4), 481-491, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000318
- [۲] Goulet, C.A., et al. (2007). Evaluation of the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced-Concrete Frame Building—from Seismic Hazard to Collapse Safety and Economic Losses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36 (13), 1973-1997, DOI: 10.1002/eqe.694
- [۳] Zareian, F. and Krawinkler, H. (2010). Structural System Parameter Selection Based on Collapse Potential of Buildings in Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 136 (8), 933-943, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000196
- [۴] 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, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000275
- [۵] Mehdizadeh, K. and Karamodin, A. (2017). Probabilistic Assessment of Steel Moment Frames Incremental Collapse (Ordinary, Intermediate and Special) under Earthquake. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4 (3), 129-147, doi: 10.22065/jsce.2017.75370.1066
- [۶] He, Z., Wang, Z. and Zhang, Y. (2018). Collapse Safety Margin and Seismic Loss Assessment of RC Frames with Equal Material Cost. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27 (1), e 1407, DOI: 10.1002/tal.1407
- [۷] Razavi, N. and Gholizadeh, S. (2021). Seismic Collapse Safety Analysis of Performance-Based Optimally Designed Reinforced Concrete Frames Considering Life-Cycle Cost. *Journal of Building Engineering*, 44, 103430, DOI: 10.1016/j.jobe.2021.103430
- [۸] Das, P.K., Dutta, S.C. and Datta, T.K. (2021). Seismic Behavior of Plan and Vertically Irregular Structures: State of Art and Future Challenges. *Natural Hazards Review*, 22 (2), 04020062, DOI: 10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000440
- [۹] De Stefano, M. and Pintucchi, B. (2008). A Review of Research on Seismic Behaviour of Irregular Building Structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6 (2), 285-308, DOI: 10.1007/s10518-007-9052-3
- [۱۰] Heui-Yung Chang, C.-C.J.L., Ker-Chun Lin and Jung-Yu Chen (2009). Role of Accidental Torsion in Seismic Reliability Assessment for Steel Buildings. *Steel and Composite Structures*, 9 (5), 457-471, DOI: 10.12989/scs.2009.9.5.457
- [۱۱] Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. (2010). Accidental Design Eccentricity: Is It Important for the Inelastic Response of Buildings to Strong Earthquakes? *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30 (9), 782-797, DOI: 10.1016/j.soildyn.2009.12.018
- [۱۲] DeBock, D.J., et al. (2014). Importance of Seismic Design Accidental Torsion Requirements for Building Collapse Capacity. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43 (6), 831-850, DOI: 10.1002/eqe.2375
- [۱۳] Manie, S., Moghadam, A.S. and Ghafory-Ashtiany, M. (2015). Collapse Behavior Evaluation of Asymmetric Buildings Subjected to Bi-Directional Ground Motion. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24 (8), 607-628, DOI: 10.1002/tal.1202

- [۱۴] Kyrkos, M.T. and Anagnostopoulos, S.A. (2011). Improved Earthquake Resistant Design of Torsionally Stiff Asymmetric Steel Buildings. *Earthquakes and Structures*, 2 (2), 127-147, DOI: 10.12989/eas.2011.2.2.127
- [۱۵] Kyrkos, M.T. and Anagnostopoulos, S.A. (2013). Improved Earthquake Resistant Design of Eccentric Steel Buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, 144-156, DOI: 10.1016/j.soildyn.2012.07.011
- [۱۶] Han, S.W., et al. (2017). Seismic Collapse Performance of Special Moment Steel Frames with Torsional Irregularities. *Engineering Structures*, 141, 482-494, DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.03.045
- [۱۷] ASCE (2013) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* DOI: 10.1061/9780784412916
- [۱۸] Omidian, P. and Saffari, H. (2018). Seismic Vulnerability Assessment of Regular and Irregular Concrete Structures Using Fragility Curves. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5 (3), 124-144, doi: 10.22065/jsce.2017.84305.1168
- [۱۹] Seiyedtaghia, S.A., Moghadam, A.S. and Ghafory Ashtiani, M. (2014). Seismic Performance of Torsionally Stiff and Flexible Multi-Story Concentrically Steel Braced Buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23 (2), 146-160, DOI: 10.1002/tal.1031
- [۲۰] Seyedtaghia., S.A. and Moghadam, A.S. (2009). Efficiency of Standard 2800 Provisions for Buildings with Low Torsional to Translational Modal Frequencies Ratio. *Journal of Structure & Steel*, 3 (4), 40, <https://sid.ir/paper/136686/fa>
- [۲۱] Torabpour, I. and Badri, R.K. (2021). Assessment of Seismic Collapse Performance of Low-Rise Plan-Irregular Reinforced Concrete Buildings with Torsionally-Flexible Behavior Using Fema-P695 Framework. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 37.2 (2.2), 103-113, DOI: 10.24200/J30.2020.55900.2790
- [۲۲] Applied Technology Council, FEMA-P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. United States, Department of Homeland Security: Federal Emergency Management Agency.
- [۲۳] Mazzoni S., M.F., Scott M.H. and Fenves G.L. (2009) *OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation: OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation Pacific Earthquake Engineering Research Center*. DOI: <http://opensees.berkeley.edu/>
- [۲۴] Badri, R.K. (2023). Rational Decisions for Seismic Collapse-Prevention Design of Low-Rise Asymmetric RC Buildings Considering Deterioration Properties. *Journal of Building Engineering*, 63 (A), DOI : 10.1016/j.jobe.2022.105390
- [۲۵] Zareian, F. and Medina, R.A. (2010). A Practical Method for Proper Modeling of Structural Damping in Inelastic Plane Structural Systems. *Computers & Structures*, 88 (1-2), 45-53, DOI: 10.1016/j.compstruc.2009.08.001
- [۲۶] Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations*. PhD Thesis. Helmut Krawinkler, John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- [۲۷] Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. (2005). Hysteretic Models That Incorporate Strength and Stiffness Deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34 (12), 1489-1511, DOI: 10.1002/eqe.495
- [۲۸] Haselton, C.B., et al. (2008). An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building. PEER Report (2007/12), CA, University of California.
- [۲۹] Haselton, C. and Deierlein, G. (2008). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings, Peer Report 2007/08*. PhD Thesis. Berkeley, CA, University of California.
- [۳۰] Haselton, C.B., et al. (2008). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings*. PEER Report (2007/3), CA, University of California.
- [۳۱] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514, DOI: 10.1002/eqe.141
- [۳۲] Matlab Version: 9.7.0. (R2019). The Mathworks Inc., Natick, Massachusetts, United States.
- [۳۳] Haselton, C.B., Liel, A.B. and Deierlein, G.G. (2009). Simulating Structural Collapse Due to Earthquakes: Model Idealization, Model Calibration, and Numerical Solution Algorithms. *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*

- [۳۴] Liel, A.B., *et al.* (2009). Incorporating Modeling Uncertainties in the Assessment of Seismic Collapse Risk of Buildings. *Structural Safety*, 31 (2), 197-211, DOI: 10.1016/j.strusafe.2008.06.002
- [۳۵] Badri, R.K., Nekooei, M. and Moghadam, A.S. (2015). The Variance of Collapse Capacity of Symmetric and Asymmetric Low-Rise RC-SMF Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 19 (8), 1181-1196, DOI: 10.1080/13632469.2015.1049387
- [۳۶] Zhong, K., *et al.* (2022). Site-Specific Adjustment Framework for Incremental Dynamic Analysis (SAF-IDA). *Earthquake Spectra*, 38 (3), 1893-1917, DOI: 10.1177/8755293022108368
- [۳۷] Lin, T. and Baker, J.W. (2013). Introducing Adaptive Incremental Dynamic Analysis: A New Tool for Linking Ground Motion Selection and Structural Response Assessment.
- [۳۸] Kohrangi, M., Vamvatsikos, D. and Bazzurro, P. (2020). Multi-Level Conditional Spectrum-Based Record Selection for IDA. *Earthquake Spectra*, 36 (4), 1976-1994, DOI: 10.1177/8755293020919425
- [۳۹] Tabrizi, M. K. and Badri, R. K. (2018) Evaluation of the safety margin against collapse in mid-rise RC-SMF buildings with asymmetric distribution of stiffness in the plan. Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning of the Islamic World. <https://civilica.com/doc/775805>
- [۴۰] Correnza, J., Hutchinson, G. and Chandler, A. (1994). Effect of Transverse Load-Resisting Elements on Inelastic Earthquake Response of Eccentric-Plan Buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23 (1), 75-89, DOI: 10.1002/eqe.4290230107
- [۴۱] Karimiyan, S., *et al.* (2017). Evaluation of Collapse Distribution in Three-Story RC Moment-Resisting Asymmetric Buildings Due to Earthquake Loads. *International Journal of Civil Engineering*, 15 (5), 809-825, DOI: 10.1007/s40999-017-0197-4
- [۴۲] Moghadam, A.S. and Aziminejad, A. (2004). Interaction of Torsion and P-Delta Effects in Tall Buildings. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering* Vancouver, Canada.