

Sensitivity analysis of concrete moment frames with and without shear wall to poor quality concrete in earthquake

Mozhde Rezaia¹, Nemat Hasani², Hamid Bayesteh³

¹ Phd Student, Department of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

² Associate Professor, Department of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

³ Assistant Professor, Department of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

In developing countries, the compressive strength of concrete in typical reinforced concrete residential buildings is often significantly lower than the design specifications. This issue has, in some cases, led to the collapse of moment-frame structures during earthquakes. A primary cause is the inefficiency of the workforce, which is exacerbated by increasingly complex building codes. Thus, simple solutions are necessary to address this problem. One of the most effective measures is the incorporation of minimum shear walls in concrete buildings. The main concept is to use geometry to enhance stiffness and resistance against the deficiencies caused by reduced concrete compressive strength. This study examines the sensitivity of moment frames and shear walls to weaknesses in concrete strength at three levels: mild, moderate, and severe. Three- and six-story moment-frame models, with and without minimum shear walls, were analyzed using linear dynamic and nonlinear static methods. The results showed that the drift sensitivity of moment frames to concrete strength reduction was considerably higher than that of models with shear walls. Specifically, the increase in drift for moment frames, compared to the reference model, was 85%, whereas it was only 36% for models with shear walls. Nonlinear analysis results indicated that models with shear walls, even with a reduction in concrete strength to 7 MPa, did not exceed life safety levels in plastic hinge formation. In contrast, in the case of moment frames without shear walls, a reduction in concrete strength below 20 MPa brought the models to the verge of collapse. Although the sensitivity of the demand-to-capacity (D/C) ratio was similar across all models, those with shear walls exhibited significantly lower sensitivity to seismic forces. The findings indicate that where concrete quality is unreliable, shear walls enhance structural stability and reduce collapse risk.

ARTICLE INFO

Receive Date: 05 November 2024

Revise Date: 13 February 2025

Accept Date: 07 April 2025

Keywords:

Concrete compressive strength
concrete Moment frame
concrete shear wall
time history analysis
Nonlinear Static Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.487087.3566

*Corresponding author: Hamid Bayesteh

Email address: h_bayeste@sbu.ac.ir

تحلیل حساسیت رفتار قاب خمشی با و بدون دیوار برشی به ضعف مقاومت فشاری بتن در زلزله

مژده رضانیا^۱، نعمت حسنی^۲ و حمید بایسته^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

بر اساس تجربه در کشورهای کمتر توسعه یافته، مقاومت فشاری بتن اجرا شده در ساختمان های متداول مسکونی بتن مسلح به طور قابل ملاحظه ای کمتر از مقادیر طراحی است. این امر گاهی منجر به فروریزش ساختمان ها با قاب خمشی در زلزله ها شده است. ناکارآمدی نیروی کار از ریشه های این مشکل بوده و پیچیده تر شدن ضوابط باعث افزایش آن می گردد. لذا راهکارهای ساده برای مقابله با این مشکل ضروری است. حداقل دیوار برشی در ساختمان های بتنی یکی از مؤثرترین راهکارهاست. ایده اصلی استفاده از هندسه برای افزایش سختی و مقاومت در مقابل تقیصه کاهش مقاومت فشاری بتن می باشد. در این مقاله حساسیت قاب خمشی و دیوار برشی به ضعف مقاومت بتن در سه سطح خفیف، متوسط و شدید بررسی شد. مدل های ۳ و ۶ طبقه قاب خمشی، بدون و با دیوار برشی حداقل، مورد تحلیل دینامیکی خطی و استاتیکی غیرخطی قرار گرفت. نتایج نشان داد که حساسیت جابه جایی نسبی قاب خمشی به ضعف مقاومت بتن بسیار بیشتر از مدل های با دیوار برشی است؛ به گونه ای که افزایش جابه جایی نسبی قاب خمشی نسبت به مدل مرجع ۱۵٪ و با دیوار برشی ۳۶٪ می باشد. نتایج تحلیل غیرخطی نشان داد که مدل های با دیوار برشی حتی با افت مقاومت بتن به ۱۰ مگاپاسکال سطوح مفاصل پلاستیک از سطح ایمنی جانی فراتر نرفت، اما در قاب خمشی تنها، با افت مقاومت بتن به زیر ۲۰ مگاپاسکال، مدل در آستانه فروریزش قرار گرفت. گرچه حساسیت همه مدل ها در تغییرات نسبت تقاضا به ظرفیت (D/C) نزدیک است لیکن مدل های با دیوار برشی حساسیت بسیار کمتری به زلزله دارند. جمع بندی نتایج پژوهش نشان دهنده آن است که در شرایط عدم اطمینان از اجرای بتن با کیفیت، استفاده از دیوار برشی می تواند منجر به پایداری نسبی سازه و عدم فروریزش آن شود.

کلمات کلیدی: مقاومت فشاری بتن، قاب خمشی بتنی، دیوار برشی بتنی، تحلیل تاریخچه زمانی، تحلیل استاتیکی غیر خطی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.487087.3566	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.487087.3566	۱۴۰۴/۱۰/۳۰	۱۴۰۴/۱۰/۱۸	۱۴۰۴/۱۰/۱۸	۱۴۰۳/۱۱/۲۵	۱۴۰۳/۰۸/۱۵
				*نویسنده مسئول:		
				حمید بایسته		
				h_bayeste@sbu.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

طبق بررسی‌ها، تعداد زیادی از ساختمان‌های بتن مسلح از کیفیت پائینی در مصالح مصرفی و جزییات ساخت برخوردارند. در این میان استفاده از بتن کم مقاومت یعنی بتن با مقاومت کمتر از مقاومت طرح رایج‌تر است [۱]. بتن با مقاومت فشاری بالاتر خصوصاً در ستون‌ها می‌تواند مقاومت بهتری از خود نشان دهد [۲]. در نتیجه ضروری است تا کیفیت بتن و مراحل تولید آن با دقت کامل بازرسی گردد [۳]. عدم اطمینان از مقاومت فشاری بتن می‌تواند خطر تخریب سازه‌های بتنی را افزایش دهد [۴-۷]. علیرغم پیشرفت طراحی و ساخت، همچنان ساختمان‌های بتنی در زلزله دچار آسیب‌های ناگهانی می‌شوند و در زلزله‌های خفیف تا شدید آسیب‌پذیرند [۸]. لی^۱ و همکاران از تحلیل قابلیت اعتماد روش ممان دوم مرتبه اول برای ارزیابی تأثیر کمبود مقاومت مواد بر رفتار سازه‌های بتن مسلح تحت حرکات لرزه‌ای استفاده کردند [۹]. کای^۲ و همکاران در سال ۲۰۲۱ به صورت آزمایشگاهی تأثیر مقاومت بتن بر رفتار تیر T شکل را بررسی کردند [۱۰]. کیم^۳ و همکاران در سال ۲۰۲۰ منحنی‌های شکست بتن را با در نظر گرفتن عدم قطعیت مقاومت فشاری بتن توسعه دادند [۱۱]. همچنین آمر^۴ و همکاران در سال ۲۰۱۷ به طور تجربی و آزمایشگاهی اثر مقاومت فشاری بتن بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی در قالب قاب‌های خمشی و ستون‌های بتنی مسلح بررسی کردند [۱۲]. باکیز^۵ و همکاران در سال ۲۰۱۷ اثرات مقاومت بتن بر عملکرد لرزه‌ای سازه تحت بارهای تکراری بررسی کردند [۱۳]. راجیو^۶ و همکاران در سال ۲۰۱۱ اثرات حساسیت مصالح بتنی بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های شش طبقه را مورد بررسی قرار دادند [۱۴]. علاوه بر این محققان دیگری نیز بر روی راه‌حلهایی برای بهسازی سازه‌های دارای نقص بحث و تحقیق کردند [۱۵-۱۹]. حسنی، در گزارشی از زلزله ۱۹۹۹ کوجانلی ترکیه، یکی از علل اساسی خرابی گسترده ساختمان‌های مسکونی با قاب خمشی را ضعف مقاومت فشاری بتن می‌داند [۲۰]. نمونه‌هایی از این خرابی در شکل ۱ نشان داده شده است. اربریک^۷ پس از زلزله دوزجه ترکیه (۱۹۹۹) بر اهمیت مقاومت فشاری بتن در ساختمان‌های آسیب‌دیده تأکید کرد [۲۱]. کواک^۸ با بررسی ۲۲۰ ساختمان در مناطق مختلف، ریسک زلزله در استانبول را مورد بررسی قرار داد. تنها بتن ۲۷ ساختمان مطابق با مقاومت طراحی اجرا شده بود که این نشان کیفیت پایین مقاومت فشاری بتن است [۲۲].



شکل ۱: خرابی گسترده ساختمان‌های مسکونی قاب خمشی بتن مسلح در زلزله ۱۹۹۹ کوجانلی ترکیه ناشی از ضعف بتن با ۱۸ هزار کشته [۲۰].

¹ Tae-Hyung Lee

² Kai Qian

³ Siyun Kim

⁴ Aamer Abbas

⁵ Abdulrezzak BAKIŞ

⁶ Pat Rajeev

⁷ M. Altuğ Erberik

⁸ A. kocak

بایراکتار^۹ و همکاران در زلزله وان ۲۰۱۱ ترکیه، ۹۰ ساختمان بتنی فروریخته را مورد بررسی قرار دادند. ۴۷ درصد از ساختمان‌ها مقاومت فشاری متوسط بین ۸ تا ۱۲، ۲۶ درصد بین ۴ تا ۸ و ۲۰ درصد بین ۱۲ تا ۱۶ مگاپاسکال داشتند [۲۳]. کاگلار^{۱۰} و همکاران با بررسی خرابی سازه‌ها در زلزله ترکیه (۲۰۲۰) نشان دادند که یکی از علل اصلی این خرابی‌ها کیفیت پایین بتن بوده است به طوری که تقریباً تمام سازه‌های آسیب‌دیده از بتن بسیار ضعیف با مقاومت بتن بین ۶ الی ۱۲ مگاپاسکال ساخته شده بودند که نسبت به حداقل مجاز آیین‌نامه‌ای بسیار کمتر بوده و به صورت دستی و یا روش‌های نامناسب بتن‌ریزی انجام شده بود. بتن مورد استفاده در این سازه‌ها از سنگ‌دانه‌های با ابعاد نامناسب، افزودن مواد زائد همچون کاغذ و چوب و همچنین سیمان به مقدار ناکافی ساخته شده بود که سبب تولید بتن با کیفیت و مقاومت بسیار پایین شد [۲۴، ۲۵]. گزارش ارن^{۱۱} و همکارانش از زلزله قهرمان ماراش ترکیه در ۲۰۲۳ نشان داد که یکی از علل اصلی خرابی سازه‌های بتنی در این زلزله استفاده از سنگ‌دانه‌های نامناسب و ویبره ناکافی است که منجر به کاهش مقاومت بتن شده است [۲۶]. مارتین^{۱۲} و همکارانش نیز در گزارشی از زلزله ۲۰۲۳ ترکیه نشان دادند که اکثر ساختمان‌ها در شهرهای هاتای و قهرمان ماراش با مکانیزم خرابی پنکیکی یعنی طبقات ساختمان عمودی و متوالی بر سقف طبقات زیرین خود فروریخته‌اند. یکی از علل اصلی خرابی این ساختمان‌ها در زلزله عدم کیفیت مناسب بتن بوده است که در شکل ۲-الف نشان داده شده است. نمونه‌ای از این خرابی در زلزله ۲۰۲۳ ترکیه نیز در شکل ۲-ب نشان داده شده است [۲۷].



الف: خرابی ستون‌ها ناشی از ضعف مقاومت بتن در زلزله ۲۰۲۳ ترکیه



ب: فروریزش کامل سازه بتنی در زلزله ۲۰۲۳ ترکیه

شکل ۲: خرابی گسترده ساختمان‌های مسکونی قاب خمشی بتن مسلح در زلزله ۲۰۲۳ هاتفی ترکیه ناشی از ضعف مقاومت بتن با ۵۳ هزار کشته [۲۶-۲۷].

سدف^{۱۳} و همکارانش نیز در مقاله‌ای از زلزله ترکیه ۲۰۲۳ مشخص کردند که بتن این سازه‌ها حداقل مقاومت استاندارد یعنی ۱۴ مگاپاسکال را دارا نبوده و همگی مقاومتی کمتر از ۱۰ مگاپاسکال داشته‌اند که از علل اصلی خرابی آن‌ها بشمار می‌رود [۲۸]. حسینی و همکارانش در گزارش زلزله ۲۰۱۷ سرپل ذهاب کرمانشاه اعلام کردند که اغلب ساختمان‌های بتنی دارای قاب خمشی بودند و تنها تعداد

⁹ Alemdar Bayraktar

¹⁰ Naci Caglar

¹¹ Eren Vuran

¹² Martin Lyubomirov Ivanov

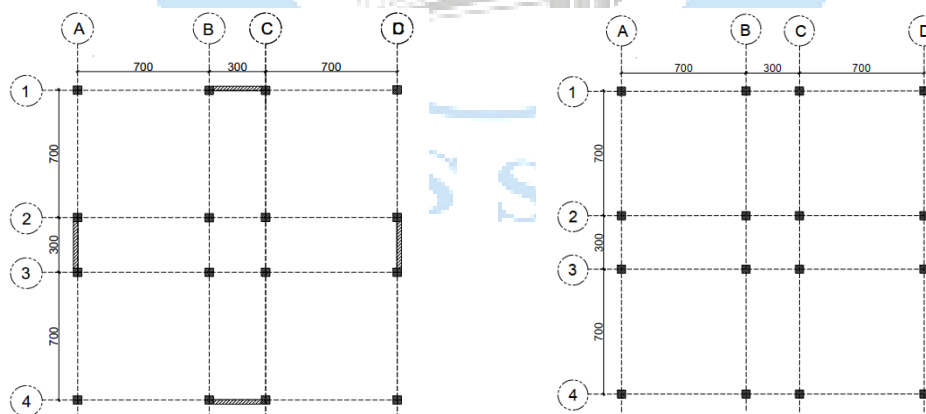
¹³ Sedef Kocakaplan Sezgin

کمی از ساختمان‌های ۴ و ۵ طبقه دارای دیوار برشی بودند [۲۹]. نتایج بررسی‌ها بر روی قاب‌های خمشی ساخته شده از بتن کم مقاومت، آسیب‌های خمشی قابل توجهی را در اعضای تیر و ستون و اتصالات تیر به ستون تحت بارهای جانبی نشان داد [۳۰]. نتایج تحقیقات گذشته و مشاهدات زلزله‌های قبلی از جمله زلزله ترکیه و کرمانشاه نشان می‌دهد که ضعف مقاومت بتن نسبت به آنچه در طراحی فرض شده است یکی از علل اصلی فروریزش ساختمان‌ها بوده است. با وجود تلاش‌هایی که توسط آیین‌نامه‌ها در سال‌های اخیر برای افزایش جزییات اجرایی ساختمان‌های بتن‌آرمه شده است، موارد مطرح شده تنها به پیچیدگی‌های اجرایی افزوده است که به نظر می‌رسد تا قبل از رسیدن به ساختار مورد اطمینان اجرای ساختمان‌ها قابل‌انکاس نمی‌باشد. به همین دلیل به نظر می‌رسد با پذیرش اشکالات اجرایی زیاد خصوصاً در مقاومت فشاری بتن باید به دنبال روشی بود که حساسیت سازه به ضعف مقاومت فشاری کم باشد. لذا در این پژوهش حساسیت سیستم قاب خمشی و دیوار برشی به کاهش مقاومت بتن در سه سطح خفیف، متوسط و شدید برای ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه بررسی شده است. بر این اساس ساختار مقاله به شرح زیر است. در بخش ۲ روش کلی مدل‌سازی و در بخش ۳ تحلیل عددی مدل‌ها که شامل ۲ بخش تحلیل خطی تاریخچه زمانی و تحلیل غیرخطی پوش آور شرح داده می‌شود و در نهایت بخش ۴ نتایج مقاله را بیان می‌کند.

۲- مدل‌سازی

۲-۱- کلیات مدل‌سازی

در تحلیل عددی ۱۲ مدل، شامل ۴ مدل ۳ طبقه، ۴ مدل ۶ طبقه قاب خمشی و ۴ مدل ۶ طبقه با دیوار برشی بررسی شد. مقاومت فشاری بتن سازه مرجع ۲۵ مگاپاسکال بوده و سه سطح ضعف بتن خفیف، متوسط و شدید به ترتیب ۲۰، ۱۵ و ۱۰ مگاپاسکال پیش‌بینی شد. مدل‌های مرجع به صورت مجزا در Etabs2016 [۳۱] بر اساس مباحث ششم و نهم مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی شده‌اند [۳۲-۳۴]. تمامی مدل‌های معیوب ابتدا تحت تحلیل خطی تاریخچه زمانی برای پارامترهایی نظیر جابه‌جایی نسبی طبقات (دریفت)، نسبت تقاضا به ظرفیت، زمان تناوب اصلی، جابه‌جایی مطلق و برش پایه و سپس با تعداد مدل‌های بیشتر با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون (پوش آور) در نرم‌افزار SAP، برای منحنی ظرفیت، وضعیت مفاصل پلاستیک و جابه‌جایی مرکز جرم بام تحلیل شده‌اند. پلان مدل‌های دارای قاب خمشی و دیوار برشی به ترتیب مطابق شکل‌های ۳ و ۴ می‌باشد.



شکل ۴: پلان مدل با دیوار برشی.

شکل ۳: پلان مدل قاب خمشی تنها.

جدول‌های ۱ و ۲ نام‌گذاری مدل‌ها را نشان می‌دهد. خصوصیات مصالح بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان مطابق جدول ۳ است. در همچنین فرضیات لرزه‌ای خاک و بارگذاری در جدول ۴ ارائه شده است. با توجه به تغییر مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته برای هر مقاومت محاسبه و اعمال شده است. لازم به ذکر است که با وجود اینکه بتن با مقاومت کمتر از ۱۵ مگاپاسکال غیر سازه‌ای محسوب می‌شود اما از همان روابط آیین‌نامه جهت بررسی آن‌ها استفاده شده است.

جدول ۱: نام گذاری مدل های خطی

نام گذاری مدل های غیر خطی	سیستم - مقاومت فشاری بتن MPa	نام مدل	طبقات - نوع سیستم - مقاومت فشاری MPa
Control-6ST-NL	قاب خمشی - ۳۰	Control-3ST	۳ - قاب خمشی - ۲۵
C25-6ST-NL	قاب خمشی - ۲۵	C20-3ST	۳ - قاب خمشی - ۲۰
C20-6ST-NL	قاب خمشی - ۲۰	C15-3ST	۳ - قاب خمشی - ۱۵
C15-6ST-NL	قاب خمشی - ۱۵	C10-3ST	۳ - قاب خمشی - ۱۰
C10-6ST-NL	قاب خمشی - ۱۰	Control-6ST	۶ - قاب خمشی - ۲۵
C7-6ST-NL	قاب خمشی - ۷	C20-6ST	۶ - قاب خمشی - ۲۰
Control-Wall-NL	قاب خمشی با دیوار - ۳۰	C15-6ST	۶ - قاب خمشی - ۱۵
C25- Wall-NL	قاب خمشی با دیوار - ۲۵	C10-6ST	۶ - قاب خمشی - ۱۰
C20- Wall-NL	قاب خمشی با دیوار - ۲۰	Control-Wall	۶ - قاب خمشی با دیوار - ۲۵
C15- Wall-NL	قاب خمشی با دیوار - ۱۵	C20- Wall	۶ - قاب خمشی با دیوار - ۲۰
C10- Wall-NL	قاب خمشی با دیوار - ۱۰	C15- Wall	۶ - قاب خمشی با دیوار - ۱۵
C7- Wall-NL	قاب خمشی با دیوار - ۷	C10- Wall	۶ - قاب خمشی با دیوار - ۱۰

جدول ۳:

خصوصیات

ت

مصالح

جدول ۴: پارامترهای لرزه ای و بارگذاری

مقدار	پارامترهای طراحی	۴۲۰(N/m ²)	فولاد
5 (Kn/m ²)	بار مرده	100-250(N/m ²)	مقاومت بتن
2 (Kn/m ²)	بار زنده	مقاومت فشاری	مدول الاستیسیته
3 m	ارتفاع طبقات	(Kg/Cm ²)	(Kg/Cm ²)
II	نوع خاک	250	257763
بسیار زیاد	منطقه لرزه خیزی	200	230547
تیرچه بلوک	سقف	150	199667
		100	163027

۲-۲- تحلیل تاریخیچه زمانی خطی (انتخاب شتابنگاشت ها)

طبق بند ۲-۲-۲-۳-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش ۴ شتابنگاشت هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می گیرند باید دارای ویژگی های زیر باشند: الف- شتابنگاشت ها متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند در آن ها اثر بزرگا، فاصله از گسل، سازوکار چشمه لرزه زا در نظر گرفته شده باشد. ب- ساخت گاه های شتابنگاشت ها باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به خصوص مشخصات لایه های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشد. پ- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتابنگاشت ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا ۳ برابر زمان تناوب اصلی سازه، هرکدام که بیشتر است باشد. این مدت زمان معمولاً در فواصل ۵٪-۹۵٪ از نمودار شدت آریانس و با استفاده از نرم افزار SeismoSignal تعیین می شود. با توجه به توضیحات ارائه شده و نوع خاک محل پروژه که نوع ۲ و دارای سرعت موج برشی ۳۷۵ الی ۷۵۰ (m/s) می باشد، سه رکورد جدول ۵ از وبسایت PEER انتخاب شده است.

جدول ۵: مشخصات شتابنگاشت های انتخابی

RSN	Earthquake Name	Year	Magnitude	Rjb(Km)	Rrup(Km)	Vs30
514	N. Palm Springs""	1986	6.06	6.84	7.92	379.91
527	N. Palm Springs""	1986	6.06	12.03	12.03	396.4
1666	Northridge-02""	1994	6.05	11.34	11.34	508.08

پس از انتخاب ۳ زوج، شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با بند ۲-۵-۳ به بیشینه مقدار خود و حداکثر شتاب در مؤلفه‌ای که دارای بیشینه بزرگ‌تری است، برابر با شتاب ثقل در نظر گرفته و سپس با طیف طرح استاندارد مقیاس شده است. لازم به ذکر است که تحلیل تاریخیچه زمانی با در نظر گرفتن میرایی ۵ درصد انجام شده است.

۲-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون (پوش آور)، مرکز جرم بام به‌عنوان نقطه کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌شود چون تمام دیوارهای برشی در این ساختمان به نسبت ارتفاع به طول بیشتر از ۳ باریک و در پاسخ لرزه‌ای آن‌ها رفتار خمشی غالب است، به‌صورت عناصر قاب مدل‌سازی می‌شوند. توزیع نیروی جانبی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، با استفاده از روابط (۱) و (۲) محاسبه می‌شود.

$$\text{Push } G1 = 1.1 \times (D + L) \quad (1)$$

$$\text{Push } G2 = 0.9 \times D \quad (2)$$

در این روابط D بار مرده و L معادل ۲۵ درصد بار زنده طراحی کاهش نیافته است که نباید از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر باشد. برای محاسبات جایابی هدف روش‌های مختلفی وجود دارد که یکی از آن‌ها روش ضرایب می‌باشد که آئین‌نامه‌های زیادی از این روش استقبال کرده‌اند. استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰ نیز به تبعیت از ASCE41 این روش را به رسمیت می‌شناسد. در این مطالعه تغییر مکان هدف محاسبه شده در جدول ۶ ارائه شده است. در شرایط یکسان و مقاومت‌های مختلف بتن هرچه تغییر مکان هدف بزرگ‌تر یعنی سختی کاهش یافته و نشان‌دهنده آسیب بیشتر می‌باشد. مشاهده شد که بیشترین تغییر مکان هدف در قاب خمشی با مقاومت ۷ مگاپاسکال محاسبه شده که در نتیجه انتظار می‌رود که بیشترین آسیب در آن رخ دهد.

جدول ۶: تغییر مکان هدف نمونه‌های مورد بررسی (همه مدل‌ها ۶ طبقه)

Model Name	Target Displacement (Cm)
Control-6ST-NL	20
C25-6ST-NL	21
C20-6ST-NL	23.5
C15-6ST-NL	26
C10-6ST-NL	29
C7-6ST-NL	32
Control-Wall-NL	10
C25-Wall-NL	11
C20-Wall-NL	12
C15-Wall-NL	13
C10-Wall-NL	14
C7-Wall-NL	15

۳- تحلیل عددی مدل‌ها

نتایج و بحث شامل دو بخش نتایج حاصل از تحلیل خطی تاریخیچه زمانی و نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

۳-۱- تحلیل تاریخیچه زمانی

۳-۱-۱- زمان تناوب اصلی سازه

زمان تناوب اصلی یکی از خصوصیات اصلی سازه می‌باشد که میزان جذب نیرو و تغییر مکان جانبی سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. عامل اصلی مؤثر بر زمان تناوب اصلی، سختی سازه می‌باشد که با کاهش مقاومت فشاری بتن، سختی سازه کاهش یافته و زمان تناوب افزایش می‌یابد. زمان تناوب به‌طور مستقیم بر پارامترهایی هم چون ضریب زلزله و درنهایت برش پایه تأثیر می‌گذارد به همین دلیل

به عنوان یکی از پارامترهای مهم در طراحی سازه شناخته می شود. همان طور که در جدول ۷ مشاهده می شود. با کاهش مقاومت بتن، زمان تناوب سازه افزایش یافته است. این افزایش زمان تناوب برای سازه های ۳ طبقه دارای قاب خمشی با مقاومت بتن ۲۰، ۱۵ و ۱۰ مگاپاسکال، به ترتیب ۶، ۹ و ۲۶ درصد می باشد. برای سازه های ۶ طبقه دارای قاب خمشی نیز با مقاومت بتن ۲۰، ۱۵ و ۱۰ مگاپاسکال، به ترتیب ۱۴ و ۲۸ درصد می باشد. همچنین برای سازه ۶ طبقه دارای دیوار برشی بتنی ۶، ۱۴ و ۲۶ درصد می باشد.

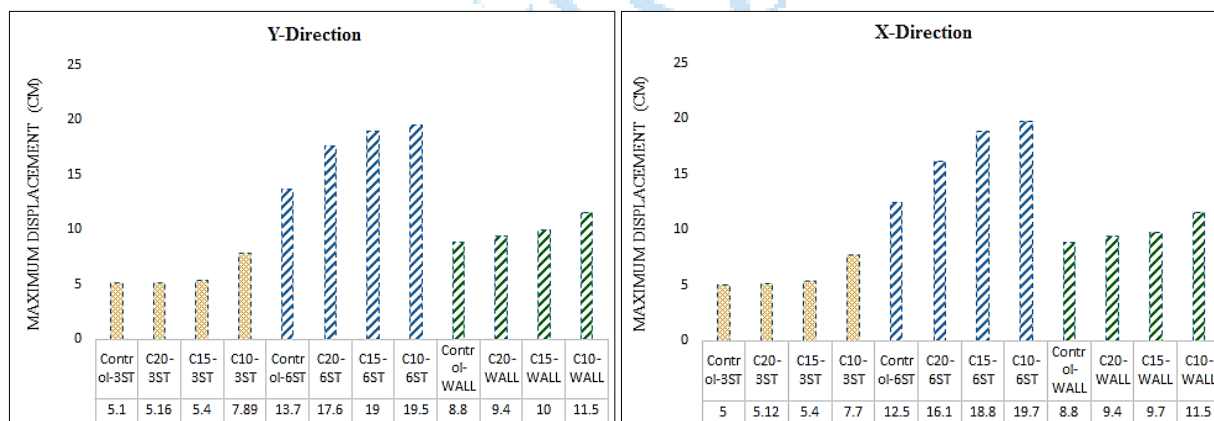
همان طور که مشاهده می شود، افزایش زمان تناوب در سازه های بلندتر نسبت به سازه های کوتاه تر بیشتر مشاهده شده و همچنین تأثیر افت مقاومت و در نتیجه افزایش زمان تناوب در سازه های دارای دیوار برشی نسبت به سازه های دارای قاب خمشی کمتر می باشد که نشان از عملکرد بهتر سازه های دارای دیوار برشی نسبت به قاب خمشی می باشد.

جدول ۷: زمان تناوب اصلی سازه

Model Name	Period											
	Control-3ST	C20-3ST	C15-3ST	C10-3ST	Control-6ST	C20-6ST	C15-6ST	C10-6ST	Control-Wall	C20-Wall	C15-Wall	C10-Wall
Mode1	0.77	0.82	0.84	0.97	1.25	1.33	1.43	1.6	0.99	1.049	1.13	1.25
Mode2	0.73	0.78	0.82	0.82	1.2	1.27	1.37	1.52	0.96	1.034	1.09	1.23
Mode3	0.66	0.7	0.75	0.75	1.07	1.14	1.22	1.36	0.73	0.77	0.83	0.91

۲-۱-۳- جابه جایی مرکز جرم بام

نتایج حاصل از تحلیل در شکل های ۵ و ۶ برای بیشینه تغییر مکان به ترتیب در ۲ راستای X و Y نمایش داده شده است. برای ۳ طبقه با افت مقاومت بتن به ۲۰، ۱۵ و ۱۰ مگاپاسکال جابه جایی مرکز جرم بام افزایش یافت. این افزایش در بیشترین حالت خود به ترتیب ۲۰، ۲۴، ۸ و ۵۴ درصد است. برای قاب خمشی ۶ طبقه نیز با کاهش افت مقاومت بتن جابه جایی مرکز جرم بام در بیشترین حالت به ترتیب ۵۰ و ۵۷ درصد افزایش یافت. قاب ۶ طبقه در مقایسه با ۳ طبقه (هر دو قاب خمشی تنها) حساسیت بیشتری نسبت به کاهش مقاومت بتن در بیشینه جابه جایی نشان داد. بیشینه جابه جایی مرکز جرم بام در سازه ۶ طبقه با دیوار برشی نیز با کاهش مقاومت بتن به ۲۰، ۱۵ و ۱۰ مگاپاسکال در بیشترین حالت خود به ترتیب ۶، ۱۴ و ۳۰ درصد است. طبق نتایج، مدل های با دیوار برشی در مقایسه با قاب خمشی تنها، افزایش جابه جایی کمتری را با کاهش مقاومت بتن تجربه نموده (حدود ۲۳، ۳۵ و ۲۷ درصد) و حساسیت کمتری به ضعف بتن دارند.

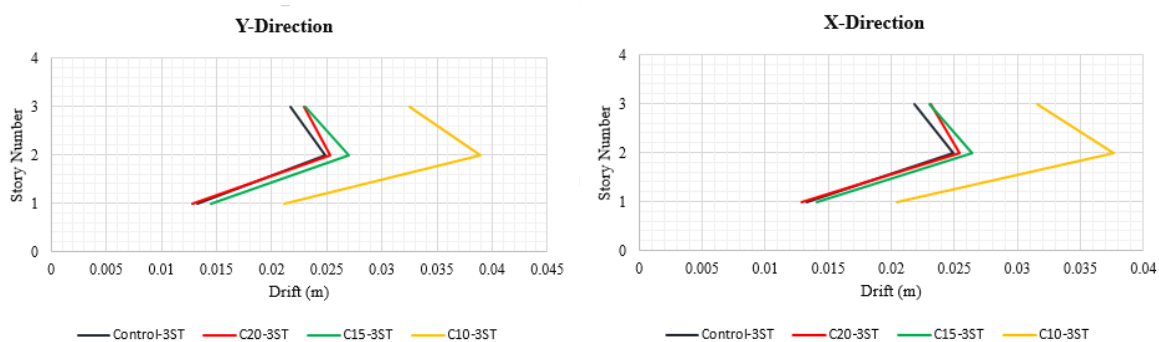


شکل ۶: جابه جایی مرکز جرم بام در راستای Y.

شکل ۵: جابه جایی مرکز جرم بام در راستای X.

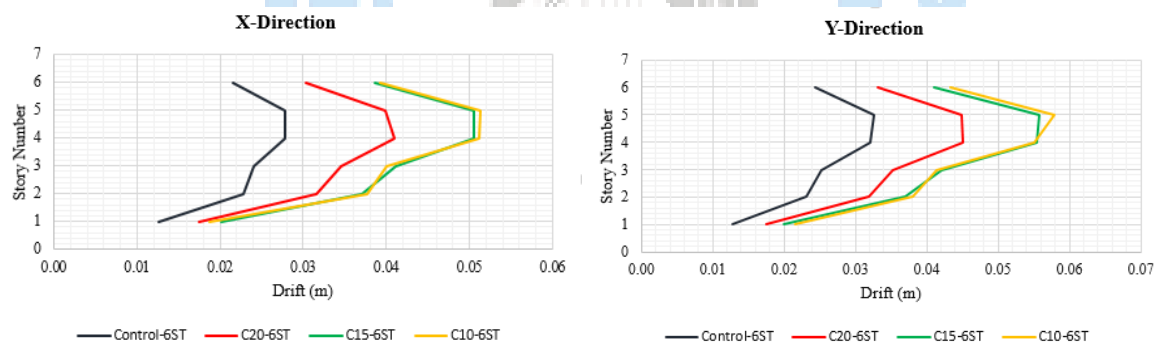
۳-۱-۳- جابه‌جایی نسبی طبقات

شکل‌های ۷ و ۸ تغییرات جابه‌جایی نسبی طبقات برای مدل ۳ طبقه و شکل‌های ۹ و ۱۰ برای مدل ۶ طبقه قاب خمشی و شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نیز برای مدل ۶ طبقه با دیوار برشی در راستاهای X و Y نشان می‌دهد. شکل‌های ۱۳ و ۱۴ نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات در مدل‌های قاب خمشی بدون و با دیوار برشی با مقاومت مختلف به جابه‌جایی نسبی طبقات مدل مینا را به ترتیب در راستای X و Y نشان می‌دهد. با افزایش ضعف مقاومت بتن، جابه‌جایی نسبی طبقات همه مدل‌ها افزایش یافته است. این افزایش در حالت ۳ طبقه حداکثر ۶۰٪ و در قاب خمشی ۶ طبقه حداکثر ۸۵٪ درصد می‌باشد. این مقدار برای قاب ۶ طبقه با دیوار برشی ۳۶٪ درصد می‌باشد. افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات در قاب ۳ طبقه نسبت به ۶ طبقه کمتر بوده و حساسیت کمتری به کاهش مقاومت فشاری بتن دارد. همچنین مدل‌های با دیوار برشی نیز نسبت به مدل‌های قاب خمشی تنها، افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات بسیار کمتری از خود نشان داده‌اند. در واقع مدل‌های با دیوار برشی نسبت به قاب خمشی در مقابل ضعف مقاومت فشاری بتن حساسیت کمتری از خود نشان دادند.



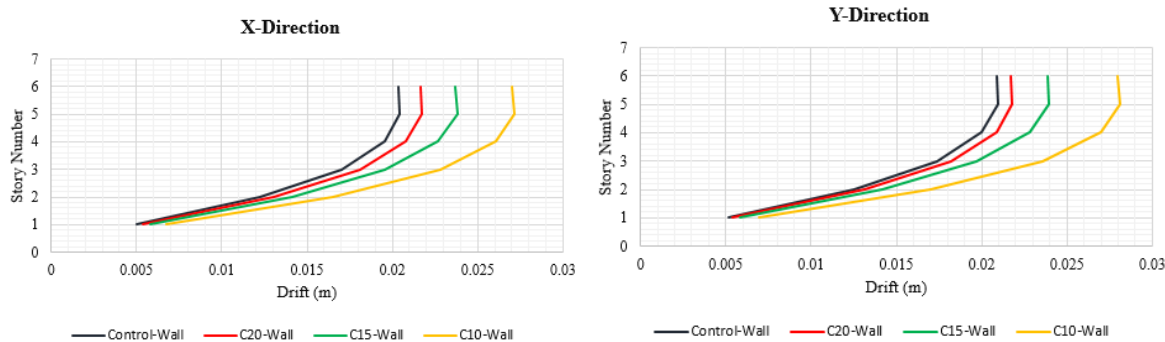
شکل ۸: جابه‌جایی نسبی مدل ۳ طبقه قاب خمشی در راستای Y.

شکل ۷: جابه‌جایی نسبی مدل ۳ طبقه قاب خمشی در راستای X.



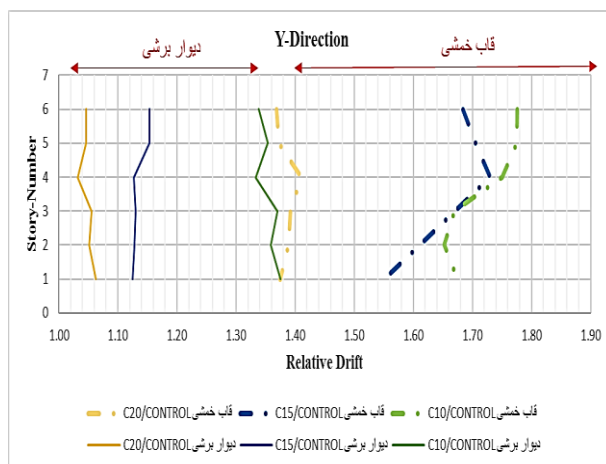
شکل ۱۰: جابه‌جایی نسبی مدل ۶ طبقه دارای قاب خمشی در راستای Y.

شکل ۹: جابه‌جایی نسبی مدل ۶ طبقه دارای قاب خمشی در راستای X.

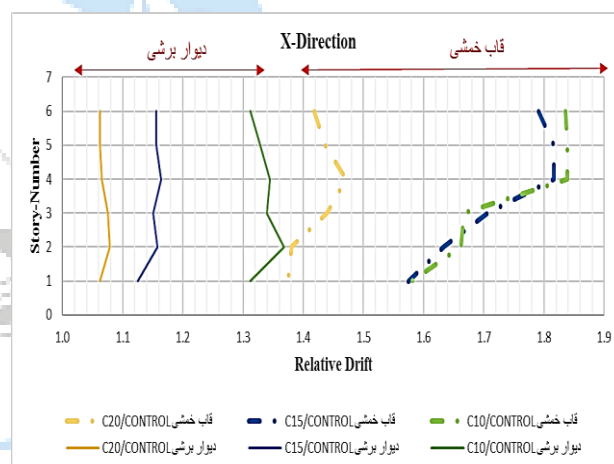


شکل ۱۱: جابه‌جایی نسبی مدل ۶ طبقه با دیوار برشی در راستای X.

شکل ۱۲: جابه‌جایی نسبی مدل ۶ طبقه با دیوار برشی در راستای Y.



شکل ۱۳: نسبت جابه‌جایی نسبی در مدل ۶ طبقه قاب خمشی تنها و شکل ۱۴: نسبت جابه‌جایی نسبی در مدل ۶ طبقه قاب خمشی و دیوار برشی نسبت به مدل مرجع در راستای Y.



۴-۱-۳- بررسی نسبت تقاضا به ظرفیت در ستون‌ها

در جداول ۸، ۹ و ۱۰ به ترتیب نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌های طبقه اول ۳ طبقه، ۶ طبقه قاب خمشی تنها و ۶ طبقه با دیوار برشی بررسی شده است. با کاهش مقاومت بتن، نسبت (D/C) در ستون‌ها افزایش یافته است. نتایج ۲ بارگذاری لرزه‌ای و ثقلی و بارگذاری ثقلی تنها، در جداول ۸، ۹ و ۱۰ آمده است. برای بار ثقلی و لرزه‌ای با کاهش مقاومت از ۲۵ به ۱۰ مگاپاسکال تمامی ستون‌ها، نسبت تنش فراتر از حد قابل قبول را متحمل شده‌اند. در مدل ۳ طبقه با کاهش از ۲۵ به ۲۰، ۱۵ و ۱۰ مگاپاسکال، نسبت D/C ستون‌ها به ترتیب ۱۰، ۱۰ و ۴۰ درصد افزایش یافته است. در مدل ۶ طبقه قاب خمشی نیز با همین کاهش مقاومت، افزایش نسبت D/C ستون‌ها ۲۹، ۴۴ و ۶۴ و با دیوار برشی ۱۴، ۳۲ و ۶۰ درصد است. در مدل ۳ طبقه با کاهش مقاومت نسبت D/C در مقایسه با ۶ طبقه کمتر بحرانی است. میزان افزایش D/C برای حالت کلی بارگذاری در دیوار برشی و قاب خمشی یکسان است و در هر دو حالت با کاهش مقاومت بتن، حدود ۶۰ درصد افزایش D/C مشاهده شد. با این وجود حساسیت قاب خمشی به مقادیر D/C در زلزله بیشتر است. به‌عنوان مثال برای قاب خمشی ۶ طبقه در نمونه مرجع ۲۸ درصد از نسبت D/C به بارگذاری ثقلی و ۷۲ درصد به بارگذاری لرزه‌ای اختصاص دارد. با افت مقاومت بتن به ۱۰ مگاپاسکال، سهم نسبت D/C برای بار ثقلی و زلزله به ترتیب ۴۶٪ و ۷۰٪ است. این در حالی است که در مدل با دیوار برشی سهم نسبت D/C ناشی از بار ثقلی و لرزه‌ای به ترتیب ۷۵٪ و ۲۵٪ است که نسبت بیشتر سهم D/C در ستون مربوط به بار ثقلی است. با

افت مقاومت بتن به ۱۰ مگاپاسکال نسبت D/C در شرایط ثقلی و لرزه‌ای به ترتیب ۷۲٪ و ۲۴٪ افزایش یافت. لذا حساسیت قاب‌های خمشی به بار لرزه‌ای و دیوار برشی به بار ثقلی بیشتر است. گرچه همه مدل‌ها، به افت مقاومت حساس هستند، ولی حساسیت در مدل‌های با دیوار برشی به بار لرزه‌ای کمتر است. طبق شکل‌های ۱۵ و ۱۶ نسبت D/C بار ثقلی و لرزه‌ای به مدل مرجع در هردو نمودار، مدل قاب خمشی تنها، نسبت به قاب با دیوار برشی بیشتر می‌باشد.

جدول ۸: نسبت تنش ستون‌های طبقه اول ۳ طبقه قاب خمشی تنها

Model Name Column Number	PMM Interaction Ratio (Seismic & Gravity Loading)				PMM Interaction Ratio (Gravity Loading)			
	Control-3ST	C20-3ST	C15-3ST	C10-3ST	Control-3ST	C20-3ST	C15-3ST	C10-3ST
C1	0.96	1.02	1.03	0.4	0.23	0.26	0.3	0.34
C2	0.9	0.98	1	1.3	0.24	0.27	0.31	0.37
C3	0.83	0.87	1.13	1.18	0.24	0.29	0.29	0.34
C4	1.01	1.07	1.08	1.4	0.22	0.25	0.29	0.35
C5	0.97	0.98	1.08	1.3	0.23	0.27	0.3	0.37
C6	0.98	1	0.98	1.25	0.23	0.26	0.3	0.36
C7	0.9	0.98	1.02	1.38	0.22	0.25	0.29	0.35
C8	0.98	1.01	1.01	1.28	0.22	0.25	0.29	0.36
C9	1.03	1.03	1.03	1.2	0.23	0.26	0.3	0.36
C10	0.97	1	1	1.2	0.23	0.26	0.3	0.36
C11	1.03	1.13	1.13	1.17	0.22	0.25	0.29	0.35
C12	0.9	0.91	0.91	1.03	0.21	0.24	0.27	0.32
C13	1.03	1.07	1.08	1.22	0.22	0.26	0.31	0.36
C14	0.9	0.96	0.99	1.17	0.24	0.26	0.31	0.33
C15	0.97	1.02	1.02	1.11	0.24	0.27	0.31	0.36
C16	1.03	1.1	1.1	1.22	0.24	0.27	0.31	0.37

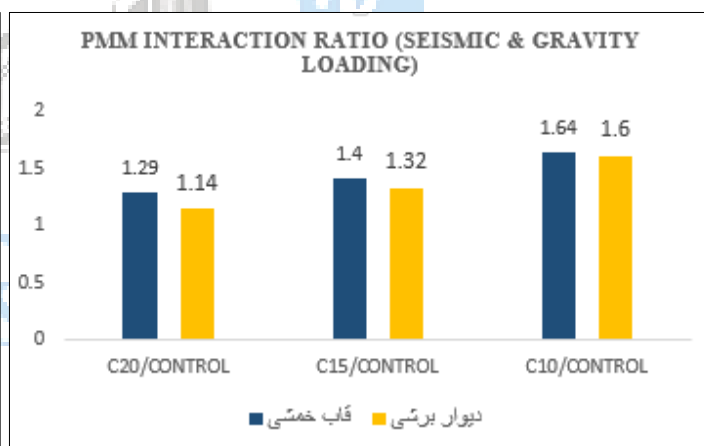
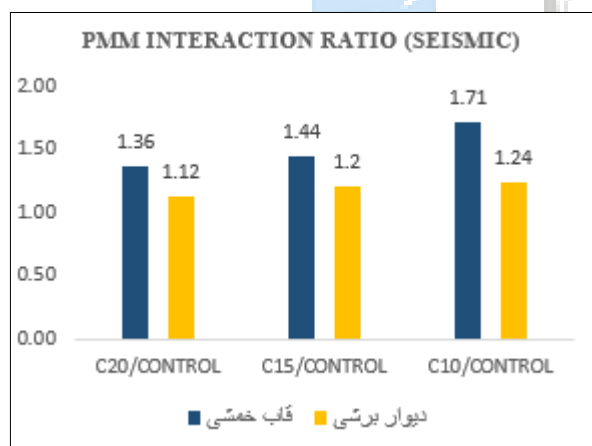
جدول ۹: نسبت تنش ستون‌های طبقه اول ۶ طبقه قاب خمشی تنها

Model Name Column Number	PMM Interaction Ratio (Seismic & Gravity Loading)				PMM Interaction Ratio (Gravity Loading)			
	Control-6ST	C20-6ST	C15-6ST	C10-6ST	Control-6ST	C20-6ST	C15-6ST	C10-6ST
C1	0.78	1.1	1.29	1.23	0.21	0.23	0.27	0.31
C2	0.88	1.22	1.4	1.36	0.24	0.27	0.31	0.36
C3	0.81	1.01	1.1	1.25	0.21	0.23	0.27	0.31
C4	0.8	1	1.2	1.34	0.24	0.26	0.31	0.36
C5	0.91	1.21	1.4	1.41	0.24	0.27	0.31	0.36
C6	0.91	1.13	1.3	1.45	0.28	0.31	0.36	0.41
C7	0.94	1.23	1.44	1.44	0.24	0.27	0.31	0.36
C8	0.95	1.29	1.4	1.407	0.24	0.27	0.31	0.36
C9	0.91	1.13	1.3	1.605	0.28	0.31	0.36	0.41
C10	1	1.2	1.23	1.64	0.28	0.31	0.36	0.41
C11	0.97	1.06	1.2	1.44	0.24	0.27	0.31	0.36
C12	0.83	0.96	1.01	1.306	0.21	0.24	0.27	0.31

C13	0.97	1.13	1.23	1.39	0.28	0.31	0.36	0.41
C14	0.77	1	1.25	1.312	0.2	0.23	0.27	0.31
C15	0.89	1.1	1.22	1.52	0.24	0.27	0.31	0.36
C16	0.84	1.08	1.2	1.404	0.24	0.27	0.31	0.36

جدول ۱۰: نسبت تنش ستون‌های طبقه اول ۶ طبقه با دیوار برشی

Model Name Column Number	PMM Interaction Ratio (Seismic & Gravity Loading)				PMM Interaction Ratio (Gravity Loading)			
	Control-Wall	C20-Wall	C15-Wall	C10-Wall	Control-Wall	C20-Wall	C15-Wall	C10-Wall
C1	0.75	0.85	1	1.23	0.58	0.7	0.81	1.02
C3	0.76	0.87	1.03	1.27	0.58	0.7	0.81	1.02
C6	0.88	1.03	1.23	1.5	0.74	0.86	1.02	1.29
C9	0.95	1.06	1.23	1.6	0.74	0.86	1.02	1.29
C10	0.99	1.14	1.32	1.6	0.74	0.86	1.02	1.29
C12	0.75	0.88	1.21	1.5	0.74	0.86	1.02	1.29
C13	0.87	1.01	1.01	1.25	0.57	0.86	0.81	1.02
C14	0.7	0.82	0.95	1.2	0.57	0.69	0.81	1.02



شکل ۱۶: نسبت تقاضا به ظرفیت مدل‌ها با مقاومت مختلف به نمونه مرجع

شکل ۱۵: نسبت تقاضا به ظرفیت مدل‌ها با مقاومت مختلف به

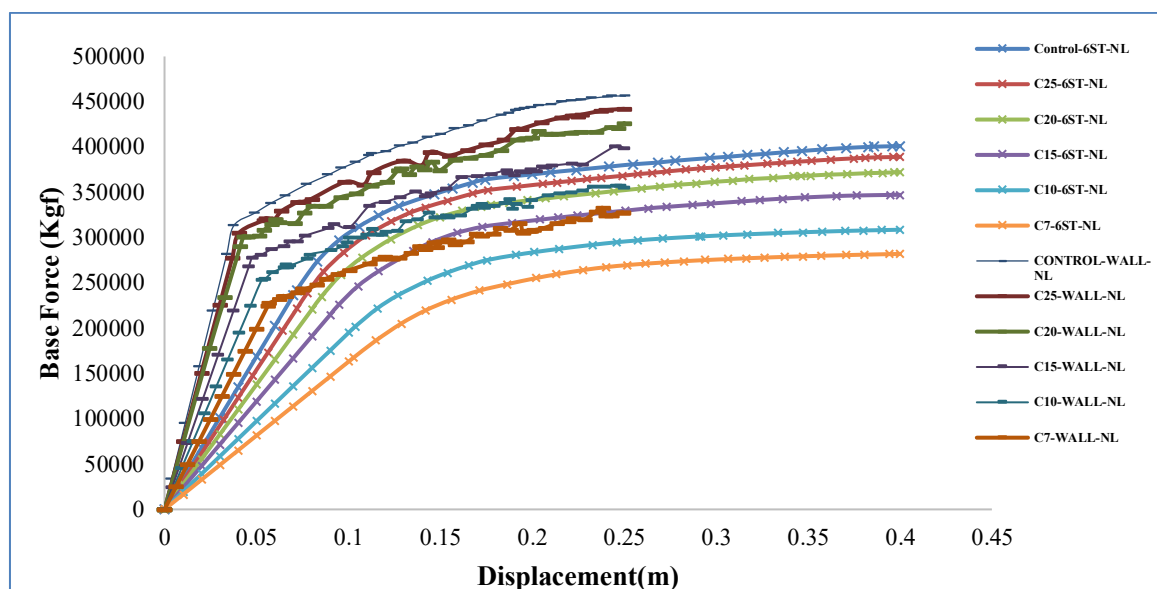
در حالت لرزه‌ای و ثقلی.

۲-۳- خروجی تحلیل استاتیکی پوش آور

۱-۲-۳- منحنی ظرفیت سازه

منحنی ظرفیت برای مقادیر مختلف مقاومت فشاری بتن در شکل ۱۷ نشان داده شده است. به دلیل کاهش مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته بتن تفاوت زیادی بین نمودار ظرفیت مدل C7 و مدل C30 وجود دارد. کاهش مقاومت بتن سبب افزایش میزان

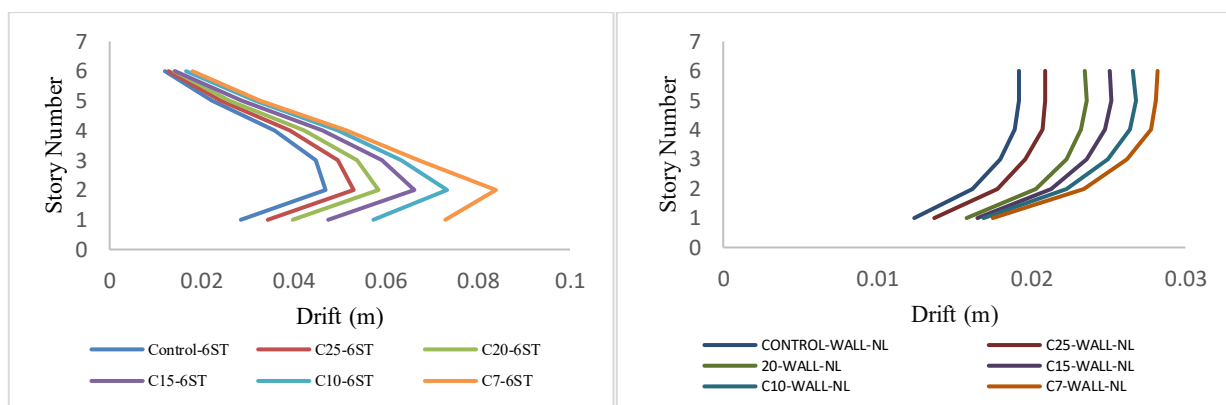
جابه‌جایی هدف و کاهش برش پایه می‌گردد، به‌گونه‌ای که الگوی تشکیل مفصل پلاستیک در آن سریع‌تر بوده و به حد خرابی نزدیک می‌شود. همان‌طور که از شکل مشخص است، نمودار ظرفیت مربوط به مدل‌های C30 و C25 و C20 اختلاف کمی داشته و از مدل C15 شکل نمودار متفاوت و فاصله بین نمودارها افزایش یافته است که بیانگر حساسیت سازه به کاهش مقاومت بتن به C15 و کمتر می‌باشد. در شکل ۱۷ نمودار ظرفیت مدل با دیوار برشی و قاب خمشی نیز بررسی شده است.



شکل ۱۷: منحنی ظرفیت ۶ طبقه قاب خمشی تنها و با دیوار برشی با مقاومت فشاری ۲۰ الی ۷ مگاپاسکال.

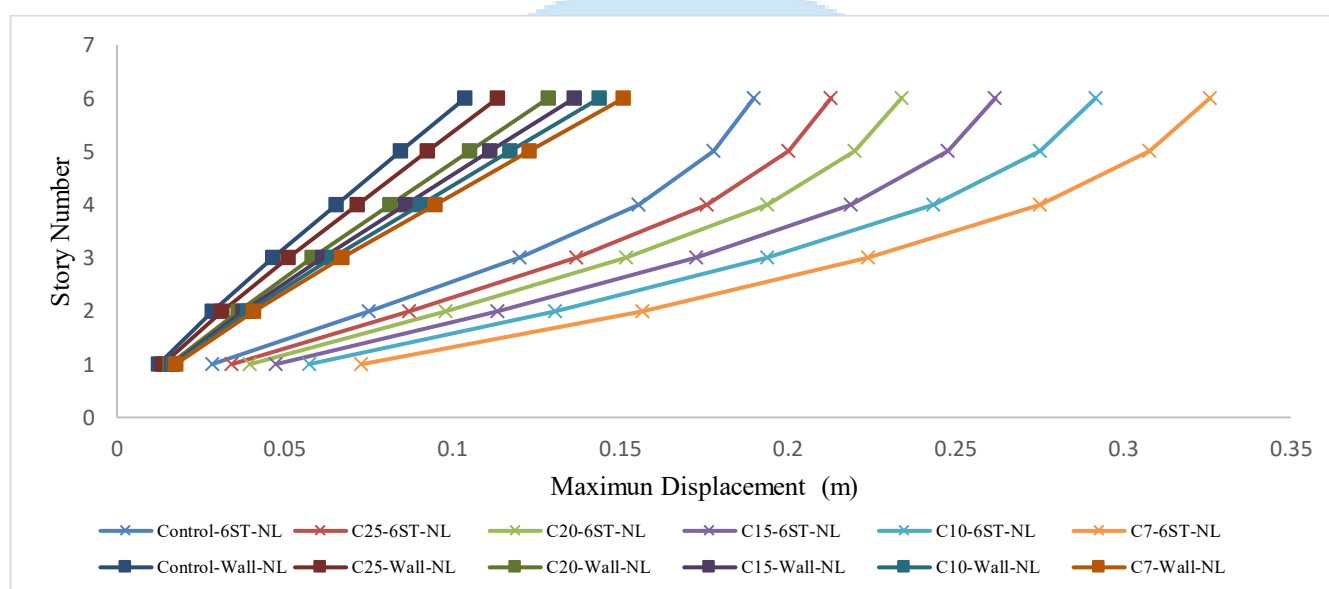
۲-۲-۳- جابه‌جایی نسبی طبقات

شکل ۱۸ جابه‌جایی نسبی طبقات در مدل قاب خمشی و شکل ۱۹ جابه‌جایی نسبی طبقات در مدل با دیوار برشی را نشان می‌دهد. در مدل قاب خمشی تنها جابه‌جایی جانبی نسبی از مدل با دیوار برشی بیشتری بوده و در مجموع در هر دو مدل نسبت به مدل مرجع افزایش یافته است. در شکل ۱۸ یعنی قاب تنها بدون دیوار برشی، منحنی‌ها حاکی از خرابی سازه در طبقات پائین هستند. در شکل ۱۹ حداکثر جابه‌جایی نسبی در مدل قاب خمشی در طبقه اول اتفاق می‌افتد که علت آن مکانیزم خرابی و تشکیل مفاصل پلاستیک در طبقه اول می‌باشد. شکل ۲۰ بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات در مدل با دیوار برشی را نشان می‌دهد. با کاهش مقاومت بتن بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات همانند جابه‌جایی نسبی افزایش یافته است. روند افزایش نسبی نمودار مطابق با نتیجه نمودارهای ظرفیت سازه است به‌طوری‌که در قاب خمشی نمودار مربوط به نمونه‌های Control، C25 و C20 مشابه بوده و با افت مقاومت به ۱۵ مگاپاسکال بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات افزایش چشم‌گیری یافته است. با افت مقاومت فشاری بتن به ۱۵ مگاپاسکال و کمتر از آن ضعف چشم‌گیری در رفتار مدل مشاهده شد. در مدل‌های با دیوار برشی بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات به مقدار قابل توجهی کمتر از مدل قاب خمشی تنها است. در مدل با دیوار برشی با کاهش مقاومت بتن، روند افزایش بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات، یکنواخت‌تر است.



شکل ۱۸: جابه‌جایی نسبی مدل ۶ طبقه قاب خمشی تنها.

شکل ۱۹: جابه‌جایی نسبی مدل ۶ طبقه با دیوار برشی.



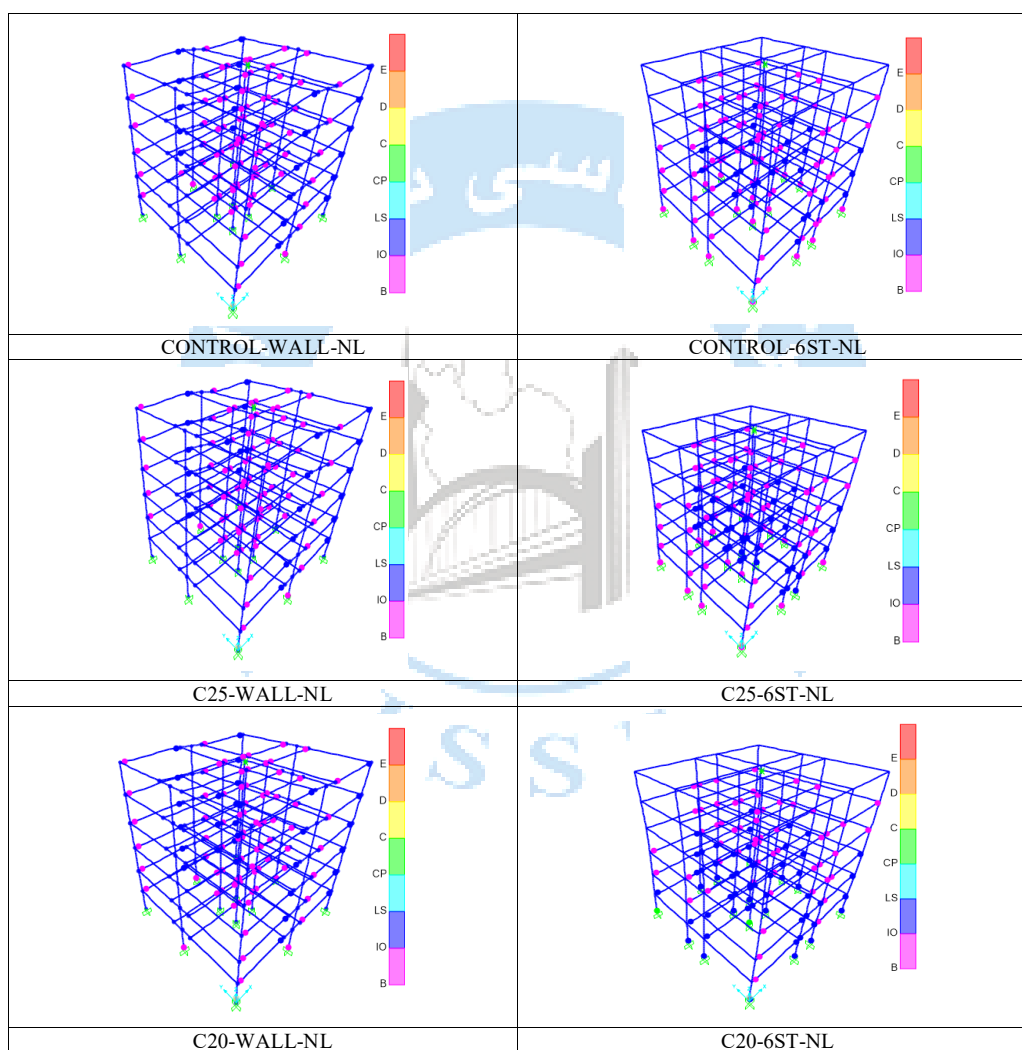
شکل ۲۰: منحنی بیشینه جابه‌جایی طبقات مدل ۶ طبقه با مقاومت فشاری ۳۰ الی ۷ مگاپاسکال.

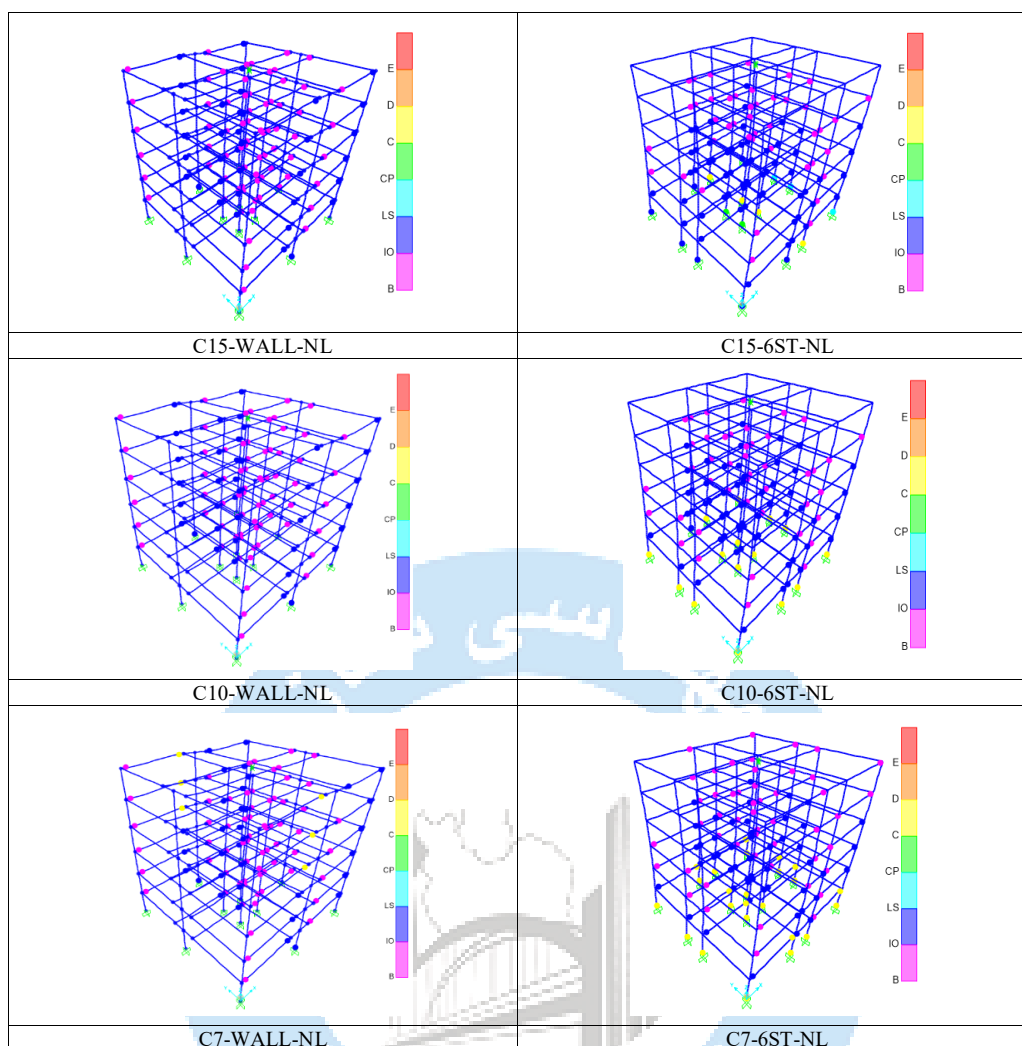
۳-۲-۳- وضعیت مفاصل پلاستیک

در جدول ۱۱ تعداد مفاصل پلاستیک در محدوده‌های مختلف عملکردی IO، B (استفاده بی‌وقفه)، LS (ایمنی جانی)، CP (آستانه فروریزش) و E (شکست نهایی) حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای مدل‌ها با مقاومت مختلف نشان داده شده است. طبق شکل ۲۱ در هیچ‌یک از مدل‌های با دیوار برشی تا مقاومت ۱۰ مگاپاسکال، سطح عملکرد از سطح ایمنی جانی فراتر نرفته است؛ اما در مدل‌های قاب خمشی تنها، با افت مقاومت بتن از ۳۰ به ۲۰ مگاپاسکال، مفاصل پلاستیک وارد سطح آستانه فروریزش شده که با توجه به محل این مفاصل در انتهای ستون‌های طبقه اول، این امر می‌تواند منجر به خرابی پنکیکی سازه گردد. در هر دو سیستم با افت مقاومت بتن از ۳۰ به ۱۰ مگاپاسکال، سطوح مفاصل پلاستیک افزایش یافته و وارد سطح IO شده‌اند. ولی در مدل قاب خمشی تنها، مفاصل پلاستیک از سطح عملکردی CP نیز گذشته‌اند که سبب فروریزش ناگهانی می‌شود. در مدل با دیوار برشی با افت مقاومت بتن به ۷ مگاپاسکال، تعدادی مفصل سطح عملکرد CP در تیرها تشکیل می‌شود. تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها به‌جای ستون‌ها در سازه‌های با دیوار برشی، یک رفتار مطلوب است که باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه می‌شود؛ زیرا از آسیب‌پذیری عناصر اصلی سازه (ستون‌ها) جلوگیری می‌کند.

جدول ۱۱: مشخصات مفاصل پلاستیک

Model Name	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE
Control-6ST-NL	646	94	28	0	0	0	0	0
C25-6ST-NL	646	79	43	0	0	0	0	0
C20-6ST-NL	648	60	58	0	2	0	0	0
C15-6ST-NL	648	43	68	3	2	4	0	0
C10-6ST-NL	648	45	60	0	0	15	0	0
C7-6ST-NL	642	51	51	0	0	24	0	0
Control-Wall-NL	514	88	22	0	0	0	0	0
C25-Wall-NL	515	84	25	0	0	0	0	0
C20-Wall-NL	512	77	33	0	0	0	0	0
C15-Wall-NL	515	73	36	0	0	0	0	0
C10-Wall-NL	516	70	38	0	0	0	0	0
C7-Wall-NL	516	68	34	0	0	6	0	0





شکل ۲۱: وضعیت مفاصل پلاستیک در مدل‌های قاب خمشی بدون و با دیوار برشی.

۳-۳- بحث در نتایج تحلیل مدل‌ها

تحلیل خطی نشان داد که مدل‌های با دیوار برشی نسبت به مدل‌های قاب خمشی جابه‌جایی کمتری حدود ۲۳، ۳۵ و ۲۷ درصد تجربه کرده‌اند. همچنین مدل‌های با دیوار برشی نسبت به مدل‌های قاب خمشی افزایش جابه‌جایی نسبی بسیار کمتری (حدود ۵۰ درصد) در شرایط ضعف بتن نسبت به مدل مبنا از خود نشان دادند. جابه‌جایی نسبی طبقات مدل ۶ طبقه قاب خمشی در بحرانی‌ترین حالت ۸۵ درصد افزایش را با کاهش مقاومت بتن نشان داده است. این مقدار برای مدل ۶ طبقه با دیوار برشی ۳۶ درصد بوده است. میزان افزایش D/C برای حالت کلی بارگذاری در دیوار برشی و قاب خمشی تقریباً یکسان است و در هر دو حالت با کاهش مقاومت بتن حدود ۶۰ درصد افزایش D/C مشاهده می‌شود؛ اما دامنه تغییرات نسبت D/C در بارگذاری لرزه‌ای در قاب خمشی بسیار بیشتر است. خلاصه تحلیل دینامیکی خطی مدل‌هایی با تعداد طبقات ۳ و ۶ به شرح زیر است:

- حساسیت مدل‌های ۶ طبقه، به‌طور قابل توجه بیشتر از ۳ طبقه است. این بدان معناست که مسئله ارتفاع در افزایش حساسیت رفتار ساختمان‌ها به ضعف مقاومت بتن بایستی مورد تحلیل بیشتر و دقیق‌تری قرار گیرد.

- مدل‌های با دیوار برشی حساسیت کمتری به ضعف مقاومت فشاری بتن در مقابل رکوردهای اعمال شده داشتند. این امر زمینه‌ساز توجه به استفاده از حداقل دیوار برشی به‌عنوان یک راهکار ساده و مؤثر در مقابل بتن ضعیف اجرایی ناشی از ناکارآمدی نیروی کار می‌باشد که بایستی به‌طور دقیق‌تر و عمیق‌تر مورد بررسی قرار گیرد.
- با توجه به یافته‌های فوق از رفتار مدل‌های ۶ طبقه برای تحلیل غیرخطی با روش بار افزون (پوش آور) انتخاب شد. مقایسه دو رفتار خطی و غیرخطی برای شاخص‌های جابجایی و نسبت تقاضا به ظرفیت و تفاوت پاسخ مدل‌های با و بدون دیوار برشی به ضعف مقاومت فشاری بتن نشان می‌دهد که:
 - مشابه تحلیل خطی، مدل‌های با دیوار حساسیت کمتری به‌ویژه در شاخص جابجایی نسبی (دریفت) نشان دادند.
 - در شاخص حساسیت نسبت تقاضا به ظرفیت، مدل‌ها تقریباً تفاوت زیادی ندارند، لیکن مدل‌های قاب خمشی تنها، در مقایسه با مدل‌های با دیوار نسبت به زلزله حساسیت بسیار بیشتری به کاهش و ضعف مقاومت بتن نشان می‌دهند.
 - دو نکته مهم نظری به‌عنوان پشتوانه نتایج فوق در اینجا قابل ذکر است. تغییر شکل قاب‌ها تحت بار جانبی طوری است که دریفت طبقات در پائین زیاد و در بالا کم می‌شود. این امر باعث می‌شود که در مدل‌های قابی تشکیل و رفتار مفاصل پلاستیک در طبقات پائین هم زیاد و گسترده باشد. جابه‌جایی نسبی زیاد در پائین مدل که بارهای ثقلی و جانبی زیادی نیز به آن وارد می‌شود باعث افزایش پی - دلتا و زمینه‌ساز فروریزش گردد. این در حالی است که تغییر شکل جانبی دیوار برشی برعکس قاب بوده و پائین دیوار یعنی طبقات پائین جابه‌جایی نسبی بسیار کم و ناچیزی دارند. این ویژگی دیوار با ضعف قاب تنها در طبقات پائین مقابله می‌نماید. از طرف دیگر سختی خمشی یک دیوار برشی به خاطر هندسه آن (ممان اینرسی زیاد) ده‌ها برابر سختی (ممان اینرسی کم) یک ستون می‌باشد. این امر علاوه بر جبران سختی کم قاب به‌ویژه در پائین مدل، اثرات ناشی از ضعف مقاومت بتن که یک عامل مقوله مقاومت مصالحی است به‌طور چشمگیر جبران می‌نماید.
 - در مدل قاب خمشی با کاهش مقاومت بتن به ۲۰ مگاپاسکال مفاصل از حد CP عبور می‌کند و از آنجایی که مفاصل در ستون‌های طبقه اول تشکیل شده‌اند می‌تواند منجر به فروریزش کلی سازه گردد در حالی که در مدل دیوار برشی با افت مقاومت بتن به ۱۰ مگاپاسکال هیچ مفصلی از حد CP عبور نکرده و با افت مقاومت به ۷ مگاپاسکال تعدادی مفصل CP در تیرها تشکیل شده که نسبت به تشکیل مفصل در ستون کمتر بحرانی است.

۴- نتیجه‌گیری

- در این مقاله باهدف تحلیل تأثیر دیوار برشی حداقل، بر حساسیت رفتار لرزه‌ای قاب خمشی بتنی به ضعف مقاومت فشاری بتن در ساختمان‌های مسکونی، ابتدا این تأثیر در محدوده قبل از گسترش خرابی توسط زلزله‌های با قدرت متوسط تحلیل دینامیکی خطی شده و سپس برای تحلیل تأثیر فوق بر اساس یافته‌های بخش خطی، به تحلیل غیرخطی استاتیکی بار افزون برای مدل حساس‌تر (۶ طبقه) پرداخته شده است. اهم یافته‌ها به‌طور خلاصه به شرح زیرند:
- حساسیت رفتار مدل‌های ۶ طبقه با و بدون دیوار برشی در مقایسه با ۳ طبقه به ضعف مقاومت بتن بیشتر است.
 - جابجایی بام در مدل‌های با دیوار برشی به‌طور قابل توجهی نسبتاً کمتر از مدل‌های قاب خمشی تنهاست.
 - تأثیر دیوار برشی در کاهش حساسیت مدل‌ها به افزایش جابه‌جایی نسبی طبقات به‌ویژه در مدل‌های ۶ طبقه با کاهش میزان افزایش جابه‌جایی نسبی به‌طور قابل ملاحظه‌ای بیشتر است.
 - تأثیر دیوار برشی در کاهش حساسیت نسبت تقاضا به ظرفیت در مدل‌ها با رفتار غیرخطی، در مقابل (زلزله) زیاد و در مقابل بار ثقلی کم است.

- کاهش مقاومت بتن در مدل قاب خمشی منجر به تشکیل مفاصل در ستون‌ها و خطر فروریزش کلی سازه می‌شود، درحالی‌که در مدل دیوار برشی، حتی با افت مقاومت بیشتر عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری ارائه می‌دهد.
- لازم است به منظور رفع حساسیت سازه به مقاومت بتن از دیوار برشی حداقل در سازه‌ها استفاده شود.

مراجع

- [1] Badrashi, Y., Ali, Q., & Ashraf, M. (2010). Reinforced Concrete Buildings in Pakistan, World Housing Encyclopedia. *Earthquake Engineering Research Institute (EERI) & International Association of Earthquake engineering (IAEE), Report, 159.*
- [2] Rizwan, M., Ahmad, N., & Khan, A. N. (2021). Seismic performance assessment of reinforced concrete moment resisting frame with low strength concrete. *Structures.*
- [3] Raj, A., Sathyan, D., & Mini, K. (2019). Physical and functional characteristics of foam concrete: A review. *Construction and Building Materials, 221*, 787-799.
- [4] Habib, A., Hourri, A. A., & Yildirim, U. (2021). Comparative study of base-isolated irregular RC structures subjected to pulse-like ground motions with low and high PGA/PGV ratios in Structures.
- [5] Tsai, K., Hsiao, C. P., & Bruneau, M. (2000). Overview of building damages in 921 Chi-Chi earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 2(1)*, 93-108.
- [6] Malkawi, A. B., Habib, M., Aladwan, J., & Alzubi, Y. (2020). Engineering properties of fibre reinforced lightweight geopolymer concrete using palm oil biowastes. *Australian Journal of Civil Engineering, 18(1)*, 82-92.
- [7] Padgett, J. E., & DesRoches, R. (2007). Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty. *Journal of Structural Engineering, 133(12)*, 1710-1718.
- [8] Mahmoud, S., Genidy, M., & Tahooun, H. (2017). Time-history analysis of reinforced concrete frame buildings with soft storeys. *Arabian Journal for Science and Engineering, 42*, 1201-1217.
- [9] Lee, T. H., & Mosalam, K. M. (2005). Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method. *Earthquake engineering & structural dynamics, 34(14)*, 1719-1736.
- [10] Qian, K., He, P., Deng, N., & Li, H. (2021). Impact of concrete strength on seismic behavior of T-shaped double-skin composite walls. *Engineering Structures, 236*, 112039.
- [11] Kim, S., Moon, T., & Kim, S. J. (2020). Effect of uncertainties in material and structural detailing on the seismic vulnerability of RC frames considering construction quality defects. *Applied Sciences, 10(24)*, 8832.
- [12] Abbas, A. N., & Abd Al-kareem, W. A. Effect of Concrete Compressive Strength on Performance of Fibrous Reinforced Concrete Corbels.
- [13] Bakış, A., Özdemir, M., Işık, E., & El, A. A. (2016). The impact of concrete strength on the structure performance under repeated loads. *Bitlis Eren University Journal of Science and Technology, 6(2)*, 87-91.
- [14] Rajeev, P., & Tesfamariam, S. (2011). Effect of construction quality variability on seismic fragility of reinforced concrete building. Proceedings of the ninth pacific conference on earthquake engineering structure building and Earthquake-Resilient Society, Auckland, New Zealand.
- [15] Bhandari, M., Bharti, S., Shrimali, M., & Datta, T. (2018). The numerical study of base-isolated buildings under near-field and far-field earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering, 22(6)*, 989-1007.
- [16] Bhandari, M., Bharti, S., Shrimali, M., & Datta, T. (2019). Seismic fragility analysis of base-isolated building frames excited by near-and far-field earthquakes. *Journal of Performance of Constructed Facilities, 33(3)*, 04019029.
- [17] Kaveh, A., Javadi, S., & Mahdipour Moghanni, R. (2021). Optimization-based record selection approach to incremental dynamic analysis and estimation of fragility curves. *Scientia Iranica, 28(2)*, 700-708.
- [18] Mahdavi, G., Nasrollahzadeh, K., & Hariri-Ardebili, M. (2019). Optimal FRP jacket placement in RC frame structures towards a resilient seismic design. *Sustainability, 11(24)*, 6985.
- [19] Zhao, J., Qiu, H., Sun, J., & Jiang, H. (2021). Seismic performance evaluation of different strategies for retrofitting RC frame buildings. *Structures.*

- [20] Hassani, N. (1999). Kocaeli earthquake in Turkey and the Learnt lessons for Future.
- [21] Erberik, M. A. (2008). Fragility-based assessment of typical mid-rise and low-rise RC buildings in Turkey. *Engineering Structures*, 30(5), 1360-1374.
- [22] Kocak, A. (2005). Detailed examination of some existing buildings located at different districts of Istanbul and earthquake risk analysis of these existing buildings.
- [23] Bayraktar, A., Altunisik, A. C., Türker, T., Karadeniz, H., Erdogdu, S., Angin, Z., & Özsahin, T. S. (2015). Structural performance evaluation of 90 RC buildings collapsed during the 2011 Van, Turkey, earthquakes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(6), 04014177.
- [24] Çağlar, N., Vural, I., Kirtel, O., Saribiyik, A., & Sumer, Y. (2023). Structural damages observed in buildings after the January 24, 2020 Elazığ-Sivrice earthquake in Türkiye. *Case Studies in Construction Materials*, 18, e01886.
- [25] Bayrak, O. F., Bikçe, M., & Erdem, M. M. (2021). Failures of structures during the January 24, 2020, Sivrice (Elazığ) Earthquake in Turkey. *Natural Hazards*, 108(2), 1943-1969.
- [26] Vuran, E., Serhatoğlu, C., Timurağaoğlu, M. Ö., Smyrou, E., Bal, İ. E., & Livaoğlu, R. (2024). Damage observations of RC buildings from 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence and discussion on the seismic code regulations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1-30.
- [27] Ivanov, M. L., & Chow, W.-K. (2023). Structural damage observed in reinforced concrete buildings in Adiyaman during the 2023 Turkiye Kahramanmaras Earthquakes.
- [28] Sezgin, S. K., Sakcalı, G. B., Özen, S., Yıldırım, E., Avcı, E., Bayhan, B., & Çağlar, N. (2024). Reconnaissance report on damage caused by the February 6, 2023, Kahramanmaraş Earthquakes in reinforced-concrete structures. *Journal of Building Engineering*, 89, 109200.
- [29] Varzandeh, S. S. H., Mahsuli, M., Kashani, H., Dolatshahi, K. M., & Hamidia, M. (2024). Seismic performance of buildings during the magnitude 7.3 Kermanshah, Iran earthquake. *Journal of Building Engineering*, 91, 109522.
- [30] Rizwan, M., Ahmad, N., Khan, A. N., Qazi, S., Akbar, J., & Fahad, M. (2020). Shake table investigations on code non-compliant reinforced concrete frames. *Alexandria Engineering Journal*, 59(1), 349-367.
- [31] *ETABS theory manual.*, (2008), Version 9.2.0. Copyright Computers and Structures, Inc.
- [32] *Iranian Building and housing Research Center (IBHRC) (2013), Design Loads for Buildings*. No 6, 3rd edition.
- [33] *Iranian Building and housing Research Center (IBHRC) (2013), Design and Construction of RC Structures*. No 9, 4th edition.
- [34] *Iranian Building and housing Research Center (IBHRC) (2014). Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings.4th edition.*