



ارزیابی ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح نامنظم در ارتفاع با در نظر گرفتن اثر میانقاب بنایی

عباس مرادی^۱، مهدی ایزدپناه^{۲*}

۱- گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی غیرانتفاعی جهاد دانشگاهی کرمانشاه، کرمانشاه، ایران.
۲- گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه صنعتی کرمانشاه، کرمانشاه، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۳/۰۴
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۴/۲۰
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۰۶
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۵/۱۶

کلمات کلیدی:

میانقاب
ضریب رفتار
بتن مسلح
قاب نامنظم در ارتفاع
تحلیل دینامیکی افزایشی

خلاصه: اگر چه در تحلیل و طراحی قاب های ساختمانی، معمولاً از اثر میانقاب ها چشم پوشی می شود و این عناصر به عنوان اجزا غیرسازه ای در نظر گرفته می شوند، میانقاب ها می توانند رفتار لرزه ای قاب های ساختمانی را تحت تاثیر قرار دهند. امروزه طراحی و ساخت سازه های نامنظم در حال افزایش است. نظر به اهمیت ضریب رفتار، در طراحی ساختمان ها و عدم تفکیک این ضریب برای قاب های ساختمانی منظم و نامنظم در استانداردهای لرزه ای، در این پژوهش، به بررسی اثر میانقاب بنایی روی ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح نامنظم در ارتفاع پرداخته شد. بدین منظور، قاب های ۹۶،۳ و ۱۲ طبقه با انواع متفاوتی از نامنظمی در ارتفاع در نظر گرفته شدند. این قاب ها یک بار بدون میانقاب و بار دیگر با پوشش تمام دهانه ها با میانقاب های بنایی مدل سازی شدند و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) تحت اثر ۱۴ رکورد زلزله، منحنی ظرفیت آن ها استخراج شد و سپس ضریب رفتار این قاب ها، محاسبه گردید. نتایج نشان داد که قاب های دارای میانقاب، ضریب رفتار بزرگ تر و عملکرد مطلوب تری در تحمل بار جانبی، نسبت به قاب های بدون میانقاب ارائه می کنند. در مورد قاب های منظم در نظر گرفته شده، لحاظ نمودن اثر میانقاب، بین ۱۸ تا ۲۵ درصد سبب افزایش ضریب رفتار شده است. در مورد قاب های نامنظم در نظر گرفته شده، کمترین و بیشترین درصد افزایش ضریب رفتار به دلیل در نظر گرفتن اثر میانقاب، برابر ۳ و ۲۵ درصد (قاب های سه طبقه)، ۱۳ و ۲۵ درصد (قاب های شش طبقه)، ۱۸ و ۲۵ درصد (قاب های نه طبقه) و ۱۴ و ۲۲ درصد (قاب های دوازده طبقه) می باشند. همچنین مقایسه ی ضریب رفتار قاب های منظم و نامنظم نشان می دهد که نامنظمی در ارتفاع سبب کاهش بین ۱۴ تا ۳۲ درصدی ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح می گردد. در ادامه، دو رابطه ی تقریبی برای محاسبه ی ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح با در نظر گرفتن اثر میانقاب و بدون لحاظ نمودن میانقاب ارائه گردید. مقایسه ضریب رفتارهای استخراج شده با استفاده از روابط پیشنهادی با مقادیر تحلیلی برای سه قاب نامنظم جدید، نشان می دهد که روابط ارائه شده دارای خطای کمتر از ۷ درصد می باشند.

۱- مقدمه

می شوند. میانقاب ها عموماً به عنوان اعضای غیرسازه ای تلقی می شوند. لذا نادیده گرفتن اندرکنش بین قاب و میانقاب می تواند سبب بروز خطا در پروسه تحلیل و طراحی سازه ها گردد [۱].

در هنگام زلزله، میانقاب ها به دلیل اندرکنش با قاب و داشتن سختی زیاد، نیروی زیادی را جذب می کنند. میانقاب ها بر خصوصیات رفتاری سازه ها از قبیل مقاومت، سختی و شکل پذیری تأثیرگذار هستند، لذا در نظر گرفتن اثر آن ها، می تواند پاسخ ساختمان را تحت بارهای جانبی مانند باد و زلزله تغییر دهد. در هنگام وقوع زلزله، میانقاب با قاب محیطی برخورد نموده و نیروی اندرکنش ایجاد شده بین آن ها باعث افزایش ظرفیت باربری، میرایی و سختی جانبی قاب می گردد. از طرف دیگر، میانقاب های مصالح بنایی غیرمسلح، معمولاً رفتار ترد یا نیمه تردی دارند و تحت بارهای درون صفحه، متحمل خسارت هایی به صورت ترک های جزئی، خرد شدگی و انهدام کامل

محققان بسیاری به بررسی اثر میانقاب ها بر رفتار قاب های ساختمانی پرداخته اند. در دهه ۱۹۵۰ میلادی، پولیاکوف از اولین محققینی بود، که مطالعاتی را بر روی قاب های مرکب، قاب های فولادی و بتنی تحت بار جانبی انجام داد. وی دریافت که قاب هایی که دارای میانقاب هستند، سختی ساختمان را تحت تأثیر قرار می دهند و موجب افزایش آن خواهند شد. بنابراین، پیشنهاد کرد که در تحلیل قاب هایی که دارای میانقاب هستند، اثر میانقاب با استفاده از یک عضو فشاری قطری، به صورت ایده آل مدل سازی گردد [۲]. آکین و همکاران، به مطالعه تقویت دیوارهای میانقاب آجری با استفاده از

* نویسنده عهده دار مکاتبات: m.izadpanah@kut.ac.ir



نمونه‌ها نشان داد که اثر میانقاب باید در بررسی رفتار لرزه‌ای قاب بتنی لحاظ شود، زیرا میانقاب مقاومت جانبی و همچنین سختی قاب‌های بتنی را افزایش می‌دهد [۷]. آلودگی و لرن فانگلو یک مدل هیستریزیس جدید برای بررسی رفتار قاب بتن مسلح با دیوارهای میانقاب تحت بار زلزله و با در نظر گرفتن تغییر در مقاومت و سختی ارائه نمودند و وضعیت آسیب نهایی سازه را با توجه به حرکت زمین، بررسی نمودند. با استفاده از این مدل، میانقاب می‌تواند به عنوان یک سیستم تک درجه آزادی در تحلیل، منظور گردد [۸]. به طور کلی، بررسی ادبیات موضوع نشان می‌دهد که مدل‌های ارائه شده جهت شبیه‌سازی رفتار میانقاب‌ها را می‌توان به دو دسته‌ی مدل‌های میکرو و ماکرو تقسیم نمود. مدل‌های میکرو معمولاً با استفاده از روش اجزا محدود، به شبیه‌سازی رفتار اجزای میانقاب با جزئیات کامل می‌پردازند. این مدل‌ها به دلیل حجم محاسباتی بالا، برای مدل‌سازی‌های کاربردی مهندسی و سازه‌های بزرگ، به کار نمی‌روند. مدل‌های میکرو، برای شبیه‌سازی رفتار میانقاب‌ها در تحقیقات بسیاری مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۹-۱۴]. در مقابل مدل‌های میکرو، مدل‌های ماکرو هستند که با فرضیات و ساده‌سازی‌هایی، به شبیه‌سازی اثر میانقاب‌ها روی رفتار سازه‌ها، با استفاده از المان‌های ماکرو (معمولاً المان‌های قطری) می‌پردازند. این مدل‌ها به دلیل شبیه‌سازی رفتار میانقاب‌ها با المان‌های ماکرو، برای ارزیابی اثر میانقاب‌ها بر رفتار بسیاری از سازه‌های ساختمانی، به کار گرفته شده‌اند [۲۷-۱۵].

ارزیابی رفتار سازه‌های نامنظم، در تحقیقات بسیاری مورد توجه محققان قرار گرفته است [۳۰-۲۸]. مگلیلو و همکاران قاب‌های نامنظم پنج طبقه را با نسبت نامنظمی جرمی در طبقات اول، سوم و بام برای ارزیابی اثر نامنظمی جرمی در ارتفاع، مطالعه نمودند. این محققین، با مقایسه نتایج قاب‌ها، چنین نتیجه‌گیری کردند که با وجود تغییر در جرم کل قاب‌های نامنظم، در حالی که نسبت جرمی بین طبقات ثابت بماند، زمان تناوب قاب‌های نامنظم، با زمان تناوب قاب‌های منظم یکسان هستند [۳۱]. سرکار و همکاران به بررسی قاب‌های پله‌ای با نامنظمی هندسی در ارتفاع پرداختند. این محققین، در پژوهش خود، یک شاخص نامنظمی برای در نظر گرفتن مشخصه‌های دینامیکی مانند جرم و سختی ارائه نمودند و یک رابطه‌ی ساده برای تخمین زمان تناوب اصلی انواع قاب‌های نامنظم پله‌ای ارائه نمودند [۳۲]. آرندا مقایسه‌ای بین نیاز شکل‌پذیری قاب‌های نامنظم و قاب‌های منظم در زلزله انجام داد و چنین نتیجه‌گیری کرد که نیاز شکل‌پذیری برای سازه‌های دارای نامنظمی در ارتفاع نسبت به سازه منظم بیشتر است [۳۳]. حبیبی و قاسم فام با مدل‌سازی دو قاب سه طبقه نامنظم، به استخراج ضریب رفتار این قاب‌ها

الیاف پلیمر تقویت شده با فیبر کربن و ادغام آن‌ها با قاب موجود، به منظور ایجاد یک سیستم مقاوم برابر جانبی جدید پرداختند. این محققین، به بررسی اثرات احتمالی ارتفاع به نسبت عرض میانقاب، بر رفتار کلی قاب در دو بخش آزمایشگاهی و عددی پرداختند. نتایج نشان داد که بار جانبی قابل تحمل، با استفاده از روش تقویت ظرفیت قاب‌ها، به مقدار چشمگیری افزایش می‌یابد [۳]. کاوس به مطالعه تأثیر پارامترهایی از قبیل ارتفاع سازه، تعداد دهانه، نسبت مساحت دیوارهای برشی به سطح زمین، نسبت صفحات میانقاب به کل صفحات و نوع قاب، بر پیوند اصلی سازه‌های بتن مسلح پرداخت. در این تحقیق، اثر پارامترهای انتخاب شده، با استفاده از روش اجزا محدود ارزیابی گردید. در این تحقیق، از تحلیل مودال تکرار شونده، برای تعیین دوره تناوب، استفاده شد و نشان داده شد که قاب‌هایی که دارای میانقاب هستند، دارای دوره تناوب کمتری نسبت به قاب‌های بدون میانقاب می‌باشد [۴]. برادسکی و همکارانش به بررسی تأثیر اتصالات میانقاب و قاب و همچنین تأثیر مفاصل پلاستیک بر رفتار کلی و موضعی ساختار ترکیبی قاب و میانقاب پرداختند. این محققین، منطقه‌ی تماس بین میانقاب و قاب را مطالعه نمودند و چنین نتیجه‌گیری کردند که رفتار دیوار میانقاب، به هندسه‌ی آن شامل نحوه چیدمان، ابعاد و همچنین خصوصیات مکانیکی آن وابسته است [۵]. پنگ و همکارانش تأثیر اتصالات و جزئیات ساختاری میانقاب را بر روی قاب‌های بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای، مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها برای بررسی و ارزیابی تأثیر نوع اتصال و جزئیات ساختاری میانقاب بر پاسخ چرخه‌ای قاب بتنی، یک مطالعه تجربی بر چهار نمونه قاب بتنی دارای میانقاب و یک نمونه قاب ساده انجام دادند. متغیرهای مورد بررسی در این تحقیق شامل انواع مصالح میانقاب، نسبت ابعاد قاب، هندسه بازشوهای میانقاب، اتصال بین قاب و میانقاب و جزئیات ساختاری میانقاب مانند وجود تیر بتنی می‌باشند. نتایج این تحقیق نشان داد که وجود میانقاب می‌تواند سختی و استحکام جانبی را بالا ببرد [۶]. داوتاج و همکارانش یک مطالعه تجربی در مورد مشارکت میانقاب‌های بنایی بر رفتار قاب بتنی تحت بارگذاری لرزه‌ای انجام دادند. آن‌ها شش نمونه قاب بتنی را بررسی کردند، که یکی از آن‌ها فاقد میانقاب بود. نمونه‌ها مطابق آیین‌نامه لرزه‌ای موجود در کشور کوزوو طراحی و ساخته شدند. مقاومت برشی میانقاب‌های بنایی برای نمونه‌ها به عنوان تابعی از طول میانقاب بنایی بر اساس مشاهدات تجربی، تعیین شد. بر اساس مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از نمونه‌های آزمایش، مشاهده شد که میانقاب در استحکام ساختار قاب بتنی سهم دارد و مکانیسم شکست به طور قابل توجهی تحت تأثیر مقاومت جانبی قاب بتنی است. مقایسه نتایج تجربی

۲- ضریب رفتار

در آیین‌نامه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای، ضریب رفتار با اسامی مختلفی شامل ضریب اصلاح پاسخ، ضریب اصلاح نیرو، ضریب عملکرد سیستم سازه، و... شناخته می‌شود. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران از عبارت ضریب رفتار استفاده شده است [۳۵]. ضریب رفتار ضریبی است که برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های غیرارتجاعی استفاده می‌شود و به طراح این امکان را می‌دهد که به جای استفاده از تحلیل غیرارتجاعی، از تحلیل ارتجاعی استفاده نماید. لذا تمامی عواملی که در تحلیل غیرارتجاعی مؤثر هستند، بر ضریب رفتار نیز مؤثر می‌باشند. ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون، زمان تناوب، عملکرد مورد انتظار از سازه، روش طراحی سازه، نوع سیستم باربر جانبی، نوع مصالح، مشخصات زلزله، مشخصات خاک محل، میرایی سازه و مدل ساده شده بار-تغییر شکل مصالح، از عوامل تأثیرگذار بر ضریب رفتار هستند [۳۷]. محققان روش‌های متنوعی را جهت محاسبه ضریب رفتار ارائه کرده‌اند. در این تحقیق، از روش یانگ جهت محاسبه ضریب رفتار، استفاده خواهد شد که در ادامه‌ی این بخش، پروسه‌ی تعیین ضریب رفتار به صورت گام به گام شرح داده می‌شود. در این روش، همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، منحنی برش پایه-تغییر مکان سازه، به صورت ایده آل با یک نمودار دوطرفی معادل، در نظر گرفته می‌شود [۳۸].

ضریب رفتار را می‌توان از حاصل ضرب چهار ضریب، همانطور که در رابطه (۱) ذکر شده است، استخراج نمود:

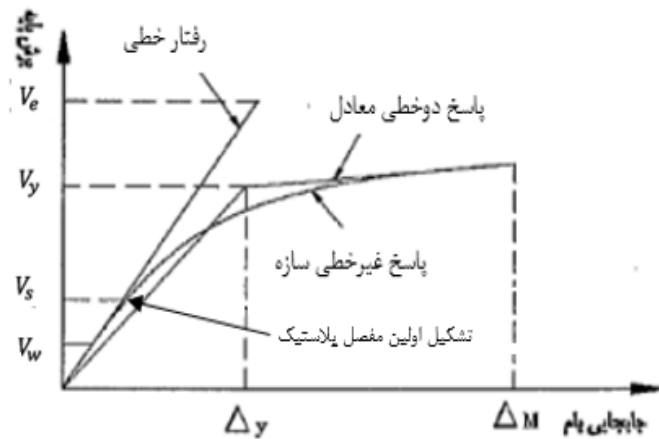
$$R = R_s R_R R_\xi R_\mu \quad (1)$$

در رابطه فوق R_s ضریب اضافه مقاومت، R_R ضریب نامعینی، R_ξ ضریب میرایی و R_μ ضریب ناشی از شکل‌پذیری می‌باشند که در ادامه تشریح می‌گردند. مقاومت جانبی ساختمان عموماً از مقاومت طراحی آن تجاوز می‌کند و اکثراً ظرفیت اعضا، مساوی یا بیشتر از نیروهای حاصل از بارهای طراحی می‌باشند و تقریباً تمامی اعضا دارای مقاومت اضافی هستند. ضریب اضافه مقاومت با استفاده رابطه ۲ محاسبه می‌گردد:

$$R_s = \frac{V_Y}{V_S} \quad (2)$$

پرداختند. این محققین، تغییر مکان طبقات این قاب‌ها را تحت تحریک چندین زلزله به دست آوردند و نشان دادند که تغییر مکان طبقات این قاب‌ها که بر اساس ضریب رفتار آیین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند، بیش از مقدار مجاز سطح ایمنی جانی است [۳۴].

مطالعه‌ی استانداردهای لرزه‌ای از جمله آیین‌نامه ۲۸۰۰ نشان می‌دهد که این آیین‌نامه‌ها مقادیر ضریب رفتار را برای قاب‌های ساختمانی منظم و نامنظم به تفکیک ارائه نکرده‌اند. آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح متوسط، خواه منظم و خواه نامنظم، مقدار ۵ را معرفی کرده است [۳۵]. مطالعه‌ی ادبیات موضوع نشان می‌دهد که تعیین ضریب رفتار قاب‌های نامنظم در ارتفاع، معمولاً با استفاده از تحلیل بارافزون مورد توجه محققین قرار گرفته است. با توجه به اینکه در قاب‌های نامنظم، اثر مودهای ارتعاشی بالاتر، می‌تواند پاسخ‌های سازه را تحت تاثیر قرار دهد. در این تحقیق، از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی جهت تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی نامنظم در ارتفاع، استفاده شده است. همچنین، در تحقیقات گذشته، به علت پیچیدگی و زمان بر بودن تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و همچنین پیچیدگی‌های مربوط به مدل‌سازی رفتار میانقاب‌های بنایی، از اثر میانقاب‌ها صرف‌نظر شده است. در این مطالعه، به محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط نامنظم در ارتفاع، یک بار با مدل‌سازی اثر میانقاب و بار دیگر با صرف‌نظر از اثر میانقاب‌ها پرداخته می‌شود. مدل استفاده شده برای مدل‌سازی اثر میانقاب بنایی، مدل ماکرو ارائه شده در مرجع [۳۶] می‌باشد که برای مدل‌سازی میانقاب، از یک المان فشاری قطری استفاده می‌کند. ۲۲ قاب خمشی بتن مسلح متوسط با طبقات ۱۲ و ۱۳ و با انواع متفاوتی از نامنظمی در ارتفاع در نظر گرفته شدند. از آنجا که در میان تحلیل‌های عددی برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل دینامیکی غیرخطی بیشترین تطابق را با واقعیت دارد، برای محاسبه‌ی منحنی ظرفیت و ضریب رفتار سازه‌ها، از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است. بدین منظور، ۱۴ رکورد زلزله متناسب با ساختگاه قاب‌های مدل‌سازی شده، انتخاب شدند و به تحلیل قاب‌ها تحت تحریک این زلزله‌ها پرداخته شد. در ادامه ضریب رفتار قاب‌های مدل‌سازی شده در هر دو حالت با/بدون در نظر گرفتن اثر میانقاب‌ها محاسبه و مقایسه گردید و تاثیر میانقاب بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های در نظر گرفته شده، ارزیابی شد. در ادامه روابط تقریبی جهت محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط با/بدون در نظر گرفتن اثر میانقاب بنایی، بر اساس مشخصات هندسی قاب‌ها، ارائه شده است.



شکل ۱. دوخطی سازی نمودار برش پایه-تغییر مکان به روش یانگ [۳۸]

Fig. 1. The idealized equivalent bilinear base shear-roof displacement curve (Uang [38])

میرایی یک مفهوم عمومی است که اغلب برای بیان خاصیت جذب انرژی در قاب‌های ساختمانی به کار می‌رود. با توجه به اینکه انرژی جذب شده با رفتار هیستریزس یا رفتار لزجی انجام می‌گیرد، میرایی که از طریق هیستریزس در یک ساختمان در محدوده الاستیک صورت می‌گیرد، عموماً میرایی معادل لزجی نامیده می‌شود و ۵ درصد میرایی بحرانی در نظر گرفته می‌شود. استفاده از ضریب میرایی R_E به عنوان یکی از مولفه‌های ضریب رفتار، فقط هنگامی درست می‌باشد که المان‌های ویسکوز به طور صریح در مراحل طراحی به حساب آورده شده باشند یا به عبارتی نیروهای ناشی از میرایی به صورت صریح در فرآیند طراحی به حساب آمده باشند. اطلاعات ارائه شده در UBC1994 نشان می‌دهد، برای میرایی ۵ درصد ضریب میرایی برابر یک می‌باشد [۴۰].

شکل‌پذیری از اصلی‌ترین پارامترهای تاثیرگذار بر ضریب رفتار می‌باشد. پارامترهای مربوط به ظرفیت تحمل تغییر مکان بدون تخریب و شکل‌پذیری، ارتباط نزدیکی با یکدیگر دارند.

شکل‌پذیری سازه با استفاده از رابطه ۳ محاسبه می‌گردد.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (3)$$

که Δ_m مکان سازه متناظر با عملکرد موردقبول و Δ_y تغییر مکان

در رابطه (۲)، V_s برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک و V_y برش پایه متناظر با تسلیم سازه می‌باشند.

وجود درجه‌ی نامعینی در یک سازه، باعث عملکرد مطمئن‌تر آن در هنگام زلزله شده و انتخاب ضریب رفتار بزرگ‌تری را میسر می‌سازد. این موضوع سبب می‌شود که برش پایه‌ی کوچک‌تری در هنگام زلزله به سازه وارد شود. تحقیقات نشان می‌دهد که اگر برای تحمل نیروی زلزله در یک راستا از سازه، تعداد عناصر مقاوم جانبی کم باشد (درجه‌ی نامعینی کافی برای تحمل نیروهای جانبی وجود نداشته باشد)، توانایی سازه در هنگام زلزله برای رسیدن به عملکرد مطلوب در جذب انرژی و تأمین شکل‌پذیری کاهش می‌یابد [۳۹] ویتاکر و همکاران قاب‌های با ۴ دهانه خمشی مقاوم در برابر زلزله در هر جهت را به عنوان تعداد دهانه‌های بهینه برای تأمین مقاومت جانبی در برابر زلزله پیشنهاد می‌نمایند که در این حالت‌ها $R_R = 1$ خواهد بود. همچنین تحقیقات نشان می‌دهد که سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی باید دارای مقاومت و سختی یکسان باشند. مطالعات آزمایشگاهی استفاده از سیستم‌های دوگانه دیوار برشی و قاب خمشی در حالی که دیوار برشی دارای سختی ۱۰ برابر قاب خمشی می‌باشد، نشان داده است که، قاب خمشی نه تنها در پاسخ سازه در برابر بار جانبی چندان مؤثر نیست بلکه در جذب انرژی نیز تأثیر ندارد مگر آن که سختی و مقاومت آن‌ها با یکدیگر مساوی باشد [۳۹]. در تحقیق حاضر، ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته شد.

$$\frac{1}{\tan \theta} \sqrt{\frac{2M_{PJ} + 2M_{PC}}{Y_p f' m^{th^2}}} + \frac{4M_{PJ}}{Y_p f' m^{th^2}} + \frac{1}{6 \max(1, \tan \theta^z)}$$

$$Y_p = 2.663m^2 - 1.37m + 0.406 \leq 0.45$$

$$m = \frac{8M_{PJ}}{f' m^{th^2}} \quad (5)$$

که در این روابط M_{pc} ظرفیت لنگر پلاستیک ستون، M_{pb} ظرفیت لنگر پلاستیک تیر، M_{pj} ظرفیت لنگر پلاستیک اتصال (مقدار کمتر از بین M_{pc} و M_{pb})، h ارتفاع ستون (بین خطوط مرکزی تیرها)، f'_m مقاومت فشاری میانقاب و t ضخامت میانقاب است. L طول میانقاب است. در مرجع [۴۵] با در نظر گرفتن حالات متفاوت برای M_{pc} و M_{pb} و برای مقادیر متفاوت m ، به مود شکست به عنوان تابعی از نسبت $\frac{h}{L}$ پرداخته شد و گرافهایی نیز ارائه گردید. در این مطالعه، مدل ارائه شده در مرجع [۲۴] برای مدل‌سازی میانقاب بنایی استفاده شده است. در این مدل برای شبیه‌سازی مشارکت میانقاب در تحمل بار جانبی، از یک سیستم شامل یک المان فشاری قطری جهت مدل‌سازی رفتار میانقاب استفاده می‌شود (شکل ۲). همانطور که مشاهده می‌شود، در این مدل، میانقاب کل دهانه را پر نموده و دارای اندرکنش با قاب می‌باشد، به صورت یک المان قطری معادل، در نظر گرفته می‌شود. برای این المان فشاری معادل، طول تماس با قاب با پارامترهای h و α_c تعیین می‌شوند که از روابط ۶ و ۷ استخراج می‌شوند.

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{PJ} + 2\beta_c M_{Pc}}{\sigma_{c0} t}} \leq 0.4h \quad (6)$$

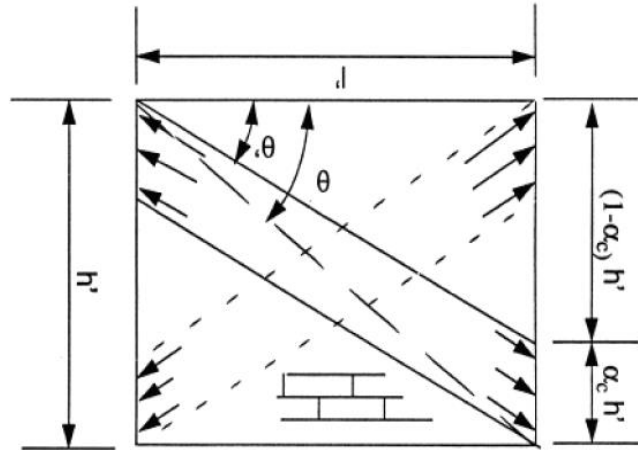
$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2M_{PJ} + 2\beta_c M_{Pc}}{\sigma_{b0} t}} \leq 0.4l \quad (7)$$

نظیر تسلیم سازه هست. محققان روابط مختلفی برای محاسبه $R_\mu R_i$ ارائه کرده‌اند (ریدل و ...). با توجه به شکل ۱، این ضریب به صورت رابطه ۴ محاسبه می‌گردد:

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_Y} \quad (4)$$

۳- مدل‌سازی

به منظور محاسبه‌ی پاسخ‌های واقعی یک سازه تحت اثر تحریکات شدید، مدل‌سازی دقیق رفتار غیرخطی اجزای آن، از مهم‌ترین الزاماتی است که باید در نظر گرفته شود. در این تحقیق، برای مدل‌سازی قاب‌ها، از نرم‌افزار IDARC استفاده شده است [۳۶]. در این نرم‌افزار، جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون، از مدل نرمی خطی استفاده شده است که از مدل‌های پلاستیسیته گسترده‌ی ماکرو می‌باشد. در اعضای بتن آرمه، به محض وقوع تغییر شکل، ترک‌ها در سراسر طول عضو گسترده می‌شوند و بنابراین استفاده از مدل‌هایی که پلاستیسیته را در یک نقطه متمرکز می‌کنند (مدل‌های پلاستیسیته متمرکز)، نمی‌تواند به شکل مطلوب، پاسخ غیرخطی این اعضا را منعکس کند [۴۱]. لازم به ذکر است که در تحلیل سازه، اثر نواحی صلب انتهایی و همچنین اثر Δ -P در نظر گرفته شده است. برای در نظر گرفتن اثر میانقاب‌ها در پاسخ‌های سازه، به یک مدل هیستریزیس نیرو-تغییر مکان که بتواند تغییر خصوصیات میانقاب از جمله کاهش سختی، کاهش مقاومت و همچنین جمع شدگی حلقه‌های هیستریزیس ناشی از باز و بسته شدن ترک‌ها، تحت بارگذاری متناوب را دارا باشد، مورد نیاز است. بدین منظور از مدل ارائه شده توسط مندر و همکاران [۴۲] استفاده گردید. در مرجع [۴۳ و ۴۴] سه مود شکست برای قاب‌های دارای میانقاب در نظر گرفته می‌شوند: الف-خرد شدگی گوشه با شکست در ستون (مود ۱) ب-خرد شدگی گوشه با شکست در تیر (مود ۲) ج-خرد شدگی قطری (مود ۳). برای این سه حالت شکست، روابط زیر در نظر گرفته می‌شود و حداقل این روابط (۵)، مود شکست را مشخص می‌کند:



شکل ۲. المان فشاری معادل جهت مدل سازی رفتار میانقاب [۳۶]

2. Equivalent compression struts for simulating the behaviour of masonry infill [36]

$$f A_c > A_b \quad \sigma_c = \sigma_{c0} \quad , \quad \sigma_b = \sigma_{b0} \left(\frac{A_c}{A_b} \right) \quad (11)$$

و تنش برشی مجاز برای ستون-میانقاب و تیر-میانقاب به صورت روابط ۱۲ و ۱۳ محاسبه می‌شوند:

$$\tau_c = r^2 \sigma_c \mu f \quad (12)$$

$$\tau_b = 2r \sigma_b \quad (13)$$

جزئیات تکمیلی در رابطه با این مدل در مرجع [۲۴] ارائه شده است. منحنی تنش-کرنش مصالح بنایی در فشار در شکل ۳ نمایش داده شده است و مشخصات اختصاص داده شده به میانقاب بنایی در این تحقیق، در بخش ۴ ارائه شده است. با توجه به رفتار ترد مصالح بنایی، از مقاومت کششی این اعضا، صرف نظر شده است [۳۶]. جزئیات بیشتر در مورد نحوه‌ی مدل سازی میانقاب بنایی و ارزیابی تطابق این مدل با نتایج تجربی در مرجع [۳۶] ارائه شده است.

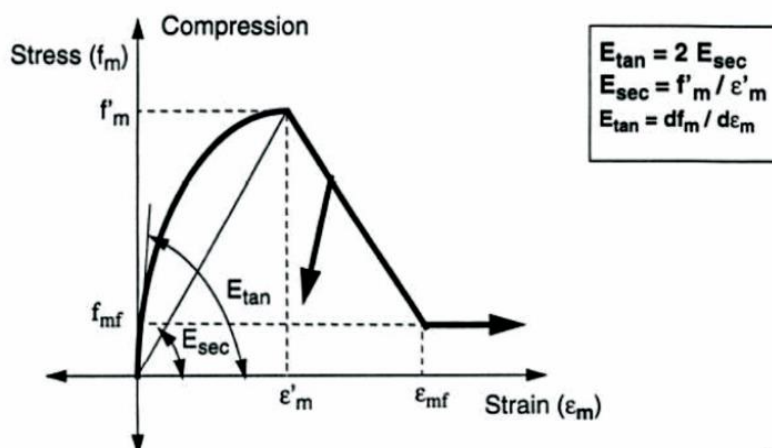
که در این رابطه β_c برابر با ۰/۲ می‌باشد و σ_{c0} و σ_{b0} که معرف حد بالا یا تنش نرمال تماسی یکنواخت شکست در سطح تماس ستون-قاب و تیر-قاب می‌باشند، از معیار تسلیم شش ضلعی ترسکا، به صورت روابط ۸ و ۹ محاسبه می‌گردند:

$$\sigma_{c0} t = \frac{f_c}{1 + 3\mu^2 f r^4} \quad (8)$$

$$\sigma_{b0} t = \frac{f_c}{1 + 3\mu^2 f} \quad (9)$$

که در این روابط، Γ برابر با نسبت ارتفاع به طول دهانه (h/l) و μ_f ضریب اصطکاک قاب-میانقاب می‌باشد. تنش‌های نرمال تماسی از روابط ۱۰ و ۱۱ به دست می‌آیند:

$$\text{If } A_c > A_b \quad \sigma_b = \sigma_{b0} \quad , \quad \sigma_c = \sigma_{c0} \left(\frac{A_b}{A_c} \right) \quad (10)$$



شکل ۳. منحنی تنش-کرنش مصالح بنایی در فشار [۳۶]

Fig. 3. Constitutive model for masonry [36]

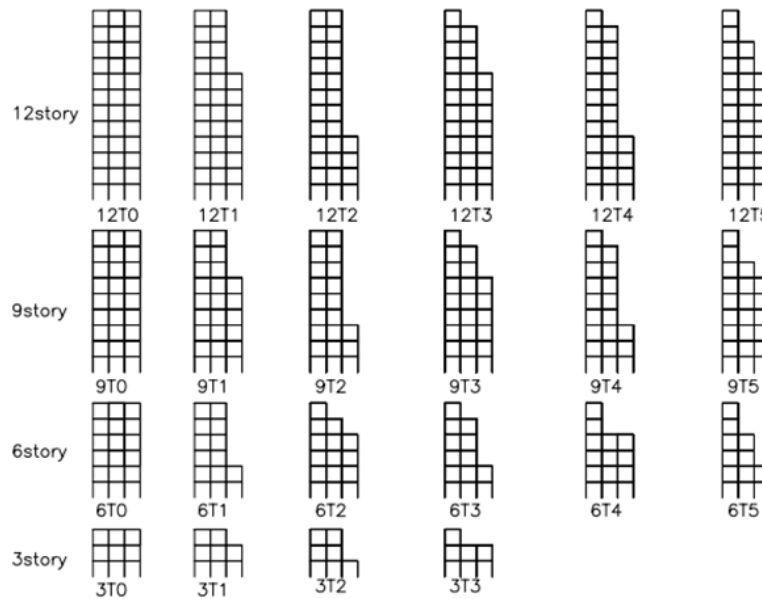
۴- مشخصات مدل‌ها

تجربی استاندارد ۲۸۰۰ در طراحی در نظر گرفته شده است (جدول ۱). برای تهیه یک پایگاه داده‌ای مناسب، قاب‌های متعددی با انواع نامنظمی و تعداد طبقات مختلف مطابق شکل ۴ در نظر گرفته شده است. نامنظمی‌های هندسی قاب‌ها بر اساس معیارهای زیر انتخاب شده‌اند:

- ۱) حذف دهانه کناری از دو سوم ارتفاع تا طبقه آخر
- ۲) حذف دهانه کناری از یک سوم ارتفاع تا طبقه آخر
- ۳) حذف دهانه کناری از دو سوم ارتفاع تا طبقه آخر و حذف دهانه میانی در طبقه آخر
- ۴) حذف دهانه کناری از یک سوم ارتفاع تا طبقه آخر و حذف دهانه میانی در طبقه آخر
- ۵) حذف دهانه کناری از دو سوم ارتفاع تا طبقه آخر و حذف دهانه میانی در دو طبقه آخر

برای نام‌گذاری قاب‌ها عدد سمت چپ T معرف تعداد طبقات قاب و عدد سمت راست آن، معرف نوع نامنظمی در نظر گرفته شده است (شکل ۴). لازم به ذکر است که به منظور مقایسه‌ی ضریب رفتار قاب‌های منظم و نامنظم، برای هر دسته از طبقات، یک بار هم قاب در حالت منظم در نظر گرفته شده است که با نام T.60 T، 90 T و 120 T مشخص شده‌اند. نوع نامنظمی‌های لحاظ شده جز مفروضات این تحقیق هستند. جزییات کامل طراحی این قاب‌ها در مرجع [۴۶] ارائه شده است.

قاب‌های مورد مطالعه در این پژوهش از نوع قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط می‌باشند. قاب‌ها دارای درجه اهمیت متوسط بوده و بر روی خاک نوع دوم (خاک خیلی متراکم یا سنگ سست)، در منطقه با خطرپذیری خیلی زیاد قرار دارند. تمام قاب‌های مورد مطالعه بر اساس مبحث ششم مقررات ملی بارگذاری و بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث نهم مقررات ملی ایران تحلیل و طراحی گردیده‌اند. ارتفاع تمام طبقات ۳/۲۰ متر و عرض دهانه‌های قاب‌ها ۴ متر می‌باشند. عرض باربر قاب‌ها ۴ متر و تمام طبقات دارای بار مرده ۵۵۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع هستند. در فرایند تحلیل و طراحی این قاب‌ها، مقاومت مشخصه بتن ۳۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسته بتن برابر ۲۷۳۸۶ مگاپاسکال، کرنش متناظر با حداکثر مقاومت بتن برابر ۰/۲ درصد، کرنش نهایی بتن برابر ۰/۳ درصد، مقاومت جاری شدن فولاد برابر ۴۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسته فولاد برابر ۲۰۰۰۰۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. در تحلیل قاب‌ها، برای در نظر گرفتن اثر میانقاب‌ها، جنس میانقاب‌ها از نوع آجر فشاری رسی با مقاومت فشاری ۲۳/۵ مگاپاسکال، مدول ترک خوردگی ۰/۸۳ مگاپاسکال، کرنش متناظر با حداکثر مقاومت ۰/۰۰۳، مقاومت برشی مجاز و پایه ۰/۸۲ و ۰/۷۹ مگاپاسکال و ضریب اصطکاک قاب میانقاب ۰/۳ در نظر گرفته شده است [۴۲ و ۳۶]. لازم به ذکر است در طراحی قاب‌ها، با توجه به اینکه میانقاب‌ها مانع حرکت قاب می‌شوند، ۸۰ درصد دوره تناوب محاسبه شده از رابطه‌ی



شکل ۴. هندسه ی قاب های مدل سازی شده

Fig. 4. Configuration of the assumed frames

جدول ۱. دوره تناوب در نظر گرفته شده در طراحی قابها

Table 1. The fundamental periods considered in designing of the frames

H ارتفاع قاب (متر)	دوره تناوب تجربی (ثانیه)	۸۰ درصد دوره تناوب تجربی (ثانیه)
۹/۶	۰/۳۸	۰/۳
۱۹/۲	۰/۷۱	۰/۵۷
۲۸/۸	۱/۰۳	۰/۸۲
۳۸/۴	۱/۳۳	۱/۰۷

۶- مطالعه ی عددی

در این بخش، ابتدا به مقایسه ی منحنی های ظرفیت قاب های در نظر گرفته شده، در دو حالت با در نظر گرفتن اثر میانقاب بنایی و صرف نظر از این اثر، پرداخته شده است. منحنی های ظرفیت قاب های منظم در شکل ۵ ارائه شده است و منحنی ظرفیت سایر قابها در پیوست نمایش داده شده است. منحنی های ظرفیت، با استفاده از انجام تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی قاب های مدل سازی شده در بخش ۴، تحت زلزله های ارائه شده در جدول ۲، استخراج شده است. در ادامه مقادیر ضریب رفتار قاب های مورد مطالعه، محاسبه شده است. در جدول ۳ ضریب رفتار قابها بدون/با در نظر گرفتن اثر میانقاب ارائه شده است.

۵- تحلیل دینامیکی افزایشی

ویژگی های متفاوت زلزله ها مانند محتوای فرکانسی، سطح انرژی و ... و همچنین ویژگی های لرزه ای متفاوت سازه ها مانند دوره تناوبها و ... سبب شده که آیین نامه های لرزه ای، استفاده از بیش از یک رکورد زلزله را در دستور کار تحلیل های دینامیکی قرار دهند. به منظور انجام تحلیل IDA یک مجموعه شامل ۱۰ تا ۲۰ شتاب نگاشت برای سازه های تا ارتفاع متوسط لازم است [۴۷]. در این تحقیق، رکوردهای انتخاب شده برای ساختگاه خاک نوع ۲ ($375 \text{ m/s} \leq V_s \leq 750 \text{ m/s}$) و منطقه ای دور از گسل با بزرگای بین $g/4.5$ تا $g/7.5$ ریشتر (بزرگای گشتاوری MW) و ماکزیمم شتاب زمین در محدوده ی $g/0.5$ تا ۱ در نظر گرفته شده اند (جدول ۲).

جدول ۲. زمین لرزه‌های انتخابی جهت تحلیل دینامیکی افزایشی

Table 2. The earthquake acceleration records for IDA

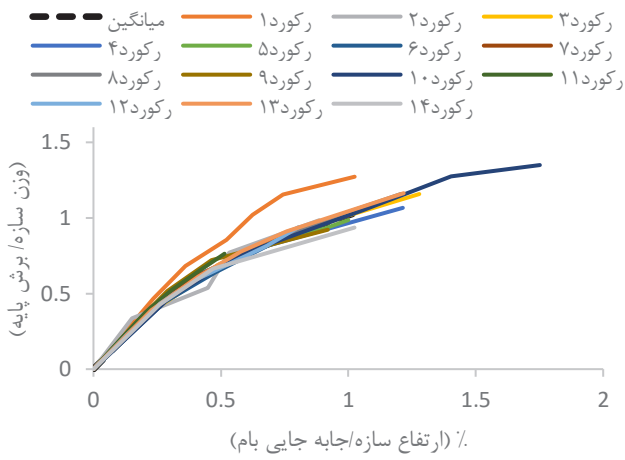
شماره	رکورد	ایستگاه	فاصله از گسل	سرعت موج برشی	بزرگای زلزله
۱	Northridge180	La Crescenta - New York	۱۷/۸۱	۷۴۰	۶/۶۹
۲	Manjil_ Iran	Abbar	۱۲/۵۵	۷۲۳/۹۵	۷/۳۷
۳	Tabas_ Iran	Dayhook	۱۳/۹۴	۴۷۱/۵۳	۷/۳۵
۴	Kern County	Taft Lincoln School	۳۸/۴۲	۳۸۵/۴۳	۷/۳۶
۵	Morgan Hill0671984	Gilroy Array #3	۱۳/۰۱	۳۴۹/۸۵	۶/۱۹
۶	Morgan Hill2701984	San Justo Dam (L Abut)	۳۱/۸۸	۵۴۳/۶۳	۶/۱۹
۷	Northridge279	Arcadia - Campus Dr	۴۱/۱۱	۳۶۷/۵۳	۶/۶۹
۸	Northridge360	Alhambra - Fremont School	۳۵/۶۶	۵۴۹/۷۵	۶/۶۹
۹	Northridge270	N Hollywood - Coldwater Can	۱۲/۵۱	۳۲۶/۴۷	۶/۶۹
۱۰	Northridge07	LA - Chalon Rd	۲۰/۴۵	۷۴۰/۰۵	۶/۶۹
۱۱	Sierra Madre	LA - City Terrace	۲۵/۶۹	۳۶۵/۲۲	۵/۶۱
۱۲	Hector Mine	Twentynine Palms	۴۲/۰۶	۶۳۵/۰۱	۷/۱۳
۱۳	Northridge-009	Arcadia - Campus Dr	۴۱/۱۱	۳۶۷/۵۳	۶/۶۹
۱۴	San Fernando0901971	Pasadena - CIT Athenaeum	۲۵/۴۷	۴۱۵/۱۳	۶/۶۱

جدول ۳. ضریب رفتار قاب‌های مورد مطالعه

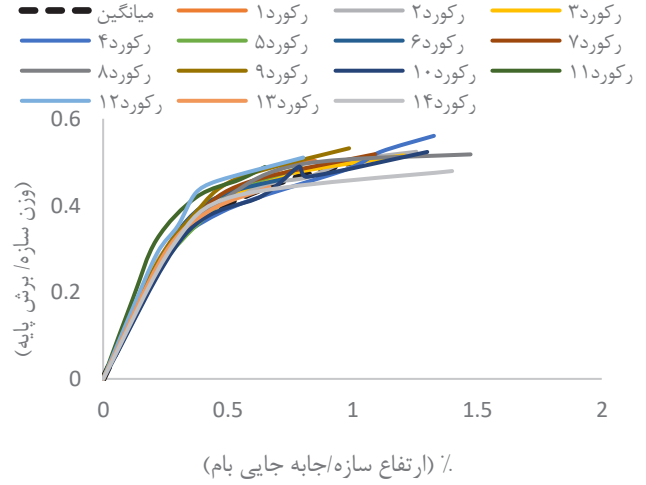
Table 3. Behaviour factors of the studied frames

قاب ضریب	3T0	3T1	3T2	3T3	6T0	6T1	6T2	6T3	6T4	6T5	9T0	9T1	9T2	9T3	9T4	9T5	12T0	12T1	12T2	12T3	12T4	12T5
با در نظر گرفتن اثر میانقاب																						
R_s	۱/۶۳	۱/۴۴	۱/۴۵	۱/۲۸	۱/۷۱	۱/۸۶	۱/۷۲	۱/۸۲	۱/۵۱	۱/۵۹	۱/۷۳	۱/۵۶	۱/۸۵	۱/۶۵	۱/۸۶	۱/۸۸	۱/۵۸	۱/۳۸	۱/۵۰	۱/۵۱	۱/۳۴	۱/۵۰
R_μ	۳/۱۰	۲/۹۲	۲/۹۹	۲/۷۱	۳/۲۰	۲/۴۵	۲/۳۷	۲/۶۱	۳/۰۱	۲/۹۱	۳/۲۰	۲/۹۶	۲/۴۵	۲/۴۸	۲/۲۶	۲/۴۲	۳/۶۵	۳/۲۰	۳/۳۲	۳/۰۵	۳/۳۹	۲/۹۶
R	۵/۰۸	۴/۲	۴/۳۶	۳/۴۸	۵/۴۸	۴/۵۸	۴/۱	۴/۷	۴/۵۷	۴/۶	۵/۵۶	۴/۶۴	۴/۵۶	۴/۱	۴/۲	۴/۶	۵/۸	۴/۴	۵	۴/۶	۴/۶	۴/۴۶
بدون در نظر گرفتن اثر میانقاب																						
R_s	۱/۴	۱/۲۸	۱/۲۵	۱/۲۶	۱/۴۳	۱/۳۱	۱/۲۸	۱/۶۲	۱/۴۴	۱/۴۳	۱/۴۷	۱/۲۷	۱/۲۹	۱/۱۵	۱/۵۱	۱/۵۴	۱/۴۹	۱/۳۳	۱/۳۳	۱/۴۳	۱/۳۰	۱/۲۸
R_μ	۳/۰۰	۲/۷۶	۲/۷۶	۲/۶۹	۳/۰۷	۲/۸۴	۲/۷۰	۲/۴۷	۲/۷۸	۲/۵۶	۳/۰۲	۲/۹۱	۲/۹۴	۲/۸۴	۲/۳۴	۲/۴۴	۳/۲۹	۲/۸۲	۳/۱۳	۲/۷۴	۳/۰۸	۲/۸۴
R	۴/۲	۳/۵۳	۳/۴۷	۳/۳۹	۴/۴۰	۳/۷۴	۳/۴۷	۴/۰۲	۴/۰۲	۳/۶۷	۴/۴۷	۳/۷۳	۳/۸۰	۳/۲۸	۳/۵۵	۳/۷۶	۴/۹۱	۳/۷۵	۴/۱۶	۳/۹۲	۴/۰۲	۳/۶۵

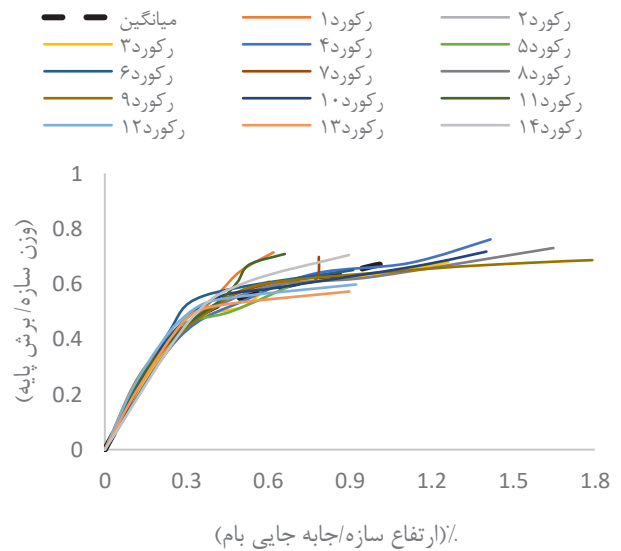
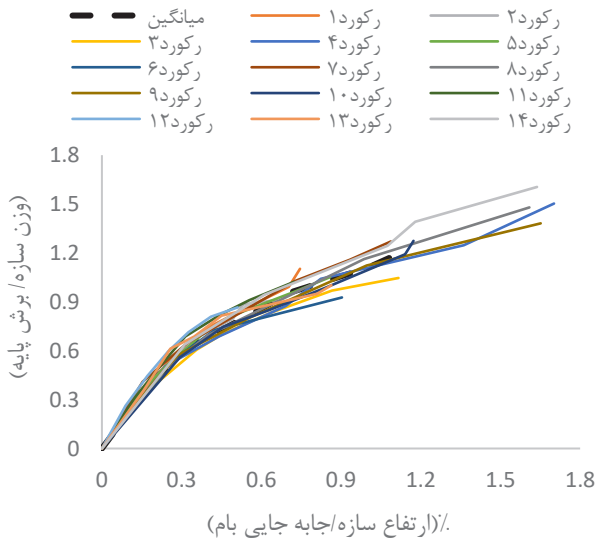
با در نظر گرفتن اثر میانقاب



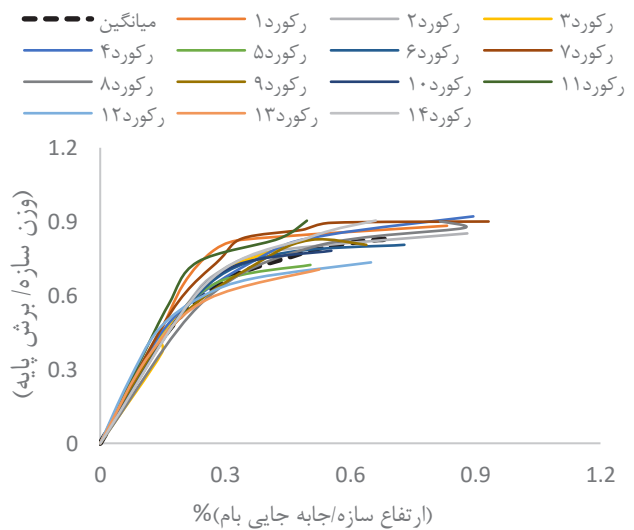
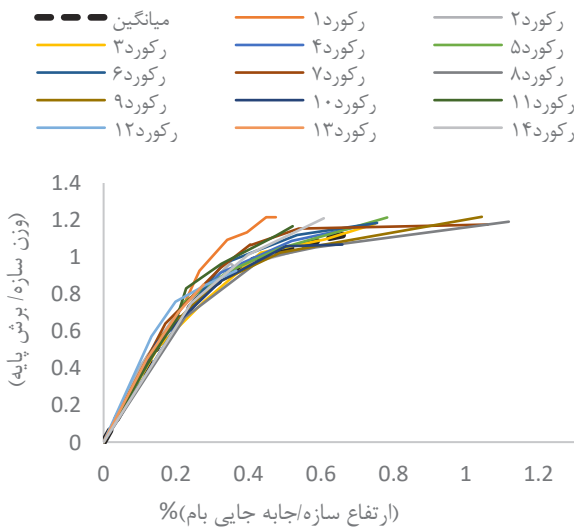
بدون در نظر گرفتن اثر میانقاب



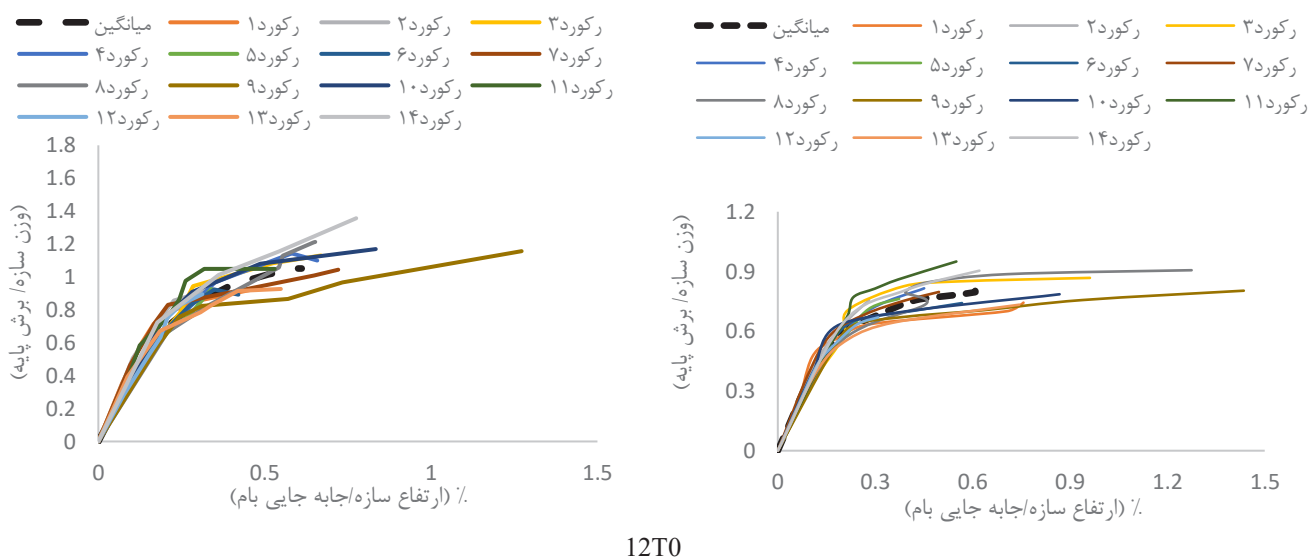
3T0



6T0

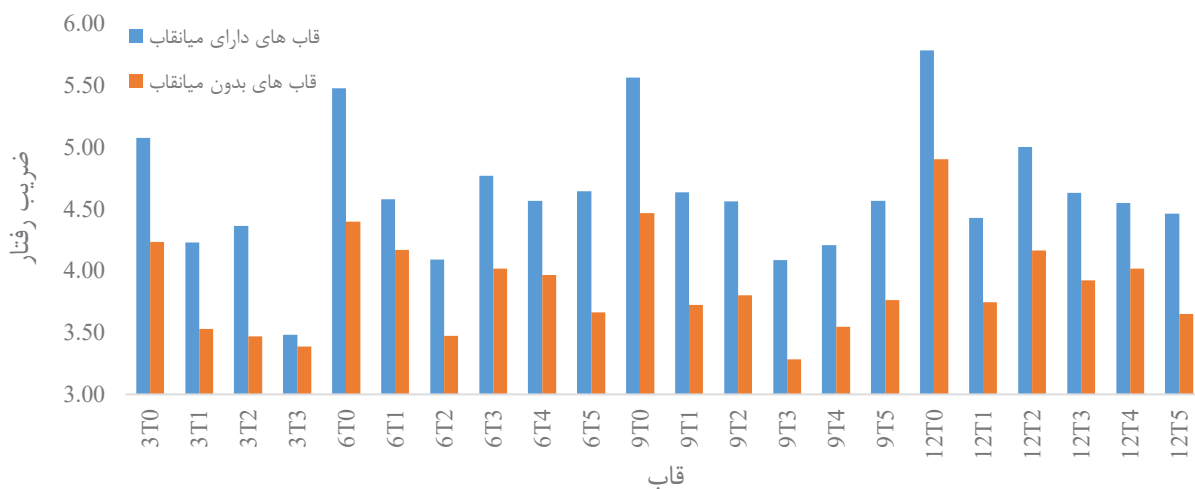


9T0



شکل ۵. منحنی ظرفیت قاب های در نظر گرفته شده در این تحقیق

Fig. 5. IDA capacity curves of the considered frames



شکل ۶. مقایسه ضریب رفتار قاب های دارای میانقاب و بدون میانقاب

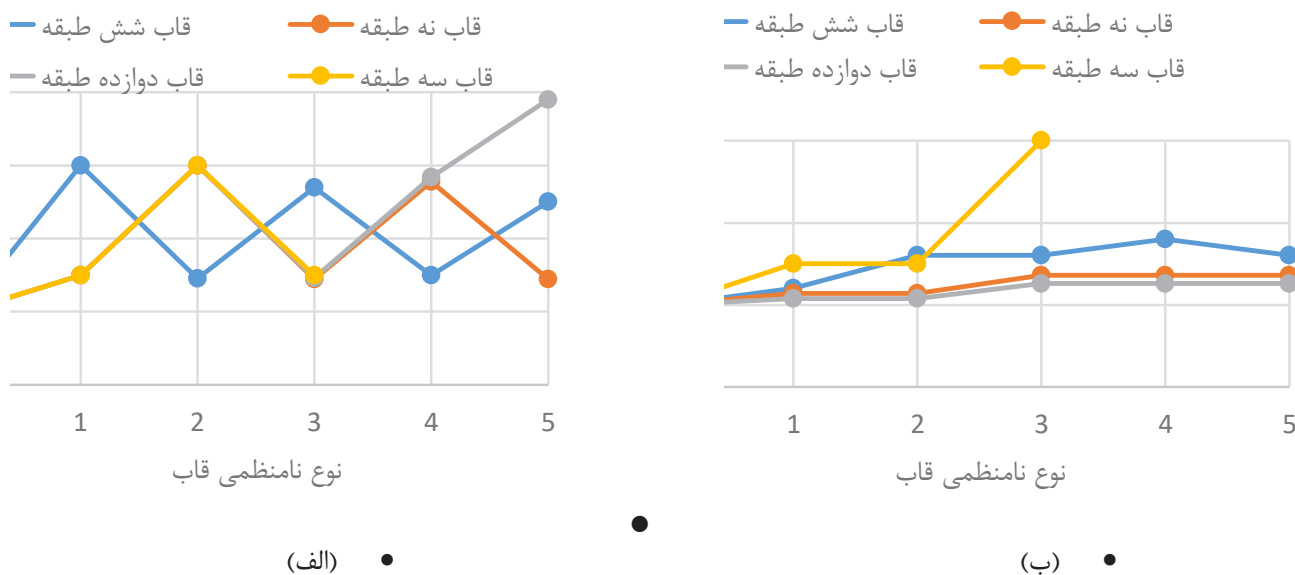
Fig. 6. Behaviour factors of bare- and infilled-reinforced concrete frames

همانطور که در شکل ۵ مشاهده می شود، در نظر گرفتن میانقاب به عنوان عضو سازه ای سبب بهبود عملکرد قاب ها در تحمل بار جانبی شده است. پاسخ یک سازه تحت اثر زلزله به ویژگی های لرزه ای آن (مانند دوره تناوب و ...) و ویژگی های زلزله (مانند محتوای فرکانسی و سطح انرژی) وابسته است. در نظر گرفتن اثر میانقاب ها سبب تغییر ویژگی های لرزه ای سازه می شود و در

در شکل ۶، مقادیر ضریب رفتار به دست آمده برای قاب های مدل سازی شده، مقایسه شده اند. لازم به ذکر است در مدل سازی قاب های در نظر گرفته شده، شماره و فواصل میلگردهای برشی که از طراحی بر اساس ضوابط شکل پذیری متوسط به دست آمده اند، در نظر گرفته شده است و مشخصات رفتاری بتن هسته با توجه به اثر محصور شدگی، اصلاح گردید [۳۶].

نتیجه توانایی سازه‌های دارای میانقاب و بدون میانقاب در تحمل بار جانبی، متفاوت است. در این تحقیق، تحلیل دینامیکی افزایشی تا جایی ادامه داده شده است که سازه تحت اثر یکی از شتاب‌نگاشت‌ها، دچار گسیختگی شود. لذا تغییر ویژگی‌های سازه به علت وجود میانقاب، برای برخی قاب‌ها سبب شده که گسیختگی در مقادیر کمتر جابجایی از قاب بدون میانقاب اتفاق افتد و برای برخی در جابجایی‌های بیشتر رخ دهد. برای قاب‌های نامنظم، به دلیل تغییر شدید مشخصات دینامیکی، رفتار لرزه‌ای نسبت به قاب‌های منظم پیچیده‌تر و غیر قابل پیش‌بینی است. وجود میانقاب در برخی قاب‌های نامنظم، سبب افزایش شکل‌پذیری شده است. در نمودارهای ظرفیت محاسبه شده، مشهود است که قاب‌های دارای میانقاب دارای مقاومت و سختی بیشتری هستند. همانطور که مولفه‌های مربوط به محاسبه‌ی ضریب رفتار در جدول ۳ به صورت کمی محاسبه شده‌اند، قاب‌های دارای میانقاب ضریب اضافه مقاومت بیشتری دارند اما در مورد ضریب شکل‌پذیری، شرایط به گونه ایست که برخی قاب‌های دارای میانقاب، ضریب شکل‌پذیری بیشتری دارند و بقیه بالعکس. نهایتاً با توجه به توضیحات بخش ۲ در مورد محاسبه‌ی ضریب رفتار، مجموع عوامل تاثیر گذار بر ضریب رفتار به گونه‌ای هستند که ضریب رفتار قاب‌های دارای میانقاب، بیش از قاب‌های بدون میانقاب است. مقایسه مقادیر ضرایب رفتار در شکل ۶ نشان می‌دهد که برای قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه، در هر دو حالت دارای میانقاب و بدون میانقاب، کمترین ضریب رفتار، به ترتیب مربوط به حالت سوم، دوم، سوم و اول نامنظمی است. ضریب رفتار قاب‌هایی که اثر میانقاب برای آن‌ها در نظر گرفته شده است، در تمامی قاب‌ها، بیشتر از ضریب رفتار برای وضعیتی است که از اثر میانقاب صرف‌نظر شده است. برای قاب‌های نامنظم سه طبقه، این افزایش بین ۳ و ۲۵ درصد، برای قاب‌های شش طبقه بین ۱۳ و ۲۵ درصد، برای قاب‌های نه طبقه بین ۱۴ و ۲۶ و برای قاب‌های دوازده طبقه بین ۱۵ و ۲۵ درصد می‌باشد. در مورد قاب‌های منظم در نظر گرفته شده نیز، این افزایش بین ۱۸ تا ۲۵ درصد می‌باشد. این نتایج، بیانگر این موضوع است که صرف‌نظر از نوع نامنظمی سازه، میانقاب نقش مهمی در افزایش تحمل بار جانبی سازه دارد. مقایسه‌ی ضریب رفتار سازه‌ها با طبقات یکسان اما با انواع مختلف نامنظمی نشان می‌دهد که نوع نامنظمی به شکل محسوسی، ضریب رفتار را تحت تاثیر قرار می‌دهد. برای قاب‌های نامنظم در ارتفاع که میانقاب به عنوان عضو سازه‌ای در نظر گرفته شده است، ضریب رفتار قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه به شکل محسوسی کمتر از قاب‌های منظم استخراج گردید. برای قاب‌های سه طبقه‌ی نامنظم، مقادیر ضریب رفتار بین ۱۴ تا ۳۲ درصد

کمتر از حالت منظم محاسبه گردید. برای قاب‌های شش، نه و دوازده طبقه، درصد کاهش نسبت به حالت منظم، به ترتیب بین ۱۴ تا ۲۵، ۱۶ تا ۲۷ و ۱۴ تا ۲۵ می‌باشد. برای قاب‌های نامنظم در ارتفاع که میانقاب به عنوان عضو سازه‌ای مدل‌سازی نشده است، ضریب رفتار قاب‌های نامنظم سه و شش طبقه، به ترتیب بین ۱۵ تا ۱۹ و ۸ تا ۲۱ درصد و برای قاب‌های نه و دوازده طبقه بین ۱۵ تا ۲۶ درصد کمتر از حالت منظم محاسبه گردید. مقایسه ضریب رفتار قاب‌های منظم دارای میانقاب با مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ ($R=5$) نشان می‌دهد برای قاب‌های منظم دارای میانقاب، مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه کاملاً تامین گردیده است. ضریب رفتارهای محاسبه شده برای قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه منظم دارای میانقاب به ترتیب ۲، ۱۰، ۱۲ و ۱۶ درصد بیش از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشند. مقادیر متفاوت ضریب رفتار برای قاب‌های منظم، نشان از تاثیر تعداد طبقات سازه بر ضریب رفتار است. برای قاب‌های نامنظم دارای میانقاب سه، شش، نه و دوازده طبقه، ضریب رفتارهای محاسبه شده نسبت به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه، به ترتیب بین ۱۳ تا ۳۱، ۶ تا ۱۸، ۸ تا ۱۸ و ۰ تا ۱۲ درصد کمتر می‌باشند. به عبارت دیگر، برای حالتی که میانقاب به عنوان المان سازه‌ای در تحلیل‌ها در نظر گرفته شده است، در تمامی قاب‌ها به استثنای قاب 12T2 که ضریب رفتارش برابر با ۵ شده، در هیچ یک حالت نامنظمی، ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ تامین نشده است. در حالتی که میانقاب به عنوان عضو غیرسازه‌ای، در نظر گرفته شده است، در هیچ یک از حالات منظم و نامنظم، ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ که برابر با ۵ است، تامین نشده است. برای قاب‌های منظم بدون میانقاب، ضریب رفتارهای محاسبه شده‌ی قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه به ترتیب ۱۶، ۱۲، ۱۱ و ۲ درصد کمتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشند. برای قاب‌های نامنظم بدون میانقاب، این مقادیر به ترتیب، بین ۳۰ تا ۳۳، ۲۰ تا ۳۱، ۲۴ تا ۳۵ و ۱۷ تا ۲۷ درصد کمتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشند. با توجه به نتایج این تحقیق، به نظر می‌رسد که بهتر است آیین‌نامه مقادیر ضریب رفتار قاب‌های منظم و نامنظم را به صورت مجزا ارائه دهد. لازم به ذکر است که نتایج مزبور، بر اساس قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط با مشخصات هندسی و مصالح تشریح شده (بخش ۴) و همچنین نامنظمی‌های مفروض و میانقاب‌ها با ابعاد داده شده و مشخصات مصالح مطرح شده در بخش ۴ حاصل شده است که این مفروضات از محدودیت‌های این تحقیق می‌باشند. در ادامه به منظور ارائه‌ی رابطه‌ی کاربردی برای در نظر گرفتن نوع نامنظمی قاب بر ضریب رفتار آن، به استخراج روابطی جهت محاسبه‌ی



شکل ۷. شاخص نامنظمی قاب‌ها: الف-شاخص نامنظمی افقی ب-شاخص نامنظمی قائم

Fig. 7. Irregularity indices of the considered frames a-horizontal index b-vertical index

همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده است، در مورد شاخص نامنظمی افقی، نوسان بین مقادیر این شاخص برای انواع نامنظمی کاملاً مشهود است. برای انواع نامنظمی قاب‌های ۹ و ۱۲ طبقه، شاخص نامنظمی قائم چندان نوسان ندارد در حالی که برای قاب‌های ۳ و ۶ طبقه این نوسان آشکار است. در این بخش، به استخراج روابطی تقریبی جهت تخمین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط پرداخته می‌شود. بدین منظور از روش ANOVA یا تحلیل واریانس استفاده می‌شود. در تحلیل واریانس، با توجه به پراکندگی داده‌ها، به تجزیه واریانس بین گروه‌های مختلف پرداخته می‌شود، لذا اساس این روش، تفکیک واریانس یا پراکندگی داده‌ها به چند جزء است. در مدل‌های رگرسیونی با تجزیه واریانس کل به واریانس مدل و واریانس خطا، تشخیص مناسب بودن مدل، قابل ارزیابی است. اساس کار در تحلیل واریانس، تجزیه واریانس متغیر وابسته به دو بخش است، بخشی از تغییرات یا پراکندگی که توسط مدل رگرسیونی قابل نمایش است و بخشی که توسط جمله خطا تعیین می‌شود. اگر مجموع مربعات کل را SST، مجموع مربعات خطا را SSE و مجموع مربعات تفاضل مقادیرهای برآورد شده از واقعی (پراکندگی داده‌ها مدل) را SSR بنامیم، می‌توان رابطه (۱۶) را نوشت:

ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط نامنظم در ارتفاع پرداخته شد. بدین منظور نیاز به شاخصی بود که بتواند نوع نامنظمی و میزان آن را به صورت کمی بیان کند، لذا از رابطه پیشنهاد شده توسط کارواسیس و همکاران [۴۸] استفاده گردید. در این رابطه، نامنظمی سازه با دو اندیس S و b مطابق روابط ۱۴ و ۱۵ بیان می‌شود.

$$S = \frac{1}{(n_s - 1)} \sum_{(i=1)}^{(i=n_s-1)} \frac{l_i}{l_i + 1} \quad (14)$$

$$b = \frac{1}{(n_b - 1)} \sum_{(i=1)}^{(i=n_b-1)} \frac{H_i}{H_i + 1} \quad (15)$$

اندیس S نشانگر میزان نامنظمی سازه در راستای قائم و اندیس b نشانگر نامنظمی سازه در راستای افقی است. تعداد طبقات سازه و n_b تعداد دهانه‌های سازه است. H_i ارتفاع سقف طبقه مورد نظر و L_i طول دهانه سقف مورد نظر را نشان می‌دهد. مقادیر محاسبه شده‌ی این شاخص، برای قاب‌های در نظر گرفته شده، در شکل ۷ ارائه شده است.

تقریبی ارائه شده، نسبت به ضریب رفتارهای محاسبه شده‌ی قاب‌ها، با یکدیگر مقایسه شده‌اند. لازم به ذکر است که روابط ارائه شده در تحقیق حاضر، بر اساس قاب‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه و مشخصات ارائه شده در بخش ۴ برای قاب‌ها و میانقاب‌ها، استخراج شده‌اند، که این مفروضات، از محدودیت‌های این روابط می‌باشند.

شکل ۸ نشان می‌دهد که روابط تقریبی داده شده، عملکرد مطلوبی در تخمین مقادیر ضریب رفتار قاب‌های نامنظم در ارتفاع دارند. حداکثر خطا در محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌ها با استفاده از رابطه‌ی ۷، ۱۵ درصد و برای رابطه‌ی ۸، ۲۰ درصد است. میانگین خطای روابط ۷ و ۸ به ترتیب ۵/۸ و ۶/۹ درصد می‌باشد. در ادامه به منظور ارزیابی دقت روابط ارائه شده، سه قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط، بر اساس مشخصات ارائه شده در بخش ۴، مدل‌سازی شدند (شکل ۹) و پس از استخراج منحنی ظرفیت، ضریب رفتار آن‌ها یک بار به صورت تحلیلی و بار دیگر با استفاده از روابط تقریبی ارائه شده در این تحقیق محاسبه گردید که نتایج در جدول ۴ ارائه شده است.

مقایسه‌ی مقادیر ارائه شده در جدول ۳ نشان می‌دهد که روابط تقریبی ارائه شده (روابط ۷ و ۸)، عملکرد مطلوبی در پیش‌بینی مقادیر ضریب رفتار برای قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط نامنظم ارائه می‌کنند.

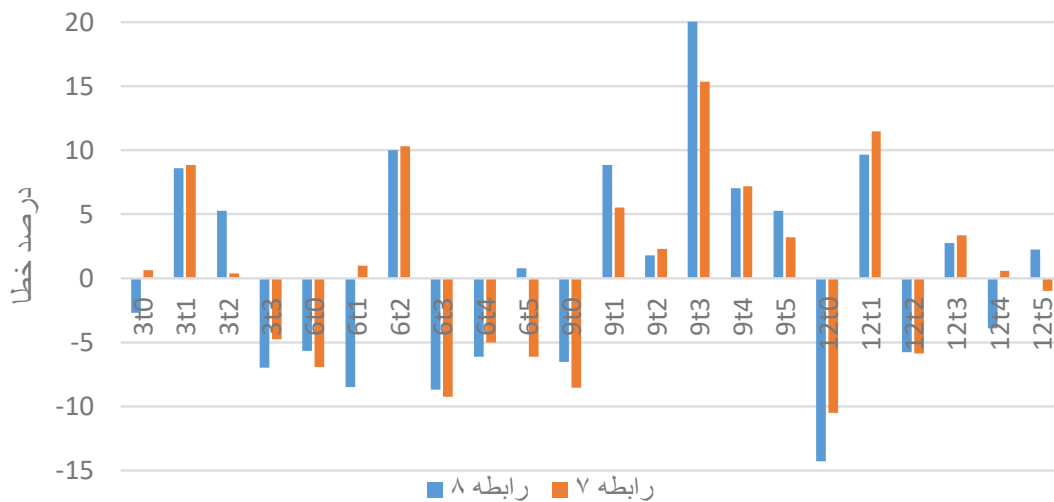
$$SST = SSR + SSE \quad (16)$$

در صورتی که مدل رگرسیون مناسب باشد، انتظار می‌رود سهم SSR از SST زیاد باشد، به طوری که بیشتر تغییرات متغیر وابسته توسط مدل رگرسیون توصیف شود [۴۹]. در ادامه پس از تحلیل نتایج با استفاده از روش ANOVA یا تحلیل واریانس، روابط ۱۷ و ۱۸ جهت تخمین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط با/بدون در نظر گرفتن اثر میانقاب ارائه شده است.

$$R_f = 7.13 - 0.00104H - 1.7176S - 0.30239b \quad (17)$$

$$R = 5.25 + 0.0029H - 0.91S - 0.244b \quad (18)$$

که در آن R_f و R ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط نامنظم، با در نظر گرفتن اثر میانقاب و با صرف‌نظر از اثر میانقاب می‌باشند. در شکل ۸، درصد خطای مقادیر ضریب رفتار حاصل از روابط



شکل ۸. درصد خطای مقادیر ضریب رفتار حاصل از روابط ۷ و ۸، نسبت به مقادیر ضریب رفتار تحلیلی قاب‌ها

Fig.8. The error percentage of the approximate behaviour factors (derived from the Eq.7-8) related to analytical behaviour factors



شکل ۹. هندسه ی قاب های مدل سازی شده

Fig. 9. Configuration of the assumed frames

جدول ۴. مقایسه ی مقادیر ضریب رفتار تحلیلی و تقریبی (مستخرج از روابط ارائه شده در این تحقیق)

Table 4. The comparison of analytical behavior factors and approximate behavior factors (derived from the developed relations of this study)

قاب	با در نظر گرفتن اثر میانقاب			بدون در نظر گرفتن اثر میانقاب		
	ضریب رفتار تحلیلی	ضریب رفتار رابطه (۷)	درصد خطا	ضریب رفتار تحلیلی	ضریب رفتار رابطه (۸)	درصد خطا
4S	۴	۴/۲۲	۵/۵	۳/۶	۳/۶۸	۲/۲۲
8S	۴/۴	۴/۶۷	۶/۲	۳/۶۵	۳/۷۸	۳/۶
10S	۴/۷۸	۴/۹۵	۳/۵	۴/۱۴	۳/۹	۵/۸

۷- نتیجه گیری

می‌باشد. در مورد قاب‌های منظم در نظر گرفته شده نیز، این افزایش بین ۱۸ تا ۲۵ درصد می‌باشد.

- مقایسه ضریب رفتار قاب‌های منظم و نامنظم نشان می‌دهد که نوع نامنظمی کاملاً بر مقادیر ضریب رفتار قاب‌های خمشی تاثیرگذار است. برای قاب‌های نامنظم در ارتفاع که میانقاب به عنوان عضو سازه‌ای در نظر گرفته شده است، ضریب رفتار قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه به شکل محسوسی کمتر از قاب‌های منظم استخراج گردید. برای قاب‌های سه طبقه نامنظم، مقادیر ضریب رفتار بین ۱۴ تا ۳۲ درصد کمتر از حالت منظم محاسبه گردید. برای قاب‌های شش، نه و دوازده طبقه، درصد کاهش نسبت به حالت منظم، به ترتیب بین ۱۴ تا ۲۵، ۱۶ تا ۲۷ و ۱۴ تا ۲۵ درصد می‌باشد. برای قاب‌های نامنظم در ارتفاع که میانقاب به عنوان عضو سازه‌ای مدل سازی نشده است، ضریب رفتار قاب‌های نامنظم سه و شش طبقه، به ترتیب بین ۱۵ تا ۱۹ و ۸ تا ۲۱ درصد و برای قاب‌های نه و دوازده طبقه بین ۱۵ تا ۲۶ درصد کمتر از حالت منظم محاسبه گردید.

در این تحقیق به محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح نامنظم در ارتفاع با در نظر گرفتن اثر میانقاب بنایی پرداخته شد. بدین منظور ۲۲ قاب خمشی بتن مسلح با طبقات و انواع نامنظمی در نظر گرفته شد و منحنی ظرفیت آن‌ها، با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی و تحت اثر ۱۴ رکورد زلزله متناسب با ساختمان، محاسبه شد و در ادامه ضریب رفتار قاب‌ها استخراج گردید. موارد زیر از مهم‌ترین نتایج این تحقیق است که بر اساس مطالعه قاب‌های ذکر شده، استخراج گردید:

- در نظر گرفتن میانقاب به عنوان عضو سازه‌ای سبب بهبود عملکرد قاب‌های خمشی بتن مسلح در تحمل بار-جانبی گردید و سختی سکانت و مقاومت قاب‌های دارای میانقاب بیش از قاب‌های بدون میانقاب است.
- در نظر گرفتن اثر میانقاب، سبب افزایش مقادیر ضریب رفتار قاب‌ها می‌گردد. برای قاب‌های نامنظم سه طبقه، این افزایش بین ۳ و ۲۵ درصد، برای قاب‌های شش طبقه بین ۱۳ و ۲۵ درصد، برای قاب‌های نه طبقه بین ۱۴ و ۲۶ و برای قاب‌های دوازده طبقه بین ۱۵ و ۲۵ درصد

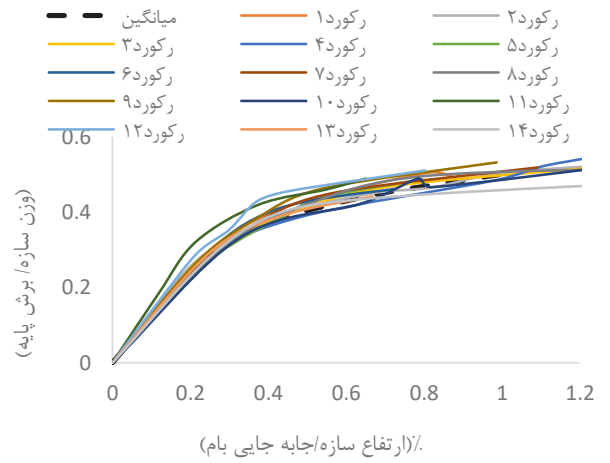
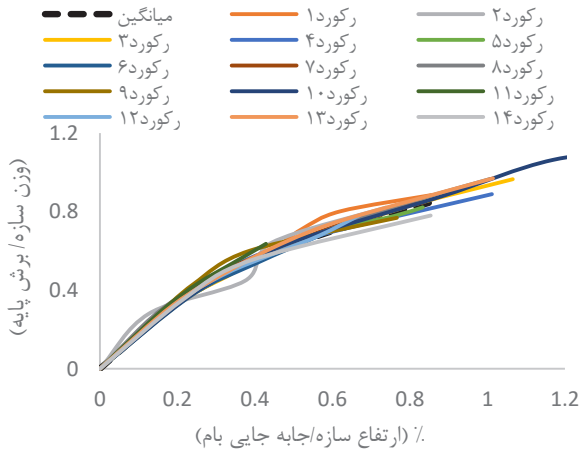
- Construction and Building Materials, 189 (2018) 144-156.
- [6] Q. Peng, X. Zhou, C. Yang, Influence of connection and constructional details on masonry-infilled RC frames under cyclic loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 108 (2018) 96-110.
- [7] A.D. Dautaj, Q. Kadiri, N. Kabashi, Experimental study on the contribution of masonry infill in the behavior of RC frame under seismic loading, *Engineering Structures*, 165 (2018) 27-37.
- [8] R. Allouzi, A. Irfanoglu, Development of new nonlinear dynamic response model of reinforced concrete frames with infill walls, *Advances in Structural Engineering*, 21(14) (2018) 2154-2168.
- [9] Z. Andrei, Influence of openings on the behaviour of masonry infill frames, In Proc., 2nd International Conference on Advances in Engineering Services and Applied Mathematics, (2014) 91-96.
- [10] C.B. de Carvalho Bello, G. Boscato, E. Meroi, A. Cecchi, Non-linear continuous model for three leaf masonry walls, *Construction and Building Materials*, 244 (2020) 118356.
- [11] H. Elwardany, A. Seleemah, R. Jankowski, Seismic pounding behavior of multi-story buildings in series considering the effect of infill panels, *Engineering Structures*, 144 (2017) 139-150.
- [12] M.L. Moretti, Seismic design of masonry and reinforced concrete infilled frames: a comprehensive overview, *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8(4) (2015) 748.
- [13] A. Rooshenas, Comparing pushover methods for irregular high-rise structures, partially infilled with masonry panels, in: *Structures*, Elsevier, 2020, pp. 337-353.
- [14] S. Shan, S. Li, M.M. Kose, H. Sezen, S. Wang, Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames, *Engineering Structures*, 197 (2019) 109377.
- [15] T. Alam, K.M. Amanat, Seismic response of randomly
- مقایسه ضریب رفتار قاب‌های منظم دارای میانقاب با مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ نشان داد که برای قاب‌های منظم، ضریب رفتارهای محاسبه شده‌ی قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه به ترتیب ۲، ۱۰، ۱۲ و ۱۶ درصد بیش از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشند. اما برای قاب‌های منظم بدون میانقاب، ضریب رفتارهای محاسبه شده‌ی قاب‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه به ترتیب ۱۶، ۱۲، ۱۱ و ۲ درصد کمتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشند.
 - مقایسه ضریب رفتار قاب‌های نامنظم با مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ نشان داد که برای قاب‌های نامنظم، ضریب رفتار پیشنهادی آیین‌نامه تامین نگردید. برای قاب‌های دارای میانقاب سه، شش، نه و دوازده طبقه، ضریب رفتارهای محاسبه شده نسبت به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه، به ترتیب بین ۱۳ تا ۳۱، ۶ تا ۱۸، ۸ تا ۱۸ و ۰ تا ۱۲ درصد کمتر می‌باشند. برای قاب‌های بدون میانقاب، این مقادیر به ترتیب، بین ۳۰ تا ۳۳، ۲۰ تا ۳۱، ۲۴ تا ۳۵ و ۱۷ تا ۲۷ درصد کمتر می‌باشند.
 - روابط پیشنهادی تحقیق، عملکرد نسبتاً مطلوبی در محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط نامنظم در ارتفاع دارند.

منابع

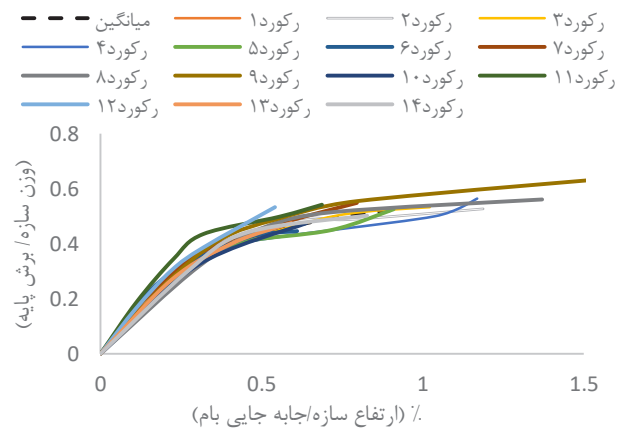
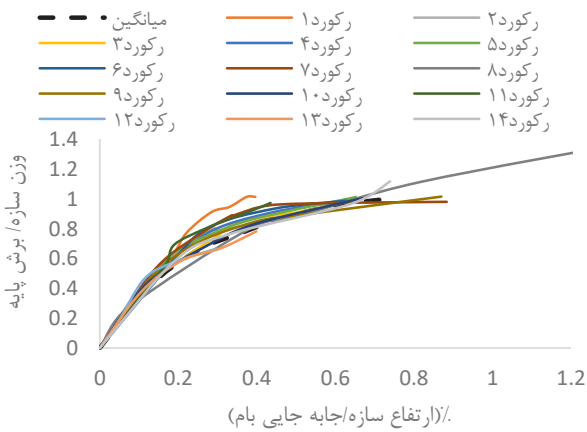
- [1] T. Paulay, M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, (1992).
- [2] S. Polyakov, „Masonry in Framed Buildings; An Investigations into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling”, Moscow (In English translation), Forditotta Cairns GL 1963-ban, National Lending Library of Science and Technology, (1957).
- [3] E. Akin, E. Canbay, B. Binici, G. Özcebe, Testing and analysis of infilled reinforced concrete frames strengthened with CFRP reinforcement, *Journal of reinforced plastics and composites*, 30(19) (2011) 1605-1620.
- [4] M.M. Kose, Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls, *Engineering Structures*, 31(1) (2009) 93-102.
- [5] A. Brodsky, O. Rabinovitch, D.Z. Yankelevsky, Effect of masonry joints on the behavior of infilled frames,

- development of a strut model enhanced by finite element models, *Earthquake Spectra*, 32(2) (2016) 795-818.
- [26] B.S. Smith, Lateral stiffness of infilled frames, *Journal of the Structural Division*, 88(6) (1962) 183-199.
- [27] H. Wu, L. Sui, J. Wang, T. Zhou, Cycle performance tests and numerical modeling of infilled CFS shear walls, *Journal of Constructional Steel Research*, 168 (2020) 106010.
- [28] A. Habibi, K. Asadi, Seismic performance of RC frames irregular in elevation designed based on Iranian seismic code, (2013).
- [29] A. Habibi, K. Asadi, Seismic performance of reinforced concrete moment resisting frames with setback based on Iranian seismic code, *International Journal of Civil Engineering*, 12(1) (2014) 41-54.
- [30] A. Habibi, K. Asadi, Development of drift-based damage index for reinforced concrete moment resisting frames with setback, *International Journal of Civil Engineering*, 15(4) (2017) 487-498.
- [31] G. Magliulo, R. Ramasco, R. Realfonzo, Seismic behaviour of irregular in elevation plane frames, in: *Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering*, 2002.
- [32] P. Sarkar, A.M. Prasad, D. Menon, Vertical geometric irregularity in stepped building frames, *Engineering Structures*, 32(8) (2010) 2175-2182.
- [33] G. Aranda, Ductility demands for R/C frames irregular in elevation, in: *Proceedings of the eighth world conference on earthquake engineering*, San Francisco, USA, 1984, pp. 559-566.
- [34] A.R. Habibi and M. Ghasemfam, Evaluation of the behavior factor of vertically irregular moment resisting reinforced concrete frames designed according to standard 2800, 5th National Conference of Concrete, Iran, 2013, Tehran
- [35] BHRC, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 ,4th Edition, Building and Housing Research Center., (2015).
- infilled reinforced concrete frames with soft ground storey, *Australian Journal of Civil Engineering*, 18(2) (2020) 153-163.
- [16] P.G. Asteris, S. Antoniou, D.S. Sophianopoulos, C.Z. Chrysostomou, Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art, *Journal of Structural Engineering*, 137(12) (2011) 1508-1517.
- [17] M. Buitrago, E. Bertolesi, J. Sagasetta, P.A. Calderón, J.M. Adam, Robustness of RC building structures with infill masonry walls: Tests on a purpose-built structure, *Engineering Structures*, 226 (2021) 111384.
- [18] F.J. Crisafulli, A.J. Carr, Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures, *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 40(2) (2007) 69-77.
- [19] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, Calibration of a simplified macro-model for infilled frames with openings, *Advances in Structural Engineering*, 21(2) (2018) 157-170.
- [20] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, H. Varum, Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(4) (2016) 507-524.
- [21] M. Holmes, Steel frames with brickwork and concrete infilling, *proceedings of the Institution of civil Engineers*, 19(4) (1961) 473-478.
- [22] A. Jalaeefer, A. Zargar, Effect of infill walls on behavior of reinforced concrete special moment frames under seismic sequences, in: *Structures*, Elsevier, 2020, pp. 766-773.
- [23] A. Noorifard, M.R. Tabeshpour, F.M. Saradj, New approximate method to identify soft story caused by infill walls, in: *Structures*, Elsevier, 2020, pp. 922-939.
- [24] A. Saneinejad, B. Hobbs, Inelastic design of infilled frames, *Journal of Structural Engineering*, 121(4) (1995) 634-650.
- [25] S. Sattar, A.B. Liel, Seismic performance of nonductile reinforced concrete frames with masonry infill walls—I:

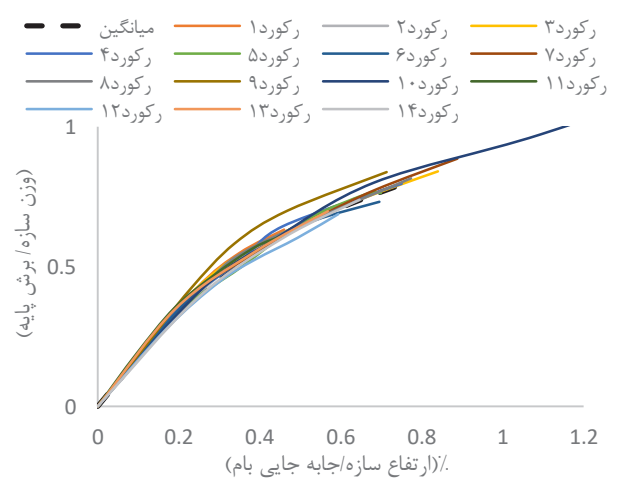
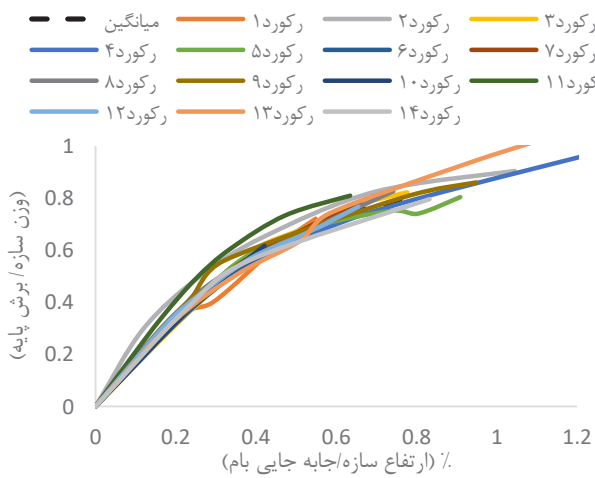
- [43] T. C. Liauw and K. H. Kwan. Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 75, no. 4 (1983): 707-723.
- [44] T. C. Liauw and K. H. Kwan. PLASTIC THEORY OF NON INTEGRAL INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 75, no. 3 (1983): 379-396.
- [45] C. Z. Chrysostomou and P. G. Asteris. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering structures* 41 (2012): 385-402.
- [46] A. Moradi, Evaluation of the behavior factor of vertically irregular moment resisting reinforced concrete frames considering the influence of infill panels. Kermanshah ACECR Institute of Higher Education, Kermanshah, Iran (in Persian), (2020).
- [47] N. Shome, Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, Stanford University, 1999.
- [48] T.L. Karavasilis, N. Bazeos, D. Beskos, Seismic response of plane steel MRF with setbacks: Estimation of inelastic deformation demands, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6) (2008) 644-654.
- [49] RA Fisher. Statistical methods for research workers. In *Breakthroughs in statistics 1992* (pp. 66-70). Springer, New York, NY.
- [36] A. Reinhorn, H. Roh, M. Sivaselvan, S. Kunnath, R. Valles, A. Madan, C. Li, R. Lobo, Y. Park, IDARC2D Version 7.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures (MCEER-09-0006), in, Multidisciplinary center for earthquake engineering research (MCEER ..., 2009.
- [37] V.P. F. Mazzolani, Theory and design of seismic resistant steel frames. CRC Press., (1996).
- [38] C.-M. Uang, Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions, *Journal of structural Engineering*, 117(1) (1991) 19-28.
- [39] A.S. Whittaker, C.-M. Uang, V.V. Bertero, Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University ..., 1987.
- [40] UBC, Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA., (1994).
- [41] M. Izadpanah, A.R. Habibi, New spread plasticity model for reinforced concrete structural elements accounting for both gravity and lateral load effects, *Journal of Structural Engineering*, 144(5) (2018) 04018028.
- [42] J. Mander, B. Nair, Seismic resistance of brick-infilled steel frames with and without retrofit, *TMS journal*, (1994) 24-37.



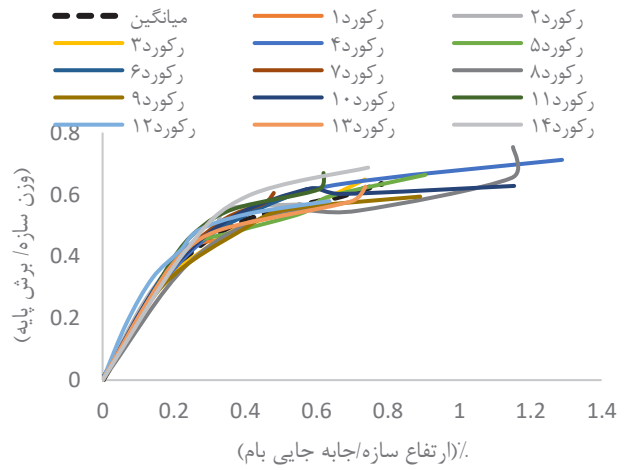
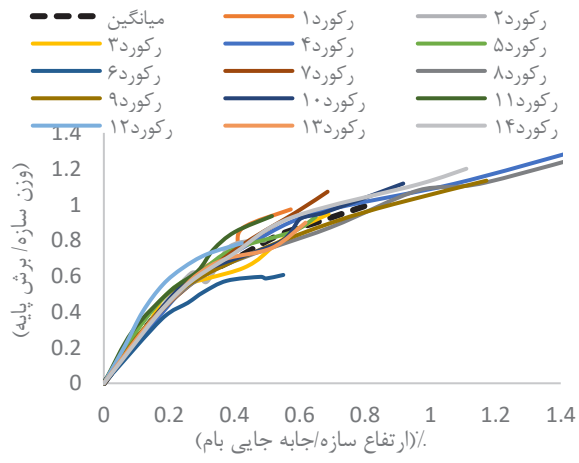
3T1



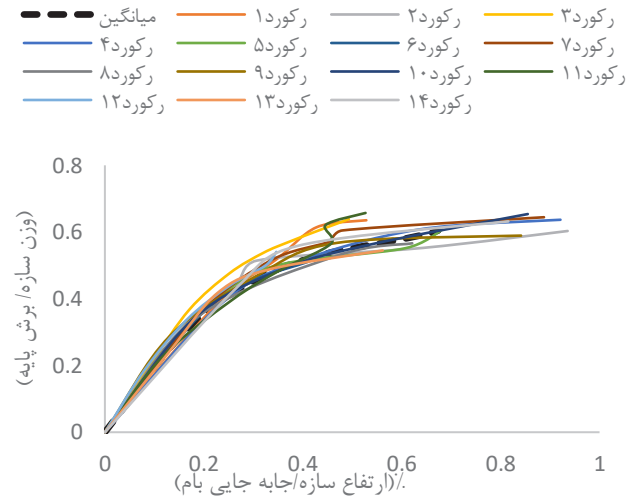
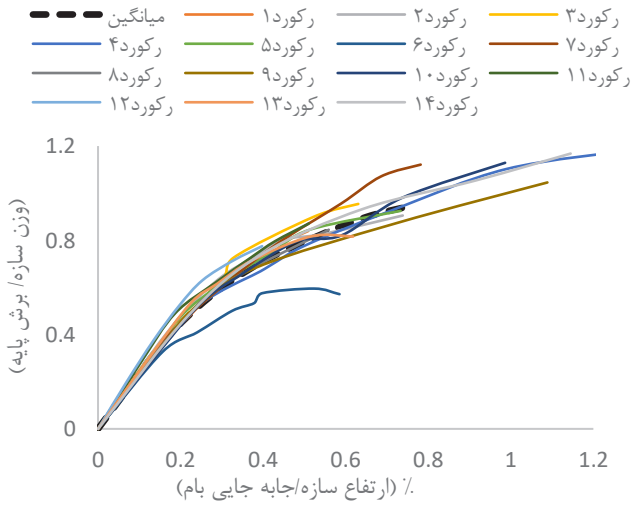
3T2



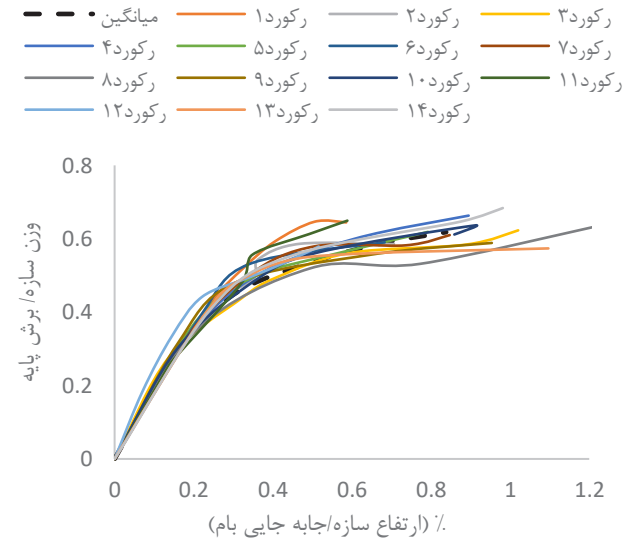
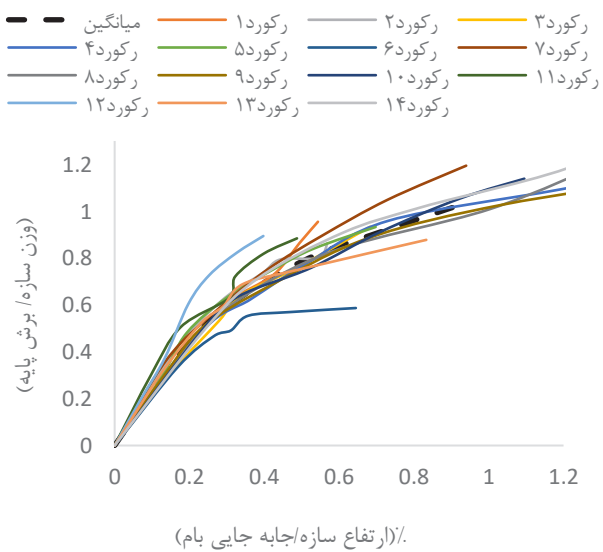
3T3



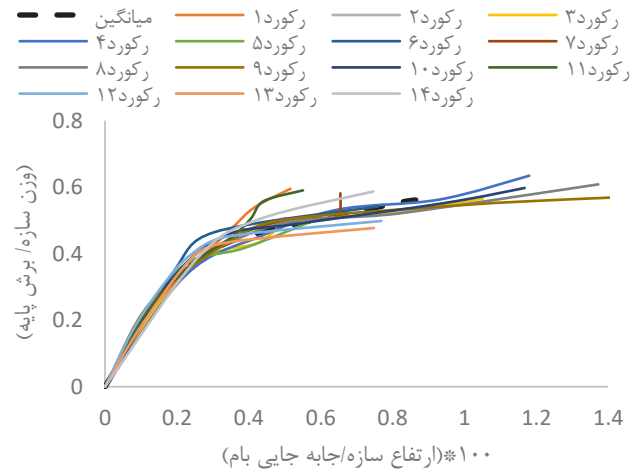
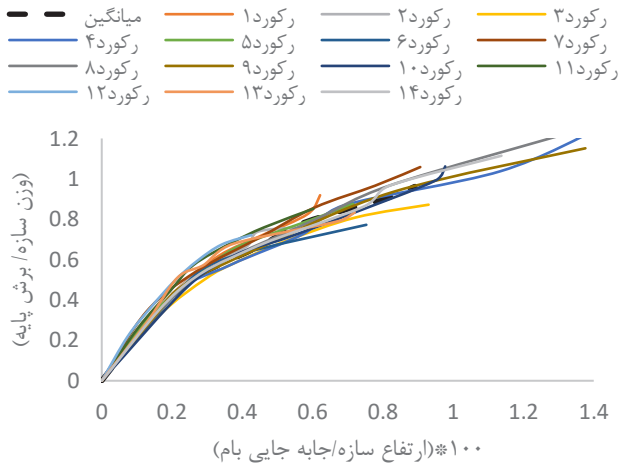
6T1



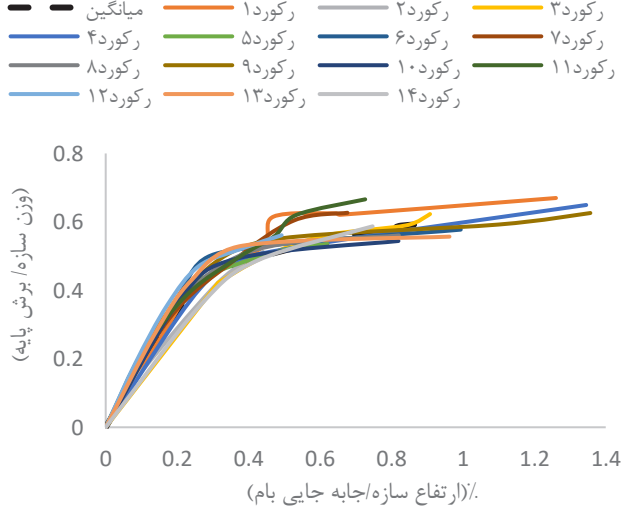
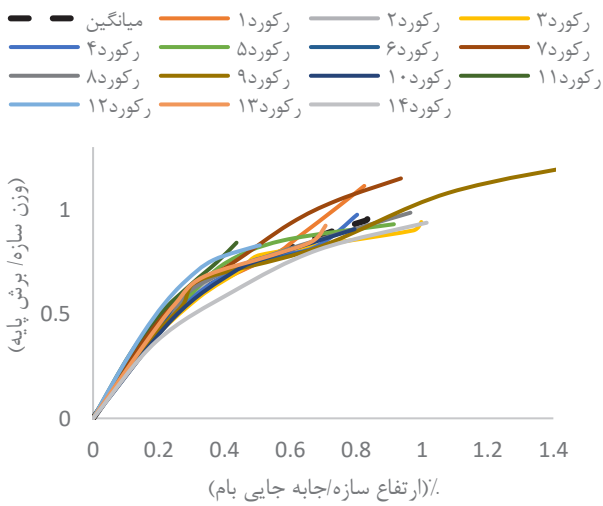
6T2



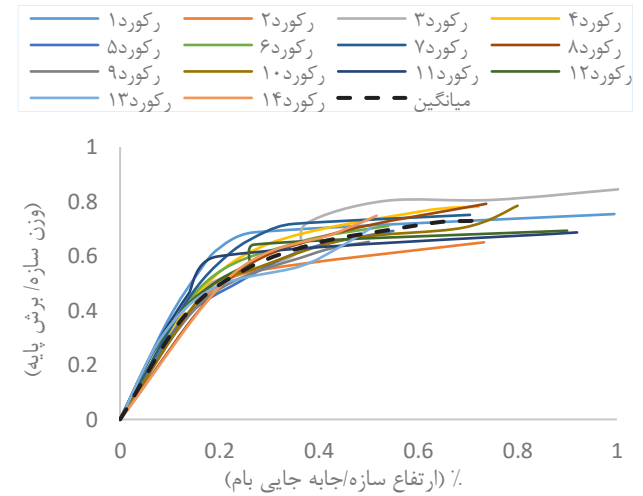
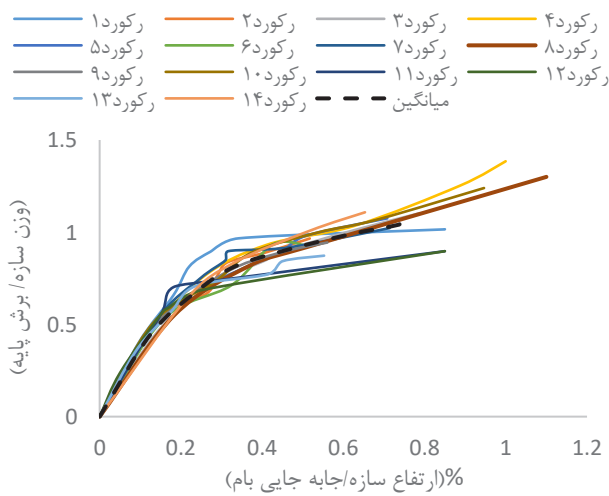
6T3



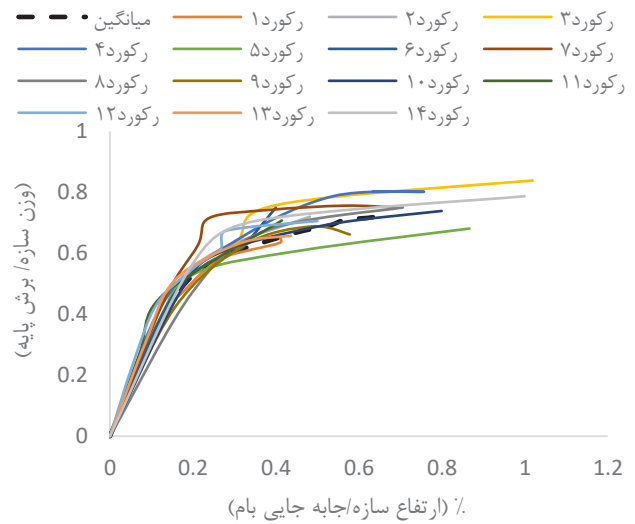
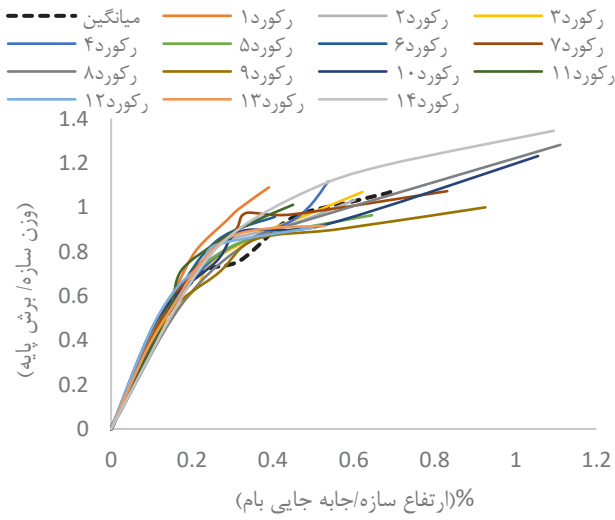
6T4



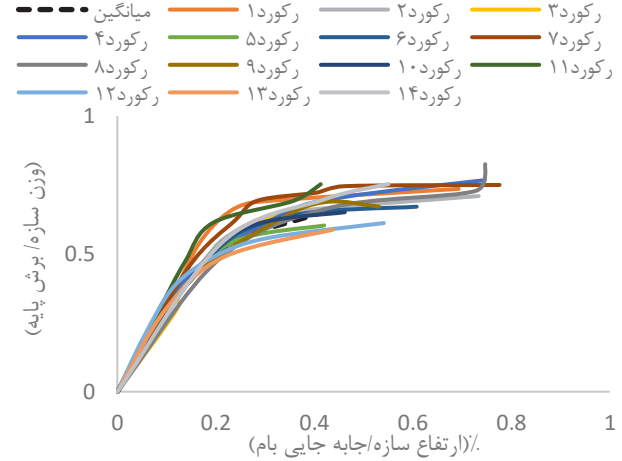
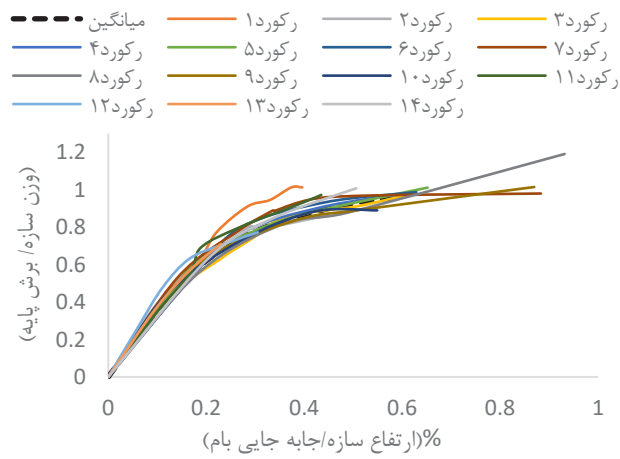
6T5



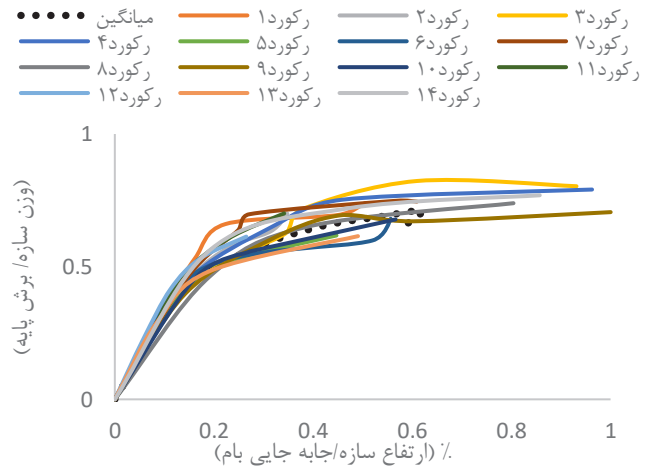
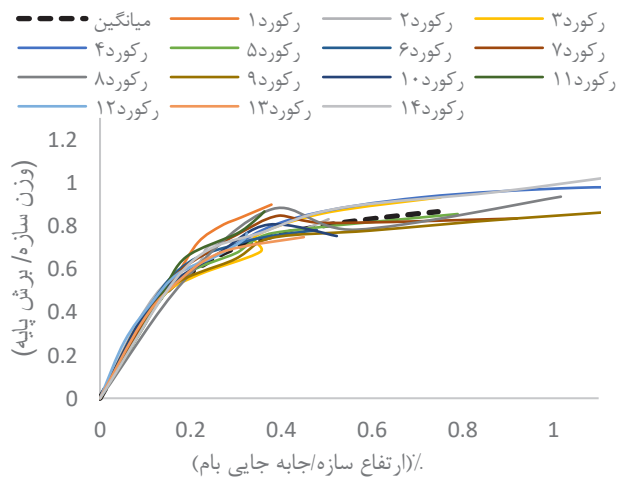
9T1



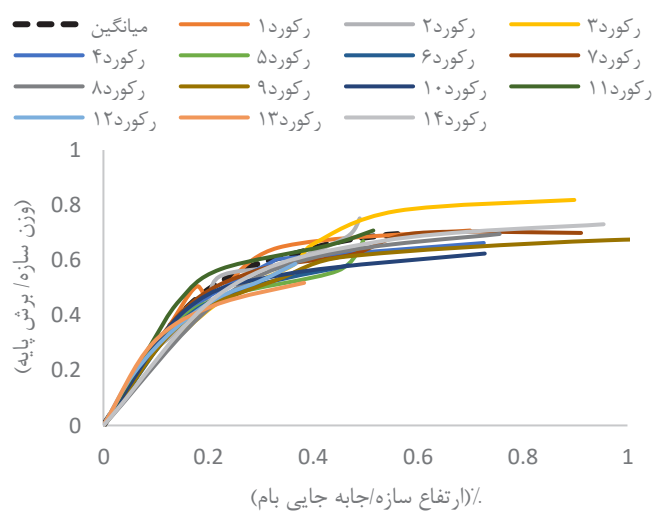
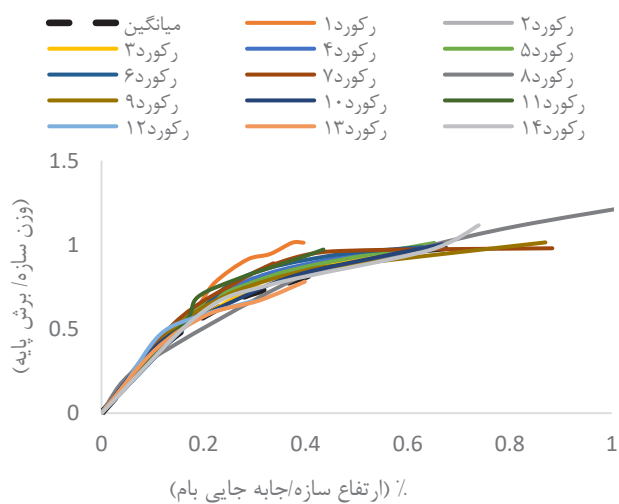
9T2



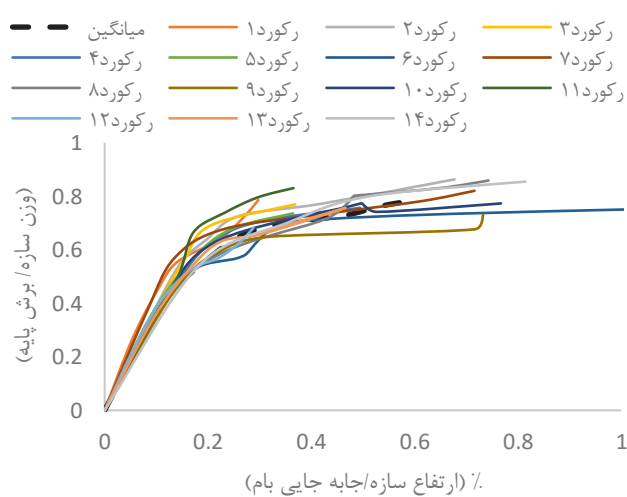
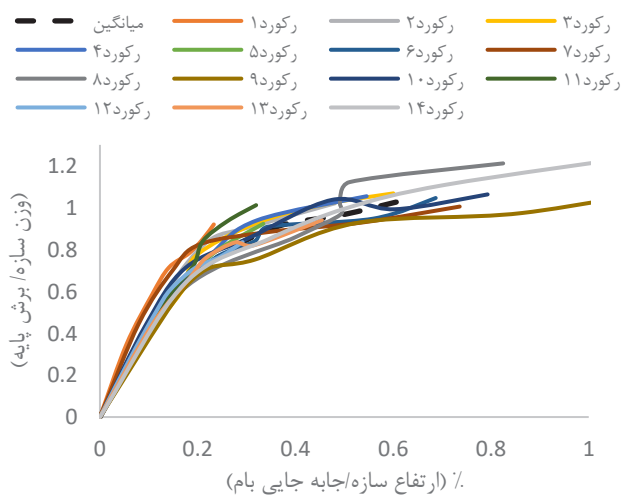
9T3



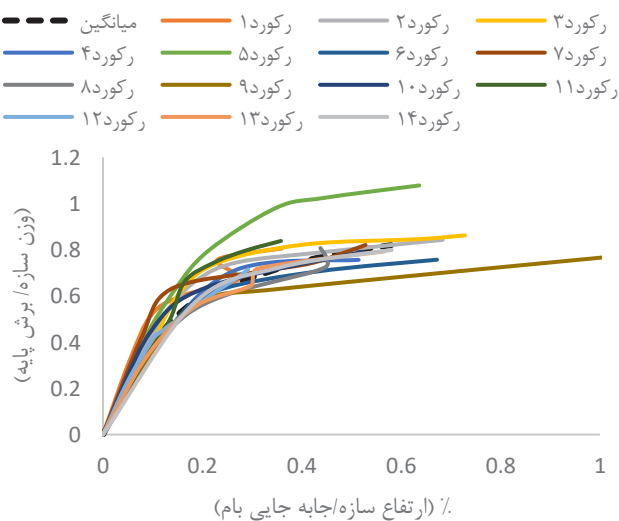
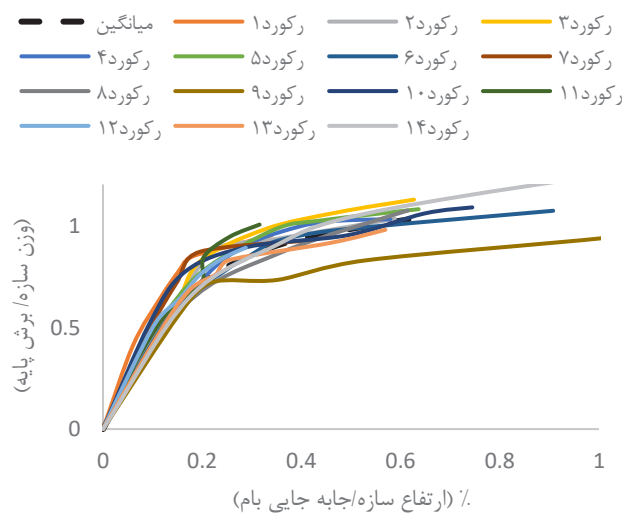
9T4



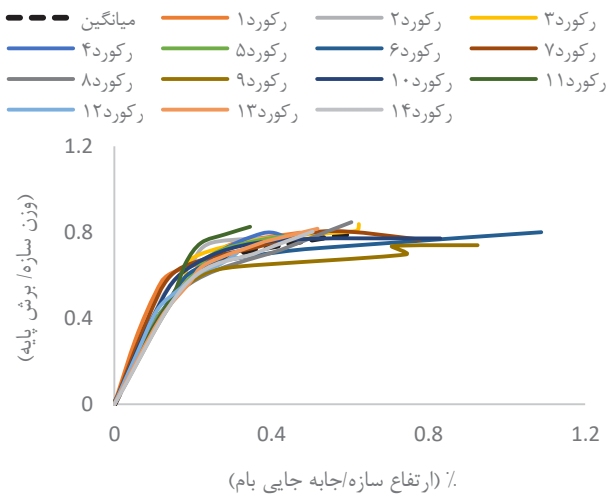
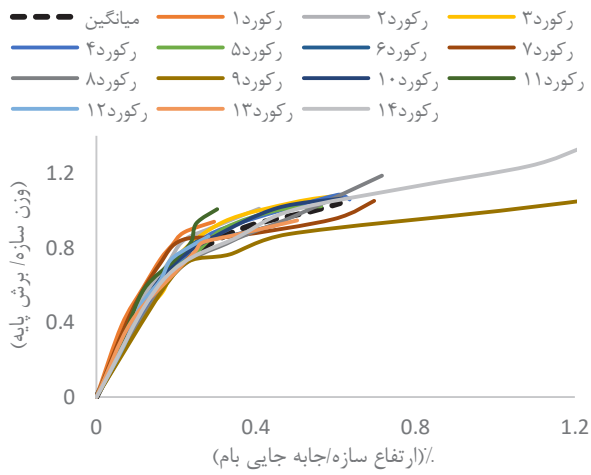
9T5



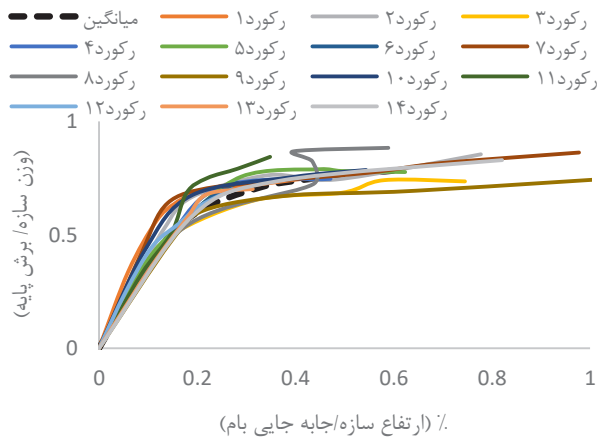
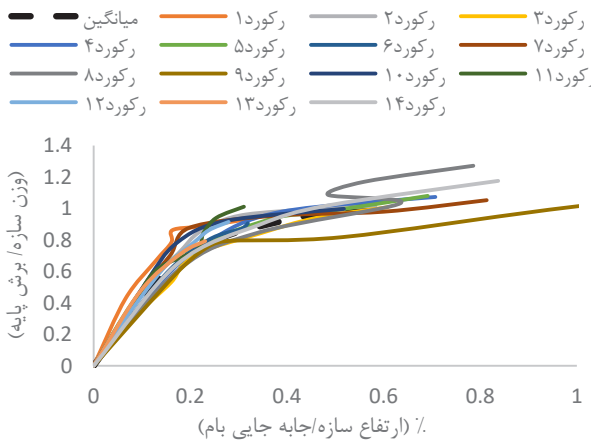
12T1



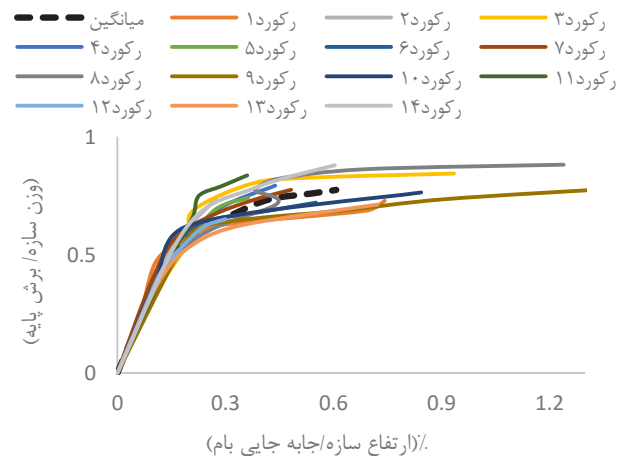
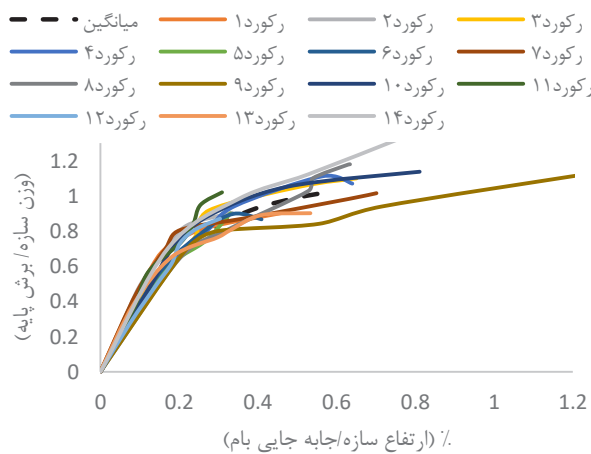
12T2



12T3



12T4



12T5

شکل ۱۰. منحنی ظرفیت قاب‌های در نظر گرفته شده در این تحقیق
 Figure 10. IDA capacity curves of the considered frames

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Moradi, M. Izadpanah, *Evaluation of the behavior factor of vertically irregular moment resisting reinforced concrete frames considering the influence of masonry infill walls*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(5) (2022) 2005-2030.

DOI: 10.22060/ceej.2021.20089.7340



