

عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در ساختمان‌های بتن‌آرمه نامنظم در معرض زلزله‌های متوالی

محمد فردکاکایی^۱، الهام رجبی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران، mohammadfardkakaee6@gmail.com

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران، rajabi@tafreshu.ac.ir

۳- استادیار، گروه پژوهشی تحلیل کمی و کیفی سیالات و محیط زیست، دانشگاه تفرش، تفرش، ایران، rajabi@tafreshu.ac.ir

*rajabi@tafreshu.ac.ir

چکیده

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه نامنظم مجهز به مهاربندهای کمانش‌تاب در برابر زلزله‌های متوالی مورد بررسی قرار گرفته است. پدیده‌ی توالی لرزه‌ای به وقوع چند زلزله‌ی پی‌درپی شامل پیش‌لرزه-لرزه اصلی و یا لرزه اصلی-پس‌لرزه در بازه‌ی زمانی کوتاه اشاره دارد که اثر تجمعی آن‌ها می‌تواند پاسخ سازه را به‌طور چشمگیری نسبت به یک زلزله‌ی منفرد تغییر دهد. در این راستا، سه مدل سازه‌ی سه، شش و نه طبقه براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی و پس از صحت‌سنجی تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در محیط OpenSees قرار گرفتند. مقایسه‌ی پاسخ قاب‌ها تحت تحریک‌های لرزه‌ای منفرد و متوالی نشان داد که استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب موجب بهبود توزیع نیروی جانبی، افزایش شکل‌پذیری در طبقات فوقانی (به‌طور متوسط حدود ۳۲٪) و کاهش ابعاد مقاطع تیر و ستون می‌شود. همچنین در قاب‌های دارای تعداد کمتر مهاربند، جابه‌جایی پسماند و کرنش‌های غیرالاستیک به‌طور متوسط حدود ۴۷٪ افزایش یافته و افزایش شاخص خسارت تا ۲ برابر مشاهده شده است. در مجموع، نتایج بیانگر آن است که مهاربندهای کمانش‌تاب با فراهم‌سازی ظرفیت بالای جذب انرژی و رفتار پایدار هیستریزیس، گزینه‌ای قابل اعتماد برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم بتن‌آرمه در برابر زلزله‌های متوالی هستند.

کلمات کلیدی

مهاربند کمانش‌تاب، سازه‌های بتن‌آرمه، پدیده توالی لرزه‌ای، نامنظمی، تحلیل دینامیکی غیرخطی

وقوع زمین‌لرزه‌های متوالی در بازه‌های زمانی کوتاه می‌تواند اثرات تجمعی قابل‌توجهی بر عملکرد سازه‌ها بر جای گذارد. در چنین شرایطی، لرزه‌ی نخست معمولاً دارای شدت متوسط تا زیاد بوده و لرزه‌های بعدی با شدتی در همان حدود تکرار می‌شوند. این موضوع منجر به افزایش خستگی مصالح، کاهش مقاومت مؤثر و اختلال در فرایند تخلیه‌ی ایمن ساکنان می‌گردد. از سوی دیگر، نامنظمی در پلان یا ارتفاع سازه، به‌ویژه در ساختمان‌های بتن‌آرمه، موجب تمرکز تنش و ایجاد پیچش‌های ناخواسته در هنگام زلزله می‌شود که عملکرد لرزه‌ای سازه را تضعیف می‌کند. در سال‌های اخیر، استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب (BRB) به عنوان یکی از کارآمدترین سیستم‌های اتلاف انرژی در سازه‌های جدید و موجود مورد توجه قرار گرفته است. این مهاربندها با رفتار متقارن در فشار و کشش و توانایی بالای جذب انرژی، امکان بهبود چشمگیر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های نامنظم را فراهم می‌کنند. هدف پژوهش حاضر، بررسی اثر وقوع زلزله‌های متوالی بر رفتار قاب‌های بتن‌آرمه نامنظم مجهز به BRB و تحلیل تغییرات پارامترهای کلیدی مانند شکل‌پذیری، جابه‌جایی پسماند و شاخص خسارت است. با توجه به مطالب فوق و اهمیت نامنظمی در سازه‌های بتن‌آرمه تحت پدیده توالی لرزه‌ای، مطالعات زیادی پیرامون این موضوع و پاسخ سازه‌ها صورت گرفته است. برای نمونه، پس از بررسی عملکرد لرزه‌ای دو نوع ساختمان بتن‌آرمه با نامنظمی پلکانی و کشیده تحت آخرین رکوردهای شتابنگاشت یوگیاکتا، اندونزی در سال ۲۰۲۳، مشخص گردیده است که استفاده از BRB تغییر مکان طبقات فوقانی را بهبود می‌بخشد [۱]. در سال ۲۰۲۲، Ghamari و همکاران با تمرکز بر قاب‌های فولادی نشان دادند که اثرگذاری BRB‌ها به عوامل مختلفی مانند ترکیب لرزه‌ای، ارتفاع سازه و نوع نامنظمی بستگی دارد [۲]. در سال ۲۰۲۰، استفاده از BRB را برای تقویت قاب‌های موجود بررسی و اعلام شده است که نیروهای داخلی ستون‌ها بسته به تعداد و محل مهاربندها تا ۷۰ درصد کاهش می‌یابند [۳]. مطالعات اخیر نیز به تحلیل توزیع و آرایش BRB‌ها پرداخته‌اند. به عنوان نمونه در سال ۲۰۲۴ طی مطالعه‌ای آشکار گردیده است که توزیع بهینه مهاربندها در طبقات منجر به کاهش حداقل ۲۵ درصدی جابه‌جایی‌های نسبی غیرالاستیک می‌شود [۴]. تأثیر اندرکنش خاک و سازه (SSI) در قاب‌های فولادی مجهز به BRB بررسی شده است [۵]. همچنین، ارزیابی بر جابه‌جایی پسماند، شاخص آسیب و انرژی مصرفی مهاربندها [۶-۷] در معرض زلزله‌های متوالی، اهمیت بررسی قاب‌های مجهز به BRB با لحاظ نمودن اثر پدیده توالی لرزه‌ای را برجسته می‌کند. تحقیقات مرتبط با اتصال مهاربندها نشان می‌دهد که روش‌های مستقیم و غیرمستقیم انتقال نیرو، ظرفیت و قابلیت استفاده از BRB‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهند [۸-۱۲]. علاوه بر این، طراحی بهینه سیستم‌های اتلاف انرژی با توزیع نامنظم BRB‌ها می‌تواند ضمن ایجاد نامنظمی، عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها و منحنی‌های کرنش مهاربندها را بهبود دهد [۱۳-۱۶]. با توجه به شواهد موجود در خصوص خسارت‌زایی چشمگیر لرزه‌های متوالی که هنوز از دیدگاه آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای معتبر پوشیده مانده است و اهمیت پدیده نامنظمی که به شدت بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تأثیرگذار می‌باشد، مطالعه حاضر به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه نامنظم مجهز به BRB تحت زلزله‌های متوالی می‌پردازد. تمرکز این مطالعه بر جابه‌جایی بین‌طبقه‌ای، جابه‌جایی باقی‌مانده و رفتار کلی سازه است.

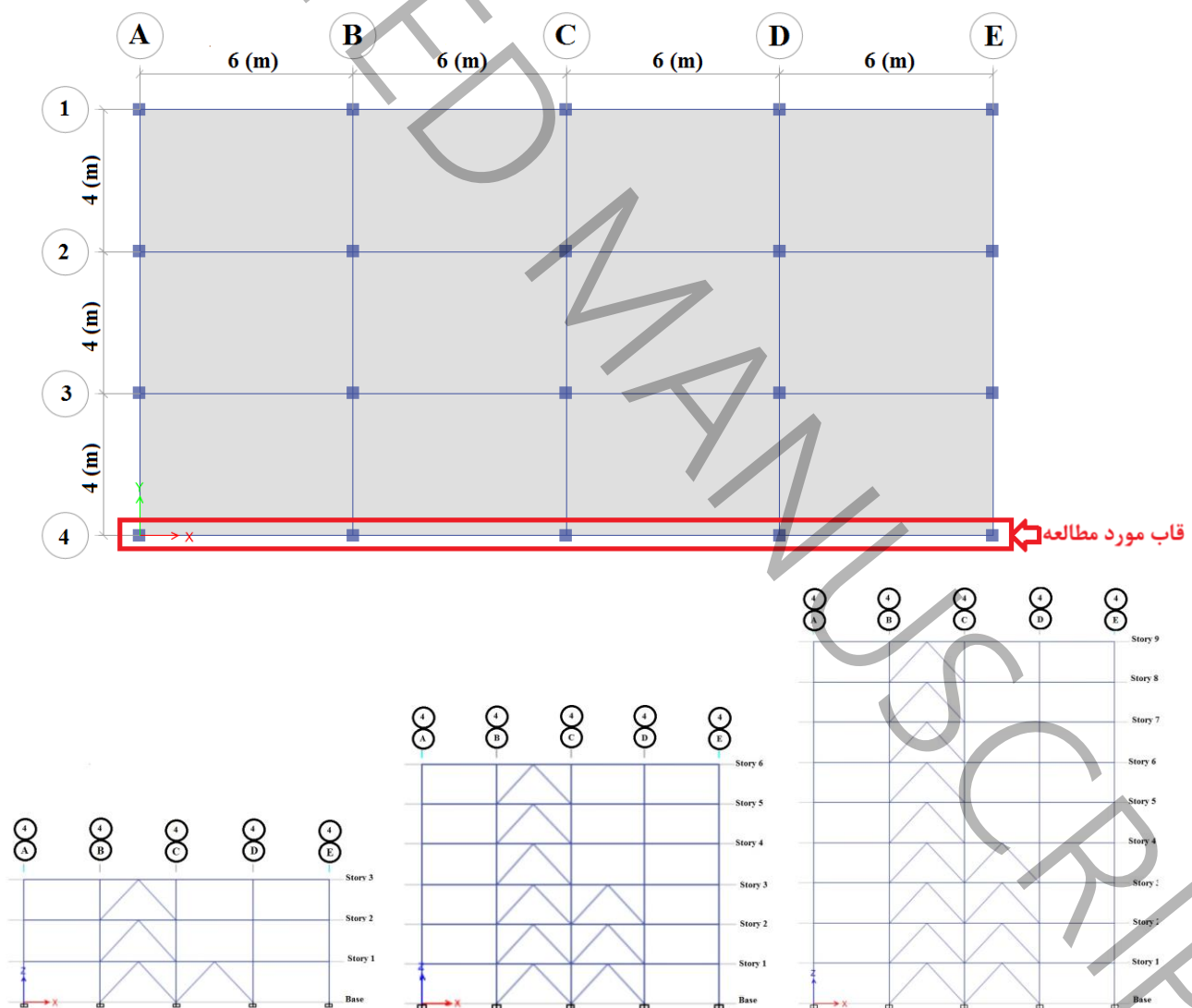
۲- روش تحقیق

در این مطالعه به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کمانش‌تاب در ساختمان‌های بتن‌آرمه نامنظم در معرض زلزله‌های متوالی، سه سازه بتنی براساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) در نرم‌افزار ایتبس طراحی و با ضوابط مبحث نهم (ویرایش ۱۳۹۹) و دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۴۰۱) کنترل شده است. در ادامه یک قاب حاوی آرایش نامنظمی از مهاربندهای کمانش‌تاب انتخاب و در نرم‌افزار Opensees پیاده‌سازی شد. روند فوق در ادامه به تفصیل شرح داده شده است.

۲-۱- طراحی و پیاده‌سازی مدل‌های مورد مطالعه

در مطالعه پیش‌رو ۳ سازه بتن مسلح نامنظم مجهز به مهاربند کمانش‌تاب با تعداد طبقات رایج در کشور ایران با پلان و نمای نمایش داده شده در شکل (۱) طراحی شده‌اند. در این راستا نوع کاربری تجاری و اداری، محل ساختگاه شهر تهران با سطح لرزه‌خیزی بسیار زیاد انتخاب شده است. زمان تناوب مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۰/۳۳۶، ۰/۵۶ و ۰/۸۴۳ ثانیه می‌باشد. بارهای وارده به سازه

شامل موارد زیر است: (۱) بار مرده تمام طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۲) بار زنده طبقات به جز طبقه بام ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۳) بار تیغه‌بندی طبقات به جز طبقه بام ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۴) بار زنده طبقه بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع، (۵) بار برف طبقه بام ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و (۶) بار اصلاح وزن لرزه‌ای طبقه بام ۳۴۴ کیلوگرم بر مترمربع. مشخصات مصالح مصرفی برای فولاد هسته مهاربند کمانش‌تاب فولاد S235، آرماتور در قاب‌های بتن مسلح S340 و S400 و همچنین بتن مصرفی از رده C25 می‌باشد که ویژگی‌های آن‌ها در جدول (۱) بیان شده است. پس از انجام تحلیل استاتیکی معادل و کنترل ضوابط آیین‌نامه‌های مذکور، مقاطع مورد استفاده طبق جدول (۲) استخراج شده است. به منظور پیاده‌سازی مدل‌های مورد مطالعه در اپنسیس، از المان‌های Force-Based Beam-Column جهت تیر و ستون و از Truss Element برای مهاربندهای BRB استفاده شد. رفتار غیرخطی مصالح بتن با مدل Concrete01 (با مقاومت کششی صفر) و رفتار فولاد تسلیم‌شونده مهاربند و میلگردهای بتن مسلح با المان Steel02 بر پایه ی فرمول‌بندی Menegotto-Pinto و Isotropic Strain Hardening تعریف شد. شرایط مرزی قاب‌ها گیردار و اتصالات مهاربندها مفصلی فرض شده است. همچنین جرم‌ها در المان‌های طبقات توزیع شده است.



شکل (۱) پلان و نمای سازه‌های مورد مطالعه
Fig 1. Plan and schematic view of the studied models

جدول (۱) ویژگی‌های مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی

Table 1. Material properties in modeling

واحد	مقدار	ویژگی	مصالح
MPa	۲۳۵۰۰	مدول الاستیسیته	بتن
	۲۵	مقاومت فشاری	
	۲۰۰۰۰	مدول الاستیسیته	آرماتور رده S ₃₄₀
	۳۴۰	تنش تسلیم	
	۵۰۰	تنش نهایی	آرماتور رده S ₄₀₀
	۲۰۰۰۰	مدول الاستیسیته	
	۴۰۰	تنش تسلیم	
	۶۰۰	تنش نهایی	فولاد S ₂₃₅
	۲۳۵	تنش تسلیم	
	۵۱۰-۳۶۰	تنش نهایی	
	۲۱۰۰۰	مدول الاستیسیته	

جدول (۲) مشخصات مقطع عرضی مدل‌های مورد مطالعه

Table 2. Section properties of the studied models

مدل	شماره طبقه	مقطع ستون	مقطع تیر	مقطع مهاربند کمانش تاب
سه طبقه	طبقه سوم	C35x35-8T18	B35x45-2T16-3T16	BRB-plate12x100
	طبقه اول تا دوم			BRB-plate20x100
شش طبقه	طبقه ششم	C40x40-12T16	B35x50-3T16-3T18	BRB-plate10x100
	طبقه پنجم			BRB-plate20x75
	طبقه چهارم			BRB-plate20x150
	طبقه سوم	C50x50-16T18	B40x50-3T18-4T16	BRB-plate20x150
	طبقه اول تا دوم			BRB-plate20x100
نه طبقه	طبقه نهم	C60x60-16T18	B40x50-3T16-4T14	BRB-plate10x100
	طبقه هشتم			BRB-plate20x125
	طبقه هفتم			BRB-plate20x175
	طبقه ششم		B40x45-3T16-3T16	BRB-plate20x175
	طبقه چهارم تا پنجم			BRB-plate20x200
	طبقه اول تا سوم	C40x40-12T18		BRB-plate20x175

۲-۲- صحت‌سنجی مدل‌های مورد مطالعه

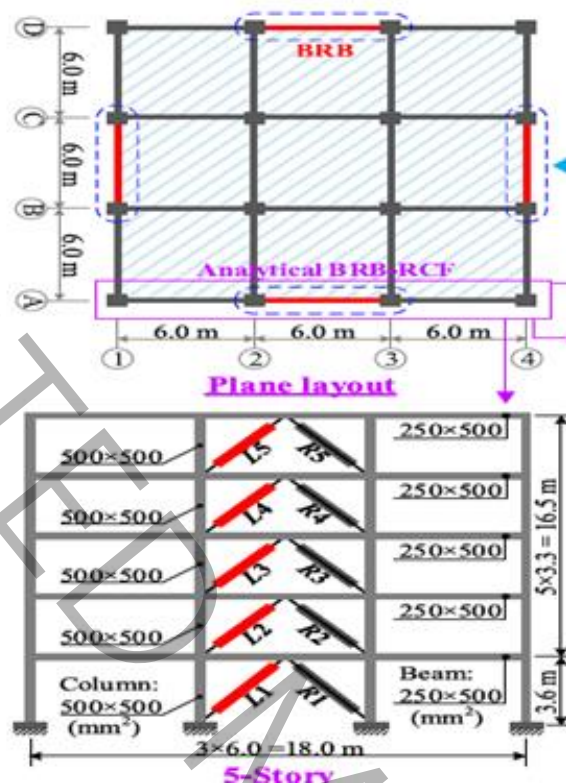
۲-۲-۱- انتخاب مدل مرجع

به منظور کنترل کفایت روش اتخاذ شده جهت پیاده‌سازی مدل‌های مورد مطالعه، اقدام به انتخاب مدل مرجع گردید. پس از پیاده‌سازی مدل، به مقایسه زمان تناوب و همچنین منحنی پوش‌آور مدل پیاده‌سازی شده و مدل مرجع پرداخته شد. در این راستا از مطالعه Bai و Chen در سال ۲۰۲۲ [۱۷] و مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸] استفاده گردید. در مطالعات فوق پیاده‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه مجهز به مهاربندهای کمانش تاب در نرم‌افزار OpenSees انجام گرفته است.

۲-۲-۲- مقایسه زمان تناوب مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده

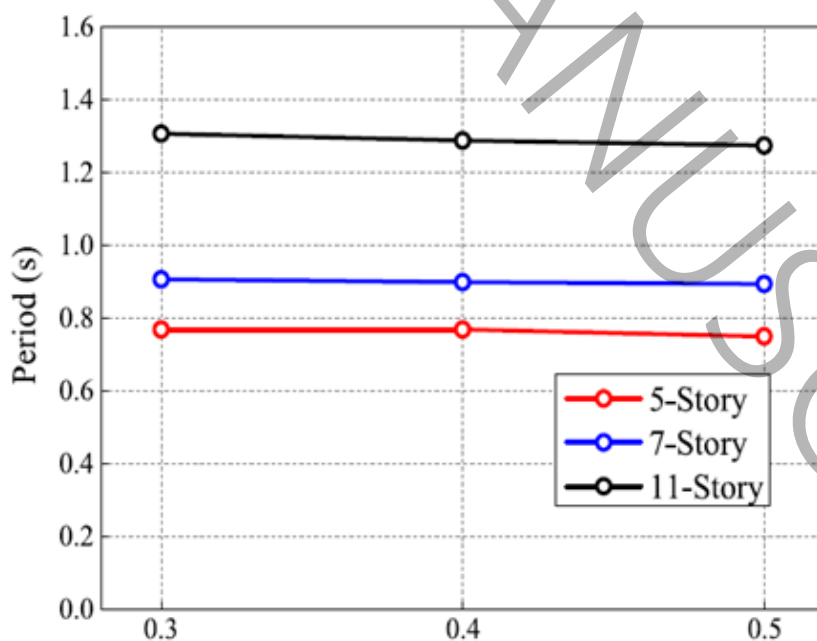
در مطالعه Bai و Chen در سال ۲۰۲۲ [۱۷]، سه ساختمان با تعداد طبقات ۵، ۷ و ۱۱ با نسبت‌های برش طبقه ۰/۳، ۰/۴ و ۰/۶ مدل‌سازی شده است که سازه ۵ طبقه با نسبت برش ۰/۳ مطابق شکل (۲) به عنوان مدل مرجع به منظور مقایسه زمان تناوب جهت

صحت‌سنجی انتخاب‌شده است. مطابق شکل (۳) زمان تناوب برای سازه ۵ طبقه با نسبت برش ۰/۳ تقریباً بین ۰/۷۷۰ الی ۰/۷۹۰ ثانیه قرار دارد. شکل (۴) زمان تناوب مدل مرجع پیاده‌سازی با روش مدل‌سازی در این مطالعه را معرفی می‌نماید.



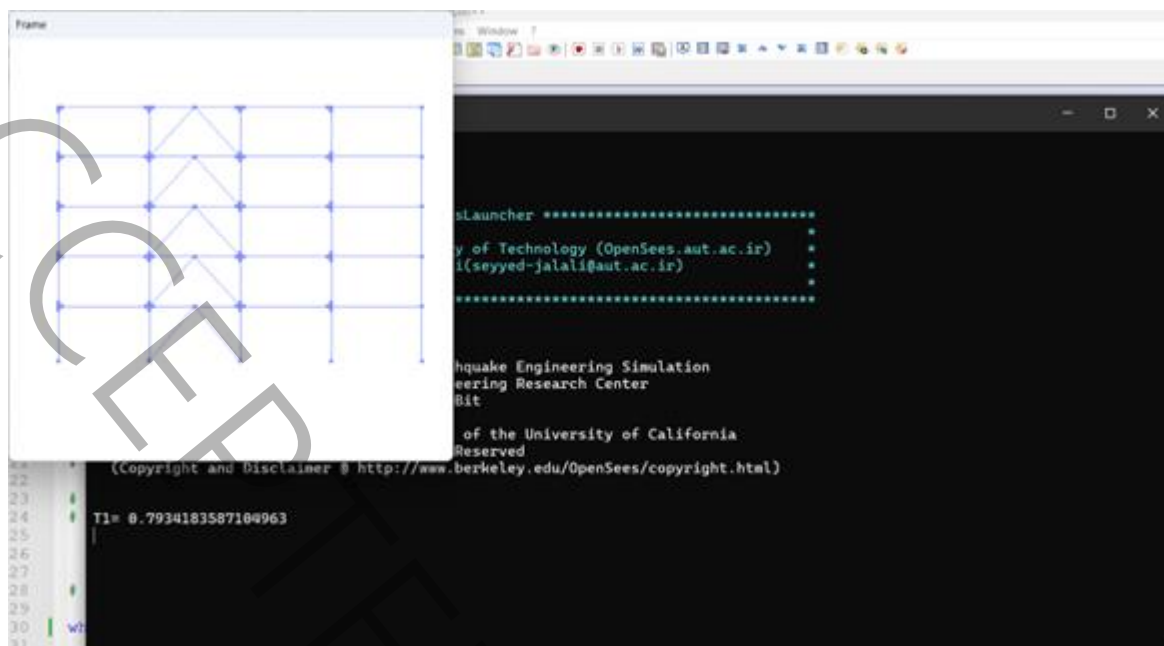
شکل (۲) مدل مورد استفاده در مطالعه Bai و Chen در سال ۲۰۲۲ [۱۷]

Fig 2. The used model in Chen and Bai's study [17]



شکل (۳) زمان تناوب مدل مرجع [۱۷]

Fig 3. Period of the reference model [17]



شکل (۴) زمان تناوب مدل مرجع پیاده‌سازی در OpenSees با استفاده از روش مورد استفاده در این مطالعه

Fig 4. Period of the implemented reference model in OpenSees

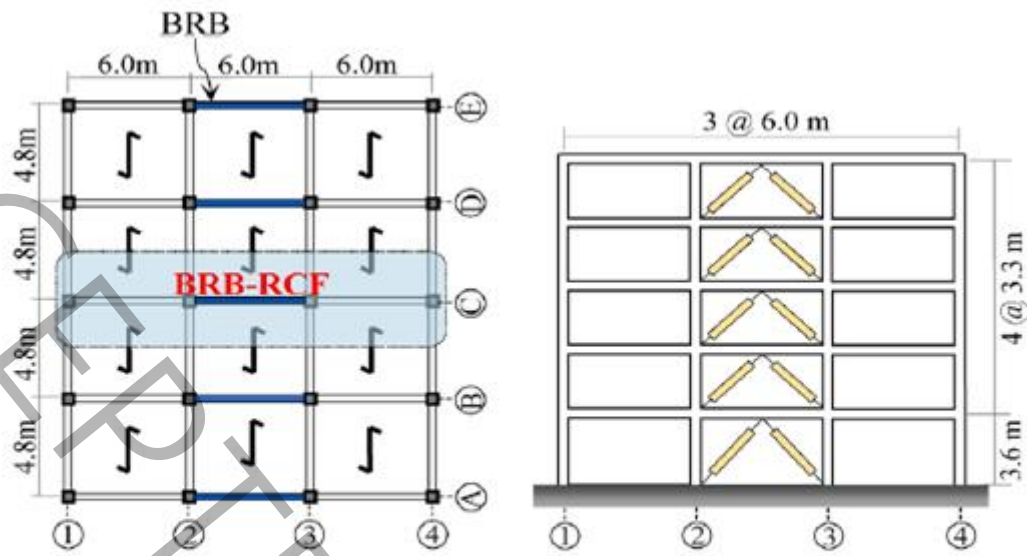
به این ترتیب زمان تناوب مدل مرجع برابر با 0.780 ثانیه و زمان تناوب مدل پیاده‌سازی شده برابر 0.793 ثانیه و اختلاف زمان تناوب کمتر از 2% می‌باشد.

۳-۲-۲- مقایسه منحنی پوش اور مدل مرجع پیاده‌سازی شده

در مطالعه Bai و همکاران در سال 2021 [۱۸]، سه ساختمان با تعداد طبقات ۵، ۷ و ۱۱ مطابق شکل (۵) با نسبت‌های برش طبقه مختلف مدل‌سازی شده است. از میان حالات موجود، سازه ۵ طبقه با نسبت برش 0.6 به عنوان مدل مرجع جهت مقایسه منحنی پوش اور انتخاب شده است. تفاوت عمده قرارگیری سیستم باربر جانبی در قاب‌های داخلی یا پیرامونی سازه در سهم گرفتن از بارهای ثقلی، جانبی و جرم‌های لرزه‌ای می‌باشد. در شکل (۶) نمودار مشکی پیوسته نمایانگر مدل مرجع قاب بتن مسلح مجهز به مهاربند کمانش تاب می‌باشد. مقایسه منحنی پوش اور مدل مرجع و مدل پیاده‌سازی شده با تطابق قابل قبولی در شکل (۷) گزارش شده است.

۳- سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی بحرانی

در این مطالعه تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مورد بررسی در نرم افزار اپنسیس انجام شده است. به این منظور از زلزله‌های بحرانی پیشنهاد شده توسط رجبی و قدرتی امیری در سال 2020 [۱۹] استفاده شده است. این رکوردها بر اساس پارامتر بیشینه شتاب مؤثر (EPA) که توسط امیری و دانا در سال 2005 [۲۰] پیشنهاد شده است، از پایگاه PEER استخراج و در جدول (۳) گزارش شده‌اند. در ادامه، مقیاس لرزه‌های اول براساس استاندارد 2800 (ویرایش چهارم) و لرزه‌های دوم مطابق با روش عبدالله زاده و همکاران در سال 2018 [۲۱] انجام شده است.

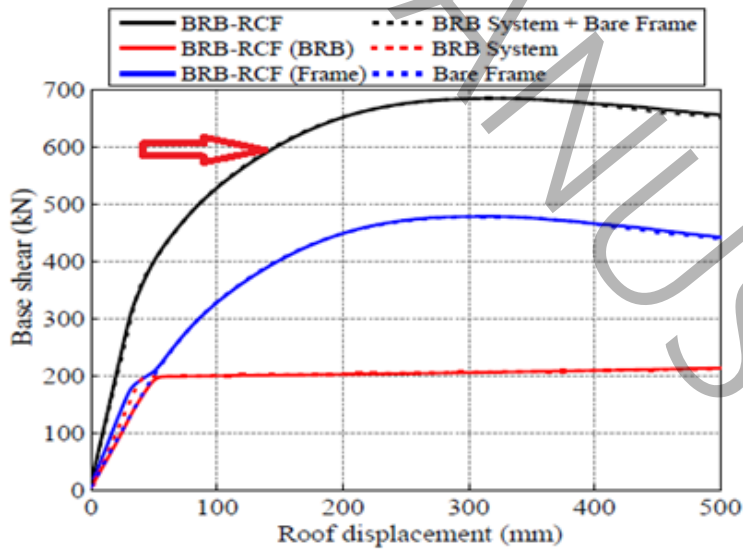


(a) Plane layout for all structures

(b) 5-Story

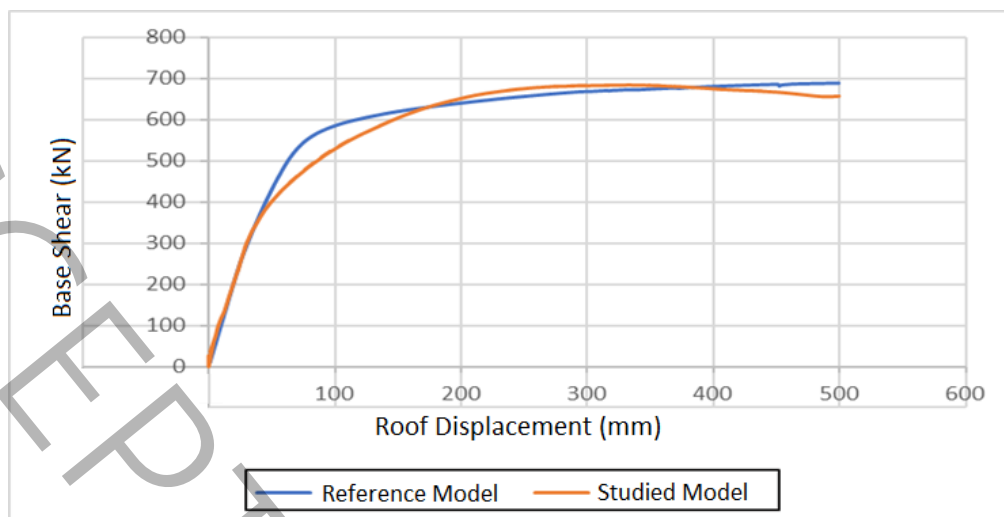
شکل (۵) مدل مورد استفاده در مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸]

Fig 5. The used model in Bai et al [18]



شکل (۶) منحنی پوش اور مدل مطالعه Bai و همکاران در سال ۲۰۲۱ [۱۸]

Fig 6. Pushover curve of the studied model by Bai et al [18]



شکل (۷) منحنی پوش اور مدل مرجع و مدل پیاده سازی شده

Fig 7. Pushover curve of the reference and studied model

جدول (۳) سناریوهای لرزه‌ای مورد استفاده در این مطالعه [۱۹]

Table 3. Seismic scenarios based on [19]

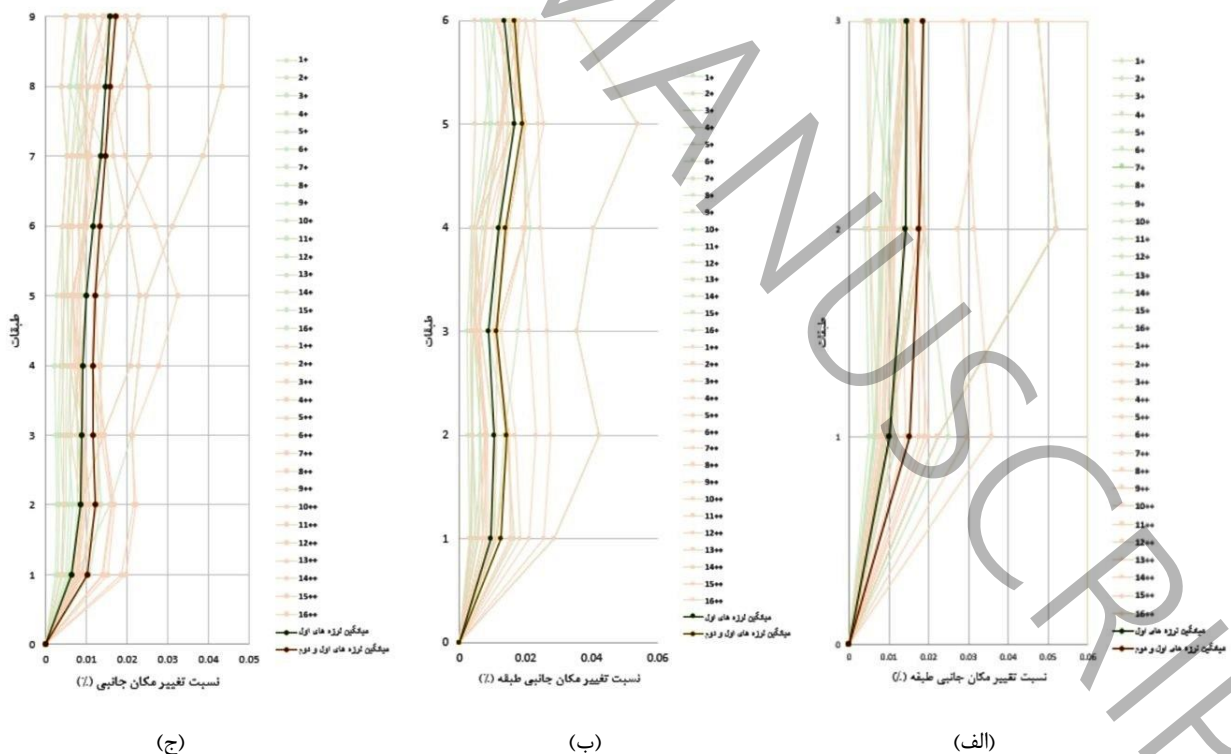
ایستگاه ثبت زلزله	PGA (g)	EPA (g)	سال وقوع	نام زلزله	شماره
CDMG 54428 Zack Brothers Ranch	0.2382	0.2451	1986	Chalfant Valley3	۱
	0.4246	0.4854	1986		
CDMG 46617 Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	0.1539	0.0993	1983	Coalinga	۲
	0.5813	0.3513	1983		
USC 37 USC McGee Creek Inn	0.2178	0.1722	1980	Mammoth4	۳
	0.3689	0.2726	1980		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.3289	0.2726	1980	Mammoth5	۴
	0.6293	0.4287	1980		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.0926	0.1117	1980	Mammoth6	۵
	0.6293	0.4287	1980		
CDMG 54171 Bishop - LADWP South St	0.1105	0.088	1986	Chalfant Valley9	۶
	0.2058	0.2197	1986		
CDMG 57187 San Ramon - Eastman Kodak	0.086	0.1066	1980	Livermore	۷
	0.2119	0.1917	1980		
CDMG 54301 Mammoth Lakes H. S.	0.2818	0.2387	1980	Mammoth1	۸
	0.4143	0.4091	1980		
CDMG 54099 Convict Creek	0.1669	0.1563	1980	Mammoth7	۹
	0.4156	0.2618	1980		
CDMG 54099 Convict Creek	0.1669	0.1563	1980	Mammoth9	۱۰
	0.3169	0.1563	1980		
CDMG 54099 Convict Creek	0.2172	0.2041	1980	Mammoth10	۱۱
	0.4156	0.2618	1980		
CDMG 54099 Convict Creek	0.2172	0.2041	1980	Mammoth12	۱۲
	0.3169	0.2207	1980		
CDMG 54099 Convict Creek	0.1234	0.0912	1980	Mammoth15	۱۳
	0.3169	0.2207	1980		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.3403	0.2635	1980	Mammoth17	۱۴
	0.3289	0.2726	1980		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.3403	0.2635	1980	Mammoth20	۱۵
	0.6293	0.4287	1980		
CDMG 54214 Long Valley Dam (Upr L Abut)	0.1369	0.0884	1980	Mammoth22	۱۶
	0.3289	0.2726	1980		

۴- نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

در مطالعه پیش‌رو به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای کم‌انرژی تاب در ساختمان‌های بتن‌آرمه نامنظم در معرض زلزله‌های متوالی، تحلیل دینامیکی غیرخطی برای کلیه مدل‌های مورد بررسی انجام شده است. لازم به ذکر است این مدل‌ها پیش از رویارویی با سناریوهای لرزه‌ای منفرد و متوالی، تحت بارگذاری ثقلی قرار گرفته‌اند. در ادامه پارامترهایی به شرح زیر استخراج و با یکدیگر مقایسه شده‌اند: نسبت تغییرمکان جانبی طبقه، نسبت جابه‌جایی پسماند، شکل‌پذیری، شاخص خسارت و حلقه‌های هیسترزیس ناشی از لرزه‌های منفرد و متوالی.

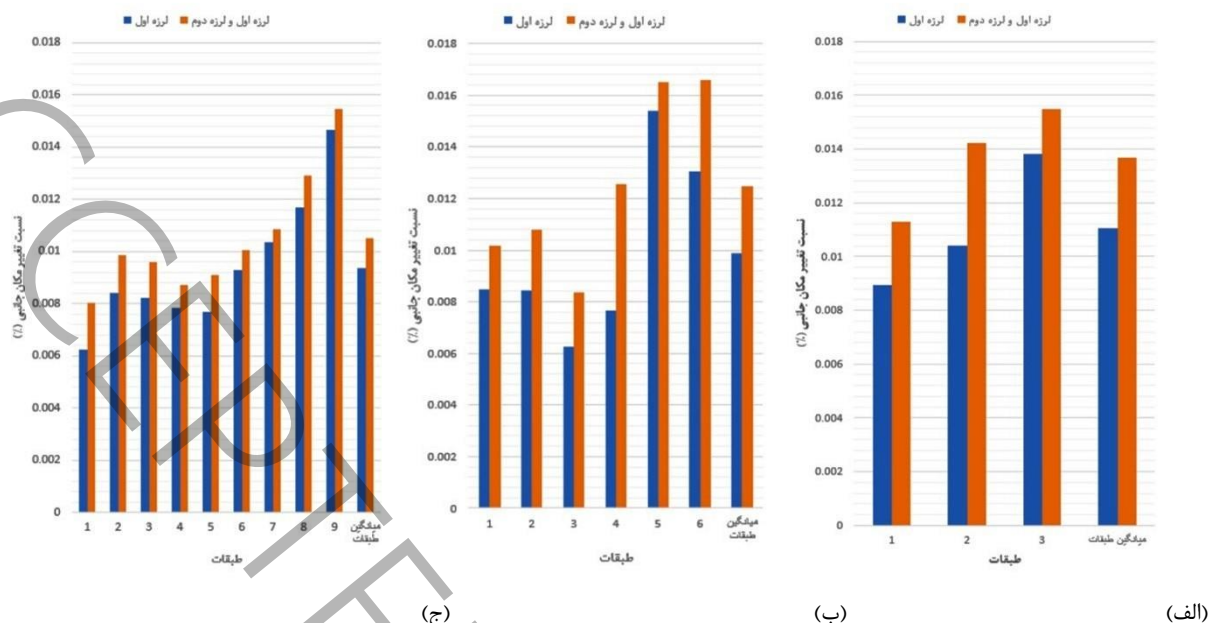
۴-۱- نسبت تغییرمکان جانبی طبقه

در شکل (۸) نسبت تغییرمکان جانبی طبقات در کلیه مدل‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌های منفرد و متوالی نمایش داده شده است. در خلال بررسی‌ها، بیشترین تغییرمکان جانبی طبقه نسبت به ارتفاع برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه تحت زلزله Livermore سال ۱۹۸۰ مشاهده شد. همچنین میزان افزایش مقدار میانگین پاسخ در حالت متوالی به منفرد برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۲۸، ۱۳ و ۷٪ درصد بوده است. در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه بیشینه تغییرمکان جانبی در طبقات تحت زلزله Livermore سال ۱۹۸۰ مشاهده شد. همچنین میزان افزایش مقدار میانه نتایج مورد نظر با لحاظ نمودن حالت متوالی به منفرد برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۱۲، ۸٪ و ۵٪ درصد بوده است. در شکل (۹) میانگین بیشینه تغییرمکان نسبی در تمام طبقات قاب‌ها به همراه میانگین نتایج نمایش داده شده است. مشاهده می‌گردد زلزله‌های متوالی در تمامی حالت بر رفتار سازه مؤثر بوده‌اند. همچنین در حالت کلی با در نظر گرفتن پدیده توالی لرزه‌ای برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق شکل (۱۰)، به ترتیب میانگین افزایش نسبت تغییرمکان نسبی طبقات ۲۵ و ۲۴ درصد بوده است.

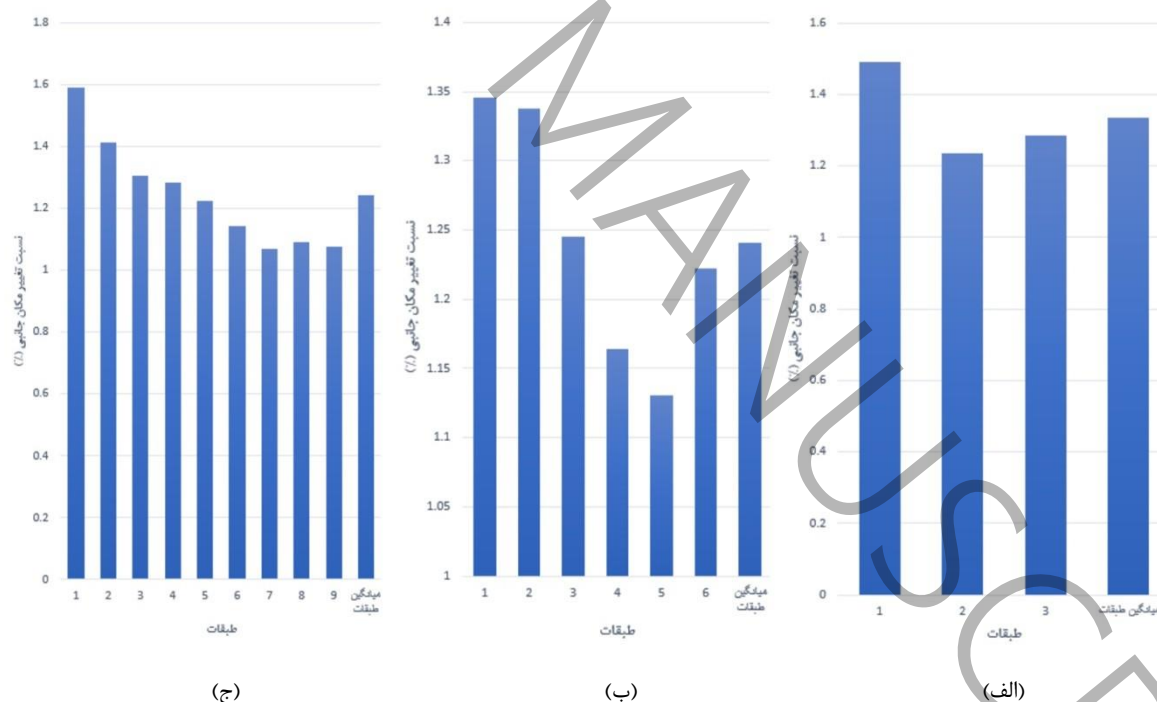


شکل (۸) تغییرمکان جانبی نسبی طبقه تقسیم بر ارتفاع در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه

Fig 8. Drift ratio for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story



شکل (۹) میانگین بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 9. Average of the maximum drift ratio for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story

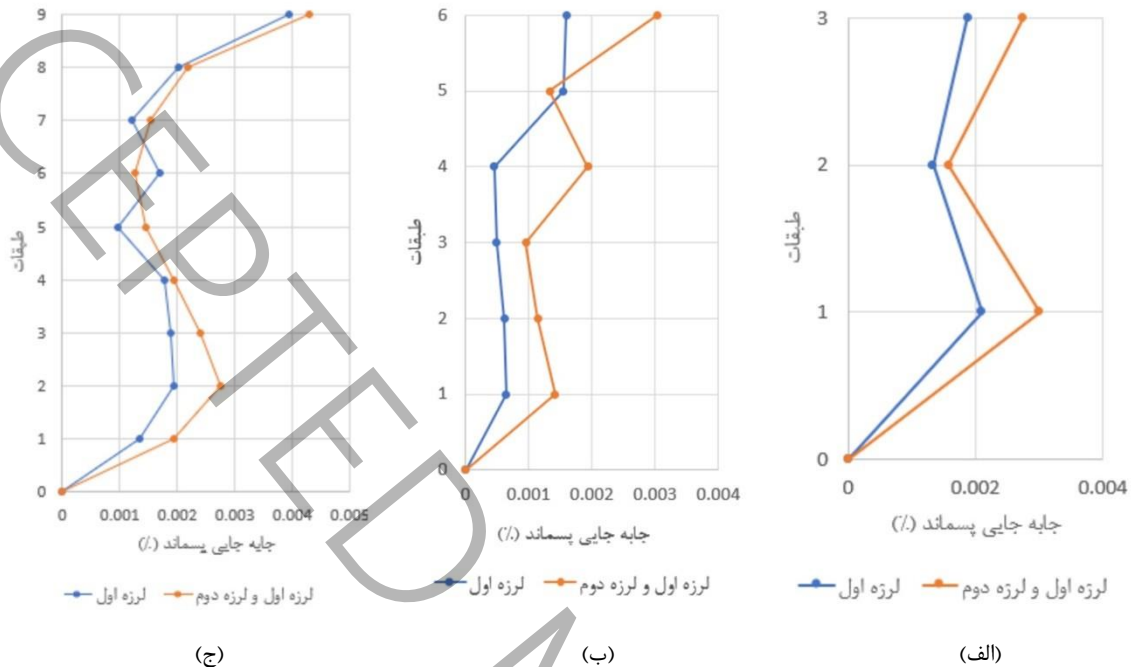


شکل (۱۰) نسبت تغییر مکان نسبی برای حالت متوالی به منفرد در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 10. Ratio of drift under successive shocks to single shock for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story

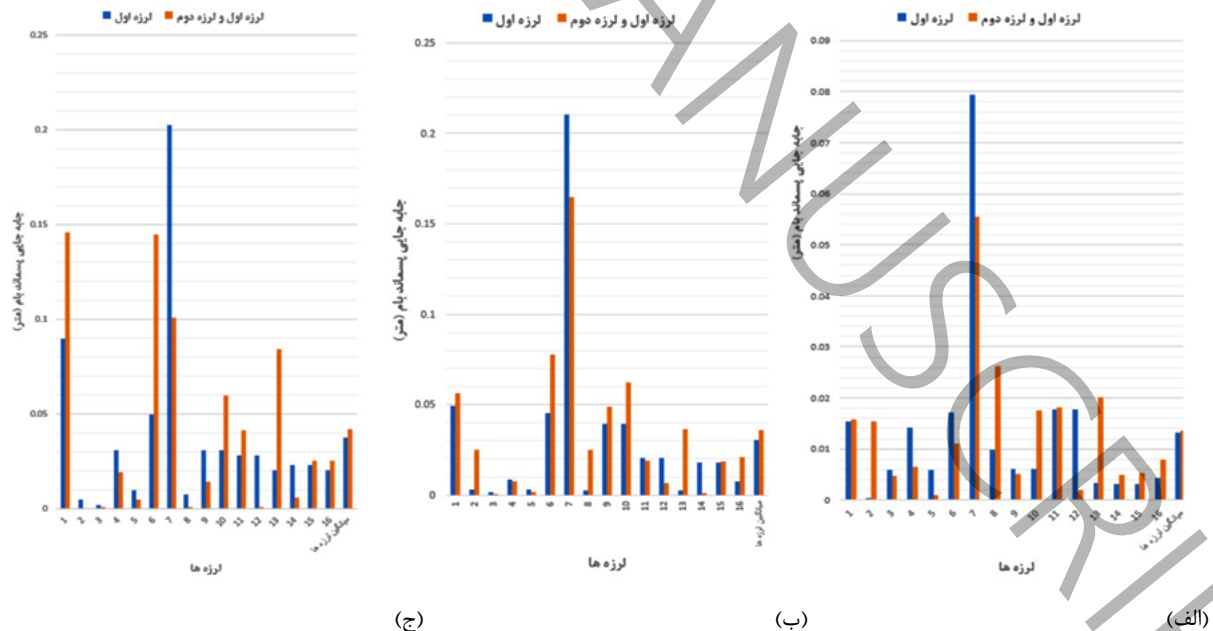
۲-۴- نسبت جابه‌جایی پسماند

جابه‌جایی‌های پسماند ناشی از زلزله‌های متوالی تقریباً در تمام حالات نسبت به لرزه‌های منفرد بیشتر بوده است. بیشینه این مقادیر برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق شکل (۱۱) به ترتیب ۱۶، ۲۴ و ۲۲ درصد بود. همچنین میزان افزایش مقدار میانگین کل (نسبت نتایج در حالت متوالی به منفرد) در قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۴۲، ۹۱ و ۹ درصد مشاهده شده است. جابه‌جایی

پسماند بام تحت لرزه‌های متوالی به لرزه منفرد جز در موارد معدود همواره بیشتر بوده است به گونه‌ای که بیشینه مقادیر آن برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۲۲، ۳۰ و ۲۸ درصد بود. همچنین میزان افزایش مقدار میانگین کل در معرض لرزه‌های متوالی در مقایسه با لرزه منفرد مطابق شکل (۱۲) به ترتیب ۱۷، ۴ و ۱۲ درصد محاسبه شده است.



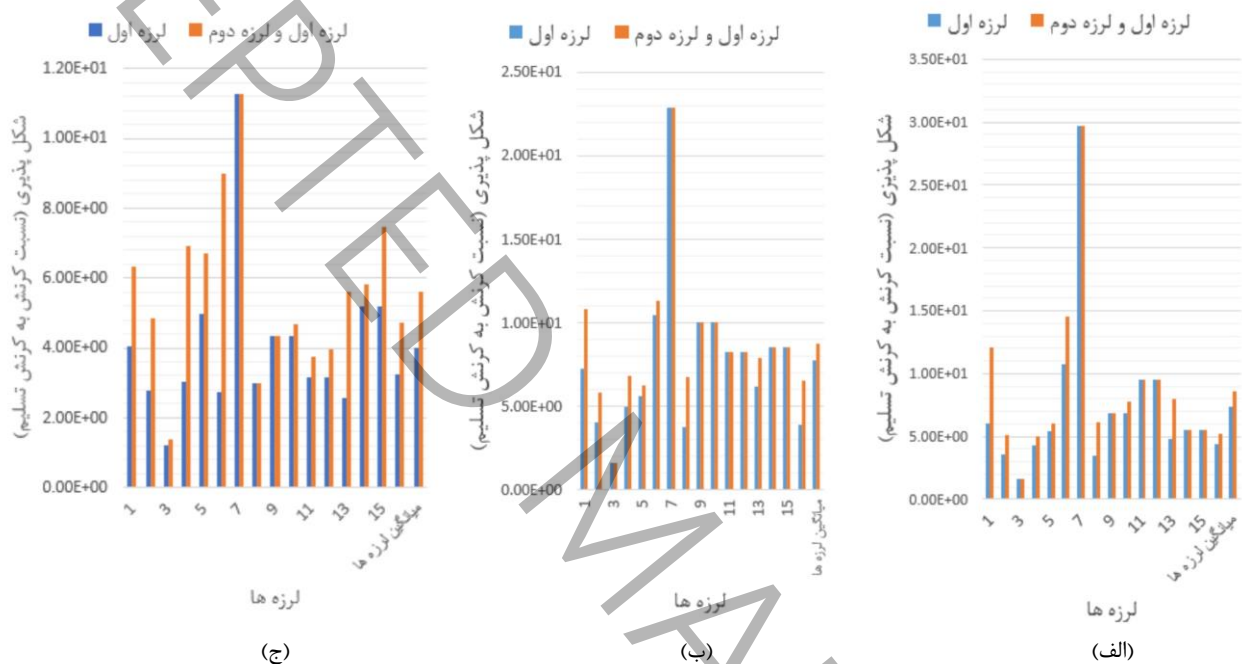
شکل (۱۱) نسبت جابه‌جایی نسبی پسماند به ارتفاع طبقات در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 11. Residual drift ratio for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story



شکل (۱۲) جابه‌جایی پسماند بام در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 12. Residual drift of roof for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story

۴-۳- شکل پذیری

به منظور محاسبه شکل پذیری پیشینه، از معیار کرنش مهاربندهای کمانش تاب استفاده شده است بدین منظور کرنش تمام مهاربندهای کمانش تاب هر قاب تحت کلیه سناریوهای لرزه ای معرفی شده در جدول (۳) بر کرنش تسلیم شونده مهاربند کمانش تاب تقسیم شده است. تأثیر زلزله های متوالی به زلزله های منفرد بر پارامتر شکل پذیری برای قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه صعودی بود. همچنین میزان افزایش میانگین کل (در حالت متوالی به منفرد) برای قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه (شکل ۱۳) به ترتیب ۲۴، ۲۰ و ۵۱٪ محاسبه شده است.



شکل (۱۳) شکل پذیری در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 13. Ductility for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story

یادآور می گردد جابه جایی پسماند نشان دهنده آسیب دائمی سازه پس از بارگذاری است، در حالی که شکل پذیری بیانگر توانایی سازه در تحمل تغییر شکل های بزرگ و جذب انرژی بدون شکست ناگهانی می باشد.

۴-۴- شاخص خسارت

برای به دست آوردن شاخص خسارت از معیار شاخص خسارت پارک-انگ در سال ۱۹۸۵ [۲۲] مطابق رابطه (۱) استفاده شده است. ضرایب شاخص خسارت نیز از مطالعه هویدایی سال ۲۰۲۰ [۶] و آیین نامه ASCE41 سال ۲۰۱۷ [۲۳] انتخاب شده است.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (1)$$

که δ_m حداکثر تغییر مکان محوری داخلی، δ_u ظرفیت تغییر شکل نهایی تحت بارگذاری استاتیکی، β ضریب اثر بارگذاری چرخه ای، P_y نیروی تسلیم محاسبه شده و dE_h انرژی هیسترتیک جذب شده افزایشی است. در ادامه در جداول (۴) الی (۶) شاخص خسارت تمام طبقات برای قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه مطابق رابطه (۲) که براساس مطالعه هویدایی و همکاران سال ۲۰۲۰ [۶] تجمیع و گزارش شده، ارائه شده است.

$$DI_G = \frac{\sum_{i=1}^m DI_i^2}{\sum_{i=1}^m DI_i} \quad (2)$$

در این رابطه DI_G شاخص آسیب کلی و DI_i شاخص آسیب محلی عضو i می‌باشد.

همان‌طور که در شکل (۱۴) نشان داده شده است، نسبت شاخص خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به لرزه منفرد در طبقه اول قاب ۳ طبقه ۲۰۱ درصد، طبقه چهارم قاب ۶ طبقه ۹۳ درصد و طبقه سوم قاب ۹ طبقه ۹۱ درصد بود که با اضافه شدن یک لرزه به سناریوی تحریک، خسارت افزایش بیشتری داشته است. مطابق شکل (۱۵)، درصد افزایش شاخص خسارت میانگین لرزه‌های متوالی در مقایسه با میانگین لرزه‌های منفرد قاب‌های ۳، ۶ و ۹ به ترتیب ۷۳، ۱۲۲ و ۸۹ درصد بوده است. در ادامه شاخص خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به لرزه‌های منفرد در شکل (۱۶) نشان داده شده است و بیشترین افزایش در حالت متوالی به منفرد در قاب ۶ طبقه رخ داده است.

جدول (۴) مقادیر شاخص خسارت در طبقات برای قاب ۳ طبقه

Table 4. Damage index for 3-story frame

طبقه	تعداد مهاربندها	طول مهاربند (متر)	سطح مقطع مهاربند (مترمربع)	میان شاخص خسارت ۱۶ زلزله		نسبت متوالی به منفرد
				لرزه اول	لرزه اول و لرزه دوم	
۱	1	3.51	0.0035	0.2593	0.2593	1.80E+00
	2	3.51	0.0035	1.03E-01	0.1854	1.80E+00
	3	3.51	0.0035	7.22E-02	1.66E-01	2.31E+00
	4	3.51	0.0035	1.62E-01	3.12E-01	1.93E+00
۲	1	3.51	0.004	4.79E-01	5.77E-01	1.20E+00
	2	3.51	0.004	6.16E-01	6.06E-01	9.83E-01
۳	1	3.51	0.0035	6.54E-01	7.03E-01	1.08E+00
	2	3.51	0.0035	7.61E-01	7.28E-01	9.56E-01

جدول (۵) مقادیر شاخص خسارت در طبقات برای قاب ۶ طبقه

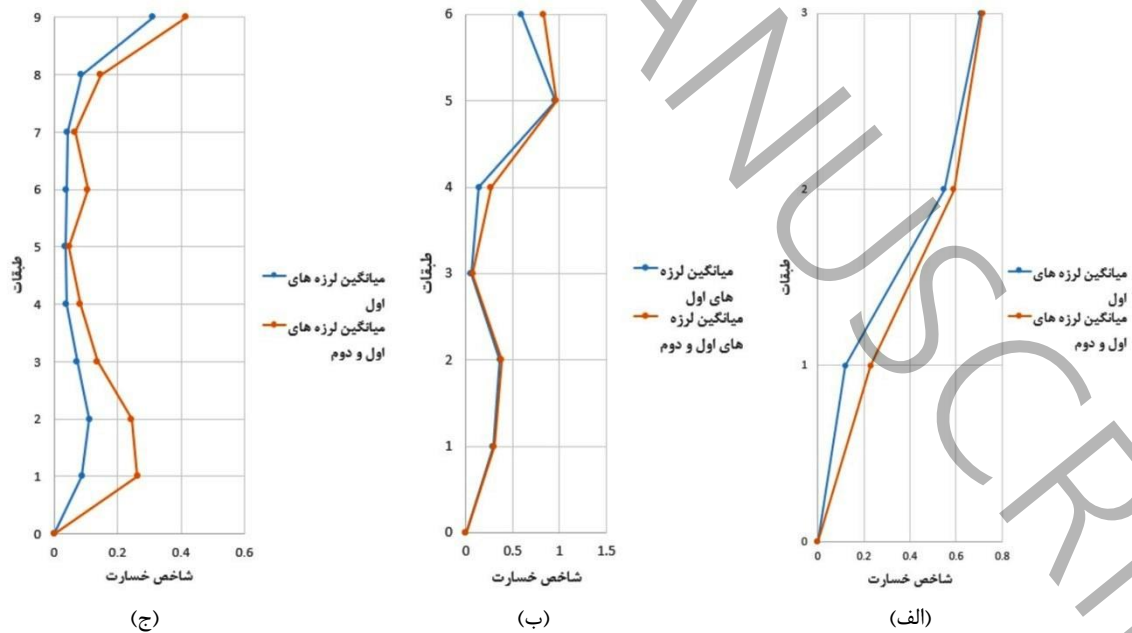
Table 5. Damage index for 6-story frame

طبقه	تعداد مهاربندها	طول مهاربند(متر)	سطح مقطع مهاربند(مترمربع)	میان شاخص خسارت ۱۶ زلزله		نسبت متوالی به منفرد
				لرزه اول	لرزه اول و لرزه دوم	
۱	1	3.51	0.0035	3.56E-01	3.30E-01	9.27E-01
	2	3.51	0.0035	2.42E-01	2.62E-01	1.09E+00
	3	3.51	0.0035	2.53E-01	2.57E-01	1.02E+00
	4	3.51	0.0035	3.26E-01	3.65E-01	1.12E+00
۲	1	3.51	0.0035	4.13E-01	4.03E-01	9.77E-01
	2	3.51	0.0035	3.00E-01	3.48E-01	1.16E+00
	3	3.51	0.0035	3.74E-01	3.82E-01	1.02E+00
	4	3.51	0.0035	3.71E-01	3.93E-01	1.06E+00
۳	1	3.51	0.0035	4.82E-02	5.85E-02	1.21E+00
	2	3.51	0.0035	4.74E-02	5.52E-02	1.16E+00
	3	3.51	0.0035	6.18E-02	8.63E-02	1.40E+00
	4	3.51	0.0035	6.76E-02	1.01E-01	1.49E+00
۴	1	3.51	0.004	1.43E-01	3.05E-01	2.13E+00
	2	3.51	0.004	1.38E-01	2.38E-01	1.73E+00
۵	1	3.51	0.0035	8.74E-01	9.07E-01	1.04E+00
	2	3.51	0.0035	1.04E+00	1.02E+00	9.87E-01
۶	1	3.51	0.0035	6.20E-01	8.33E-01	1.34E+00
	2	3.51	0.0035	5.67E-01	8.24E-01	1.45E+00

جدول (۶) مقادیر شاخص خسارت در طبقات برای قاب ۹ طبقه

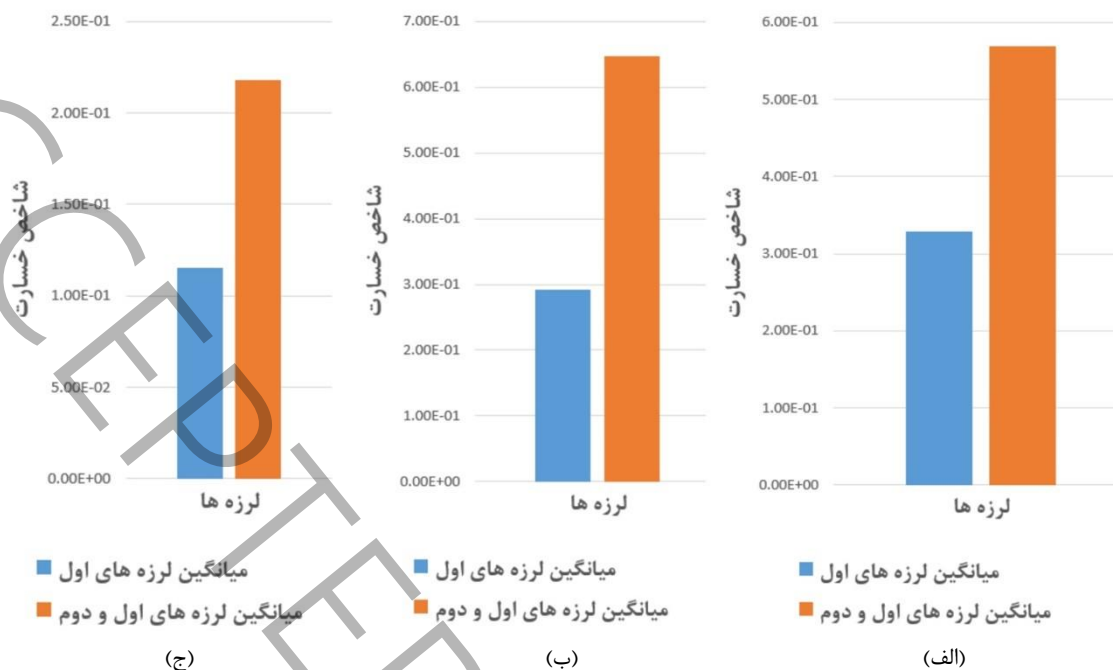
Table 6. Damage index for 9-story frame

طبقه	تعداد مهاربندها	طول مهاربند (متر)	سطح مقطع مهاربند (مترمربع)	میانگین شاخص خسارت ۱۶ زلزله		نسبت متوالی به منفرد
				لرزه اول	لرزه اول و لرزه دوم	
۱	1	3.51	0.0035	1.56E-01	2.74E-01	1.75E+00
	2	3.51	0.0035	5.15E-02	2.29E-01	4.45E+00
	3	3.51	0.0035	7.74E-02	1.54E-01	1.99E+00
	4	3.51	0.0035	6.28E-02	3.94E-01	6.27E+00
۲	1	3.51	0.0035	1.97E-01	2.74E-01	1.39E+00
	2	3.51	0.0035	6.01E-02	2.57E-01	4.28E+00
	3	3.51	0.0035	1.32E-01	2.40E-01	1.82E+00
	4	3.51	0.0035	5.60E-02	2.02E-01	3.61E+00
۳	1	3.51	0.0035	8.96E-02	1.22E-01	1.36E+00
	2	3.51	0.0035	5.23E-02	1.32E-01	2.52E+00
	3	3.51	0.0035	9.96E-02	2.00E-01	2.01E+00
	4	3.51	0.0035	4.81E-02	9.36E-02	1.95E+00
۴	1	3.51	0.004	3.50E-02	5.12E-02	1.47E+00
	2	3.51	0.004	3.72E-02	5.98E-02	1.61E+00
	3	3.51	0.004	4.76E-02	1.37E-01	2.88E+00
	4	3.51	0.004	3.91E-02	8.49E-02	2.17E+00
۵	1	3.51	0.004	3.43E-02	4.60E-02	1.34E+00
	2	3.51	0.004	3.72E-02	4.85E-02	1.30E+00
۶	1	3.51	0.0035	4.08E-02	9.62E-02	2.36E+00
	2	3.51	0.0035	3.77E-02	1.17E-01	3.10E+00
۷	1	3.51	0.0035	4.22E-02	7.42E-02	1.76E+00
	2	3.51	0.0035	4.13E-02	5.72E-02	1.38E+00
۸	1	3.51	0.0025	7.88E-02	1.17E-01	1.49E+00
	2	3.51	0.0025	9.46E-02	1.75E-01	1.85E+00
۹	1	3.51	0.001	3.02E-01	3.60E-01	1.19E+00
	2	3.51	0.001	3.21E-01	4.73E-01	1.47E+00

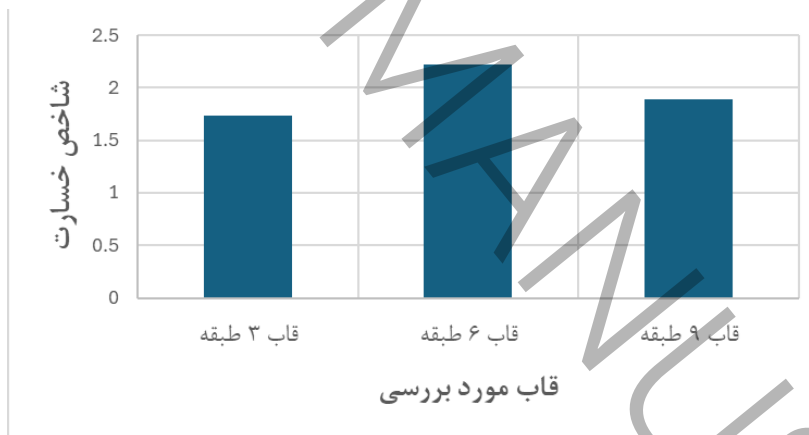


شکل (۱۴) توزیع میانگین شاخص خسارت در طبقات قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه

Fig 14. Distribution of the average of damage index for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story



شکل (۱۵) شاخص خسارت کل قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 15. Damage index for the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story



شکل (۱۶) نسبت شاخص خسارت ناشی از لرزه‌های متوالی به منفرد
Fig 16. Ratio of damage index caused by successive shocks to single shock

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌های آماری و نمودارهای مقایسه‌ای بین قاب‌های سه، شش و نه طبقه، مشاهده می‌شود که روند تغییرات پارامترهای لرزه‌ای از جمله شکل‌پذیری، جابه‌جایی پسماند و شاخص خسارت تابع مستقیم ارتفاع سازه و آرایش مهاربندهای کمانش‌تاب است. افزایش تعداد طبقات موجب توزیع یکنواخت‌تر تغییرشکل‌ها و کاهش تمرکز کرنش در طبقات میانی شده است. این امر از دیدگاه فیزیکی ناشی از افزایش سختی مؤثر و سهم بیشتر طبقات پایین در جذب انرژی لرزه‌ای است. در مقابل، در قاب‌های کوتاه‌تر به دلیل نسبت سختی به جرم کمتر و حضور محدود مهاربندها در طبقات فوقانی، تغییر مکان نسبی و کرنش مهاربندها بیشتر بوده و انرژی اتلافی عمدتاً در طبقات پایینی متمرکز شده است. این موضوع با افزایش میانگین شکل‌پذیری و

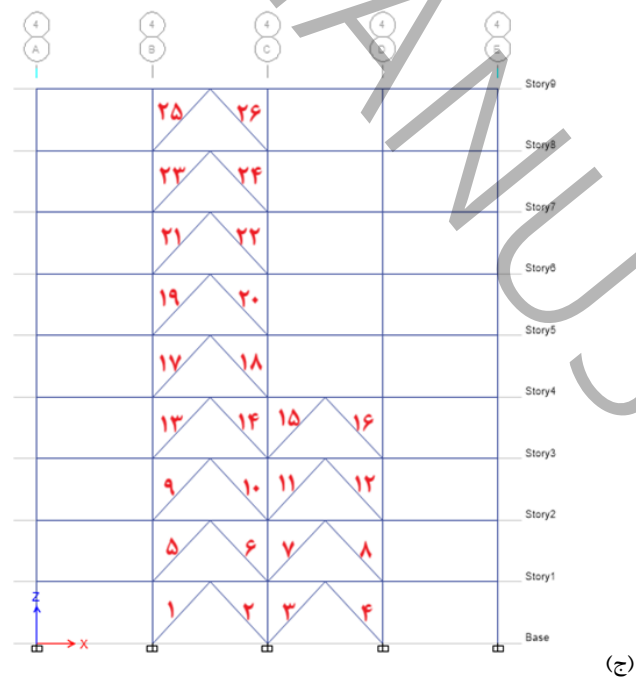
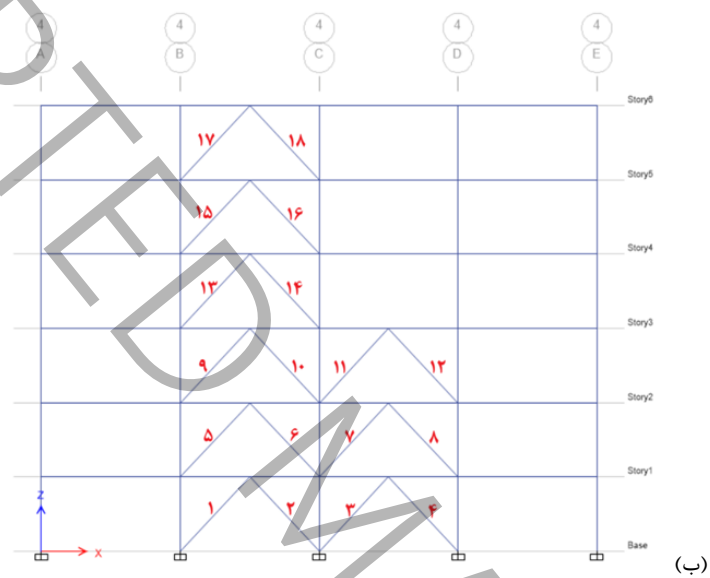
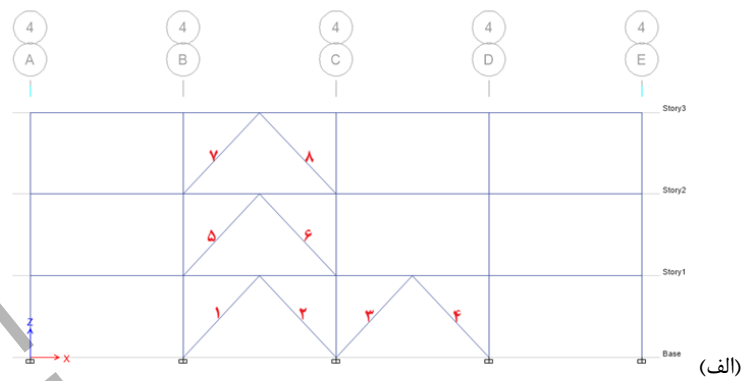
جابه‌جایی پسماند در قاب سه طبقه نسبت به قاب‌های بلندتر هم‌خوانی دارد. از سوی دیگر، کاهش تدریجی شاخص خسارت در قاب‌های بلندتر نشان‌دهنده توزیع مناسب‌تر نیروهای جانبی و عملکرد هم‌زمان سیستم‌های باربر جانبی است. بنابراین، نتایج آماری نشان می‌دهند که توزیع مناسب مهاربندها در ارتفاع سازه می‌تواند موجب بهبود رفتار غیرخطی و کاهش آسیب تجمعی ناشی از زلزله‌های متوالی گردد.

۴-۵- حلقه‌های هیستریزیس

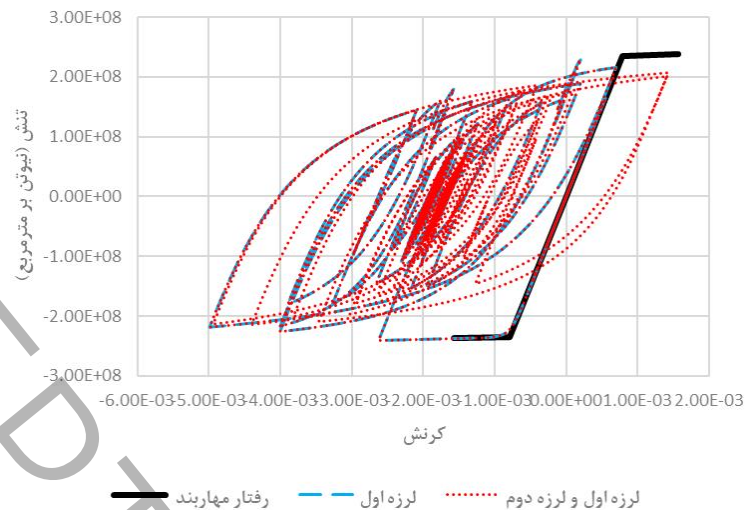
به منظور نمایش حلقه‌های هیستریزیس مهاربندهای کمانش‌تاب، نام‌گذاری آن‌ها در قاب‌ها در شکل (۱۷) نشان داده شده است. تغییرات تنش و کرنش در مهاربندهای کمانش‌تاب در معرض لرزه‌های متوالی و لرزه‌های منفرد در قالب حلقه‌های هیستریزیس در شکل‌های (۱۸) الی (۲۰) نمایش داده شده است. همانطور که پیش‌تر اشاره شد، در این مطالعه به منظور اعتبارسنجی نتایج و تطبیق معیارهای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای با آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی، سه شاخص شکل‌پذیری، جابه‌جایی پسماند و شاخص خسارت بر اساس ضوابط استانداردهای FEMA 356 (۲۰۰۰) و ASCE 41-17 (۲۰۱۷) مورد ارزیابی قرار گرفت. بر اساس این منابع، نسبت شکل‌پذیری به‌عنوان شاخص توانایی سازه در تحمل تغییر شکل‌های غیرالاستیک بدون فروپاشی تعریف می‌شود. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که مقادیر به‌دست‌آمده در قاب‌های مورد بررسی عمدتاً در محدوده‌ی عملکرد ایمنی جانی قرار دارند. همچنین، مطابق با آیین‌نامه ASCE 41-17، مقدار مجاز جابه‌جایی پسماند برای سطوح عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه و ایمنی جانی به ترتیب ۱ و ۲ درصد ارتفاع طبقه است؛ در این مطالعه میزان جابه‌جایی پسماند مدل‌ها کمتر از حدود یاد شده بوده و بیانگر پایداری مناسب سازه پس از وقوع زلزله‌های متوالی است. افزون بر این، شاخص خسارت بر مبنای مدل پارک و انگ (۱۹۸۵) محاسبه و با حدود پیشنهادی FEMA 356 مقایسه شد. بر اساس این معیار، مقادیر کمتر از ۰/۲ معرف عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه، بین ۰/۲ تا ۰/۴ بیانگر ایمنی جانی و بیش از ۰/۴ نشان‌دهنده‌ی آستانه فروریزش است. نتایج به‌دست‌آمده نشان داد که میانگین شاخص خسارت قاب‌های سه، شش و نه طبقه در محدوده‌ی عملکردی ایمنی جانی قرار داشته و سازه‌ها از نظر ظرفیت تغییر شکل، جذب انرژی و پایداری کلی با الزامات آیین‌نامه‌ای تطابق مطلوبی دارند.

۵- نتیجه گیری

نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان داد که صرف‌نظر نمودن وقوع لرزه‌های متوالی به شدت بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه اثرگذار است. چرا که لرزه منفرد هیچگاه نمی‌تواند نماینده مناسبی از زلزله‌های متوالی باشد. در این میان به عنوان راهکار مقابله با عدم پایداری و پیشرفت خسارات سازه‌ای، استفاده از مهاربندهای کمانش‌تاب در قاب‌های بتن‌آرمه نامنظم باعث بهبود محسوس عملکرد لرزه‌ای سازه در برابر زلزله‌های منفرد و متوالی شد. از دیدگاه علمی-فیزیکی، افزایش شکل‌پذیری در طبقات فوقانی ناشی از توزیع غیریکنواخت سختی و کاهش تعداد مهاربندها در این طبقات است. در نتیجه، تغییر شکل‌های غیرالاستیک بیشتری در اعضای قاب ایجاد شده و ظرفیت جذب انرژی افزایش می‌یابد. در مقابل، در طبقات پایینی به دلیل حضور تعداد بیشتر مهاربندها و افزایش سهم سختی جانبی، رفتار سازه صلب‌تر بوده و شکل‌پذیری کمتری مشاهده شده است. افزایش جابه‌جایی پسماند در قاب‌های کوتاه‌تر نیز به دلیل تمرکز کرنش‌های پلاستیک در تعداد محدودتری از طبقات و ضعف در توزیع یکنواخت انرژی اتلافی است. همچنین کاهش شاخص خسارت در قاب‌های مرتفع بیانگر بهبود توزیع نیروهای جانبی و مشارکت مؤثرتر مهاربندها در جذب انرژی لرزه‌ای می‌باشد. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که طراحی بهینه توزیع مهاربندهای کمانش‌تاب در سازه‌های نامنظم نقش تعیین‌کننده‌ای در کنترل تغییر مکان‌های ماندگار، افزایش شکل‌پذیری کلی و جلوگیری از تمرکز آسیب در طبقات خاص و در نهایت دستیابی به سازه ایمن‌تر دارد.

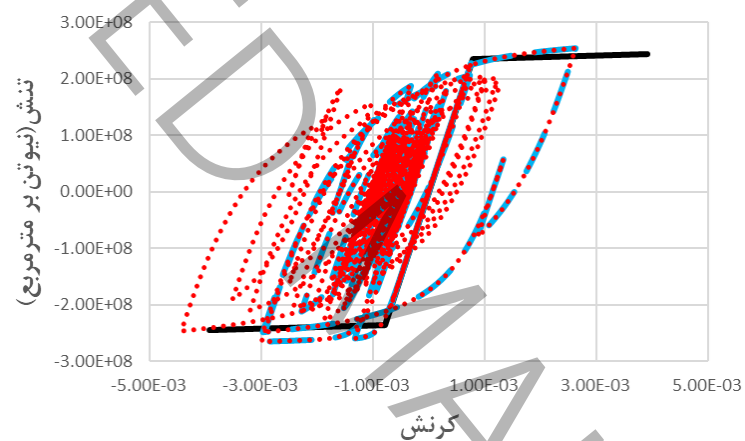


شکل (۱۷) شماره گذاری مهاربندهای کمانش تاب در قاب (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (ج) ۹ طبقه
Fig 17. BRBs ID in the studied models (a) 3-story, (b) 6-story and (c) 9-story



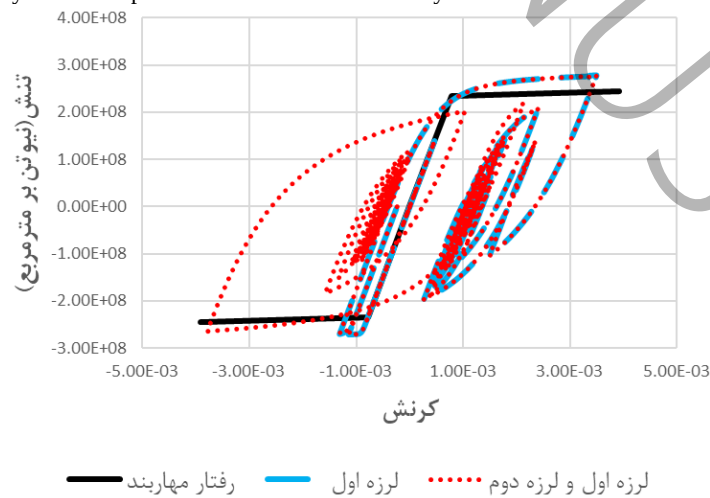
شکل (۱۸) حلقه هیستریزیس مهاربند شماره ۵ از قاب ۳ طبقه تحت زلزله Mammoth5 در سال (۱۹۸۰)

Fig 18. Hysteresis loops for BRB with ID=5 in 3-storyframe under Mammoth5 earthquake (1980)



شکل (۱۹) حلقه هیستریزیس مهاربند شماره ۵ از قاب ۶ طبقه تحت زلزله Mammoth17 در سال (۱۹۸۰)

Fig 19. Hysteresis loops for BRB with ID=5 in 6-storyframe under Mammoth17 earthquake (1980)



شکل (۲۰) حلقه هیستریزیس مهاربند شماره ۱ از قاب ۹ طبقه تحت زلزله Livermore سال (۱۹۸۰)

Fig 20. Hysteresis loops for BRB with ID=1 in 9-storyframe under Livermore earthquake (1980)

- [1] Maulana, T. I., & Syamsi, M. I. (2023). Seismic performance improvement of reinforced concrete frame with vertical irregularity using buckling-restrained braces. AIP Conference Proceedings, 2846(1). AIP Publishing.
- [2] Ghamari, M., Shooshtari, M., & Naeimi, S. (2022). Fragility Curves in Regular and Irregular Steel Structures Equipped with Buckling Restrained Braces. 4th International Conference on Steel & Structure, 14-15 December 2022, Olympic Hotel, Tehran, Iran.
- [3] Niyonyungu, F., & Noroozinejad Farsangi, E. (2020). Application of buckling restrained braces to upgrade vertical stiffness of existing RC frames. Civil and Environmental Engineering Reports, 68-93. <https://doi.org/10.2478/ceer-2020-0034>
- [4] Orellana, G. M., Ramos, B. C., Velásquez, F., Casas Rius, J. R., & Delgadillo, R. M. (2024). Spectral Dynamic Analysis of Buckling Restrained Brace (BRB) Configurations in an Irregular Building. In Proceedings of the 9th International Conference on Civil Structural and Transportation Engineering (ICCSTE 2024) (pp. 1-6). University of Toronto Press.
- [5] Vaziri, S. J., Vahdani, R., & Souri, O. (2024). Seismic evaluation of BRBF steel structures with L-shaped irregular plan considering soil-structure interaction. Bulletin of Earthquake Engineering, 22: 5347–5377. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01963-4>
- [6] Hoveidae, N., & Radpour, S. (2021). Performance evaluation of buckling-restrained braced frames under repeated earthquakes. Bulletin of Earthquake Engineering, 19(1): 241–262. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00983-0>
- [7] Wang, F., Shi, Q. X., & Wang, P. (2021, April). Seismic behaviour of reinforced concrete frame structures with all steel assembled Q195 low yield buckling restrained braces. Structures, 30: 756-773. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.051>
- [8] Li, B., Wang, J., Duan, M., Guo, L., & Wang, B. (2021). Cyclic experimental and numerical analytical investigation of precast concrete frames with buckling-restrained braces considering various assembling connections. Structures, 34: 1135-1153. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.022>
- [9] Bai, J., Chen, H., Zhao, J., Liu, M., & Jin, S. (2021). Seismic design and subassembly tests of buckling-restrained braced RC frames with shear connector gusset connections. Engineering Structures, 234: 112018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112018>
- [10] Zhao, J., Zhang, J., Song, J., Zhou, Y., Bai, J., & Yu, H. (2023). Sliding gusset connections for improved seismic performance of BRB-RC frame: Damage-control design and subassembly tests. Engineering Structures, 282: 115828. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115828>
- [11] Zhao, J., Zhang, J., Song, J., Zhou, Y., Bai, J., & Yu, H. (2023). Sliding gusset connections for improved seismic performance of BRB-RC frame: Damage-control design and sub-assembly tests. Engineering Structures, 282: 115828. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115828>
- [12] Kong, S., Shi, F., Zhou, Y., Ma, Y., & Xie, L. (2022). Influence of BRBs deformation capacity on the seismic performance of RC building frames. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 161: 107442. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107442>
- [13] Velasco, L., Hospitaler, A., & Guerrero, H. (2022). Optimal design of the seismic retrofitting of reinforced concrete framed structures using BRBs. Bulletin of Earthquake Engineering, 20(10): 5135-5160. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01394-z>

- [14] Bai, J., Chen, H., Jin, S., & You, T. (2022). Development of dual-parameter loading protocols for buckling-restrained braced RC frames considering variable axial loads. *Engineering Structures*, 262: 114388. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114388>
- [15] Ouyang, X., Zhang, Y., Ou, X., Shi, Y., Liu, S., & Fan, J. (2022). Seismic fragility analysis of buckling-restrained brace-strengthened reinforced concrete frames using a performance-based plastic design method. *Structures*, 43: 338-350. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.06.032>
- [16] Farahani, S., & Akhaveissy, A. H. (2022). Direct displacement-based seismic design of buckling-restrained braced RC frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(3): 1767-1839. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01290-y>
- [17] Chen, H., & Bai, J. (2022). Loading protocols for seismic performance evaluation of buckling-restrained braces in RC frames. *Journal of Building Engineering*, 45: 103522. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103522>
- [18] Bai, J., Chen, H., & Jin, S. (2021). Investigation on the interaction between BRBs and the RC frame in BRB-RCF systems. *Engineering Structures*, 243: 112685. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112685>
- [19] Rajabi, E., & Ghodrati Amiri, G. (2020). Generation of critical aftershocks using stochastic neural networks and wavelet packet transform. *Journal of Vibration and Control*, 26(5-6): 331-351. <https://doi.org/10.1177/1077546319879536>
- [20] Amiri, G. G., & Dana, F. M. (2005). Introduction of the most suitable parameter for selection of critical earthquake. *Computers & structures*, 83(8-9): 613-626. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.010>
- [21] Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., & Omranian, E. (2019). Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock-aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(10): 1605-1628. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1387198>
- [22] Park, Y. J., Ang, A. H. S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4): 740-757. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(740\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(740))
- [23] American Society of Civil Engineers. (2017). ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings.