

بررسی اثر محصورشدگی المان‌های ستون بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با سیستم باربر قاب خمشی بتن مسلح دارای نامنظمی در ارتفاع

رضا یاقوتی ینگجه^۱، رضا آقاییاری^۲، مهدی ایزدپناه*^۳

۱- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه

Email: m.izadpanah@kut.ac.ir

تاریخ پذیرش ۱۴۰۱/۱۲/۱۰

تاریخ دریافت ۱۴۰۱/۰۸/۲۶

چکیده

احاطه کردن هسته مرکزی یک المان بتنی از طریق یک عامل درونی و یا بیرونی مانند آرماتورهای عرضی (خاموت) در داخل بتن، الیاف کربنی و پلیمری دورپیچ خارجی و ورقه‌های فولادی، موجب محصورشدگی بتن می‌شود. محصورشدگی معمولاً موجب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری بتن شده و در پی آن، با بهبود رفتار المان‌ها، موجب ارتقا عملکرد کلی سازه خواهد شد. امروزه تمایل به ساخت سازه‌های نامنظم رو به افزایش است و وجود نامنظمی در سازه همواره یکی از چالش‌های پیش روی مهندسين بوده است. در این تحقیق، اثر محصورشدگی بر عملکرد لرزه‌ای (خسارت و ضریب رفتار) قاب‌های خمشی بتن مسلح دارای نامنظمی در ارتفاع بررسی شده است. بدین منظور، تعداد 31 قاب نامنظم در ارتفاع در 4 گروه 3، 6، 9 و 12 طبقه، دسته‌بندی شده و به وسیله تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، یک بار در حالت محصورشده و بار دیگر در حالت محصور نشده، مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاکی از آن است که محصورشدگی می‌تواند سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش میزان خسارت وارد بر سازه گردد. مقایسه ضرایب رفتار به دست آمده در این تحقیق و ضریب رفتار پیشنهادی آئین‌نامه 2800 نشان می‌دهد که ضریب رفتار پیشنهادی آئین‌نامه در سازه‌های کوتاه مرتبه، چنانچه محصورشدگی در نظر گرفته شود، تقریباً منطقی و محافظه کارانه می‌باشد، اما با افزایش ارتفاع سازه، ضریب رفتار پیشنهادی آئین‌نامه 2800، تأمین نشده است.

واژگان کلیدی: اثر محصورشدگی، خسارت، ضریب رفتار، تحلیل پوش آور، نامنظمی در ارتفاع

۱- مقدمه

کاهش نیاز سازه‌ای و افزایش ظرفیت باربری سازه بوده است.

یکی از روش‌های افزایش ظرفیت باربری سازه در قاب‌های بتن مسلح که در واقع یکی از اقتصادی‌ترین راه‌ها نیز می‌باشد،

سال‌هاست که برای بهینه ساختن نسبت مقاومت و هزینه سازه‌های ساختمانی، تلاش مهندسين به برقراری تعادلی در

توجه به اثر محصورشدگی در سازه‌های بتن مسلح می‌باشد. با محصورکردن بتن، رفتار آن در مقایسه با بتن محصور نشده تغییر می‌کند و این تغییر رفتار، موجب بهبود عملکرد المان‌های سازه می‌شود. مدل‌سازی رفتار دقیق غیرخطی مصالح، برای افزایش دقت تحلیل‌ها و پیش‌بینی پاسخ‌ها، به ویژه در زلزله‌های شدید ضروری است. کاهش مقدار نیروهای وارده بر یک سازه دارای رفتار کاملاً ارتجاعی، به مقدار نیروهایی که متناظر با رفتار غیرارتجاعی باشد، با اعمال ضریب رفتار ساختمان صورت می‌گیرد. با توجه به افزایش روزافزون استفاده از بتن مسلح در سازه‌ها، بررسی میزان اثر محصورشدگی بتن بر روی پارامترهای مختلف سازه از جمله میزان خسارت قاب‌های خمشی بتن مسلح و اندازه‌گیری میزان خطای احتمالی، در مقایسه با حالتی که محصور شدگی منظور نشود، ضروری می‌باشد.

اولین تحقیقات در زمینه آسیب پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها، به اوایل دهه هفتاد میلادی برمی‌گردد. در آن هنگام، بیشتر روش‌های ارزیابی خسارت بر مبنای نظر کیفی کارشناسی تعیین می‌شد. می‌توان گفت ویتمن [1] در سال ۱۹۷۲، با ارائه روشی برای برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمان‌ها، اولین قدم‌ها را در راه ارزیابی و کاهش آسیب پذیری برداشت. بعد از آن با توسعه مدل غیرخطی برای تعیین رفتار ساختمان‌ها، تحقیقات در این زمینه به سرعت ادامه داده شد که از آن جمله می‌توان به مطالعات آناگنوس و همکاران [2] و شینوزوکا [3] اشاره کرد. شینوزوکا منحنی شکنندگی پل‌ها را با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی توسعه داد. آروی-هوا با در نظر گرفتن شش قاب خمشی فولادی ویژه، شش قاب خمشی مهاربندی شده و با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی سازه‌ها را بررسی نمود [4]. نتایج نشان داد که کمترین نیاز لرزه‌ای برای سازه‌های با نامنظمی جرمی و بیشترین نیاز لرزه‌ای برای سازه‌های با نامنظمی ترکیب سختی و مقاومت به دست می‌آید و نیاز لرزه‌ای سازه‌های با نامنظمی مقاومتی، بیشتر از نیاز لرزه‌ای سازه‌های با نامنظمی سختی است. نامنظمی در ارتفاع در اثر ناپیوستگی در توزیع جرم، سختی، مقاومت و ترکیب سختی و مقاومت و همچنین

نامنظمی هندسی در اثر پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی در پلان، در طول ارتفاع سازه رخ می‌دهد. امروزه تمایل به ساخت سازه‌های نامنظم مانند سازه‌های پله‌ای، دارای پیش‌آمدگی و تورفتگی با توجه به ملاحظات معماری، رو به افزایش است. بنابراین تحقیقات بسیاری به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این نوع سازه‌ها معطوف شده‌اند. در سازه‌های دارای پیش‌آمدگی یا تورفتگی یک تغییر ناگهانی در توزیع جرم، سختی، و در بعضی از موارد، مقاومت، در طول ارتفاع سازه وجود دارد. پژوهش‌ها در خصوص ارزیابی نامنظمی در ارتفاع، در اواخر دهه ۱۹۷۰ با تحقیق هامار و رایت آغاز شد [5]. این پژوهشگران، با بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های دارای تورفتگی مشاهده کردند که در قسمت‌های بالایی تورفتگی، جابه‌جایی بیشتری رخ می‌دهد. موعهل بر اساس نتایج حاصل از مطالعات تحلیلی خود، به این نتیجه رسید که شدت آسیب در نزدیکی فرورفتگی بیشتر خواهد بود [6]. آراند شکل‌پذیری بیشتری را در بخش بالایی فرورفتگی در مقایسه با بخش پایینی مشاهده کرد [7]. وود رفتار لرزه‌ای یکسانی برای قاب‌های با نامنظمی در ارتفاع و بدون نامنظمی مشاهده کرد [8]. از دیگر تحقیقات انجام گرفته در این زمینه می‌توان به مراجع [9-14] اشاره کرد. حبیبی و همکاران، به ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح دارای فرورفتگی در ارتفاع پرداختند. این پژوهشگران چندین قاب خمشی بتن مسلح طراحی شده براساس آیین‌نامه‌ی لرزه‌ای ایران را که دارای حالات متنوعی از فرورفتگی بودند را بررسی نمودند. همچنین با ارزیابی خسارت محلی و کلی سازه نشان دادند که بیشترین مقدار خسارت در نزدیکی محل فرورفتگی متمرکز شده است و همچنین نشان دادند که آیین‌نامه‌ی لرزه‌ای ایران به منظور طراحی این نوع از سازه‌ها نیاز به بازنگری دارد [15]. باسو و گوپالاکریشنان یک روش جایگزین برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی با نامنظمی فرورفتگی در ارتفاع پیشنهاد کردند. روش ارائه شده در چهار قاب ساختمانی مورد استفاده قرار گرفت. این روش فرکانس طبیعی را برای سازه‌هایی که انحراف مرکز جرم از مرکز سختی، کمتر از ۵۲ درصد است را دقیق بیان می‌کند. با این حال این روش برای سایر مدل‌ها دقت قابل قبولی را به همراه نداشت [16]. وانگ

و تسو پاسخ لرزه‌ای سازه‌ی تورفته را با استفاده از تحلیل طیف پاسخ الاستیک مطالعه کردند. آنها دریافتند که جرم‌های مودال مودهای بالاتر برای سازه‌های پسررفته که از توزیع بار لرزه‌ای مختلف نتیجه می‌شود، در مقایسه با جرم‌های مودال مودهای بالاتر به دست آمده از روش استاتیکی آیین‌نامه، بزرگتر هستند [17]. آثاناسیادو عملکرد لرزه‌ای دو قاب بتن مسلح ۹ طبقه را با پسر رفتگی در طبقات بالا ارزیابی کرد. او نتیجه گرفت که نسبت‌های دررفت قاب‌های نامنظم، در مقایسه با قاب‌های منظم کمتر می‌باشند و همچنین سازه‌های نامنظم دارای مقاومت زیاد و شکل‌پذیری کمتری نسبت به سازه‌های منظم مشابه می‌باشند [18]. فراگیداکیس و همکارانش یک روش براساس تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های با نامنظمی عمودی در توزیع سختی و مقاومت در یک طبقه را با استفاده از یک قاب فولادی یک طبقه ارائه کردند. این پژوهشگران چنین نتیجه‌گیری کردند که نامنظمی‌های عمودی، آثار مختلفی روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها ایجاد می‌کنند که این آثار، به نوع نامنظمی و طبقه‌ای که نامنظمی در آن اتفاق افتاده و مهم‌تر از همه، به شدت زلزله بستگی دارد [19]. ترمبلی و پونست، رفتار لرزه‌ای سازه‌های نامنظم در ارتفاع را بررسی نمودند. آنها روی ساختمانی‌هایی با نامنظمی در جرم تمرکز کردند. براساس پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی، به این نتیجه رسیدند که حتی اگر نامنظمی بسیار زیاد جرم در سازه‌های طراحی شده وجود داشته باشد، باز هم اثر منفی قابل توجهی بر روی پاسخ لرزه‌ای‌شان نمی‌گذارد [20]. لی ترونک و همکارانش تحقیقاتی با هدف بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های نامنظم در ارتفاع روی قاب‌های خمشی ویژه انجام دادند. این پژوهشگران پاسخ لرزه‌ای مدل‌هایشان را تحت تحریک ۲۰ رکورد زلزله که احتمال وقوع آنها ۲ درصد در ۵۰ سال است، ارزیابی نمودند. آنها سه نوع نامنظمی سختی، جرم و ترکیبی از آنها را در نظر گرفتند. اگرچه نامنظمی عمودی در سازه‌های مورد مطالعه‌ی آنها قرار داشت ولی منحنی پوش‌آور آنها، به جز در پارامتر مقاومت، در سایر پارامترها، با حالت‌های بدون نامنظمی، تفاوت زیادی نداشت [21].

مطالعه ادبیات موضوع، خلا تحقیقاتی در رابطه با بررسی اثر

محصورشدگی، بر ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح نامنظم در ارتفاع را نشان می‌دهد. در این مطالعه، با مدل‌سازی طیف وسیعی از قاب‌های خمشی بتن مسلح در چهار گروه ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه، دارای انواع مختلفی از نامنظمی، به بررسی اثر محصورشدگی روی رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها، پرداخته شده است. بدین منظور، به مقایسه سطوح عملکردی و همچنین ضریب‌رفتار قاب‌های در نظر گرفته شده، یکبار با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی و بار دیگر بدون در نظر گرفتن این اثر پرداخته شده است. بدین منظور، با انجام تحلیل بارافزون، منحنی ظرفیت هر قاب، با/بدون در نظر گرفتن اثر محصورشدگی به دست آمد. در ادامه برای حالات محصورشده و محصورنشده، به مقایسه سطوح عملکردی که مطابق با مرجع [22] انتخاب شده‌اند، پرداخته شد. سطوح عملکردی انتخاب شده، به گونه‌ای هستند که مقایسه رفتار سازه را از میزان خسارت کم تا شدید در بر بگیرند. سپس به محاسبه ضرایب رفتار هر قاب، با استفاده از روابط ارائه شده در مراجع [23,24] در دو حالت محصورشده و محصورنشده پرداخته شد. در نهایت، به مقایسه ضرایب رفتار هر قاب در دو حالت محصورشده و محصورنشده با در نظر گرفتن نوع نامنظمی، پرداخته شد. همچنین به مقایسه مقادیر ضرایب رفتار به دست آمده، با ضریب رفتار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ [25] پرداخته شد. در این مقاله، ابتدا به بررسی ادبیات موضوع و در بخش دوم به تشریح روش تحقیق و چگونگی مدل‌سازی پرداخته شده است. در بخش سوم به درستی آزمای چگونگی مدل‌سازی و مقایسه نتایج، شامل مقایسه منحنی‌های ظرفیت، سطوح عملکردی و ضرایب رفتار پرداخته شده است. در ادامه پس از تشریح شاخص نامنظمی و محاسبه آن برای قاب‌ها، به ارتباط بین نوع نامنظمی و ضرایب رفتار محاسبه شده، و نهایتاً در بخش پایانی، به نتیجه‌گیری پرداخته شده است.

۲- روش تحقیق و مدل‌سازی

در تحقیق حاضر، تاثیر محصورشدگی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح نامنظم در ارتفاع، مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور، به تحلیل بارافزون قاب‌های خمشی

بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط پرداخته می‌شود و سه سطح عملکردی آسیب‌های محدود^۱، خسارت‌های قابل توجه^۲ و آستانه‌ی فروریزش^۳، بر مبنای ضوابط آئین‌نامه‌ی اروپا [22] برای قاب‌ها، در دو حالت محصورشده و محصورنشده محاسبه شده است. هدف از تحقیق حاضر، بررسی اثر محصورشدگی بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح و بررسی تاثیر نامنظمی در ارتفاع، بر عملکرد لرزه‌ای و ضریب رفتار این سیستم سازه‌ای می‌باشد. بنابراین ۳۱ قاب نامنظم در ارتفاع، در چهار گروه ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه، مطابق با مبحث نهم مقررات ملی [26] و آیین‌نامه ۲۸۰۰ [25] طراحی شدند. این قاب‌ها یکبار با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی و بار دیگر با صرف‌نظر از این اثر، مدل‌سازی شدند و تحلیل بار افزون بر روی این قاب‌ها، انجام گرفت. لازم به ذکر است که در تحلیل قاب‌های مورد مطالعه، در حالت محصور شده، با توجه به چینش و فواصل آرماتورهای عرضی، مشخصات بتن هسته اصلاح شده است اما در حالت محصور نشده، این اثر نادیده گرفته شده و مشخصات بتن هسته اصلاح نشده است. در ادامه به محاسبه ضریب رفتار این قاب‌ها در هر دو حالت پرداخته شده است. همچنین برای هر قاب، سه نقطه عملکردی (آسیب‌های محدود، خسارت‌های قابل توجه، آستانه فروریزش) محاسبه شد و به بررسی اثر محصورشدگی بر این سطوح خسارت، پرداخته شد. محصورشدگی در این تحقیق معطوف به اثر آرماتورهای عرضی و فواصل بین آن‌ها می‌باشد. در واقع به جهت اینکه ستون‌ها رفتاری قابل اعتماد در نواحی مفصل پلاستیک داشته باشند و مقاومت لازم را در انحنای بزرگ نشان دهند، لازم است، هسته این اعضا به شکل مطلوب محصور شود و برای داشتن عملکرد شکل‌پذیر، باید برای بار فشاری بیشتر، محصورشدگی بیشتری وجود داشته باشد [27]. در این تحقیق، از مدل محصورشدگی مندر برای مدل رفتاری بتن استفاده شده است [27]. در این مدل مشخصات بتن محصور شده بر مبنای روابط ارائه شده در مرجع [27] اصلاح می‌شود، به گونه‌ای که با توجه به چینش و فواصل آرماتورهای

عرضی، منحنی تنش-کرنش بتن هسته. بهبود می‌یابد، به گونه‌ای که بیشترین مقاومت بتن، شکل‌پذیری، مدول الاستیسیته سکانت و سطح زیر منحنی تنش-کرنش افزایش می‌یابد. جزئیات و چگونگی محاسبه این تغییرات در مرجع [27] ارائه شده است. طراحی قاب‌ها با رعایت ضوابط مبحث نهم مقررات ملی [26] انجام شده است. طراحی آرماتورهای عرضی شامل چینش، مقدار، فواصل و مهار این آرماتورها، براساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی انجام گرفته است که در ادامه خلاصه‌ای از ضوابط مربوط به آرماتورهای عرضی ستون‌ها، آورده شده است. تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموت‌هایی در بر گرفته شوند. قطر خاموت‌ها نباید کمتر از مقادیر، الف-یک سوم قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی‌متر ب- ۱۰ میلی‌متر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی‌متر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس، باشد. قطر خاموت‌ها به هر حال نباید از ۸ میلی‌متر کمتر باشد. فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر، الف-۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ب- ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت، ج- کوچکترین بعد عضو فشاری و د- ۲۵۰ میلی‌متر، بیشتر باشد. فاصله اولین خاموت از سطح فوقانی شالوده یا دال طبقه تحتانی و آخرین خاموت از زیر پایین‌ترین میلگردهای داخل یا کتیبه سرستون طبقه فوقانی، نباید از نصف فواصل تعیین شده برای فاصله هر دو خاموت متوالی بیشتر باشد. در هر مقطع، تعداد خاموت‌ها باید طوری باشد که هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع می‌شود، هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان و هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد، در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود. برای ستون‌ها با شکل‌پذیری متوسط، در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتور عرضی بسته با فواصل کمتر از الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون، ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها، ج- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون و د- ۳۰۰ میلی‌متر به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. این فواصل برای فاصله

1 Limited damage (LD)

2 Significant damage (SD)

3 Near collapse (NC)

است. قاب‌های مورد مطالعه، قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط هستند که مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ایران [26] و ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ [25] طراحی شده‌اند. ارتفاع تمامی قاب‌ها ۳/۲ متر و عرض تمامی قاب‌ها ۴ متر می‌باشد. تمامی قاب‌ها دارای ۵ کیلونیوتن بر مترمربع بار مرده و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع بار زنده می‌باشند. مقاومت مشخصه بتن ۳۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته‌ی بتن برابر ۲۸۰۰۰ مگاپاسکال، کرنش متناظر با بیشترین مقاومت بتن نیز ۰/۲ درصد، کرنش نهایی بتن برابر ۰/۳ درصد می‌باشد. مقاومت جاری شدن فولاد برابر ۴۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته‌ی فولاد برابر ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال فرض شده است. طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰، تحلیل استاتیکی معادل را می‌توان برای ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر از تراز پایه، ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه و ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشند و همچنین نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشند، بکار برد. مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، در مواردی که بیشترین تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد، در این موارد نامنظمی زیاد و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی شدید پیچشی توصیف می‌شود. نامنظمی جرمی به نامنظمی‌ای گفته می‌شود که جرم هر طبقه بیش از ۵۰ درصد با طبقات مجاور اختلاف داشته باشد. طبقه نرم به طبقه‌ای گفته می‌شود که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً طبقه نرم نامیده می‌شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً طبقه خیلی نرم توصیف می‌شود. با توجه به موارد مزبور، قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل طراحی اولیه شدند و در ادامه بررسی شد که شرایط استفاده از تحلیل استاتیکی معادل، در مورد آنها صادق باشد. ضمناً با

اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر به نصف تقلیل می‌یابند. طول l_0 ، ناحیه بحرانی، که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر، الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون، ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیل شکل ستون و ج- ۴۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود. در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط میلگردهای اعضای فشاری که شرح داده شد، باید در نظر گرفته شود [26].

در این تحقیق، کلیه تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار سیسمواستراکت^۴ [28] انجام شده است. این نرم‌افزار از نرم‌افزارهای توانمند برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها شناخته می‌شود که از قابلیت‌های آن، می‌توان به توانایی مدل‌سازی با استفاده از مدل‌های پلاستیسیته متمرکز و گسترده بر مبنای نیرو و تغییر مکان اشاره نمود. ضمناً از توانایی‌های این برنامه که در این تحقیق بسیار مورد توجه قرار گرفته است، به قابلیت در نظر گرفتن خودکار اثر محصورشدگی و اصلاح منحنی تنش کرنش بتن محصورشده، برای چینش‌های متفاوت میلگردهای عرضی اشاره نمود. این برنامه قادر به محاسبه خودکار سطوح عملکردی می‌باشد. در تحقیقات بسیاری از این نرم‌افزار استفاده شده است و نتایج آن با مدل‌های آزمایشگاهی و یا سایر برنامه‌های معتبر مقایسه شده‌اند [28]. در این تحقیق، برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌ها، از مدل رفتاری پلاستیسیته متمرکز بر مبنای نیرو^۵ استفاده شده است. محل تشکیل مفاصل پلاستیک با توجه به مدل ارائه شده توسط شیخ و اوزومری تعیین شده است [29]. در این مدل، رفتار غیرخطی در دو انتهای المان متمرکز می‌شود و سایر نواحی المان دارای رفتار الاستیک فرض می‌شوند. در محل مفاصل پلاستیک، با استفاده از روش فایبر^۶، و بکار بردن فایبرهای مجزا برای فولاد و بتن، به مدل‌سازی و آنالیز پرداخته می‌شود. از مزیت‌های این المان می‌توان به حجم محاسباتی و زمان آنالیز کمتر در مقایسه با المان‌های با رفتار پلاستیسیته گسترده اشاره نمود. تفاوت بین مدل پلاستیسته متمرکز و گسترده در مرجع [30] ارایه شده

4 SeismoStruct
5 infirm FBPH
6 Fiber section method

- حذف دهانه میانی تا 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
 - ۶- حذف دهانه کناری از یک سوم ارتفاع تا طبقه آخر حذف دهانه میانی در دو طبقه آخر
 - ۷- حذف دهانه کناری از طبقه اول تا آخر
 - ۸- حذف دهانه کناری از طبقه اول تا آخر و حذف دهانه میانی در طبقه آخر
 - ۹- حذف دهانه کناری از طبقه اول تا آخر و حذف دهانه میانی در دو طبقه آخر
- برای نامگذاری قاب‌ها از حرف T و دو عدد، در سمت چپ و راست آن استفاده شده است. عدد سمت چپ، تعداد طبقات می‌باشد که می‌تواند ۳، ۶، ۹ و ۱۲ باشد و عدد سمت راست نوع نامنظمی می‌باشد که می‌تواند از ۱ تا ۹ تغییر کند.

توجه به مدل‌سازی دوبعدی در این تحقیق، فرض بر این است که ساختمان‌های حاوی این قاب‌ها دارای پیچش تصادفی زیاد و شدید نباشند. در نتیجه روش استاتیکی معادل برای طراحی این قاب‌ها مورد تایید قرار گرفت. در این قاب‌ها، پارامترهای موثر در عملکرد لرزه‌ای مانند: بهبود عملکرد لرزه‌ای، ضریب رفتار، نقاط عملکردی و همچنین بهبود در تحمل برش پایه در دو حالت محصورشده و محصور نشده مورد بررسی قرار گرفته است.

۱-۲- انتخاب هندسه‌ی قاب‌ها

برای تهیه یک پایگاه داده‌ای مناسب، قاب‌های متعددی با انواع نامنظمی و تعداد طبقات مختلف مطابق شکل (۱) در نظر گرفته شده است. نامنظمی‌های هندسی براساس 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

شکل ۱- نمای قاب‌های مورد مطالعه

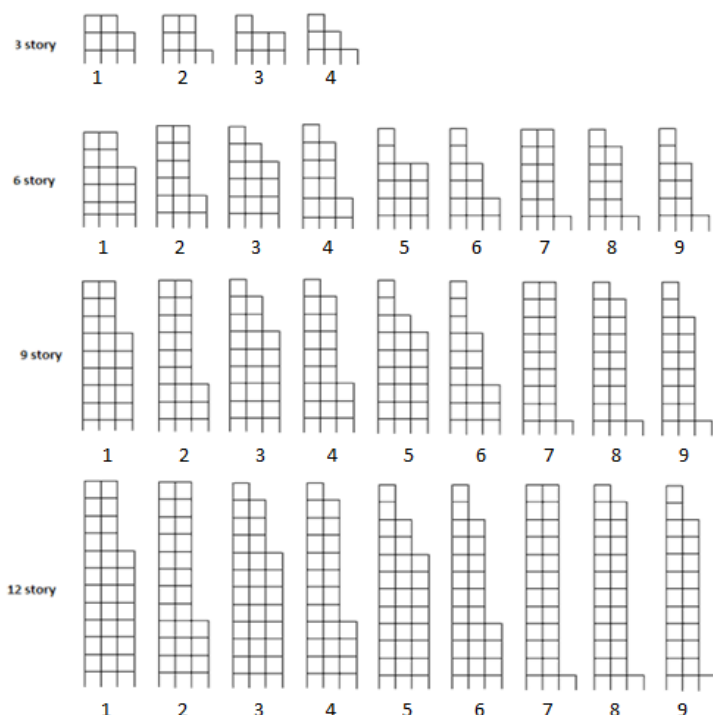


Fig. 1. The assumed frames in this study

۲-۲- روش محاسبه ضریب رفتار

ضریب رفتار به پارامترهایی مانند، ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی سازه، مشخصات خاک، مشخصات زلزله، رفتار بار - تغییرشکل مصالح، ضریب مقاومت افزون، مشارکت مودهای بالا و ضریب اطمینان طراحی بستگی دارد. یکی از عوامل موثر بر ضریب رفتار، ظرفیت شکل پذیری سازه است. در حقیقت اگر سازه‌ای دارای ظرفیت شکل پذیری نباشد، نمی‌توان برای آن ضریب رفتار در نظر گرفت. زمان تناوب اصلی سازه به عنوان عاملی که باعث تغییر در پاسخ ارتجاعی و غیرارتجاعی سازه خواهد بود، بر مقدار ضریب رفتار تاثیر خواهد گذاشت. میرایی به عنوان یک سازوکار اتلاف انرژی، باعث تغییر در پاسخ سازه در حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی و در نتیجه بر مقدار ضریب رفتار موثر خواهد بود. مصالح دارای رفتار بار-تغییر شکل متفاوتی هستند که انتخاب هریک از آنها برپاسخ‌های سازه و در نتیجه بر مقدار ضریب رفتار تاثیر خواهد گذاشت. آئین نامه‌های لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای، استفاده از عملکرد غیرارتجاعی را مجاز می‌دانند و می‌توانند از خاصیت جذب انرژی سازه‌ها در مرحله غیرارتجاعی استفاده کنند. همچنین مقاومت اضافه‌ای که در مرحله غیرارتجاعی بروز می‌کند را در نظر می‌گیرند. چنین مقاومتی در روند تشکیل پی درپی مفاصل پلاستیک (لولا‌های خمیری) در اعضای سازه پدید می‌آید و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می‌یابد. به این مقاومت، مقاومت افزون گفته می‌شود که با ضریب مقاومت افزون بیان می‌شود و برابر است با نسبت بیشترین مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن. مقاومت افزون نتیجه عوامل گوناگونی است که مهمترین آنها عبارتند از: باز توزیع نیروهای داخلی اعضا، درجات نامعینی سازه، اضافه مقاومت میلگرد و بتن نسبت به مقاومت اسمی آنها، افزایش مقاومت میلگرد در اثر پدیده سخت شوندگی کرنش، افزایش مقاومت بتن در اثر محصور شدن به وسیله میلگردها و اعمال محدودیت‌های آئین‌نامه‌ای (محدود کردن تغییر مکان جانبی سازه، محدود کردن جزئیات میلگرد گذاری، شرایط بارگذاری).

در این تحقیق برای محاسبه ضریب رفتار از ارائه شده در مرجع

[23] مطابق با معادله (۱) استفاده شده است.

$$R_u = R_\mu * R_s \quad (1)$$

در این رابطه، R_s ضریب اضافه مقاومت و R_μ ضریب شکل پذیری می‌باشند. لازم به ذکر که در صورت طراحی به روش تنش مجاز، ضریب تنش مجاز نیز در محاسبه ضریب رفتار در نظر گرفته می‌شود که در این تحقیق چون روش طراحی، تنش مجاز نبوده است این ضریب برابر با یک فرض شده است. ضریب شکل پذیری تابعی از شکل پذیری سازه می‌باشد که مطابق با معادله (۲) محاسبه می‌شود.

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y \quad (2)$$

که در این رابطه Δ_{max} حداکثر تغییر مکان و Δ_y تغییر مکان نظیر تسلیم سازه هستند. برای محاسبه R_μ از روابط ارائه شده توسط نیومارک [24] (معادله ۳)، استفاده شده است.

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 && \text{برای زمان‌های تناوب کمتر از 0.03 ثانیه} \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{برای زمان تناوب های بین 0.1 تا 0.5 ثانیه} \\ R_\mu &= \mu && \text{برای زمان‌های تناوب بیش از 0.5 ثانیه} \end{aligned} \quad (3)$$

ضریب اضافه مقاومت R_s از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$R_s = \frac{V_v}{V_s} \quad (4)$$

که در این رابطه، V_s برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک و V_v برش پایه متناظر با تسلیم سازه می‌باشند.

۳- مطالعه عددی

۳-۱ راستی آزمایی

در این بخش، به منظور ارزیابی چگونگی مدل‌سازی، یک قاب خمشی بتن مسلح سه طبقه، مطابق با شکل (۲) از مرجع [31] انتخاب شد. در این قاب، مقاومت مشخصه بتن ۳۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته‌ی بتن برابر ۲۷۴۰۰ مگاپاسکال، کرنش متناظر با بیشترین مقاومت بتن نیز ۰.۲ درصد، کرنش نهایی بتن برابر ۰.۳ درصد می‌باشد. مقاومت جاری شدن فولاد برابر ۳۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته فولاد برابر ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال

شکل ۳. مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب

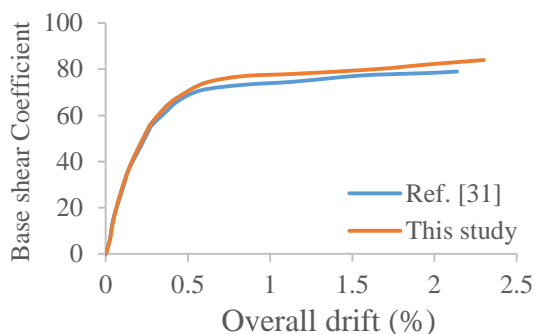


Fig. 3. Comparing the capacity curves of the frame

با توجه به شکل (۳)، مشخص است که در محدوده رفتارخطی، یکسان بودن مناسبی بین منحنی‌ها وجود دارد. با ورود به محدوده غیرخطی، اختلاف بین منحنی‌ها بیشتر می‌شود و بیشترین اختلاف بین منحنی‌ها در محدوده غیرخطی برابر با ۶ درصد می‌باشد. نتایج، درستی مدل‌سازی تحقیق حاضر را تایید می‌کند.

۳-۲- تحلیل بارافزون و ارزیابی سطوح عملکرد (پوش‌آور)

امروزه تحلیل بار افزون به دلیل قابلیت در نظر گرفتن رفتار سازه از مرحله‌ی الاستیک تا فرو ریزش و همچنین سادگی و حجم محاسباتی کمتر نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی، بسیار مورد اقبال مهندسين قرار گرفته است. استفاده از روش‌های استاتیکی غیرخطی برای تخمین بیشینه تغییر مکان ساختمان‌ها و پل‌ها، در طراحی لرزه‌ای رو به گسترش است. از این روش می‌توان برای مقایسه مستقیم نیازهای وابسته به تغییر شکل و ظرفیت سیستم‌ها استفاده کرد. این مقایسه بسیار با معنی‌تر از مقایسه‌های سنتی بر اساس نیرو می‌باشد. روش مذکور بر این فرض استوار است که پاسخ سازه متناسب با پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل می‌باشد و در نتیجه، پاسخ با یک مود مورد بررسی قرار می‌گیرد. شکل این مود در هنگام تاریخچه زمانی پاسخ، ثابت باقی می‌ماند که فرض صحیحی نمی‌باشد. البته مطالعاتی در زمینه اصلاح الگوی بارگذاری و انتخاب مدل ریاضی مناسب، به‌منظور پیش بینی بهتر بیشترین پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های چند درجه آزادی انجام

فرض شده است. بار ثقلی وارد شده بر تیرها برابر با ۱۲ کیلونیوتن بر متر می‌باشد. در جدول (۱) جزییات ابعاد و میلگردهای تیرها و ستون‌ها نشان داده شده است. در این قاب ارتفاع طبقات ۳ متر و عرض دهانه‌ها ۴ متر می‌باشد.

شکل ۲. قاب در نظر گرفته شده [31]

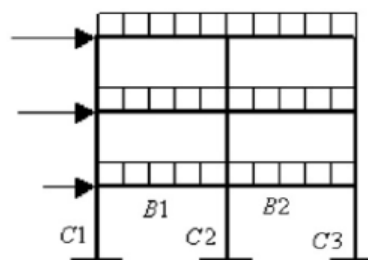


Fig. 2. Configuration of the considered frame [31]

جدول ۱. جزییات مقاطع قاب در نظر گرفته شده

Description	value
Width of columns C1 and C3	350mm
Height of columns C1 and C3	350mm
Width of columns C2	450mm
Height of columns C2	450mm
Reinforcement area of columns C1 and C3 on each face of column	942.5mm ²
Reinforcement area of columns C2 on each face of column	1570.8mm ²
Width of beams	250mm
Height of beams	350mm
Lower reinforcement area for B1 at left hand and for B2 at right hand (first and second stories)	1256.6mm ²
Upper reinforcement area for B1 at left hand and for B2 at right hand (first and second stories)	942.5mm ²
Lower reinforcement area for B1 at right hand and for B2 at left hand (first and second stories)	1256.6mm ²
Upper reinforcement area for B1 at right hand and for B2 at left hand (first and second stories)	1570.8mm ²
Lower reinforcement area for third story beams	628.3mm ²
Upper reinforcement area for third story beams	628.3mm ²

Table. 1 Sectional properties of the frame

در شکل (۳) به مقایسه منحنی ظرفیت قاب مزبور که در این تحقیق بدست آمده و مرجع [31] پرداخته شده است.

شده است [32,33].

در این تحقیق به بررسی سه سطح عملکردی، آسیب‌های محدود، خسارت‌های قابل توجه و آستانه فروریزش مطابق آئین‌نامه اروپا [22] پرداخته شده است. در تمامی قاب‌ها در دو حالت محصورشده و محصورنشده، نمودارهای ظرفیت و سطوح عملکردی مزبور مقایسه شده‌اند. با توجه به آنکه ساختمان‌ها به صورت سه بعدی می‌باشند، در این بخش به مقایسه منحنی ظرفیت و مقدار ضریب رفتار یک ساختمان نه طبقه نامنظم، در حالت سه بعدی و یک قاب دوبعدی نه طبقه پرداخته خواهد شد. لازم به ذکر است که قاب دوبعدی انتخاب شده، یکی از قاب‌های مربوط به ساختمان در نظر گرفته شده می‌باشد که در شکل (۴) مشخص شده است. نامنظمی در نظر گرفته شده، تیپ یک نامنظمی مطابق با شکل (۱) است. در شکل (۴) هندسه این سازه‌ها نمایش داده شده است. در شکل (۵) به مقایسه منحنی ظرفیت این دو سازه پرداخته شده است.

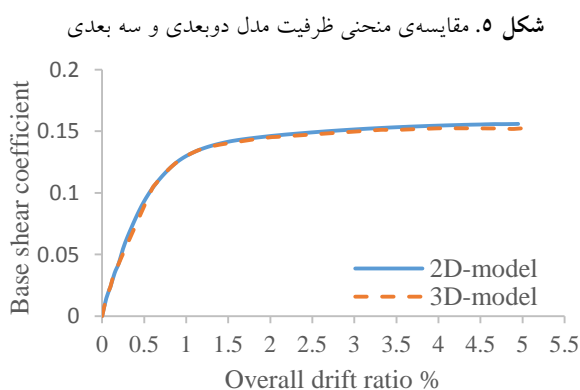


Fig. 5. Comparing capacity curves of 2D- and 3D-model

همانطور که در شکل (۵) مشهود است، منحنی ظرفیت ساختمان سه‌بعدی و قاب دو بعدی، کاملاً مشابه است. محاسبه ضریب رفتار این سازه‌ها نیز مقادیر بسیار نزدیکی (تقریباً ۴) را برای هر دو نشان می‌دهد. با توجه به مقایسه انجام شده، می‌توان چنان نتیجه‌گیری کرد که ارزیابی پاسخ‌های قاب‌های دوبعدی می‌تواند به خوبی رفتار مدل‌های سه بعدی را انعکاس دهد. در مرجع [10] مقایسه‌ای مشابه انجام شده است و نتیجه یکسانی با تحقیق حاضر، بدست آمده است.

شکل ۴. هندسه سازه ۹ طبقه a-پلان b-نمای قاب دوبعدی c-ساختمان

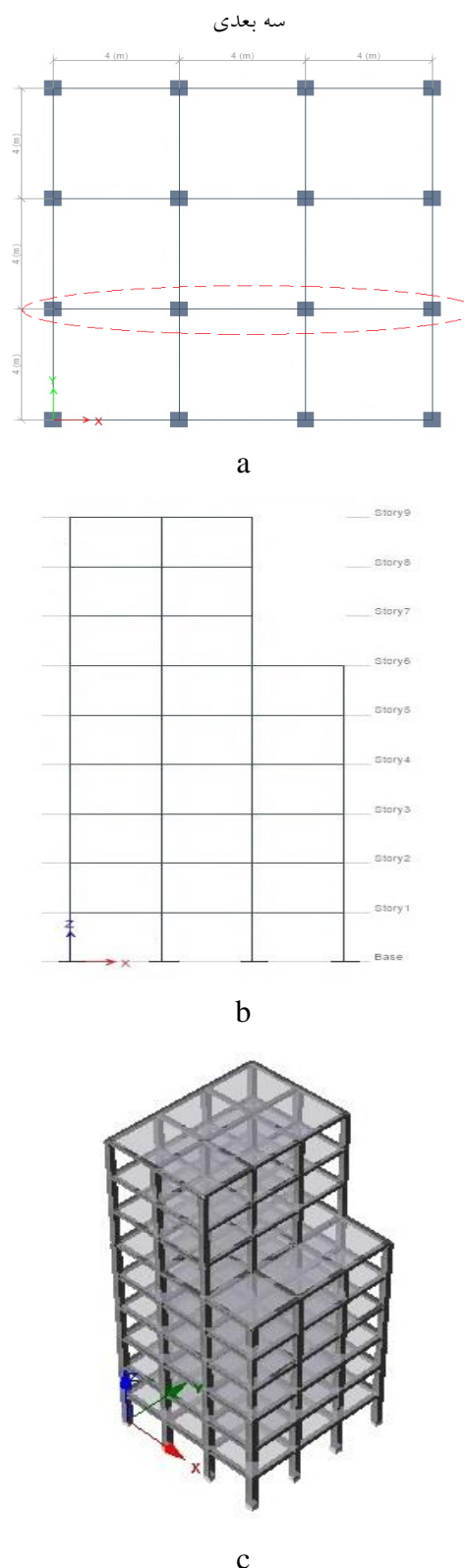


Fig. 4. Geometry properties of the 9-story structure
a-plan configuration b-2-D-frame c-3-D-building

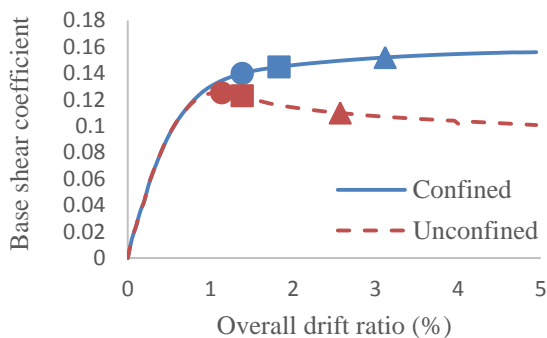


Fig. 6. The capacity curves of frame a) 3T1 b) 6T1 c) 9T1 d) 12T1

در این نمودارها محور افقی درصد دررفت بام می‌باشد که حاصل تقسیم جابه‌جایی بام بر ارتفاع قاب می‌باشد. محور عمودی نیز حاصل تقسیم برش پایه بر وزن هر قاب است. همانطور که در شکل (۶) مشهود است، با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی، قابلیت تحمل بار جانبی قاب‌ها نسبت به وضعیت محصور نشده، افزایش یافته است و همچنین سطوح خسارت در نظر گرفته شده، در دررفت و برش پایه بیشتری حاصل شده‌اند. در جدول (۲)، میانگین بهبود نقاط عملکردی با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی، نسبت به وضعیت نادیده گرفتن اثر محصورشدگی ارایه شده است.

جدول ۲. میانگین درصد بهبود نقاط عملکردی

Frame	LD(●)	SD(■)	NC(▲)
3-story	3.9	3.6	2.9
6-story	6.9	9.5	6.8
9-story	18.26	11.8	14.6
12-story	14.3	14.2	13.3

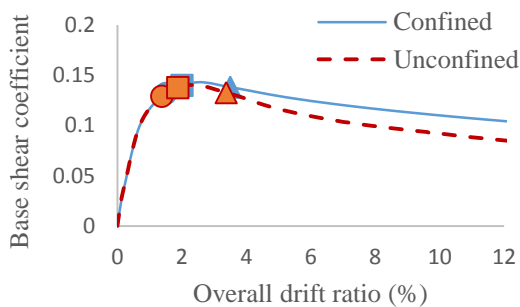
Table 2. The average improvement in the performance points (%)

مشاهده می‌شود در قاب‌های سه طبقه در حالت محصور شده نسبت به حالت محصور نشده به میزان 3.9 درصد در نقطه عملکردی (LD)، 3.6 درصد در نقطه عملکردی (SD) و 2.9 درصد در نقطه عملکردی (NC) و در قاب شش طبقه به طور میانگین در حالت محصور شده نسبت به حالت محصور نشده به میزان 6.9 درصد در نقطه عملکردی (LD)، 9.5 درصد

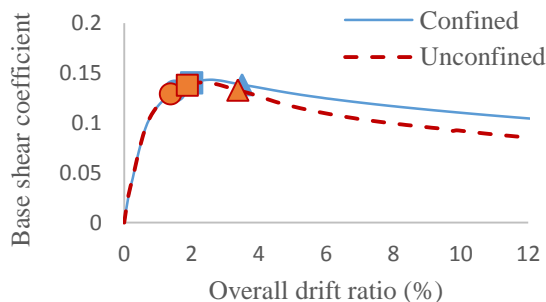
۳-۳- نمودارهای ظرفیت و نقاط عملکردی

در این بخش به مقایسه منحنی‌های ظرفیت قاب‌های در نظر گرفته شده در دو حالت با/بدون در نظر گرفتن اثر محصور شدگی پرداخته می‌شود (شکل ۶). در این شکل، به عنوان نمونه، از هر سری از سازه‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه که جزئیات طراحی آنها در مرجع [34] ارایه شده است، یک نمونه از نمودارهای ظرفیت آورده شده است که نقاط عملکردی آسیب‌های محدود، خسارت‌های قابل توجه و آستانه فروریزش در آنها مشخص شده است. نمودار ظرفیت سایر قاب‌ها در پیوست ۱ ارایه شده است.

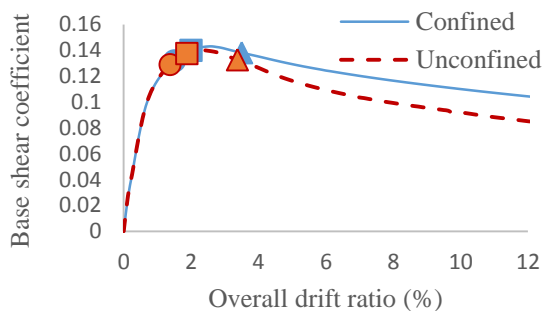
شکل ۶. نمودار ظرفیت سازه‌ی الف-3T1-ب-6T1-ج-9T1-د-12T1



الف



ب



ج

بنابراین مشاهده می‌شود برای قاب‌های با طبقات بیشتر، بهبود رفتار عملکردی، مشهودتر است. با توجه به اینکه محصورشدگی کاملاً متأثر از مقدار بارمحوری ستون می‌باشد و همچنین با افزایش تعداد طبقات، تعداد ستون‌ها و بارمحوری ستونها افزایش پیدا می‌کند، این پدیده بطور نسبی مورد انتظار بود. در جدول (۳) به مقایسه بیشترین برش پایه تحمل شده توسط هر قاب، در دو حالت محصورشده و محصور نشده پرداخته شده است.

با توجه به جدول (۳)، بیشترین برش پایه تحمل شده در قاب‌های ۳ طبقه به طور میانگین در حالت محصورشده نسبت به وضعیت محصورنشده به میزان ۲,۹ درصد، در قاب‌های ۶ طبقه به طور میانگین به میزان ۱۰,۵ درصد، در قاب‌های ۹ طبقه به طور میانگین به میزان ۱۸,۷ درصد و در قاب‌های ۱۲ طبقه به طور میانگین به میزان ۱۶,۹ درصد بیشتر است. همانطور که مشخص است، اثر محصورشدگی برای قاب‌های بلندتر، بیشتر است.

۳-۳- مقایسه ضریب رفتار در دو حالت محصورشده و محصورنشده

ضریب رفتار یکی از پارامترهای مهم در طراحی سازه‌ها است که محاسبه مقدار صحیح آن، می‌تواند به طراحی درست و اقتصادی سازه منتج شود. همچنین می‌توان ضریب رفتار را به عنوان یکی از عوامل تاثیرگذار در بهبود عملکرد سازه و کاهش خسارت در نظر گرفت. در تحقیق حاضر، ضرایب رفتار قاب‌ها یکبار با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی و بار دیگر با صرف نظر از اثر محصورشدگی محاسبه شده‌اند. در شکل (۷)، برای قاب‌ها با تعداد طبقات یکسان به مقایسه ضرایب رفتار با/بدون در نظر گرفتن محصورشدگی پرداخته شده است.

با مقایسه مقادیر به دست آمده برای ضریب رفتار می‌توان مشاهده کرد که به طور میانگین ضریب رفتار در حالت محصورشده به میزان ۱۰,۳۸ درصد نسبت به حالت محصورنشده افزایش یافته است. با توجه به شکل (۷)، می‌توان به وضوح بهبود عملکرد قاب‌ها در حالت محصور شده نسبت به حالت محصورنشده را مشاهده کرد. همچنین مشهود است

در نقطه عملکردی (SD) و ۶,۸ درصد در نقطه عملکردی (NC) بهبود عملکرد داشته است. همچنین در قاب‌های نه طبقه در حالت محصورشده نسبت به حالت محصورنشده به میزان ۱۸,۲۵ درصد در نقطه عملکردی (DL)، ۱۱,۸ درصد در نقطه عملکردی (SD) و ۱۴,۶ درصد در نقطه عملکردی (NC) درصد و نیز در قاب‌های دوازده طبقه در حالت محصورشده نسبت به حالت محصورنشده به میزان ۱۴,۳ درصد در نقطه عملکردی (DL)، ۱۴,۲ درصد در نقطه عملکردی (SD) و ۱۳,۳۴ درصد در نقطه عملکردی (NC) دریافت بیشتری را تحمل کرده است.

جدول ۳. مقایسه برش پایه در قاب‌ها در دو حالت محصورشده و

محصورنشده

Frame	Period	Base shear (confined)	Base shear (unconfined)
3T1	0.17	214.96	210.57
3T2	0.17	193.43	184.89
3T3	0.15	186.79	182.33
3T4	0.15	260.61	254.21
6T1	0.32	333.28	304.40
6T2	0.33	262.58	235.70
6T3	0.31	292.86	268.11
6T4	0.32	245.64	222.32
6T5	0.30	215.52	208.62
6T6	0.29	216.50	189.89
6T7	0.35	264.56	233.52
6T8	0.32	241.15	219.24
6T9	0.30	211.50	187.12
9T1	0.45	699.46	588.07
9T2	0.47	552.08	469.49
9T3	0.44	624.36	558.09
9T4	0.44	492.25	448.44
9T5	0.43	605.39	498.72
9T6	0.42	436.69	357.45
9T7	0.50	515.88	428.48
9T8	0.54	490.33	346.73
9T9	0.45	444.90	402.19
12T1	0.57	823.57	661.71
12T2	0.60	662.12	507.08
12T3	0.57	740.74	697.57
12TS4	0.58	579.27	486.86
12T5	0.60	632.69	517.40
12T6	0.56	565.20	485.82
12T7	0.65	613.79	497.90
12T8	0.63	540.02	494.05
12T9	0.60	520.51	484.13

Table 3. The comparison of base shears of frames with/without considering the confinement effects

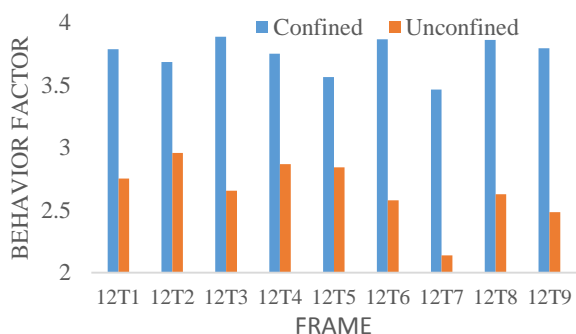


Fig. 7. The comparison of the analytical behaviour factors with/without considering the confinement effects for a)3-story b)6-story c)9-story d)12-story frames

۳-۴- تاثیر نامنظمی در ارتفاع بر مقدار ضرایب رفتار

در این بخش به اثر نامنظمی روی مقادیر ضریب رفتار پرداخته خواهد شد. بدین منظور به شاخصی برای ارزیابی کمی نامنظمی قاب‌ها نیاز است، پس از شاخص نامنظمی معرفی شده در مرجع [35]، مطابق رابطه‌های ۵ و ۶ استفاده شده است.

$$II_V = \left(\frac{1}{n_s - 1} \right) \sum_{i=1}^{i=n_s-1} \frac{l_i}{l_i + 1} \quad (5)$$

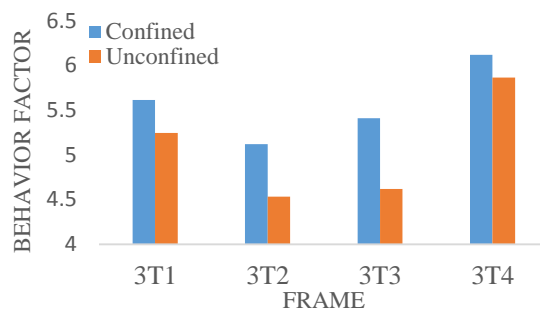
$$II_H = \left(\frac{1}{n_b - 1} \right) \sum_{i=1}^{i=n_b-1} \frac{H_i}{H_i + 1} \quad (6)$$

که در این روابط، n_s 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 [35]. شاخص نامنظمی عمودی و II_H شاخص نامنظمی افقی است. با افزایش نامنظمی سازه، مقدار این شاخص افزایش می‌یابد. در این شاخص، مقدار یک، معرف وضعیت منظم برای این شاخص می‌باشد. در شکل (۸)، پارامترهای مورد استفاده در این شاخص، نشان داده شده است. شاخص نامنظمی افقی طول دهانه سقف طبقات با احتساب پیش آمدگی یا تورفتگی را مورد توجه قرار می‌دهد و شاخص نامنظمی عمودی، ارتفاع سقف را مورد نظر قرار می‌دهد. در جدول (۴) مقادیر مربوط به شاخص‌های نامنظمی، ضرایب رفتار در حالات محصورشده و محصورنشده، برای هر قاب ارائه شده‌اند.

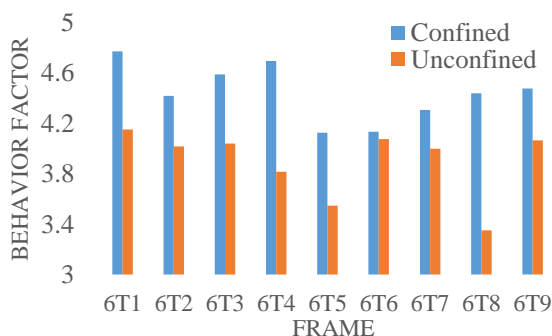
که اختلاف بین ضرایب رفتار برای قاب‌ها با طبقات بالاتر بیشتر می‌باشد که نشان از اثر بیشتر محصورشدگی روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بلند می‌باشد. مقایسه ضرایب رفتار برای قاب‌ها با طبقات یکسان، اثر نامنظمی را بر مقدار ضریب رفتار در هر دو حالت مورد بررسی (با/بدون در نظر گرفتن اثر محصورشدگی) نشان می‌دهد که در بخش بعدی بیشتر مورد توجه قرار می‌گیرد. همچنین، نتایج نشان می‌دهد که ضریب رفتار با افزایش ارتفاع کاهش یافته و اثر ارتفاع بر ضریب رفتار در سازه‌ها مشهود می‌باشد.

شکل ۷. مقایسه ضرایب رفتار در دو حالت با/بدون در نظر گرفتن اثر

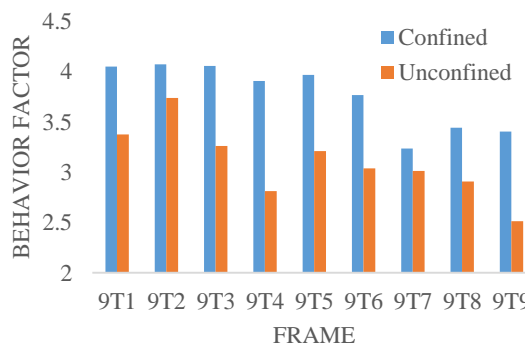
محصورشده‌گی در قاب‌های الف- سه طبقه ب- شش طبقه ج- نه طبقه د- دوازده طبقه



الف



ب



ج

جدول ۴. ضریب رفتار و شاخص‌های نامنظمی قاب‌ها

Table 4. Irregularity indices of the assumed frames

Frame	3T1	3T2	3T3	3T4	6T1	6T2	6T3	6T4	6T5	6T6	6T7	6T8	6T9	9T1	9T2	9T3	9T4	9T5	9T6	9T7	9T8	9T9
Π_H	1.25	2	1.25	1.75	1.25	2	1.2	1.8	1.25	1.75	3.5	3.1	2.75	1.25	2	1.23	1.8	1.8	5	4.56	4.14	4.14
Π_V	1.25	1.25	2	1.75	1.1	1.1	1.3	1.3	1.4	1.3	1.1	1.3	1.3	1.07	1.07	1.18	1.18	1.18	1.06	1.18	1.18	1.18
Behavior factor (confined)	5.61	5.12	5.41	6.12	4.77	4.41	4.58	4.69	4.12	4.13	4.30	4.43	4.47	4.04	4.06	4.05	3.90	3.96	3.76	3.23	3.44	3.40
Behavior factor (unconfined)	5.24	4.53	4.61	5.86	4.15	4.01	4.04	3.82	3.55	4.07	3.99	3.35	4.06	3.37	3.74	3.26	2.81	3.21	3.03	3.01	2.90	2.51
Frame	12T1	12T2	12T3	12T4	12T5	12T6	12T7	12T8	12T9													
Π_H	1.25	2	1.23	1.92	2.45	1.85	6.5	6.04	5.6													
Π_V	1.04	1.04	1.36	1.13	1.13	1.13	1.04	1.13	1.13													
Behavior factor (confined)	3.78	3.68	3.88	3.75	3.56	3.86	3.47	3.86	3.79													
Behavior factor (unconfined)	2.75	2.95	2.65	2.87	2.84	2.58	2.14	2.62	2.48													

شده است. برای قاب‌های سه طبقه، در حالت محصورشده، در تمام حالات نامنظمی، ضریب رفتار آیین‌نامه محقق شده است و کمترین ضریب رفتار، مربوط به نامنظمی نوع دوم است. برای این قاب‌ها، در وضعیت محصورنشده، در حالات اول و چهارم نامنظمی، ضریب رفتار آیین‌نامه محقق شده است و کمترین ضریب رفتار مربوط به نامنظمی نوع دوم است. مقایسه ضرایب رفتار قاب‌های شش طبقه نشان می‌دهد که در هیچ‌کدام از حالات محصورشده و محصورنشده، ضریب رفتار آیین‌نامه تامین نشده است. برای حالت محصورشده، نزدیکترین ضرایب رفتارها به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه، مربوط به نامنظمی نوع یک و چهار می‌باشند که حدود ۶ درصد کمتر از ۵ هستند. در حالت محصورنشده، نزدیکترین ضریب رفتار به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه، مربوط به نوع یک نامنظمی می‌باشد که حدود ۱۷ درصد کمتر از این مقدار است. برای قاب‌های نه طبقه، در حالت محصورشده، مشاهده می‌شود که ضرایب رفتار حالات یک تا پنج، بسیار به هم نزدیک می‌باشند. در وضعیت

شکل ۸. پارامترهای لازم در محاسبه‌ی شاخص نامنظمی [35]

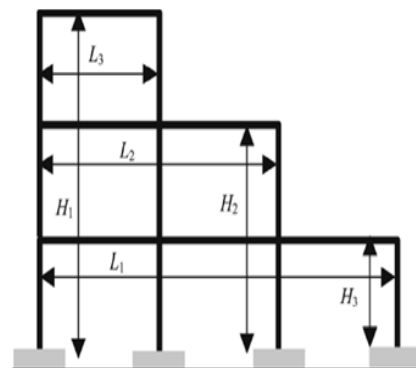


Fig. 8. The parameters of irregularity indices [35]

با توجه به جدول (۴) و مقایسه ضرایب رفتار محاسبه شده با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ که برابر ۵ می‌باشد، می‌توان نتیجه گرفت که در قاب‌های سه طبقه وجود نامنظمی سبب تغییر مقادیر ضریب رفتار نسبت به حالت منظم شده است و مشخص است که وجود نامنظمی نوع چهارم در هر دو حالت محصورشده و محصورنشده، حتی باعث افزایش ضریب رفتار

تحمل شده در دو حالت با/بدون در نظر گرفتن محصورشدگی نشان می‌دهد که بطور میانگین بین ۳ تا ۱۹ درصد، برش پایه تحمل شده بیشتر از زمانی است که این اثر نادیده گرفته شده باشد. مقایسه ضرایب رفتار در دو حالت فرض شده نشان می‌دهد که به طور میانگین، ضریب رفتار در حالت محصور شده به میزان ۱۰،۴ درصد نسبت به حالت محصور نشده افزایش یافته است. همچنین مقایسه ضرایب رفتار نشان می‌دهد که اختلاف بین ضرایب رفتار برای قاب‌ها با طبقات بالاتر بیشتر می‌باشد که نشان از اثر بیشتر محصورشدگی روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بلند می‌باشد. ارزیابی اثر نامنظمی بر ضرایب رفتار، نشان از تاثیر قابل توجه نوع نامنظمی بر ضریب رفتار قاب‌ها دارد. همچنین مقایسه مقادیر ضرایب رفتار محاسبه شده در حالت محصور شده، با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ نشان می‌دهد که ضرائب آئین‌نامه در سازه‌های کوتاه مرتبه تقریباً منطقی و محافظه کارانه می‌باشد اما با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار پیشنهادی آئین‌نامه محقق نشده است.

مراجع

- [1] Whitman, R.V. (1972). Seismic design decision analysis, report no. 10, *methodology and pilot application Massachusetts institute of technology*, Cambridge.
- [2] Anagnos, T., Rojahn, C., and Kiremidjian, A. (1995). ATC joint study on fragility of Building, *NCEER-95-0003, applied technology council, CA*.
- [3] Shinozuka, M. (1998) Statistical analysis of bridge fragility curve, *Proceeding of the Workshop on Effective Systems for Bridge*, New York, NY.
- [4] Rwey-Hua, Ch. (March 2001). Preliminary study on the fragility curves for steel structures in Taipei. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 3(1), p. 35-42-
- [5] Humar, J. L., & Wright, E. W. (1977). Earthquake response of steel- framed multistorey buildings with set- backs. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 5(1), 15-39.
- [6] Moehle, J. P. (1984). Seismic response of vertically irregular structures. *Journal of Structural Engineering*, 110(9), 2002-2014.
- [7] Aranda, G. R. (1984, August). Ductility demands for R/C frames irregular in elevation. *In Proceedings of the eighth world conference on earthquake engineering*, San Francisco, USA (Vol. 4, pp. 559-566).
- [8] Wood, S. L. (1992). Seismic response of R/C frames with irregular profiles. *Journal of Structural Engineering*, 118(2), 545-566
- [9] Salimbahrami SR, Gholhaki M. (2019). Effects of higher modes and degrees of freedom (DOF) on strength reduction factor in reinforced concrete frames equipped

محصور شده، بیشترین ضریب رفتار مربوط به نوع دوم و کمترین ضریب رفتار مربوط به نوع هفتم نامنظمی می‌باشند. درحالی که در وضعیت محصور نشده، بیشترین و کمترین ضرایب رفتار مربوط به حالات نامنظمی نوع دوم و نهم می‌باشند. آنچه مشخص است، برای قاب‌های با ضریب نامنظمی بزرگتر، ضریب رفتار کمتری برای قاب‌های نه طبقه حاصل شده است. در مورد قاب‌های دوازده طبقه، در وضعیت محصور شده، می‌توان گفت تمامی ضرایب رفتارهای به دست آمده مابین ۳،۴ تا ۳،۹ هستند، درحالی که در حالت محصور نشده، مابین ۲،۱ تا ۳ قرار می‌گیرند. تمام مقادیر ضریب رفتار محاسبه شده برای قاب‌های نه و دوازده طبقه، کمتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ است. تمرکز روی رابطه شاخص‌های نامنظمی پیشنهادی در مرجع [35] با ضرایب رفتار چنین نتیجه می‌دهد که مقادیر ضرایب رفتار از یک الگوی واحد نسبت به ضریب نامنظمی پیروی نمی‌کنند. لازم به ذکر است که مقادیر محاسبه شده برای ضرایب رفتار هر قاب، با استفاده از روابط ارائه شده در مراجع [23,24] بدست آمده است که بخشی از فرضیات این تحقیق می‌باشد.

۴- اعلام تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

۵- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر، اثر محصورشدگی بر میزان خسارت و ضریب رفتار سازه‌های با سیستم باربر قاب خمشی بتن مسلح دارای نامنظمی در ارتفاع بررسی شد. بدین منظور قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه دارای ۹ وضعیت نامنظمی در نظر گرفته شدند. مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌ها در دو حالت با/بدون در نظر گرفتن محصورشدگی نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی قابلیت تحمل بار جانبی قاب‌ها نسبت به وضعیت محصور نشده، افزایش یافته است و همچنین سطوح خسارت در نظر گرفته شده، در دریافت و برش پایه بیشتری حاصل شده‌اند که نشان دهنده بهبود عملکرد قاب‌ها با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی می‌باشد. مقایسه سطوح خسارت بررسی شده نشان می‌دهد که اثر محصورشدگی برای قاب‌های با طبقات بیشتر، مشهودتر است. مقایسه بیشترین برش پایه

- [24] Newmark NM, Hall WJ. (1982). "Earthquake spectra and design. EERI Monograph Series". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland.
- [25] BHRC, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800, 4th Edition, Building and Housing Research Center, 2015.
- [26] Ministry of Housing and Urban Development, Iranian national building code (Part 9). Tehran, Iran, 2019.
- [27] Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R., (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, **114**(8), 1804-1826.
- [28] SeismoStruct (2016)– A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <http://www.seissoft.com>.
- [29] Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., (1982). Analytical model for concrete confinement in tied columns. *Journal of the Structural Division*, **108**(12), pp.2703-2722.
- [30] Izadpanah, M., & Habibi, A. R. (2018). New spread plasticity model for reinforced concrete structural elements accounting for both gravity and lateral load effects. *Journal of Structural Engineering*, **144**(5), 04018028.
- [31] Habibi, A., & Moharrami, H. (2010). Nonlinear sensitivity analysis of reinforced concrete frames. *Finite Elements in Analysis and Design*, **46**(7), 571-584.
- [32] Habibi, A., Saffari, H., & Izadpanah, M. (2019). Optimal lateral load pattern for pushover analysis of building structures. *Steel Compos. Struct*, **32**(1), 67-77.
- [33] Habibi, A., Izadpanah, M., & Namdar, Y. (2022). A new modal lateral load pattern for improving pushover analysis to estimate nonlinear responses of structures. *Australian Journal of Structural Engineering*, 1-14.
- [34] R. Yaghuti Yangije, Evaluation of the confinement action on the seismic performance of moment resisting reinforced concrete frames with vertical irregularity. Razi University, Kermanshah, Iran, (2020) (in Persian), .
- [35] Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos, D.E., 2008. Seismic response of plane steel MRF with setbacks: estimation of inelastic deformation demands. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(6), pp.644-654.
- with steel plate shear wall. *InStructures* 2019 Jun 1 (Vol. 19, pp. 234-247). Elsevier.
- [10] Habibi A, Izadpanah M, Fam MG. (2021). An approximate method for determining the behavior factor of RCMRFs with vertical irregularity. *Computers and Concrete*. 2021;28(3):243-58.
- [11] Güner T, Topkaya C. (2020). Performance comparison of BRBFs designed using different response modification factors. *Engineering Structures*. 2020 Dec 15;225:111281.
- [12] Mohsenian V, Gharaei-Moghaddam N, Hajirasouliha I. (2020). Reliability analysis and multi-level response modification factors for buckling restrained braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 1; 171: 106137
- [13] Macedo L, Silva A, Castro JM. (2019). A more rational selection of the behaviour factor for seismic design according to Eurocode 8. *Engineering Structures*. 2019 Jun 1;188:69-86.
- [14] Habibi, A., Gholami, R., & Izadpanah, M. (2019). Behavior factor of vertically irregular RCMRFs based on incremental dynamic analysis. *Earthquakes and Structures*, **16**(6), 655-664.
- [15] Habibi, A., Vahed, M., & Asadi, K. (2018). Evaluation of Seismic performance of RC setback frames. *Structural Engineering and Mechanics*, **66**(5), 609-619.
- [16] Basu, D., & Gopalakrishnan, N. (2008). Analysis for preliminary design of a class of torsionally coupled buildings with horizontal setbacks. *Engineering Structures*, **30**(5), 1272-1291.
- [17] Wong, C.M. and Tso, W.K. (1994). Seismic Loading for Buildings with Setbacks, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 5, pp. 863-871
- [18] Athanassiadou, C.J. (2008) Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation. Department of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, Greece. *Engineering Structures* **30** (2008) 1250–1261.
- [19] Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D. and Papadrakakis, M. (2006). Evaluation of the Influence of Vertical Irregularities on the Seismic Performance of a Nine Storey Steel Frame, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 12, pp. 1489-1509.
- [20] Tremblay, R., & Poncet, L. (2005). Seismic performance of concentrically braced steel frames in multistory buildings with mass irregularity. *Journal of Structural Engineering*, **131**(9), 1363-1375.
- [21] Le-Trung, K, et al. (2012). Evaluation of seismic behavior of steel special moment frame buildings with vertical irregularities, *Struct. Design Tall Spec. Build.* **21**, 215-232.
- [22] Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *Brussels: European Committee for Standardization*.
- [23] Federal Emergency Management Agency. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA 440, prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project).

The influence of confinement action on the seismic performance of the moment-resisting reinforced concrete frames with vertical irregularity

Reza Yaghuti Yangije¹, Reza Aghayari², Mehdi Izadpanah^{3*}

1 M.Sc., Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

2 Associate professor, Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran.

3 Assistant professor, Department of Civil Engineering, Kermanshah University of Technology, Kermanshah, Iran.

Email: m.izadpanah@kut.ac.ir

Abstract

Surrounding the central core of a concrete component by means of an internal or external factor such as transverse reinforcements, carbon and polymer fibers and steel sheets causes confinement for the concrete. Confining generally improves the strength and ductility of concrete components. As a result of boosting the local performance of elements, the overall performance of structure is made progress. Recently, tending to build irregular structures has been increasing. The presence of irregularity in the structure has always been one of the challenges faced by engineers. In this investigation, the influence of confinement phenomenon on the seismic performance (damage level and behavior factor) of the moment resisting reinforced concrete frames with vertical irregularity is assessed. To do so, 31 moment resisting frames with vertical irregularity are categorized in four classes including 3-, 6-, 9- and 12-story and the roof displacement-base shear curves of them are acquired using pushover analysis. The capacity curve of each frame is achieved in two states including neglecting the confinement effect and considering it. The outcomes indicate that not only can confining improve the seismic performance of structures but also it can decrease the imposed damage of structures. In other words, comparing the capacity curves of each frame with/without confining effect shows that taking the confinement effect leads to improving the secant stiffness and strength of the frame. Furthermore, due to confinement effect, lateral load carrying capacities of the frames are boosted and the considered damage levels are achieved in higher base shear and roof displacements in comparison with the state that confinement is not considered. The observed values of damage levels indicate that the influence of confinement for higher frames is more significant and the maximum base shears for the frames with the confining action is around 3-19% higher than those of the frames without confinement effect. For 3-story frames, considering confinement effect leads to improving 3.9, 3.6 and 2.9% in damage levels of DL, SD, and NC. For 6-story frames these values are 6.9, 9.5, and 6.8% respectively. Taking confinement effect results in improving 18.25, 11.8, and 14.6% in damage levels of DL, SD, and NC and 14.3, 14.2, and 13.3% improvement for 12-story frames. Comparing the behavior factors in the two states demonstrates that considering confining effect improves the mean values of behavior factors around 10.4%. In addition, the observed values of behavior factors show that the differences between the amounts of behavior factors (with/without confinement effect) for the frames with more stories are higher. It is manifested that type of irregularity plays significant role on the seismic behavior of the moment-resisting reinforced concrete frames. Comparing the analytical behavior factor obtained in the current study with the prescribed value of behavior factor in Iranian seismic code shows that although the proposed value of Iranian seismic code is conservative for low-rise frames, this value is not met for high-rise frames.

Keywords. Confinement effect, damage, behavior factor, pushover analysis, vertical irregularity