

# بررسی تاثیر مهاربند بر عملکرد و انهدام پیش رونده سازه‌های بلند فولادی با دهانه‌های بزرگ ورودی به همراه حذف ستون

علی خیرالدین<sup>۱</sup>، زهرا پاکدل<sup>۲</sup>، فهیمه مالکی<sup>۳\*</sup>

- ۱- استاد ممتاز دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، سمنان
- ۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان
- ۳- دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه سمنان، سمنان

f-maleki@semnan.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۹/۱/۲۵ تاریخ پذیرش: ۹۹/۱۰/۲۳

## چکیده

در ساخت سازه‌های بلند یکی از مهمترین نکات مورد توجه طراحان ایجاد ورودی بزرگ در طبقات پایین ساختمان است. نیاز به وجود چنین دهانه‌های بزرگی بیشتر به دلیل مسائل معماری همچون ترافیک زیاد عبور و مرور در ورودی ساختمان، مسائل زیبایی‌شناسی و ورودی پارکینگ‌ها است. ایجاد این دهانه‌های بزرگ چنانچه با حذف یک ستون همراه باشد موضوع را با مسائل دیگری از مباحث سازه‌های همچون اثر توالی ساخت، انهدام پیش‌رونده، بارهای حین اجرا و وجود یا عدم وجود تکیه‌گاه‌های کمکی (شمع‌های موقت) پیوند زده و مسئله را پیچیده‌تر می‌نماید. در این مطالعه ۳۶ سازه منظم ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه با ارتفاع ۴۰ تا ۱۲۰ متر، با سیستم قاب خمشی در برنامه ETABS در نظر گرفته شد. برای بارگذاری ثقلی سازه‌ها از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و برای محاسبه و بارگذاری بارهای جانبی زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. پس از تحلیل دینامیکی طیفی و آنالیز بار افزون سازه‌های مذکور رفتار آنها از دیدگاه سازه‌های و اثر استفاده از مهاربند در یک تا چهار طبقه بالایی ستون حذف شده مورد بررسی قرار گرفت. در سازه‌های مورد بررسی تغییرات روند تشکیل مفصل پلاستیک، سطح عملکرد سازه، نسبت نیاز به ظرفیت المان‌های سازه، زمان تناوب مود اول و جابه‌جایی جانبی نسبی در حالت حذف ستون کناری مورد ارزیابی قرار گرفت. همچنین تاثیر حذف ستون کناری به منظور ایجاد ورودی بزرگ برای ساختمان، بر احتمال خرابی پیش رونده سازه ۱۰ طبقه فولادی مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج نشان داد که استفاده از مهاربند برای تقویت تیر دهانه بزرگ راه حل مناسب و اقتصادی است به ویژه مهاربندهای ۷ عملکرد بهتری را در مقایسه با مهاربند شورون نشان می‌دهند، در صورتی که تعداد طبقات مهاربندی شده بالای دهانه مورد نظر تا قبل از نقطه عطف ساختمان باشند. زیرا در حالتی که مهاربندها وارد ناحیه مجاور نقطه عطف ساختمان شوند به علت شکل‌پذیری پایین در فشار، با خرابی در فشار سبب کاهش سطح عملکرد ساختمان می‌شوند. اولین مفصل پلاستیک در هر سطح عملکردی از محل نقطه عطف آغاز می‌شود و در نتیجه استفاده از المان‌های با شکل‌پذیری پایین در این نواحی سبب کاهش شکل‌پذیری سازه می‌شود. سازه‌های با مهاربند ۷ در بیشتر موارد دارای ابعاد المان کوچک‌تری نسبت به سازه‌های با مهاربند شورون بوده و اقتصادی‌تر است. سازه‌هایی که تنها با افزایش ابعاد مقاطع تیر و ستون و بدون اضافه نمودن مهاربند تقویت شده‌اند، نسبت به سازه‌های دارای مهاربند مقاومت بیشتری دارند. هر چند که در این حالت ابعاد تعداد زیادی از مقاطع نسبت به سازه‌های مهاربندی شده در برخی موارد تا چند برابر افزایش می‌یابد و لذا این افزایش مقاومت با افزایش زیاد هزینه توأم خواهد بود. نتایج حاصل از آنالیز بار افزون و طراحی بر اساس عملکرد نشان داد در صورتی که سازه از ابتدا با فرض عدم وجود ستون طبق روش‌های متداول آیین‌نامه طراحی شوند، با در نظر گرفتن نکاتی، سازه دچار کاهش سطح عملکرد نمی‌شود و بطور کلی بهتر است از مهاربندهای با شکل‌پذیری بالاتر استفاده شود.

**واژه‌های کلیدی:** سازه‌های بلند، بارجانبی، مهاربند فولادی، حذف ستون، سطح عملکرد، انهدام پیش‌رونده

## ۱. مقدمه

امروزه با توجه به کمبود زمین در شهرهای بزرگ و افزایش روز افزون جمعیت، ساختمان‌های بلند جایگاه ویژه‌ای پیدا کرده‌اند. طراحی و ساخت آسمان خراش‌ها در دنیای معاصر همواره تنها به دلیل بیشینه استفاده از زمین نیست، بلکه در مواردی می‌توان به اهمیت اجتماعی، شکوهمندی، اعتبار و منزلت ناشی از اسکان و استقرار در آسمان خراش‌ها نیز اشاره کرد، که دلیل توجه برخی از نهادها و افراد به این گونه فضاهاست. به همین سبب است که نوعی رقابت ضمنی در طراحی و ساخت آسمان خراش‌ها در کشورهای مختلف وجود دارد [1]. یک ساختمان بلند شامل عناصر عمودی مانند ستون‌ها، دیوارها، مهاربندها و سطوح افقی برای کف‌های سازه است. ضخامت کف‌ها اگر چه از نظر ملاحظات اقتصادی مهم است اما محدودیت غیر ضروری روی طراحی فضاهای معماری بوجود نمی‌آورد، به علت آن که تیرهای کف و شاه تیرها در سقف پنهان می‌شوند اندازه آنها تقریباً بی‌اهمیت می‌شود و از موشکافی هر مشاور، معمار، طراح فضای داخلی و... رهایی می‌یابد. اما ستون‌های ساختمان و جایگاه آنها به ویژه در طبقات همکف ساختمان‌های بلند که معمولاً باید دارای ورودی‌های بزرگتر باشند، همواره مورد توجه بوده و تکنیک‌های مختلفی برای هرچه بیشتر کردن فاصله بین ستون‌ها به وجود آمده و همواره طراحان و معماران به دنبال ایده‌های نو در این مورد هستند. در ادامه برخی از روش‌های ایجاد دهانه‌های بزرگ ورودی در سازه‌های بلند بیان می‌شود.

از آنجا که ستون‌های نزدیک به هم، دسترسی به فضاهای عمومی بزرگ در طبقات پایین را مشکل می‌سازد، در بسیاری از ساختمان‌ها به کمک شاه تیرهای انتقالی به منظور جمع کردن بارهای قائم ستون می‌توان مشکل دسترسی را حل نمود [-2]. رفتار تیر عمیق بتن آرمه تحت تأثیر پارامترهای زیادی از جمله نسبت دهانه به عمق، نسبت دهانه برشی به عمق، مقدار و جهت میلگردهای جان، مقدار میلگردهای کششی و فشاری، مقاومت بتن و نوع بارگذاری و هندسه تیر است [5]. در روش دیگر با استفاده از سیستم تیرهای قوسی، بارهای طبقات فوقانی توسط ستون‌های با فاصله کم محیطی به سمت پایین جایی که ستون‌ها با دهانه‌های بزرگ وجود دارد، منتقل

می‌شود. این تیرهای قوسی به تدریج بار را به ستون‌های اصلی که تا روی زمین ادامه دارند، منتقل می‌کنند [6]. در سیستم لوله مهاربندی شده یا سیستم لوله خرپایی کارایی لوله قابی، با افزایش پتانسیل آن برای استفاده در ساختمان‌های بلند بهبود یافته و می‌توان فاصله ستون‌ها را بیشتر نمود. این اثر با اضافه نمودن مهاربندهای قطری روی وجوه لوله، با حذف مجازی لنگی برش در قاب‌های بال و جان، حاصل می‌شود. در یک ساختمان فولادی بلند اضافه نمودن مهاربندهای قطری که با زاویه ۴۵ درجه نسبت به قائم قرار می‌گیرند و ستون‌های خارجی و تیرهای کناری را به یکدیگر متصل نموده و قاب‌های مهاربندی شده در نمای ساختمان را ایجاد می‌کنند تاکنون رایج‌ترین روش افزایش کارایی یک لوله قابی بوده است [7]. سیستم شبکه شش ضلعی به دلیل پیکربندی خود درست مانند سیستم شبکه قطری و یا تیر جعبه‌ای در سازه‌های بلند رفتار می‌کند. طرز قرارگیری اعضای این سیستم به گونه‌ای است که در مقابل هر دو بار ثقلی و جانبی به وسیله تنش‌های محوری اعضا، ایستادگی نموده و کلیه اعضای شبکه شش ضلعی با اتصالات مفصلی در نظر گرفته می‌شوند. قرارگیری اعضا با زاویه ۱۲۰ درجه در گره‌ها بیانگر پایداری کامل آنها است و در نتیجه این سیستم برای دهانه‌های عریض بدون این که شرایط نامساعد برای سازه ایجاد نماید، بسیار مناسب است. وجود دهانه‌های عریض با وجود تامین پایداری سازه منجر به نوردهی بالا و در نتیجه استفاده کمتر از نور مصنوعی می‌شود. این امر تأثیر به‌سزایی در عملکرد معماری داشته و به دنبال ایجاد چشم اندازه‌های زیبا از دیگر مزایای آن خواهد بود [8]. ابرسازه‌ها شامل ستون‌ها و مهاربندها با اندازه‌های بزرگ هستند و در این سیستم ستون‌های پیرامونی نزدیک به هم که در سازه‌های لوله‌ای به کار می‌رود حذف شده و تنها از ستون‌های گوشه‌ای با ابعاد زیاد استفاده می‌شود. از مزایای این سیستم می‌توان به کاهش تعداد ستون‌ها نسبت به سایر سیستم‌ها اشاره نمود. همچنین ابرسازه‌ها دارای فضاهای انعطاف پذیری هستند که هر فضا می‌تواند کاربری مخصوص به خود را داشته باشد [9]. سازه معلق شامل یک یا چند هسته مرکزی و طره‌هایی افقی در تراز بام است که

آثار حذف مهاربند ضربدری در طبقات پایینی ساختمان ۴ طبقه فولادی را به کمک تحلیل‌های استاتیکی دینامیکی غیر خطی بررسی نمودند، نتایج نشان داد که جایگزینی سیستم مهاربندی در یک طبقه با قاب خمشی معادل و سختی مشابه منجر به جابه‌جایی جانبی نسبی (دریفت) بیشتر و جذب انرژی کمتر می‌شود.

کلانتری [13] سه سیستم اصلی با محوریت سیستم لوله در لوله را برای حذف ستون انتخاب نمود که شامل استفاده از تیر عمیق انتقالی در طبقه تحتانی، تیرهای قوسی شکل در چند طبقه تحتانی و تجمیع سه ستون مجاور در یک ستون است و سایر پارامترها در سه سیستم یکسان در نظر گرفته شده است و در سه حالت ۳۰، ۴۰ و ۵۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نهایی نشان داد که سیستم تیرهای قوسی شکل رفتار مناسب‌تری را نسبت به سایر سیستم‌ها دارد و اندیس لنگی برش در این سیستم کمترین پراکندگی نسبت به معیار سنجش (۱) و بالاترین شاخص صلبیت خمشی (۳۵) را دارد. خرابی پیش‌رونده معمولاً به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه اطلاق می‌شود. حذف یک یا چند عضو باربر باعث خرابی موضعی شده و با ادامه این فرایند، منجر به خرابی جزئی یا کلی سازه می‌شود. در ابتدا پس از حذف عضو باربر، سازه مسیرهای جایگزینی برای انتقال بار پیدا می‌کند ولی از آنجا که اعضای جایگزین مقاومت کافی برای تحمل بار اضافی را ندارند، خرابی در این اعضا نیز محتمل بوده که همین روند منجر به افزایش خرابی و تخریب سازه خواهد شد. انهدام پیش‌رونده به دلایلی از جمله اشتباه در طراحی و ساخت، افزایش بارگذاری سازه، انفجار و ... اتفاق می‌افتد. بحث خرابی پیش‌رونده از دهه ۱۹۷۰ میلادی و در پی انفجار گاز در طبقه‌ای از ساختمان رونان پوینت در انگلستان مطرح شد و پس از آن این موضوع مورد توجه پژوهشگران قرار گرفت. مهرابی و همکاران [14] نشان دادند که نوع سیستم سازه‌ای در خرابی روی المان‌های متفاوت آثار مختلفی دارد به طوری که درصد خرابی تیرها در سیستم صلب بیش از خرابی تیرها در سیستم ترکیبی است ولی در ستون‌ها تفاوت قابل توجهی دیده نشده است. در موضع با احتمال خرابی زیاد،

اعضای آویزانی متشکل از کابل، میله و یا صفحات فولادی به آنها متصل شده‌اند. در این سازه کف‌ها به اعضای آویزان متصل بوده و به عبارت دیگر معلق هستند. از مهم‌ترین مزایای این فرم سازه‌ای شکل معماری آن است، زیرا در طبقه همکف بجز در محدوده هسته مرکزی، فضایی باز و بدون عضو قائم ایجاد می‌شود. روش دیگر روش تجمیع ستون است که بهترین نمونه از این نوع سازه برج‌های منهدم شده‌ی تجارت جهانی است (شکل ۱).

شکل ۱. نصب ستون‌های سه تایی مرکز تجارت جهانی در نیویورک [10]

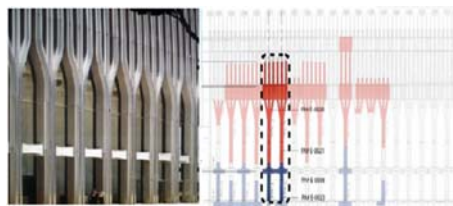


Fig. 1. The tridents columns installed in the world Trade Center Twin Tower of New York [10]

در سال ۱۹۶۱ فضلور خان برای ایجاد دهانه‌های بزرگ در طبقه همکف ساختمان بلند شاه‌تیرهای انتقالی را بکار برد. همچنین در سال ۱۹۶۵ در ساختمان برانزویک، تیر عمیق به منظور کاهش تعداد ستون‌ها در طبقه همکف استفاده شد. ساختمان شل پلازا [11] که در سال ۱۹۷۱ توسط فضلورخان طراحی شد از سیستم تیرهای قوسی برای داشتن تعداد ستون کمتر استفاده شد. سال ۱۹۷۳ ساختمان مرکز تجارت جهانی که توسط یاماهاکی طراحی شده بود، از سیستم تجمیع ستون در طبقه همکف استفاده نمود. سال ۱۹۹۲ ستون‌های عظیم الجثه برای دهانه‌های بزرگ در ورودی ساختمان 450 Lexington Avenue که توسط شرکت معماری اسکیدمور، اوینگ و مریل ساخته شده است در نیویورک به کار برده شد. در سال ۱۹۹۲ استفاده از تیرهای محیطی پس کشیده برای ورودی‌های عریض و همچنین به کار بردن بتن سبک برای کاهش وزن ساختمان، در برج NCNB طراحی شده توسط معمار آرژانتینی سزار پلی و معماران HKS مورد استفاده قرار گرفت. اولین سیستم شبکه قطری در سال ۲۰۰۴ ساخته شد. این سیستم سازه‌ای به دلیل قرارگیری در پیرامون سازه، عملکرد معماری مناسبی داشته و موجب تغییرات اساسی در معیار زیبایی‌شناختی و همچنین ورودی‌های متفاوت در ساختمان‌های بلند مرتبه شده است. عبادی و مقصودی [12]

شکل ۲. پلان سازه‌های مورد مطالعه (ستون‌های حذف شده با دایر قرمز مشخص شده‌اند)

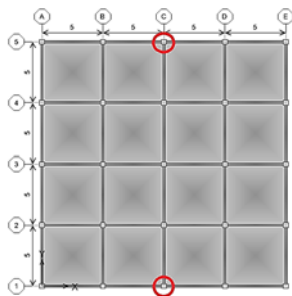


Fig. 2. The plan of the studied structures (The removed columns are specified with red circles)

ارتفاع محور تا محور طبقات در کلیه سازه‌ها برابر ۴ متر فرض شد که به این ترتیب ارتفاع سازه‌ها برابر ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ متر به دست می‌آید. نمای قاب محور ۱ در حالت‌های مختلف قبل از حذف ستون، حذف یک ستون، تقویت شده با مهاربند ۷ (در ۱، ۲، ۳ و ۴ طبقه بالای دهانه با حذف ستون)، تقویت شده با مهاربند ۸ (در ۱، ۲، ۳ و ۴ طبقه بالای دهانه با حذف ستون)، به ترتیب در شکل‌های (۳ الی ۵) ارائه شده‌اند.

شکل ۳. نمای قاب محور ۱ در حالت اولیه (قبل از حذف) و پس از حذف ستون

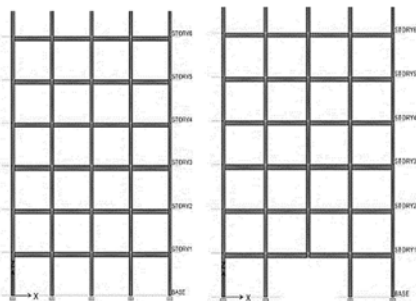


Fig. 3. The frame view of axis 1 in the Initial state (before removing column) and after removing the column

شکل ۴. تقویت طبقات فوقانی با استفاده از مهاربند ۷

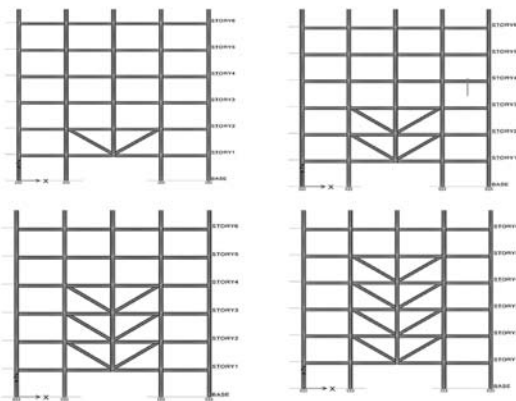


Fig. 4. The reinforcing upper floors using with V-brace

افزایش درجه نامعینی در کاهش خرابی پیش رونده موثر است. ولایی برحق [15] نشان داد که در ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیش رونده، حذف ستون گوشه حالت بحرانی تری در مقایسه با حذف ستون وسط در سازه ایجاد می‌کند و ستون‌های مجاور محل حذف محتمل نیروهای محوری بیشتری می‌شوند. در این مقاله با بررسی حذف ستون از ابتدا و در همان مرحله طراحی و تاثیر مهاربند به منظور تقویت سازه‌ها با تعداد طبقات مختلف و تاثیر تعداد طبقات مهاربندی سازه‌ها، عملکرد سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت و در گام بعدی خرابی پیش رونده در یک سازه ۱۰ طبقه در اثر حذف ناگهانی ستون کناری مورد بررسی قرار گرفت.

## ۲- مدل سازی سازه‌های مورد مطالعه

در این مقاله برای ارزیابی تاثیر ایجاد دهانه‌های بزرگ، سه سازه بلند با تعداد طبقات ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه با ارتفاع ۴۰ تا ۱۲۰ متر در نظر گرفته شد. پلان سازه‌های مورد نظر برای کلیه سازه‌ها به صورت ثابت به شکل مربع و به ابعاد ۲۰ در ۲۰ متر با چهار دهانه ۵ متری در هر امتداد در شکل (۲) نشان داده شده است. مشخصات فولادی مصرفی ST 37 مورد استفاده در سازه‌ها در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱. مشخصات فولاد

| Minimum Ultimate Stress (kgf/mm <sup>2</sup> ) | Minimum Yield Stress (kgf/mm <sup>2</sup> ) | Coefficient of Thermal Expansion. (1/°c) | Poisson's ratio | Modulus of elasticity (kgf/mm <sup>2</sup> ) | Specific weight (kgf/m <sup>3</sup> ) |
|------------------------------------------------|---------------------------------------------|------------------------------------------|-----------------|----------------------------------------------|---------------------------------------|
| 37                                             | 24                                          | $\frac{10^{-6}}{11.7 \times 10^6}$       | 0.3             | $2.1 \times 10^4$                            | 7833                                  |

Table 1. Steel specifications

به منظور بررسی اثر ایجاد دهانه‌های بزرگ با حذف ستون و تاثیر استفاده از مهاربند در طبقات مجاور فوقانی بر رفتار سازه‌ای، سازه‌های مذکور یک بار بطور عادی با سیستم قاب خمشی طراحی شدند. سپس با حذف ستون‌های میانی از طرفین در طبقه اول سازه‌های ایجاد شده مورد بازطراحی قرار گرفتند. در مرحله بازطراحی، با افزودن مهاربند در طبقات مجاور فوقانی (تا چهار طبقه بالای دهانه ایجاد شده با آرایش ۷ و ۸) سازه‌ها جدید مورد بررسی قرار گرفتند.

شکل ۵. تقویت طبقات فوقانی با استفاده از مهاربند ۸

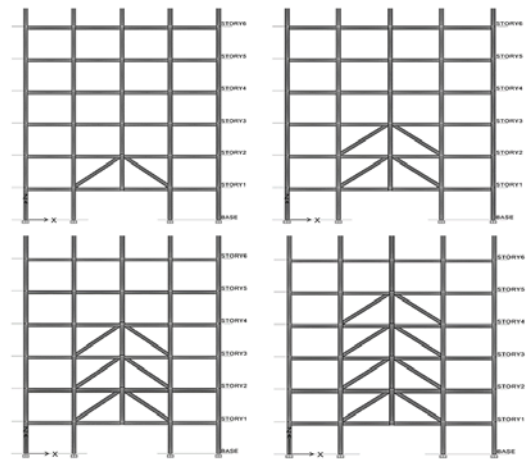


Fig. 5. The reinforcing upper floors using with inverted V-brace

سازه‌های مورد نظر با استفاده از فرضیات فوق تحت بار زلزله، تحلیل و ابعاد المان‌های سازه‌ای بر اساس ضابطه جابه‌جایی جانبی نسبی مجاز و ضابطه مقاومت در طی چند مرحله سیکل‌های تحلیل و طراحی محاسبه و تعیین شدند. شایان ذکر است که با توجه به سختی پایین سیستم قاب خمشی نسبت به بیشتر سیستم‌های سازه‌ای در تعیین ابعاد المان‌های سازه‌ای ضابطه خیز حاکم شد و لذا نسبت نیاز به ظرفیت اکثر المان‌ها در حد پایینی حاصل شده است. همچنین الزام به استفاده از مقاطع فشرده لرزه‌ای در قاب خمشی فولادی ویژه باعث کاهش بیشتر این نسبت در طراحی این سازه‌ها شده است. آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی استفاده شده در طراحی در برنامه ETABS نیز آئین‌نامه AISC360-10 انتخاب شد و پارامترهای آن مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و مبحث دهم مقررات ملی ایران تنظیم شد. مدل‌سازی کف طبقات نیز با فرض دیافراگم صلب انجام شده است. ضابطه مربوط به اثر تعامد نیروهای زلزله (اثر همزمان مولفه‌های افقی زلزله) در طراحی‌ها لحاظ شد. همچنین اثر مولفه قائم زلزله که اثر آن برای دهانه‌های بزرگ تحت بار متمرکز سنگین بایستی رعایت شود در طراحی سازه‌ها مد نظر قرار گرفته است. برای ارزیابی رفتار سازه‌ها در حوزه غیرخطی نیز کلیه سازه‌های طراحی شده تحت آنالیز بار افزون قرار گرفته و پس از تعیین نقطه عملکرد آن‌ها مطابق نشریه ۳۶۰ [16] و ATC 40 [17] که در قسمت ۳-۶ ارائه شده است، سطح عملکرد و چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک سازه‌ها مورد مقایسه و بررسی قرار گرفت.

### ۳- بررسی نتایج حاصل از تحلیل سازه‌های مورد مطالعه

در این بخش بررسی و مقایسه نتایج حاصل از نسبت نیاز به ظرفیت المان‌های سازه، جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات و ... در تحلیل‌های خطی و مقایسه سطح عملکرد، توزیع و چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک در تحلیل‌های بار افزون ارائه می‌شود

برای بارگذاری ثقلی سازه‌ها از مبحث ششم مقررات ملی ایران و برای محاسبه و بارگذاری بارهای جانبی زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است. نوع کاربری ساختمان مسکونی و محل ساخت پروژه در پهنه با خطر لرزه خیزی زیاد انتخاب شد. و نوع زمین تیپ II در نظر گرفته شد. سیستم باربر جانبی سازه با قاب خمشی فولادی ویژه فرض شده است. این نوع سیستم برای سازه‌های تا ارتفاع ۲۰۰ متر قابل استفاده است. طبق بند ۲-۲-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ایران تحلیل استاتیکی معادل برای سازه‌های منظم تنها تا ارتفاع ۵۰ متر مجاز است. با توجه به این ضابطه و به منظور یکسان بودن شرایط برای تمامی سازه‌ها در محاسبه بار جانبی از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده شد و برش پایه بدست آمده بر اساس بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰ با برش پایه استاتیکی هم پایه گردید. تعداد مودهای در نظر گرفته شده در تحلیل دینامیکی طبق آئین‌نامه استاندارد ۲۸۰۰ به اندازه‌ای که مجموع جرم مودی حداقل برابر ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد رعایت شد.

با توجه به فرضیات بکار رفته ضریب برش پایه برای سازه‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه به ترتیب برابر ۰/۰۳۸، ۰/۰۳۶ و ۰/۰۳۶ بدست آمد. جالب توجه است که در محاسبه ضرایب زلزله سازه‌های ۲۰ و ۳۰ طبقه ضریب زلزله حداقل (0.12AI) حاکم شده است و ضریب زلزله سازه ۱۰ طبقه نیز اختلاف ناچیزی با مقدار حداقل دارد.

### ۳-۱- مقایسه و بررسی نسبت نیاز به ظرفیت المان‌های سازه (DCR)

در گام نخست به منظور بررسی اثر ایجاد دهانه بزرگ با حذف ستون بر رفتار و عملکرد سازه، ستون مورد نظر از سازه اولیه حذف شده و سپس با انجام فرآیند طراحی توسط برنامه ETABS میزان افزایش نیاز المان‌ها توسط پارامتر (DCR) مورد ارزیابی قرار گرفت. در شکل‌های (۶ الی ۸) مقادیر DCR قاب محور ۱ مربوط به حالت قبل و بعد از حذف یک ستون در سازه‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه ارائه شده است.

شکل ۷. تغییر نسبت DCR پس از حذف ستون در سازه‌های ۲۰ طبقه

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.497 | 0.525 | 0.524 | 0.525 | 0.497 | 0.502 | 0.476 | 1.310 | 0.257 | 0.476 | 0.502 |
| 0.488 | 0.628 | 0.621 | 0.628 | 0.488 | 0.536 | 0.676 | 0.793 | 0.256 | 0.676 | 0.536 |
| 0.517 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.517 | 0.679 | 0.681 | 1.451 | 0.248 | 0.681 | 0.679 |
| 0.608 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.608 | 0.790 | 0.790 | 1.451 | 0.248 | 0.790 | 0.790 |
| 0.608 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.608 | 0.672 | 0.672 | 1.578 | 0.263 | 0.672 | 0.672 |
| 0.608 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.608 | 0.730 | 0.730 | 1.578 | 0.263 | 0.730 | 0.730 |
| 0.608 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.608 | 0.624 | 0.624 | 1.643 | 0.237 | 0.624 | 0.624 |
| 0.608 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.608 | 0.994 | 0.994 | 1.643 | 0.994 | 0.994 | 0.994 |
| 0.608 | 0.642 | 0.631 | 0.642 | 0.608 | 0.864 | 0.864 | 1.623 | 1.039 | 0.864 | 0.864 |
| 0.459 | 0.443 | 0.443 | 0.443 | 0.459 | 0.481 | 0.481 | 1.623 | 1.039 | 0.481 | 0.481 |
| 0.786 | 0.822 | 0.806 | 0.822 | 0.786 | 0.864 | 0.864 | 1.623 | 1.039 | 0.864 | 0.864 |

Fig. 7. The change of DCR ratio after column removal in 20-story structures

### شکل ۶. تغییر نسبت DCR پس از حذف ستون در سازه‌های ۱۰ طبقه

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.263 | 0.398 | 0.394 | 0.398 | 0.263 | 0.284 | 0.561 | 0.235 | 0.284 | 0.284 |
| 0.270 | 0.497 | 0.458 | 0.458 | 0.270 | 0.532 | 1.211 | 1.211 | 0.532 | 0.532 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.549 | 1.339 | 1.339 | 0.549 | 0.549 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.418 | 0.782 | 0.782 | 0.418 | 0.418 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.567 | 1.480 | 1.480 | 0.567 | 0.567 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.474 | 0.789 | 0.789 | 0.474 | 0.474 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.562 | 1.616 | 1.616 | 0.562 | 0.562 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.559 | 0.920 | 0.920 | 0.559 | 0.559 |
| 0.385 | 0.519 | 0.492 | 0.482 | 0.385 | 0.522 | 1.479 | 1.479 | 0.522 | 0.522 |
| 0.466 | 0.436 | 0.436 | 0.436 | 0.466 | 0.735 | 0.978 | 0.978 | 0.735 | 0.735 |

Fig. 6. The change of DCR ratio after column removal in 10-story structures

### شکل ۸. تغییر نسبت DCR پس از حذف ستون در سازه‌های ۳۰ طبقه

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.785 | 0.298 | 0.293 | 0.298 | 0.785 | 0.777 | 0.772 | 0.772 | 0.777 | 0.777 |
| 0.587 | 0.612 | 0.612 | 0.612 | 0.587 | 0.338 | 1.115 | 1.115 | 0.338 | 0.338 |
| 0.747 | 0.718 | 0.695 | 0.718 | 0.747 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 |
| 0.596 | 0.615 | 0.615 | 0.615 | 0.596 | 0.441 | 1.284 | 1.284 | 0.441 | 0.441 |
| 0.791 | 0.751 | 0.733 | 0.751 | 0.791 | 0.372 | 0.372 | 0.372 | 0.372 | 0.372 |
| 0.599 | 0.612 | 0.612 | 0.612 | 0.599 | 0.337 | 0.337 | 0.337 | 0.337 | 0.337 |
| 0.834 | 0.792 | 0.782 | 0.792 | 0.834 | 0.393 | 0.393 | 0.393 | 0.393 | 0.393 |
| 0.586 | 0.591 | 0.591 | 0.591 | 0.586 | 0.416 | 1.495 | 1.495 | 0.416 | 0.416 |
| 0.534 | 0.533 | 0.533 | 0.533 | 0.534 | 0.314 | 0.314 | 0.314 | 0.314 | 0.314 |
| 0.977 | 0.870 | 0.825 | 0.870 | 0.977 | 0.313 | 0.313 | 0.313 | 0.313 | 0.313 |
| 0.389 | 0.383 | 0.383 | 0.383 | 0.389 | 0.404 | 1.781 | 1.781 | 0.404 | 0.404 |
| 0.846 | 0.846 | 0.846 | 0.846 | 0.846 | 1.284 | 1.284 | 1.284 | 1.284 | 1.284 |

Fig. 8. The change of DCR ratio after column removal in 30-story structures

با توجه به کاهش تغییرات و اثرگذاری آن در طبقات بالاتر و به دلیل افزایش وضوح مقادیر درج شده در شکل‌ها، این مقادیر تنها برای ۸ طبقه تحتانی سازه‌ها ارائه شده است. دقت در این شکل‌ها نشان می‌دهد که مقدار DCR در حالت حذف یک ستون در کلیه سازه‌ها در حدود ۳ الی ۴ برابر شده است. بررسی شکل‌های مورد نظر همچنین نشان می‌دهد که بیشترین میزان تغییر DCR برای ستون‌ها در حدود ۱/۵ الی ۱/۶ برابر، نسبت به سازه اولیه است.

### ۳-۳- مقایسه زمان تناوب مود اول در هر جهت

همان‌گونه که پیشتر اشاره شد سازه اولیه دارای یک پلان مربع و کاملاً متقارن است؛ پس دارای سختی و توزیع جرم برابر در هر دو جهت X و Y خواهد بود. نتیجه این قضیه آن است که زمان تناوب مود ارتعاشی اول در هر دو جهت یکسان خواهد بود.

### ۳-۲- مقایسه رفتار سازه‌های بازطراحی شده

سازه‌های به دست آمده از حذف ستون به روش‌های مختلف طبق آئین‌نامه‌های طراحی، مورد بازطراحی و تقویت قرار گرفتند. روش‌های اتخاذ شده فوق‌الذکر در بازطراحی و تقویت، شامل دو دسته زیر بوده است:

شکل‌های خمشی تحمل برش می‌کنند. در سیستم قاب خمشی، تغییر شکل‌های جانبی به صورت برشی هستند. در حالتی که در سیستم مختلط قاب و مهاربند در ساختمان‌های فولادی، تغییر شکل‌های جانبی ترکیبی از تغییر شکل‌های برشی و خمشی هستند و در صورتی که بخواهیم با نیروی جانبی توسط عمل دو گانه قاب و مهاربند مقابله نماییم، به خاطر رفتار قاب و مهاربند، مسئله توزیع نیروی جانبی بین آن‌ها پیچیده‌تر خواهد شد. هنگامی که در یک سازه از سیستم دوگانه مهاربند و قاب استفاده شود، می‌تواند در کاهش تغییر مکان‌های جانبی کاملاً تاثیر گذار باشد. تا حدی که ساخت ساختمان‌های تا ۵۰ طبقه یا بیشتر را اقتصادی می‌سازد [18].

مزیت‌های بالقوه یک سازه دارای مهاربند و قاب صلب به طور همزمان، به قدرت اندرکنش و تعامل افقی این دو سیستم بستگی دارد که تابع سختی نسبی مهاربندها و قاب‌ها و ارتفاع سازه است. در ساختمان‌های بلندتر و قاب‌های سخت‌تر، این اندرکنش بیشتر است. از آن جا که هر کدام از سیستم‌های مهاربند و قاب در مقابل نیروهای جانبی مستقلاً رفتار متفاوتی از خود نشان می‌دهد و تغییر شکل‌های مختلفی دارند در نتیجه اندرکنش افقی بین آن‌ها از طریق دال‌های کف به وجود می‌آید. هنگامی که قاب و مهاربند با هم در تحمل نیروهای جانبی همکاری می‌کنند، مهاربند در بالا دارای تغییر مکان بیشتری نسبت به قاب است و برای همین قاب در بالا، مانع از آن است که مهاربند تغییر مکان زیادی داشته باشد و بالعکس در پایین، مهاربند با اعمال نیرو به قاب از تغییر شکل زیاد جلوگیری می‌کند. این امر باعث می‌شود که در طبقات پایین بیشتر نیروی برشی توسط مهاربند تحمل شود و در طبقات بالا نیروی برشی بیشتری توسط قاب گرفته شود [18].

در قاب مهاربندی شده با اضافه کردن مهاربندها و کاهش خمش تیرها و ستون‌ها می‌توان تا حد زیادی رفتار قاب خمشی را بهبود بخشید. به بیانی دیگر، قاب مهاربندی شده سیستمی برای بهبود بازده قاب خمشی به وسیله حذف عملکرد خمشی و اضافه نمودن یک سیستم خرپای طره‌ای است. در این حالت، برش وارد شده در ابتدا توسط اعضای قطری، برش را مستقیماً به نیروی فشاری و یا کششی تبدیل کرده و به سیستم قائم انتقال می‌دهند.

اولین سوالی که ممکن است پس از حذف ستون از سازه اولیه پیش بیاید آن است که سختی سازه در کدام جهت بیشتر کاهش پیدا خواهد کرد. ساده‌ترین و بهترین روش برای پاسخ به این سوال مقایسه زمان تناوب مود ارتعاشی سازه‌ها در جهت مورد نظر است. زیرا با توجه به ثابت بودن جرم، تغییر زمان تناوب به معنی تغییر سختی سازه است. به عبارت دیگر با توجه به رابطه  $\omega = \sqrt{k/m}$  و  $T = 2\pi/\omega$  می‌توان گفت که افزایش زمان تناوب را می‌توان به معنی کاهش سختی تلقی نمود.

بررسی کلیه سازه نشان داد که زمان تناوب سازه‌ها پس از حذف ستون یا ستون‌ها در جهت عمود بر قاب‌های دارای دهانه‌های بزرگ (یعنی جهت  $y$ ) به میزان قابل توجهی بیشتر از جهت  $x$  است که این موضوع بیانگر آن است که سختی در جهت  $y$  به میزان بیشتری نسبت به جهت  $x$  کاهش یافته است.

#### ۳-۴- مقایسه جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات

جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات یکی از شاخص‌های مهم ارزیابی و پیش بینی رفتار سازه‌ها تحت اثر بارهای جانبی زلزله است. با استفاده از نمودار جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات همچنین می‌توان محل نقطه عطف ساختمان در ارتفاع را مشخص نمود. نقطه عطف، محلی در ارتفاع ساختمان است که در زیر آن رفتار ساختمان به صورت خمشی و بالای آن رفتار غالب سازه به صورت برشی است (شکل ۹).

شکل ۹. نمایش نقطه عطف در سازه (نقطه‌ای که مود تغییر شکل سازه از حالت خمشی به برشی تغییر می‌یابد) [18]

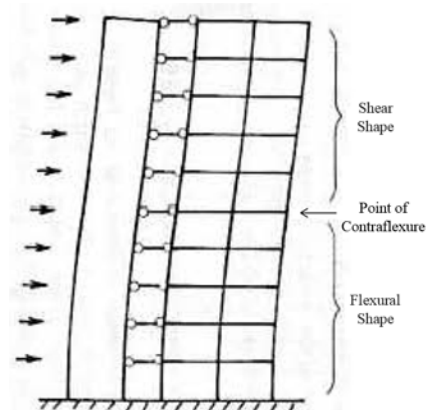


Fig. 9. Display the inflection point in the structure (the point at which the deformation mode of the structure changes from bending to shear) [18]

رفتار یک مجموعه خمشی مهاربندی شده تحت اثر بارگذاری جانبی، مانند یک خرپای طره قائم است و با ایجاد تغییر

توجه به اینکه جابه‌جایی جانبی نسبی ساختمان‌ها در جهت  $y$  (جهت عمود بر قابهای دارای دهانه بزرگ) تفاوت ناچیزی با یکدیگر داشتند، تنها نمودارهای جابه‌جایی جانبی نسبی مربوط به جهت  $x$  مورد مقایسه قرار گرفتند. بنابراین کلیه نمودارهای ارائه شده فقط مربوط به جهت  $x$  هستند.

شکل ۱۱. نمودارهای جابه‌جایی جانبی نسبی جهت  $x$  ساختمانهای ۱۰ طبقه تقویت شده با یک و دو طبقه مهاربند  $V$

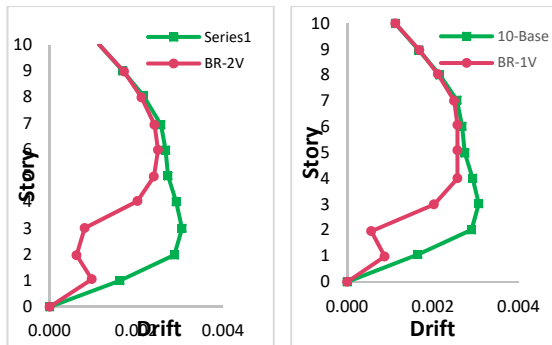


Fig. 11. Drift curves in X-direction for 10-story building reinforced one and two-floors with V-brace

شکل ۱۲. نمودارهای جابه‌جایی جانبی نسبی جهت  $x$  ساختمانهای ۱۰ طبقه تقویت شده با سه و چهار طبقه مهاربند  $V$

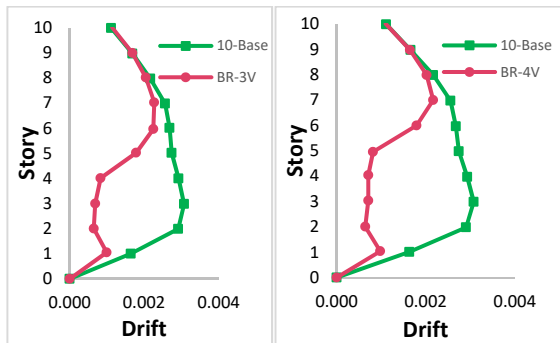


Fig. 12. Drift curves in X-direction for 10-story building reinforced three and four-floors with V-brace

شکل ۱۳. نمودارهای جابه‌جایی جانبی نسبی جهت  $x$  ساختمانهای ۱۰ طبقه تقویت شده با یک و دو طبقه مهاربند  $\Lambda$

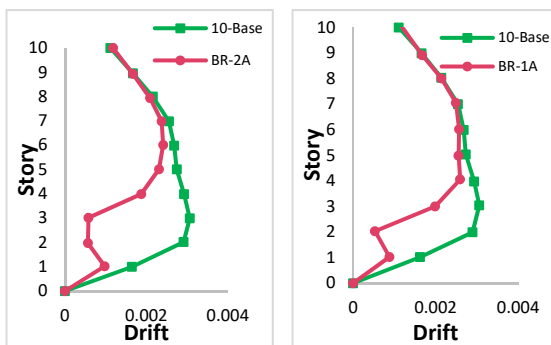


Fig. 13. Drift curves in X-direction for 10-story building reinforced one and two-floors with inverted V-brace

این سیستم برای مقاومت در برابر بارهای جانبی بسیار موثر و اقتصادی است [9].

در این بخش به مقایسه جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات سازه‌های اولیه و سازه‌های باز طراحی شده پرداخته شده است. منظور از جابه‌جایی جانبی نسبی طبقه، حاصل تقسیم جابه‌جایی جانبی نسبی به ارتفاع طبقه که یک کمیت بدون بعد است، می‌باشد. محل نقطه عطف ساختمان که بیشترین جابه‌جایی جانبی نسبی در آن اتفاق می‌افتد نیز از مواردی که در این بخش برای سازه‌های مینا تعیین شده است.

نقطه عطف ساختمان‌های مینا (ساختمان‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه قبل از حذف ستون) در شکل (۱۰) نشان داده شده است. با توجه به این که توزیع بار جانبی نیز در تعیین محل نقطه عطف ساختمان موثر است، برای تعیین نقطه عطف از توزیع نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده شده است. چون بیشترین تغییر شکل جانبی نسبی در محل نقطه عطف اتفاق می‌افتد از این موضوع می‌توان در تفسیر برخی از اتفاقاتی که در بخش‌های دیگر رخ داده است، استفاده نمود. به عنوان نمونه در بخش تشکیل مفاصل پلاستیک نشان داده شده است که محل شروع تشکیل مفاصل پلاستیک از این نقطه آغاز و به سمت طبقات مجاور گسترش می‌یابد.

شکل ۱۰. محل نقطه عطف ساختمان‌های ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه

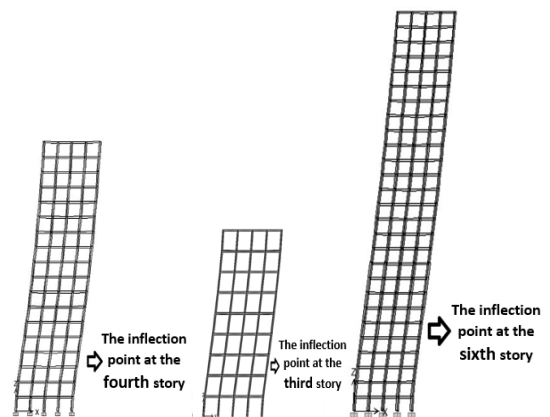


Fig.10. The inflection point of 10, 20 and 30 story buildings

ملاحظه شکل‌های ارائه شده نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع ساختمان نقطه عطف ساختمان به سمت بالا گرایش پیدا می‌کند. در شکل‌های (۱۱ الی ۱۴) نمودار جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات (نسبت جابه‌جایی جانبی نسبی به ارتفاع طبقه) کلیه ساختمان‌های ۱۰ طبقه ارائه شده است. لازم به ذکر است که با



و  $y$  نشان شده است. همچنین چگونگی نامگذاری مدل‌های مورد بررسی در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول ۲. نام‌گذاری مدل‌های مورد مطالعه

| Model   | Design details of 10-story building       |
|---------|-------------------------------------------|
| 10-Ref. | 10-story building                         |
| 10-RD   | Redesigned 10-story building              |
| 10-1-V  | One story reinforced with V-brace         |
| 10-2-V  | 2- story reinforced with V-brace          |
| 10-3-V  | 3- story reinforced with V-brace          |
| 10-4-V  | 4- story reinforced with V-brace          |
| 10-1-A  | 1- story reinforced with inverted V-brace |
| 10-2-A  | 2- story reinforced with inverted V-brace |
| 10-3-A  | 3- story reinforced with inverted V-brace |
| 10-4-A  | 4- story reinforced with inverted V-brace |

Table 2. The notation of studied models

شکل ۱۵. منحنی‌های ظرفیت تحلیل بار افزون سازه‌های ۱۰ طبقه در جهت  $x$

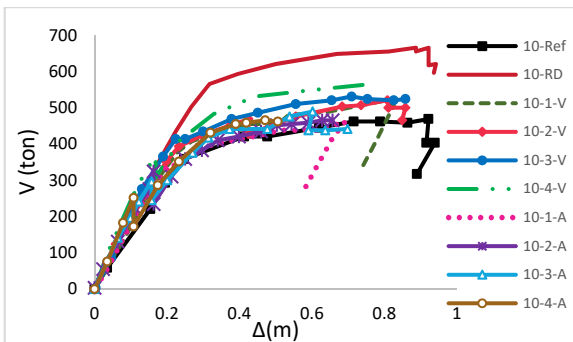


Fig.15. Capacity curves obtained from the push-over analysis of the 10-story building in the x-direction

شکل ۱۶. منحنی‌های ظرفیت تحلیل بار افزون سازه‌های ۱۰ طبقه در جهت  $y$

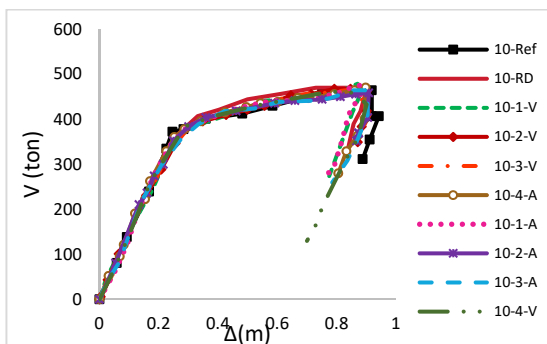


Fig. 16. Capacity curves obtained from the push-over analysis of the 10-story building in the y-direction

شکل ۱۴. نمودارهای جابه‌جایی جانبی نسبی جهت  $x$  ساختمانهای ۱۰ طبقه تقویت شده با سه و چهار طبقه مهاربند ۸

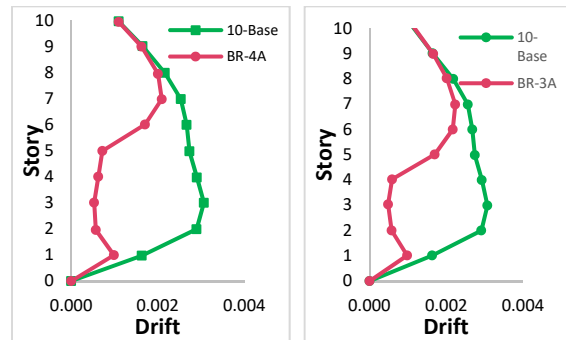


Fig. 14. Drift curves in X-direction for 10-story building reinforced three and four-floors with inverted V-brace

دقت در نمودارهای جابه‌جایی جانبی نسبی طبقات، بیانگر آن است که در سازه‌های ۱۰ طبقه مهاربندی شده تقریباً ۶ طبقه تحتانی بیشتر تحت تاثیر طراحی ناشی از حذف ستون قرار گرفته‌اند (کاهش جابه‌جایی جانبی نسبی به دلیل ارتقا ابعاد المان‌های سازه ناشی از بازطراحی). اما در سازه قاب خمشی تقریباً ۷ طبقه تحتانی تحت این تاثیر قرار گرفته‌اند. با بررسی نمودار جابه‌جایی جانبی نسبی در سازه‌های ۲۰ و ۳۰ طبقه مشخص شد که در سازه‌های ۲۰ طبقه مهاربندی شده نیز تقریباً ۶ طبقه تحتانی بیشتر تحت تاثیر طراحی ناشی از حذف ستون قرار گرفته‌اند، اما در سازه قاب خمشی تقریباً ۱۱ طبقه تحتانی تحت این تاثیر قرار گرفته‌اند. در سازه‌های ۳۰ طبقه مهاربندی شده ۷ طبقه تحتانی بیشتر تحت تاثیر طراحی برای حذف ستون قرار گرفته‌اند، اما در سازه قاب خمشی ۱۳ طبقه تحتانی تحت تاثیر قرار گرفته‌اند.

### ۳-۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون)

آنالیز بار افزون با توجه به ماهیت غیرخطی بودن آن رفتار واقعی‌تری از سازه را ارائه می‌دهد. با توجه به اینکه در این مطالعه بررسی اثر حذف ستون در همان مرحله طراحی (و نه پس از ساخت یا اجرای سازه) مد نظر بوده است، پس تنها سازه‌هایی تحت آنالیز بار افزون قرار گرفته‌اند که فرایند بازطراحی برای آنها انجام شده است. همچنین، تحلیل بار افزون تا مرحله تبدیل سازه‌ها به سازوکار و متوقف شدن تحلیل در برنامه ادامه یافته است. در شکل‌های (۱۵ و ۱۶) منحنی‌های ظرفیت به دست آمده برای سازه ۱۰ طبقه به ترتیب در جهت  $x$

مهمی بر نتایج تحلیل بار افزون خواهد داشت که این موضوع باعث می شود نتوان نتایج این قسمت را بطور کلی تعمیم داد. در هر حال در سیستم های دارای مهاربند چون با اضافه نمودن مهاربندها نیاز چندانی به تغییر یا تقویت دیگر المان ها نیست، در نتیجه منحنی ظرفیت این دسته از سازه ها نسبت به سازه مرجع تغییر کمتری دارد. در سیستم های فاقد مهاربند منحنی ظرفیت در جهت  $y$  (جهت عمود بر قاب های شامل حذف ستون) نیز تغییر محسوسی نموده است. علت این قضیه تحت تاثیر قرار گرفتن تیرهای جهت  $y$  پس از حذف ستون بوده است. زیرا در سیستم های قاب خمشی با حذف یک ستون تیرهای هر دو جهت در جذب نیروهای اضافی ایجاد شده، مشارکت می کنند. پس با حذف یک ستون، تیرهای جهت  $y$  نیز باید تقویت شوند تا DCR آنها به زیر یک برسد که این موضوع دلیل تغییر محسوس منحنی ظرفیت سیستم های فاقد مهاربند بوده است.

### ۶-۳- مقایسه سطح عملکرد و چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک سازه ها

برای محاسبه سطح عملکرد سازه های مورد مطالعه از روش طیف ظرفیت استفاده شده است که در شکل (۱۷) ارائه شده است. این روش که به عنوان روش اصلی (روش A) در ATC-40 [17] مطرح شده است، طبق تفسیر دستورالعمل بهسازی [19] و FEMA-356 [20] به عنوان یک روش قابل استفاده در نظر گرفته شده است. اساس محاسبه بر مبنای این روش به این صورت است که ابتدا طیف پاسخ ارتجاعی شتاب (طیف نیاز) و منحنی بار افزون (طیف ظرفیت) از فرمت معمولی به فرمت ADRS تبدیل می شوند. در مرحله بعد طیف نیاز با توجه به وارد شدن سازه به مرحله غیر خطی و محاسبه میرایی ویسکوز معادل به طیف نیاز کاهش یافته تبدیل و از تقاطع طیف ظرفیت و طیف نیاز نقطه عملکرد سازه تعیین می شود، که در آن نیاز سازه با ظرفیت موجود برابر است. در واقع نقطه عملکرد، نقطه توقف سازه در طول منحنی ظرفیت سازه است. برای تعیین دقیق نقطه عملکرد، مستلزم استفاده از روش سعی و خطا خواهیم بود.

با رسم منحنی ایده آل دو خطی برای نمودارهای فوق، مقادیر  $\Delta_u$  و  $\Delta_y$  بر اساس منحنی دو خطی به دست آمد. ضریب شکل پذیری بر اساس رابطه (۱) محاسبه و مقادیر حاصل برای سازه ۱۰ طبقه در دو جهت  $x$  و  $y$  به ترتیب در جدول (۳ و ۴) ارائه شده است. که در این رابطه  $\Delta_u$  تغییر مکان نهایی و  $\Delta_y$  تغییر مکان در لحظه تسلیم هست.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

جدول ۳. ضریب شکل پذیری سازه های ۱۰ طبقه در جهت  $x$

| Model  | $\Delta_y(m)$ | $\Delta_u(m)$ | $\mu$ |
|--------|---------------|---------------|-------|
| 10-Ref | 0.31          | 0.93          | 3     |
| 10-RD  | 0.37          | 0.94          | 2.54  |
| 10-1-V | 0.34          | 0.79          | 2.32  |
| 10-2-V | 0.33          | 0.83          | 2.51  |
| 10-3-V | 0.32          | 0.84          | 2.63  |
| 10-4-V | 0.33          | 0.77          | 2.33  |
| 10-1-A | 0.33          | 0.65          | 1.97  |
| 10-2-A | 0.32          | 0.65          | 2.03  |
| 10-3-A | 0.34          | 0.68          | 2     |
| 10-4-A | 0.31          | 0.51          | 1.65  |

Table 3. Overall ductility factor of 10-story building in X-direction

جدول ۴. ضریب شکل پذیری سازه های ۱۰ طبقه در جهت  $y$

| Model  | $\Delta_y(m)$ | $\Delta_u(m)$ | $\mu$ |
|--------|---------------|---------------|-------|
| 10-Ref | 0.32          | 0.92          | 2.9   |
| 10-RD  | 0.34          | 0.87          | 2.56  |
| 10-1-V | 0.36          | 0.84          | 2.33  |
| 10-2-V | 0.35          | 0.9           | 2.64  |
| 10-3-V | 0.34          | 0.9           | 2.64  |
| 10-4-V | 0.34          | 0.9           | 2.64  |
| 10-1-A | 0.36          | 0.84          | 2.33  |
| 10-2-A | 0.33          | 0.89          | 2.7   |
| 10-3-A | 0.33          | 0.89          | 2.7   |
| 10-4-A | 0.33          | 0.89          | 2.7   |

Table 4. Overall ductility factor of 10-story building in y-direction

با توجه به سازه های مورد بررسی می توان بیان نمود که سازه هایی که تنها با افزایش ابعاد مقاطع تیر و ستون و بدون اضافه نمودن بادبند تقویت شده اند نسبت به سازه های بادبندی دارای مقاومت بیشتری هستند. البته این موضوع را نباید به تنهایی به معنای بهتر بودن سیستم فاقد مهاربند تلقی نمود؛ زیرا در زمان بازطراحی سازه های مذکور ابعاد تعداد زیادی از مقاطع نسبت به سازه های مهاربندی شده گاهی تا چند برابر باید تقویت شود تا DCR به زیر مقدار یک برسد. پس این افزایش مقاومت با افزایش زیاد هزینه توأم بوده است. نکته دیگر اینکه استراتژی چگونگی طراحی نقش

جدول ۵. تغییر مکان و سطح عملکرد سازه‌های ۱۰ طبقه

|         | X     | Y     |
|---------|-------|-------|
| 10-Base | 27.43 | 27.43 |
| MRF     | 25.78 | 27.74 |
| BR-1V   | 24.6  | 27.4  |
| BR-2V   | 23.2  | 27.4  |
| BR-3V   | 21.6  | 27.4  |
| BR-4V   | 19.8  | 27.4  |
| BR-1A   | 23.9  | 27.3  |
| BR-2A   | 23.1  | 27.3  |
| BR-3A   | 21.8  | 27.3  |
| BR-4A   | 21.4  | 27.3  |

Table 5. Displacement and performance level of 10-story buildings

جدول ۶. تغییر مکان و سطح عملکرد سازه‌های ۲۰ طبقه

|         | X     | Y     |
|---------|-------|-------|
| 20-Base | 40.18 | 40.18 |
| MRF     | 36    | 41    |
| BR-1V   | 38.5  | 40.6  |
| BR-2V   | 37.5  | 40.5  |
| BR-3V   | 36.6  | 40.4  |
| BR-4V   | 35.1  | 40.4  |
| BR-1A   | 38.3  | 40.3  |
| BR-2A   | 37.3  | 40.3  |
| BR-3A   | 36.1  | 40.3  |
| BR-4A   | 36.1  | 40.2  |

Table 6. Displacement and performance level of 20-story buildings

جدول ۷. تغییر مکان و سطح عملکرد سازه‌های ۳۰ طبقه

|         | X     | Y     |
|---------|-------|-------|
| 30-Base | 54.48 | 54.48 |
| MRF     | 50.7  | 55.5  |
| BR-1V   | 52.5  | 54.9  |
| BR-2V   | 52    | 54.8  |
| BR-3V   | 51.4  | 54.8  |
| BR-4V   | 50.6  | 54.6  |
| BR-1A   | 52.7  | 54.9  |
| BR-2A   | 51.7  | 54.6  |
| BR-3A   | 50.5  | 54.6  |
| BR-4A   | 50.1  | 54.5  |

Table 7. Displacement and performance level of 30-story buildings

است. بررسی این نتایج در خصوص سازه‌های تقویت شده به وسیله مهاربند، حاکی از آن است که سطح عملکرد هیچ کدام از آن‌ها در جهت Y (جهت عمود بر قاب‌های دارای دهانه بزرگ) کاهش نیافته است. اما سطح عملکرد در جهت X در برخی موارد به زیر نقطه فروریزش رسیده است. ملاحظه و بررسی نتایج سطح عملکرد سازه‌ها که در جداول فوق ارائه شده است جالب توجه است. نتایج ارائه شده حاکی از آن است که با توجه به راهنمای شکل (۱۸) سازه‌های اولیه دارای سطح عملکرد IO (بهره‌برداری بی‌وقفه) بوده و پس از حذف ستون و

شکل ۱۷. تعیین نقطه عملکرد بر اساس روش طیف ظرفیت [21]

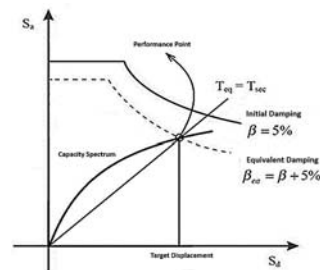


Fig. 17. Determination of performance point based on capacity spectrum method [21]

پس از مشخص شدن نقطه عملکرد و جابه‌جایی مانند آن، سطح عملکرد سازه با توجه به وضعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده اعضای سازه در تغییر مکان مربوطه قابل تعیین است [16 و 22]. سازه‌های باز طراحی شده که در بخش قبلی نمودار تغییر مکان نسبی آنها تحت بارهای طراحی ارائه شد، تحت بار جانبی زلزله و بر اساس شکل مود اول ارتعاش در هر جهت (جهت X و Y در پلان) تحت آنالیز غیرخطی استاتیکی (آنالیز بار افزون) قرار گرفته و نتایج بدست آمده از این تحلیل‌ها در این بخش ارائه شده است. آنالیز بار افزون با توجه به ماهیت غیرخطی بودن آن رفتار واقعی‌تری از سازه را ارائه می‌دهد. برنامه ETABS وضعیت مفاصل ایجاد شده را بر اساس ضوابط ATC-40 محاسبه و آن‌ها را بر حسب وضعیت مفصل با استفاده از کدگذاری انجام شده شکل (۱۸) ارائه می‌دهد.

شکل ۱۸. منحنی کلی بار افزون به همراه طیف رنگ مربوطه در برنامه ETABS

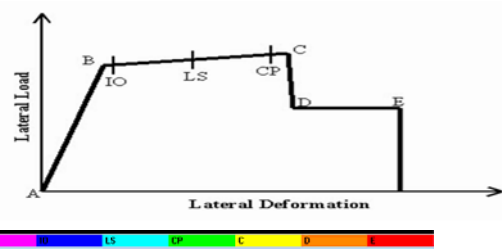


Fig. 18. The push-over curve with corresponding color spectrum in ETABS software

در جداول (۵ تا ۷) میزان تغییر مکان عملکرد و سطح عملکرد بر اساس راهنمای ارائه شده و رنگ مربوطه مشخص شده است.

که بقیه آن‌ها همچنان در وضعیت صورتی (IO) و یا حداکثر آبی (LS) قرار دارند. نمونه‌هایی از این موارد در شکل‌های (۲۰ تا ۲۲) ارائه شده‌اند.

شکل ۲۰. سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با دو و چهار طبقه مهاربند ۷ در وضعیت نقطه عملکرد

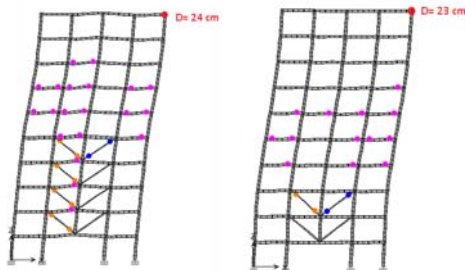


Fig. 20. The 10-story building reinforced two and four-floors with V-brace in performance point position

شکل ۲۱. سازه ۱۰ طبقه تقویت شده با دو و چهار طبقه مهاربند شورون در وضعیت نقطه عملکرد

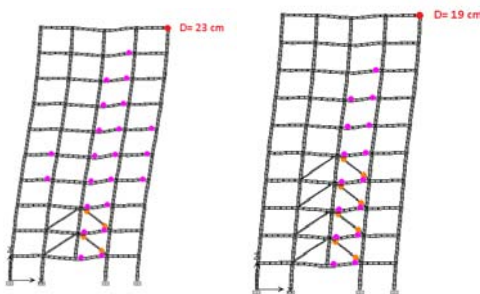


Fig. 21. The 10-story building reinforced two and four-floors with inverted V-brace in performance point position

نکته دیگر اینکه در سازه‌های ۱۰ طبقه تمام سازه‌ها به غیر از سازه با مهاربند ۷ با یک طبقه تقویت، دچار کاهش سطح عملکرد ناشی از خرابی بادبندها شده‌اند. اما در سازه‌های ۲۰ و ۳۰ طبقه تنها سازه‌هایی که تعداد طبقات مهاربندی در آنها زیاد بوده دچار این حالت شده‌اند. دلیل این موضوع را می‌توان با توجه به بحث نقطه عطف ساختمان توجیه نمود، با توجه به اینکه بیشترین تغییر شکل درون طبقه‌ای (جاب‌جایی جانبی نسبی) در طبقات مجاور نقطه عطف ساختمان اتفاق می‌افتد و همچنین ظرفیت کم بادبندها در مقابل تغییرشکل (سختی محوری بالا و کماتش در فشار) هر چه طبقات بادبندی شده تحتانی از نقطه عطف ساختمان دورتر باشند، تغییرشکل کمتری در آنها اتفاق افتاده و سازه با کاهش سطح عملکرد کمتری مواجه

سپس بازطراحی آنها بدون تغییر دادن پیکربندی سازه اولیه، سطح عملکرد آنها کاهش نیافته است.

### ۳-۲-۳ اثر وجود مهاربندها در توزیع مفاصل پلاستیک

بیشترین میزان تغییرشکل نسبی طبقات (جاب‌جایی جانبی نسبی طبقات) در محل نقطه عطف و طبقات مجاور آن است. بنابراین می‌توان انتظار داشت که در یک سازه با توزیع نسبتاً یکنواخت سختی در ارتفاع مانند سیستم قاب خمشی بدون تغییر سیستم در ارتفاع اولین مفصل پلاستیک و بیشترین تعداد مفاصل پلاستیک در محل ذکر شده اتفاق بیفتد. به عنوان نمونه در شکل (۱۹) توزیع و روند تشکیل مفاصل پلاستیک مربوط به سازه ۲۰ طبقه از لحظه تشکیل اولین مفاصل پلاستیک و پس از آن ارائه شده است.

شکل ۱۹. روند تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک در سیستم قاب خمشی با افزایش بار جانبی

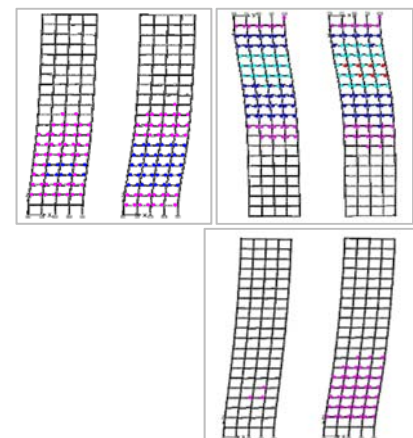


Fig. 19. Process of forming and distributing plastic hinges in the moment frame system with increasing lateral load

در شکل فوق به خوبی می‌توان مشاهده نمود که اولین مفاصل از هر وضعیتی (CP, LS, IO, ...) ابتدا در محل نقطه عطف ساختمان تشکیل شده است. از این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از المان‌های سخت و با شکل پذیری پایین در این نواحی، ممکن است رفتار کلی سازه را از حالت رفتار شکل پذیر خارج نماید.

اولین نکته در خصوص سازه‌های تقویت شده با مهاربند که سطح عملکرد آنها با عبور از نقطه فروریزش کاهش پیدا کرده است، آن است که در تمامی موارد المان تعیین کننده وضعیت سازه، مهاربندهای بکار رفته در باز طراحی بوده است. به عبارت دیگر بررسی وضعیت مفاصل سایر المان‌ها نشان داد

کناری مانند شکل (۲۳) ضریب بار مرده و زنده در دهانه‌های اطراف ستون‌های حذف شده دو برابر حالت بدون حذف ستون اعمال شد و مطابق رابطه (۲) احتمال خرابی پیش رونده در این سازه با حذف ستون محاسبه شد.

شکل ۲۳. چگونگی اعمال بارگذاری سازه در حالت حذف ستون برای محاسبه SI

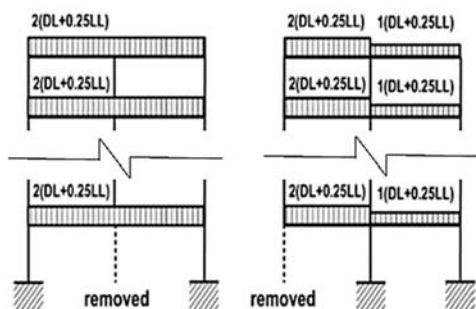


Fig. 23. Structural loading with a removed column for calculating SI

$$SI = \frac{(\lambda_0 - \lambda_{damage})}{\lambda_0} \quad (2)$$

در رابطه فوق، SI ضریب حساسیت،  $\lambda_0$  ظرفیت باربری سازه پیش از حذف عضو،  $\lambda_{damage}$  ظرفیت باربری پس از حذف عضو است. عضوی که پس از حذف آن عضو، مقدار SI به عدد یک نزدیک‌تر باشد، به عنوان المان کلیدی سازه تعیین می‌شود که در صورت حذف آن المان احتمال خرابی پیش رونده در سازه افزایش می‌یابد. به همین منظور برای سازه ده طبقه دو ستون طبقه همکف حذف و سازه با حالت بدون حذف مورد مقایسه قرار گرفت که در این حالت مقدار  $SI = 0.1$  حاصل شد. در شکل (۲۴) نمودار ظرفیت سازه قبل و بعد از حذف ستون برای سازه ده طبقه ارائه شده است.

$$SI = \frac{(649 - 580)}{649} = 0.1$$

شکل ۲۴. نمودار ظرفیت باربری سازه قبل و پس از حذف ستون‌های کناری سازه ۱۰ طبقه

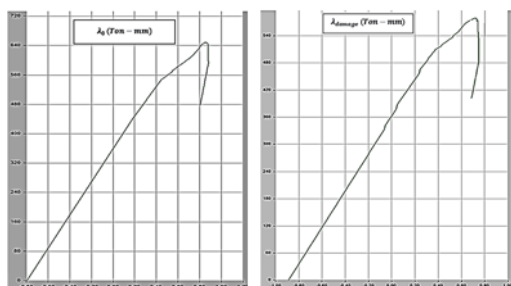


Fig. 24. Capacity curves of the 10-story building before and after removed exterior columns

خواهد شد. این موضوع را می‌توان با مشاهده جداول مربوط به سطح عملکرد ملاحظه و تایید نمود.

شکل ۲۲. سازه ۲۰ سازه ۲۰ طبقه تقویت شده با چهار طبقه مهاربند ۷ و شورون در وضعیت نقطه عملکرد

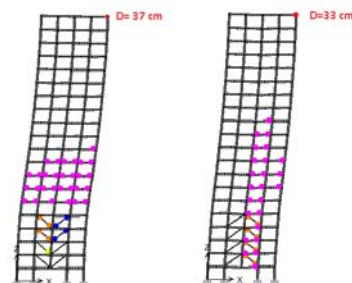


Fig. 22. The 20-story building reinforced four-floors with V-brace and inverted V-brace in performance point position

مورد استثنایی در سازه ۳۰ طبقه آن است که نسبت نیاز به ظرفیت آن بیش از ۰/۹۴ (البته کمتر از ۱) بوده و در مقایسه با سایر بادبندها که بطور متوسط این نسبت در آنها در حدود ۰/۸۵ بود، می‌تواند دلیلی بر این موضوع باشد. پس می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از روش تقویت به وسیله مهاربند تنها تا طبقات زیر نقطه عطف قابل توصیه بوده و هر چه این فاصله بیشتر باشد مناسبتر است. پیشنهاد دیگری که برای حل مشکل فوق می‌تواند مفید باشد استفاده از بادبندهایی با شکل پذیری بالاتر (مانند بادبندهای کمانش ناپذیر) است، زیرا همانطور که ذکر شد بقیه المان‌های سازه در وضعیت صورتی (IO) باقی مانده‌اند.

#### ۴- خرابی پیش رونده

در این مقاله به منظور بررسی خرابی پیش رونده در سازه فولادی ۱۰ طبقه با حذف ستون‌های کناری مشخص شده در شکل (۲)، ظرفیت باربری سازه قبل و بعد از حذف ستون به کمک نرم افزار ETABS به دست آمد. در ابتدا سازه بدون در نظر گرفتن حذف ستون به روش تحلیل استاتیکی غیر خطی افزاینده قائم (Push-Down) آنالیز شد و در گام دوم پس از حذف ستون مورد نظر، ترکیبات بارگذاری مربوط به تحلیل خرابی پیش رونده بر اساس آیین نامه GSA [23] اعمال و سازه دوباره مورد تحلیل قرار گرفت. در حالت حذف ستون‌های

**۱۰- نتیجه گیری**

در سازه‌های مورد مطالعه مقادیر DCR برای تیرها بعد از حذف یک ستون و قبل از عملیات باز طراحی حدود ۳ تا ۴ برابر سازه اولیه و برای ستون‌ها در حدود ۱/۵ تا ۱/۶ برابر سازه اولیه به دست آمد.

سازه‌های با تعداد طبقات ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه و با پلان یکسان به منظور بررسی اثر ایجاد دهانه‌های بزرگ با حذف ستون و تاثیر استفاده از مهاربند در طبقات مجاور فوقانی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج زیر به دست آمد:

**مراجع**

- [1] Kheyroddin, A., Aramesh, S. (2015), Lateral Resisting Systems in Tall Buildings, second edition, Semnan University Press (In Persian)
- [2] Luo, Q.Z.; Tang, J.; Li, Q.S. and Liu, G.D. (2004), A Finite Segment Model for Shear Lag Analysis, Engineering Structures, Volume (26), pp: 2124-2131.
- [3] Luo, Q. Z., Tang, J., & Li, Q. S. (2003). Shear lag analysis of beam-columns. Engineering structures, 25(9), 1131-1138.
- [4] Luo, Q. Z., Tang, J., & Li, Q. S. (2001). Negative Shear Lag Effect in Box Girders with Varying Depth. Journal of Structural Engineering, 127(10), 1236-1239.
- [5] Stafford Smit, B., Coull, A., Haji-Kazami, H. (Translator) (2017), Tall Building Structures Analysis and Design, 6th edition, Ferdowsi University of Mashhad Publication. (In Persian)
- [6] Glisic, B., Garlock, M., & Adriaenssens, S. (2014). Innovative education in engineering: a social and multi-dimensional exploration of structures. In Structures Congress 2014 (pp. 1126-1137).
- [7] Taranath, B. S. (2009). Reinforced concrete design of tall buildings. CRC press.
- [8] Mashhadiali, N. (2008). Investigation of the Behavior of Tall Building with Diagrid System, M.Sc. Thesis of Structural Engineering, Civil Engineering Faculty, Semnan University. (In Persian)
- [9] Buyukozturk, O., Gunes, O. (2004). High-rise buildings: evolution and innovations. In Keynote Lecture, CIB2004 World Building Congress, Toronto, Canada.
- [10] Abbasnezhadi, K., (2010). Investigating the causes of the Collapse of the World Trade Center Twin Towers, 1st Student Conference of civil engineering.
- [11] Taranath, B. S., (2009). Reinforced concrete design of tall buildings. CRC Press.
- [12] Ebadi, P., Maghsoudi, A., (2017). Case Study on Seismic Performance of Soft Stories in Short Steel Structures and Replacement of Braces with Equivalent Moment Resisting

نتایج بدست آمده در حالتی معتبر هستند که حذف ستون از ابتدای طراحی مد نظر قرار گرفته و طراحی سازه بر اساس آن انجام شده باشد:

سازه‌های با سیستم قاب خمشی به دلیل تغییر شکل زیاد در طبقات مجاور نقطه عطف ساختمان نیاز به المان‌هایی دارند که دارای شکل پذیری بالایی باشند، پس استفاده از مهاربندهای معمولی در این ناحیه توصیه نمی‌شود.

استفاده از مهاربند برای تقویت تیر دهانه بزرگ راه حل مناسب و اقتصادی است، اما به دلیل فوق توصیه می‌شود تعداد طبقات مهاربندی شده کمتر و حتی الامکان از نقطه عطف ساختمان دور باشند. در حالتی که مهاربندها وارد ناحیه مجاور نقطه عطف ساختمان شود با خرابی در فشار به علت شکل پذیری پایین در فشار، باعث کاهش سطح عملکرد ساختمان می‌شوند.

در صورتی که دهانه‌های بزرگ تنها در دو ضلع مجاور هم در پلان ایجاد شده باشند رفتار سازه در جهت عمود بر قاب‌های دارای دهانه بزرگ، زیاد تحت تاثیر قرار نمی‌گیرند. استفاده از مهاربند با آرایش ۷ یا ۸ تحت اثر بار زلزله تنها، آثار مهمی بر رفتار سازه نمی‌گذارند، چون در هر دو نوع این مهاربندها با تغییر جهت بار زلزله نیمی از آنها به فشار و نیمی دیگر تحت کشش قرار می‌گیرند. اما در صورتی که اثر بار ثقلی هم به موضوع اضافه گردد، بادبندهای ۷ تحت بارهای ثقلی تحت کشش و برعکس بادبندهای ۸ تحت فشار قرار می‌گیرند. پس استفاده از مهاربند ۷ تاحدی بهتر و در طراحی اقتصادی‌تر است.

همچنین بررسی اثر ایجاد دهانه‌های بزرگ در جهت عمود بر این قاب‌ها، نشان داد که این موضوع اثر مهم و قابل توجهی بر رفتار سازه در این جهت نمی‌گذارد.

- (2010). Islamic Republic of Iran vice Presidency for Strategic Planning and Supervision. (In Persian)
- [20] FEMA-356, (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [21] Guideline and Details for Seismic Rehabilitation of Existent Buildind, No 524, (2011). Islamic Republic of Iran vice Presidency for Strategic Planning and Supervision. (In Persian)
- [22] FEMA 306, (1998). Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Applied Technology Council (ATC).
- [23] U.S. General Service Administrations (GSA). (2003). Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects, Washington, D.C.
- Frame. Amirkabir J .Civil Eng, 49 (2), pp 237-250.
- [13] Kalantari, A., (2012). Columns Deletion Methods in the Lower Stories of Tall Buildings, Thesis f Master of Science in Civil Engineering, Semnan University.
- [14] Mehrabi, F., Kheiroddin, A., Gerami, M. (2013). Assessment of Progressive Collapse Potential of Steel Structures that are Design on Iranian Code. Sharif Journal of Civil Engineering, 28-2(4), pp. 65-72
- [15] Valaee Barhagh, A. (2017). Assessment of Progressive Collapse of Steel structures Using Alternate Load Path Method, 2<sup>nd</sup> International Conference on Civil Engineering, Architecture & Urban Design, Bangkok, Thailand.
- [16] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existent Buildinds, No 360, (2007). Islamic Republic of Iran Management and planning organization.
- [17] ATC 40, (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council.
- [18] Kheyroddin, A., Emami, E., (2019). Shear Walls Based on: ACI 318-2014 & Iranian National Building Code (Chapter 9), Semnan University Press.
- [19] Commentary of Instruction for Seismic Rehabilitation of Existent Buildinds, No 361,

# Investigation of the effect of bracing on the performance and progressive collapse of steel tall buildings including long-span entrance and removed column

Ali Kheyroddin<sup>1</sup>, Zahra Pakdel<sup>2</sup>, Fahimeh Maleki<sup>3\*</sup>

1. Distinguished Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

2.M.Sc. of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering ,Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

3.Ph.D. Candidate of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

f-maleki@semnan.ac.ir

## Abstract

One of the essential points of interest for designers in constructing the tall building is to create a large entrance to the lower floors of the building. Such large openings are mainly because of architectural issues such as high traffic congestion, aesthetics, and parking. Creating these large openings, if accompanied by the removal of a column, connects the case with other structural issues such as the effect of the Construction sequence, progressive collapse, loads during execution, and the presence or absence of auxiliary supports (temporary piles) and making the problem more complicated. This study considered 36 regular structures of 10, 20, and 30 floors with a height of 40 to 120 meters with the Moment resistance frame system in the ETABS software. The Iranian National Building Code part 6 has used for load gravity of structures, and the Iranian standard No. 2800 has used for calculation and loading of lateral earthquake loads. After spectral dynamic analysis and Pushover analysis of the mentioned structures, we examined their behavior from the structural point of view and the effect of using bracing in one to four upper floors of the removed column. In the studied structures, evaluated the changes in plastic hinges formation, structural performance level, Demand- Capacity ratio (DCR) of structural elements, period of the first mode, and drift in the exterior (non-corner) column removal. Also studied the effect of elimination on the exterior column to create a large entrance to the building on the probability of progressive collapse of the 10-story steel structure. The results showed that braces to strengthen the large span beam is a convenient and economical solution. In particular, the V braces show better performance than the Chevron brace if the number of braced floors above the desired span is before the building's inflection point. Because when the braces enter the area adjacent to the building's inflection point, they reduce the building's performance level with failure in the pressure because of the low ductility in the pressure. The first plastic hinge at any performance level starts from the inflection point. As a result, the use of low ductility elements in these areas reduces the structure's ductility.

In most cases, V brace structures have smaller elements than structures with Chevron braces and are more economical. Buildings that are reinforced only by increasing the beam and column sections' dimensions without adding bracing have more strength than bracing structures. However, many sections' measurements compared to the braced buildings sometimes increase several times in this case. Therefore, this increase in strength will be accompanied by an enormous increase in cost. The results of pushover analysis and performance-based design showed that if the structure was designed from the beginning according to the standard code design, assuming the absence of columns, the building does not experience a reduction in performance and is better than using braces with higher ductility.