

## تعیین ضریب رفتار در سیستم‌های دوگانه با اتصال صفحات کناری

جواد واثقی امیری<sup>۱</sup>، مرتضی نقی پور<sup>۱</sup>، زهره رحمانی<sup>۲\*</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
دریافت مقاله: آذر ۱۳۸۸ پذیرش مقاله: خرداد ۱۳۸۹	
<b>واژگان کلیدی:</b> اتصال صفحات کناری، شکل پذیری، ضریب رفتار، مهاربند، تحلیل استاتیکی غیرخطی.	پس از وقوع زلزله نورث ریج آمریکا (۱۹۹۴) و کوبه ژاپن (۱۹۹۵) و آسیب اتصالات خمشی، اتصال با ورق کناری (side plate) پیشنهاد گردید. این اتصال باعث دور شدن مفصل پلاستیک از محل اتصال می‌شود و مقاومت و شکل پذیری کافی برای پلاستیک شدن مقطع تیر را دارا می‌باشد. این سازه باید توانایی تغییر شکل‌های حاصل از نیروهای جانبی را داشته باشد که این توانایی تحت پارامتری به عنوان شکل پذیری تأمین می‌شود. جهت دخالت دادن شکل پذیری در طراحی سازه‌ها و استفاده از تمامی ظرفیت سازه، از مفهوم ضریب رفتار در تحلیل خطی استفاده می‌شود. برای بررسی شکل پذیری و ضریب رفتار نیاز به آنالیزهای غیرخطی می‌باشد. بدین منظور نمونه‌هایی از سیستم قاب دوگانه با مهاربند هم مرکز دارای اتصال صفحات کناری با تغییر نوع اتصال تیر به ستون، نوع مهاربند، تعداد مهاربند و نوع الگوی بارگذاری در سه تراز ارتفاعی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه توسط نرم‌افزار PERFORM-3D به صورت استاتیکی غیرخطی تحلیل شده است. سپس به وسیله روش یوانگ، ضریب رفتار، شکل پذیری، ضریب کاهش در اثر شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت مدل‌ها مورد مقایسه و بررسی قرار گرفته است. مطابق این تحقیق، اتصال با صفحات کناری با دور کردن مفصل از بر ستون باعث افزایش ضریب رفتار می‌گردد. افزایش تعداد مهاربند نیز باعث افزایش ضریب رفتار می‌گردد. با بررسی‌های انجام شده بر روی سه نوع مهاربند شورون، قطری و ضربدری مشاهده گردید که مهاربند قطری دارای بیشترین و مهاربند شورون دارای کمترین مقدار ضریب رفتار می‌باشد. با مقایسه الگوهای بارگذاری مثلثی، مستطیلی و مودال نیز مشاهده گردید که در هر سه تراز ارتفاعی، الگوی بار مستطیلی بیشترین مقدار و الگوی بار مثلثی کمترین مقدار ضریب رفتار را دارا می‌باشد.

### ۱- مقدمه

جانبی زلزله به صورت شکل پذیر عمل کنند و از فرو ریزش در امان باشند.

با این وجود شکست‌های بسیاری در اتصالات قاب‌های خمشی که تحت زلزله ۱۹۹۴ قرار گرفته بودند، رخ داد.

بیشترین عامل این شکست‌ها را به وجود سوراخ‌های دسترسی در جان در جوار بال تیر که برای اجرای جوش نفوذی بین بال تیر و بال ستون ایجاد می‌کنند نسبت

بر اساس فلسفه طراحی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی فولادی، از سازه‌ها انتظار می‌رود که تحت اثر بارهای

\* پست الکترونیک نویسنده مسئول: rahmani\_z84@yahoo.com

۱. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی بابل

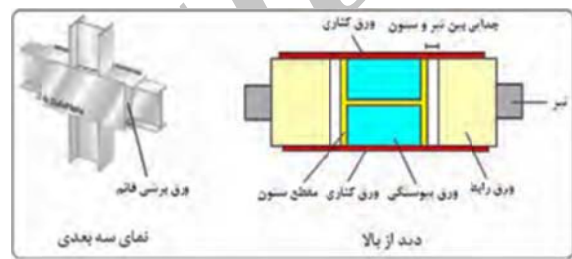
۷ شکل تقریباً یکسان است [۶]. فریمن و میرهاشمی با بررسی تأثیر درجه نامعینی به صورت افزایش تعداد قاب‌های خمشی آن را موجب افزایش ظرفیت جانبی سازه و در نهایت افزایش ضریب رفتار معرفی کردند، همچنین این پارامتر را در مورد قاب‌های مهاربندی با افزایش تعداد مهاربند مورد بررسی قرار داده و آن را موجب افزایش صلبیت جانبی سازه و در نهایت کاهش شکل‌پذیری و ضریب رفتار دانستند [۷ و ۸]. عسگریان نیز با بررسی ضریب رفتار قاب خمشی با مهاربندی‌های کمانش ناپذیر به این نتیجه رسید که با افزایش تعداد طبقات، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه کاهش و بدنبال آن ضریب رفتار سازه نیز کاهش می‌یابد [۹]. کیم و چویی با بررسی ضریب رفتار قاب خمشی معمولی و ویژه با مهاربندی هشتی دریافتند که با افزایش طول دهانه (۶-۱۰ متر) در این نوع سیستم‌ها، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه افزایش و در نتیجه ضریب رفتار افزایش یافته است [۱۰]. محمودی نیز با مقایسه ضریب رفتار بین دو سیستم قاب خمشی با مهاربند هم محور و قاب خمشی با مهاربندی‌های کمانش ناپذیر به این نتیجه رسید که ضریب رفتار در سیستم با مهاربند کمانش ناپذیر بیشتر از سیستم با مهاربند هم محور می‌باشد [۱۱]. میری با مقایسه رفتار لرزه‌ای مهاربند زانوئی و مهاربند زانوئی دارای شورون به این نتایج رسید که با افزایش تعداد طبقات، ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری افزایش و ضریب اضافه مقاومت کاهش می‌یابد و همچنین توزیع جذب انرژی در سیستم‌های مهاربند زانوئی دارای شورون بیشتر از سیستم‌های مهاربند زانوئی می‌باشد یعنی سیستم مهاربند زانوئی دارای شورون، شکل‌پذیری بیشتر و سختی کمتری دارد [۱۲]. بنابراین در این تحقیق تأثیر عوامل مختلف (نوع اتصال تیر به ستون، نوع الگوی بارگذاری، تعداد و نوع مهاربند) بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار سیستم های دوگانه با اتصال صفحات کناری مورد بررسی قرار گرفته است.

می‌دهند، وجود این سوراخ‌های دسترسی باعث بوجود آمدن تمرکز تنش بالا به علت تغییر ناگهانی در هندسه مقطع در جوار بال تیر در منطقه جوش‌ها می‌شود. از طرفی اجرای نادرست عملیات جوشکاری به دلایل مختلف، تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری، وجود تفرقه‌های جوش و عدم وجود دسترسی کافی جهت کنترل جوش، عموماً باعث می‌شود که محل اجرای جوش‌ها یک منطقه ناشناخته محسوب شود. در نتیجه افزایش تنش‌ها در این منطقه، شکست ترد اتصالات در منطقه سوراخ‌های دسترسی رخ می‌دهد [۱]. ایده اتصال با صفحات کناری تمام عمق توسط هافنول در سال ۱۹۹۸ ارائه شد [۲]. در این اتصال مفصل پلاستیک تیر در محلی دور از بر ستون بوجود می‌آید. با توجه به هندسه اتصال، مشکلات زیادی از جمله کنده شدن بال ستون، تنش‌های ۳ محوره جوش بال تیر به بال ستون و کمانش ناحیه پانلی برطرف می‌گردد [۳].

آئین‌نامه‌های طراحی، با توجه به این حقیقت که سازه‌ها دارای مقاومت اضافی (اضافه مقاومت) و ظرفیت اتلاف انرژی اضافی (شکل‌پذیری) قابل توجهی می‌باشند، استفاده از ضرایب کاهش نیروهای زلزله را مجاز دانسته‌اند. در واقع ضریب رفتار برابر نسبت نیروی ایجاد شده تحت اثر زلزله مشخص (با فرض رفتار الاستیک برای سازه)، به نیروی طراحی از پیش تعیین شده در حالت حدی مقاومت، می‌باشد. ضریب رفتار که برای اولین بار توسط گزارش ATC-306 [۴] پیشنهاد شد درحقیقت بر اساس مشاهدات عملکرد ساختمان‌ها در طول زلزله‌های گذشته و محاسبات انجام یافته بر روی میرایی و اضافه مقاومت بود. اکبری و ماهری با بررسی ضریب رفتار قاب های بتن مسلح با مهاربندی‌های فولادی ضربدری و زانوئی نشان دادند که در سیستم‌های دوگانه کوتاه با مهاربند زانوئی، مقادیر شکل‌پذیری و در نتیجه ضریب رفتار بزرگتر از مقادیر مربوط به قاب‌های با مهاربند ضربدری است [۵]. بالندرا و هانگ دریافتند که اضافه مقاومت و شکل‌پذیری سازه در سیستم‌های قاب خمشی با مهاربند ضربدری X و

## ۲- اتصال با صفحات کناری

در شکل ۱ جزئیات اتصال با صفحات کناری داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود بین تیر و ستون جدایی وجود دارد. صفحات تمام عمق در طرفین ستون قرار می‌گیرد. انتقال خمش از تیر به ستون توسط ورق‌های رابط انجام می‌گیرد. برش‌های تیر از طریق ورق‌های برشی قائم بین جان تیر و صفحات کناری منتقل می‌شود همچنین بین جان ستون و صفحات کناری ورق‌های پیوستگی قرار می‌گیرد. کلیه اجزای اتصال توسط جوش گوشه به همدیگر متصل می‌شود [۳].



شکل ۱- اتصال با صفحات کناری [۳]

محل جوش‌ها عبارتست از جوش قائم بین بال ستون و ورق‌های کناری و ورق رابط، جوش بین ورق و بال تیر، جوش متصل‌کننده ورق برشی قائم به تیر و ورق کناری، جوش متصل‌کننده ورق پیوستگی به ستون و ورق کناری.

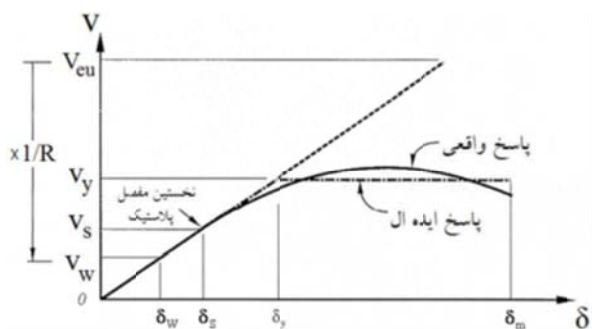
اتصال با ورق کناری بعد از زلزله نورتریج پیشنهاد گردید. در سال ۱۹۹۵ طراحی اولیه و آزمایش بارگذاری سیکلی در مقیاس واقعی بر روی اتصال تک‌محوره (یک‌طرفه) صفحه کناری انجام گرفت و در سال ۱۹۹۶ برای عملکرد دو محوره این اتصال در قاب‌های دوگانه مهاربندی شده نیز آزمایش دیگری انجام شد. این اتصال در آزمایش عمل نتایج خوبی به دست داد به طوری که نتیجه گرفته شد که می‌توان به استفاده از آن در تمام سازه‌های فولادی اعتماد کرد [۱۳]. در سال ۱۹۹۷، توسط سابول (Sabol) و همکارانش این اتصال به صورت چهار ورق کناری مجزا در تراز بالایی و پایینی بال تیر ارائه شد [۱۴] و تکنولوژی

اتصال صفحه کناری برای ساختمان‌های فولادی در آمریکا در سال ۱۹۹۷ به ثبت رسید. در سال ۲۰۰۰ نیز این تکنولوژی در FEMA350 و FEMA351 برای استفاده در ساختمان‌های جدید معرفی شد [۱۳]. سپس در سال ۱۹۹۸، توسط هافتون (Houghton) این اتصال اصلاح شد و به صورت دو صفحه کناری تمام عمق در طرفین محل اتصال تیر به ستون ارائه گردید. در اتصال پیشنهاد شده توسط هافتون نیز از ایده حذف اتصال مستقیم بال تیر و بال ستون استفاده شده است. این اتصال برای ستون‌های بال پهن و قوطی و ستون‌های با مقطع صلیبی پیشنهاد شده است [۲].

## ۳- ضریب رفتار و شکل پذیری

با توجه به شکل ۲ که منحنی ظرفیت یک سازه را نشان می‌دهد، چنانچه سازه‌ای بخواهد تحت یک زلزله بزرگ به گونه‌ای خطی رفتار کند، باید برای برش پایه‌ای بسیار بزرگ، نظیر  $V_{eu}$ ، طراحی شود که به هیچ عنوان برای سازه‌های معمول، اقتصادی نخواهد بود. از اینرو، می‌توان از مزیت اتلاف انرژی ذاتی مانند شکل‌پذیری و همینطور اضافه مقاومتی که در آن وجود دارد، استفاده کرد، و به این ترتیب، برش طراحی سازه را به ازای رفتار خطی  $V_{eu}$  با ضریبی تحت عنوان ضریب پاسخ یا ضریب رفتار سازه  $R$  به مقدار  $V_w$ ، مطابق با رابطه (۱) کاهش داد [۱۵].

$$V_w = \frac{V_{eu}}{R} \quad (1)$$



شکل ۲- منحنی پاسخ سازه در برابر نیروی زلزله [۶]

۳-۱- ضریب شکل پذیری سازه ( $\mu$ )

این تحقیق از رابطه نیومارک- هال برای تعیین ضریب  $R_\mu$  استفاده شده است که بصورت رابطه ۴ تعریف می شود.

$$T \leq 0/03s \rightarrow R_\mu = 1$$

$$0/12 \leq T \leq 0/5 \rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (4)$$

۲) ضریب اضافه مقاومت ( $R_s$ ): مقدار این ضریب، با در نظر گرفتن اینکه مقاومت جانبی واقعی یک سازه عملاً بیشتر از مقاومت جانبی طراحی آن است، مطابق با رابطه ۵ و ۶، تعریف می شود [۱۱].

$$R_{s_s} = \frac{V_y}{V_s} \quad (5)$$

$$R_s = R_{s_s} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (6)$$

$f_1$  نسبت تنش واقعی به تنش تسلیم اسمی است که مقدار آن در حدود ۱/۰۵ توصیه می شود.  $f_2$  اثر سرعت بارگذاری در افزایش تنش تسلیم می باشد که مقدار آن در حدود ۱/۱۰ قابل توصیه است.  $f_3$  بیانگر تأثیر اجزای غیرسازه ای می باشد.

۳) ضریب تنش مجاز ( $y$ ): چنانچه در طراحی، از روش تنش مجاز به جای روش بار نهایی یا ضرایب بار و مقاومت (LRFD) استفاده شود، علاوه بر دو پارامتر فوق، پارامتر دیگری نیز که بیان کننده نسبت تنش ها در این دو روش طراحی است  $\left(y = \frac{V_s}{V_w}\right)$ ، در تعریف  $R$  اعمال می شود. به این ترتیب، خواهیم داشت:

$$R = \frac{V_{eu}}{V_w} = \frac{V_{eu}}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_s} \cdot \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \cdot R_s \cdot y \quad (7)$$

## ۴- کلیات روش تحقیق

در این تحقیق چند نمونه قاب دوگانه دارای مهاربند هم مرکز با شکل پذیری متوسط در ۳ تراز ارتفاعی مختلف با تغییر نوع اتصال تیر به ستون، نوع الگوی بارگذاری، نوع و تعداد مهاربند تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل و طراحی گشته و لازم به ذکر است که ابتدا طراحی ها بر

ضریب شکل پذیری به قابلیت جذب، اتلاف انرژی و حفظ تاب باربری یک سازه، هنگامی که تحت تأثیر تغییر مکان های غیرخطی چرخه ای ناشی از زلزله قرار می گیرد، اطلاق می شود [۱۶]. با توجه به شکل ۲ ضریب شکل پذیری سازه برابر نسبت حداکثر تغییر مکان ( $\delta_m$ ) به تغییر مکان نظیر نقطه تسلیم ( $\delta_y$ ) می باشد که طبق رابطه ۲ تعریف می شود.

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (2)$$

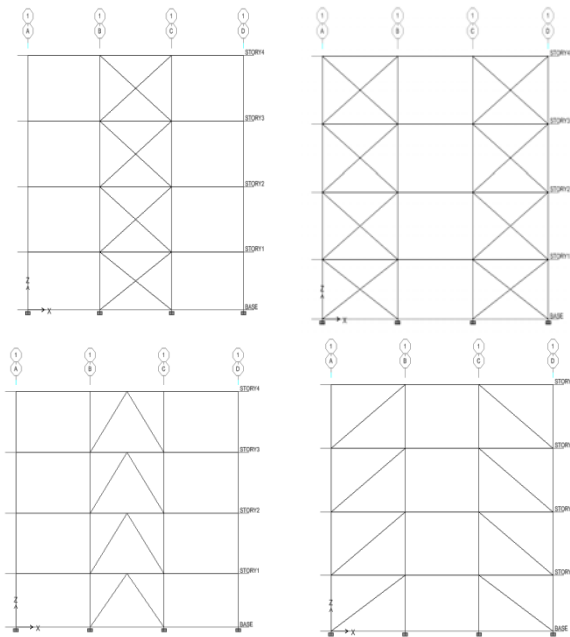
## ۳-۲- روش یوانگ

یوانگ، با استفاده از منحنی ظرفیت ایده آل شده، مطابق شکل ۲ نشان داد که ضریب رفتار سازه  $R$  متشکل از پارامترهای زیر است [۱۷]:

۱) ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری  $R_\mu$ : این ضریب عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارده به سازه  $V_{eu}$  در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی  $V_y$ .

$$R_\mu = \frac{V_{eu}}{V_y} \quad (3)$$

این ضریب که به منظور در نظر گرفتن عواملی از قبیل شکل پذیری تسلیم سازه ای و همچنین قابلیت جذب و استهلاک انرژی در ساختمان لحاظ می شود، نه تنها به مشخصات سیستم بلکه به مشخصات حرکات زمین (تاریخچه زمانی شتاب زمین) نیز بستگی دارد. برای یک لرزش زمین،  $R_\mu$  تابعی از پیوند نوسان سازه، نوع رفتار هیستریزس، حد تغییر شکل خطی سازه و ضریب شکل پذیری می باشد. تحقیقات زیادی بر روی این ضریب توسط نیومارک وهال، میراندا و برترو، ریدل و هیدالگو و کرووز و ناسار و کراوینکلر انجام شده که هر کدام از آنها روابط مختلفی را بر حسب دوره تناوب اصلی سازه، میرایی، نوع خاک و شکل پذیری سازه ارائه داده اند که در



شکل ۳- قاب‌های مورد بررسی

#### ۵-۲- هندسه و بارگذاری مدل‌ها:

نمونه‌هایی از سیستم دوگانه با ۳ دهانه ۵m در ۳ تراز ارتفاعی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقه همکف ۲/۸m و طبقات ۳/۲m مورد بررسی قرار گرفته است، قابل ذکر است که به منظور بررسی تأثیر نوع اتصال، مدل‌های مورد استفاده دارای ۳ دهانه، با دهانه‌های کناری ۵m و دهانه وسط ۳/۵m می‌باشد. قاب انتخابی، قاب میانی ساختمان است که سیستم سقف بصورت یکطرفه می‌باشد، بطوری که بارهای قائم بر روی قاب موردنظر اعمال می‌شود و بار دیوارهای اطراف ساختمان هم به این قاب‌ها وارد می‌شود. با توجه به جزئیات اجرایی سقف، مقدار بار مرده طبقات و بام به ترتیب برابر  $۶۰۰ \text{ kg/m}^2$  و  $۵۲۰ \text{ kg/m}^2$  و مقدار بار زنده طبق آئین‌نامه بارگذاری ایران برای بام و طبقات به ترتیب برابر  $۱۵۰ \text{ kg/m}^2$  و  $۲۰۰ \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. در تحلیل قاب‌های مورد نظر شتاب مبنای طرح با توجه به منطقه با خطر نسبی زیاد  $A = ۰/۳$ ، زمین نوع III و همچنین کاربری ساختمان مسکونی با قاب دوگانه با مهاربندی هم محور فولادی با ضرایب  $I = 1$  و  $R = 7$  تعیین شده است.

اساس آیین نامه ASD97 - UBC [۱۸] صرفاً برای طراحی اولیه، یعنی بدون در نظر گرفتن الزامات لرزه‌ای، در ابزار طراحی Etabs انجام گردیده و در گام بعد، کنترل‌های لرزه‌ای مربوط به قاب متوسط، چشمه اتصال و مهاربندهای هم مرکز بصورت دستی و بر اساس مبحث دهم، انجام گرفته است. ضمناً در انتخاب تیر، ستون و مهاربند به ترتیب از مقاطع IPE، IPB و 2UNP که بصورت مقطع قوطی در کنار هم قرار گرفته، استفاده شده است. پس از طراحی، نمونه‌ها بر اساس روش یوانگ و تحت الگوی بارگذاری مثلثی مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و به منظور بررسی تأثیر نوع الگوی بارگذاری یک مدل تحت ۳ نوع الگوی بارگذاری (مثلثی، مستطیلی و مودال) قرار گرفته است.

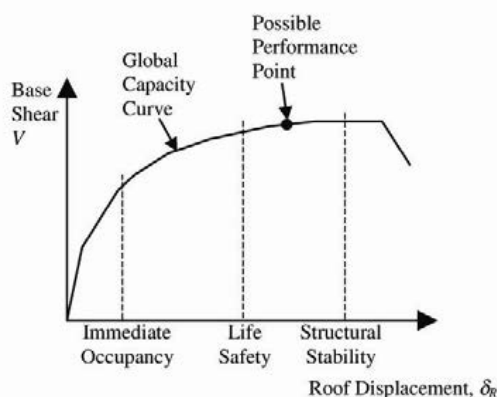
#### ۵-مدل‌های مورد بررسی

##### ۵-۱- سیستم سازه‌ای و پارامترهای مورد بررسی:

سیستم سازه‌ای انتخاب شده سیستم دوگانه متوسط است. این سیستم برای مهاربند همگرای ضربدری در دو حالت با و بدون اتصال صفحات کناری مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بررسی تأثیر نوع مهاربند، سیستم دوگانه متوسط با اتصال صفحات کناری با مهاربندهای همگرای ضربدری، قطری و شورون ارزیابی گردید و همچنین به منظور تأثیر تعداد مهاربند نیز از سیستم دوگانه متوسط با اتصال صفحات کناری مجهز به ۱ و ۲ دهانه مهاربندی استفاده شده است. تأثیر نوع الگوی بارگذاری نیز برای سیستم دوگانه متوسط با اتصال صفحات کناری که دارای ۱ عدد مهاربند همگرای ضربدری می‌باشد، بررسی شده است. قابل ذکر است که فولاد مصرفی در آنالیز و طراحی از نوع ST37 با مقاومت جاری شدن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد. یک نمونه ۴ طبقه از قاب‌های مورد استفاده مجهز به هر سه نوع مهاربند، در شکل ۳ ارائه شده است.

## ۵-۳- تحلیل استاتیکی

لرزه‌ای سازه و به طور خاص در مهندسی زلزله براساس عملکرد مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. اساس کلی این روش بدین صورت است که یک مدل ریاضی غیرخطی از سازه تحت یک الگوی بار جانبی قرار گرفته و این بار جانبی با آهنگ ثابتی افزایش پیدا می‌کند تا زمانیکه سازه به یک تغییر مکان هدف از پیش تعیین شده برسد. این تغییر مکان هدف در یک نقطه کنترلی اندازه‌گیری می‌شود. در طول فرآیند افزایش صعودی بار جانبی، مقاومت و سختی اجزاء سازه در هر گام با توجه به منحنی رفتاری غیرخطی که از پیش برای آن‌ها تعریف شده اصلاح می‌شود [۲۱]. اصلی‌ترین محصول این فرآیند، منحنی تغییرات برش پایه در مقابل تغییر مکان بام می‌باشد که به آن منحنی ظرفیت سازه گفته می‌شود. که هر نقطه روی این منحنی بیان‌کننده یک حالت خسارت خاص برای سازه است (شکل ۵).

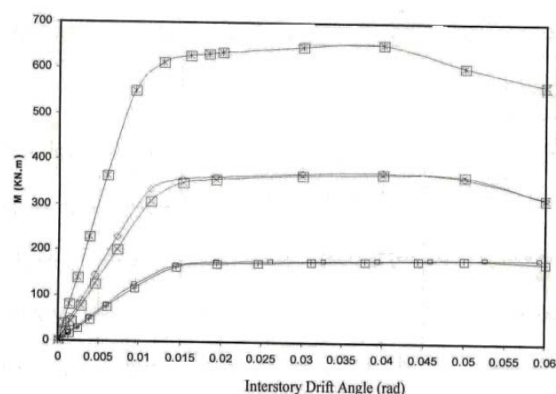


شکل ۵- منحنی ظرفیت ساختمان [۲۱]

## ۶-۱- توزیع بار در ارتفاع

در این تحقیق برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی یکی از مدل‌ها، سه نوع توزیع بار و برای باقی نمونه‌ها فقط توزیع بار مثلثی بر طبق ضوابط دستورالعمل بهسازی انتخاب گردید. زیرا همانطور که می‌دانیم توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ می‌دهد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید [۲۲ و ۲۳].

تحلیل استاتیکی خطی توسط نرم‌افزار Etabs و تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز توسط نرم‌افزار PERFORM-3D انجام گرفت و طراحی در این دو نرم‌افزار با استفاده از آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم)، بارهای وارده بر ساختمان (مبحث ۶)، آئین‌نامه فولاد (مبحث ۱۰) و دستورالعمل بهسازی (FEMA 356) صورت گرفته است. در برنامه PERFORM رفتار غیرخطی تیر و ستون و بادبند بصورت منحنی F-D تعریف می‌گردد و برای معرفی رفتار اتصال با صفحات کناری برنامه از پوش دیگرام‌های هیستریزس لنگر دوران اتصال صفحات کناری که توسط آقایان قائد رحمت [۱۹]، شیرواند [۲۰] و یخچالیان [۱۳] ارائه شده، استفاده شده است که به عنوان نمونه پوش دیگرام‌های هیستریزس مورد استفاده در شکل ۴ ارائه شده است. اتصال بدون صفحات کناری نیز بصورت مدل کراوینکلر که جزء فرضیات برنامه می‌باشد، مدل شده است.



شکل ۴- پوش دیگرام‌های هیستریزس لنگر- دوران اتصال صفحات کناری [۲۰]

## ۶- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (pushover)

در چند سال اخیر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی که عمدتاً از آن با لفظ Pushover یاد می‌شود، در تعیین نیاز

## ۶-۱-۱- توزیع نوع اول دستورالعمل بهسازی

افزایش می‌یابد. در واقع با در نظر گرفتن مدهای بالاتر در مرحله دوم می‌توان نتایج را بهبود بخشید.

با توجه به این نکته، در این تحقیق توزیع بار بر اساس اشکال مدی را که به صورت ترکیب مدها می‌باشد مورد بررسی قرار می‌دهیم. بدین منظور بر اساس آئین‌نامه بارهای وارد بر ساختمان (مبحث ششم) [۲۴]، برای هر سازه بر اساس اینکه مجموع جرم‌های مؤثر در مدهای نوسان بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه شود، تعداد مد را تعیین نموده و با تعیین درصد مشارکت مدها و اعمال آن در نرم‌افزار PERFORM، سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرد. در هر ۳ الگوی بارگذاری، تحلیل زمانی متوقف می‌شود که تغییرمکان جانبی طبقات (دریفت) مطابق استاندارد آئین‌نامه ۲۸۰۰ (زلزله) ایران که به شرح زیر می‌باشد، به مقدار مجاز برسد.

(۱) برای قاب با پیوند اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه،

$$\bar{\Delta}_m < 0.025H$$

(۲) برای قاب با پیوند اصلی بیشتر از ۰/۷ ثانیه،

$$\bar{\Delta}_m < 0.02H$$

در رابطه بالا (H) ارتفاع طبقات و ( $\bar{\Delta}_m$ ) ماکزیمم تغییرمکان نسبی طبقات در تحلیل غیرخطی می‌باشد، سپس در ادامه با داشتن منحنی ظرفیت مشابه شکل ۲ که از انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی حاصل شده، می‌توان کلیه پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ی مربوط به این تحقیق را از آن استخراج نمود.

مطابق توصیه دستورالعمل بهسازی، برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از ۱ ثانیه هستند و حداقل ۰/۷۵ جرم سازه در مود ارتعاش اول در جهت مورد نظر مشارکت می‌کند، می‌توان از توزیع زیر استفاده نمود:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V \quad (۸)$$

که در آن  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه ی  $i - ۱$  ام،  $W_i$  وزن طبقه ی  $i - ۱$  ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه ی  $i - ۱$  ام از تراز پایه، طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران است و مقدار  $k$  برابر است با:

$$K = ۰/۵T + ۰/۷۵ \quad (۹)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچکتر از ۰/۵ ثانیه [  $T < ۰/۵$  ] مقدار  $k$  برابر با یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۲/۵ ثانیه [  $T < ۲/۵$  ] مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می‌شود.

## ۶-۱-۲- توزیع نوع دوم دستورالعمل بهسازی

توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (۱۰)$$

که در آن  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه ی  $i - ۱$  ام و  $m_i$  جرم طبقه ی  $i - ۱$  ام می‌باشد.

## ۶-۱-۳- توزیع بار براساس اشکال مدی

در واقع روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی به صورت ابتدایی، روشی مبتنی بر مدنظر قرار دادن تغییر شکل‌های ناشی از مد اول حرکت سازه است. این امر در سازه‌هایی که مد اول آن‌ها قسمت عمده پاسخ را تشکیل می‌دهد، قابل قبول‌تر است؛ اما، در سازه‌هایی که مدهای بالاتر، اثرهای قابل توجهی دارند، به نظر می‌رسد که فاصله نتایج حاصل با نتایج حاصل از روش‌های دقیق دینامیکی

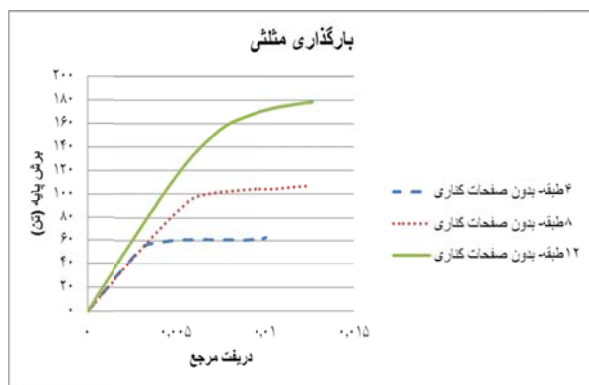
## ۷- روش بررسی قاب‌ها

بعد از طراحی، قاب‌های مورد بررسی، تحت اثر بارهای جانبی مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی واقع شده‌اند. با توجه به نتایج تحلیل غیرخطی، منحنی برش پایه-تغییرمکان بدست می‌آید، سپس با دوخطی کردن این منحنی‌ها بطوری که سطح زیر منحنی دو نمودار یکسان باشد و مختصات نقطه تقاطع خط اول و منحنی پوش آور

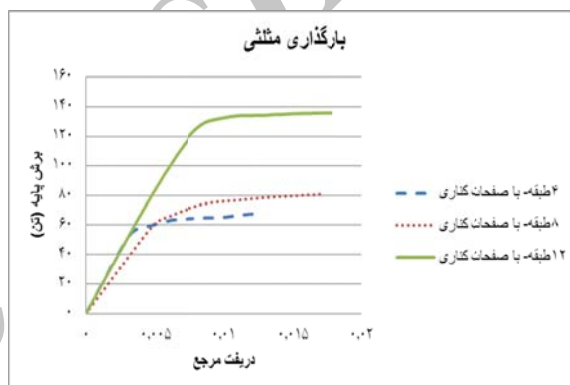
### ۸- نتایج محاسبات

منحنی برش پایه- تغییر مکان مدل‌ها در اشکال ۶ الی ۹ ارائه شده است که محور افقی نشان دهنده دریافت مرجع (نسبت تغییر مکان جانبی طبقات به ارتفاع طبقه) و محور قائم هم نشان دهنده برش پایه می‌باشد. مقادیر نقاط کلیدی نیز از روی منحنی ایده آل شده محاسبه گشته که در جداول ۱ و ۲ ارائه شده و مقادیر پارامترهای موثر بر ضریب رفتار نیز بر اساس روش ارائه شده در بخش ۳ محاسبه گردیده که در جداول ۳ و ۴ ارائه شده است.

روی محور برش پایه برابر 0.6 Vy باشد، مشخصات سازه از قبیل شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه تعیین و بر اساس آن ضریب رفتار سازه بدست می‌آید، مقدار بدست آمده با ضریب رفتار اولیه سازه مقایسه گشته و در صورت وجود خطای همگرایی زیاد، سازه مجدداً بر اساس ضریب رفتار بدست آمده تحلیل، طراحی و مورد ارزیابی غیرخطی واقع شده، این کار تا جایی ادامه می‌یابد که ضریب رفتار بدست آمده در محدوده غیرخطی با ضریب رفتار موجود در طراحی سازه همگرا شود.

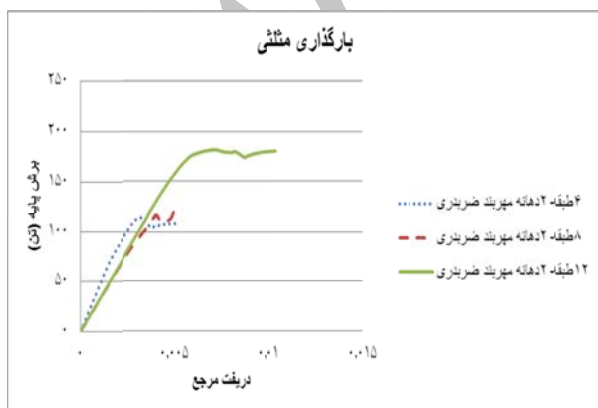


(ب)

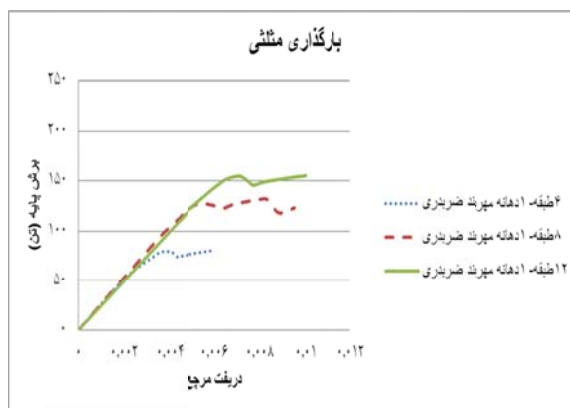


(الف)

شکل ۶- منحنی برش پایه- تغییر مکان، (الف) با صفحات کناری، (ب) بدون صفحات کناری، تحت الگوی بار مثلثی



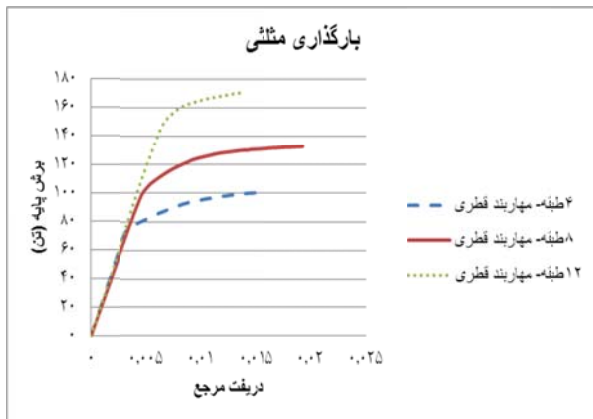
(ب)



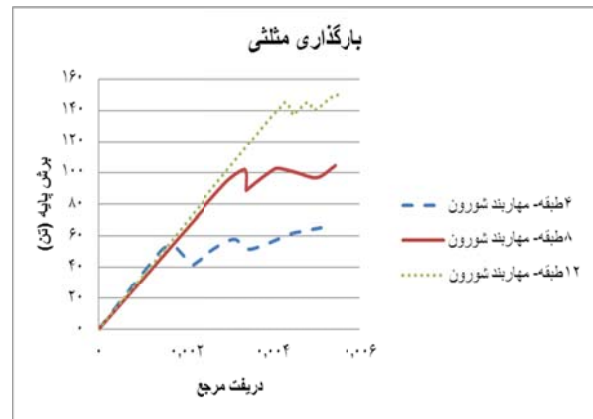
(الف)

شکل ۷- منحنی برش پایه- تغییر مکان، مدل های دارای، (الف) ۱ دهانه مهاربند ضربدری، (ب) ۲ دهانه مهاربند ضربدری، تحت الگوی بار مثلثی



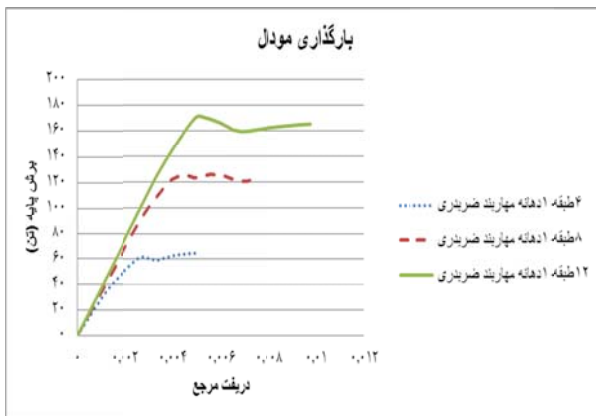


(ب)

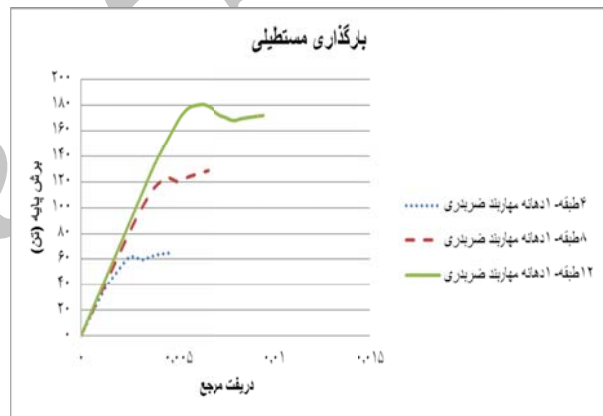


(الف)

شکل ۸- منحنی برش پایه- تغییر مکان، مدل های دارای، الف) مهاربند شورون، ب) مهاربند قطری، تحت الگوی بار مثلثی



(ب)



(الف)

شکل ۹- منحنی برش پایه- تغییر مکان سازه، مدل های دارای ۱ دهانه مهاربندی، تحت الگوی بار، الف) مستطیلی، ب) مودال

جدول ۱ - نقاط کلیدی مدل های با و بدون صفحات کناری، با دهانه وسط ۳/۵ متری

مدل	تعداد طبقات	$\mu$	$V_w$ (تن)	$V_s$ (تن)	$V_y$ (تن)
با صفحات کناری	4	3.11	11	32	47.3
	8	3.04	21.21	57	70.5
	12	2.34	51.04	112.8	129.3
بدون صفحات کناری	4	2.57	12.81	19.85	52.5
	8	2.22	38.56	44.29	97.41
	12	1.92	78.39	82.09	152.9

جدول ۲- نقاط کلیدی مدل‌ها، با تغییر نوع الگوی بارگذاری، نوع و تعداد مهاربند، با دهانه وسط ۵ متری

مدل	تعداد طبقات	بارگذاری	$\mu$	$V_w$ (تن)	$V_s$ (تن)	$V_y$ (تن)
با ۲ دهانه مهاربند ضربدری	4	مثلثی	2.31	19.13	63.36	103
	8		2.1	23.32	58.78	101.6
	12		1.91	59.98	120	173.4
با ۱ دهانه مهاربند ضربدری	4	مثلثی	2.21	19.08	45.96	70.39
		مستطیلی	2.56	13.91	33	55.9
		مودال	2.61	13.91	33.01	54.76
	8	مثلثی	2	50.12	91	126.4
		مستطیلی	2.09	45.4	90.33	132
		مودال	1.99	46.42	80.13	122.6
	12	مثلثی	1.74	59.8	105.8	143.3
		مستطیلی	2.09	59.8	128.1	172.2
		مودال	2.25	59.8	118.1	161.3
با ۱ دهانه مهاربند قطری	4	مثلثی	4.31	19.06	65.57	68.69
	8		3.53	39.17	106.15	107.1
	12		2.07	59.75	155.95	156.62
با ۱ دهانه مهاربند شورون	4	مثلثی	2.19	19.32	19.91	46.58
	8		1.87	39.66	40.2	93.21
	12		1.4	60.46	134.8	135.9

جدول ۳- پارامترهای ضریب رفتار مدل‌های با و بدون صفحات کناری، با دهانه وسط ۳/۵ متری

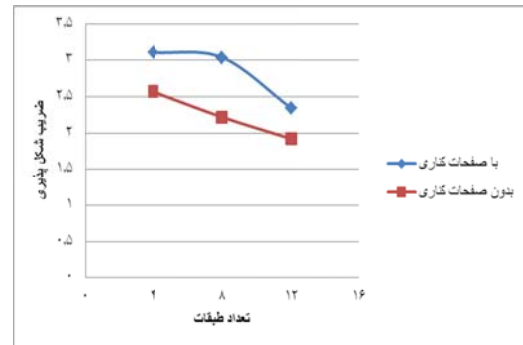
مدل	تعداد طبقات	$\mu$	$R_\mu$	$R_s$	$\gamma$	R
با صفحات کناری	4	3.11	2.27	1.71	2.91	11.3
	8	3.04	3.04	1.43	2.69	11.68
	12	2.34	2.34	1.32	2.21	6.83
بدون صفحات کناری	4	2.57	2.02	3.055	1.55	9.57
	8	2.22	2.18	2.54	1.16	6.42
	12	1.92	1.92	2.15	1.05	4.34

جدول ۴- پارامترهای ضریب رفتار مدل‌ها، با تغییر نوع الگوی بارگذاری، نوع و تعداد مهاربند، با دهانه وسط ۵ متری

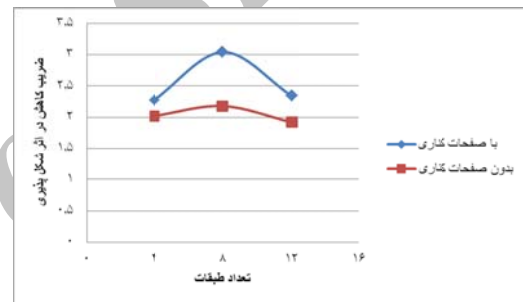
مدل	تعداد طبقات	بارگذاری	$\mu$	$R_\mu$	$R_s$	$\gamma$	R
با ۲ دهانه مهاربند ضربدری	4	مثلثی	2.31	1.9	1.88	3.31	11.83
	8		2.1	1.79	2	2.52	9.02
	12		1.91	1.91	1.67	2	6.38
با ۱ دهانه مهاربند ضربدری	4	مثلثی	2.21	1.85	1.77	2.41	7.89
		مستطیلی	2.56	2.03	1.96	2.37	9.43
		مودال	2.61	2.05	1.92	2.37	9.34
	8	مثلثی	2	1.9	1.6	1.81	5.52
		مستطیلی	2.09	1.98	1.62	1.99	6.35
		مودال	1.99	1.91	1.77	1.73	5.83
	12	مثلثی	1.74	1.74	1.56	1.77	4.8
		مستطیلی	2.09	2.09	1.57	2.14	7.02
		مودال	2.25	2.25	1.58	1.97	6.99
با ۱ دهانه مهاربند قطری	4	مثلثی	4.31	2.76	1.21	3.44	11.5
	8		3.53	3.32	1.165	2.71	10.49
	12		2.07	2.07	1.16	2.61	6.25
با ۱ دهانه مهاربند شورون	4	مثلثی	2.19	1.84	1.19	2.34	5.12
	8		1.87	1.76	1.17	2.32	4.76
	12		1.4	1.4	1.16	2.23	3.63

۸-۱- تاثیر اتصال با صفحات کناری بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار

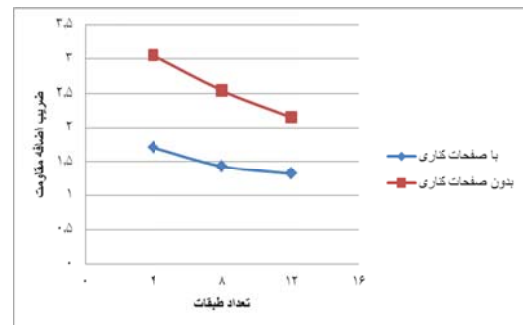
شکل‌های ۱۰ الی ۱۳ تأثیر اتصال با صفحات کناری بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار را نشان می‌دهد.



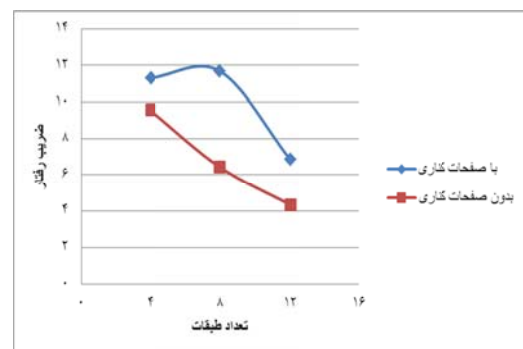
شکل ۱۰- نمودار ضریب شکل پذیری



شکل ۱۱- نمودار ضریب کاهش در اثر شکل پذیری



شکل ۱۲- نمودار ضریب اضافه مقاومت



شکل ۱۳- نمودار ضریب رفتار

همانطوری که در اشکال ۱۰ الی ۱۳ مشاهده می‌شود، مقدار ضریب شکل پذیری و ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری در سیستم‌های دوگانه دارای مهاربند ضربه‌داری با اتصال صفحات کناری بیشتر می‌باشد و می‌توان گفت که سیستم دارای صفحات کناری قابلیت بیشتری در تحمل تغییر شکل‌های غیر الاستیک و ورود به ناحیه پلاستیک را بدون فرو ریزش دارا می‌باشد. مقدار ضریب اضافه مقاومت در سیستم‌های دارای صفحات کناری کمتر می‌باشد ولی مقدار ظرفیت جانبی سازه که اضافه مقاومت را با تأثیر ضریب تنش مجاز در نظر می‌گیرد در اکثر موارد افزایش می‌یابد و در نهایت مقدار ضریب رفتار در سیستم‌های با صفحات کناری افزایش داشته است که این می‌تواند به دلیل این باشد که این اتصال، مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای پلاستیک شدن مقطع تیر را دارد و باعث کاهش تغییر مکان‌های نسبی بین طبقه‌ای می‌شود و تا پایان ظرفیت مقطع تیر، رفتار خطی دارد و مفصل پلاستیک را از محدوده اتصال دور نگه می‌دارد و در ناحیه‌ای از بر صفحات کناری و در مقطع تیر تشکیل می‌شود.

همچنین اختلاف بین مقادیر پارامترهای ضریب رفتار در این دو حالت در ساختمان ۸ طبقه بیشتر مشهود است، و با توجه به اینکه نسبت تنش‌های اعضای کلی ساختمان‌ها نزدیک به یک بوده است، لذا می‌توان نتیجه گرفت که اتصال صفحات کناری بر روی ساختمان‌های با ارتفاع متوسط اثر بیشتری دارد.

۸-۲- تاثیر تعداد و نوع مهاربند بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار

شکل‌های ۱۴ الی ۱۷ تأثیر تعداد و نوع مهاربند بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار را نشان می‌دهد.

۸-۲-۱- تاثیر تعداد مهاربند بر روی پارامترهای

موثر بر ضریب رفتار

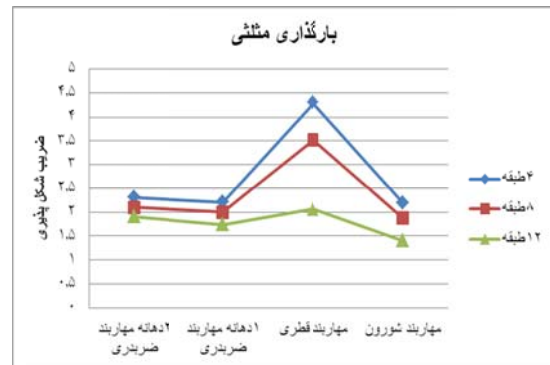
همانطوری که در اشکال ۱۴ الی ۱۷ مشاهده می‌شود، با کاهش تعداد مهاربند مقدار ضریب شکل‌پذیری به مقدار خیلی کم کاهش یافته است، که در واقع می‌توان گفت که ثابت می‌باشد ولی این مقدار کاهش به دلیل کماتش مهاربند تک و تسلیم زودتر می‌باشد. مقدار ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری از روند خاصی پیروی نمی‌کند.

مقدار ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار نیز با افزایش تعداد مهاربند افزایش یافته است که می‌تواند به این دلیل باشد که افزایش تعداد مهاربند باعث افزایش سختی سازه می‌شود و با کنترل تغییر مکان‌ها، علاوه بر کاهش تغییر مکان به کمتر از مقدار مجاز آئین نامه، سبب کاهش خسارات به اجزای غیرسازه‌ای نیز می‌شود. همچنین با افزایش تعداد مهاربند، درجات نامعینی سازه افزایش می‌یابد. در سازه‌های با درجات نامعینی بالا، مسیرهای زیادی برای انتقال بار وجود دارد و تنش‌های اضافی در اعضا می‌توانند از مسیرهای دیگر انتقال بار و اعضای دیگر که دارای ظرفیت هستند باز توزیع شده و این گونه سازه‌ها در مقابل نیروهای لرزه‌ای نسبت به سازه‌های با درجات نامعینی پائین، مقاومت بیشتری دارند.

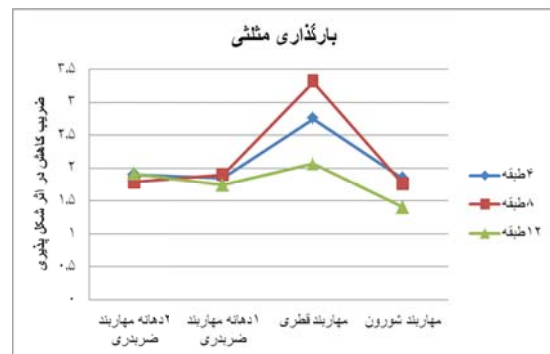
۸-۲-۲- تاثیر نوع مهاربند بر روی پارامترهای

موثر بر ضریب رفتار

همانطوری که در اشکال ۱۴ الی ۱۷ مشاهده می‌شود، مقدار ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری و ضریب رفتار به ترتیب در سیستم‌های دوگانه دارای صفحات کناری با مهاربند شورون، ضربدری و قطری افزایش یافته است ولی ضریب اضافه مقاومت از روند خاصی پیروی نمی‌کند. بنابراین مهاربند قطری بیشترین مقدار ضریب رفتار را دارد که می‌تواند به این دلیل باشد که چون مهاربند قطری به صورت مهاربند تک می‌باشد و ضریب طول موثر عضو قطری نیز برابر یک



شکل ۱۴- نمودار ضریب شکل‌پذیری



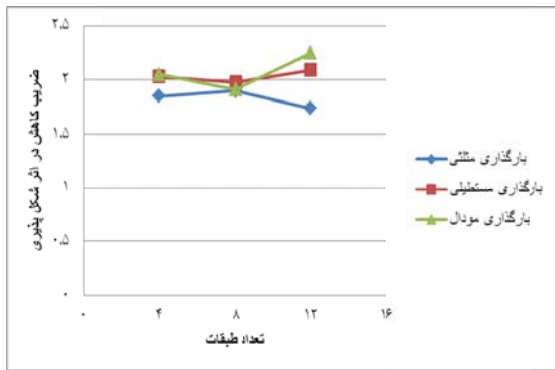
شکل ۱۵- نمودار ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری



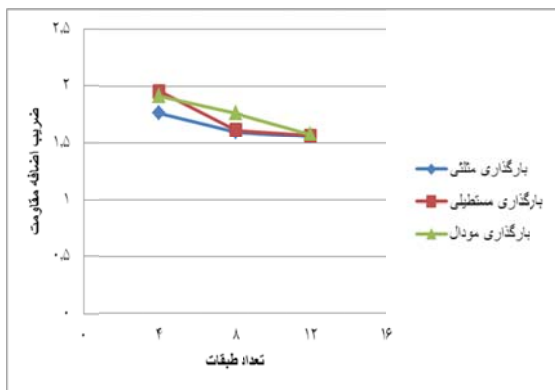
شکل ۱۶- نمودار ضریب اضافه مقاومت



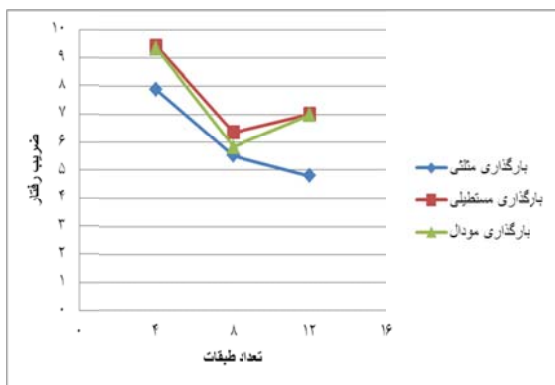
شکل ۱۷- نمودار ضریب رفتار



شکل ۱۹- نمودار ضریب کاهش در اثر شکل پذیری



شکل ۲۰- نمودار ضریب اضافه مقاومت



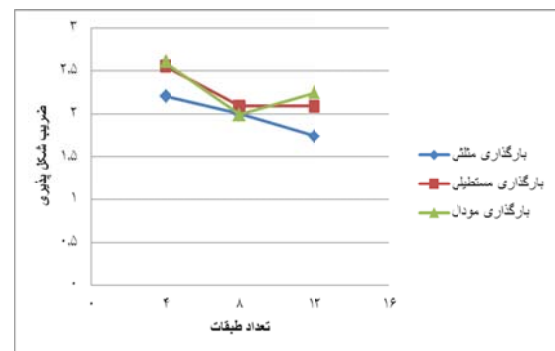
شکل ۲۱- نمودار ضریب رفتار

همان طوری که در اشکال ۱۸ الی ۲۱ مشاهده می‌شود، مقدار ضریب شکل‌پذیری که در واقع قابلیت سازه در تحمل تغییر شکل‌های غیر الاستیک و پلاستیک بدون فروریزش سازه می‌باشد، در مدل‌های ۴ و ۱۲ طبقه، به ترتیب در الگوهای بارگذاری مثلثی، مستطیلی و مودال افزایش یافته است و در مدل ۸ طبقه، به ترتیب در بارگذاری مودال، مثلثی و مستطیلی افزایش یافته است، پس می‌توان گفت که از روند خاصی پیروی نمی‌کند.

می‌باشد، بنابراین بعد از تحلیل و طراحی مقطع آن افزایش می‌یابد و بدین ترتیب سختی سازه افزایش یافته و به دنبال آن ضریب رفتار نیز افزایش یافته است و مهاربند شورون نیز کمترین مقدار ضریب رفتار را دارد که این را می‌توان به این صورت توجیه کرد که در این حالت به دلیل اینکه تیر دهانه مهاربندی باید طبق مبحث دهم مقررات ملی به تنهایی و بدون حضور مهاربند بتواند نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی را تحمل کند و همچنین باید بتواند نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی را نیز تحمل کند، لذا مقطع آن افزایش می‌یابد، بدین ترتیب مفصلی در داخل تیر تشکیل نمی‌شود. با توجه به اینکه مقطع مهاربند در این حالت با مقطع مهاربند ضربدری اختلاف چندانی ندارد و به دلیل اینکه این مهاربند باید علاوه بر نیروی جانبی، نیروی ثقلی را نیز تحمل کند، بنابراین زودتر کمانش می‌کند یعنی در نیروی پائین‌تری اولین مفصل تشکیل می‌شود، لذا سختی و مقاومت کمتری دارد، بنابراین ضریب رفتار کمتری نیز دارد. همچنین مقدار ضریب رفتار در سیستم‌های دارای مهاربند ضربدری و شورون در مقایسه با قطری بیشتر بهم نزدیک می‌باشد.

### ۸-۳- تأثیر نوع بارگذاری بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار

شکل‌های ۱۸ الی ۲۱ تأثیر نوع بارگذاری را بر روی پارامترهای موثر بر ضریب رفتار نشان می‌دهد.



شکل ۱۸- نمودار ضریب کاهش در اثر شکل پذیری

اتصال با صفحات کناری بر روی ساختمان‌های متوسط اثر بیشتری دارد.

- مقدار شکل پذیری، ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت با کاهش تعداد مهاربند کاهش یافته است ولی ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری از روند خاصی پیروی نمی‌کند.

- با بررسی‌های انجام شده بر روی سه نوع مهاربند شورون، قطری و ضربدری مشاهده شده است که مهاربند قطری دارای بیشترین و مهاربند شورون دارای کمترین مقدار ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری و ضریب رفتار می‌باشد. ولی ضریب اضافه مقاومت در این سیستم‌ها از روند خاصی پیروی نمی‌کند.

- بررسی‌های انجام شده بر روی سه نوع الگوی بارگذاری مثلثی، مستطیلی و مودال گویای این مطلب است که ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت در این سه الگوی بار از روند خاصی پیروی نمی‌کند. مقدار ضریب رفتار در هر سه تراز ارتفاعی برای الگوی بار مستطیلی بیشترین مقدار و برای الگوی بار مثلثی کمترین مقدار را دارا می‌باشد.

- با یک جمع‌بندی از نتایج بدست آمده، اینگونه به نظر می‌رسد که آئین نامه ۲۸۰۰ ایران برای سازه‌های با تعداد طبقات متوسط مناسب‌تر و با ضریب اطمینان بیشتری نسبت به سازه با تعداد طبقات کوتاه و بلند می‌باشد، البته نتایج بدست آمده تنها در این تحقیق مستند بوده است.

- به طور کلی در نظر گرفتن یک الگوی بارگذاری جانبی آئین نامه‌ای در طراحی سیستم‌های سازه‌ای مختلف و اعمال یک ضریب به عنوان ضریب رفتار برای هر نوع سیستم سازه‌ای بدون توجه به مقادیر اضافه مقاومت و شکل‌پذیری آن، نمی‌تواند تضمین‌کننده پایداری آن تحت زلزله‌های احتمالی باشد.

بدین ترتیب ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری نیز از روند خاصی پیروی نمی‌کند، مقدار ضریب اضافه مقاومت در مدل ۴ طبقه، به ترتیب در الگوهای بارگذاری مثلثی، مودال و مستطیلی افزایش یافته است ولی در مدل‌های ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در الگوهای بارگذاری مثلثی، مستطیلی و مودال افزایش یافته است.

مقدار ضریب رفتار نیز در هر سه تراز ارتفاعی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در الگوهای بارگذاری مثلثی، مودال و مستطیلی افزایش یافته است. در الگوی بارگذاری مثلثی کمترین مقدار ضریب رفتار را دارد که این را می‌توان به صورت زیر توجیه نمود که با توجه به نوع توزیع بار، برای یک برش پایه مشخص، نیروی وارده به طبقات بالاتر در توزیع بار مثلثی بیش از نیروی وارده در اثر توزیع بار یکنواخت می‌باشد. بنابراین در یک برش پایه ثابت، تغییرمکان جانبی بام در اثر توزیع بار مثلثی بیشتر از تغییرمکان جانبی بام بدست آمده تحت توزیع بار یکنواخت می‌باشد.

## ۹- نتیجه‌گیری

- مقدار ضریب شکل‌پذیری، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار در سیستم‌های دارای صفحات کناری نسبت به سیستم‌های بدون صفحات کناری به ترتیب افزایش، کاهش و افزایش می‌یابد و حضور صفحات کناری طراحی سازه را در برابر زلزله اقتصادی تر می‌نماید.

- به طور کلی مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای مدل‌های با و بدون صفحات کناری به ترتیب تحت تأثیر مؤلفه شکل‌پذیری و مقاومتی آن بوده است همچنین

## مراجع

- [۱] ناطق الهی، ف. (۱۳۸۶)، مطالعه تحلیلی رفتار اتصال تیر به ستون قوطی شکل با استفاده از صفحات کناری، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران.

- [2] Houghton, D.L. (1998), "The sideplate moment connecton: A Design Breakthrough Eliminating Recognized Vulnerabilities in steel moment frame connection", Proceedings of the 2nd world conference on steel construction, San sebastion, Spain.
- [3] Frank, k., Popov, E., Saundecs, M., Schwein, R. (1997), "Technical Advisory Panel (LACO- TAP) SMRF Bulletin No.3 on Steel Moment Resisting Frame (SMRF) connection systems", Country of Los Angeles.
- [4] Atc. (1978), "Tentative provisions for the development of seismic regulations for building ATC-3-06", Applied technology Council , Redwood City, California , pp. 48-53.
- [5] Maheri, MR., Akbari, R. (2003), "Seismic behavior factors , for steel X-braced and knee – breaced RC building", Engineering structures, Vol. 25(15), pp. 1505-1513.
- [6] Balendra, T., Huang, X. (2003), "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", Journal of structural Engineering, ASCE, Vol.129(8), pp. 1019-1035.
- [7] Freeman, S.A. (1995), "On the Correlation of code forces to earthquake demands", Proc.4th U.S. Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3, pp. 245-268.
- [8] Mirshahy, A.A. (1998), "The Effect of indeterminaty and overstrength on strength reduction factor", Master of science thesis, Civil Engineering Department, Iran University of science & Technology (in persian).
- [9] Asgarian, B., Shokrgozar H.R. (2009), "BRBF response modification factor", Journal of constructional steel research.
- [10] Kim, J., Choi, H. (2004), "Response Modification Factor of Chevron- Braced Frames", Engineering Structures, pp. 285-298.
- [11] Mahmoudi, M., Zare, M. (2010), "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", Journal of constrctional steel research, vol. 66, pp. 1196-1204.
- [12] Miri, M., Zare, A., Abbas zade, H. (2009), "Seismic Behavior of Steel Frames Investigation with Knee Brace Based on Pushover Analysis", Engineering and Tecnology, Vol. 50, pp. 932-938.
- [۱۳] یخچالیان، م. (۱۳۸۵)، بررسی رفتار سیکلی اتصالات خمشی دوطرفه با صفحات کناری و ستون دابل، رساله کارشناسی ارشد، بخش مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران.
- [14] Sabol, T.A., Engelhardt, M.D., Aboataha, R.S., frank, K.H. (1996), "overview of the Aisc Northridge moment connection test program", 11th world conference on Earthquake engineering, paper No . 186 Acapulco, Mexico, Elseveir.
- [15] Uang, C.M., Bruneau, M., Whittaker, A.S., Tasi, L.C. (2001), "Seismic Design of steel structures", The seismic Design Handbook, kluwer Acadmic publishers, Boston, pp. 410-462.
- [۱۶] کمیته دائمی بازنگری آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ۱۳۸۶ آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - ۲۸۰۰، چاپ یازدهم، مرکز تحقیقات ساختمان، مسکن، تهران.
- [17] Uang, C.M. (1991), ""Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for building seismic provisions", Journal of structural Engineering, ASCE, 117(1), pp. 19-28.
- [18] Uniform Building Code (UBC), (1997), "Structural Engineering Design Provisions", International Cofereence of Building Officials, Cailformna, Vol.1.
- [۱۹] قائد رحمت، م. (۱۳۸۸)، مدلسازی و تحلیل اتصالات گیردار با ورق کناری با استفاده از روش اجزاء محدود، رساله کارشناسی ارشد، بخش مهندسی عمران، دانشگاه مازندران، بابل، ایران.
- [۲۰] شیراوند، م.ر. (۱۳۸۳)، اصلاح اتصالات ممان بر متعارف برای تیر I شکل و ستون دابل با استفاده از صفحات کناری، رساله کارشناسی ارشد، بخش مهندسی عمران، دانشگاه امیرکبیر، تهران، ایران.
- [21] Naeim, F. (2000), "The seismic design handbook, chapter 15, Performance Based Seismic Engineering", Van Nostrand.

[۲۲] معاونت امور فنی، (۱۳۸۵)، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.

[23] ASCE, (2007), "Seismic rehabilitation of existing buildings", ASCE 41, ASCE, Reston.

[۲۴] مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۷)، مبحث ششم (بارهای وارد بر ساختمان)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، چاپ سوم، نشر توسعه ایران، تهران.

Archive of SID



## INVESTIGATION OF THE BEHAVIOR FACTOR IN DUAL SYSTEMS WITH SIDE PLATE CONNECTION

J. Vaseghi Amiri<sup>1</sup>, M. Naghipour<sup>1</sup>, Z. Rahmani<sup>2,\*</sup>

1. Associate Professor of Noushervani University of Technology, Babol, Iran
2. M.Sc. Student, Noushervani University of Technology, Babol, Iran

\*Corresponding Author: rahmani\_z84@yahoo.com

---

### ARTICLE INFO

---

Keywords:  
Side plate  
Connection,  
Ductility,  
Response  
Modification Factor,  
Brace,  
Inelastic Static  
Analysis.

### ABSTRACT

---

After the 1994 Northridge and 1995 Kobe earthquakes and the extensive damage in moment resisting connections side plate connection was introduced. This connection is able to hold plastic hinge far from the beam-column connection and has sufficient strength and ductility so plastic hinges can form in beams. The structure is expected to withstand large deformations resulting from lateral loads, this property of structures is defined as ductility. In order to include ductility in structure analysis and also to use entire capacity of the structure, the conception of R-factor is used in linear analysis. To evaluate the ductility and R-factor of a structure, use of nonlinear analysis is inevitable. In the present study models of dual systems with side plate connections, various types of bracing, different braced spans and lateral load distribution patterns has been nonlinearly analyzed using PERFORM-3D at different heights (4, 8 and 12 stories). Then using Uang method ductility, extra resistance and behavior factor of the models were obtained and compared. On the basis of this study, the side plate connection increases R-factor and as the number of bracing increases, R-factor increases as well. Studying chevron, diagonal and X bracing indicates that R-factor is the greatest for diagonal bracing and smallest for chevron bracing. Comparison of uniform, triangular and modal lateral loading patterns indicates that R-factor reaches its highest value for triangular lateral load distribution and the lowest value is obtained through triangular loading pattern.

---