

یادداشت فنی: بررسی ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی با مهاربند واگرا و تیر مقطع کاهش یافته

رضا اصغری سهرון^۱، نادر هویدائی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران
۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

چکیده

سیستم‌های مهاربند واگرا از جمله سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی می‌باشند. عضو شکل‌پذیر در این سیستم‌ها تیر پیوند می‌باشد که جذب و استهلاک انرژی از طریق این عضو انجام می‌گیرد. مکانسیم جذب انرژی در تیر پیوند از طریق تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد شده ناشی از برش و خمش و در این عضو صورت می‌گیرد. ضعف اتصالات مرسوم قاب‌های خمشی در زلزله‌های گذشته باعث شد که تیر با مقطع کاهش یافته در انتها برای بهبود عملکرد قاب‌ها معرفی گردد. با کاربرد تیرهای با مقطع کاهش یافته موقعیت تشکیل مفصل پلاستیک در محدوده ای دور از نواحی اتصال تیر به ستون تضمین شده و رفتار شکل‌پذیر در تیر تامین میگردد. در این مقاله با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS به تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربند واگرا بدون تیر مقطع کاهش یافته و سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته (در محل تیر پیوند و سایر تیرهای قاب مهاربندی شده) با تعداد طبقات چهار، هشت و دوازده پرداخته شد. سپس با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی به بررسی رفتار لرزه‌ای این دو سیستم پرداخته شد. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد که استفاده از تیر مقطع کاهش یافته سبب افزایش ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری می‌گردد. همچنین سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته پتانسیل جذب و استهلاک انرژی بیشتری نسبت به سیستم مهاربند واگرا بدون تیر مقطع کاهش یافته می‌باشد. همچنین نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی نشان داد استفاده از تیرهای با مقطع کاهش یافته در قابهای مهاربندی واگرا تا حدودی منجر به افزایش تغییر مکان نسبی بین طبقه ای میگردد.

کلمات کلیدی: مهاربند واگرا، تیر مقطع کاهش یافته، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحلیل تاریخچه زمانی.

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
10.22065/jsce.2017.86381.1195					
doi: http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.86381.1195	۱۳۹۷/۰۳/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۴/۱۷	۱۳۹۶/۰۳/۲۶	۱۳۹۶/۰۲/۲۹
نادر هویدائی				*نویسنده مسئول:	
hoveidaei@azaruniv.ac.ir				پست الکترونیکی:	

Technical note: Response modification factor of eccentrically braced frames with reduced beam section

Reza Asghari Sahroun¹, Nader Hoveidaei^{*2}

1- MSc student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch, Islamic Azad University, Tabriz, Iran

2- Assistant Professor, Department of Engineering, Azarbaijan Shahid Madani University, Tabriz, Iran

ABSTRACT

Eccentrically braced frames are one of the most proper lateral resisting systems in seismic areas. The link beam in an eccentrically braced frame acts like a structural fuse, which is able to sustain large plastic shear or flexural deformations. Therefore, other structural members such as beams and columns are expected to remain elastic during a severe seismic ground motion. The reduced beam section has recently been proposed for moment resisting frames, which results in the concentration of the plastic deformations at the ends of the beams and in a place far from the connection. In this paper, reduced beam sections are implemented in an eccentrically braced frame (Dual system) at the ends of link beams as well as other beams placed inside the moment resisting frame. Finite element analyses in ABAQUS software are conducted in order to evaluate and compare the seismic response of the eccentrically braced frames with reduced beam sections and without them. For this purpose, 4, 8, and 12 story braced frames designed according to Iranian national building codes are considered. Pushover analysis and also nonlinear time history analysis are carried out. The results show that the braced frames including reduced beam sections at the ends of the link beam and other beams, possess higher ductility and response modification factor. In addition, the results show that during time history analyses, the systems with reduced beam sections experience higher inter-story drift demands in comparison to the system without reduced beam section.

ARTICLE INFO

Received: 19/05/2017

Revised: 16/06/2017

Accepted: 08/06/2017

Keywords:

Eccentrically braced frame

Reduced beam section

Response modification factor

Pushover analysis

Time history analysis

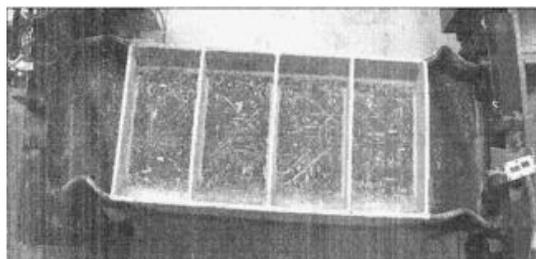
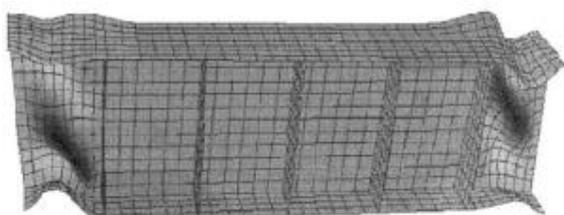
All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.86381.1195

*Corresponding author: Nader Hoveidaei.

Email address: hoveidaei@azaruniv.ac.ir

به منظور جبران نقایصی که در سیستم قاب‌های خمشی و مهاربند همگرا وجود داشت، مهاربند واگرا در اوایل دهه ی هفتاد توسط پوپوف معرفی گردید. این سیستم دارای سختی و شکل پذیری مناسبی در برابر بارهای جانبی میباشد. عضو شکل پذیر در این سیستم تیر پیوند می باشد که مکانسیم جذب انرژی در سیستم مهاربند واگرا به صورت تغییرشکل‌های پلاستیک در این عضو صورت می‌گیرد. در زمینه رفتار مهاربندهای واگرا محققین فراوانی به انجام کارهای تحقیقاتی پرداخته‌اند، از جمله آن‌ها Richards و همکاران به بررسی تاثیر نسبت عرض به ضخامت بال تیر بر روی ظرفیت دوران تیر پیوند سیستم مهاربند واگرا پرداختند. آن‌ها نتیجه گرفتند که نسبت عرض به ضخامت بال تاثیری بر روی ظرفیت دوران تیر پیوند ندارد، همچنین ظرفیت دوران تیر پیوند بستگی به فاصله سخت کننده‌ها دارد که ضوابط طراحی این سخت کننده‌ها در اکثر آیین‌نامه‌ها به صورت محافظه کارانه بیان شده است [۱].



شکل ۱: تغییر شکل تیر پیوند تحت اثر بارگذاری و مدل سازی به روش اجزای محدود [۱]

در ادامه تحقیقات انجام گرفته، Okazaki و همکاران به مطالعه تجربی عملکرد اتصال تیر پیوند به ستون در مهاربندهای واگرا از جمله اتصال‌های طراحی شده قبل از زلزله نورتریج، اتصال خمشی با بال آزاد، بدون سوراخ کاری در جان اتصال پرداختند. آن‌ها نتیجه گرفتند که اتصال ساخته شده قبل از زلزله نورتریج دارای نصف ظرفیت دوران غیر الاستیک مورد انتظار تیر پیوند می‌باشد [۲]. Chegani و همکاران به بررسی بهبود رفتار تیرهای پیوند بلند خمشی با استفاده از سخت کننده‌ها در انتهای تیر پیوند پرداختند و نتیجه گرفتند که استفاده از سخت کننده در انتهای تیر پیوند باعث بهبود دوران پلاستیک می‌گردد [۳]. تیر مقطع کاهش یافته بعد از زلزله نورتریج برای ایجاد مفصل پلاستیک در ناحیه‌ای به دور از اتصال معرفی گردید. در این زمینه تحقیقات زیادی انجام گرفته است که از جمله می‌توان به تحقیقات Cheol و همکاران که به بررسی آزمایشگاهی و عددی تیر مقطع کاهش یافته پرداختند اشاره نمود. نتایج تحقیقات مذکور نشان داد که تیر مقطع کاهش یافته باعث افزایش دوران و شکل پذیری اتصال گردید [۴]. همچنین Pachoumis و همکاران به مدل سازی عددی و آزمایشگاهی تیر مقطع کاهش یافته طراحی شده با آیین‌نامه‌های Eurocode8 و FEMA-350 پرداختند. در این تحقیق مشاهده گردید تیر مقطع کاهش یافته طراحی شده با Eurocode8 دارای عملکرد ضعیفی نسبت به تیر مقطع کاهش یافته طراحی شده با آیین‌نامه FEMA-350 می‌باشد [۵].

۲- مهاربند واگرا

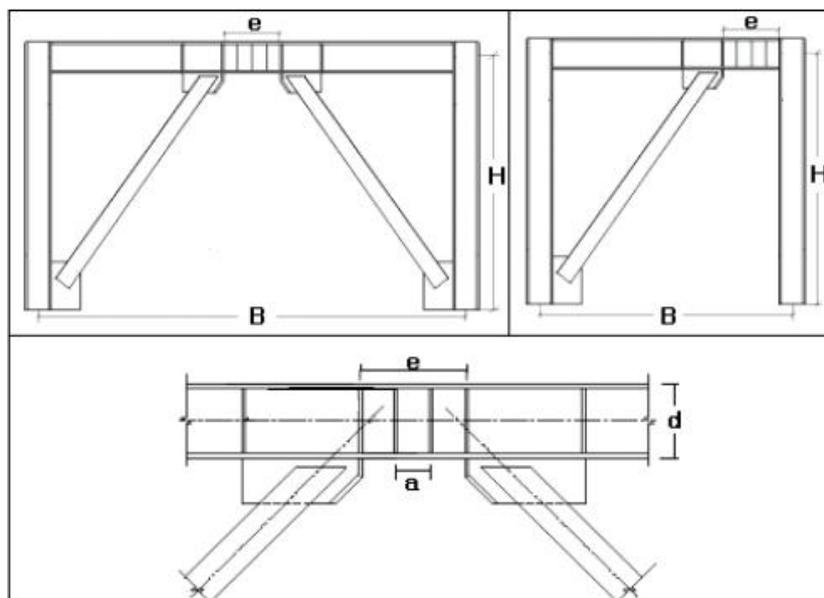
در سیستم مهاربندی واگرا مهاربندها به جای برخورد بادنبد به محل اتصال تیر و ستون، یا تقاطع محور دو بادنبد در یک نقطه، به تیر متصل می‌شوند. تیر پیوند که بین ستون و مهاربند (تک قطری) یا بین دو مهاربند (دو قطری) قرار گرفته است (شکل ۲)، نقشی مشابه یک فیوز در یک مدار الکتریکی را ایفا کرده و با تغییر شکل پلاستیک خود از وارد شدن نیروی بیش از حد به بادندها و در نتیجه کمانش آنها جلوگیری میکند و باعث میشود که مهاربندها و سایر اجزای سازه ای در محدوده الاستیک باقی بمانند. معیار تسلیم تیرهای پیوند تابعی از طول آن‌ها می‌باشد، به طوری که تیرهای پیوند کوتاه دارای رفتار برشی، تیرهای پیوند متوسط رفتار برشی - خمشی و تیرهای پیوند بلند دارای رفتار خمشی می‌باشند. معیار تسلیم تیر پیوند توسط پوپوف به صورت روابط (۱ و ۲ و ۳) ارائه گردیده است [۶].

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} \quad \text{تیر پیوند برشی} \quad (1)$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{1.6V_p} \quad \text{تیر پیوند برشی - خمشی} \quad (2)$$

$$e \geq \frac{2.6M_p}{V_p} \quad \text{تیر پیوند خمشی} \quad (3)$$

که در روابط فوق e و M_p و V_p به ترتیب طول لینک، لنگر پلاستیک و برش پلاستیک تیر پیوند می باشد.



شکل ۲: جزئیات تیر پیوند در مهاربند واگرا [۷].

۳- تیر مقطع کاهش یافته

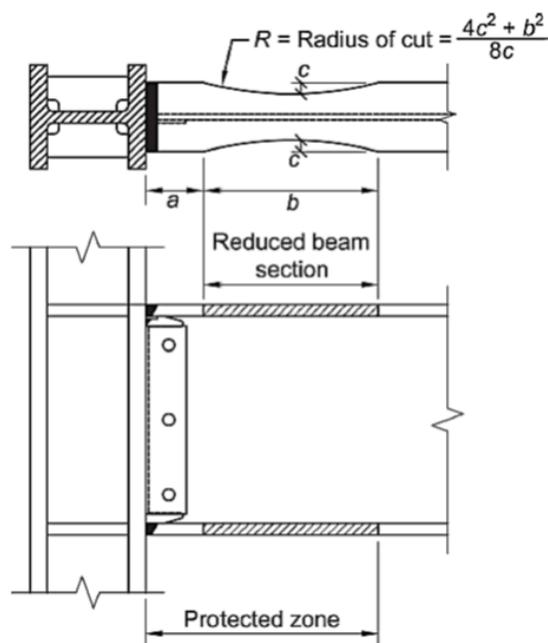
بعد از زلزله ۱۹۹۴ نوتریچ که اتصالات مرسوم قاب‌های خمشی رفتار ضعیفی از خود نشان دادند، دو روش برای جبران نقایص قاب‌های خمشی معرفی گردید؛ ۱- روش تقویت کردن ناحیه اتصال ۲- روش تضعیف کردن تیر. اتصالات روش تضعیف تیر که به تیر مقطع کاهش یافته مشهور می باشد، دارای انواع مختلفی هست که به عنوان نمونه می توان به اتصال با بال آزاد، اتصال با جان بریده شده و اتصال با جان کاهش یافته اشاره کرد [۸]. برای طراحی اتصالات با تیر مقطع کاهش یافته آیین نامه های مختلف روابطی را ارائه نموده اند که از جمله می توان به ضوابط FEMA350 اشاره کرد [۹].

$$a \cong (0.5 \sim 0.75)b_f \quad (4)$$

$$b \cong (0.65 \sim 0.85)d \quad (5)$$

$$c \cong (0.2 \sim 0.25)b_f \quad (6)$$

که در روابط (۴ و ۵ و ۶)، R و a و b و c به ترتیب شعاع برش، موقعیت ناحیه بریده شده از بر ستون، طول برش، و عمق برش می باشد. (شکل ۳). همچنین b_f و d به ترتیب عرض بال و عمق تیر می باشد.



شکل ۳: جزئیات اتصالات تیر مقطع کاهش یافته [۹].

۴- ضریب رفتار

ضریب رفتار (R) ضریبی هست که عملکرد غیرارتجاعی سازه را در بردارد و نشان‌دهنده‌ی مقاومت پنهان سازه در مرحله غیرارتجاعی می‌باشد. به عبارتی ضریب رفتار، ضریب ثابتی برای هر سیستم سازه‌ای می‌باشد که بیان‌کننده شکل‌پذیری و مقاومت اضافی سازه است (شکل ۴). روش‌های مختلفی برای محاسبه ضریب رفتار در سیستم‌های سازه‌ای وجود دارد. یکی از این روش‌ها تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون (Pushover) می‌باشد که در این مقاله از روش مذکور جهت ارزیابی ضریب رفتار استفاده شده است. بر اساس رابطه (۷)، ضریب رفتار تابع دو پارامتر ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت سازه می‌باشد.

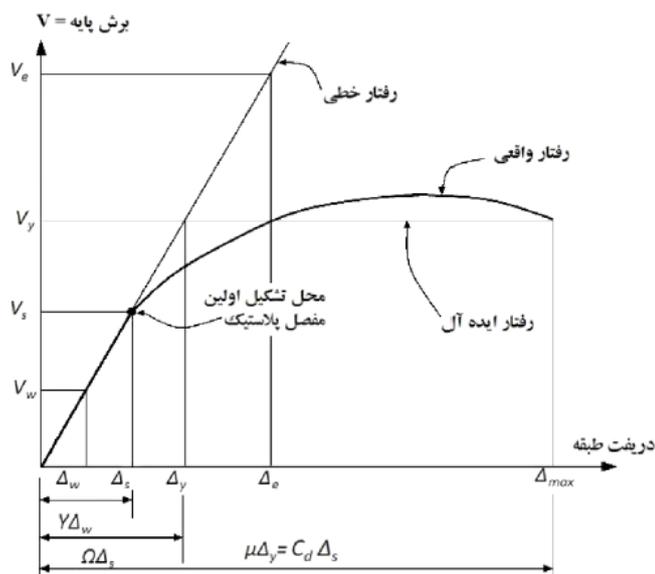
$$R = R_{\mu} \cdot R_s \quad (7)$$

در رابطه (۷)، R_{μ} و R_s به ترتیب ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت می‌باشد.

۴-۱- ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری

ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی سازه‌ها به کمک ضریب شکل‌پذیری بیان می‌گردد. بنابراین، ضریب رفتار سازه به صورت مستقیم به ضریب شکل‌پذیری آن بستگی دارد، هرچه شکل‌پذیری (μ) یک سازه بیشتر باشد، میزان جذب انرژی بیشتر بوده و در نتیجه مقدار ضریب رفتار بزرگ‌تر خواهد بود. نحوه ارتباط μ و R به عوامل مختلفی بستگی دارد، که در سیستم‌های یک درجه‌ی آزادی عواملی همچون نسبت میرایی، زمان تناوب، وضعیت تکیه‌گاه (نوع خاک) و میزان خسارت قابل قبول در سیستم موثر هستند. در سیستم‌های چند درجه‌ی آزادی علاوه بر موارد فوق عواملی مانند میزان مشارکت مودهای بالاتر، ضریب اضافه مقاومت و نوع سیستم مقاوم جانبی نیز دخالت دارند [۱۱]. بر اساس تعاریف یوانگ (رابطه ۸) ضریب شکل‌پذیری عبارت است از حاصل تقسیم نیروی متناظر در حالت کاملاً ارتجاعی به نیروی متناظر به حالت تسلیم [۱۰].

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (8)$$



شکل ۴: پاسخ کلی سازه تحت اثر بار استاتیکی غیرخطی.

۲-۴- ضریب اضافه مقاومت

در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی، سازه‌ها به گونه‌ای طراحی می‌گردند که تنش‌ها از مرحله ارتجاعی بالاتر نروند. در غیراین صورت در آن‌ها مفصل پلاستیک تشکیل خواهد شد، در نتیجه سختی کلی سازه کاهش پیدا می‌کند ولی سازه همچنان قادر به مقاومت خواهد بود، تا این‌که تشکیل مفاصل سبب ایجاد مکانیسم گردد و سختی سازه به سمت صفر میل کند. در این مرحله در صورتی که ظرفیت شکل‌پذیری به انتها رسیده باشد سازه منهدم خواهد شد. سازه در طی این روند، مقاومت اضافه‌ای را تحمل خواهند کرد که در طراحی اولیه سازه‌ها به حساب نیامده و به ضریب اضافه مقاومت معروف است [۱۱]. در رابطه (۹) رابطه پیشنهادی یوانگ برای تعیین ضریب اضافه مقاومت ارائه شده است [۱۰].

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (9)$$

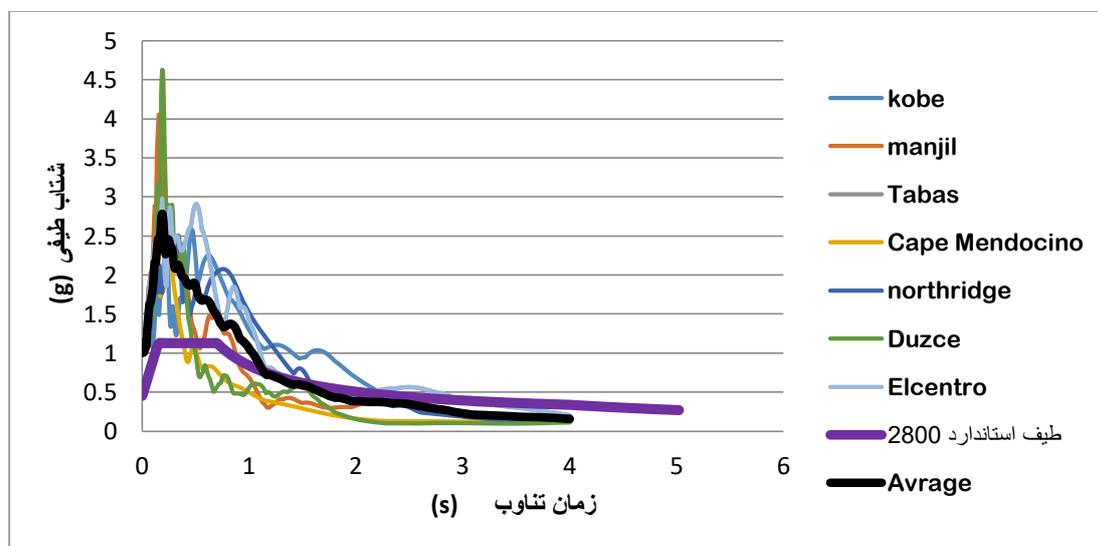
۵- مدلسازی نمونه‌ها

به منظور محاسبه ضریب رفتار و همچنین ارزیابی رفتار لرزه‌ای سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا با و بدون تیرهای با مقطع کاهش یافته (Reduce Beam Section) RBS، سازه‌های مهاربندی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و با شکل‌پذیری متوسط که براساس آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمانی ایران) و در نرم افزار ETABS-2015 طرح و محاسبه شده اند انتخاب گردید [۱۲]. علاوه بر معیار مقاومت، مقدار تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای در سازه‌های طرح شده بر اساس آیین‌نامه با مقدار مجاز (0.025h یا 0.02h) مقایسه گردیده و کوچکتر از آن حد در نظر گرفته شده است. ابعاد قاب‌های مفروض در هر دو جهت X و Y شامل چهار پانل پنج متری می‌باشد و ارتفاع هر طبقه برابر ۳٫۲ متر در نظر گرفته شده است. برای محاسبه برش پایه، پارامترهای ضریب اهمیت (I)، ضریب خطر لرزه‌ای (A)، تیپ خاک و ضریب رفتار (R) مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم به ترتیب ۱، ۳٫۵، III و ۶، در نظر گرفته شده است [۱۳]. برای انجام تحلیلهای پوش آور و تاریخچه زمانی در نرم افزار المان محدود از قابهای دو بعدی استفاده شده است.

همچنین برای انجام تحلیلهای تاریخچه‌زمانی از هفت رکورد مطابق جدول ۱ که از سایت PEER استخراج گردیده اند استفاده شده است [۱۴]. این رکوردها مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک نوع III و خطر لرزه‌پذیری خیلی زیاد و در محدوده DBE (زلزله طرح) مقیاس سازی شده اند. برای مقیاس‌سازی، شتاب‌نگاشت‌ها براساس حداکثر PGA نرمالایز شده، سپس بر اساس میرایی ۵ درصد طیف شتاب آن‌ها در نرم‌افزار SeisSignal محاسبه گردید و با اعمال ضرایب مقیاس مختلف برای رکوردها، میانگین طیف پاسخ ارتجاعی با طیف طرح استاندارد و در محدوده 0.2T و 1.5T مقایسه گردید [۱۵]. شکل ۵ طیف ارتجاعی رکوردهای انتخابی در برابر طیف طرح استاندارد را نشان میدهد.

جدول ۱: زمین لرزه‌های انتخابی جهت انجام تحلیل تاریخچه‌زمانی

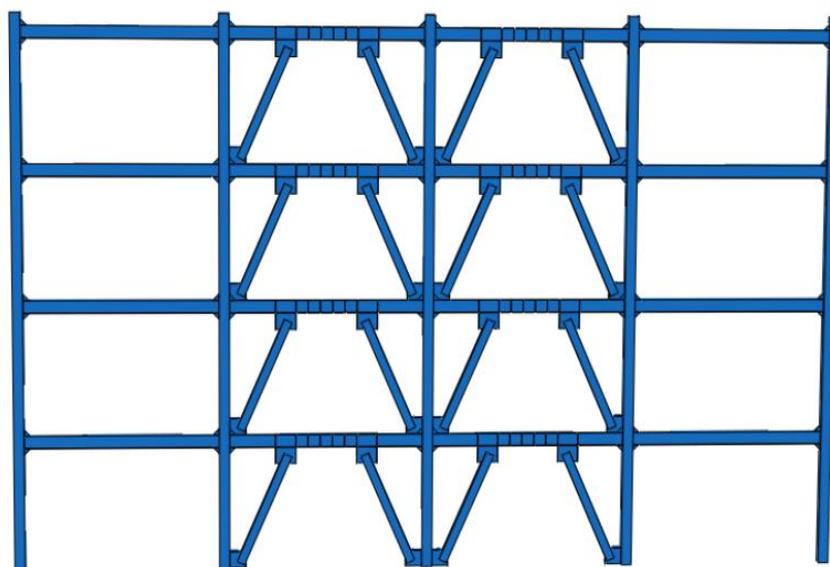
فاصله	بزرگی	موقعیت	زمین لرزه
6.95	6.09	El centro, Array#09	Imperial Valley, 1940
12.55	7.57	Abbar	Manjil, 1990
2.05	7.35	Tabas	Tabas, 1978
8.66	6.69	Arleta	Northridge, 1994
0.27	6.9	Takarazuka	Kobe, 1995
25.88	7.14	Lamont	Duzce, 1999
6.96	7.01	Cape Mendocino	Cape Mendocino, 1992



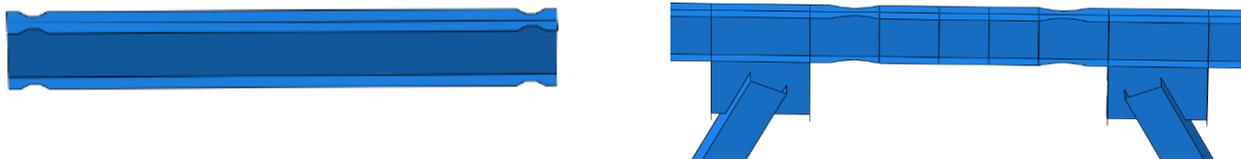
شکل ۵: طیف شتاب‌های رکوردهای انتخابی و مقدار شتاب طیف میانگین

۵-۱- مدل سازی اجزای محدود

جهت ارزیابی ضریب رفتار قابهای مهاربندی واگرا با و بدون تیرهای RBS در تیر پیوند و سایر تیرهای قاب از روش تحلیل بارافزون استفاده شده است. برای مدل سازی قابها از نرم افزار المان محدود ABAQUS استفاده شد. در مدل اجزای محدود تنها قابهای دو بعدی شامل دهانه های مهاربندی از پلان انتخاب شده اند. برای مدل سازی تیر و ستون المان S4R به کار گرفته شده است [۱۶]. در سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته، در دهانه های مهاربندی، مقطع کاهش یافته در تیر پیوند قرار داده شده است و در دیگر دهانه ها که به صورت قاب خمشی می باشند تیر مقطع کاهش یافته در انتهای تیرها قرار دارند شکل (۸ و ۷). اتصالات تیر به ستون و نیز اتصالات ستون ها به کف به صورت گیردار فرض شده است. مصالح هر دو سیستم به طور یکسان از فولاد St37 با تنش تسلیم $F_y = 240 \text{ Kg/cm}^2$ و تنش نهائی $F_u = 360 \text{ Kg/cm}^2$ استفاده شده و مدول یانگ $E = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ و نسبت پواسون $\nu = 0.3$ انتخاب شده است. برای انجام تحلیلهای استاتیکی غیرخطی سخت شدگی ایزوتروپیک و برای تحلیل تاریخچه زمانی از سخت شدگی کینماتیک برای مصالح فولادی استفاده شده است. همچنین در تحلیلهای غیرخطی هندسی نیز در نظر گرفته شده است.



شکل ۶: مدل اجزای محدود قاب چهار طبقه سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا

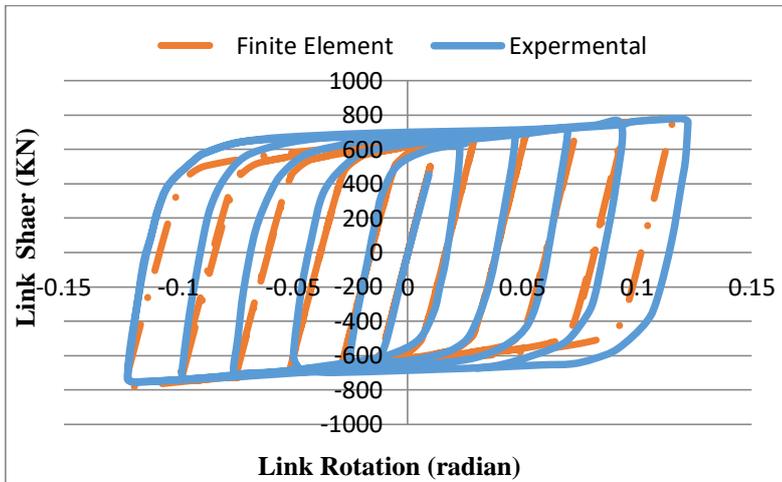


شکل ۷: محل قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته در دهانه های مهاربندی واگرا و دهانه های قاب خمشی در مدل اجزای محدود

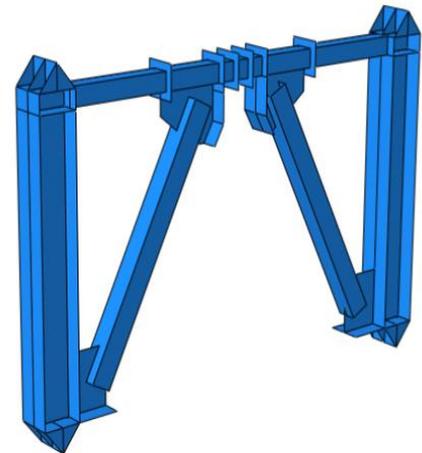
۶- بررسی اعتبار مدل

برای صحت سنجی مدلسازی در این تحقیق، از مطالعات آزمایشگاهی Bruneau و همکاران استفاده شده است، در آزمایشات مذکور از یک قاب یک طبقه یک دهانه با عرض ۳٫۶۶ متر و ارتفاع طبقه ۲٫۳۶ متر جهت انجام آزمایشات چرخه ای بر روی مهاربند واگرا استفاده

شده است. برای مصالح فولادی از فولاد ASTM572 Gr50 استفاده شده است. در تحقیقات مذکور برای بارگذاری چرخه‌ای از پروتکل آیین‌نامه ATC-24 که به صورت جابه‌جایی افقی اعمال می‌شود، بهره گرفته شده است [۱۷].



(ب)

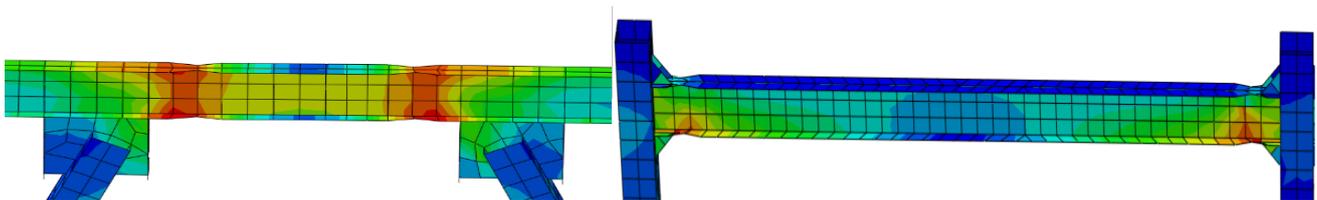


(الف)

شکل ۸: الف) مدل‌سازی عددی مدل آزمایشگاهی Bruneau و همکاران ب) نمودار هیستریتیک حاصل از نرم‌افزار آباکوس

در شکل ۸ ب) خط پر منحنی هیستریتیک قاب مورد آزمایش و منحنی خط‌چین نمودار هیستریتیک مدل تحلیل‌شده در نرم‌افزار آباکوس می‌باشد. با مقایسه نمودار مشخص می‌گردد مدل ساخته‌شده در نرم‌افزار آباکوس از دقت قابل قبولی برخوردار است و بدین ترتیب صحت روند مدل‌سازی در نرم‌افزار جهت دستیابی به اهداف مقاله حاضر تایید می‌گردد.

۷- تغییر شکل ایجاد شده در سازه



(ب)

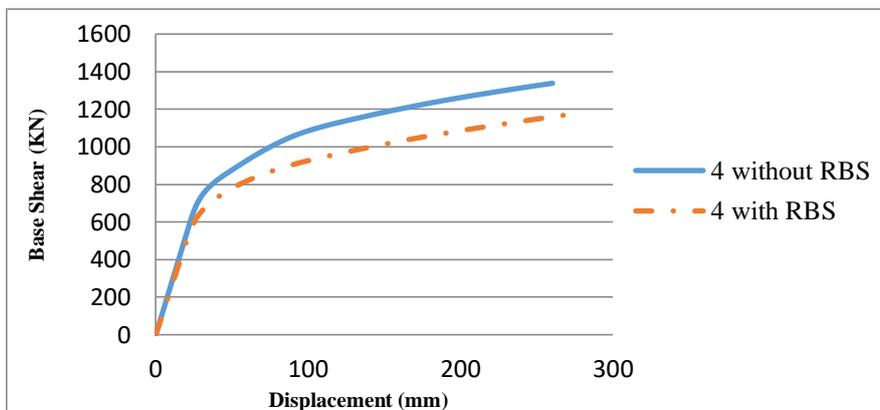
(الف)

شکل ۹: تشکیل مفصل پلاستیک در تیر مقطع کاهش یافته الف) در تیر پیوند مهاربند واگرا ب) در دهانه قاب خمشی

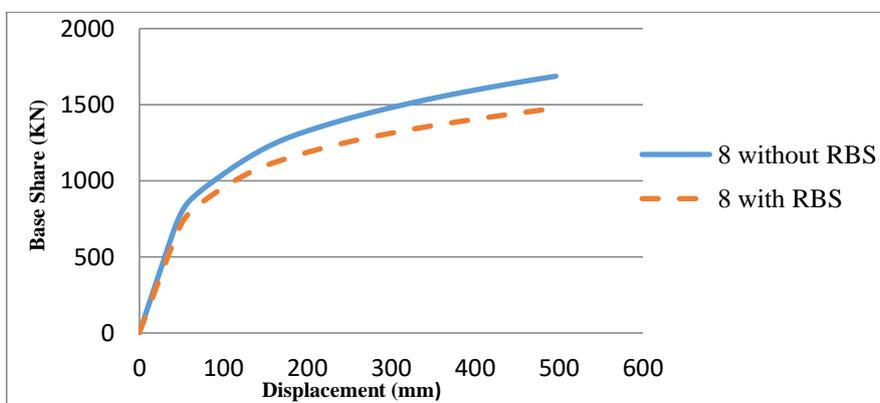
با بررسی توزیع تنش فون میزس که در شکل ۹ نشان داده شده است استفاده از مقطع کاهش‌یافته (RBS) در سازه سبب گردیده که مفاصل پلاستیک در تیر پیوند و در دهانه قاب خمشی به نواحی انتهایی انتقال یابند و تغییر شکل‌های پلاستیک عمدتاً در نواحی کاهش یافته متمرکز گردند.

۸- نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی

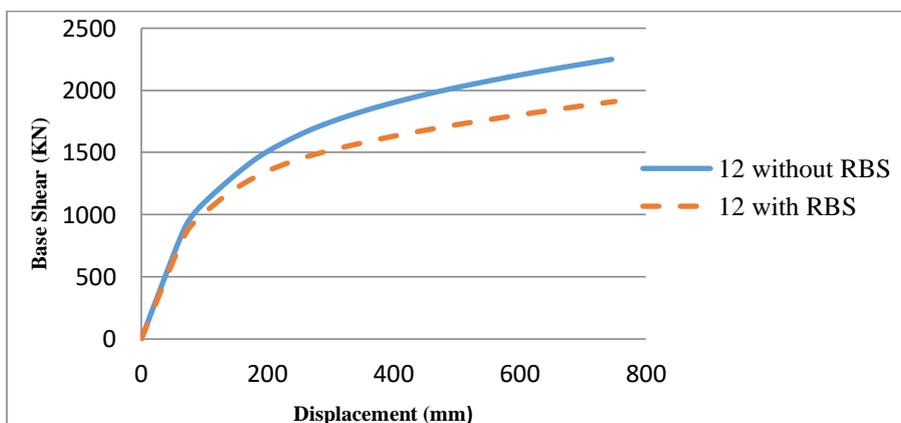
در تحلیل استاتیکی غیرخطی می توان مقادیر تغییرمکان سازه را متناظر با نیروی برشی بدست آورد. همچنین به کمک نمودارهای بدست آمده می توان مقادیر برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک و نقطه تسلیم سازه را بدست آورد. در تحلیل‌های بار افزون برای مدل‌های این تحقیق، مقدار تغییرمکان هدف قاب‌های مورد نظر تا ۲ درصد ارتفاع قابها لحاظ شده است. تغییر مکان تراز بام به عنوان تغییر مکان کنترل لحاظ شده و از الگوی بار مثلثی در تحلیل استاتیکی بار افزون استفاده شده است.



شکل ۱۰: نمودار پوش آور سازه چهار طبقه



شکل ۱۱: نمودار پوش آور سازه هشت طبقه

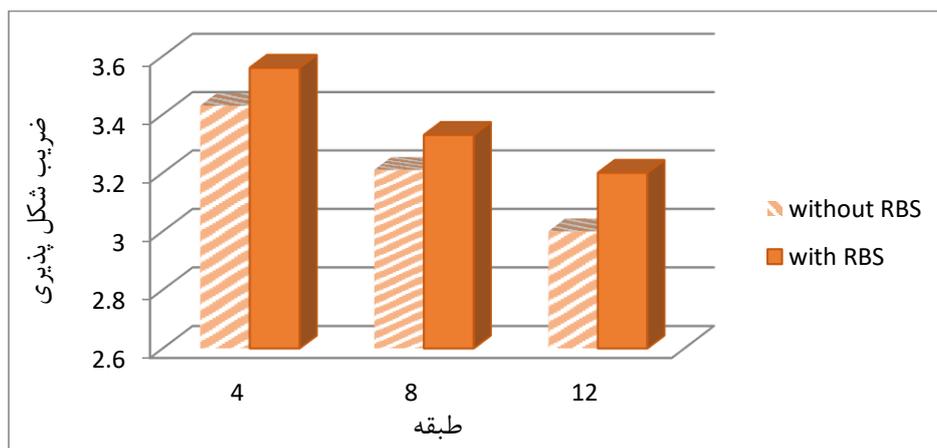


شکل ۱۲: نمودار پوش آور سازه دوازده طبقه

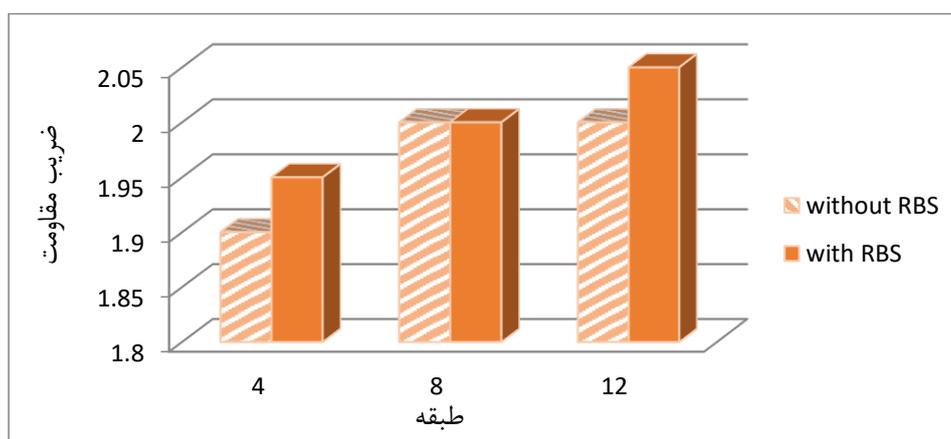
همانطور که از منحنی های پوش آور مستخرج از تحلیلهای استاتیکی غیرخطی مشخص می باشد، سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته دارای برشی پایه ی کمتری نسبت سیستم مهاربند واگرا بدون تیر مقطع کاهش یافته است. همچنین از مقایسه نمودار پوش آور هر دو سیستم مهاربند واگرا در حالت با تیر مقطع کاهش یافته و در حالت بدون تیر مقطع کاهش یافته مشخص می گردد که شیب اولیه یا سختی الاستیک در نمودارهای بار افزون در هر دو سیستم تقریباً با هم برابر بوده اما قابهای با تیر مقطع کاهش یافته دارای سختی پس از تسلیم نسبتاً کمتری می باشند. همچنین سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته زودتر وارد ناحیه غیر ارتجاعی شده است.

۹- ضریب رفتار و ضریب شکل پذیری

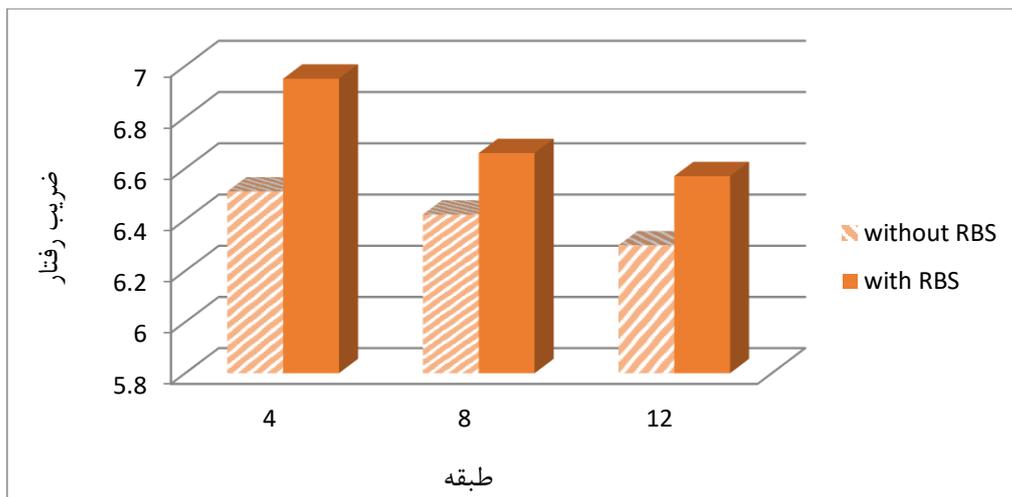
بعد از ایده آل سازی منحنی های پوش آور، با استفاده از روش یوانگ به محاسبه ضریب رفتار و ضریب شکل پذیری سازه ها و ضریب اضافه مقاومت هر دو سیستم پرداخته شد.



شکل ۱۳: نمودار ضریب شکل پذیری سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته و بدون مقطع کاهش یافته



شکل ۱۴: نمودار ضریب اضافه مقاومت سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته و بدون مقطع کاهش یافته



شکل ۱۵: نمودار ضریب رفتار سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته و بدون مقطع کاهش یافته

با مقایسه نمودارهای شکل‌های ۱۳ تا ۱۵ مشخص می‌شود که ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در اثر استفاده از تیر مقطع کاهش یافته افزایش یافته است ولی در ضریب اضافه مقاومت سازه‌ها تغییر چندانی ایجاد نشده است. از جمله دلایلی که می‌توان برای افزایش ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری ارائه داد، می‌توان به زودتر وارد شدن سیستم مهاربندی با تیر RBS به فاز غیر ارتجاعی و به تبع آن انتقال مفصل پلاستیک به ناحیه دور از اتصال و جلوگیری از رفتار ترد اتصال در دهانه‌های قاب خمشی و افزایش دوران و جلوگیری از خرابی تیر پیوند به دلیل افزایش تغییرشکل پلاستیک در انتهای تیر پیوند اشاره کرد. همچنین با مقایسه نمودار شکل ۱۵ مشخص می‌گردد که ضریب رفتار سازه با افزایش ارتفاع کاهش پیدا کرده است، که دلیل این امر را می‌توان به افزایش زمان تناوب سازه نسبت داد. جزئیات محاسبات ضریب رفتار در جدولهای ۲ و ۳ خلاصه شده است.

جدول ۲: محاسبات برش‌های پایه و حد تسلیم و برش نهایی در محاسبه ضریب رفتار

سازه چهار طبقه	Vu(KN)	Vy(KN)	Vs(KN)
without RBS	394690	114936	60323
with RBS	354813	99489	51217
سازه هشت طبقه	Vu(KN)	Vy(KN)	Vs(KN)
without RBS	453585	141292	70632
with RBS	419384	125594	62751
سازه دوازده طبقه	Vu(KN)	Vy(KN)	Vs(KN)
without RBS	561745	187101	93586
with RBS	515944	160972	78317

جدول ۲: محاسبات برش های پایه و حد تسلیم و برش نهایی در محاسبه ضریب رفتار

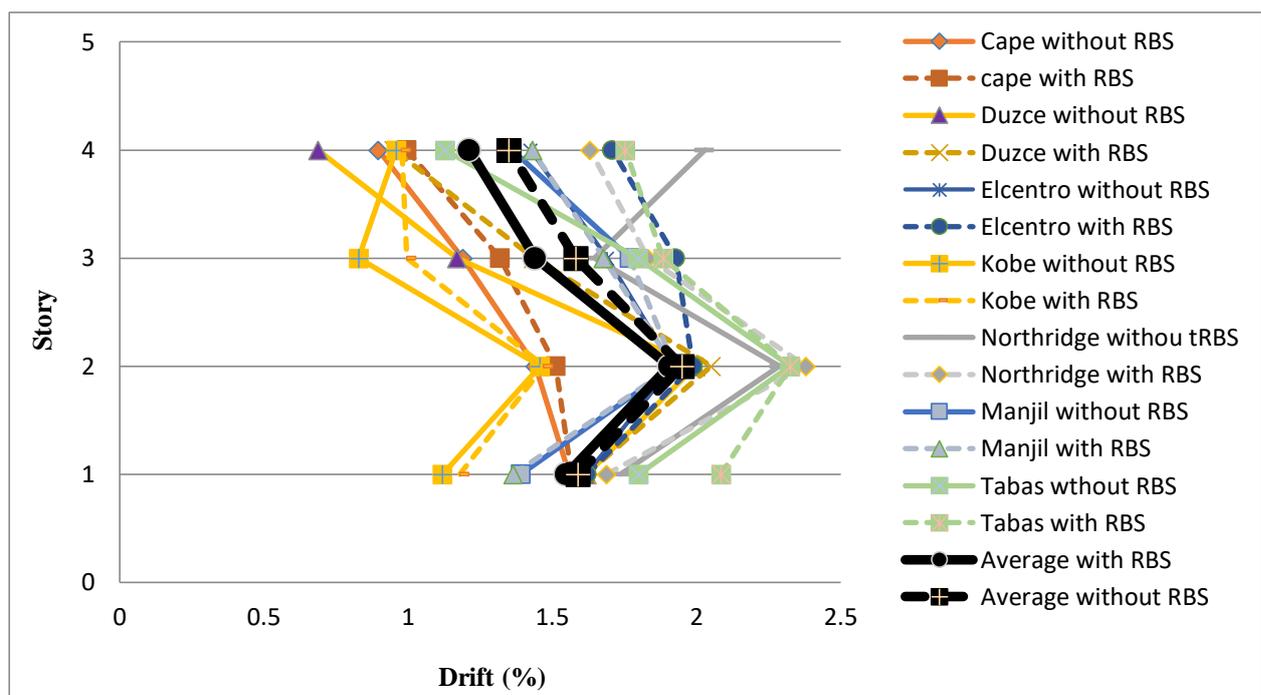
ضریب شکل پذیری	without RBS	with RBS
4	3.43	3.56
8	3.21	3.33
12	3	3.2

ضریب اضافه مقاومت	without RBS	with RBS
4	1.9	1.95
8	2	2
12	2	2.05

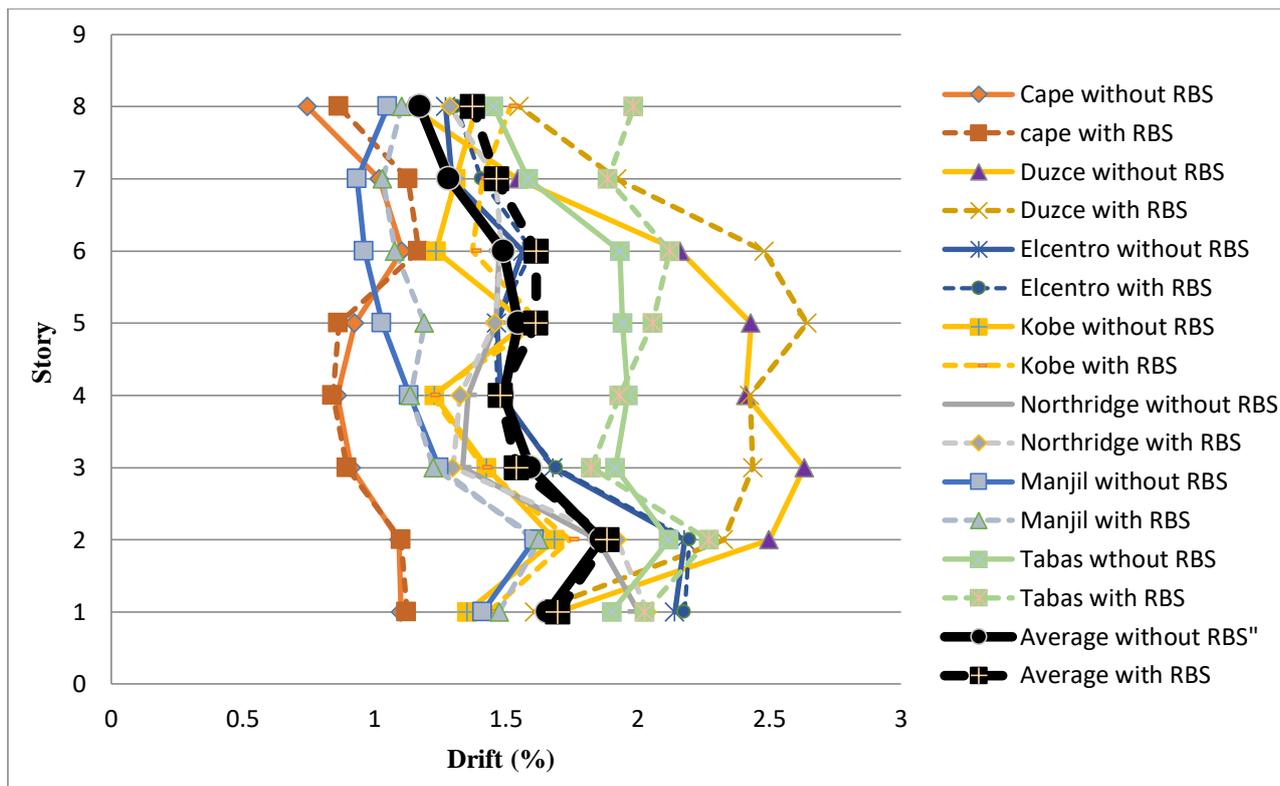
ضریب رفتار	without RBS	with RBS
4	6.51	6.95
8	6.42	6.66
12	6.3	6.57

۱۰- نتایج بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی

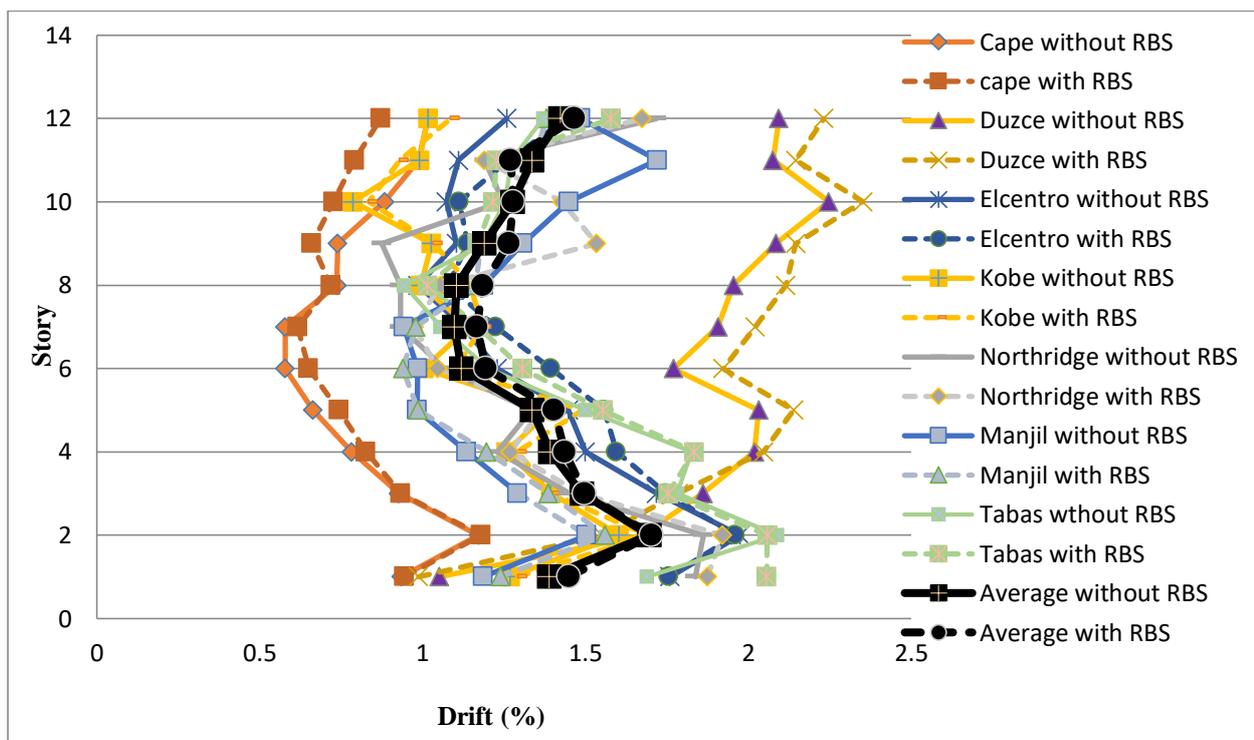
با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی می توان تغییرمکان نسبی بین طبقه ای ایجاد شده در سازه و همچنین انرژی مستهلک شده در سازه تحت رکوردهای انتخابی محاسبه نمود. در شکل های (۱۶ و ۱۷ و ۱۸) نمودار تغییرمکان سازه تحت هفت رکورد زلزله نمایش داده شده است.



شکل ۱۶: نمودار تغییرمکان سازه چهار طبقه تحت رکوردهای انتخابی



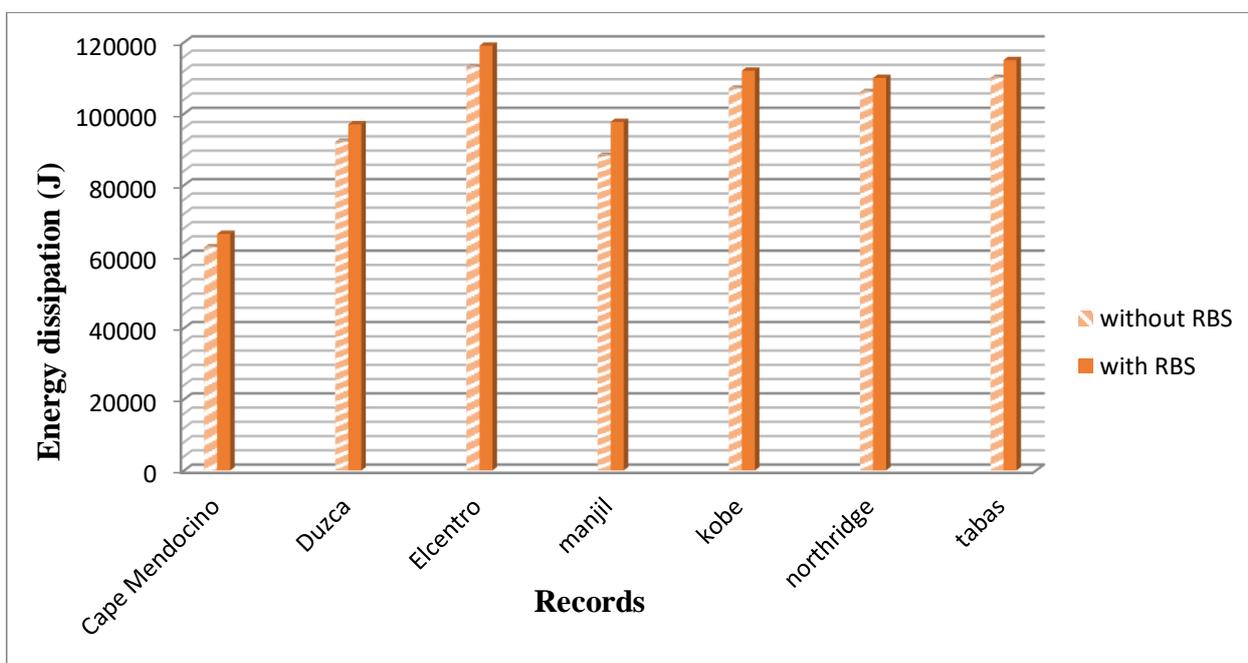
شکل ۱۷: نمودار تغییرمکان سازه هشت طبقه تحت رکوردهای انتخابی



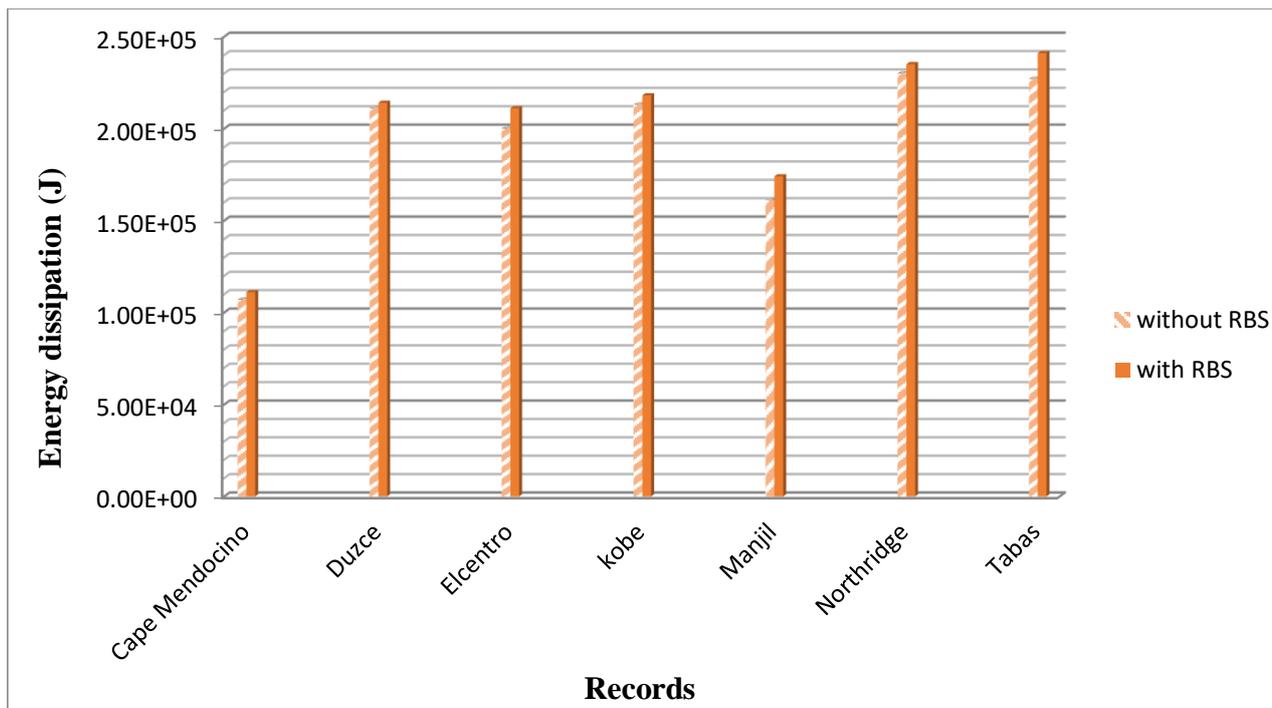
شکل ۱۸: نمودار تغییرمکان سازه دوازده طبقه تحت رکوردهای انتخابی

همان‌طور که در نمودار شکل ۱۶ مشخص می‌گردد، بیشترین تغییرمکان ایجاد شده در حالت کلی در سازه ۴ طبقه تحت اثر زلزله طبس و کمترین تغییرمکان ایجاد شده تحت رکورد cape انجام گرفته است. در حالت کلی تیر مقطع کاهش یافته سبب افزایش تغییرمکان

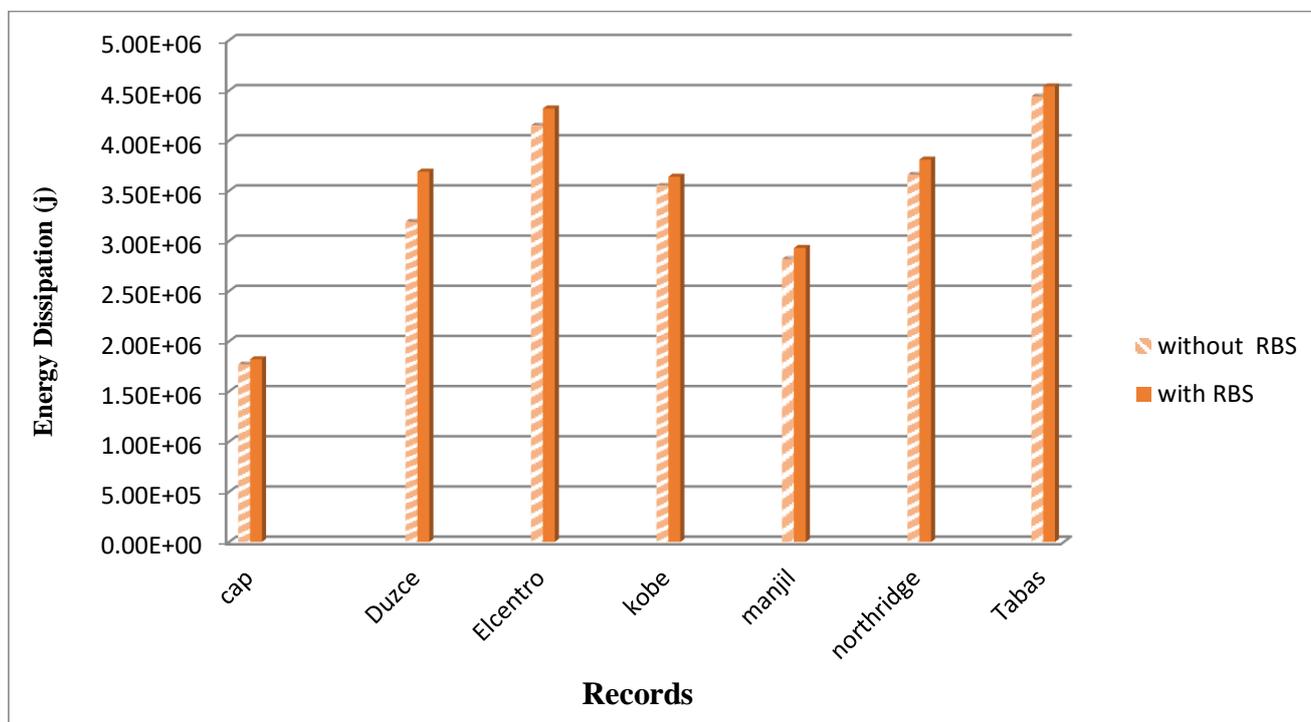
در سازه گردیده است. این تغییر در افزایش تغییرمکان در سازه چهار طبقه تحت زلزله Duzce بیشترین مقدار و تحت زلزله cape کمترین تغییر را داراست. مقدار تغییرمکان نسبی ماکزیمم میانگین در سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در حالت با تیر مقطع کاهش یافته در حدود ۱۰ درصد نسبت به مقدار متناظر در سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در حالت بدون تیر مقطع کاهش یافته پیدا کرده است. با توجه به نمودار شکل ۱۷ مشخص می‌گردد که در سازه ۸ طبقه بیشترین تغییرمکان ایجاد شده در حالت کلی تحت اثر زلزله Duzce و کمترین تغییرمکان ایجاد شده تحت رکورد cape انجام گرفته است. همچنین مقدار تغییرمکان ماکزیمم میانگین در سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در حالت با تیر مقطع کاهش یافته در حدود ۱۷ درصد نسبت به سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در حالت بدون تیر مقطع کاهش یافته پیدا کرده است. با توجه به نمودار شکل ۱۸ مشخص می‌گردد که در سازه ۱۲ طبقه، بیشترین تغییرمکان ایجاد شده در حالت کلی تحت اثر زلزله Duzce و کمترین تغییرمکان ایجاد شده تحت رکورد cape انجام گرفته است. همچنین مقدار تغییرمکان ماکزیمم میانگین در سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در حالت با تیر مقطع کاهش یافته در حدود ۷٫۲ درصد نسبت به سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در حالت بدون تیر مقطع کاهش یافته پیدا کرده است. از دلایل افزایش تغییرمکان در حالت قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته در کلیه‌ی سازه‌های مورد تحلیل می‌توان به کاهش نسبی سختی الاستیک و پس از تسلیم اشاره کرد. با استفاده از تحلیل تاریخچه‌زمانی به بررسی استهلاک انرژی در سازه‌ها تحت اثر رکوردهای انتخاب شده پرداخته شده است.



شکل ۱۹: استهلاک انرژی در سازه چهار طبقه تحت رکوردهای انتخابی



شکل ۲۰: استهلاك انرژی در سازه هشت طبقه تحت رکوردهای انتخابی



شکل ۲۱: استهلاك انرژی در سازه دوازده طبقه تحت رکوردهای انتخابی

از نمودار شکل ۱۹ مشخص است که در سازه ۴ طبقه، در حالت کلی بیشترین استهلاك انرژی تحت زلزله ال سنتر و کمترین آن تحت زلزله cape انجام گرفته است. بیشینه اختلاف ظرفیت استهلاك انرژی ما بین هفت رکورد انتخابی مربوط به زلزله منجیل و در حدود ۱۰ درصد و میانگین افزایش استهلاك انرژی بدلیل قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته در حدود ۵٫۶ درصد می باشد. با توجه به نمودار شکل

۲۰ مشاهده می‌شود که در سازه ۸ طبقه، در حالت کلی بیش‌ترین استهلاک انرژی تحت زلزله طبس و کمترین جذب انرژی تحت زلزله cape انجام گرفته است. بیشینه اختلاف ظرفیت استهلاک انرژی مابین هفت رکورد به دلیل قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته، تحت اثر زلزله منجیل و در حدود ۸ درصد افزایش و میانگین افزایش استهلاک انرژی بدلیل قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته، در حدود ۵ درصد می‌باشد. با توجه به شکل ۲۱، در سازه ۱۲ طبقه، در حالت کلی بیش‌ترین استهلاک انرژی تحت زلزله طبس و کمترین استهلاک انرژی تحت زلزله cape انجام گرفته است. بیشینه اختلاف ظرفیت استهلاک انرژی به دلیل قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته، تحت اثر زلزله Duzce در حدود ۱۵ درصد افزایش و میانگین افزایش استهلاک انرژی بدلیل قرارگیری تیر مقطع کاهش یافته در حدود ۵ درصد می‌باشد.

۱۱- نتیجه گیری

در این تحقیق به بررسی ضریب رفتار و رفتار لرزه‌ای سیستم قاب خمشی با مهاربند واگرا در دو حالت با تیر مقطع کاهش یافته و بدون تیر مقطع کاهش یافته پرداخته شده است. نتایج حاصل از تحقیق به شرح زیر است:

- تیر مقطع کاهش یافته در سیستم مهاربند واگرا سبب افزایش نسبی ضریب رفتار و ضریب شکل پذیری می‌گردد.
- ضریب اضافه مقاومت هر دو سیستم در حالت با تیر مقطع کاهش یافته و بدون تیر مقطع کاهش یافته تقریباً با هم برابر می‌باشد.
- سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته به علت سختی پس از تسلیم پایینتر، دارای تغییر مکان بیشتری نسبت به سیستم مهاربند واگرا بدون تیر مقطع کاهش یافته می‌باشد.
- جذب انرژی سیستم مهاربند واگرا با تیر مقطع کاهش یافته نسبت به سیستم مهاربند واگرا بدون تیر مقطع کاهش یافته بطور نسبی بیشتر می‌باشد.
- علیرغم افزایش شکل پذیری در صورت استفاده از تیرهای RBS در انتهای تیرها و تیر پیوند دهانه مهاربندی در قابهای مهاربندی واگرا، تغییر مکانهای نسبی بین طبقه ای قابهای مهاربندی با تیرهای RBS نسبت به قابهای فاقد تیرهای با مقطع کاهش یافته کمی بیشتر است و این امر احیاناً به دلیل کاهش سختی پس از تسلیم در قابهای با تیرهای RBS میباشد. مقدار افزایش در یافت میانگین در قابهای ۴ طبقه، ۸ طبقه، و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱۰، ۱۷، و ۷ درصد میباشد. در مسائل عملی طراحی، و با توجه به اینکه عضو مستهلک کننده انرژی در قابهای مهاربندی واگرا تیر پیوند میباشد، برای جبران کاهش سختی و افزایش در یافت ناشی از استفاده از تیرهای RBS در تیر پیوند، می توان از تمهیداتی چون افزایش نسبی سطح مقطع مهاربندها بهره جست.

مراجع

- [1] Richards P., Uang C. (2005). Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity, *Journal of Structural engineering*, Vol. 131, No. 10.
- [2] Okazaki T., Engelhardt M. (2006). Experimental Performance of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural engineering*, Vol. 132, No. 8.
- [3] Chegeni, Mohebkah. (2014). Rotation capacity improvement of long link beams in eccentrically braced frames, *journal of Scientia Iranica*.
- [4] Lee C., Kim J. (2006). Seismic design of reduced beam section steel moment connections with bolted web attachment, *Journal of Constructional Steel Research*, doi:10.1016/j.jcsr.2006.06.030.
- [5] Pachoumis D., Galoussis. (2008). Reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading: Experimental analysis and FEM simulation, *Journal of Engineering structures*, doi:10.1016/j.engstruct.2008.08.007.
- [6] Engelhardt, M.D, Popov, E. P. (1989). Behaviour of Long Links in eccentrically braced frames. *journal of Earthquake Engrg. Res. Ctr.*, Univ. Of California, Berkeley.
- [7] Gálvez, P. (2004). *Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links*, MSc Thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin.
- [8]. Lignos D., Kolios D., Miranda E. (2010). Fragility Assessment of Reduced Beam Section Moment Connections, *Journal of Structural engineering*, Vol. 136, No. 9.
- [9] FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- [10] Uang .C. (1991), Establishing R or (Rw) and Cd Factors for building seismic provision, *Journal of Structural engineering*

- [11] Tasnimi A., Masoumi A. (2006). *Estimation of Response Modification Factors for RC and MRF Structures*, Building and Housing Research Center, (in Persian).
- [12] INBC. Iranian National Building Code. (2015). Part 10, *Design and Construction of Steel Structures*. Ministry of Housing and Urban Development, Tehran.
- [13] Building and Housing Research Center. (2015). *Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: Standard No. 2800*, 4th edition.
- [14] <http://peer.berkeley.edu>
- [15] SeismoSignal Version 5.1.2 available on www.seismosoft.com.
- [16] HKS, "ABAQUS Standard User Manual, Version 6.12.3, Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc, 2009.
- [17] Berman J., Bruneau M. (2007). Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames, *Journal of Structural engineering*, doi: 10.1016/j.engstruct.2006.10.012.