



تعیین طول بهینه تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی برون محور تحت زلزله‌های

نزدیک و دور از گسل

وحید صابری*^۱، حمید صابری^۱، مونا سراجی^۲، عباسعلی صادقی^۳

^{۱*} استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه غیر انتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران (saberi.vahid@gmail.com)

^۲ کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران

^۳ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

(تاریخ دریافت مقاله: ۹۹/۸/۱۱، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۹/۱۲/۲۵)

چکیده

در این تحقیق به ارزیابی تأثیر طول تیر پیوند بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی برون محور تحت زلزله‌های نزدیک و دور از گسل پرداخته شده است. بدین منظور از چهار قاب سازه‌ای با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ با در نظر گرفتن سه طول مختلف تیر پیوند استفاده شده است. پس از طراحی سازه‌های نمونه و تهیه مدل‌های غیرخطی، این مدل‌ها تحت مجموعه ۱۰ تایی از رکوردهای نزدیک به گسل و مجموعه ۳ تایی از رکوردهای دور از گسل تحلیل شدند. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای مقیاس شده برای این سازه‌ها انجام شد و مقادیر پاسخ لرزه‌ای تغییرمکان طبقات، برش پایه و چرخش تیر پیوند برای آنها مورد ارزیابی قرار گرفت. بر اساس نتایج به دست آمده از این مطالعه مشخص شد که با افزایش طول تیر پیوند و تغییر مد رفتار تیر پیوند از حالت برشی به خمشی، مقدار پاسخ تغییرمکان نسبی طبقات به نحو قابل توجهی افزایش می‌یابد، اما افزایش در پاسخ تغییر مکانی با کاهش نسبی در برش پایه سازه همراه است. این نتیجه برای رکوردهای دور و نزدیک به گسل مشابه است. بنابراین به نظر می‌رسد در صورتی که شرایط معماری امکان دهد، استفاده از تیر پیوند کوتاه رفتار بهتری را برای قاب مهاربندی شده به همراه خواهد آورد. همچنین نتایج تحلیل‌ها نشان داد که در طول بهینه ۰/۸ متر، پاسخ تغییرمکانی قاب‌های نمونه تحت رکوردهای نزدیک به گسل تا ۱۵ درصد بزرگتر از پاسخ آنها تحت رکوردهای دور از گسل است. این اختلاف برای پاسخ برش پایه کمتر است.

کلمات کلیدی

مهاربند برون محور، تیر پیوند، طول بهینه، تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ لرزه ای.



Determining the Optimal Length of Link Beam in Eccentric Braced Frames under Near and Far-fault Earthquakes

Vahid Saberi ^{1*}, Hamid Saberi ¹, Mona Seraji ², Abbasali Sadeghi ³

^{1*} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran
(saberi.vahid@gmail.com)

² MSc, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

³ Ph.D. Candidate, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

(Date of received: 01/11/2020, Date of accepted: 15/03/2021)

ABSTRACT

In this research, it will be paid to evaluate the effects of the link beam length on seismic behavior of eccentric braced frames under near and far-fault earthquakes. For this purpose, four frame structures with different number of stories such as 3, 6, 9 and 12 have been used. For each of these frames, three different lengths of link beam are considered. After designing structures and preparation of non-linear models, these models are analyzed under a suite of 10 and 3 near and far-fault records, respectively. Nonlinear dynamic time history analyses are performed using scaled records for these structures, and the response values of the stories displacement, base shear and the rotation of link beam are evaluated for them. Based on the results of this study, it is specified that increasing the length of link beam and change the mode of the link beam from the shear to bending, the values of stories drift are considerably increased, but the values of base shear are decreased relatively. This result is similar for near and far-fault records. Therefore, it seems that the use of a short link beam would offer a better behavior to the braced frame if the architectural conditions allow. The results showed that in 0.8 m as an optimal length, the displacement response of frames under near-fault records up to 15 percent larger than the far-fault records. This difference is lower for base shear response.

Keywords:

Eccentric brace, Link beam, Optimal length, Nonlinear dynamic analysis, Seismic response.



۱- مقدمه

یکی از مسائل مهم در بحث مهندسی زلزله، انتخاب یک سیستم مناسب و کارا جهت استهلاک بارهای وارده از طرف تحریکات زمین می‌باشد. سیستم‌های قاب خمشی فولادی، سیستم‌های دیوار برشی و سیستم‌های مهاربندی جزء پرکاربردترین سیستم‌های سازه‌ای می‌باشند. قاب خمشی به عنوان یک سیستم پر کاربرد دارای شکل‌پذیری مناسب می‌باشد اما به دلیل سختی کم، در بسیاری از موارد برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی سیستم مناسبی به حساب نمی‌آید. همچنین سیستم دیوار برشی به دلیل محدودیت‌های معماری نمی‌تواند در بسیاری از موارد انتخاب مناسبی باشد. در میان سیستم‌های مهاربندی شده، سیستم‌های مهاربندی شده‌ی همگرا به دلیل رفتار ترد و غیرشکل‌پذیر همواره به عنوان سیستمی ناکارآمد توجه قرار گرفته‌اند، زیرا این نوع از سیستم سازه‌ای علی‌رغم دارا بودن سختی مناسب، شکل‌پذیری بالایی ندارد. سیستم مهاربندی شده برون محور به عنوان سیستمی که می‌تواند همزمان مزیت‌های سختی مناسب و شکل‌پذیری کافی را تأمین نماید به عنوان جایگزین قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرا مورد توجه قرار گرفته‌اند. در سیستم قاب مهاربندی شده برون محور، استهلاک انرژی از طریق تغییرشکل‌های پلاستیک در المان تیر پیوند صورت می‌گیرد. نوع تغییرشکل‌های تیر پیوند بستگی زیادی به طول آن دارد. بنابراین مطالعه اثر طول آن بر عملکرد لرزه‌ای تیر پیوند و در نتیجه عملکرد کلی سیستم سازه‌ای از موضوعات مهمی می‌باشد که در گذشته نیز مورد توجه بسیاری از پژوهشگران بوده است. از سوی دیگر، زلزله‌های نزدیک به گسل از جمله تحریکاتی هستند که می‌توانند باعث ایجاد خرابی‌های گسترده در سیستم‌های سازه‌ای شوند. بنابراین تأثیر این رکوردها بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها می‌تواند با تأثیر رکوردهای معمولی که در فواصل دور از گسل ثبت می‌شوند متفاوت باشد. به همین دلیل در این تحقیق، عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی شده برون محور تحت بارهای زلزله و رکوردهای دور و نزدیک به گسل با در نظر گرفتن اثر طول تیر پیوند مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در سال‌های اخیر تحقیقات گسترده‌ای در خصوص عملکرد مهاربند‌های برون محور و تیر پیوند آن صورت گرفته است، که در زیر به طور مختصر به چندین مورد از این پژوهش‌ها اشاره خواهیم کرد: فاکتور اضافه مقاومت و ظرفیت چرخش الاستیک، پارامترهای کلیدی در طراحی قاب‌های آماده (EBFs) هستند که ممکن است به طور قابل توجهی بر اقتصاد طراحی یا ایمنی تأثیر بگذارد. فاکتور اضافه مقاومت ارائه شده در مقررات لرزه‌ای AISC ۲۰۰۵ براساس آزمون‌های قبلی بر روی تیر پیوند بال پهن که معمولاً در ایالت متحده بکار می‌رود، می‌باشد. با وجود تحقیقات گسترده که بر روی تیر پیوند EBFs انجام شده مشخص نیست که آیا فاکتور اضافه مقاومت معرفی شده توسط مفاد آیین نامه می‌تواند برای طراحی این موارد که دارای تیر پیوند هستند، مورد استفاده قرار گیرد. در این مقاله یک مدل المان محدود سه بعدی با استفاده از آباکوس برای تحلیل غیر خطی و غیر خطی تیر پیوند پروفیل IPE توسعه یافته است. این مدل برای بررسی قابلیت کاربرد ضریب اضافه مقاومت و ظرفیت چرخش الاستیک که توسط آیین نامه برای طراحی تیر پیوند برای مقاطع IPE ارائه شده است، مورد استفاده قرار می‌گیرد. مشخص شد که تغییر شکل بر اثر کرنش سختی در تیر پیوند کوتاه و تیر اتصال کوتاه ساخته شده از مقاطع IPE اروپا با فاصله بسیار کمی بیشتر از فاکتور قرار دارد. بنابراین، استفاده از عامل اضافه مقاومت مواد ممکن است منجر به طراحی غیر محافظه کارانه در رابطه با داشتن چنین مواردی شود. با این حال، فاکتور اضافه مقاومت داده شده توسط مقررات می‌تواند برای طراحی EBFs با تیر پیوند IPE میانی و بلند مورد استفاده قرار گیرد. همچنین نشان داده شد که پیوندهای ساخته شده از بخش‌های IPE می‌تواند چرخش بسیار بزرگتری را نسبت به چرخش‌های لازم در آیین نامه داشته باشد [۱]. در تحقیقات کاپرلی و همکاران در سال ۲۰۱۸ اطلاعات بدست آمده در طی یک برنامه آزمایشی اجرا شده بر روی یک سازه یک طبقه و یک دهانه مقطع فولادی ebf با تیر پیوند عمودی و افقی را نشان می‌دهد. آزمایش‌های آزمایشگاهی در کنترل جابجایی با اعمال تاریخچه بارگیری چرخه‌ای طبق پروتکل ECCS۴۵ و دامنه ثابت جابجایی اجباری انجام شدند. داده‌ها نشانه‌هایی در مورد مصرف انرژی توسط هر نمونه اولیه در طول تست، منحنی‌های اعوجاج نیروی برشی-زاویه‌ای مربوط به حلقه و علاوه بر آن رفتار



جابجایی اجباری نمونه‌های اولیه فولادی تا زمان شکست را فراهم می‌کند [۲]. مقاله ای با عنوان بررسی رفتار غیر خطی قاب‌های مهاربندی شده با خروج از مرکزیت با پیوندهای برشی عمودی (V - ebf) توسط آقای وتر و همکاران در سال ۲۰۱۷ منتشر گردید در این مقاله رفتار هیسترسیز قاب (EBFs) با استفاده از پیوندهای برشی، این سیستم‌ها را به یک جایگزین موثر برای مقاومت در برابر قالب و نیز ساختارهای محکم متمرکز تبدیل کرده‌است. در یک برش عمودی عملی، پیوندهای برشی افقی در وسط در منتهای بخش تیر قرار دارند. با این حال، تغییر شکل بزرگ پیوندهای برشی در آن تیر باید تحت زمین‌لرزه‌های شدید پذیرفته شود. در مواردی که در آن تیر باید الاستیک باقی بماند، لینک‌های برشی عمودی باید زیر تیر طراحی شوند در نتیجه ناحیه تغییر شکل پلاستیک را به محل انتقال یا تعمیر و یا تعویض قطعات آسیب‌دیده منتقل کنند. در این مقاله رفتار لرزه‌ای عمودی (V - ebf) به صورت تجربی و تحلیلی در نظر گرفته شده‌است. رابطه مورد نیاز برای طراحی سیستم پیشنهاد شده‌است. همچنین برای پیش‌بینی رفتار غیر خطی سیستم‌های V - ebf، یک مدل تحلیلی از جمله سختی کرنش جنبشی - همگرا برای برش، تنها کرنش سختی جنبشی برای لحظه‌ای ارائه شده است. نتایج نشان دهنده هم‌گرایی خوب مدل تحلیلی ارائه شده (با کران بالا برای سطح تسلیم به (V - ebf) با نتایج تجربی بود [۳]. احمدی و همکارش در سال ۱۳۹۶ به بررسی روش کاهش مقطع (RBS) در تیرهای پیوند بلند و رفتار اتصال تیرهای پیوند بلند با مقطع کاهش یافته به ستون را مورد بررسی خود قرار دادند. آنها تحلیل‌ها را با نرم‌افزار آباکوس انجام داده و نتایج آنالیزها نشان می‌دهد که با این روش تمرکز تنش و کرنش از انتهای تیر پیوند در نزدیک وجه ستون تا حدودی دور شده و رفتار اتصال بهبود می‌یابد [۴]. دهکردی و همکارانش در سال ۱۳۹۵ به بررسی کاربرد مهاربندها در بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی پرداختند. آنها ۶ مدل قاب خمشی را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار دادند و سپس بهسازی این قاب‌ها را با مهاربندهای همگرا و برون محور انجام دادند. بهسازی این قاب‌ها با استفاده از مهاربند برون محور به علت تمرکز تغییرشکل‌های پلاستیک در تیرهای پیوند و حالت الاستیک مهاربندها رفتار سازه در مقایسه با روش بهسازی با مهاربندهای همگرا، شکل‌پذیری بیشتری را دارا بوده است [۵]. عدل پرور در سال ۱۳۸۹ به بررسی بهینه تیر پیوند در قاب‌های فلزی با مهاربند برون محور پرداخت، که با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ضریب رفتار مدلهایی در قاب‌های MRF^۱ و CBF^۲ و EBF^۳ مورد بررسی قرار داد. نتایج بدست آمده حاکی از این موضوع بود که ضریب رفتار قاب‌های با مهاربندی برون محور شدیداً متأثر از طول تیررابط با پیوند است. بررسی تغییر مکان نسبی و کل در مدل‌های مورد بررسی نشان می‌دهد طول تیر رابط در مقدار آنها تأثیر به‌سزایی دارد [۶]. حجازی طلب و همکاران در سال ۱۳۹۴، عملکرد لرزه‌ای تیر پیوند در سیستم‌های مهاربندی برون محور را بررسی نمودند. با توجه به این که در یک قاب فولادی با سیستم مهاربندی برون محور، چگونگی عملکرد و مکانیزم خرابی تیر پیوند، اثر قابل توجهی بر روی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده دارد و با در نظر گرفتن این موضوع که به طول و مقطع تیر پیوند سه نوع مکانیزم خرابی شامل ۱- تسلیم برشی، ۲- تسلیم خمشی و ۳- تسلیم برشی خمشی، در تیر پیوند متصور است. در این مقاله ابتدا ده مدل مختلف از تیر پیوند در حالت تسلیم برشی در نرم افزار ABAQUS ساخته و به روش اجزا محدود تحلیل نمودند. سپس با بررسی تغییرات مقادیر کرنش پلاستیک معادل در طول خط مرکزی جان تیر پیوند، میزان انرژی جذب شده توسط هر مدل و ماکزیمم نیروی برشی تحمل شده توسط تیر پیوند، نقش عواملی نظیر اندازه طول تیر پیوند، اثر وجود یا عدم وجود سخت کننده‌های قائم جان و تعداد سخت کننده‌ها بر روی رفتار تیر پیوند، به مطالعه پرداختند. براساس نتایج این تحقیق با افزایش طول تیر پیوند، حداکثر نیروی برشی و دوران نسبی دوسر تیر پیوند کاهش یافته و در مدل‌های تقویت شده با سخت کننده جان، افزایش طول تیر پیوند سبب شده تا مدل انرژی کمتری جذب کند. علاوه بر این مشاهده کردند، دو مدل که در یکی سخت کننده‌ها فقط در یک

¹ MRF: Moment-Resisting Frame² CBF: Bracing Frames Concentrated³ EBF: Eccentric Bracing Frames



طرف جان و در دیگری در دو طرف جان قرار داشتند، در صورتی که فواصل بین سخت کننده‌ها یکسان باشد رفتار تقریباً مشابهی داشتند [۷]. منتوری و همکاران در سال ۲۰۱۶ [۸] مطالعه ای بر روی قاب های ۵، ۶، ۸ طبقه با مهاربندی های برون محور در ۴ دسته انجام دادند تا تئوری کنترل مکانیزم پلاستیک همزمان سیستم EBF و MRF را با آئین نامه یورو کد [۹] مورد قیاس نماید. در این تحقیق چهار دسته باند را با دو تئوری مورد مدل سازی و بررسی قرار داده و در برنامه SAP2000 [۱۰] تحلیل پوش آور انجام داده و به این نتیجه رسیده اند که تئوری مکانیزم پلاستیک در طبقات بیشتری مفصل پلاستیکی ایجاد نموده و همچنین در ستون ها نیز این مفاصل تشکیل شده اند در صورتی که در مدل سازی آئین نامه یورو کد این اتفاق حادث نشده است. در شکل ۱ اندرکنش خمش- برش قاب های برون محور در تیپ های مختلف قاب ها را در این تحقیق نشان داده است. با بررسی تحقیقات گذشته در حوزه قاب‌های مهاربندی با خروج از مرکزیت با بادبندی (Δ)، مشاهده شد که بررسی این قاب‌ها و تیر پیوند آن‌ها به صورت تحلیل غیر خطی با اختلاف طبقات در محدوده نزدیک و دور از گسل محدود و در موارد پاسخ چرخش تیر پیوند و پاسخ جابجایی طبقات بررسی نشده است لذا این تحقیق به بررسی این موارد پرداخته است.

	DESIRED MECHANISM	UNDESIRED MECHANISMS		
	A-Type	B-Type	C-Type	D-Type
K-Scheme		NOT DEVELOPS	NOT DEVELOPS	
D-Scheme			NOT DEVELOPS	NOT DEVELOPS
V-Scheme			NOT DEVELOPS	NOT DEVELOPS
Inverted Y-Scheme				

شکل ۱: تیپ بندی مهاربندی های مختلف برون محور و رفتار توامان خمش-برش [۵].

۲- معرفی نمونه ها

۲-۱- معرفی مهاربند برون محور و تیر پیوند

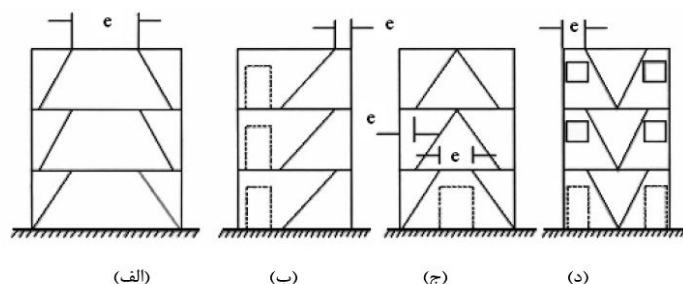
مطابق با آئین نامه AISC، قاب مهاربندی شده‌ای که حداقل یک انتهای مهاربند خط مرکزی، اتصال تیر و ستون را قطع نمی‌کند و در این حالت حداقل یک انتهای مهاربندی با تیر کف متصل است به قاب EBF معروف است. به آن قسمت از تیر که بین



انتهایی از مهاربندی با ستون و یا بین دو انتهای مهاربندی قرار دارد را تیر پیوند گویند. هر قاب مهاربندی شده برون محور از چهار عضو اصلی بدین شرح تشکیل می‌شود:

(۱) تیر پیوند (۲) مهاربند (۳) تیر خارج پیوند (۴) ستون

نقش اساسی جذب و استهلاک انرژی القائی ناشی از زلزله توسط تیر پیوند ایفا می‌شود. در شکل ۲ چهار نمونه از قاب‌های مهاربندی شده برون محور نشان داده شده است [۱۱].



شکل ۲: چهار نمونه از قاب‌های مهاربندی شده برون محور.

به‌طور کلی قاب‌های EBF دارای سه ویژگی اساسی هستند:

- ۱- سختی مناسب
- ۲- شکل‌پذیری بالا
- ۳- جذب انرژی زیاد

۲-۲- جزئیات نمونه و روش تحقیق

- چهار قاب مهاربندی شده برون محور با سه دهانه ۶ متری و تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ انتخاب شده اند که در ابتدا این قاب‌ها با فرض طول ۰/۸ متر برای تیر پیوند طراحی می‌شوند.

- مدل‌های سازه‌های این قاب توسط نرم افزار SAP2000 تهیه شده که منظم در پلان و ارتفاع هستند و طراحی قاب‌ها به روش LRFD صورت گرفته است.

- مدل‌های رفتار غیرخطی برای قاب‌های نمونه در محیط نرم‌افزار SeismoStruct [۱۲] تهیه شده و آماده انجام تحلیل‌های دینامیکی می‌شوند.

- یک مجموعه ۱۰ تایی از رکوردهای نزدیک گسل (که همگی دارای پالس و PGV قابل توجهی هستند) و یک مجموعه ۳ تایی از رکوردهای دور از گسل برای انجام تحلیل‌های دینامیکی از سایت PEER [۱۳] انتخاب شده و پس از مقیاس‌سازی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] برای استفاده در تحلیل‌های دینامیکی آماده می‌شوند که این مرحله با استفاده از نرم‌افزار SeismoSignal [۱۵] و اکسل صورت می‌پذیرد.

- تحلیل‌های دینامیکی قاب‌های نمونه با استفاده از نرم‌افزار SeismoStruct انجام می‌شود و نیازهای لرزه‌ای قاب‌ها تحت رکوردهای انتخابی برآورد می‌شود.

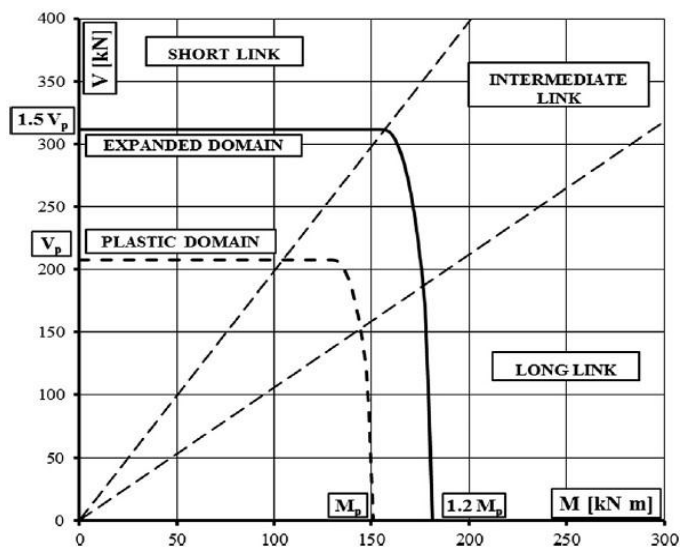
- از میانگین‌گیری نیازهای لرزه‌ای به دست آمده تحت رکوردهای انتخابی، پاسخ لرزه‌ای سازه تعیین می‌شود.



- مراحل طراحی و تحلیل دینامیکی قاب‌های نمونه با تغییر طول تیر پیوند از ۰/۸ متر به ۱/۴ متر و ۲/۰ متر تکرار می‌شود و نیازهای لرزه‌ای این قاب‌ها نیز برآورد می‌شود. (دلیل استفاده از این سه مقدار برای طول تیر پیوند پوشش دادن بازه کوتاه تا بلند برای تیر پیوند با توجه به ضوابط ارائه شده در نشریه ۳۶۰ ایران [۱۱] است) که در مقاله (منتوری و همکاران، ۲۰۱۶) [۸] در قالب جدول ۲ و فرمول‌های پیوست آن ارائه گردیده است.

جدول ۱: مکانیزم شرایط طراحی [۸].

شرایط تیر پیوند مهاربند- های برون محور	تیر پیوند کوتاه $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$	تیر پیوند میانی $1.6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 3 \frac{M_p}{V_p}$	تیر پیوند بلند $e \geq 3 \frac{M_p}{V_p}$	
	$\frac{V_p e}{2} \leq M_b + M_d$	$M^{(A)} \leq M_b + M_d$	$M_p \leq M_b + M_d$	
	شرایطی ندارد	$V^{(A)} \leq V^{(B)}$	$M_p \leq M_b + M_d$	
	شرایطی ندارد	$2V^{(A)} \leq V^{(B)}$	$M_p \leq M_b + M_d$	
	$\frac{V_p e}{2} \leq M_b + M_d$		$V^{(A)} \leq V^{(B)}$	$M_p \leq 2M_b$
			$V^{(A)} \leq V^{(C)}$	$M_p \leq 2M_d$
			$M^{(A)} \leq M_b + M_d$	$M_p \leq M_b + M_d$



شکل ۳: اندرکنش حمش-برش مقطع HEB200 فولاد S235 [۸].



$$M^{(A)} = \frac{M_f + M_w \sqrt{1 - 4 \frac{M_f^2 - M_w^2}{V_p^2 e^2}}}{1 + 4 \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}} \quad (1)$$

$$V^{(A)} = 2 \frac{M_f + M_w \sqrt{1 - 4 \frac{M_f^2 - M_w^2}{V_p^2 e^2}}}{e \left(1 + 4 \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2} \right)} \quad (2)$$

$$M_p = f_y W_{pl} \quad , \quad V_p = f_y t_w \frac{(h - t_f)}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

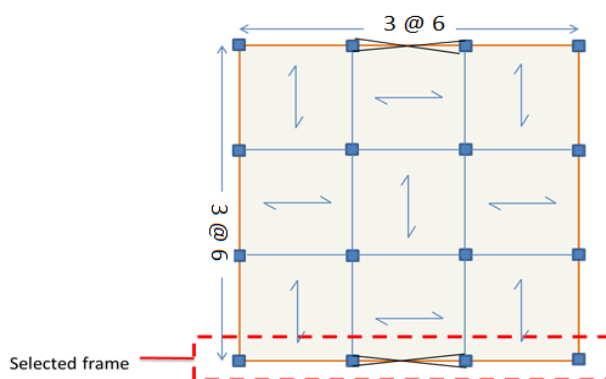
$$V^{(B)} = \frac{1}{e} \frac{M_f \left(1 - \frac{M_b + M_d}{M_f} \times \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2} \right) + M_w \sqrt{1 - \frac{(M_f + M_b + M_d)^2}{V_p^2 e^2} + \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}}}{1 + \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}} + M_b + M_d \quad (4)$$

برای محاسبه برش با توجه به جدول ۱ فرمول ۴ برای مهاربندهای ردیف اول و دوم به کار رفته است و فرمول ۵ برای ریف سوم مهاربندی V و فرمول ۶ برای مهاربندی Y در ردیف چهارم جدول به کار می‌رود.

$$V^{(B)} = \frac{1}{e} \frac{M_f \left(1 - 2 \frac{M_b}{M_f} \times \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2} \right) + M_w \sqrt{1 - \frac{(M_f + 2M_b)^2}{V_p^2 e^2} + \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}}}{1 + \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}} + 2M_b \quad (5)$$

$$V^{(C)} = \frac{1}{e} \frac{M_f \left(1 - 2 \frac{M_d}{M_f} \times \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2} \right) + M_w \sqrt{1 - \frac{(M_f + 2M_d)^2}{V_p^2 e^2} + \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}}}{1 + \frac{M_w^2}{V_p^2 e^2}} + 2M_d \quad (6)$$

برای آشنا شدن رفتار توامان خمش و برش در مقاطع قاب ها و استفاده از جدول ۲ در مقاله (منتوری و همکاران، ۲۰۱۶) [۸] به طور مثال از مقطع HEB200 مثال زده و نمودار آن را تحت شکل ۳ ارائه نموده است.
- برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها از کمیت‌های برش پایه، تغییرمکان نسبی طبقات و چرخش تیر پیوند استفاده می‌شود.
در شکل ۴ پلان سازه ارائه گردیده است.



شکل ۴: پلان سازه های نمونه.



۳-۲- جزئیات نمونه و روش تحقیق

با استفاده از یک تحلیل غیرخطی می‌توان پاسخ‌های واقعی سازه را بعد از ورود آن به حوزه عملکرد غیر ارتجاعی، نحوه توزیع خرابی و سطح عملکرد کلی آن را مورد بررسی قرار داد. برخی نتایج به دست آمده از بررسی عملکرد قاب‌های مهاربندی برون محور تحت زلزله‌های نزدیک گسل به این صورت است که:

- قاب‌های مهاربندی شده از نوع برون محور رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری نسبت به قاب‌های مهاربندی همگرا دارند. که از جمله دلایل آن قابلیت جذب انرژی بالا و به تبع آن قابلیت شکل‌پذیری بالای مهاربندی‌های برون محور می‌باشد که با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، می‌توان به این نتیجه رسید [۱۶].
- طبق نتایج به دست آمده از تحلیل غیرخطی سازه‌ها، در برابر زلزله‌های نزدیک گسل و تعداد خرابی‌ها در سازه‌ها به این نتیجه می‌رسیم که با افزایش تعداد طبقات، سازه‌ها آسیب‌پذیرتر بوده و در طراحی آنها باید دقت کرد.
- با بررسی تیرهای پیوند که کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشند، با استفاده از ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، مشخص شد اگر تیر پیوند طوری طراحی شود که رفتار آن برشی باشد، عملکرد آنها با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، مطلوب بوده و در حد ایمنی جانی جوابگوی نیاز لرزه‌ای ما می‌باشند [۱۷].

۳- روند مدلسازی

۳-۱- بارگذاری نمونه‌ها

جهت تیریزی به صورت شطرنجی در نظر گرفته شده است. بار کف‌ها معادل ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع برای بار مرده و برابر ۲۰۰ کیلوگرم برای بار زنده در نظر گرفته شده است. همچنین بار دیوارهای پیرامونی برای دهانه‌هایی که دارای مهاربند می‌باشند برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر متر و برای سایر دیوارها با فرض داشتن بازشو برابر ۴۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد.

۳-۲- مقاطع طراحی قابهای نمونه

کلیه مقاطع قاب‌ها بر اساس بهینه‌سازی در طراحی (نسبت بار وارده به بار وارده مجاز) در بازه ۰٫۸-۱ طراحی گردیده و در جداول (۲) معرفی گردیده است:

جدول ۲: مقاطع طراحی قاب‌های نمونه برای $e=0/8 m$.

تعداد طبقات	تیپ طبقات	ستون کناری	ستون وسط	تیر پیوند	تیر	بادبند
۳ طبقه	۳-۱	TUB100x10	TUB180x10	IPE360	IPE360	2UPN160
۶ طبقه	۳-۱	TUB120x20	TUB180x25	IPE450	IPE360	2UNP220
	۶-۴	TUB120x80	TUB180x10	IPE400	IPE360	2UNP180
۹ طبقه	۳-۱	TUB140x20	TUB240x30	IPE500	IPE360	2UNP240
	۶-۴	TUB140x10	TUB240x20	IPE450	IPE360	2UNP220
	۹-۷	TUB140x80	TUB240x16	IPE360	IPE360	2UNP180
۱۲ طبقه	۳-۱	TUB160x20	TUB260x40	IPE500	IPE360	2UNP240
	۶-۴	TUB160x16	TUB260x30	IPE500	IPE360	2UNP240
	۹-۷	TUB160x16	TUB260x20	IPE450	IPE360	2UNP220
	۱۲-۱۰	TUB160x10	TUB260x16	IPE360	IPE360	2UNP180



جدول ۳: مقاطع طراحی قاب های نمونه برای $e=1/40m$

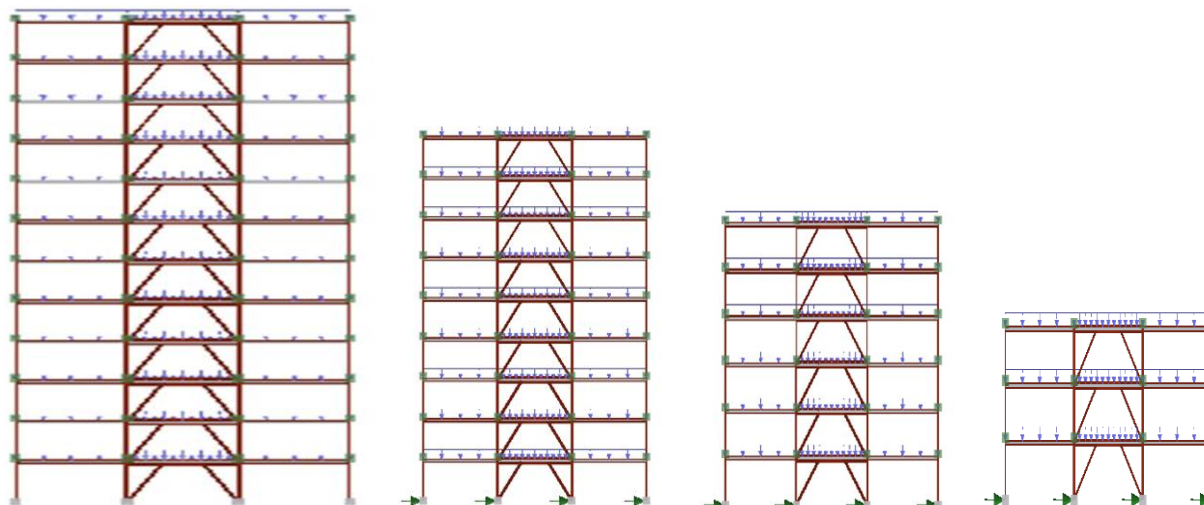
تعداد طبقات	تیپ طبقات	ستون کناری	ستون وسط	تیر پیوند	تیر	بادبند
۳ طبقه	۳-۱	TUB100x10	TUB180x10	IPE450	IPE260	2UPN160
	۳-۱	TUB120x20	TUB180x25	IPE500	IPE260	2UNP220
۶ طبقه	۶-۴	TUB120x80	TUB180x10	IPE500	IPE260	2UNP180
	۳-۱	TUB140x20	TUB240x30	IPE600	IPE260	2UNP240
۹ طبقه	۶-۴	TUB140x10	TUB240x20	IPE550	IPE260	2UNP220
	۹-۷	TUB140x80	TUB240x16	IPE450	IPE260	2UNP180
	۳-۱	TUB160x20	TUB260x40	IPE600	IPE260	2UNP240
۱۲ طبقه	۶-۴	TUB160x16	TUB260x30	IPE600	IPE260	2UNP240
	۹-۷	TUB160x16	TUB260x20	IPE550	IPE260	2UNP220
	۱۲-۱۰	TUB160x10	TUB260x16	IPE450	IPE260	2UNP180

جدول ۴: مقاطع طراحی قاب های نمونه برای $e=2/00m$

تعداد طبقات	تیپ طبقات	ستون کناری	ستون وسط	تیر پیوند	تیر	بادبند
۳ طبقه	۳-۱	TUB100x10	TUB180x10	IPE400	IPE260	2UPN160
	۳-۱	TUB120x20	TUB180x25	IPE450	IPE260	2UNP220
۶ طبقه	۶-۴	TUB120x80	TUB180x10	IPE450	IPE260	2UNP180
	۳-۱	TUB140x20	TUB240x30	IPE550	IPE260	2UNP240
۹ طبقه	۶-۴	TUB140x10	TUB240x20	IPE500	IPE260	2UNP220
	۹-۷	TUB140x80	TUB240x16	IPE400	IPE260	2UNP180
	۳-۱	TUB160x20	TUB260x40	IPE550	IPE260	2UNP240
۱۲ طبقه	۶-۴	TUB160x16	TUB260x30	IPE550	IPE260	2UNP240
	۹-۷	TUB160x16	TUB260x20	IPE500	IPE260	2UNP220
	۱۲-۱۰	TUB160x10	TUB260x16	IPE400	IPE260	2UNP180

۳-۳- مدلسازی غیر خطی سازه ها

برای مدلسازی سازه از روش المان های فیبری استفاده شده است. استفاده از مدل سازی فیبری این امکان را می دهد تا بدون قضاوت از قبل این امکان فراهم شود تا رفتار غیرارجاعی در هر یک از المان های سازه ای تشکیل شود، به شرطی که نیاز تغییرشکلی عضو در ظرفیت پلاستیک آن تجاوز کند. بنابراین، تمامی المان های تیر و ستون به صورت المان های فیبری مدل سازی می شوند، به غیر از تیرهایی که در دهانه های ساده قرار دارند و رفتار کاملاً ارتجاعی خواهند داشت. شکل ۵ مدل های قاب ها را نشان می دهد [۱۸].



شکل ۵: تیپ بندی قاب های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه مدل سازی در برنامه SeismoStruct [۹].

۴-۳- مشخصات رکوردهای انتخابی

برای بررسی پارامترهایی از قبیل برش پایه، جابجایی نسبی طبقات، دریافت و ... تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ۱۰ رکورد نزدیک گسل و ۳ رکورد دور از گسل انجام گرفته است. این رکوردها دارای ویژگی‌های مشترک مورد نظر آیین نامه بوده و مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ مقیاس شده است. مشخصات رکورد زلزله‌های نزدیک گسل که در مدل سازی مورد استفاده قرار گرفته در جدول ۵ و طیف رکوردها را در شکل ۶، نشان داده شده است.

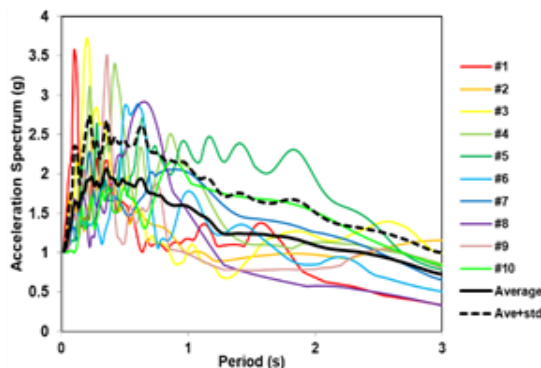
جدول ۵: مشخصات رکوردهای نزدیک به گسل

no	Earthquake ^a	Mw _b	^c R (km)	^d PGV (cm/s)
۱	1979 Imperial Valley-06, El Centro, Array #3	۶,۵	۰,۳۴	۴۴
۲	1979 Imperial Valley-06, Agrarias	۶,۵	۰,۶۵	۵۴
۳	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #5	۶,۵	۳,۹۵	۹۱
۴	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #6	۶,۵	۱,۳۵	۱۱۲
۵	1981 Westmorland, Parachute Test Site	۵,۹	۱۶,۶۶	۳۶
۶	1987 Superstition Hills-02, Parachute Test Site	۶,۵	۰,۹۵	۱۰۷
۷	1992 Erzic Turkey, Erzincan	۶,۷	۴,۳۸	۹۵
۸	1994 Northridge-01, Jensen Filter Plant	۶,۷	۵,۴۳	۶۷
۹	1994 Northridge-01, Jensen Filter Plant Generator	۶,۷	۵,۴۳	۶۷
۱۰	1999 Chi-Chi, Taiwan, CHY101	۷,۶	۹,۹۶	۸۵

a= محل وقوع زلزله b= ریشتر c= فاصله از گسل d= سرعت متوسط موج برشی



مشخصات رکورد زلزله‌های نزدیک گسل که در مدل سازی مورد استفاده قرار گرفته در جدول ۶ و طیف رکوردها را در شکل ۷، نشان داده شده است.



شکل ۶: طیف رکوردهای نزدیک به گسل.

جدول ۶: مشخصات رکوردهای دور از گسل.

NO	^a EarthQuake	^b M_w	^c R (km)	^d PGV (cm/s)
1	Chi-Chi CHY101-W, Taiwan, Septemer 20, 1999	۷,۶	۱۱,۱۴	۷۰,۶۴
2	Imperial Valley, H-E01240, Octoer 15, 1979	۶,۵	۱۰,۴۰	۳۱,۵۸
3	Loma Prieta, G02090, Octoer, 1989	۶,۹	۱۲,۷۰	۴۰,۲۱

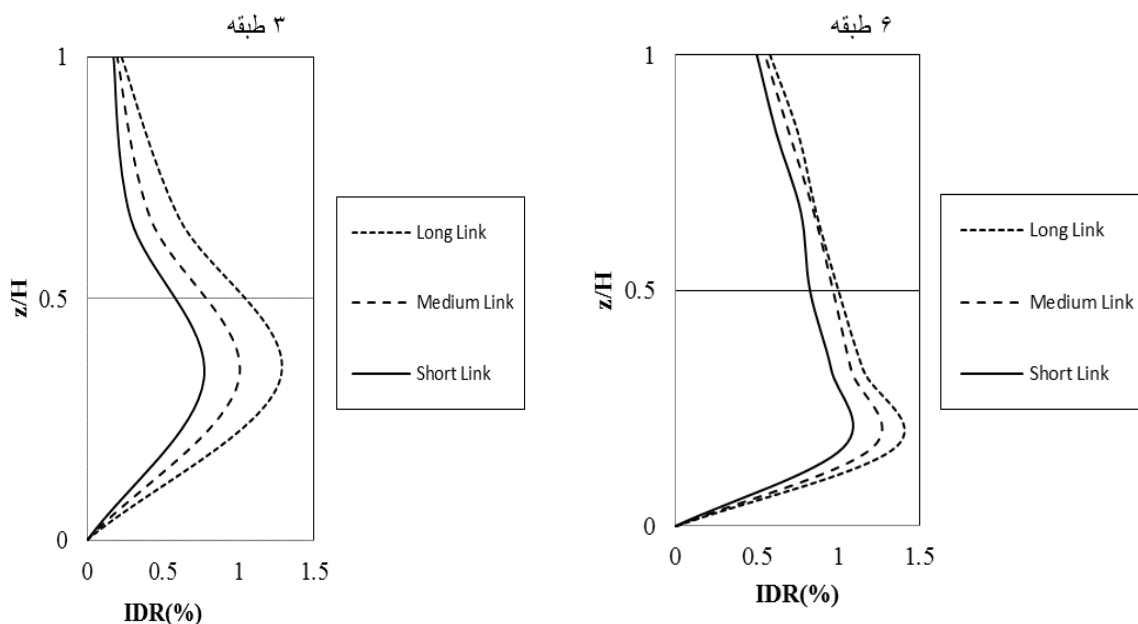
a= محل وقوع زلزله b= ریشتر c= فاصله از گسل d= سرعت متوسط موج برشی

۴- بررسی پاسخ کمیت های لرزه ای

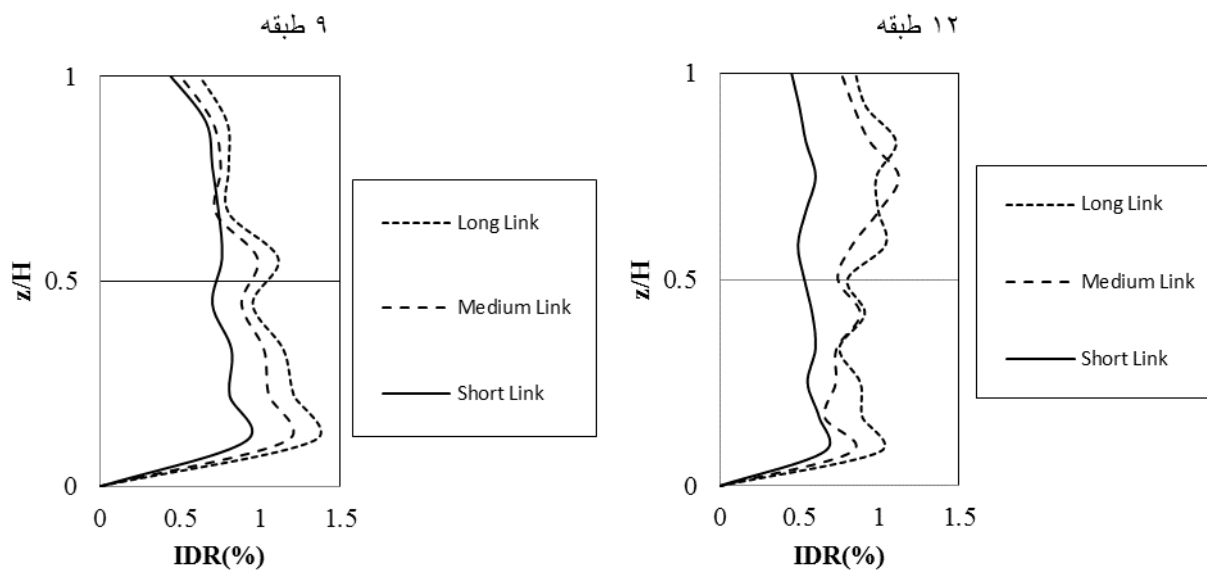
۴-۱- پاسخ کمیت های لرزه ای رکوردهای نزدیک به گسل

۴-۱-۱- پاسخ دریفت سازه ها

با مقایسه نمودارهای ارائه شده در شکل ۸ و شکل ۹ ملاحظه می گردد که برای تمامی قابها افزایش طول تیر پیوند باعث افزایش پاسخ دریفت نسبی طبقات نیز می گردد. دلیل اصلی این امر کاهش سختی جانبی قاب است. هر چه طول تیر پیوند کمتر می شود، رفتار از حالت خمشی به سمت رفتار برشی حرکت می کند.



شکل ۸: توزیع پاسخ دررفت نسبی در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه.



شکل ۹: توزیع پاسخ دررفت نسبی در قاب‌های ۹ و ۱۲ طبقه.



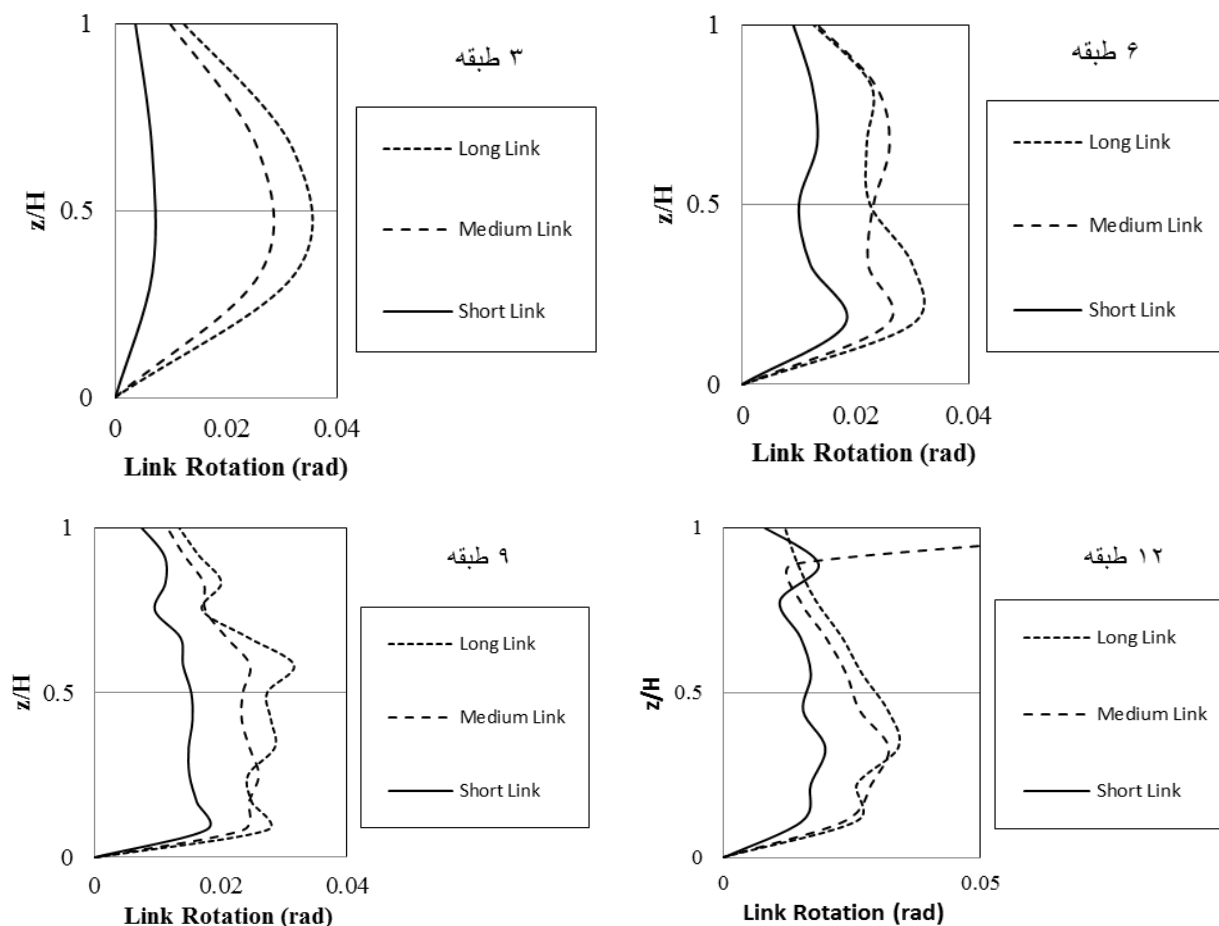
جدول ۷: مقادیر حداکثر پاسخ در یافت نسبی قاب‌های نمونه.

	$e=2/0.0m$	$e=1/4.0m$	$e=0/8.0m$
۳ طبقه	۱,۲۷۸۷۱	۱,۰۰۲۵۹۴	۰,۷۷۱۹
۶ طبقه	۱,۳۴۷۶۵	۱,۲۱۱۸۴۴	۱,۰۳۰۸
۹ طبقه	۱,۳۳۴۷۱	۱,۱۶۴۳۴۴	۰,۹۱۰۹
۱۲ طبقه	۱,۱۰۵۳	۱,۱۲۱۲	۰,۶۵۶۵

بر اساس مقادیر ارائه شده در جدول ۷ می‌توان دریافت که مقدار پاسخ در یافت ماکزیمم برای قاب‌های مهاربندی شده برون محور تا حد زیادی به طول تیر پیوند بستگی دارد، به نحوی که مقدار پاسخ در یافت برای طول ۲ متر که متناظر با رفتار خمشی در تیر پیوند است به‌طور میانگین ۵۰ درصد بیش از حالتی است که طول تیر پیوند برابر ۰/۸ متر است.

۴-۱-۲- پاسخ چرخش تیر پیوند

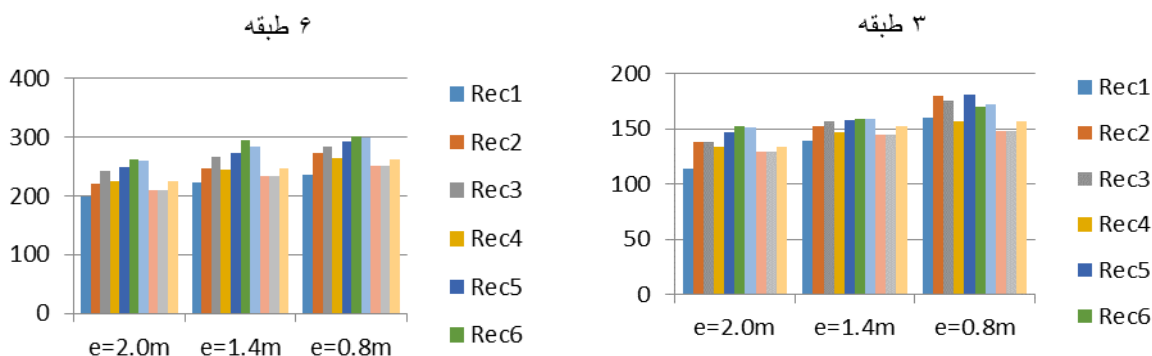
در تحلیل پلاستیک قاب‌ها چنین ماکنیزمی به عنوان مکانیزم خرابی شناخته می‌شود. هدف جلوگیری از تشکیل مکانیزم نمی‌باشد، بلکه هدف، کنترل محل مفاصل پلاستیک در مکانیزم و اطمینان از نامناسب بودن دوران پلاستیک مورد نیاز در مقایسه با دوران پلاستیک موجود در سیستم می‌باشد لذا در این قسمت از پایان نامه با بررسی چرخش تیر به این مورد پرداخته می‌شود. با توجه به نمودارهای شکل ۱۰، در این شکل‌ها، می‌توان دریافت که با افزایش طول تیر پیوند، مقدار چرخش آن نیز افزایش می‌یابد. بدیهی است که افزایش طول تیر پیوند متناسباً باعث افزایش ظرفیت چرخشی آن نیز می‌شود. بنابراین می‌توان گفت این روند قابل پیش‌بینی می‌باشد. بر اساس نتایج حاصل از مطالعات گذشته مشخص شده است که طول کوتاه تیر پیوند رفتار چرخه‌ای پایدارتری را از خود نشان می‌دهد که با لحاظ این موضوع می‌توان گفت طول کوتاه انتخاب بهتری برای تیر پیوند است.



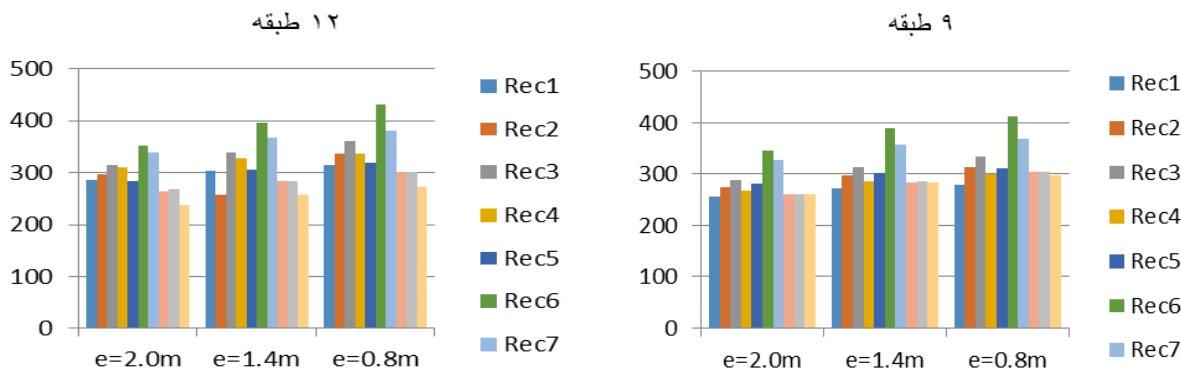
شکل ۱۰: میانگین چرخش تیر پیوند در طبقات.

۴-۳- پاسخ برش پایه

در ادامه، پاسخ برش پایه قاب‌های مورد مطالعه مطابق شکل‌های ۱۱ و ۱۲ ارائه شده است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی و با توجه به جدول ۸، می‌توان گفت در تمامی قاب‌های نمونه با افزایش طول تیر پیوند مقدار برش پایه میانگین، کاهش یافته است. هرچند میزان تغییرات چندان قابل توجه نیست و با تغییر طول تیر پیوند از مقدار ۰/۸ متر تا ۲/۰ متر، مقدار برش پایه به‌طور میانگین در حدود ۲۰ درصد کاهش یافته است. بنابراین، به نظر می‌رسد در نظر گرفتن پاسخ تغییرمکانی در تعیین طول تیر پیوند نقش مهم‌تری دارد و با کاستن از طول تیر پیوند می‌توان مقدار تغییرمکان‌های جانبی را تا حد زیادی کاهش داد، در حالی که مقدار برش پایه تنها تا ۲۰ درصد افزایش می‌یابد. البته این نتیجه زمانی صحیح است که مقدار شکل‌پذیری المان تیر پیوند در مود رفتار برشی نیز کافی باشد.



شکل ۱۱: پاسخ حداکثر برش پایه قاب ۳ و ۶ طبقه تحت رکوردهای انتخابی.



شکل ۱۲: پاسخ حداکثر برش پایه قاب ۹ و ۱۲ طبقه تحت رکوردهای انتخابی.

جدول ۸: پاسخ میانگین برش پایه قاب‌های نمونه.

طول تیر پیوند	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۹	طبقه ۱۲
e=۲/۰۰m	۱۳۷	۲۳۰	۲۸۲	۲۹۵
e=۱/۴۰m	۱۵۲	۲۵۴	۳۰۷	۳۱۲
e=۰/۸ m	۱۶۵	۲۷۲	۳۲۳	۳۳۶

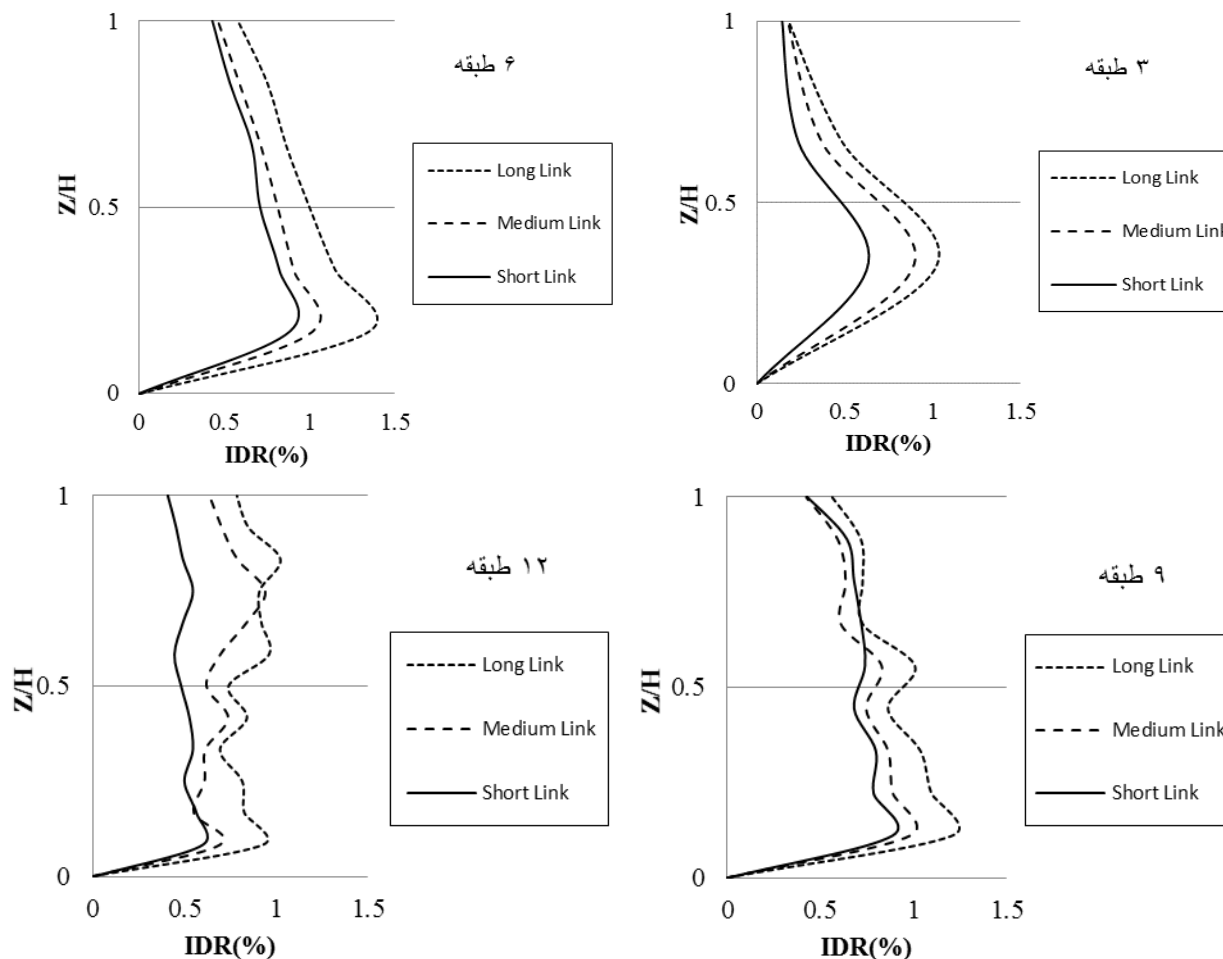
۲-۴- ارزیابی عملکرد قاب های نمونه تحت

۲-۴-۱- پاسخ دریفت سازه ها

اثر دریفت نسبی طبقات تحت رکورد زلزله های دور از گسل مورد بررسی و نمودارهای آن در قالب شکل ۱۰ ارائه گردیده است. با توجه به نمودارهای شکل ۱۳ مشخص می شود که علیرغم مقیاس سازی رکوردهای زلزله، پاسخ قاب های نمونه تحت سه رکورد انتخابی تا اندازه ای با هم تفاوت دارد؛ اما روند کلی نشان می دهد که با افزایش طول تیر پیوند مقادیر پاسخ دریفت نسبی طبقات افزایش می یابد. با نگاهی به نمودارهای ارائه شده مشخص می شود که مطابق انتظار، مقدار دریفت در قاب هایی که تیر پیوند بلندتری دارند بیشتر است. همچنین مشخص می شود که پاسخ دریفت قاب های نمونه تحت رکوردهای دور از گسل اندکی کمتر از پاسخ آنها



تحت رکوردهای نزدیک به گسل می‌باشد. برای این منظور مقدار حداکثر پاسخ دررفت نسبی طبقات برای قاب‌های نمونه تحت رکوردهای دور از گسل در جدول ۹ نشان داده شده است.



شکل ۱۳: میانگین پاسخ دررفت قاب‌ها تحت رکوردهای دور از گسل.

جدول ۹: میانگین پاسخ دررفت قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل.

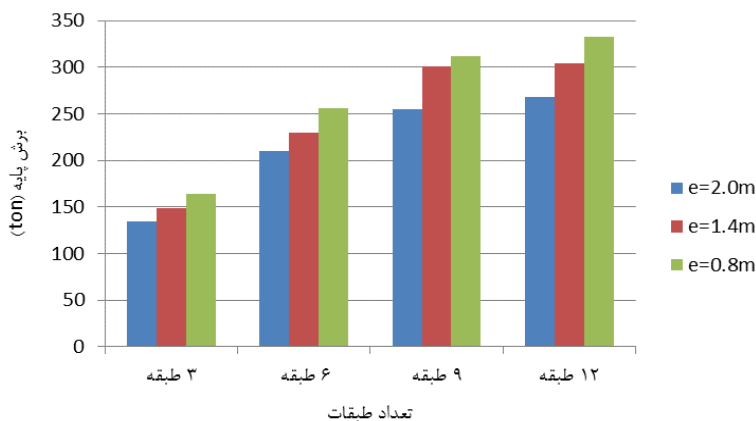
	$e=2/0\text{ m}$	$e=1/4\text{ m}$	$e=0/8\text{ m}$
طبقه ۳	۱,۰۲۴۶۸۲	۰,۸۹۵۵۴	۰,۶۳۴۳۲۹
طبقه ۶	۱,۳۴۴۵۸۲	۱,۰۱۳۷۷۵	۰,۸۸۵۴۱۳
طبقه ۹	۱,۲۰۹۹۱۹	۰,۹۸۴۶۳	۰,۸۸۷۳۳۱
طبقه ۱۲	۱,۰۲۰۲۴۱	۰,۹۴۰۷۶	۰,۵۹۷۸۴۹



مقایسه این نتایج با میانگین پاسخ قاب‌های نمونه تحت رکوردهای نزدیک به گسل نشان می‌دهد که حداکثر پاسخ دررفت قاب‌ها تحت رکوردهای دور از گسل بین ۵ تا ۱۵ درصد کمتر از پاسخ آنها تحت رکوردهای نزدیک به گسل است. همانطور که در نمودار شکل ۱۳ مشاهده می‌شود با افزایش طول تیر پیوند دررفت در طبقات کمتر بیشتر می‌گردد به طور کلی می‌توان دریافت برای سازه‌های با طبقات کمتر طول تیر پیوند باید کاهش یابد تا دررفت کمتری داشته باشد و حساسیت طول تیر پیوند در دررفت طبقات برای سازه‌های کوتاه از اهمیت بیشتری برخوردار می‌باشد.

۴-۲-۲- پاسخ برش پایه تحت رکوردهای دور از گسل

یکی از کمیت‌های مهم پاسخ لرزه‌ای جهت تعیین نیازهای نیرویی در المان‌های سازه‌ای برش پایه است. هر چه میزان برش پایه بیشتر باشد، نیاز نیرو و لنگر در المان‌های سازه‌ای افزایش می‌یابد. برای بررسی تأثیر طول تیر پیوند بر پاسخ برش پایه قاب‌های نمونه، مقدار حداکثر پاسخ برش پایه قاب‌های نمونه تحت رکوردهای اعمالی از طریق تحلیل‌های دینامیکی تعیین گردید. برای این منظور مقدار پاسخ نیروی افقی در گره‌های تکیه‌گاهی در هر یک از گام‌های بارگذاری دینامیکی با یکدیگر جمع می‌شوند تا برآیند آنها مقدار کل برش وارده به تکیه‌گاه سازه را مشخص کند. با مقایسه مقادیر پاسخ برش پایه قاب‌های نمونه تحت رکوردهای دور از گسل نشان می‌دهد که مشابه رکوردهای نزدیک به گسل، پاسخ برش پایه قاب‌هایی که دارای طول بلندتری برای تیر پیوند هستند به دلیل سختی کمتر، اندکی کمتر از پاسخ برش پایه قاب‌های با تیر پیوند کوتاه هستند. بدیهی است که با کاهش سختی و نرم‌تر شدن سازه، مقادیر برش پایه کاهش می‌یابد. همچنین در شکل ۱۴ مقایسه پاسخ برش پایه تحت رکوردهای دور و نزدیک به گسل نشان می‌دهد که برش پایه قاب‌های نمونه تحت رکوردهای دور از گسل تا ۱۰ درصد کمتر از رکوردهای نزدیک به گسل است.



شکل ۱۴: مقادیر پاسخ حداکثر برش پایه قاب‌های نمونه تحت رکوردهای دور از گسل.

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

همانطور که نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی برای هر رکورد زلزله برای تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند مقایسه شد مشاهده گردید تقریباً در تمام زلزله‌ها تغییر مکان نسبی برای قاب با تیر کوتاه، کمتر از تیر متوسط و بلند بوده است. نکته‌ای که در این نمودارها دیده شد مقدار یکنواخت‌تر تغییر مکان‌ها در قاب با تیر پیوند کوتاه خصوصاً در طبقات پایین‌تر است که نشان دهنده



عملکرد بهتر قاب با تیر پیوند کوتاه از این نظر می‌باشد. در ادامه بررسی نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی مشاهده شد میانگین تغییر مکان‌ها برای قاب با تیر پیوند کوتاه کمتر بوده و توزیع یکنواخت‌تری در ارتفاع سازه داشته است.

- در نمودارهای زاویه چرخش مشاهده شد در هیچ یک از زلزله‌ها و برای هیچ کدام از طبقات زاویه چرخش از مقادیر مجاز آیین نامه فراتر نرفته است. اما در قاب با تیر پیوند بلند مشاهده می‌شود که در بعضی از طبقات تیر پیوند اصلاً وارد ناحیه پلاستیک نشده و در نتیجه در استهلاک انرژی شرکت نمی‌کنند در حالی که تیر پیوند در طبقات پایین‌تر وارد ناحیه پلاستیک شده و اکثراً زاویه دوران قابل توجهی نیز دارند.

- با توجه به نمودارهای دوران می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از طول تیر پیوند کمتر از ۰٫۸ متر به علت آن که صفحات اتصال مهاربند در واقعیت و اجرا به هم می‌چسبند و مهاربند برون محور همانند مهاربند هم‌محور عمل کنند. با توجه به مطالب فوق الذکر وقتی دو صفحه به هم می‌چسبند محل تلاش‌های تیر پیوند، افت شدید می‌کند، دیگر تیر پیوند نمی‌تواند دوران کند و چون سختی تیر پیوند در جهت دوران بالا رفته و دوران تیر پیوند، افت شدید می‌کند. دیگر تیر پیوند نمی‌تواند با دوران‌های پلاستیک آزادانه، باعث اتلاف انرژی شود لذا با توجه به مقاله آقای زارع و همکاران [۱۹] طول تیر پیوند از ۰٫۸ متر مدل گردید.

- با در نظر گرفتن این مطلب که با افزایش تعداد طبقات نیروی جانبی افزایش می‌یابد و این عامل باعث افزایش مقاطع می‌گردد، می‌توان نتیجه گرفت با افزایش طبقات و افزایش مقاطع مفاصل پلاستیک تغییر می‌یابد که باعث افزایش اندک ضریب رفتار مدل قاب‌ها ۳ طبقه به ۱۲ می‌باشد که برخلاف رفتار نرم افزار سازه‌های بلند مرتبه رخ می‌دهد.

- نتایج تحلیل‌های دینامیکی نشان می‌دهد که هر چه طول تیر پیوند افزایش می‌یابد و رفتار تیر پیوند از حالت برشی به رفتار خمشی نزدیک می‌شود و نیاز تغییر مکانی در سازه بیشتر و نیاز برش پایه کمتر می‌شود.

- افزایش طول تیر پیوند از مقدار ۰٫۸ متر تا مقدار ۲ متر باعث می‌شود تا مقدار حداکثر دررفت نسبی طبقات بین ۴۰ تا ۷۰ درصد افزایش یابد.

- مقدار چرخش تیر پیوند نیز با افزایش طول تیر پیوند افزایش می‌یابد.

- پاسخ برش پایه سازه‌ها تحت رکوردهای دور از گسل در حدود ۱۰ درصد و پاسخ حداکثر دررفت نسبی طبقات در حدود ۱۵ درصد کمتر از پاسخ سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک به گسل است.

- با افزایش طول تیر پیوند مقدار سختی جانبی کاهش می‌یابد و نیازهای تغییر مکانی افزایش می‌یابد.

۶- مراجع

[1]- Mohebkhah, A., Chegeni, B., 2014, **Overstrength and rotation capacity for EBF links made of European IPE sections**, Thin-Walled Structures, 255-260.

[2]- Caprili, S., Morelli, F., Mussini, N. and Salvatore, W., 2018, **Experimental tests on real-scale EBF structures with horizontal and vertical links**. Author's Accepted Manuscript, Data in Brief.

[3]- Vetr, M. Gh., Ghamari, A., and Bouwkamp, J., 2017, **Investigating the nonlinear behavior of Eccentrically Braced Frame with Vertical shear links (V-EBF)**, Journal of Building Engineering, 23-45.

[4]- Danesh Ashtiyani, A., and Naserifar, A., 1396, **Numerically investigation of the behavior of long link to column connections with reduced section**, Modelling in Engineering (JME), 152-156.



- [5]- Raissi Dehkordi, M., Alizadeh, M., and Eghbali, M., 1395, **Seismic Evaluation of Steel Moment Frames Rehabilitated with CBF, EBF and BRBF Braced Systems**, Modelling in Engineering (JME), 96-100.
- [6]- Adlparvar, M., 1389, **Optimized Analysis and Design of the link Beam with Eccentrically Braced Frame**. Modelling in Engineering (JME), 152-156.
- [7]- Hejazi T., Rahimi bandar abadi, H. and Hossein, A., 1394, **Analytical study of seismic performance of EBF link systems**. Tehran, Second National Iranian Structural Engineering Conference, 89-93.
- [8]- Rosario, M. Elide, N., Vincenzo, P., 2016, **Theory of Plastic Mechanism Control for MRF–EBF dual systems: Closed form solution**, Elsevier, Engineering Structures, 288-292.
- [9]- EN 1998-1. Eurocode 8, 2004, **design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules**, seismic actions and rules for buildings. CEN.
- [10]- CSI 2007. SAP 2000: integrated finite element analysis and design of structures. Analysis reference, Berkeley: Computer and Structure Inc., University of California.
- [11]- Code-No.360, 1385, **Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings**, Management and Planning Organization of the country – I.R.I.
- [12]- Seismosoft, 2016, **SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures**, Available from URL: www.seismosoft.com
- [13]- Peer ground motion database. All earthquake record that used. [Online] Available at: <https://ngawest2.berkeley.edu/> [5/5. 1396].
- [14]- Standard No: 2800, 1393, **Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings**, permanent Committee for Revising The Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 4th edition.
- [15]- Seismosoft [2016] "SeismoSignal - A computer program for signal processing of time-histories". Available from URL: www.seismosoft.com
- [16]- Khalili, S., Meshkodini, A., and Ghamsari, J. K., 1396, **Seismic performance of high rise hybrid structures with moment frame configuration**, Journal of structural and construction engineering, 1(11), 88-97.
- [17]- Mozzafari jooybari, Y., Mahmoodi, Y. and Maghsoodian, Sh., 1391, **investigating the performance of EBF steel frames under earthquake near the fault seismic load**, Babolsar: Second national conference of structures, earthquakes, geotechnic, 112-113.
- [18]- Farahan, S., and Mohebkah, A., 1394, **Overstrength of Displacement-Based Designed Eccentrically Braced Steel Frames**, Journal of structural and construction engineering, 4(5), 48-61.
- [19]- Zare, M., Khoshmood, A., and Shekasteband, B., 1394, **Analysis of the sensitivity coefficient of the steel eccentric braced frame behavior with respect to the number of story and the span width**, 3rd National & 1st International Conference in applied research on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning.