

Investigation of the behavior of semi-conductive welded steel joints on seismic behavior of 3D steel frames

Majid Malekzadeh¹, Mohsen Ali Shayanfar^{2*}

- 1- PhD student in Civil Engineering, Structural Engineering, University of Science and Technology, Tehran, Iran
2- Faculty member of the Faculty of Civil Engineering, University of Science and Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Given that bent steel bending frames are one of the load-resisting systems such as earthquakes and winds, the role of bonding resistance in these frames will be crucial. The purpose of this study was to investigate the behavior of semi-conductive welded steel joints on the seismic behavior of 3D steel frames. The results of this study show that with the decrease in the number of structural classes, in this project the reduced formability of the structures decreases the IDA curves to a lower IM level, indicating that with increasing Structural plasticity can be achieved by higher computations in structures at the same earthquake level. Also, the coating curves corresponding to the structures with less ductility are at a higher level, that is, the coating curve is lower at higher level, with increasing formability in nonlinear static analysis. In other words, with increasing rigidity of the joints, the structures behave more rigidly and their bending curves are higher and the structures with higher plasticity become horizontal at lower seismic intensity levels. And the rigid structures are at a higher level, which is also reflected in the results of nonlinear static analysis, and by decreasing the rigidity of the joints, the effective alternation time of the asymmetric structure increases and the spectral acceleration decreases. Also with decreasing joint rigidity, the contribution of higher modes increased, so in semi-rigid joints the number of effective mods in the structures is higher than the rigid state. This issue can play an important role in the design of the structure. According to the findings of this study, little work can be done to investigate this method in the country, although research on the behavior of welded steel joints has so far been studied. The seismic behavior of the steel frames has not been realized and the results of this research are evident due to its comprehensive nature.

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 January 2020
Revise Date: 06 May 2020
Accept Date: 12 May 2020

Keywords:

*Semiconductor Joints (RBS)
Seismic Behavior
Incremental Dynamic Analysis (IDA)
Performance Based Design*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.214764.2040>

*Corresponding author: Mohsen Ali Shayanfar

Email address: mohsen.shayanfar2010@gmail.com

بررسی رفتار اتصالات جوش شده فولادی نیمه گیردار بر رفتار لرزه ای قاب‌های فولادی سه بعدی

مجید ملک زاده^۱، محسنعلی شایانفر^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری رشته مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران

۲- عضو هیئت علمی دانشکده فنی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ایران

چکیده

نظر به اینکه قاب های خمشی فولادی با اتصال گیردار یکی از سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند زلزله و باد هستند، نقش مقاومت اتصال در این قاب ها نقش حیاتی خواهد بود. اتصال استخوانی یکی از اتصالات مدرن گیردار جوشی است، که پس از زلزله های دو دهه اخیر مورد توجه طراحان سازه قرار گرفته است. در این پژوهش به بررسی نوعی از اتصال نیمه صلب اصلاح شده مناسب جهت تخمین میزان جذب انرژی این نوع اتصالات پرداخته شده است. از نتایج برمی آید که با کاهش تعداد طبقات سازه، شکل پذیری سازه ها کاهش یافته و با افزایش شکل پذیری سازه ها می توان به دریفت های بالاتری در سازه ها، در یک سطح زلزله ی زلزله یکسان دست یافت. به عبارتی با افزایش صلبیت اتصالات، سازه دارای رفتار صلب تری می باشد و نیز سازه های دارای شکل پذیری بیشتر، در سطح شدت لرزه ای پایین تری افقی می گردند و سازه های صلب تر در سطح بالاتری قرار می گیرند که در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز نمود پیدا کرده است و با کاهش صلبیت اتصالات، زمان تناوب موثر سازه نامتقارن افزایش می یابد و شتاب طیفی کاهش می یابد. همچنین نشان داده شده است که اتصال RBS تاثیر کمی در قسمت خطی منحنی ها دارد ولی با افزایش دریفت ها، کاهش اضافه مقاومت سازه قابل توجه است. این نوع اتصال باعث افزایش تقاضای تغییرشکلی در مفاصل تیرها می گردد. افزایش ضریب رفتار در اتصال با جان کاهش یافته نسبت به اتصال معمولی بیشتر است و با کاهش صلبیت اتصالات، درصد مشارکت مودهای بالاتر افزایش یافته بنابراین در سازه های دارای اتصالات نیمه صلب تعداد مودهای موثر در سازه نسبت حالت صلب بیشتر است. این موضوع در طراحی سازه نقش مهمی ایفا میکند. لذا همانطور که از نتایج این پژوهش برمی آید، در کارهای کمی می توان بررسی همه جانبه این روش را در کشور مشاهده نمود چراکه تا کنون بررسی در راستای موضوع این پژوهش صورت نپذیرفته است.

کلمات کلیدی: اتصالات نیمه گیردار (RBS)، رفتار لرزه ای، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، طراحی بر اساس عملکرد

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.214764.2040	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.214764.2040	۱۴۰۰/۰۶/۳۱	۱۳۹۹/۰۲/۲۳	۱۳۹۹/۰۲/۲۳	۱۳۹۹/۰۲/۱۷	۱۳۹۸/۱۰/۱۶
				*نویسنده مسئول:		
				محسنعلی شایانفر		
				mohsen.shayanfar2010@gmail.com		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

پس از زمین لرزه نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵)، راه حل های جایگزین ساخت و ساز برای قاب های فولادی نیمه صلب در مناطق لرزه ای مورد توجه و بررسی قرار گرفت. این تحقیقات به دنبال یافتن راه حلی برای افزایش شکل پذیری تمامی اجزا اتصال و محدود کردن مدهای شکست بودند. قاب های خمشی فولادی به گونه ای طراحی می گردند که قابلیت اتلاف انرژی زیادی بر اثر جاری شدن و تغییر شکل های پلاستیک داشته باشند. برای جذب انرژی قابل توجه ناشی از زلزله، وقوع تسلیم و تشکیل مفصل پلاستیک ضروری است و شکست ترد اتصال مانع از این می شود که اتصالات خمشی جوشی، رفتار غیر الاستیک مورد نظر را برای مقاومت در برابر بارهای زلزله از خود نشان بدهند. برکات و چن^۱ به بررسی تجزیه و تحلیل طراحی قاب های نیمه صلب (ارزیابی و پیاده سازی) پرداخته اند. آنها مفروضات، رویه ها و مدل های پیشنهادی مرتبط با روش تحلیل ساده برای قاب های انعطاف پذیر بدون مهاربند را مورد ارزیابی قرار داده اند [۱]. دیرلین و همکاران^۲ به بررسی روش های بهبود یافته برای ساختن ساختاری مدون و محدود واقع بینانه، یک روش برای ترکیب رفتار اتصال غیرخطی در تجزیه و تحلیل ساختارهای سه بعدی را بیان نموده اند. مدل اتصال طراحی شده در این مقاله شامل پاسخ غیرخطی ممان برای چرخش در جهت محور بزرگ و کوچک می باشد [۲]. برکات و چن^۳ همچنین تلاش کرده اند تا روش ساده ای از تحلیل قاب انعطاف پذیر را از نظر برخی روش های طراحی AISC / LRFD که قبلاً تدوین شده است، را توسعه دهند. آن ها دو مدل ارتباطی ایده آل شده پیشنهاد شده است: اول، بازنویسی جهت قاب های صلب اولیه اصلاح شده است؛ دوم مدلی است که توسط روش تیر-ستون طراحی شده است. مدل های ارتباطی برای اجرا در تحلیل مرتبه اول از عدم قطعیت ها^۴ و پیچیده قاب طراحی شده اند [۳]. شایان فر و همکاران^۵ نیز به بهبود تخمین پایه ساختاری مرتبه اول توسط شبیه سازی مونت کارلو پرداخته اند. روش پیشنهادی کارایی FORM را با ترکیب با روش مونت کارلو تقویت می کند. روش پیشنهادی از طریق مثال های مشخصی به اثبات رسیده است. نتایج نشان می دهد دقت بالای روش پیشنهادی و کاهش قابل توجهی در تعداد نمونه ها در مقایسه با مونت کارلو وجود دارد [۴]. توماس و همکاران^۶ به بررسی قابلیت اطمینان رفتار جوشی اتصالات قاب های نیمه صلب پرداخته اند. آن ها گزارش داده اند که هدف آن ارائه یک پایگاه داده آماری برای ایجاد درجه قابلیت اطمینان از توان و صلبیت برای یک نوع رابطه می باشد. برای این منظور، نمونه های اتصال به طور مشابه یکسان از منابع مختلف تحت شرایط مشابه آزمایش شدند. منحنی ممان-چرخش به دست آمده از این آزمون ها، پایگاه داده ای را برای تعیین حالت های احتمالاتی قابلیت اطمینان را که با رفتار مشخص این اتصالات قابل انتظار است، تشکیل می دهد [۵]. چن و کیشی^۷ با استفاده از داده های تست های آزمایشگاهی، یک پایگاه اطلاعاتی در ارتباط با اتصالات تیر به ستون فولادی نیمه صلب و صلب کامل در دانشگاه پوردو را شرح داده اند. با تهیه این پایگاه داده ای به طور سیستماتیک، برنامه بانک اطلاعاتی اتصالات فولادی (SCDB^۸) توسعه یافته است [۶]. کیشی و چن^۹ به بررسی روابط ممان-چرخش اتصالات نیمه صلب دارای زاویه پرداخته اند. آنها روابط ممان-چرخش را از اتصالات نیمه صلب تیر به ستون فولادی که شامل اتصالات زاویه ای یک و دو و زاویه بالا و نشیمن با زاویه دو یا دو زاویه می باشد را بررسی نموده اند [۷]. فرزانه و همکاران به ارزیابی اتصالات خمشی تقویت شده با ورق پشت بنددار پرداخته اند. آنها گستردگی آسیب دیدگی های اتصالات ساختمان های فولادی پس از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج را به وجود نقایص اساسی در طراحی و شیوه های ساخت قاب های خمشی فولادی ویژه به اثبات رسانده اند. وقوع شکست های ترد در اتصالات سازه های فولادی جوشی در این زلزله نشان داد که خسارت در قاب های خمشی با عملکرد اتصال رابطه مستقیم دارد و تمامی این گسیختگی های ترد در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ داده است. تحقیق حاضر به بررسی تحلیلی اتصال گیردار پشت بند دار تیر به ستون جعبه ای می پردازد. نتایج تحلیل ها بر روی این اتصال، نشان دهنده موثر بودن آنها در انتقال

¹ Munzer Barakat, Wai Fah Chen

² S. Hsieh, G. G. Deierlein

³ Munzer Barakat, Wai Fah Chen

⁴ uncertainties

⁵ Mohsen Ali Shayanfar, Moien Barkhori, Mohammad Ali Barkhordari, Mohammad Ali Barkhordari

⁶ Thomas R. Rauscher, Kurt H. Gerstle

⁷ Wai-Fah Chen, and N. Kishi

⁸ Steel Connection Data Base

⁹ N. Kishi and Wai-Fah Chen

مفصل پلاستیک تیر به دور از ستون و شکل پذیری رضایت بخش آن می باشد [۸]. صنیعی نیا و همکاران به ارزیابی رفتار لرزه ای اتصالات تیر I شکل به ستون قوطی در قاب های خمشی ویژه پرداخته اند. این مقاله یک مطالعه تجربی و آزمایشگاهی از رفتار اتصالات تیر I شکل به ستون قوطی می باشد [۹]. لایس و گیسون^{۱۰} به بررسی اثر زاویه های جوش در اتصالات تیر ستون پرداخته اند. در این مقاله مطالعات بیشتری درباره اتصالات تیر داراری زاویه طراحی شده، ارائه شده است که در مجله جوش [۱۰] توضیح داده شده است. این تحقیق توسط کمیته جوشکاری سازه های فلزی آمریکا حمایت شده و در آزمایشگاه مهندسی دانشگاه لانینگ انجام شده است. اولین تحقیقات نشان داد که اتصال تیر برای ارائه محدودیت های مرزی و زاویه نشیمن برای حمل بار عمودی تولید شرایط مطلوب، دارای زاویه های بالایی می گردد [۱۰]. اوکارا و فوکوماتو^{۱۱} در مقاله خود به بررسی تنش های محلی در اتصالات فلنجی عرضی تیر پرداخته اند. تنش های محلی در اتصالات یک تیر با ضخامت جان بالا، به صورت تحلیلی و تجربی مورد بررسی قرار گرفته است. آن ها اشاره کرده اند که تنش محلی باید در طراحی خستگی در نظر گرفته شود. در این مقاله یک روش تعیین تنش محلی پیشنهاد شده است [۱۱]. دیلمی و طلوع کیان به بررسی رفتار چرخه ای اتصال خمشی تیر به ستون قوطی با استفاده از ورق های بال جوش شده و لچکی پرداخته اند. در این مقاله رفتار اتصال خمشی تیر I شکل به ستون قوطی شکل با استفاده از ورق بال جوش شده مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می دهند که در جوش شیاری متصل کننده ورق های اتصال بال تیر به بال ستون، تنش زیادی وجود دارد و احتمال شکست ترد و در نتیجه رفتار غیر شکل پذیر اتصال وجود دارد. نتایج تحلیل های اجزای محدود نشان می دهند که استفاده از لچکی گرچه اثر مهمی در رفتار کلی اتصال نمی گذارد ولی موجب کاهش تنش در جوش شیاری متصل کننده ورق های اتصال بال تیر به بال ستون می شود [۱۲]. کالسون^{۱۲} به بررسی مدلسازی نظری رفتارهای اتصالات نیمه صلب پرداخته است. از نظر وی رفتار نیمه صلب و غیر خطی اتصالات در سازه های مهندسی عمران به خوبی شناخته شده است. این مدل برای ممان و چرخش یک بعدی که رایج ترین و جالب ترین روش طراحی می باشد، ایجاد شده است که در موارد کلی تر (شش درجه آزادی) با مفاهیم مشابه معرفی شده است. ویژگی پیش بینی شده این مدل در مقایسه با سایر تکنیک های انعطاف پذیر نیز تاکید می گردد [۱۳]. ال نشای و القازولی^{۱۳} به به جنبه های عملکردی و طراحی قاب های فولادی با اتصالات نیمه صلب و صلب کامل تحت شرایط بارگذاری زمین لرزه پرداخته اند. آنها به دنبال توصیف یک برنامه آزمایشی در قاب های دو طبقه با اتصالات تیر به ستون شکل پذیر و صلب و نیمه صلب بوده اند [۱۴]. جیهانگ و لینگ لینگ^{۱۴} به بررسی المان گسسته ی تیر برای تحلیل استاتیکی و دینامیکی تحلیل قاب های فولادی با اتصالات نیمه صلب پرداخته اند. در این مقاله یک رویکرد عددی ساده و موثر بر اساس روش MDEM^{۱۵} برای بررسی پاسخ های استاتیکی و دینامیکی قاب های فولادی با مفاصل نیمه صلب و صلب ارائه شده است. تجزیه و تحلیل شکست همچنین نشان می دهد که قاب های نیمه صلب و صلب کامل فولادی دارای ظرفیت بیشتری در مقایسه با قاب فولاد سخت و صلب دارند [۱۵]. سیلوا و همکاران^{۱۶} به بررسی تحلیل غیرخطی قاب های فولادی با اتصالات نیمه صلب با بکارگیری مبانی الگوریتم ها و مطالعات عددی پرداخته اند. در این مقاله، مبانی پیش بینی رفتار واقع گرایانه قاب های فولادی مسطح با اتصالات نیمه صلب و صلب تحت بارگذاری دینامیکی ارائه شده است. تجزیه و تحلیل آن ها نشان می دهد که منحنی هیستریزس اتصال نیمه صلب و صلب کامل تاثیر مهمی در پاسخ قاب ها دارد و منبع مهمی جهت مهار در طول ارتعاش سازه ای می باشد [۱۶]. اولت و همکاران^{۱۷} به ارزیابی رفتار لرزه ای ساختمان های فولادی با قاب های فولادی با قاب های صلب و نیمه صلب ترکیبی پرداخته اند. برای این منظور، یک مطالعه تحلیلی بر روی دو ساختمان فولادی با قاب های فولادی نیمه صلب انجام شده است. ارزیابی نتایج، نشان می دهد که ساخت قاب های داخلی نیمه صلب می تواند منجر به برش کمتر و بعد ستون و اتصال کمتر شود و ظرفیت باربری جانبی ساختمان را افزایش دهد [۱۷]. کولو و همکاران^{۱۸} به تجزیه و تحلیل لرزه ای غیر خطی قاب های فولادی با مفاصل نیمه صلب پرداخته اند. رفتار واقعی مفاصل نیمه صلب و صلب کامل با استفاده از شبیه

¹⁰ Inge Lyse and Glenn J. Gibson

¹¹ Ichiro Okura & Yuhshi Fukumoto

¹² André Colson

¹³ Amr S. Elnashai, A.Y. Elghazouli

¹⁴ Jihong Ye and Lingling Xu

¹⁵ Member Discrete Element Method

¹⁶ Andréa R. D. Silva, Everton A. P. Batelo, Ricardo A. M. Silveira, Francisco A. Neves, Paulo B. Gonçalves

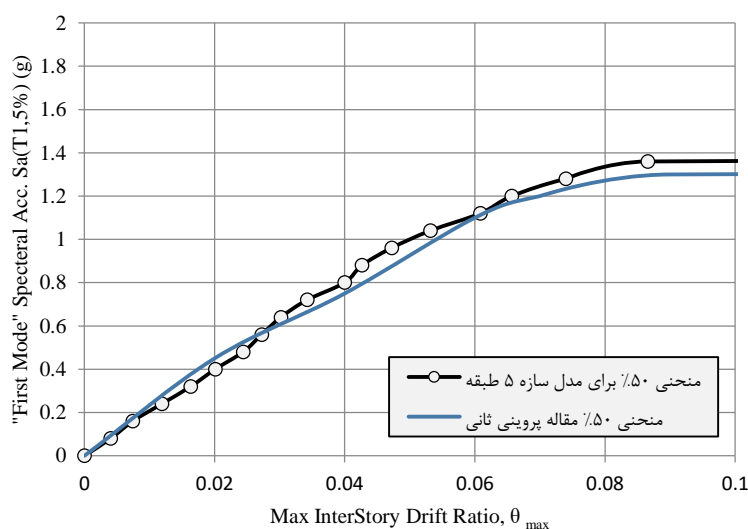
¹⁷ Bülent AKBAS, Jay SHEN

¹⁸ Paulina Krolo, Mehmed Čaušević, Mladen Bulić

سازی عددی با توجه به نوع انتخابی مفصل مورد توجه قرار گرفته است [۱۸]. بهشتی و همکاران در مقاله خود به بررسی قابلیت اعتماد لرزه ای قاب های فولادی دارای سیستم قاب خمشی با دو سطح شکل پذیری متفاوت پرداخته اند. آنها نیز در کار خود از دو نوع اتصال نیمه صلب و صلب کامل جهت دستیابی به شکل پذیری های مختلف پرداخته اند [۲۴]. کوهستانی و همکاران در کار خود به بررسی اثرپذیری دو روش مرسوم جهت بهسازی لرزه ای سازه های بتنی و فولادی مقاوم خمشی پرداخته اند. آنها در کار خود از روش کنترل نیرویی جهت دستیابی به منحنی های شکنندگی با بکارگیری از نرم افزار این سیس استفاده کرده اند [۲۵]. بهرامی راد و همکاران در کار خود به بررسی فرموله سازی تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی با بکارگیری از مکانیزم تحلیل پوش آور بسط داده شده با استفاده از تحریکات لرزه ای نزدیک به گسل استفاده کرده اند [۲۶]. فایون و همکاران^{۱۹} نیز به بررسی ارزیابی دقت پاسخ تحلیلی لرزه ای با بکارگیری از شبیه سازی عددی غیرخطی پرداخته اند. آنها نیز از روش توصیه فضا استفاده نموده اند [۲۷]. مارجانا و تانجا^{۲۰} در کار خود به بررسی دیدگاه های خسارت لرزه ای با بکارگیری از تحلیل غیرخطی افزایشی و منحنی های شکنندگی در سازه های بلند مرتبه پرداخته اند [۲۸].

۱-۲ صحت سنجی این پژوهش

به منظور صحت سنجی در این مقاله می توان به کار انجام شده در پایان نامه و مقاله استخراجی ثانی با راهنمایی دکتر بنارزاده در دانشگاه امیرکبیر در سال ۱۳۸۹ تحت عنوان "تحلیل تصمیم گیری برای بهسازی لرزه ای سازه های فولادی متداول بر اساس مدیریت ریسک و طراحی بر اساس عملکرد" اشاره نمود [۳۳]. آنها ابتدا سازه ها را به شکل سه بعدی در نرم افزار سپ آنالیز و طراحی نمودند و سپس یک قاب به عنوان نماینده کل سازه (قاب بحرانی) را بیرون کشیدند و در نرم افزار این سیس تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار دادند. آنها نیز چند شتاب نگاشت انتخاب کرده و مقیاس سازی انجام داده و منحنی های IDA و منحنی های شکنندگی را بدست آوردند. البته آنها تا مرحله تعیین خسارت پیش رفته اند که این بخش موضع کار این پژوهش برای سازه های بلند مرتبه نبوده است. نتایج آنها نیز در اشکال زیر مشخصات آن قابل مشاهده نیز می باشد. همانطور که در بخش های آتی مشاهده خواهد شد نتایج این پژوهش نیز در همین راستا خواهد بود و هر دو کار موید کار یکدیگر می باشند. [۳۳]. همانطور که در شکل (۱) مشاهده می گردد انطباق مناسبی بین نتایج حاصله و مقاله مرجع [۳۳] می باشد. لازم به ذکر است که مدل های سازه مورد بررسی در این پژوهش در فصل آتی به تفصیل شرح داده خواهند شد.



شکل ۱: مقایسه منحنی IDA حالت ۵۰٪ برای یافتن میزان خطا

^{۱۹} Fayun, L, Haibing C and Maosong, H.

^{۲۰} Marijana H.-N. and Tanja K. S.

۲- شرح روش مقاله

جهت انجام تحلیل‌ها در این مقاله از سه سازه ۳ و ۱۰ و ۱۵ (دارای اتصالات ساده و نیمه صلب اصلاح شده) طبقه استفاده می‌شود. این سازه‌ها در نرم افزار ایتبز ۲۰۱۶ مدل‌سازی و طراحی اولیه می‌گردند. دلیل انتخاب این طبقات ارزیابی و مقایسه عملکرد سازه‌های کوتاه و میان و بلند مرتبه با یکدیگر می‌باشد. لذا فرض می‌گردد سازه‌های مذکور در منطقه ای با خطر لرزه خیزی زیاد و بر روی خاک نوع III قرار دارند. سپس سازه‌ها را بر مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ و راهنمای لرزه ای ۲۸۰۰ ویرایش ۴ طراحی می‌گردند. در این بررسی، تغییر مکان نسبی سازه‌ها به عنوان معیار و شاخص آسیب در نظر گرفته شده است. در هر تحلیل سطوح خرابی مورد نظر تعیین می‌شود. لازم به ذکر است که ابتدا سازه‌ها دارای اتصالات ساده در نرم افزار ایتبز ابتدا مدل‌سازی و طراحی می‌گردند تا ابعاد کل المان‌ها (اعم از تیر و ستون و مهاربندها) بدست بیاید، سپس مدل‌سازی دقیق تر اتصالات در نرم افزار اپن سیس انجام خواهد شد تا رفتار سازه ناشی از تغییر اتصالات به طور مشهودی مشخص گردد. از طرفی جهت بررسی رفتار غیرخطی این سازه‌ها با در نظر گرفتن مدل‌سازی چشمه اتصال در حالات اتصال صلب و نیمه صلب، هر دو حالت (RBS معمولی و RBS اصلاح شده)، در نرم افزار Opensees بررسی خواهد شد و با اعمال ۱۰ شتاب نگاشت توصیه شده فم P695 به ارزیابی و مقایسه رفتار سازه‌ها و نتایج حاصله در حالات تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی (خطی و غیرخطی) پرداخته خواهد شد. لذا ارزیابی سازه‌ها با استفاده از انجام آنالیزهای دینامیکی غیرخطی برای رکوردهای زلزله انتخابی نمودارهای ماکزیمم شتاب زمین در مقابل ماکزیمم دررفت نسبی طبقات تعیین می‌گردند. جهت مدل‌سازی و طراحی اولیه سازه‌ها در ایتبز برای اتصالات از پیش فرض‌های نرم افزار که بر مبنای آیین نامه آمریکا می‌باشد، استفاده شده است. جهت مدل‌سازی دقیق اتصالات در نرم افزار غیرخطی این پژوهش نیز در ادامه شرح داده خواهد شد.

جدول ۱: مشخصات سازه‌های مدنظر این مقاله

شماره سازه	تعداد طبقه	موقعیت مهاربندهای کمانش تاب	عرض دهانه‌ها	ارتفاع کل سازه	نوع سیستم مقاوم سازه ای
۱	۳	همه طبقات دارای سیستم مهاربند و اتصالات ساده و RBS	۵ متر	۳*۳،۲ = ۹،۶ متر	قاب خمشی فولادی متوسط با مهاربند همگرای ویژه
۲	۱۰	همه طبقات دارای سیستم مهاربند و اتصالات ساده و RBS	۵ متر	۱۰*۳،۲ = ۳۲ متر	قاب خمشی فولادی متوسط با مهاربند همگرای ویژه
۳	۱۵	همه طبقات دارای سیستم مهاربند و اتصالات ساده و RBS	۵ متر	۱۵*۳،۲ = ۴۸ متر	قاب خمشی فولادی متوسط با مهاربند همگرای ویژه

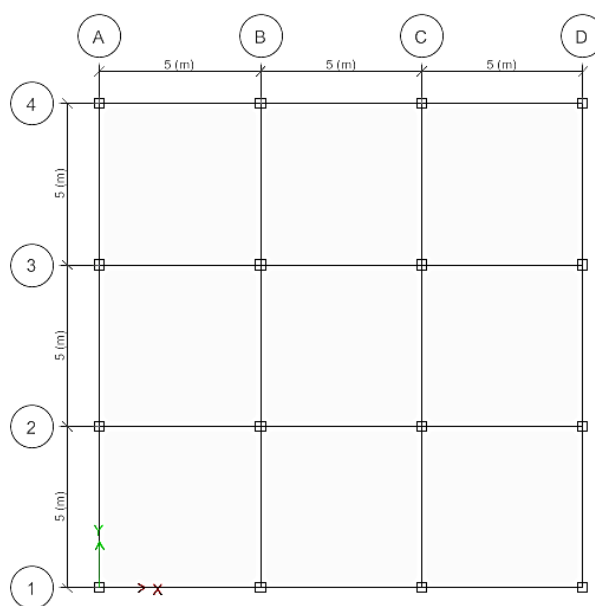
بدین ترتیب ضریب زلزله بر مبنای آیین نامه ۲۸۰۰ عبارت است از:

جدول ۲: ضرایب زلزله سازه‌های طراحی شده

$C = \frac{ABI}{R_u} =$	0.1604	سازه ۳ طبقه
$K =$	1	
$C = \frac{ABI}{R_u} =$	0.1126	سازه ۱۰ طبقه
$K = 0.5T + 0.75 =$	1.29	
$C = \frac{ABI}{R_u} =$	0.089	سازه ۱۵ طبقه
$K = 0.5T + 0.75 =$	1.48	

جدول ۳: مقاطع مورد استفاده در قاب های سازه های انتخابی (برای هر دو نوع اتصالات مدنظر این مقاله)

سازه ۱۵ طبقه ، همه طبقات دارای سیستم مهاربند			
مهاربند	تیر	ستون	
Tubo 160*160*10	IPE 400	Box 700*700*40	طبقه اول تا پنجم
Tubo 140*140*12.5	IPE 360	Box 600*600*35	طبقه ششم تا دهم
Tubo 120*120*12.5	IPE 330	Box 450*450*25	طبقه دهم تا پانزدهم
سازه ۱۰ طبقه ، همه طبقات دارای سیستم مهاربند			
مهاربند	تیر	ستون	
Tubo 160*160*10	IPE 330	Box 600*600*35	طبقه اول تا پنجم
Tubo 140*140*12.5	IPE 300	Box 500*500*30	طبقه ششم تا دهم
سازه ۳ طبقه ، همه طبقات دارای سیستم مهاربند			
مهاربند	تیر	ستون	
Tubo 120*120*10	IPE 270	Box 220*220*15	طبقه اول تا چهارم



شکل ۲: پلان سازه های مدل سازی شده در Etabs

۳- مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر^{۲۱}

جهت مدل سازی بهتر رفتار سازه، مدل ایبارا-کراوینکلر در سالیان اخیر مورد بازبینی قرار گرفته است. از مدل های جدید می توان به مدل لیگنوس^{۲۲} که براساس مشاهدات آزمایشگاهی بدست آمده است، اشاره کرد. در زیر برخی از اصلاحات صورت گرفته در مدل شرح داده شده است [۱۹]. رویکرد مرسوم در مرتبط کردن سختی پس از تسلیم به سختی اولیه، ضریب سخت شوندگی a_s به F_c ، بالا و دور از انتظار می باشد و بهتر است از نسبت F_c/F_y برای تعریف رفتار سخت شوندگی بعد از حالت الاستیک استفاده شود که این مقدار

²¹ Ibarra & Krawinkler

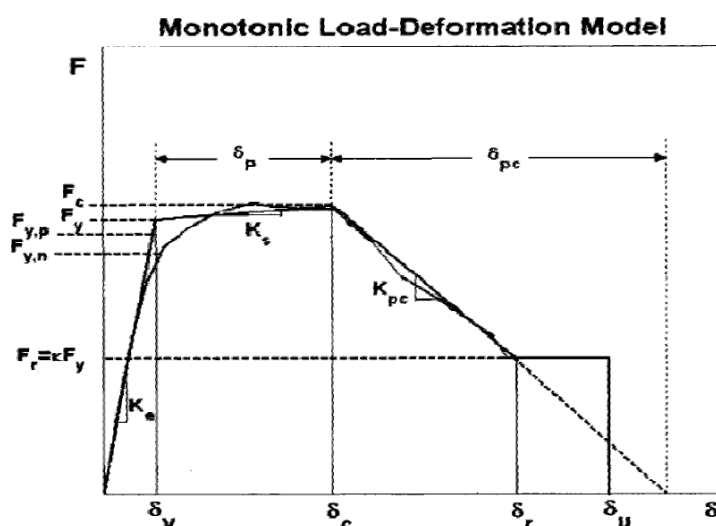
²² Lignos

برای تیر و ستون‌ها بین ۱,۰۵ تا ۱,۱ به دست آمده است. در مدل اصلی از نسبت δ_c/δ_y به عنوان پارامتر ورودی تعریف کننده ظرفیت تغییر شکل پلاستیک استفاده می‌شود که براساس داده‌های جدید δ_p و δ_{pc} پارامترهای بهتر و مستقیم‌تری به ترتیب در تعیین رفتار اجزای فولادی پس از حالت الاستیک و رفتار بعد از δ_c ارائه می‌دهند. تعریف ظرفیت اتلاف انرژی پایه در مدل اصلی این تعریف به صورت مضربی از نیروی تسلیم در تغییر شکل تسلیم در نظر گرفته شد. اما در این مدل از پارامتر پایداری δ_p (تغییر شکل پلاستیک) استفاده می‌شود [۲۹].

$$E_t = \gamma \times F_Y \times \delta_p \quad (1)$$

برای چرخش مفاصل پلاستیک بهتر است از پارامتر $\Delta = \gamma \times \theta_p$ استفاده شود. از آنجا که پارامتر θ_p بدون بعد می‌باشد،

پارامتر Δ با رابطه $\beta_i = \left[\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^i E_j} \right]^c$ سازگاری خواهد داشت، و درک ملموس‌تری از چرخش پلاستیک می‌دهد. برای مثال چنانچه $\gamma = 20$ و $\theta_p = 0.5$ باشد، آن گاه $\Delta = 1$ خواهد بود.



شکل ۳: مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر [۱۹]

F_Y : مقاومت تسلیم موثر (با در نظر گرفتن سخت شونده گی کرنشی)	δ_c : تغییر شکل در نقطه رأس
K_e : سختی الاستیک موثر	δ_y : تغییر شکل تسلیم موثر
δ_r : تغییر شکل پس ماند	f_r : ظرفیت پس ماند
δ_p : تغییر شکل پلاستیک	δ_u : ظرفیت تغییر شکل نهایی
F_{Yp} : مقاومت تسلیم پیش‌بینی شده	δ_{pc} : ظرفیت تغییر شکل پس از تسلیم
K : نسبت پس‌ماند (f_r/f_y)	F_{yn} : مقاومت تسلیم اسمی

مدل فوق براساس پایگاه اطلاعات جمع آوری شده از آزمایشات بارگذاری سیکلی و یکنواخت بر روی اعضای فولادی در سراسر جهان ایجاد شده است و پس از تحلیل رگرسیون غیرخطی بر روی داده ها، مقادیر زیر برای مقاطع مختلف پیشنهاد شده است [۳۰].

الف) تیرها با مقطع W شکل

$$\theta_p = 0.07 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.35} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.09} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.310} \cdot \left(\frac{d}{c_{unit}^{2.21}}\right)^{-0.281} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2}{50}\right)^{-0.383} \quad (2)$$

$$\theta_{pc} = 4.645 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.449} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.837} \cdot \left(\frac{d}{c_{unit}^2 \cdot 21}\right)^{-0.265} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50}\right)^{-1.136} \quad (3)$$

$$\Lambda = 26.36 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.589} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0.574} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50}\right)^{-1.454} \quad (4)$$

ب) ستون با مقطع جعبه‌ای

$$\theta_p = 0.572 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.00} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{1.210} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50}\right)^{-0.838} \quad (5)$$

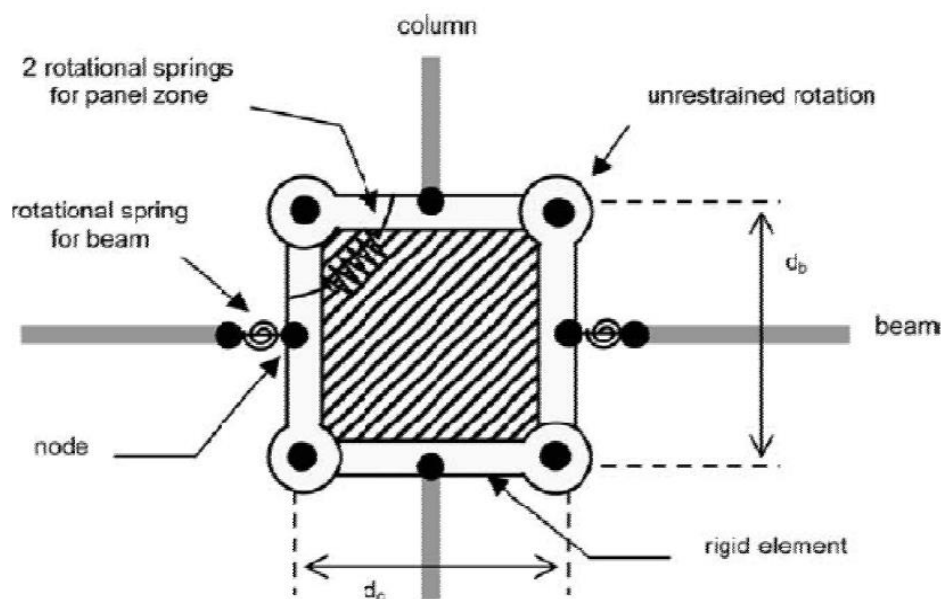
$$\theta_{pc} = 14.51 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.217} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.035} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50}\right)^{-0.498} \quad (6)$$

$$\Lambda = 3800 \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-2.492} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.501} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50}\right)^{-2.391} \quad (7)$$

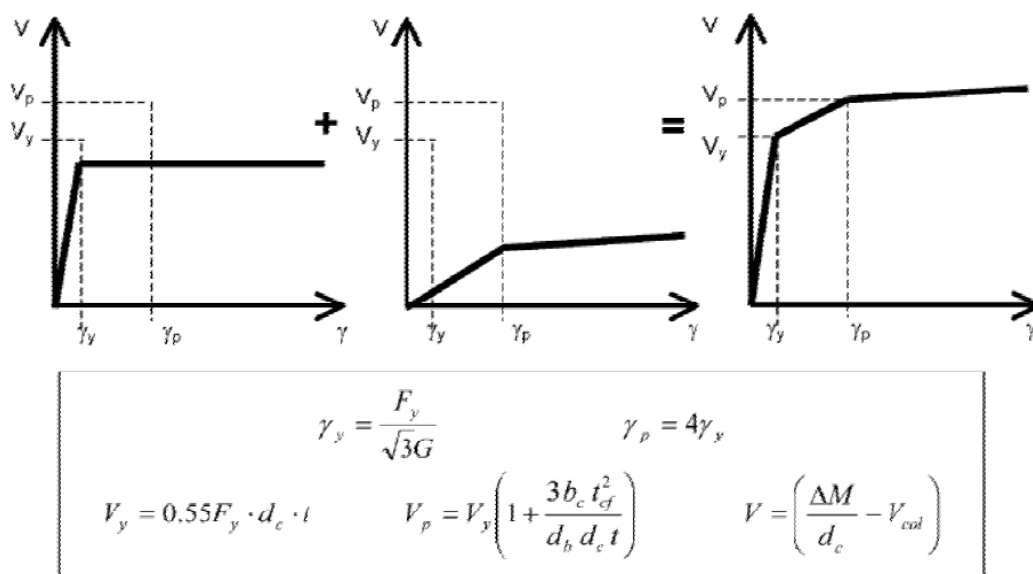
در روابط فوق c_{unit}^1 و c_{unit}^2 برای تبدیل واحد می باشند که اگر d براساس میلی متر و F_y براساس MPa باشد، $c_{unit}^1 = 25.4$ و $c_{unit}^2 = 0.145$ می باشند [۴۵، ۴۶، ۸۴، ۸۵].

۴- مدل غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار چشمه اتصال

در این روش مدل غیرخطی اعضا مانند قبل می باشد ولی برای چشمه اتصال مدل هشت گره ای استفاده می شود. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در مدل از منحنی سه خطی استفاده می شود. در این مدل ابعاد تیر و ستون به عنوان ابعاد چشمه اتصال در نظر گرفته می شود. برای اختصاص رفتار سه خطی می توان از یک فنر پیچشی سه خطی و یا دو فنر پیچشی دو خطی در یکی از گوشه ها استفاده کرد. اولین شیب بعد از تسلیم تندتر می باشد که نشان دهنده رفتار چشمه اتصال بعد از تسلیم تا رسیدن به مقاومت حداکثر می باشد. بعد از رسیدن به ظرفیت حداکثر شیب کمتر از ۰٫۲ می تواند منطقی باشد. در این مدل فرض می شود که چشمه اتصال در تغییر شکل چهار برابر تغییر شکل تسلیم به ظرفیت کامل پلاستیک می رسد [۱۹، ۳۱].



شکل ۴: مدل سازی چشمه اتصال با استفاده از مدل هشت گره ای [۲۰]



شکل ۵: رفتار نیرو-تغییر مکان چشمه اتصال [۲۰]

۵- نحوه مدل سازی تیرها و ستون ها با استفاده از مدل ایبارا

برای تعریف مقاطع می توان از مقاطع رشته ای فایبر که قابلیت در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمشی را دارا می باشد، و یا المان های تیر - ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده که تحلیل آن براساس روش نیرو و یا تغییر مکان است، استفاده کرد. روش های فوق روش های پیشرفته بوده ولی زمان بر و نیازمند دقت جهت همگرایی در تحلیل هستند. با توجه به این که در این پایان نامه هدف از مدل سازی بررسی رفتار سازه در نزدیکی سطوح انهدام است و در این سطوح اثر زوال سختی و مقاومت بسیار چشمگیر است، لذا مناسب ترین راه مدلسازی این اثرات به صورت دقیق استفاده از پلاستیسیته متمرکز است [۳۱]. بدین منظور از یک تیر الاستیک که در دو سر آن مفصل پلاستیک به طول صفر وجود دارد، استفاده می گردد. رفتار مفاصل پلاستیک در دو انتهای عضو با در نظر گرفتن زوال سختی

و مقاومت در مدل دوخطی تعریف شده و با استفاده از مدل اصلاح شده ایبارا - کراوینکلر در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است. البته با توجه به اشکال برنامه نویسی در نرم افزار OpenSees برای زوال سختی باربرداری، از اثر این قسمت صرف نظر شده است. در این حالت سختی خمشی عضو می تواند بر پایه مشخصات قالب ها بدست آید که این سختی برای تیرها برابر با $6EI/L$ و برای ستون ها برابر با $3EI/L$ در نظر گرفته می شود. سختی دورانی عضو رابطه مستقیمی با سختی فنر پیچشی K_S و سختی غیرالاستیک K_{BC} دارد که از رابطه زیر بدست می آید:

$$K_{mem} = \frac{1}{\frac{1}{K_S} + \frac{1}{K_{BC}}} = \frac{K_S \times K_{BC}}{K_S + K_{BC}} \quad (8)$$

برای تخصیص سختی اجزاء المان تیر و ستون سه روش به شرح زیر وجود دارد:

- 1) $K_{BC} = \infty, K_S = K_{mem}$ (9)
- 2) $K_{BC} = K_{mem}, K_S = \infty$ (10)
- 3) $K_{BC} = K_S = 2 \times K_{mem}$ (11)

در روابط بالا، K_{mem} معادل با سختی عضو می باشد. در این پایان نامه از روش سوم استفاده می شود و بنابراین باید پارامترهای مربوط به مدل دوخطی به شیوه زیر اصلاح شوند:

برای سخت شدگی کرنش و سخت شدگی شاخه منحنی با شیب منفی:

$$a_{ss} = \frac{a_{smem}}{n + 1 - n \times a_s} \quad (12)$$

برای اصلاح نسبتاً" جابجایی تسلیم به جابجایی شاخه دوم: (برای اصلاح پارامتر کاهندگی سیکلی)

$$\left(\frac{\delta_c}{\delta_y}\right)_s = \left(\left(\frac{\delta_c}{\delta_y}\right) - 1\right)(1 - a_{smem}) \times n + \left(\frac{\delta_c}{\delta_y}\right)_{mem} \quad (13)$$

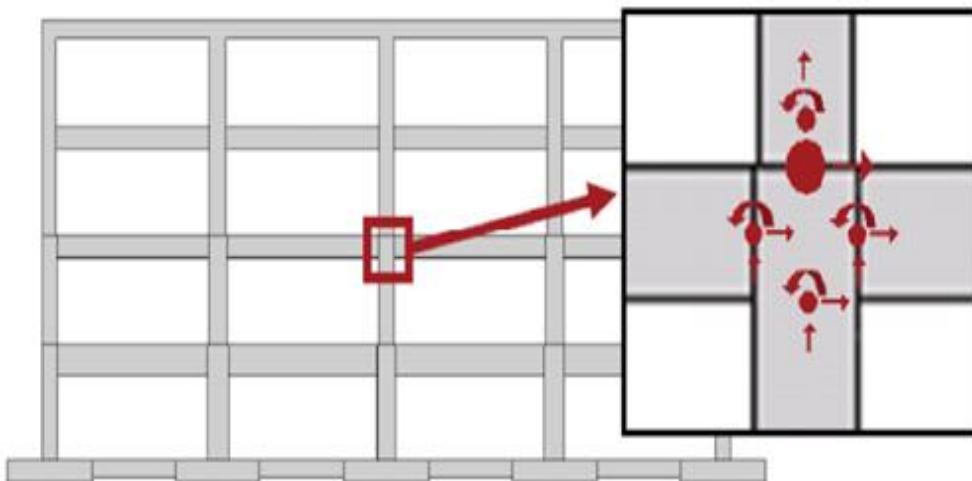
$$a_s = (n + 1)a_m \quad (14)$$

برای تبدیل مختصات محلی^{۲۳} به مختصات کلی^{۲۴} در نرم افزار OpenSees سه روش پیش بینی شده است. روش اول که روش خطی است در آن اثر تغییر شکل های بزرگ و P-Delta نادیده گرفته می شود. روش دوم، روش P-Delta است که در این پایان نامه برای ستون ها از این روش استفاده شده است. در مدل سازی بادبندها نیز از تغییر مختصات Co-Rotational استفاده شده است. هنگام ساختن مدل با درجات آزادی زیاد در نرم افزار OpenSees، معمولاً" در حل معادلات ناپایداری عددی رخ می دهد که دلیل اصلی آن نحوه اختصاص جرم به درجات آزادی موجود در سازه است. در صورتی که جرم سقف بین تعداد کمی از درجات آزادی گسترده شود، ماتریس جرم، ماتریسی با تراکم عددی پایین خواهد بود و این پدیده باعث ایجاد ناپایداری عددی در طی تحلیل های غیر خطی خواهد شد. بنابراین به منظور جلوگیری از این امر می توان مقادیر ناچیزی از جرم را به درجات آزادی مختلف در سازه اختصاص داد. بدین منظور جرم

²³ Local

²⁴ Global

اصلی در قسمت بالایی اتصال اعمال شده و جرم های کوچکی (برابر با ۰,۰۰۵٪ جرم اصلی) را به سایر درجات آزادی انتقالی و چرخشی تخصیص داد.



شکل ۶: نحوه اختصاص جرم به درجات آزادی به منظور جلوگیری از ناپایداری عددی در تحلیل

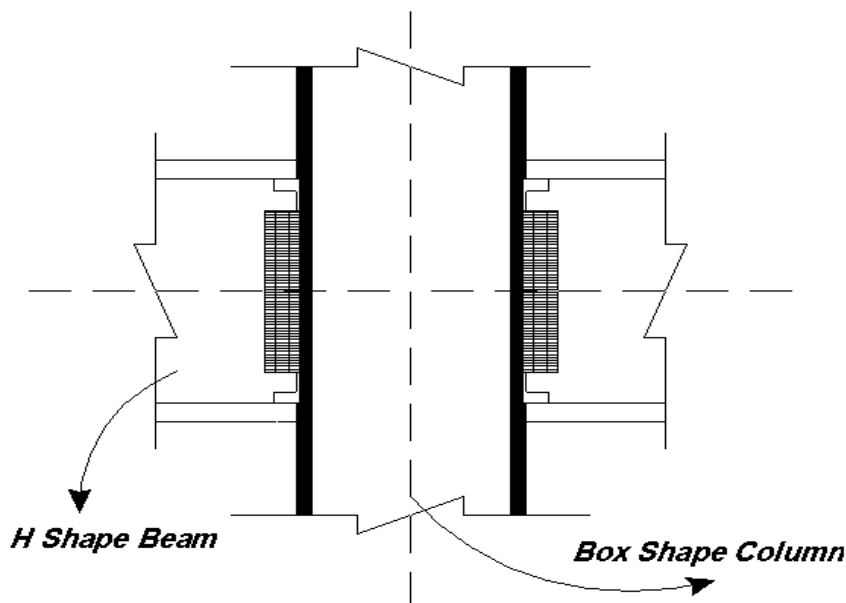
همچنین با توجه به این که در سازه های بادبندی شده احتمال وقوع بلند شدگی در صفحه ستون وجود دارد، باید اثر این بلندشدگی در مدل سازی دیده شود. برای این منظور، از یک فنر به طول صفر بین ستون و فنداسیون استفاده می شود به طوری که سختی این فنر در جهتی که ستون به فشار می افتد بسیار زیاد بوده و در جهتی که ستون به کشش کار می کند، سختی فنر صفر منظور می شود [۱۹، ۲۰].

۶- معرفی اتصالات و نحوه مدلسازی

اتصالات بکار رفته در مدلسازی سازه های مذکور، سه نوع اتصال می باشد که به بمنظور دست یابی به شکل پذیری های مورد نظر بکار گرفته شده اند. نوع اول اتصالات از نوع اتصال مدل غیرخطی مرکز به مرکز می باشد که در مدلسازی سازه مهاربندی دوگانه استفاده شده است. این نوع مدلسازی بدون در نظر گرفتن زوال سختی و مقاومت، و با در نظر گرفتن چشمه اتصال مدل شده است. این مدل ها اجازه تسلیم در تیر و ستون را می دهند که برای این منظور معمولاً از پلاسیسیته متمرکز به صورت فنر پیچشی در انتهای تیر یا ستون استفاده می شود در این مدل فنر تا زمانی که عضو به ممان تسلیم برسد صلب باقی می ماند اما بعد از آن رفتار سخت شونده کرنشی که بوسیله درصدی از سختی اولیه (α) منظور می شود رفتار عضو را کنترل می کند. نشان داده شده است که $\alpha_s = 0.03$ نتایج قابل قبولی در محاسبه تغییر مکان نسبی طبقه به دست می دهد در ادامه پس از رسیدن به حداکثر ممان، منحنی رفتار اختصاص داده شده می تواند به صورت خط راست (شیب صفر) در آید. با توجه به اینکه برای طراحی سازه های جدید و یا ارزیابی سازه های موجود دو معیار پذیرش مقاومت اعضا و سختی سازه (تغییر مکان نسبی طبقه) می بایست کنترل شود ولی مدلسازی خطی مرکز به مرکز برای طراحی سازه قاب های مهاربندی دوگانه قابل قبول می باشد. نوع دیگر اتصال که در قاب با شکل پذیری کم و زیاد کاربرد دارد از نوع مدل غیر خطی با در نظر گرفتن چشمه اتصال می باشد که در این مدل ابعاد تیر و ستون به عنوان ابعاد چشمه اتصال در نظر گرفته می شود برای اختصاص دادن رفتار سه خطی می توان از یک فنر پیچشی سه خطی و یا دو فنر پیچشی دو خطی در یکی از گوشه های اتصال استفاده کرد. بمنظور دست یابی به شکل پذیری کم و جذب انرژی کمتر (متناظر با اتصالات سازه های قبل از زلزله ی نورث ریج) اتصال از

نوع WUF-W^{۲۵} فرض گردیده است. در این نوع اتصال بال تیر به صورت مستقیم با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل می‌شود. همچنین جان تیر به وسیله ی یک صفحه جان با جوش گوشه به جان تیر و با جوش نفوذی به بال ستون متصل می‌شود. ظرفیت چرخشی مشخص شده در آیین نامه برای حالت شروع کاهش مقاومت اولیه برابر با رابطه زیر می‌باشد. این نوع اتصالات در سازه‌های با سیستم قاب خمشی ویژه کاربرد دارد.

$$\theta_{sd} = 0.051 \quad (15)$$



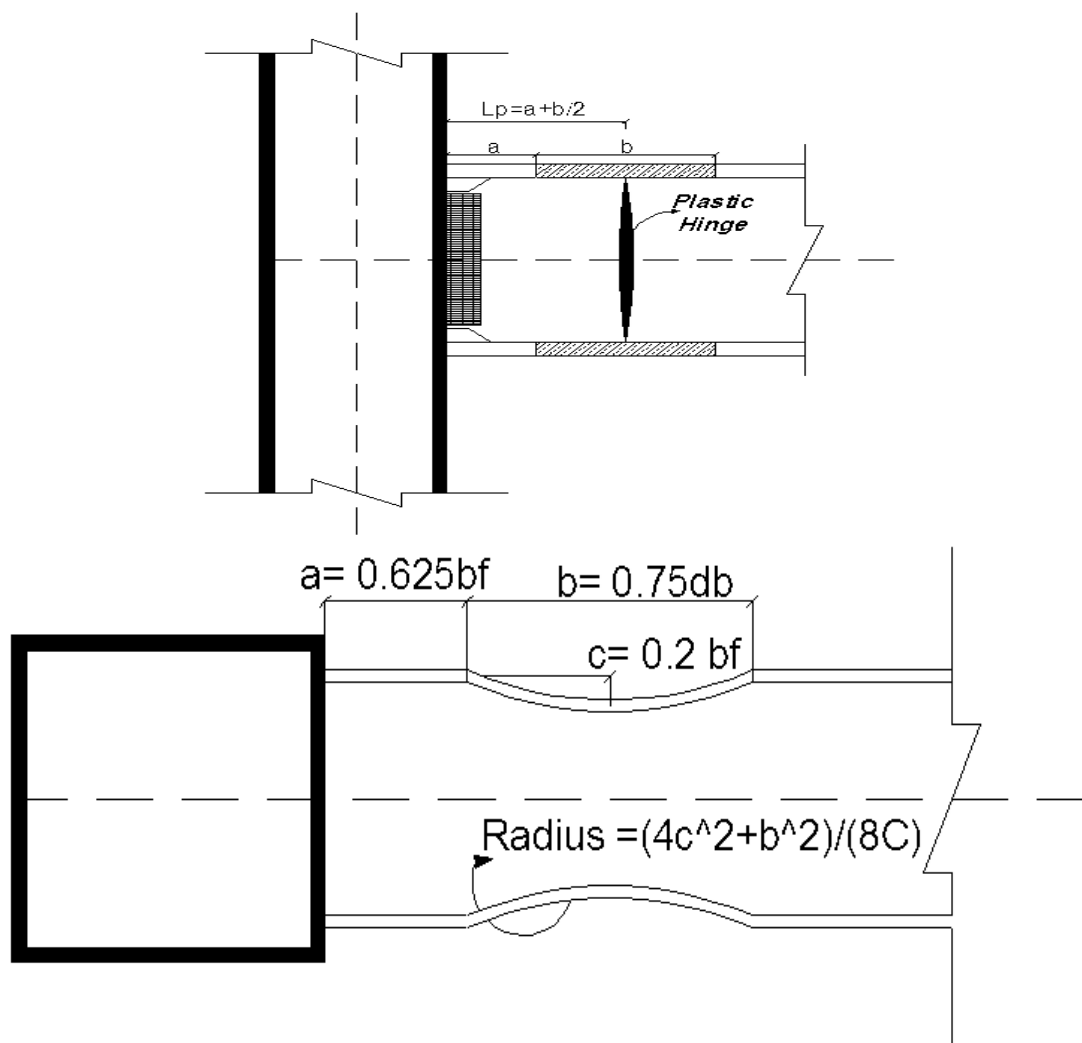
شکل ۷: شمای کلی از یک نمونه از اتصالات ساده بکار رفته (اتصالات مرسوم در قبل از زلزله نورث‌ریدج)

از طرفی بمنظور دستیابی به شکل پذیری زیاد و جذب انرژی بیشتر (متناظر با اتصالات سازه‌های بعد از زلزله ی نورث‌ریدج) از نوع دیگر اتصالات همانند نوع RBS^{۲۶} استفاده شده است که همانند اتصالات نیمه صلب عمل می‌کند. این نوع اتصال نیز برای سازه‌های با سیستم قاب خمشی ویژه بکار گرفته شده است. همچنین این نوع اتصالات بعد از زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریدج مورد استفاده قرار گرفته شد که در آنها اتصال قوی تر از تیر می‌باشد. این نوع اتصال با جدا کردن قسمتی از بال‌های بالا و پایین تیر در یک فاصله معین از محل اتصال تیر به ستون ایجاد می‌شود. به گونه ای که با انجام این کار، ناحیه کاهش یافته مقطع بال تیر، منطقه ای است که در اثر نیرو دچار حالت تسلیم می‌شود. ناحیه کاهش یافته از بال تیر به عنوان عاملی برای جلوگیری از خرابی ناگهانی اتصال عمل می‌کند. ظرفیت چرخشی طبق دستورالعمل FEMA350 برای حالت شروع کاهش مقاومت اولیه بر اساس رابطه زیر تعریف می‌شود. که در آن d_b ارتفاع تیر بر حسب اینچ است [۳۲].

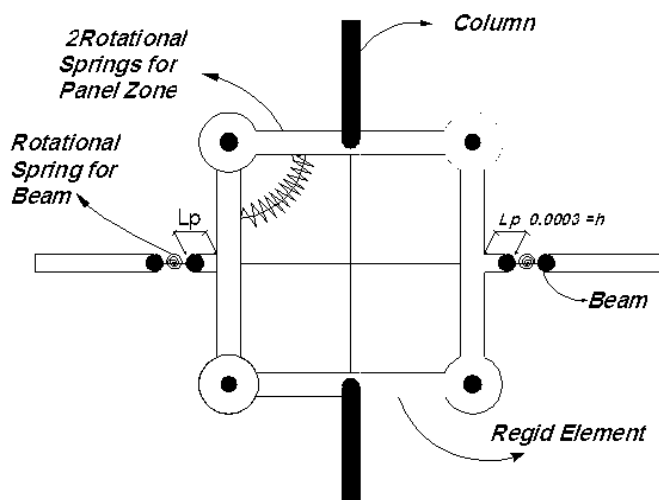
$$\theta_{sd} = 0.06 \sim 0.0003d_b \quad (16)$$

²⁵ Welded Unreinforced Flange . Welded Web connection.

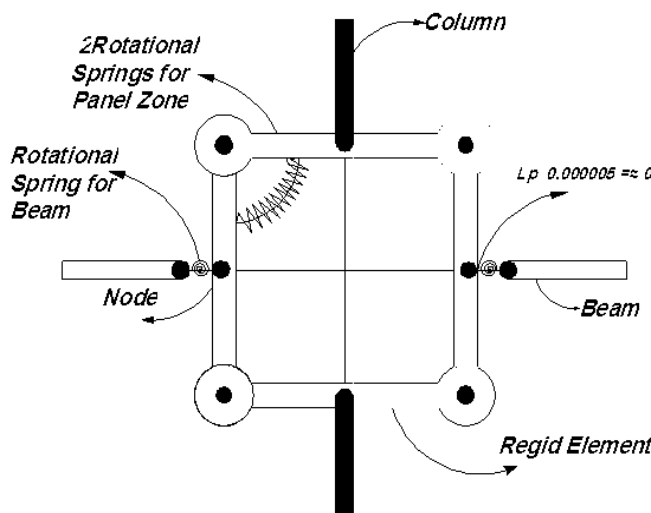
²⁶ Reduced Beam Section



شکل ۸: شمای کلی از یک نمونه از اتصالات نوع RBS بکار رفته (اتصالات مرسوم در بعد از زلزله نورث ریج)



شکل ۹: شمای کلی المان Panel-Zone مورد استفاده در مدل‌سازی اتصالات بعد از زلزله ی نورث‌ریدج (متناظر با اتصال RBS)



شکل ۱۰: شمای کلی المان Panel-Zone مورد استفاده در مدل‌سازی اتصالات ساده قبل از زلزله ی نورث‌ریدج

از طرفی به علت سختی جانبی بالای این بادبند ها، دریافت طبقات براحتی برای بارهای سرویس جوابگو بوده ولی در مقایسه با سیستم قاب خمشی از اضافه مقاومت ناچیزی در ظرفیت جانبی برخوردار است. در کلیه مدل های مورد بررسی شده این مقاله نیز با توجه به توصیه مقاله اسپاکون (۱۹۹۶)^{۲۷} از المان تیر-ستون غیر الاستیک موجود در نرم افزار Opensees استفاده شده است [۵۶]. در مقاله مذکور با استفاده از المان های قابی بر اساس نیرو با پلاستیسیته توزیع شده و گسسته سازی مقطع به صورت فایبر مدل‌سازی انجام شده است. در این مدل به منظور در نظر گرفتن کمانش احتمالی تحت بارهای محوری، از یک نقص اولیه در هندسه سیستم در قالب یک خمیدگی اولیه استفاده می شود. در اینجا مقدار نقص اولیه ۰,۰۸٪ طول اولیه عضو در انتهای عضو قرار داده شده است [۵۶]. برای مدل‌سازی اتصالات در قاب های خمشی از المان Panel-Zone استفاده شده است. همانطور که در قبل اشاره گردید در مدل‌سازی اتصالات برای قاب مهاربندی از مدل فایبر^{۲۸} استفاده شده است و مدل‌سازی قاب مهاربندی اتصالات بشکل ساده مدل شده اند. لازم بذکر است همانطور که در قبل اشاره گردید بمنظور مدل‌سازی اتصالات در نرم افزار Opensees از طول مفصل پلاستیک بعنوان معیاری برای اعمال صلب و نیمه

²⁷ Spacone et al. 1996

²⁸ Fiber

صلب بودن استفاده شده است، بدین گونه که در مدلسازی اتصال نیمه صلب RBS از طول مفصل پلاستیک معادل $0.0003h$ و در مدلسازی اتصال WUF-W از طول مفصل پلاستیک معادل با $0 \approx 0.000005$ استفاده شده است.

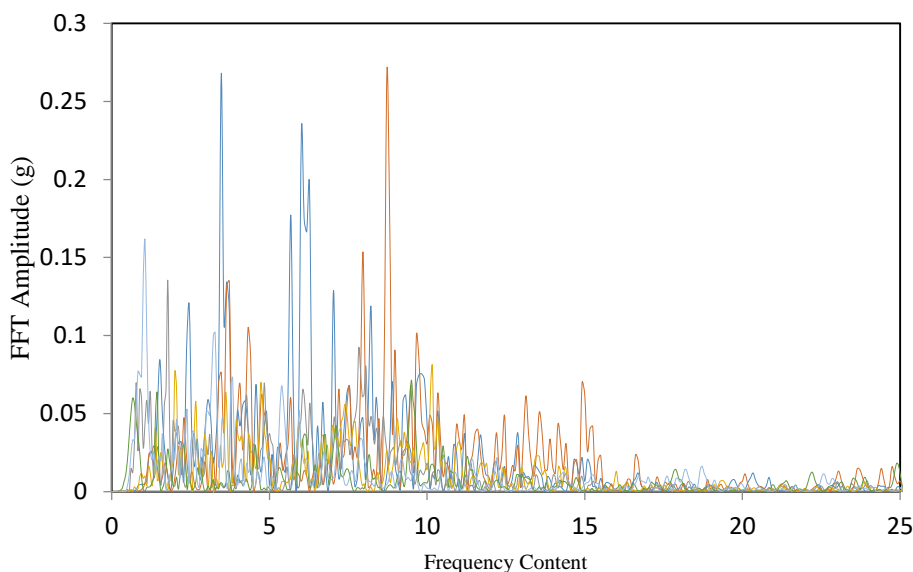
۷- انتخاب شتاب نگاشت ها

همانطور که در فصول قبل اشاره گردید اولین گام در روند ارزیابی عملکردی ترسیم منحنی‌های IDA، تهیه مجموعه‌ای از شتاب نگاشت‌های زلزله می‌باشد، به گونه‌ای که این مجموعه بیان‌گر لرزه‌خیزی منطقه مورد نظر باشد. در حقیقت اگر به تعداد کافی، شتاب نگاشت‌های زلزله در منطقه مورد نظر، ثبت شده باشد، از آن مجموعه استفاده می‌شود، در غیر اینصورت می‌توان از شتاب نگاشت‌های مشابه منطقه که از سایت PEER برداشت می‌شود، بهره برداری گردد. لذا در گام اول باید شتاب نگاشت‌هایی منطبق با شرایط تقریباً مشابه منطقه به لحاظ مکانیسم گسل، فاصله تا سایت مورد نظر و بزرگی زلزله را انتخاب نمود. با توجه به نواقصی که در شتاب نگاشت‌های ثبت شده در ایران وجود دارد و اینکه در صحت آنها نیز ابهاماتی وجود دارد، لذا در این مقاله بمنظور کاهش خطای ناشی از انتخاب شتاب نگاشت‌ها از تعداد ۱۵ شتاب نگاشت رکوردهای توصیه شده ی FEMA-P695 استفاده شده است که فرضیات انتخاب این شتاب نگاشت‌ها در مرجع معرفی شده آورده شده است. همچنین مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها بطور خلاصه در جدول زیر آورده شده است. لازم به ذکر است که در این پایان نامه هریک از این ۱۰ شتاب نگاشت با توجه به شتاب طیفی هریک در میرایی 5% و زمان تناوب مود اول سازه ابتدا شتابطیفی هریک از رکوردها را به عدد ۱ می‌رسانیم و سپس با توجه به فایل مدلسازی و تحلیل این سیس^{۲۹} هر یک از رکوردهای انتخابی از 0.1g تا مرز خرابی سازه (که در اینجا تقریباً 1.5g) می‌باشد مقیاس می‌گردند. در جدول (۴) مشخصات شتاب نگاشت‌های مورد استفاده آورده شده است. همچنین طیف پاسخ شتاب نگاشت‌های انتخابی در شکل (۱۱) آورده شده است.

جدول ۴: مشخصات شتاب نگاشت‌های مورد استفاده

شماره رکورد	نام زلزله	نام ایستگاه	سال	بزرگا	فاصله	نوع خاک	نوع گسل	مقدار ماکزیمم (PGA)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol-USC	1994	6.7	17.2	D	Thrust	0.52
2	Northridge	Canyon Country-WLC-USC	1994	6.7	12.4	D	Thrust	0.48
3	Duzce, Turkey	Bolu-ERD	1999	7.1	12	D	Strike-slip	0.82
4	Chi Chi	Chi Chi	1999	7.7	8.1	C	Strike-slip	0.34
5	Imperial Valley	Delta-ENAMUCSD	1979	6.5	22	D	Strike-slip	0.35
6	Imperial Valley	El Centro Array #11-USGS	1979	6.5	12.5	D	Strike-slip	0.38
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi-CUE	1995	6.9	7.1	C	Strike-slip	0.51
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka-CUE	1995	6.9	19.2	D	Strike-slip	0.24
9	Bam	Bam	2003	6.6	8.5	D	Reverse	0.36
10	Tabas	Tabas	1978	7.7	10	C	Reverse	0.2

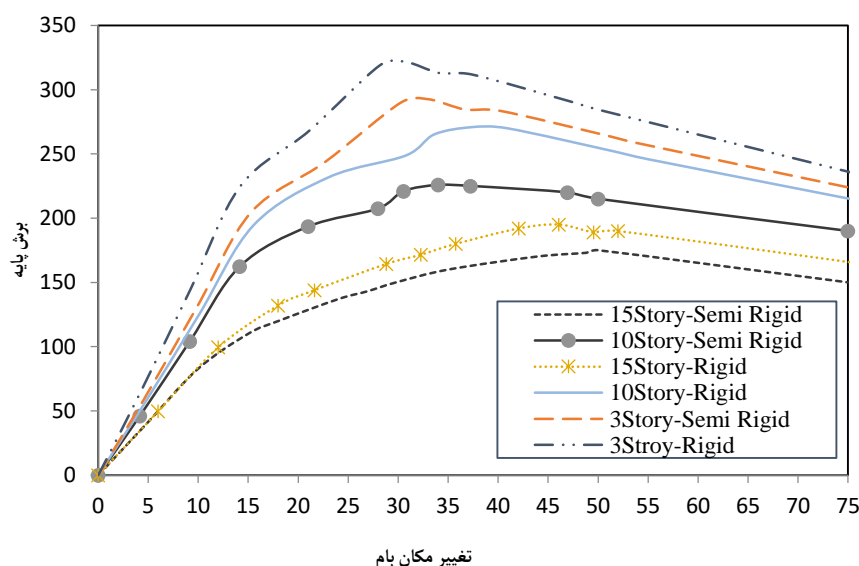
²⁹ OpenSees



شکل ۱۱: طیف پاسخ شتاب نگاشت های انتخابی

۸- مدل سازی در نرم افزار OpenSees و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

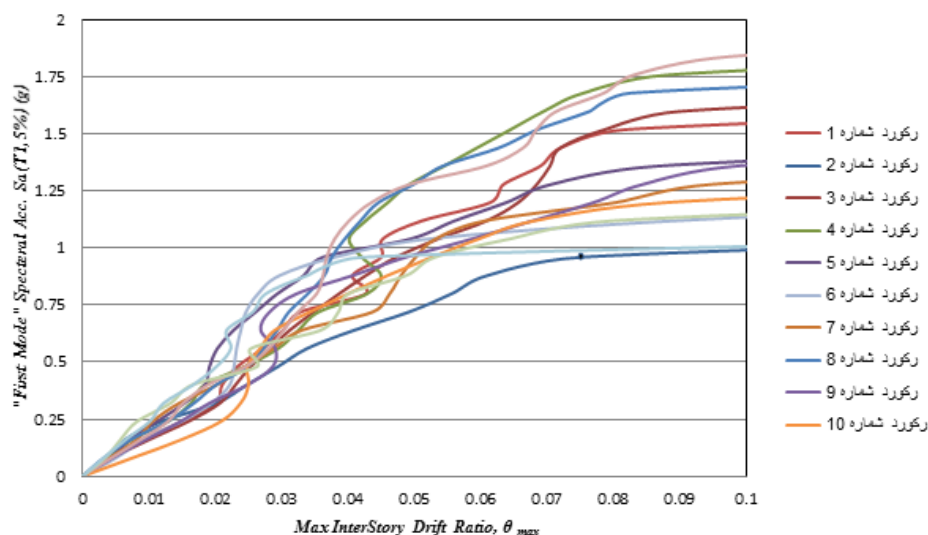
همانطور که اشاره گردید قاب های انتخابی سازه های مورد تحلیل در نرم افزار این سیس به شکل دو بعدی مدل گردید و شمای کلی قاب های مدل سازی شده در ادامه در اشکال آورده شده است. پاسخ یک سازه تحت زلزله می تواند با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با دقت مناسبی برآورد گردد. یکی از مهمترین ایراد های اعمال تحلیل دینامیکی غیرخطی حساسیت پاسخ به شتاب نگاشت های انتخابی می باشد. ارائه تحلیل های دینامیکی افزایشی و برآورد پاسخ ها بر اساس روابط احتمالاتی تا حدود زیادی این ضعف را در عمل جبران نموده است. نتایج تحلیل IDA بدست آمده و مقایسه ی میانگین های ۵۰٪ آنها برای همه قاب ها در اشکال زیر نشان داده شده اند.



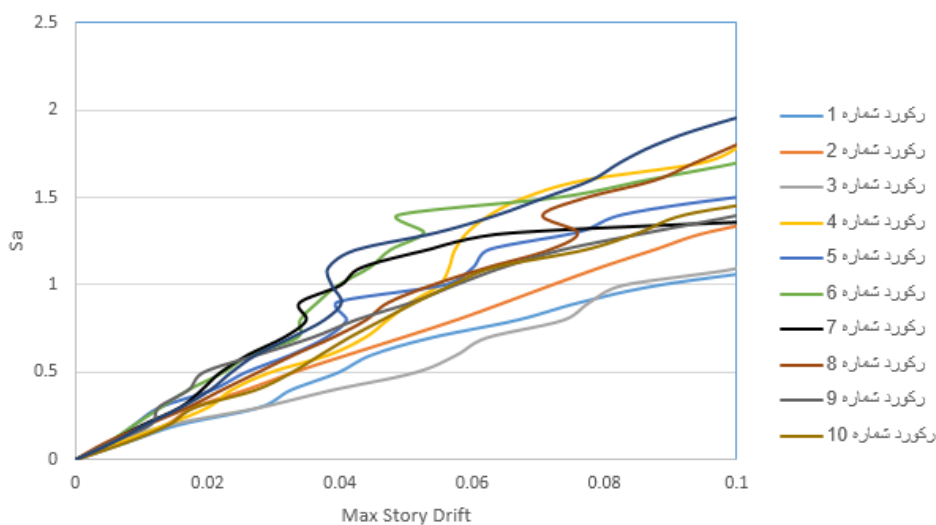
شکل ۱۲: نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای همه سازه ها

همانطور که از شکل فوق بر می آید منحنی پوش برای سازه ۱۵ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب پایین ترین و منحنی سازه ۳ طبقه دارای اتصالات صلب در سطح بالاتری قرار دارد که این موضوع حاکی از آن است که منحنی های پوش متناظر با سازه های دارای

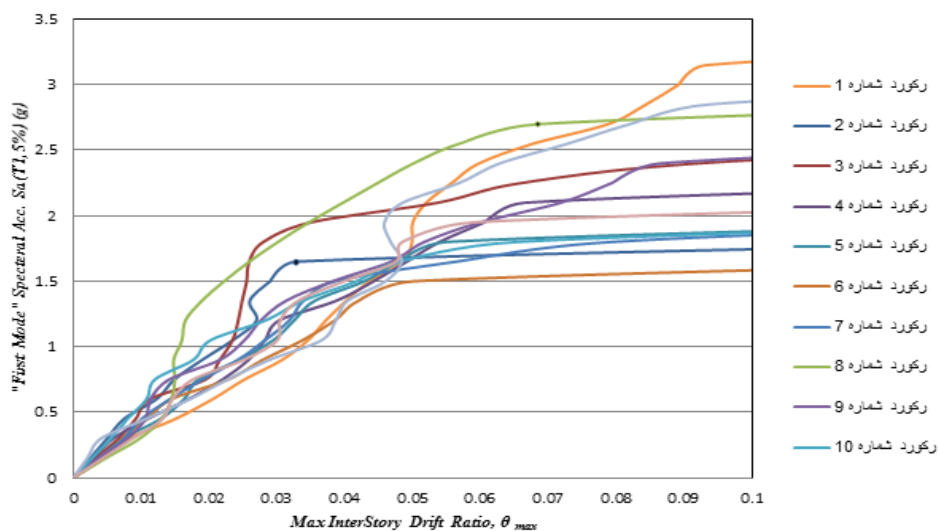
شکل پذیری کمتر در سطح بالاتری قرار می‌گیرند و به عبارتی با افزایش شکل پذیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) منحنی پوش آن در سطح پایین‌تری قرار می‌گیرد. به عبارتی با افزایش صلبیت اتصالات، سازه دارای رفتار صلب‌تری می‌باشد و در نتیجه منحنی پوش آنها در سطح بالاتری قرار می‌گیرد.



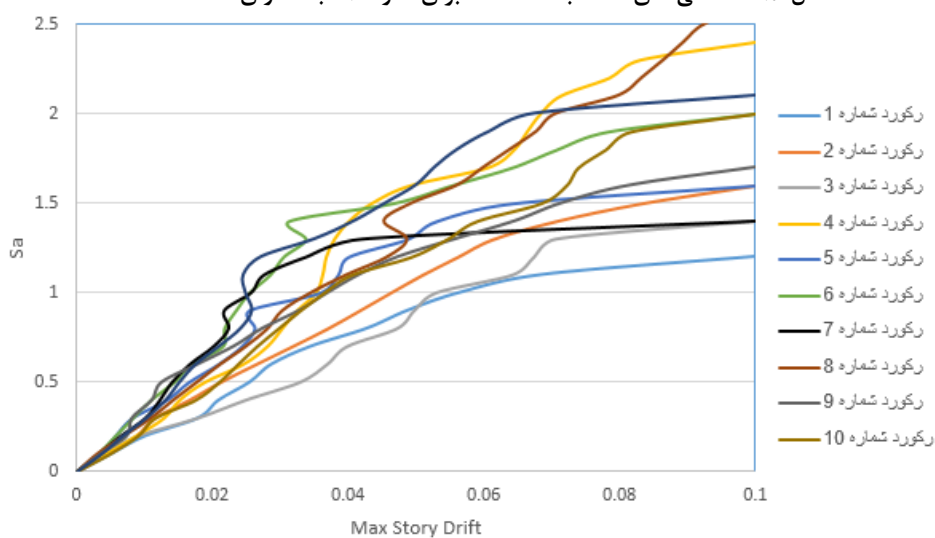
شکل ۱۳: منحنی‌های IDA بدست آمده برای سازه ۱۵ طبقه دارای اتصالات ساده



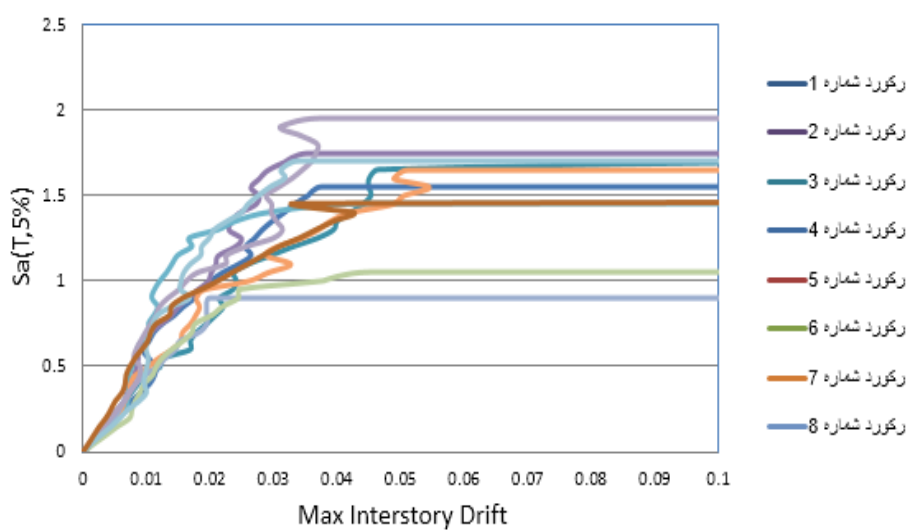
شکل ۱۴: منحنی‌های IDA بدست آمده برای سازه ۱۵ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب



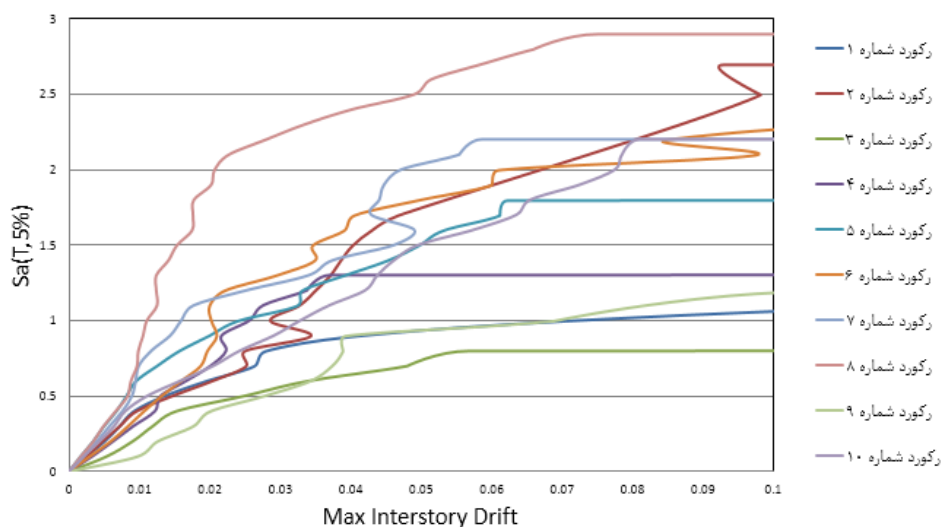
شکل ۱۵: منحنی های IDA بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه دارای اتصالات ساده



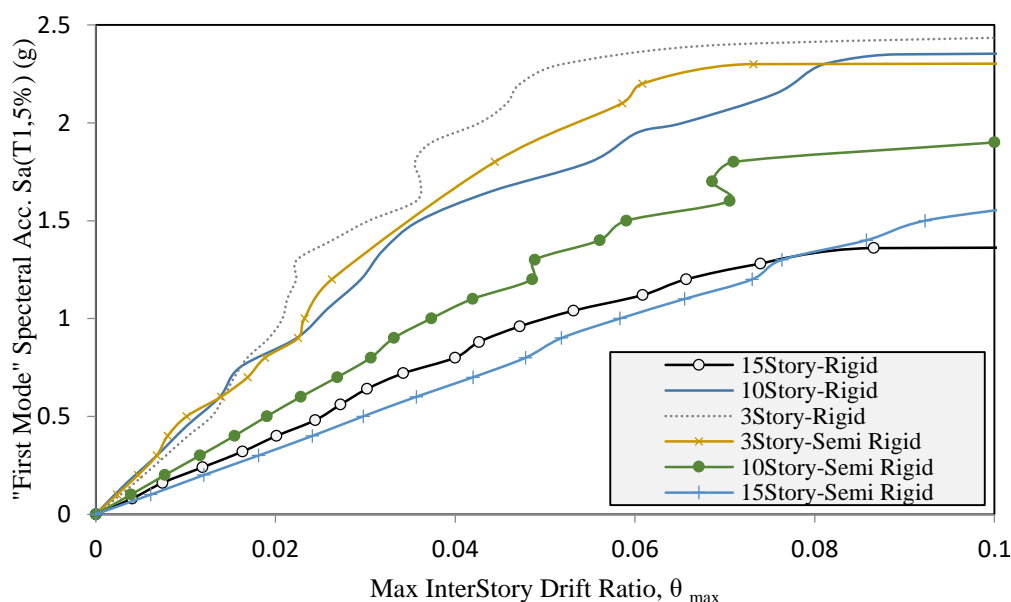
شکل ۱۶: منحنی های IDA بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب



شکل ۱۷: منحنی های IDA بدست آمده برای سازه ۳ طبقه دارای اتصالات ساده



شکل ۱۸: منحنی های IDA بدست آمده برای سازه ۳ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب



شکل ۱۹: مقایسه منحنی ۵۰٪ برای منحنی های IDA بدست آمده برای کلیه حالات

همانطور که مشاهده گردید نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) در اشکال فوق دیده شد که برای تعداد ۱۰ شتاب شتاب نداشت معرفی شده آورده شده است. جهت مقایسه نتایج توصیه شده است که این دسته از منحنی ها خلاصه گردند و سپس با یکدیگر مقایسه گردند. در شکل فوق مقایسه میانگین ۵۰٪ منحنی ها برای هر ۶ سازه انجام شده است. همانطور که از شکل فوق بر می آید سازه های دارای شکل پذیری بیشتر، در سطح شدت لرزه ای پایین تری افقی می گردند و سازه های صلب تر در سطح بالاتری قرار می گیرند که این موضوع در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز نمود پیدا کرده است.

به عبارت دیگر ساختمان به عنوان یک سیستم پیچیده شامل اعضای سازه ای و غیر سازه ای می باشد که این اجزا توسط انواع مختلف اتصالات به هم وصل می شوند. با توجه به اهمیت اتصالات، شناخت دقیق رفتار آنها مخصوصاً در هنگام زلزله، امری ضروری است. در گذشته با توجه به سطح دانش تحلیل سازه ها سعی بر مدلسازی های ساده در ساختمان بود و به این ترتیب اتصالات به دو نوع کاملاً صلب (گیردار) و کاملاً انعطاف پذیر مفصلی تقسیم بندی می شدند. اما امروزه کاملاً مشخص شده است که هر اتصال صلب دارای مقداری انعطاف پذیری بوده و هر اتصال مفصلی قابلیت تحمل مقداری لنگر را دارد که این موضوع نیمه صلبیت اتصالات را کاملاً مشخص می کند.

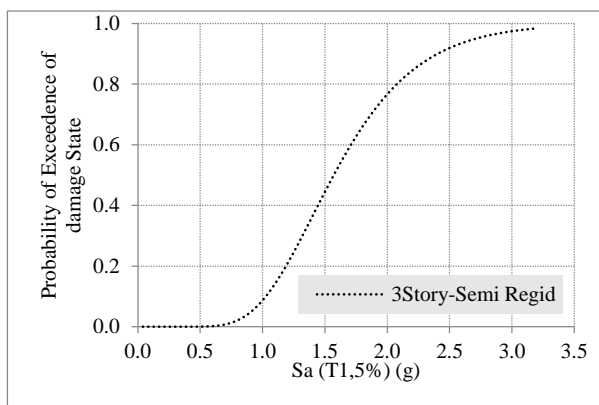
ایجاد خرابی‌های موضعی زیاد در اتصالات جوشی صلب در اثر زلزله نورتریج سال ۱۹۹۴ باعث گردید تا مطالعات زیادی در خصوص تامین شکل پذیری اتصالات جوشی در مناطق با لرزه خیزی شدید انجام گیرد. یکی از پیشنهادات ارائه شده در این خصوص استفاده از اتصالات نیمه صلب می باشد که در زلزله های شدید از یک طرف این اتصال از طریق شکل پذیری دورانی مناسب در استهلاک انرژی زلزله موثر می باشد و از طرف دیگر این اتصال با افزایش میرایی، خود در کاهش نیروی زلزله موثر می باشد. در بررسی اتصالات نیمه صلب لازم است مقاومت و شکل پذیری اتصال مشخص گردد و به این ترتیب پس از انجام تحلیل های خطی و غیر خطی تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی از خرابی های غیر قابل انتظار و رفتارهای نامشخص اتصالات، جلوگیری گردد. بر اساس مقاله انجام گرفته توجه به نیمه صلبیت در اتصالات، علاوه بر اینکه سبب می شود اتصالات از نظر اقتصادی کم هزینه تر شوند به شناسایی رفتار دقیق اتصالات کمک می کند و منجر به بهینه سازی اقتصادی و لرزه ای سازه های فولادی می گردد.

در ایران گاهی به علت کمبود پروفیل های با شماره بالا برای تیر در ساختمان های متوسط و کوتاه از دو مقطع تیر با فاصله از هم استفاده می شود. در نوع نیمه صلب اتصالات این مقاله به علت نبودن فضای کافی جهت اتصال در محل ستون تیرها از کنار ستون ها عبور داده می شود.

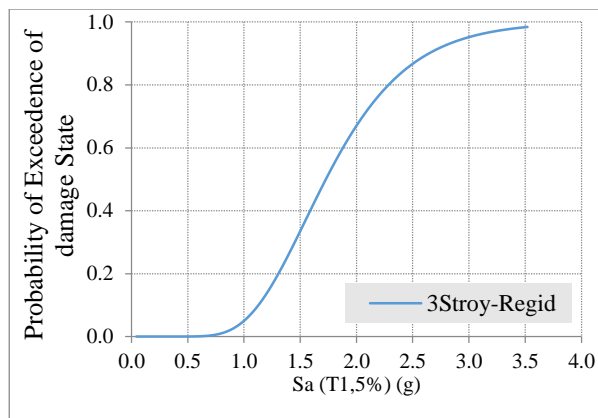
ساخت و نصب سریع و برش و مقدار جوش کمتر و نیز طرح اقتصادی تر در مقایسه با تیرهای با تکیه گاه ساده به علت حالت یکسره بودن و تغییر شکل کمتر تحت بار زلزله و قابلیت استفاده در سازه های موقت و امکان استفاده مجدد از پروفیل ها می تواند از جمله مزایای استفاده از این نوع اتصالات نیمه صلب در کشور باشد. البته خاصیت جوشی این نوع اتصالات تاحدی ناشناخته است. بنابراین به علت حالت نیمه صلب بودن مقداری لنگراز تیر به ستون انتقال می یابد و بایستی اتصال قابلیت این انتقال را داشته باشد و نیز به علت نیمه صلب بودن اتصال بایستی بررسی کل قاب با اتصال نیمه صلب انجام شود و با در نظر گرفتن ضوابط قابها با اتصال نیمه صلب تحلیل شود.

۹- منحنی های شکنندگی

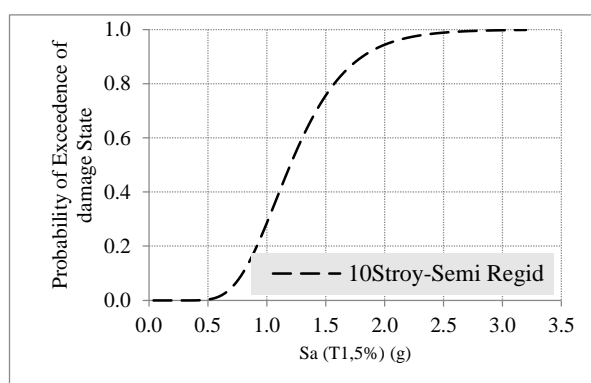
بمنظور استخراج احتمال بروز حالات حدی از خروجی های تحلیل IDA، از نمودارهایی موسوم منحنی های شکنندگی استفاده می شود که برای رسم این نمودارها، شدت لرزه ای IM متناظر با وقوع حالات حدی مورد نظر، به ازای تمامی شتاب نگاشت ها به ترتیب نزولی مرتب می گردد [۲۲، ۲۳]. با استفاده از مقادیر مرتب شده، احتمال وقوع حالات حدی در سازه، به ازای مقادیر کوچکتر یا مساوی یک مقدار IM مورد نظر، که یک احتمال تجمعی است، محاسبه می شود و نمودار آن در مقابل مقدار IM رسم می گردد. با استفاده از این نمودار، می توان گفت که به ازای هر سطح IM، احتمال وقوع حالات حدی، به شرط آن که مقدار IM به سطح مورد نظر محدود شود، به چه میزان است. با در نظر گرفتن حالات حدی آستانه انهدام CP منحنی های شکنندگی مربوط به سازه ها قابل ترسیم می باشد. لازم بذکر است که طبق دستورالعمل FEMA 350، حالت حدی انهدام (CP) نقطه معادل با ۲۰ درصد شیب متوسط اولیه که متناظر با نقطه ی شروع افقی شدن منحنی های IDA در نظر گرفته می شود [۳۴]. منحنی های شکنندگی بدست آمده و مقایسه ی آنها در اشکال زیر ترسیم شده اند.



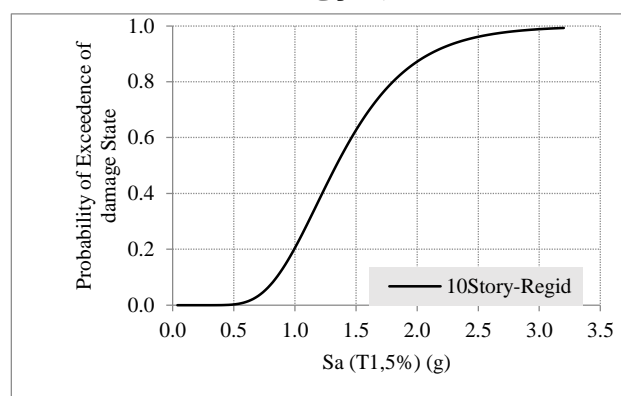
شکل ۲۱: منحنی شکنندگی بدست آمده برای سازه ۳ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب



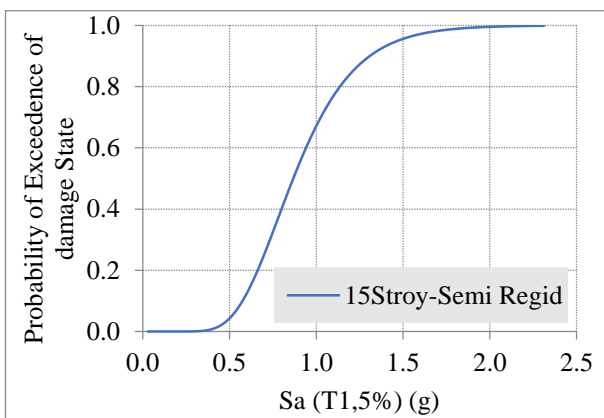
شکل ۲۰: منحنی شکنندگی بدست آمده برای سازه ۳ طبقه دارای اتصالات ساده



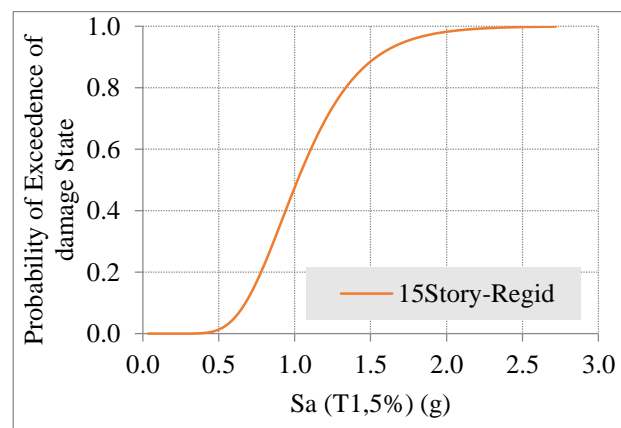
شکل ۲۳: منحنی شکنندگی بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب



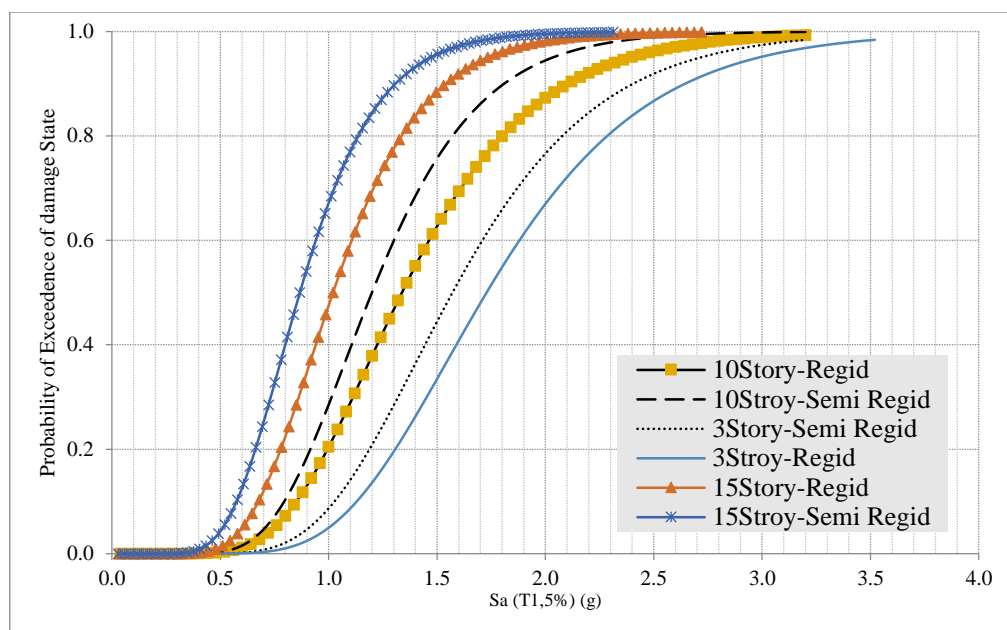
شکل ۲۲: منحنی شکنندگی بدست آمده برای سازه ۱۰ طبقه دارای اتصالات ساده



شکل ۲۵: منحنی شکنندگی بدست آمده برای سازه ۱۵ طبقه دارای اتصالات نیمه صلب



شکل ۲۴: منحنی شکنندگی بدست آمده برای سازه ۱۵ طبقه دارای اتصالات ساده



شکل ۲۶: مقایسه منحنی های شکنندگی برای هر ۶ قاب سازه ای

از دیاگرام های فوق چنین برداشت می شود که در روش طراحی براساس عملکرد می توان رفتار واقعی تری از سازه ها، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین لرزه مشخص، به دست آورد. شاید مهمترین دلیل اهمیت بحث روی طرح لرزه ای براساس عملکرد، به نوع تشویق بکارگیری ابتکار در توسعه روش هایی برای ارتقاء عملکرد باشد. بدون در نظر گرفتن مقادیر خطر لرزه ای در محاسبه احتمال شکست، با کاهش تناوب، احتمال فروریزش (یا برآورد نکردن سطح عملکردی CP) در سازه در سطح ثابت از شدت لرزه ای کاهش پیدا می کند. با اعمال روش معرفی شده که بخش ابتدایی از پروژه ی ATC-58 می باشد [۳۴].

۱۰- بحث و نتیجه گیری

در دهه های اخیر محققان بسیاری در سراسر جهان به بررسی تاثیر اتصالات نیمه صلب بر رفتار سیستم های سازه ای فولادی پرداخته اند. بعد از زلزله نورث ریج اتصال با مقطع کاهش یافته جهت بهبود عملکرد اتصالات پیشنهاد گردید. در ویرایش اخیر مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، تشکیل مفاصل پلاستیک انتهای تیرها در خارج از محدوده اتصال به ستون ملزم گردیده است. استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته راهکار موثری برای این منظور است. تحلیل موضعی اتصالات افزایش ۹ درصدی ظرفیت چرخش پلاستیک را در صورت استفاده همزمان از اتصالات RBS را نشان می دهد. هرچند افزایش در ضریب رفتار قاب های فولادی مدل شده با چنین اتصالاتی چندان قابل توجه نبوده است. به نظر می رسد اتصال تیر با مقطع کاهش یافته تیرهای پیوند خمشی، با متمرکز کردن تنش ها در محلی دور از اتصال، راه حلی مناسب برای رفع این مشکل باشد.

در تحلیل های متداول قاب های فولادی، اتصالات تیر به ستون به صورت یکی از دو حالت صلب کامل و یا مفصلی ایده آل فرض می شوند. با این وجود، اتصالات واقعی به طور متوسط بین دو شرایط حدی رفتار می کنند و دارای سختی غیرخطی می باشد. در واقع بیشتر اتصالات مورد استفاده در قاب های فولادی عادت به رفتار نیمه صلب دارند که می توانند به طور ذاتی در توزیع تمام نیروهای اعضاء شرکت کنند. بعد از زلزله نورث ریج اتصال با مقطع کاهش یافته جهت بهبود عملکرد اتصالات پیشنهاد گردید. در ویرایش اخیر مبحث دهم مقررات ملی، تشکیل مفاصل پلاستیک انتهای تیرها در خارج از محدوده اتصال به ستون ملزم گردیده است. استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته راهکار موثری برای این منظور می باشد. لذا در این مقاله جزئیات جدید برای این اتصال که شامل ترکیبی از حالت جان کاهش یافته می باشد. برای این منظور از نتایج تحلیل مدل اتصال به روش تحلیل غیرخطی استفاده شده است و استفاده از نرم افزار تحلیل غیرخطی در محدوده غیرارتجاعی تحلیل و رفتار کلی سازه با جزئیات اتصال جدید و معمولی بررسی شده است که شامل شکل پذیری سازه می باشد.

شکل‌پذیری تمام قاب‌های دارای اتصال RBS نسبت به قاب‌های بدون RBS افزایش داشته است که توسط این مقدار افزایش برای ضریب رفتار 0.03 ٪ و برای ضریب شکل‌پذیری 0.11 می‌باشد. البته شکل‌پذیری نمونه‌های بدون RBS که در آنها نخستین تسلیم شدگی تیر پیوند، در بر ستون رخ می‌دهد، می‌تواند در عمل، به علت شکست‌های ترد، پایین‌تر از مقدار بدست آمده در این تحقیق نیز باشد.

در روش طراحی براساس عملکرد می‌توان رفتار واقعی‌تری از سازه‌ها، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین‌لرزه مشخص، به دست آورد. شاید مهمترین دلیل اهمیت بحث روی طرح لرزه‌ای براساس عملکرد، به نوع تشویق بکارگیری ابتکار در توسعه روش‌هایی برای ارتقاء عملکرد باشد. بدون در نظر گرفتن مقادیر خطر لرزه‌ای در محاسبه احتمال شکست، با کاهش تناوب، احتمال فروریزش (یا برآورد نکردن سطح عملکردی CP) در سازه در سطح ثابت از شدت لرزه‌ای کاهش پیدا می‌کند. از طرفی با کاهش تعداد طبقات سازه، در این پروژه شکل‌پذیری سازه‌ها کاهش یافته منحنی‌های IDA در سطح IM پایین‌تری افقی می‌گردند. که این نشان‌دهنده‌ی این امر می‌باشد که با افزایش شکل‌پذیری سازه‌ها می‌توان به دریافت‌های بالاتری در سازه‌ها، در یک سطح زلزله‌ی زلزله‌ی یکسان دست یافت.

از مقایسه دیگرام‌های پوش‌آور بدست آمده برای سازه‌های این مقاله چنین بر می‌آید که منحنی پوش برای سازه ۱۵ طبقه دارای اتصالات نیمه‌صلب پایین‌ترین و منحنی سازه ۳ طبقه دارای اتصالات صلب در سطح بالاتری قرار دارد که این موضوع حاکی از آن است که منحنی‌های پوش متناظر با سازه‌های دارای شکل‌پذیری کمتر در سطح بالاتری قرار می‌گیرند و به عبارتی با افزایش شکل‌پذیری در تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) منحنی پوش آن در سطح پایین‌تری قرار می‌گیرد. به عبارتی با افزایش صلبیت اتصالات، سازه دارای رفتار صلب‌تری می‌باشد و در نتیجه منحنی پوش آنها در سطح بالاتری قرار می‌گیرد. از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بدست آمده برای سازه‌های این مقاله چنین بر می‌آید که سازه‌های دارای شکل‌پذیری بیشتر، در سطح شدت لرزه‌ای پایین‌تری افقی می‌گردند و سازه‌های صلب‌تر در سطح بالاتری قرار می‌گیرند که این موضوع در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز نمود پیدا کرده است. با کاهش صلبیت اتصالات، زمان تناوب موثر (پریود) سازه نامتقارن افزایش می‌یابد و متناسب با آن شتاب طیفی کاهش کی‌یابد. نتایج حاصل از منحنی‌های پوش‌آور نشان می‌دهد که RBS تاثیر کمی در قسمت خطی منحنی‌ها دارد ولی با افزایش دریافت‌ها، کاهش اضافه مقاومت سازه قابل توجه است. اتصال RBS باعث افزایش تقاضای تغییرشکلی در مفاصل تیرها می‌گردد. به عبارتی نتایج تحلیلی غیرخطی نشان می‌دهد که افزایش ضریب رفتار در اتصال با جان کاهش یافته نسبت به اتصال معمولی بیشتر است. با کاهش صلبیت اتصالات، درصد مشارکت مودهای بالاتر افزایش یافته بنابراین در سازه‌های دارای اتصالات نیمه‌صلب تعداد مودهای موثر در سازه نسبت حالت صلب بیشتر است. این موضوع در طراحی سازه می‌تواند نقش مهمی ایفا کند.

مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری در سازه‌های بدون RBS به طور میانگین 1.06 برابر سازه‌های با اتصال RBS است. بنابراین قابلیت استهلاک انرژی در سازه‌های بدون اتصال RBS بیشتر از سازه‌های با اتصال RBS است. این خصوصیت، در بارگذاری‌های ارتعاشی مانند زلزله، بهبود رفتار سازه و کاهش خسارات را در پی دارد.

با کاهش صلبیت اتصالات، تغییر مکان‌های سازه افزایش یافته و از سویی نیز تعداد پیک‌های رفت و برگشتی در تاریخچه تغییرمکان کاهش می‌یابد. با افزایش صلبیت اتصالات، میزان دوران گره‌ها کمتر شده و از مقاومت نهایی نیز کاسته می‌شود. از طرفی این روند که بخشی از روند عملکردی طراحی عملکردی راهنمای آمریکایی ATC58 نیز می‌باشد جهت بسط و توسعه منحنی‌های شکنندگی مناسب با ساختمان‌های قاب خمشی مورد ارزیابی قرار گرفت و البته باید توجه داشت که این منحنی‌های شکنندگی صرفاً حاصل از احتمال خرابی عناصر سازه‌ای برخی از سازه‌های رایج در داخل کشور می‌باشد و منحنی‌های شکنندگی برای عناصر غیر سازه‌ای از متولوژی خاص خود بدست‌آورد آمد که در این پایان‌نامه، توصیفات آنها نمی‌گنجد. می‌توان دریافت که در روش طراحی براساس عملکرد می‌توان رفتار واقعی‌تری از سازه‌ها، نسبت به قبل، در صورت وقوع یک زمین‌لرزه مشخص، به دست آورد. شاید مهمترین دلیل اهمیت بحث روی طرح لرزه‌ای براساس عملکرد، به نوع تشویق بکارگیری ابتکار در توسعه روش‌هایی برای ارتقاء عملکرد باشد.

- [1] Munzer B., Wai F. Ch., (1991), "Design analysis of semi-rigid frames. Evaluation and implementation", *Engineering journal*, January, 10(2), Pages 99-111
- [2] Hsieh S., Deierlein, G., (1991), "Nonlinear analysis of three-dimensional steel frames with semi-rigid connections", *Computers & Structures*, Volume 41, Issue 5, Pages 995-1009
- [3] Munzer B., Wai F. Ch., (1990), "Practical analysis of semi-rigid frames", *Engineering Journal*, 27(2):54-68 · December 1990
- [4] Shayanfar M. A., Barkhori M., Barkhordari M. A., Barkhordari M. A., (2017), *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Volume 170 Issue 7, July, 2017, pp. 532-540
- [5] Thomas R., Kurt H. G., (1992), "Reliability of rotational behavior of framing connections", *engineering journal*
- [6] Wai F. Ch., Kishi N., (1989), "Semirigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base and Modeling", *Journal of Structural Engineering*, Volume 115 Issue 1 - January
- [7] Kishi N., Wai F. Ch., (1990), "Moment-Rotation Relations of Semi-rigid Connections with Angles", *Journal of Structural Engineering*, Volume 116 Issue 7 - July
- [8] Farzaneh, M., Ghasemieh, M., Bahari, M.R., (2012), "Evaluation of Bent Fittings Reinforced Sheet Fittings", *Journal of Structural Steel*, Volume 10, Issue 10, Fall and Winter
- [9] Saniee Nia, Z., Mazroyi, A., Ghasemieh, M., Pezeshki, H., (2011), "Evaluation of Seismic Behavior of Beam I Joints to Cans Columns in Special Bending Frames", *2nd National Conference on Structure and Steel*
- [10] Lyse I., Glenn J. G., (2001), "Effect of welded top angles on beam-column connections", *Welding Journal*, Vol. 16, Reprint No. 13(37-2)
- [11] Ichiro Okura & Yuhshi Fukumoto, (1993), "Local Stresses at the Intersection of Cross-Beam Flange with Box-Girder Web", *Thin-Walled Structures* 17, 113-131
- [12] Deylami, A., Tolo Kian, A.R., (2014), "Investigation of the Cyclic Bending Behavior of Beam-to-Cube Columns Using Welded and Latch Wing Sheets", *Amirkabir Scientific-Journal (Civil and Environmental Engineering)*, Volume 46, Number 1, Summer, pp. 39-48
- [13] Colson A., (1991), "Theoretical modeling of semi rigid connections behavior", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 19, Issue 3, Pages 213-224
- [14] Elnashai A. S., Elghazouli A.Y., (1994), "Seismic behavior of semi-rigid steel frames", *Journal of Constructional Steel Research* 29(1-3):149-174 · December 1994
- [15] Jihong Y. and Xu L., (2017), "Member Discrete Element Method for Static and Dynamic Responses Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Joints", *Applied Sciences*, 7(7), 714; doi:10.3390/app7070714
- [16] Andréa R. D. Silva, Everton A. P. Batelo, Ricardo A. M. Silveira, Francisco A. Neves, Paulo B. Gonçalves, (2015), "On the Nonlinear Transient Analysis of Planar Steel Frames with Semi-Rigid Connections: From Fundamentals to Algorithms and Numerical Studies", *Latin American Journal of Solids and Structures*, 11(1), Pages: 124-132
- [17] AKBAS B., SHEN J., (2003), "Seismic Behavior of Steel Buildings with Combined Rigid and Semi-Rigid Frames", *Turkish J. Eng. Env. Sci.*, 27, 253 - 264.
- [18] Paulina Krolo, Mehmed Čaušević, Mladen Bulić, (2015), "Nonlinear seismic analysis of steel frame with semi-rigid joints", *Grđevinar*, 6(5), DOI: 10.14256/JCE.1139
- [19] Ibarra L., Krawinkler H., "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Report No. PEER 2005/06, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, Berkeley, California, 2005.
- [21] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "State of the art report on performance prediction and evaluation of steel moment-frame buildings". Report No. FEMA-355F, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, DC, 2000.
- [22] Applied Technology Council. Washington, D.C: ATC-58, 2009, Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings, *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*.
- [23] Der Kiureghian A. and P. Keshishian, (1996), "Effect of site response on spatial variability of ground motion", Department of civil engineering, University of California, Berkeley, CA 94720, USA,
- [24] Beheshti Aval, S. B. and Masoumi Verki, A., (2019), "Seismic reliability assessment of a steel moment-resisting frame with two different ductility levels using a cloud analysis approach", *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 18(1), 171-185, January, DOI: <https://doi.org/10.1007/s11803-019-0497-6>.
- [25] Beheshti Aval, S. B., Kouhestani, H. and Mottaghi L., (2017), "Effectiveness of two conventional methods for seismic retrofit of steel and RC moment resisting frames based on damage control criteria," *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 16(3): 537–555, DOI: <https://doi.org/10.1007/s11803-017-0404-y>.
- [26] Bahramirad, A., Tehranizadeh, M. and Moshref, A., (2015), "Equating Incremental Dynamic Analysis with Static Nonlinear Analysis at Near-Field Excitation," *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 14(3): 465–476, DOI: <https://doi.org/10.1007/s11803-015-0037-y>.

- [27] Fayun, L, Haibing C and Maosong, H., (2017), "Accuracy of three-dimensional seismic ground response analysis in time domain using nonlinear numerical simulations," *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 16(3): 487–498, DOI: <https://doi.org/10.1007/s11803-017-0401-1>.
- [28] Marijana H.-N. and Tanja K. S., (2017), "Insights from existing earthquake loss assessment research in Croatia", *Earthquakes and Structures*, 13(4), October 2017, pp. 365-375, DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2018.13.4.365>.
- [29] Tafakori E., Pourzeynali S. and Estekanchi H. E, (2017), "Probabilistic Seismic Loss Estimation via Endurance Time Method," *Earthquake Engineering & Engineering Vibration*, 16(1): 233–245, DOI: <https://doi.org/10.1007/s11803-017-0379-8>.
- [30] Shen L., Jian-bo T. and Yun-he L., (2017), "Performance-based seismic design of eccentrically braced steel frames using target drift and failure mode", *Earthquakes and Structures*, 13(5), November 2017, pp. 443-454, DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2017.13.5.443>.
- [31] Rofooei FR , Attari NKA, Rasekh A and Shodja AH (2019) Comparison of static and dynamic pushover analysis in assessment of the target displacement, *International Journal of Civil Engineering*, 4(3):212-225
- [32] FEMA 350. Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Washington (DC), 2000.
- [33] M. Banazadeh, H. Parvini Sani and M. Gholhaki, (2013), "Decision Making Analysis for Seismic Retrofit Based on Risk Management", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, Vol. 14, No. 5 (2013), Pages 735-746
- [34] Masoumi Verki A., Beheshti Aval S. B., (2020), "Performance-Based Design through Implementation of FEMA P-58 Methodology in Developing Countries", *Open Journal of Earthquake Research*, 09(03):255-272, DOI:10.4236/ojer.2020.93015