

ارزیابی توانمندی مدل قاب جایگزین جهت تعیین نسبت مرز فروپاشی قاب‌های خمشی فولادی

سارا فرزانه^۱، حر خسروی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل

*بابل، صندوق پستی ۴۷۱۴۸۷۳۱۱۳، khosravi@nit.ac.ir

چکیده

در سال‌های اخیر آنالیزهای دینامیکی به عنوان یک ابزار مناسب در حوزه کارهای مهندسی زلزله، مورد توجه قرار گرفته است. از طرف دیگر تعداد آنالیزهای مورد نیاز چه در حوزه تحقیق و چه در حوزه طراحی رشد روزافزونی یافته است. به طوری که در بعضی از حوزه‌های تحقیق با رویکرد احتمالاتی، تاب آوری یا بهینه سازی نیاز به آنالیزهای بسیار حجیم دینامیکی غیرخطی می‌باشد. بدیهی است انجام چنین حجمی از تحلیل‌ها دارای هزینه محاسباتی بسیار بالایی بوده و به زمان تحلیل زیادی نیاز دارد. یکی از راهکارهای موثر برای رفع این مشکل، استفاده از مدل‌های ساده شده‌ای است که با دقت مناسب و قابل قبول در مقایسه با مدل دارای جزئیات، زمان فرآیند تحلیل را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهند. در این تحقیق به منظور تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه‌ها، سه مدل با تعداد طبقات ۱۲، ۲۰ و ۲۸ طبقه در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده بر روی مدل با جزئیات و مدل قاب جایگزین، شتاب فروریزش آن‌ها و نسبت مرز فروپاشی آن‌ها محاسبه شده است. نتایج نشان می‌دهد مدل قاب جایگزین با میزان خطای ۳ درصد، نسبت مرز فروپاشی را نشان می‌دهد، و همچنین زمان انجام آنالیز را نیز به طور متوسط ۲/۵ کاهش می‌دهد.

واژگان کلیدی

مدل قاب جایگزین، تحلیل دینامیکی فزاینده، نسبت مرز فروپاشی (CMR)، مدل ساده شده

Robustness evaluation of Substitute Frame for determination of collapse margin ratio in steel moment frames

S. Farzaneh, H. Khosravi

Abstract

In recent years, dynamic analysis has been considered as an appropriate tool in the earthquake engineering field. On the other hand, the number of analyzes required in the research and design field has grown. So, in some fields of research with a probabilistic approach, resilience or optimization, requires extensive nonlinear dynamic analyses. Performing such a mass analysis has a very high computational cost and requires a lot of analysis time. One of the practical solutions to this problem is the use of simplified models that significantly reduce the total analysis time with appropriate and acceptable accuracy compared to the detailed model. In this research, in order to determine the collapse margin ratio of structures, three 8-, 12-, and 20-story buildings have been considered. By performing the incremental dynamic analysis (IDA) on the detailed model and the substitute frame model, their collapse intensities and collapse margin ratio have been calculated. The results show that the substitute frame model determines the collapse margin ratio with an error rate of 3%, and also reduces the analysis time by an average of 2/5%.

Keywords

Substitute frame, Incremental dynamic analysis, Collapse margin ratio, Simplified model

امروزه استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، در بسیاری از کارهای پژوهشی گسترش یافته است. از طرفی زمان انجام این تحلیل قابل توجه است. برای رفع این مشکل می‌توان از ابرکامپیوترهایی استفاده کرد که قدرت پردازش بالایی دارند و با سرعت بیشتری، این تحلیل انجام شود. ولی با توجه به اینکه سیستم‌های با پردازنده‌های قوی در اختیار همه افراد قرار ندارند و همچنین تعداد آنالیزهای مورد نیاز به طور روز افزون در حال افزایش است باید از راهکار دیگری استفاده کرد. برای رفع این مشکل می‌توان از مدل‌های ساده شده‌ای استفاده کرد که ضمن دقت بالا و مناسب، زمان انجام تحلیل را نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهند. مدل‌های ساده شده برای سیستم قاب خمشی را می‌توان به سه دسته‌ی مدل گسسته، مدل تیر پیوسته و مدل قاب‌های ساده شده تقسیم کرد. مدل‌های گسسته از سال ۱۹۷۰ جز اولین مدل‌هایی بودند که برای انجام آنالیزهای حجیم از آن‌ها استفاده می‌شد، در این مدل‌ها از تغییر شکل‌های خمشی صرف نظر می‌شد [۱-۳].

Iwan [۴] و Huang [۵] با استفاده از مدل تیر پیوسته طیف تغییر مکان نسبی را برای رکوردهای حوزه نزدیک به دست آوردند. Trifunac معادله تیر برشی را به روش‌های مختلف حل کرد [۶]. Miranda مدل خمشی-برشی را برای تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه ارائه داد در این مدل دو تیر یکی با رفتار خمشی و دیگری با رفتار برشی به وسیله عضوی دو سرمفصل به هم متصل شده‌اند که از نظر تغییر شکل محوی صلب می‌باشد. او یک مدل ۱۰ طبقه را به روش آنالیز استاتیکی معادل ارزیابی کرد و میزان تغییر مکان بام و همچنین میزان تغییر مکان ماکزیمم طبقات را با هم مقایسه نمود [۷]. Miranda و Akkar [۸] و Khaloo و Khosravi [۹] با آنالیز مودال مدل تیر خمشی-برشی، پاسخ الاستیک سازه را مورد بررسی قرار دادند.

استفاده از مدل‌های قاب ساده شده برای تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب خمشی، به مدل استخوان ماهی^۱ برمی‌گردد که دارای سابقه طولانی در مقالات ژاپنی است. این مدل اولین بار توسط Nakashima و همکارانش در سال ۲۰۰۲ تحت عنوان قاب عمومی^۲ در ژورنال‌های انگلیسی زبان معرفی شد. در مدل‌های ساده شده با فرض چرخش یکسان تمامی گره‌ها و با استفاده از مفهوم سختی موازی اعضا، یک قاب چند دهانه را به یک قاب یک دهانه تبدیل می‌کند. شکل (۱-ب). آن‌ها مدل قاب عمومی را برای قاب خمشی فولادی ارائه دادند که توانست توجه زیادی را جلب کند. ساختار مدل Nakashima به این

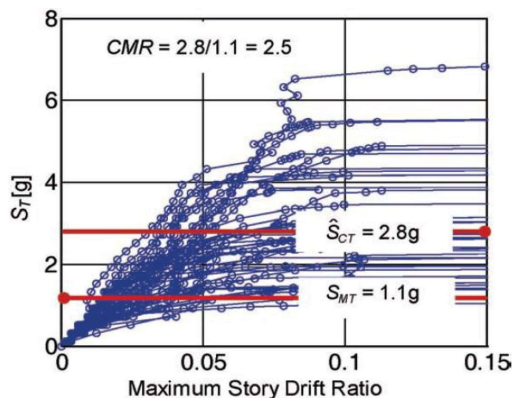
صورت بود که ستون طبقه به صورت یک المان الاستیک مدل می‌شود و دوسر آن‌ها بصورت فزاینده‌ای که به گره طبقه متصل می‌باشد، مدل‌سازی شده‌اند [۱۰].

Khaloo و Khosravi مدل استخوان ماهی ارائه شده توسط ناکاشیما را اصلاح کردند و مدل استخوان‌ماهی اصلاح‌شده^۳ را ارائه دادند شکل (۱-ج). آن‌ها با اضافه کردن المان‌های خرابایی در دو طرف ستون تغییر شکل‌های خمشی قاب را در نظر گرفتند و همچنین رفتار غیرخطی المان‌ها را اصلاح کردند [۱۱].

Soleimani و همکارانش در سال ۲۰۱۹ با در نظرگیری اثر زوال بروی رفتار قاب خمشی بتنی، مدل قاب جایگزین^۴ را ارائه دادند. شکل (۱-د). در این مدل با فرض اینکه چرخش در گره‌ها با هم برابر نیستند، نقطه عطف محدود به وسط دهانه نمی‌شود. و همچنین اضافه نیرویی که بر اثر تفاوت برش دو سر تیر در مدل‌های قبلی وجود داشت، ایجاد نمی‌شود. مدل قاب جایگزین برای سازه‌های فولادی تفاوت چندانی با مدل استخوان ماهی اصلاح شده ندارد [۱۲]. حقیقت و شریفی به ارزیابی مدل اصلاح شده استخوان‌ماهی برای قاب‌های نامنظم پرداختند. آن‌ها انواع نامنظمی مانند تفاوت در ابعاد دهانه‌ها، تفاوت در سختی، تفاوت در جرم طبقه را در نظر گرفتند [۱۳]. Zhe و همکارانش مدل استخوان ماهی را برای قاب خمشی بتنی با مقطع فایبر ارزیابی کردند و نتایج آن‌ها نشان داد که مدل استخوان ماهی نتایج دقیق و قابل قبولی برای قاب خمشی بتنی دارد [۱۴]. همچنین تاکنون در تحقیقات متعدد، به اصلاح مدل قاب جایگزین برای دهانه‌های نامساوی پرداختند و مدل اصلاح شده‌ای ارائه دادند که برای دهانه‌های نامساوی هم قابل استفاده باشد [۱۵-۱۷]. تا کنون از مدل‌های ساده شده در تحقیقات متعدد، برای انجام آنالیزهای گسترده به طور مثال در تعیین الگوریتم‌های بهینه سازی، انجام تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده‌است [۱۸-۲۲]. یکی از اهداف آیین نامه‌های طراحی لرزه‌ای جدید، بررسی عملکرد سازه‌ها در سطح فروریزش سازه است که با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انجام می‌شود. با توجه به اینکه انجام تحلیل دینامیکی فزاینده به ازای تعداد رکورد مشخصی می‌تواند بسیار زمان‌بر باشد، می‌توان برای رفع این مشکل از مدل‌های ساده شده‌ای استفاده کرد که ضمن اینکه زمان انجام آنالیز را کاهش می‌دهند، از دقت بسیار بالایی برخوردارند. بنابراین، هدف این تحقیق بررسی عملکرد و توانمندی مدل قاب جایگزین که یک مدل ساده شده برای سیستم قاب خمشی است، در سطح فروریزش سازه می‌باشد. بدین منظور سه سازه به صورت قاب اصلی و قاب جایگزین

مدل‌سازی می‌شوند و با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و محاسبه نسبت مرز فروپاشی دو مدل، در مورد دقت مدل قاب جایگزین در سطح فروریزش سازه بحث می‌شود. همچنین سرعت مدل قاب جایگزین نیز در انجام تحلیل دینامیکی فزاینده برای محاسبه نسبت مرز فروپاشی سازه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} \quad (1)$$



شکل ۲- تعیین S_{CT} و CMR با استفاده از نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده [۲۳]

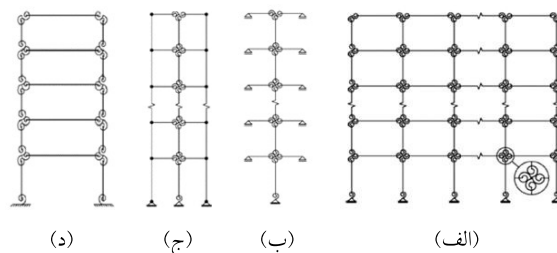
۳- مدل‌سازی

۳-۱- مدل‌های ساختمانی

در این تحقیق ۳ مدل با تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ در نظر گرفته شده است. تمامی مدل‌ها همانند شکل (۳) دارای پلان و ابعاد و تعداد دهنه‌ها مساوی می‌باشند. پلان در هر دو جهت دارای ۵ دهانه می‌باشد. ارتفاع طبقه اول مدل‌ها ۴/۶ متر و بقیه طبقات ۴ متر است. مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق از نوع سیستم قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه و از نوع قاب پیرامونی هستند که در منطقه لس آنجلس در جنوب غربی آمریکا واقع شده‌اند.

طراحی مدل‌های ساختمانی با توجه به خاک نوع D و سطح خطرپذیری بالا و مقادیر شتاب $S_{DS} = 1g$ و $S_{D1} = 0.7g$ انجام شده است. مقدار بار مرده تمامی طبقات 440 kg/m^2 و مقدار بار زنده برای طبقه بام 100 kg/m^2 و برای سایر طبقات 245 kg/m^2 در نظر گرفته شده است.

همچنین بار دیوارها به صورت پیرامونی و به مقدار 370 kg/m لحاظ شده است. مقدار بار جانبی زلزله برای هر مدل با توجه به شرایط و خصوصیات آن متفاوت بوده و به صورت جداگانه محاسبه می‌شوند. مقاطع مورد استفاده برای تیر و ستون

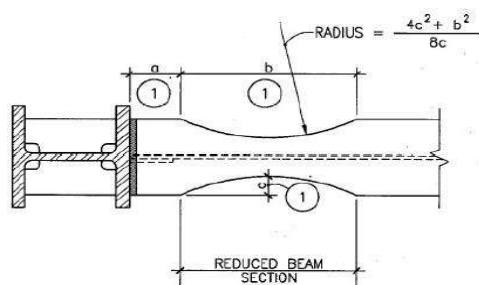


شکل ۱- (الف) مدل قاب با جزئیات، (ب) مدل استخوان ماهی، (ج) مدل استخوان ماهی اصلاح شده و (د) مدل قاب جایگزین [۱۲]

۲- محاسبه نسبت مرز فروپاشی سازه مطابق دستورالعمل FEMA P695

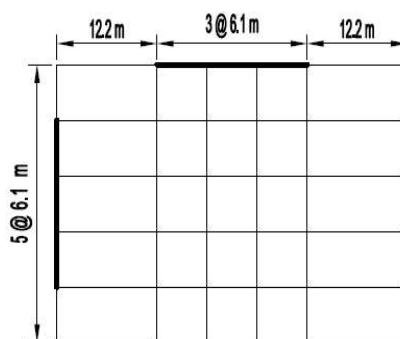
در سال ۲۰۰۹ دستورالعمل FEMA P695 [۲۳] تحت عنوان کمی‌سازی فاکتورهای پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها به منظور تعیین ظرفیت فروریزش مدل‌های ساختمانی منتشر شد. مطابق این دستورالعمل، مدل‌ها باید با استفاده از دسته رکوردهای مشخص تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده^۵ قرار بگیرند. در این روش شتاب‌های وارد بر سازه بصورت تصاعدی افزایش می‌یابد تا سازه به نقطه فروریزش، که به صورت مقدار مشخصی از تغییرمکان نسبی تعریف می‌شود، برسند. با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی به ازای هر شتاب، مقدار ماکزیمم تغییرمکان نسبی از میان تمامی طبقات مشخص می‌شود و نقطه شتاب و ماکزیمم تغییرمکان نسبی به عنوان یک نقطه از منحنی تحلیل دینامیکی فزاینده معرفی می‌شود. با در نظر گرفتن تعداد مشخصی از این جفت نقاط و ترسیم منحنی بین این نقاط، نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده به دست می‌آید. نتایج حاصل از این تحلیل به صورت نمودار شتاب - تغییرمکان نسبی ترسیم می‌شود. با تعریف معیاری برای فروریزش سازه، شتابی که در آن نیمی از رکوردها فروریزش می‌کنند، همانند شکل (۲) به عنوان S_{CT} یا شتاب فروریزش معرفی می‌شود و همچنین شتاب طیف (MCE) که مقادیر آن ۱/۵ برابر طیف طرح است، در پرئود سازه (S_{MT}) مشخص می‌شود و پارامتر نسبت مرز فروپاشی^۶ با توجه به رابطه (۱) تعیین می‌شود. این پارامتر نقش اساسی در

کلی تیر و پارامتر c برابر با $0/25$ برابر پهنای بال تیر، مقطع کاهش یافته تعریف شده است.



شکل ۴- هندسه‌ی تیر با مقطع کاهش یافته [۲۳]

برای طراحی مدل‌ها از نرم افزار ایتبس استفاده شده است. با توجه به اینکه سیستم قاب خمشی سختی کمی دارد، مقاطع تیرها بر اساس کنترل تغییر مکان نسبی طبقات تعیین می‌شوند و مقاطع ستون بر اساس ظرفیت (ترکیب بار عادی، ترکیب بار تشدید یافته و ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی) تعیین می‌شوند. مقاطع تیر، ستون‌های داخلی و خارجی مدل‌های طراحی شده در جدول (۱) آورده شده است.



شکل ۳- پلان مدل‌های طراحی شده

از نوع بال پهن (مقاطع W) از رده‌ی ASTM A992 با تنش تسلیم 355 مگاپاسکال و مدول الاستیسیته 200 گیگاپاسکال می‌باشد. همچنین نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم تعیین شده فولاد، $1/1$ در نظر گرفته شده است.

تیرهای باربر جانبی به صورت تیر با مقطع کاهش یافته^۷ در نظر گرفته شده‌اند که مشخصات این اتصال با استفاده از شکل (۴) قابل تعریف است. در این مقاله با فرض پارامتر a برابر با $0/625$ برابر پهنای بال تیر، پارامتر b برابر با $0/75$ برابر عمق

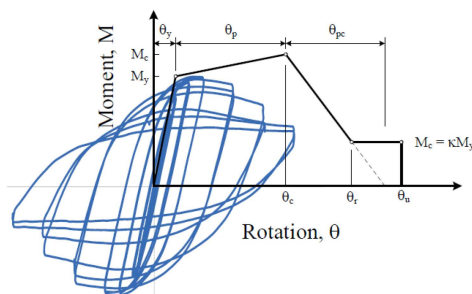
جدول ۱- مقاطع تیر و ستون مدل‌های طراحی شده

| مدل | تیرها | | ستون‌های داخلی | | ستون‌های خارجی | |
|---------|-------|---------|----------------|---------|----------------|---------|
| | طبقه | مقطع | طبقه | مقطع | طبقه | مقطع |
| ۸ طبقه | ۱-۲ | W30x108 | ۱-۲ | W24x192 | ۱-۲ | W24x192 |
| | ۳-۴ | W30x124 | ۳-۴ | W24x176 | ۳-۶ | W24x146 |
| | ۵-۶ | W27x94 | ۵-۶ | W24x162 | ۷-۸ | W24x84 |
| | ۷-۸ | W21x68 | ۷-۸ | W24x131 | - | - |
| ۱۲ طبقه | ۱-۲ | W30x124 | ۱-۴ | W30x261 | ۱ | W30x357 |
| | ۳-۴ | W30x191 | ۵-۸ | W30x211 | ۲ | W30x292 |
| | ۵-۷ | W30x173 | ۹-۱۰ | W30x173 | ۳-۴ | W30x261 |
| | ۸-۱۰ | W27x146 | ۱۱-۱۲ | W30x116 | ۵-۷ | W30x191 |
| | ۱۱-۱۲ | W24x68 | - | - | ۸-۱۰ | W30x148 |
| | - | - | - | - | ۱۱-۱۲ | W30x90 |
| ۲۰ طبقه | ۱-۲ | W36x170 | ۱-۱۰ | W36x361 | ۱-۵ | W36x652 |
| | ۳-۵ | W36x231 | ۱۱-۱۵ | W36x330 | ۶-۷ | W36x529 |
| | ۶-۸ | W36x256 | ۱۶-۱۸ | W36x282 | ۸-۱۰ | W36x441 |
| | ۹-۱۳ | W36x262 | ۱۹-۲۰ | W36x262 | ۱۱-۱۵ | W36x395 |
| | ۱۴-۱۵ | W36x210 | - | - | ۱۶-۲۰ | W36x361 |
| | ۱۶-۱۷ | W36x182 | - | - | - | - |
| | ۱۸-۲۰ | W27x84 | - | - | - | - |
| | - | - | - | - | - | - |

با توجه به اینکه در این تحقیق از اتصال تیر با مقطع کاهش یافته استفاده شده است، الزامات و ضوابط ارائه شده برای این نوع اتصال مطابق با آیین نامه AISC 358 نیز رعایت شده است. به عنوان مثال عمق کلی مقطع تیر و جرم واحد طول تیر باید به ترتیب کمتر از ۱۰۰۰ میلی‌متر و کمتر از ۴۵۰ کیلوگرم باشد. که بزرگترین مقطع استفاده شده در این تحقیق (W36x262) عمقی برابر با ۹۳۷ میلی‌متر دارد که در محدوده مجاز قرار می‌گیرد، همچنین وزن واحد طول نیز کمتر از ۴۵۰ کیلوگرم است. مقدار ضخامت بال مقطع تیر نباید از ۵۰ میلی‌متر تجاوز کند، که برای مقاطع استفاده شده مورد بررسی قرار گرفته است و ماکزیمم برابر با ۴۴ میلی‌متر است. با توجه به اینکه سیستم استفاده شده، قاب خمشی ویژه است، نسبت دهانه‌ی آزاد تیر به عمق کلیه مقاطع بزرگتر از ۷ در نظر گرفته شده است.

۲-۲-۳- مدل‌سازی غیرخطی قاب اصلی

برای مدل‌سازی غیرخطی مدل‌ها از مدل رفتاری دوخطی Bilin استفاده شده است. که منحنی اسکلتی آن در شکل (۵) آورده شده است. برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها از دستور elasticBeamColumn استفاده شده است که المان‌ها را به صورت الاستیک مدل می‌کند و همچنین فنرهای چرخشی در هر یک از دو انتهای تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده تا بتواند رفتار غیرخطی را به درستی نشان دهد. در این تحقیق برای مدل‌سازی غیرخطی مدل‌ها از نرم افزار اپنسیس [۲۴] استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز برای مدل‌سازی غیرخطی به شرح زیر تعیین می‌شوند.



شکل ۵- خصوصیات منحنی اسکلتی برای مدل‌سازی

رفتار غیرخطی المان‌ها [۲۵]

L طول تیر است. همچنین مقاومت تسلیم موثر اعضای تیر از رابطه (۲) به دست می‌آید.

$$M_y = \beta M_{Pe} = \beta \times R_y \times Z \times F_y \quad (2)$$

در این رابطه، β ضریبی است برای افزایش مقاومت تسلیم برای در نظر گرفتن اثر سخت شوندگی چرخه‌ای، که مقدار این ضریب برای تیرها با مقطع کاهش یافته برابر با ۱/۱ است. همچنین ضریب R_y با توجه به جنس فولاد برابر با ۱/۱ در نظر گرفته شده است و F_y تنش تسلیم فولاد که مقدار آن برابر با ۳۵۵ مگاپاسکال است و Z اساس مقطع پلاستیک تیر است. حداکثر مقاومت خمشی مقاطع تیر با در نظر گرفتن اثرات سخت شوندگی چرخشی از رابطه $M_{max} = 1.1M_y$ به دست می‌آید. پارامتر θ_p یا ظرفیت چرخش قسمت سخت شونده منحنی اسکلتی و پارامتر θ_{pc} یا ظرفیت چرخشی شاخه نزولی منحنی که در شکل (۵) مشخص شده است، برای تیرهای با مقطع کاهش یافته به ترتیب از رابطه (۳) و (۴) به دست می‌آید [۲۶]. برای محاسبه مقادیر زوال Λ برای تیر از رابطه (۵) استفاده شده است [۲۷].

$$\theta_p = 0.09 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{0.3} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.1} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.1} \left(\frac{C_{unit}d}{533}\right)^{-0.8} \quad (3)$$

$$\theta_{pc} = 6.5 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.5} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{0.9} \quad (4)$$

$$\Lambda = 585 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.14} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.632} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.205} \quad (5)$$

در روابط بالا، h و t_w به ترتیب ضخامت جان و ارتفاع جان مقطع تیر، b_f و t_f به ترتیب ضخامت بال و پهنای بال مقطع تیر، L طول تیر و d عمق کلی مقطع است که اگر مقدار d در پراوتر چهارم به میلی‌متر وارد شود مقدار ضریب C_{unit} برابر با ۱ است. آمده است. پارامتر L_b طول مهاری تیر و r_y مقدار شعاع ژیراسیون مقطع است. مقاومت خمشی پسماند شکل (۵) از رابطه $M_r = 0.4 M_y$ به دست می‌آید. و همچنین مقدار چرخش نهایی عضو مقدار ثابت ۰/۲ رادیان است [۲۶].

۲-۲-۳- مدل‌سازی غیرخطی ستون‌ها

مقاومت تسلیم مقاطع ستون با در نظر گرفتن نیروی محوری فشاری از رابطه (۶) به دست می‌آید.

$$\text{If } \frac{P_G}{P_{Ye}} \leq 0.2, \quad M_y = 1.15ZR_yF_y \left(1 - \frac{P_G}{P_{Ye}}\right) \quad (6)$$

۲-۲-۳-۱- مدل‌سازی غیرخطی تیرها

سختی موثر اعضای تیر با توجه به مقدار ممان اینرسی، مدول الاستیسیته و طول تیر از رابطه $K_e = \frac{6EI}{L}$ به دست می‌آید. که در این رابطه E مدول الاستیسیته فولاد، I ممان اینرسی مقطع تیر و



$$\Lambda = 25000 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-2.14} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.53} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{4.92} \quad (11)$$

۳-۲-۳- صحت سنجی مدل‌سازی غیرخطی قاب‌های اصلی

در این قسمت به منظور اطمینان از صحت نحوه مدل‌سازی غیرخطی، یک قاب دوبعدی ۴ طبقه که در گزارش NIST Technical Note 2084 [۲۹] آورده شده است، در نرم افزار اپنسیس مدل‌سازی شده است. قاب مورد نظر شامل سه دهانه ۹/۱۵ متری است که ارتفاع طبقه اول آن ۵/۵ متر و بقیه طبقات ۴/۳ متر است. سیستم مورد استفاده، سیستم قاب خمشی فولادی ویژه بوده و برای منطقه با لرزه خیزی بالا طراحی شده است. مقاطع مورد استفاده از نوع بال پهن، و اتصال از نوع تیر با مقطع کاهش یافته در نظر گرفته شده است. اطلاعات بیشتر در مورد مدل مورد نظر در گزارش مذکور موجود است. مدل مورد نظر تحت آنالیز قرار گرفته و مقادیر پیروید سازه در سه مود اول نوسان در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۲- مقایسه مقادیر پیروید حاصل از مدل‌سازی در تحقیق حاضر و مرجع [۲۹]

| مود نوسان | NIST Technical Note [۲۹] | مدل شده در این تحقیق |
|-----------|--------------------------|----------------------|
| ۱ | ۱/۸۱ | ۱/۷۵ |
| ۲ | ۰/۵۴ | ۰/۵۳ |
| ۳ | ۰/۲۶ | ۰/۲۸ |

همچنین نمودار برش بر حسب تغییر مکان نسبی بام موجود در گزارش و حاصل از مدل‌سازی در اپنسیس این تحقیق، مطابق شکل (۶) با هم مقایسه شده اند و روی هم قرار گرفته‌اند که نشان دهنده صحت مدل‌سازی است. مدل مورد نظر تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار گرفته و نمودار جابجایی بر حسب زمان به ازای رکورد kocaeli ایستگاه Duzce180 ترسیم شده و با نمودار موجود در گزارش مطابق شکل (۷) مقایسه شده است، که نشان دهنده صحت مدل‌سازی غیرخطی این تحقیق در نرم افزار اپنسیس است.

۳-۳- مدل‌سازی غیرخطی قاب جایگزین

در این تحقیق از مدل ساده شده، قاب جایگزین که از خانواده مدل‌های ساده شده استخوان ماهی است، استفاده می‌شود. در این مدل با فرض یکسان بودن چرخش مفاصل، می‌توان با

که در این رابطه، ضریب ۱/۱۵ برای در نظر گرفتن سخت شونده‌گی سیکلی لحاظ شده است. Z اساس مقطع پلاستیک و R_y برابر با ۱/۱ است. P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار است که از رابطه $R_y F_y A$ به دست می‌آید. حداکثر مقاومت خمشی مقاطع تیر با در نظر گرفتن اثرات سخت شونده‌گی سیکلیک از رابطه $M_{max} = a M_y$ به دست می‌آید. که پارامتر a با استفاده از رابطه (۷) تعریف می‌شود.

$$a = 12.5 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.2} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.4} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{0.4} \geq 1 \quad (7)$$

پارامتر θ_p یا ظرفیت چرخش قسمت سخت شونده منحنی اسکلتی و پارامتر θ_{pc} یا ظرفیت چرخشی شاخه نزولی که در شکل (۵) مشخص شده است، برای ستون‌ها به ترتیب از روابط (۸) و (۹) به دست می‌آید [۲۶].

$$\theta_p = 294 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.7} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.7} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.6} \leq 0.2 \quad (8)$$

$$\theta_{pc} = 90 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.8} \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.8} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.5} \leq 0.3 \quad (9)$$

در این روابط، t_w و h به ترتیب ضخامت جان و ارتفاع جان مقطع ستون، پارامتر L_b طول مهار ستون، r_y مقدار شعاع ژیراسیون مقطع است. P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار است. مقدار مقاومت خمشی پسماند از رابطه (۱۰) و با توجه به نتیجه تست های متعدد به دست آمده است. که در این رابطه P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار است. و M_y مقاومت تسلیم مقاطع ستون است که با توجه به رابطه (۶) محاسبه می‌شود. و همچنین مقدار چرخش نهایی عضو مقدار ثابت ۰/۱۵ رادیان است [۲۶].

$$M_r = \left(0.5 - 0.4 \frac{P_G}{P_{ye}}\right) M_y \quad (10)$$

همچنین برای به دست آوردن پارامتر زوال ستون با استفاده از پارامترهای t_w و h به که به ترتیب ضخامت جان و ارتفاع جان مقطع ستون، پارامتر L_b طول مهار ستون، r_y مقدار شعاع ژیراسیون، P_G نیروی محوری ناشی از ثقل و P_{ye} نیروی محوری مورد انتظار هستند، از رابطه (۱۱) استفاده شده است [۲۸].

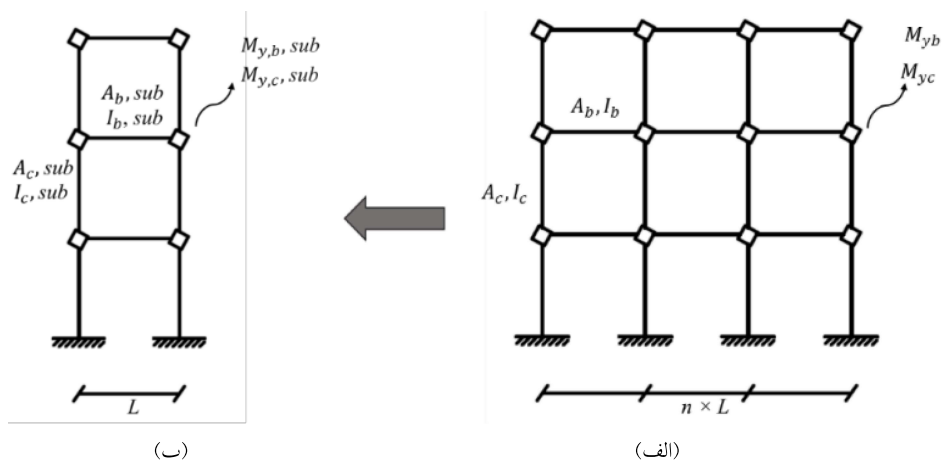
مساحت، ممان اینرسی و لنگر ستون در مدل با جزئیات هستند. و همچنین $A_{b,sub}$ ، $I_{b,sub}$ و $M_{yb,sub}$ به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و لنگر تیر در مدل قاب جایگزین و $A_{c,sub}$ ، $I_{c,sub}$ و $M_{yc,sub}$ به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و لنگر ستون در مدل قاب جایگزین هستند. مقدار بار گسترده روی تیرها در مدل قاب جایگزین n برابر مقدار بار گسترده روی تیر در مدل با جزئیات است.

۴- تفسیر نتایج

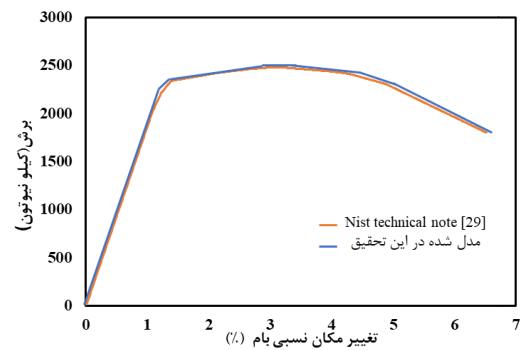
۴-۱- ارزیابی دقت مدل ساده شده در تعیین نسبت مرز

فروپاشی

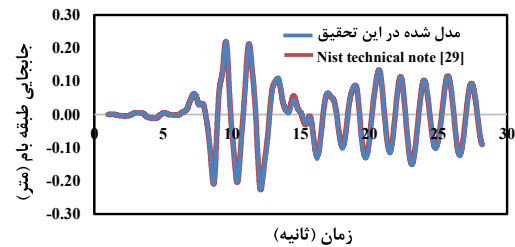
به منظور ارزیابی دقت مدل قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه، تحلیل دینامیکی فزاینده به ازای ۲۲ جفت رکورد، که مشخصات آن در جدول (۳) آورده شده است، برای مدل با جزئیات و مدل قاب جایگزین انجام شده است. نمودار شتاب بر حسب تغییر مکان نسبی طبقات برای هر دو مدل به منظور صحت سنجی عملکرد غیرخطی قاب جایگزین، به ازای رکوردهای جدول (۳) ترسیم شده است. با توجه به شکل (۱۰) می‌توان مشاهده کرد که مدل قاب جایگزین در تحلیل دینامیکی غیرخطی با دقت قابل قبولی مانند قاب با جزئیات عمل می‌کند. همچنین نمودار میانه (۰.۵۰٪)، ۱۶٪، و ۸۴٪ برای رکوردها مورد نظر، در شکل (۱۱) رسم شده است. با توجه به شکل (۱۱) می‌توان مشاهده کرد که مدل قاب جایگزین، نمودارهای میانه (۰.۵۰٪)، ۱۶٪، و ۸۴٪ را با دقت بالایی نسبت به مدل اصلی تخمین می‌زند.



شکل ۸- (الف) مدل با جزئیات و (ب) قاب جایگزین

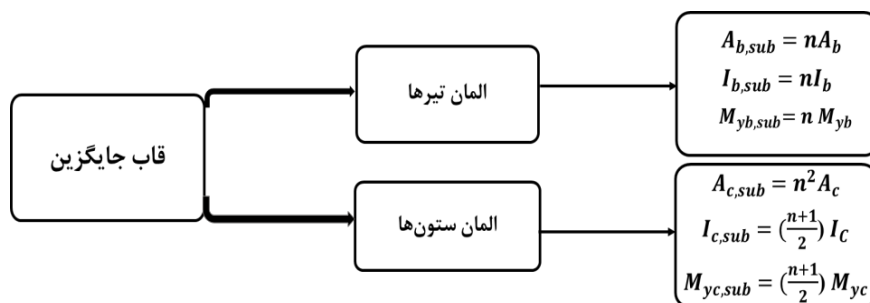


شکل ۶- تطابق نمودار برش بر حسب تغییر مکان نسبی بام حاصل از مدل‌سازی در این تحقیق و گزارش [۲۹]



شکل ۷- تطابق نمودار جابجایی بر حسب زمان حاصل از مدل‌سازی در این تحقیق و گزارش برای رکورد kocaeli ایستگاه [۲۹] Duzce180

استفاده از مفهوم سختی موازی بین المان‌ها، با کمک شکل (۸) شکل (۹) یک قاب چند دهانه را به یک قاب یک دهانه تبدیل کرد. که در شکل (۹) A_b ، I_b و M_{yb} به ترتیب مساحت، ممان اینرسی و لنگر تیر در مدل با جزئیات، A_c ، I_c و M_{yc} به ترتیب



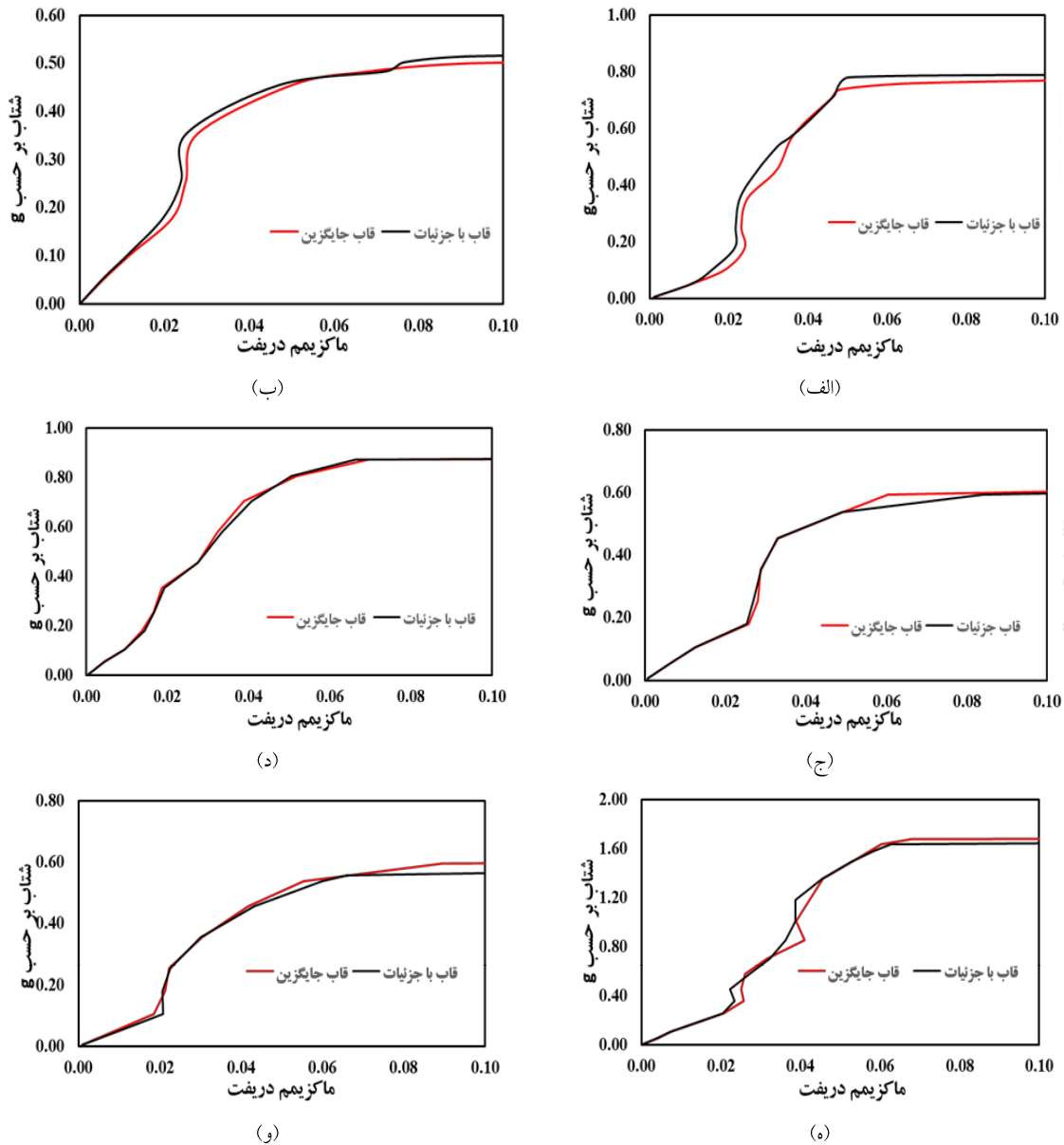
شکل ۹- دیاگرام تعیین پارامترهای قاب جایگزین با استفاده از پارامترهای مدل با جزئیات

جدول ۳- مشخصات ۲۲ جفت رکورد استفاده شده

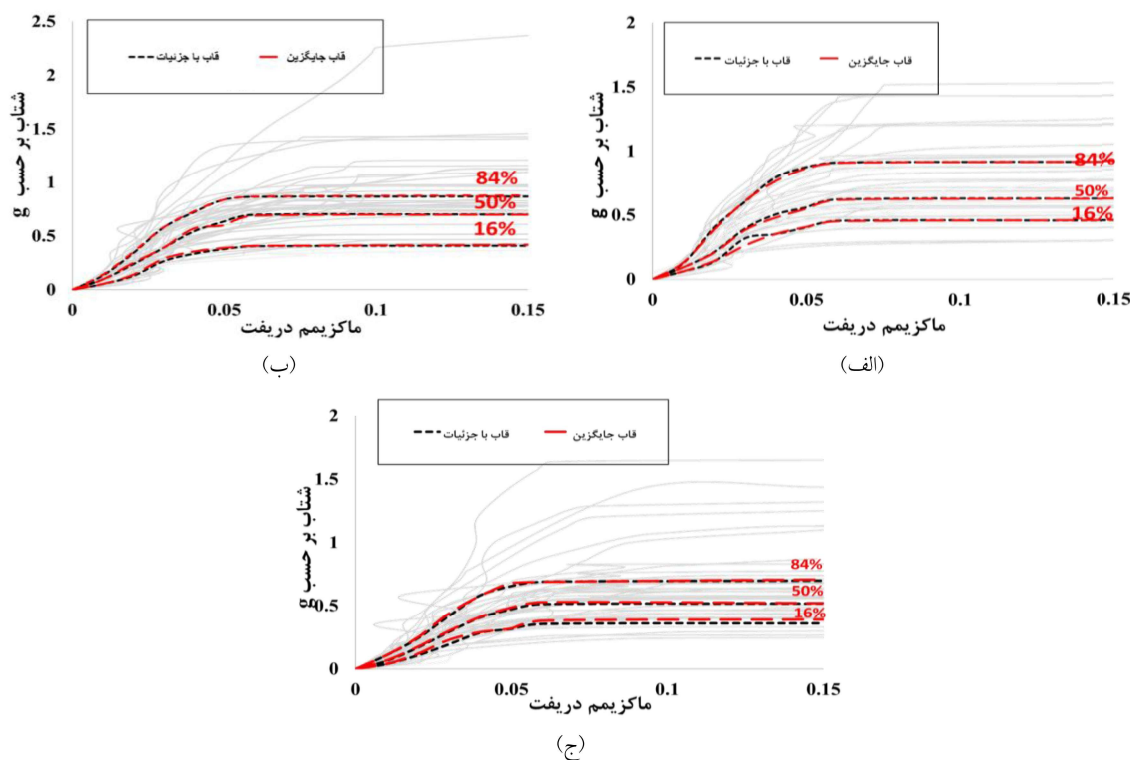
| ردیف | نام زلزله | نام ایستگاه | بزرگا (M_w) | PGA (g) | نوع خاک |
|------|--------------------|------------------------|-----------------|---------|---------|
| ۱ | Northridge | Beverly Hills - Mulhol | ۶٫۷ | ۰٫۵۲ | D |
| ۲ | Northridge | Canyon Country-WLC | ۶٫۷ | ۰٫۴۸ | D |
| ۳ | Duzce,Turkey | Bolu | ۷٫۱ | ۰٫۸۲ | D |
| ۴ | Hector Mine | Hector | ۷٫۱ | ۰٫۳۴ | C |
| ۵ | Imperial Valley | Delta | ۶٫۵ | ۰٫۳۵ | D |
| ۶ | Imperial Valley | El Centro Array #11 | ۶٫۵ | ۰٫۳۸ | D |
| ۷ | Kobe, Japan | Nishi-Akashi | ۶٫۹ | ۰٫۵۱ | C |
| ۸ | Kobe, Japan | Shin-Osaka | ۶٫۹ | ۰٫۲۴ | D |
| ۹ | Kocaeli, Turkey | Duzce | ۷٫۵ | ۰٫۳۶ | D |
| ۱۰ | Kocaeli, Turkey | Arcelik | ۷٫۵ | ۰٫۲۲ | C |
| ۱۱ | Landers | Yermo Fire Station | ۷٫۳ | ۰٫۲۴ | D |
| ۱۲ | Landers | Coolwater | ۷٫۳ | ۰٫۴۲ | D |
| ۱۳ | Loma Prieta | Capitola | ۶٫۹ | ۰٫۵۳ | D |
| ۱۴ | Loma Prieta | Gilroy Array #3 | ۶٫۹ | ۰٫۵۶ | D |
| ۱۵ | Manjil, Iran | Abbar | ۷٫۴ | ۰٫۵۱ | C |
| ۱۶ | Superstition Hills | El Centro Imp. Co. | ۶٫۵ | ۰٫۳۶ | D |
| ۱۷ | Superstition Hills | Poe Road (temp) | ۶٫۵ | ۰٫۴۵ | D |
| ۱۸ | Cape Mendocino | Rio Dell Overpass | ۷ | ۰٫۵۵ | D |
| ۱۹ | Chi-Chi, Taiwan | CHY101 | ۷٫۶ | ۰٫۴۴ | D |
| ۲۰ | Chi-Chi, Taiwan | TCU045 | ۷٫۶ | ۰٫۵۱ | C |
| ۲۱ | San Fernando | LA - HollywoodStor | ۶٫۶ | ۰٫۲۱ | D |
| ۲۲ | Friuli, Italy | Tolmezzo | ۶٫۵ | ۰٫۳۵ | C |

قاب با جزئیات و برای قاب جایگزین محاسبه شده است و در جدول (۴) آورده شده است. نتایج نشان می‌دهد که مدل قاب جایگزین با دقت بسیار بالایی نسبت مرز فروپاشی را محاسبه می‌کند.

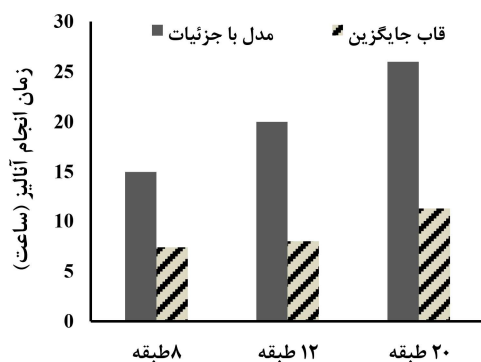
برای هر دو مدل قاب جایگزین و مدل اصلی با در نظر گرفتن معیار دریفت ۵ درصد به عنوان نقطه فروریزش، شتابی که در آن نیمی از رکوردها فروریزش می‌کنند، مشخص می‌شود و مقادیر نسبت مرز فروپاشی سازه با توجه به رابطه (۱) برای



شکل ۱۰- نمودار منحنی های IDA: (الف) مدل ۸ طبقه (رکورد Northridge ایستگاه Mulhol)، (ب) مدل ۸ طبقه (رکورد Landers ایستگاه Yermo_Fire)، (ج) مدل ۱۲ طبقه (رکورد Hector mine ایستگاه Hector)، (د) مدل ۱۲ طبقه (رکورد Chi-Chi ایستگاه Chy101)، (ه) مدل ۲۰ طبقه (رکورد Imeprial valley ایستگاه EL cenntro)، (و) مدل ۲۰ طبقه (رکورد Kobe ایستگاه Shin Osaka)



شکل ۱۱- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی برای مدل قاب جایگزین و مدل با جزییات: (الف) ۸ طبقه، (ب) ۱۲ طبقه، (ج) ۲۰ طبقه



شکل ۱۲- نمودار مقایسه‌ای زمان آنالیز برای قالب جایگزین و مدل با جزییات

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، به منظور ارزیابی توانمندی مدل قاب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه، سه مدل با تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ در نظر گرفته شده است. با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، نمودار شتاب بر حسب تغییر مکان نسبی طبقات، میانه (۵۰٪) و نمودارهای ۱۶٪ و ۸۴٪ منحنی IDA برای هر مدل ترسیم شد. نتایج نشان می‌دهد که برای سه مدل مورد نظر در

جدول ۴- مقادیر نسبت مرز فروپاشی برای مدل با جزییات

و قالب جایگزین

| مدل | ۸ طبقه | ۱۲ طبقه | ۲۰ طبقه |
|-------------------|--------|---------|---------|
| مدل قاب با جزییات | ۱/۳۳ | ۱/۶۵ | ۱/۵۲ |
| مدل قاب جایگزین | ۱/۳۱ | ۱/۶۱ | ۱/۵۳ |

۴-۲- ارزیابی سرعت قالب جایگزین در تعیین نسبت مرز

فروپاشی

به منظور ارزیابی سرعت قالب جایگزین در تعیین نسبت مرز فروپاشی سازه، مدل با جزییات و قالب جایگزین برای ۲۲ جفت رکورد مشخص تحت تحلیل دینامیکی فزاینده قرار گرفتند و مجموع زمان انجام تحلیل هر یک از این دو مدل برای تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه برای ۲۲ جفت رکورد جدول (۳) محاسبه شده است. که نتایج آن در شکل (۱۲) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد زمان آنالیز مدل قاب جایگزین به ترتیب برای مدل ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه حدود ۲/۲۷، ۲/۳ و ۲/۳۱ برابر کمتر از مدل با جزییات است. لازم به ذکر است که آنالیزهای انجام شده با استفاده از سیستم با ۵ هسته (CORE i5) و CPU ۱/۸ گیگاهرتز انجام شده است.

- [12] Soleimani, R., Khosravi, H. and Hamidi, H. (2019), "Substitute Frame and adapted Fish-Bone model: Two simplified frames representative of RC moment resisting frames", *Engineering Structures*, Vol. 185, pp. 68-89.
- [13] Haghghat, A. and Sharifi, A. (2018), "Evaluation of Modified Fish-Bone Model for Estimating Seismic Demands of Irregular MRF Structures", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 62, pp. 800-811.
- [14] Qu, Z., Gong, T., Li, Q. and Wang, T. (2019), "Evaluation of the fishbone model in simulating the seismic response of multistory reinforced concrete moment-resisting frames", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 18, pp. 315-330.
- [15] Soleimani, R. and Hamidi, H. (2021), "Improved Substitute-Frame (ISF) model for seismic response of steel-MRF with vertical irregularities", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 186, pp. 106918.
- [16] Soleimani, R. and Hamidi, H. (2021), "General Substitute Frame Model (GSF) for efficient estimation of seismic demands of steel and RC moment frames", *Engineering Structures*, Vol.246, pp. 113031.
- [17] Hosseini, M., Amiri, H.A. and Estekanchi, H.E. (2021), "Consistent one-bay frame simplified model for efficient seismic evaluation of steel moment frame buildings with equal and unequal bay lengths", *Structures*, Vol.34, pp. 3345-3362.
- [18] Khaloo, A.R., Khosravi, H. and Hamidi, H. (2015), "Nonlinear interstory drift contours for idealized forward directivity pulses using 'modified fish-bone models", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 18, pp. 603-627.
- [19] Lignos, D.G., Putman, C. and Krawinkler, H. (2015), "Application of simplified analysis procedures for performance-based earthquake evaluation of steel special moment frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 31, pp. 1949-1968.
- [20] Ghaderi, P., Khosravi, H. and Firoozjaee, A.R. (2020), "Consideration of strength-stiffness dependency in the determination of lateral load pattern", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 137, pp.106287.
- [21] Jamšek, A. and Dolšek, M. (2020), "Seismic analysis of older and contemporary reinforced concrete frames with the improved fish-bone model", *Engineering Structures*, Vol. 212, pp.110514.
- [22] Xiaohua, L., Kurata, M. (2019), "Probabilistic updating of fishbone model for assessing seismic damage to beam-column connections in steel moment-resisting frames", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 34, pp. 790-805.
- [23] FEMA, (2009), Quantification of building seismic performance factors, In FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [24] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H. (2000), "Open system for earthquake engineering simulation", University of California, Berkeley, CA.
- [25] Speicher, M.S., Speicher, M.S., Dukes, J.D. and Wong, K.K. (2020), "Collapse risk of steel Special moment frames per FEMA P695", US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- [26] NIST (National Institute of Standards and Technology), (2017), Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part Ila-Steel Moment Frames.
- [27] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011), "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake

این تحقیق، نمودار میانه مدل قاب جایگزین و مدل با جزئیات با دقت خوبی بر روی هم منطبق اند. با استفاده از شتابی که در آن نیمی از رکوردها فروریزش می‌کنند، نسبت مرز فروپاشی سازه برای مدل با جزئیات و مدل قاب جایگزین محاسبه شده است. که نتایج نشان می‌دهد مدل قاب جایگزین مقادیر نسبت مرز فروپاشی را با خطای متوسط ۳٪ نسبت به مدل با جزئیات نشان می‌دهد. علاوه بر این نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مدل قاب جایگزین زمان آنالیز را حدوداً ۲/۵ برابر کاهش می‌دهد. لازم به ذکر است که نسبت‌های به دست آمده بر مبنای نتایج مدل‌های استفاده شده در این تحقیق، ارائه شده‌است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با بررسی مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق، استفاده از مدل قاب جایگزین در انجام تحلیل دینامیکی فزاینده علاوه بر اینکه دقت بسیار بالایی پاسخ‌ها را نشان می‌دهد، زمان آنالیز را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد.

۶- مراجع

- [1] Pensieri, J. (1960), Elasto-plastic response of idealized multi-story structures subjected to a strong motion earthquake", *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Japan.
- [2] Hisada, T., Nakagawa, K. and Izumi, M. (1965), "Earthquake response of idealized twenty story buildings having various elasto-plastic properties", In WCEE 3rd Conference.
- [3] Veletsos, A.S. and Vann, W.P. (1971), "Response of ground-excited elastoplastic systems", *Journal of the Structural Division*, Vol. 97, pp. 1257-1281.
- [4] Iwan, W.D. (1997), "Drift spectrum: measure of demand for earthquake ground motions", *Journal of structural engineering*, Vol. 123, pp. 397-404.
- [5] Huang, C.T. (2003), "Considerations of multimode structural response for near-field earthquakes", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 129, pp. 458-467.
- [6] Gicev, V. and Trifunac, M.D. (2009), "Transient and permanent shear strains in a building excited by strong earthquake pulses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 1358-1366.
- [7] Miranda, E. (1999), "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal of structural engineering*, Vol. 125, pp.417-425.
- [8] Miranda, E. and Akkar, S.D. (2006), "Generalized interstory drift spectrum", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 132, pp. 840-852.
- [9] Khaloo, A.R. and Khosravi, H. (2008), "Multi-mode response of shear and flexural buildings to pulse-type ground motions in near-field earthquakes", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12, pp. 616-630.
- [10] Nakashima, M., Ogawa, K. and Inoue, K. (2002), "Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 31, pp. 671-692.
- [11] Khaloo, A.R. and Khosravi, H. (2013), "Modified fish-bone model: A simplified MDOF model for simulation of seismic responses of moment resisting frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 55, pp. 195-

engineering", Journal of Structural Engineering, Vol. 145(9), pp.04019083.

[29] Speicher, M.S., Speicher, M.S., Dukes, J.D. and Wong, K.K. (2020), "Collapse risk of steel special moment frames per FEMA P695", US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.

loading", Journal of Structural Engineering-Reston, Vol. 137, pp. 1291.

[28] Lignos, D.G., Hartloper, A.R., Elkady, A., Deierlein, G.G. and Hamburger, R. (2019), "Proposed updates to the ASCE 41 nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic

پی نوشت

- ¹ Fish-bone model
- ² Generic frame
- ³ Modified fish-bone model
- ⁴ Substitute frame
- ⁵ Incremental dynamic analysis
- ⁶ Collapse margin ratio (CMR)
- ⁷ Reduced beam section (RBS)

