

چکیده

سازه‌های فولادی اجرا شده در ایران بنا بر دلایل گوناگون دارای خطاهای طراحی و اجرایی متعددی همچون استفاده از مقاطع مرکب جفت با بال نیم‌پهن (2IPE) به جای تک مقطع بال پهن (IPB)، وجود ترک در جوش، نقص در اجرای جوش نفوذی کامل و عدم قرارگیری ورق‌های پیوستگی در جای صحیح می‌باشد که وجود این خطاها موجب افزایش آسیب‌پذیری در این گونه قاب‌ها می‌شود. در این مطالعه، به منظور بررسی رفتار قاب‌های اجرا شده در ایران، دو نمونه قاب ۳ و ۵ طبقه موجود در نظر گرفته شده و احتمال خرابی و میزان خسارت متوسط سالیانه آنها با قاب آرمانی (ایده‌آل) آیین‌نامه‌ای مقایسه شده است. به منظور تعیین رفتار غیرخطی قاب‌ها، در ابتدا تأثیر وجود نقص در اتصالات بر رفتار غیرخطی آنها با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود بررسی شده و سپس در ادامه با شبیه‌سازی رفتار غیرخطی قاب‌های اجرایی و قاب‌های آرمانی، رفتار احتمالاتی آنها در زلزله‌ها تعیین شده و منحنی شکنندگی قاب‌ها برآورد گردیده است. همچنین، احتمال خرابی‌های مختلف و خسارت متوسط سالیانه آنها در تهران برآورد شده است. نتایج نشان می‌دهد در سازه ۳ و ۵ طبقه احتمال خرابی قاب اجرا شده به ترتیب $1/7$ و $4/12$ برابر قاب آرمانی بوده و خسارت متوسط سالیانه به ترتیب $1/762$ و $2/36$ برابر قاب‌های آرمانی می‌باشد. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که اولاً، قابلیت اعتماد سازه‌های دارای نقص، بسیار کمتر از قاب‌های آرمانی آیین‌نامه‌ای می‌باشد. ثانیاً، خسارات متوسط سالیانه قاب‌های اجرا شده دو برابر قاب‌های آرمانی است. ثالثاً، نقص اجرایی در سازه‌های با ارتفاع بیشتر، تأثیر فزاینده‌ای بر افزایش احتمال خرابی و خسارات متوسط سالیانه قاب‌ها خواهد داشت. این نتایج نشان‌دهنده‌ی این واقعیت است که به دلیل ضعف اجرایی، ایمنی سازه‌های اجرا شده در ایران بسیار کمتر از میزان مورد نظر در آیین‌نامه است و با افزایش بلندی سازه، از میزان آن کاسته می‌شود. بدین منظور پیشنهاد می‌شود استفاده از مقاطع مرکب جفت با بال نیم‌پهن در ستون‌های قاب خمشی محدود شده و یا تمهیدات ویژه‌ای (مانند کاهش ضریب رفتار) برای آنها در نظر گرفته شود و نظارت کافی بر اجرای این سازه‌ها اعمال گردد.

واژگان کلیدی: قاب خمشی فولادی، نواقص اجرایی، منحنی شکنندگی، احتمال خرابی، خسارت متوسط سالیانه.

ارزیابی لرزه‌ای قاب خمشی فولادی متداول دارای نقایص طراحی و اجرایی؛ مطالعه موردی: استفاده از مقاطع مرکب جفت با بال نیم‌پهن و نقص در اجرای جوش نفوذی کامل

کیارش ناصراسدی (نویسنده مسئول)

استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه زنجان، زنجان

nasserasadi@znu.ac.ir

سعیدرضا مساح

استادیار گروه سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و

صنعت ایران، تهران

حامد محمدلو

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه زنجان، زنجان

امیرحسین قادری

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه زنجان، زنجان

۱- مقدمه

می‌توان به عدم رعایت رواداری‌های ابعادی، ناشاقول بودن ستون‌ها، ایجاد آسیب در حمل و انبار، خطا در هنگام برپا ساختن سازه (مونتاژ)، عدم اجرای مناسب اتصالات (تیر به ستون، صفحه

استفاده از سازه‌های فولادی در ایران از سال‌های گذشته رواج بسیاری یافته است. این سازه‌ها بنا به دلایل گوناگونی دارای خطاهای اجرایی متنوعی می‌باشند که از جمله آنها

پای ستون، مهاربندی‌ها)، عدم اجرا و یا اجرای اشتباه ورق‌های پیوستگی و غیره اشاره نمود. افزون بر این‌ها، طیف وسیعی از اشکالات موجود در جوش‌های نفوذی (مانند وجود ترک در جوش، عدم نفوذ کامل و عدم انجام ذوب مناسب در محل جوش‌ها) که بیشتر در اتصالات گیردار تیر به ستون مورد استفاده قرار می‌گیرد، می‌تواند در کاهش مقاومت و شکل‌پذیری آنها مؤثر باشد [۱].

یکی از ایرادات اجرایی رایج در قاب‌های فلزی که به علت محدودیت در تولید مقاطع بال پهن وجود دارد، استفاده از مقاطع مرکب با بال نیم‌پهن به صورت جفت و یا با ورق‌های تقویت در ساخت ستون‌ها، به جای مقاطع بال پهن می‌باشد. از آنجایی که مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی مناسبی در خصوص رفتار اتصالات تیر به ستون در ستون‌های مرکب جفت ساخته شده با مقاطع بال نیم‌پهن انجام نشده است، در طراحی این قاب‌ها از فرضیات اتصالات از پیش تأیید شده^۱ در آئین‌نامه‌ی AISC استفاده می‌شود که فرض مناسبی نیست.

در زمینه رفتار اتصالات، مطالعات متعددی انجام شده است که در این قسمت به مرور برخی از آنها پرداخته می‌شود. در خصوص اتصال تیرهای I شکل به ستون‌های جعبه‌ای، با توجه به اینکه در اتصال تیر به این گونه ستون‌ها، به دلیل تمرکز تنش، در ناحیه جوش شده در بال پایینی تیر ترد شکنی به وجود می‌آید، پژوهشگران آزمایش‌هایی را برای بهبود عملکرد و ارائه جزئیات بهتر برای این اتصالات انجام داده‌اند. در سال ۱۹۷۴ بلایس [۲] روش جدیدی برای اتصال تیرهای I شکل به ستون‌های جعبه‌ای ارائه داد. بر اساس جزئیات جدید ارائه شده در این مطالعه برای این نوع اتصالات، مفصل خمیری در مقطع تیر و در ناحیه‌ای به دور از اتصال تشکیل می‌شود. پیکارد و جیروکس، آتسو و همکاران، اینگل هارت، سابل و هوگتن آزمایش‌هایی را درباره اتصالات خمشی تیرهای I شکل به ستون‌های جعبه‌ای انجام دادند [۳]. در همه این مطالعات بال‌های تیر به‌طور جداگانه با استفاده از چهار ورق نازک کناری به ستون متصل شده است. جزئیات ارائه شده در این آزمایش‌ها با افزایش دوران خمیری و

تشکیل مفاصل خمیری در تیر، منجر به بهبود عملکرد اتصال تیر به ستون‌های جعبه‌ای گردیده است. چن و همکاران [۴] با ساخت شش نمونه آزمایشگاهی به ارائه جزئیات تقویت شده برای اتصالات تیر به ستون‌های جعبه‌ای پرداخته‌اند. با توجه به نتایج ارائه شده در این پژوهش، نمونه اصلاح شده دارای سه درصد دوران خمیری بیشتر در ناحیه بال تیر می‌باشد و مفصل خمیری در نواحی دورتری از اتصال و در مقطع تیر تشکیل می‌شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد که باید توجه بیشتری به انجام جوشکاری در ناحیه نزدیک به ستون کرد.

یکی از رایج‌ترین اتصالات در ستون‌های مرکب در ایران، اتصالات خورجینی است. از مطالعات انجام گرفته در زمینه این اتصالات می‌توان به تحقیقات طاحونی [۵]، مزروعی و مصطفایی [۶]، مصطفایی و مزروعی [۷] اشاره نمود که نتایج این بررسی‌ها نشان‌دهنده‌ی عملکرد ضعیف اتصالات خورجینی در برابر بارهای لرزه‌ای اعمال شده می‌باشد.

در زمینه بررسی اتصالات قاب‌های گیردار با مقاطع جفت مطالعات محدودی انجام شده است که از آن جمله می‌توان به مطالعات دیلمی و شیراوند [۳] اشاره نمود. در این مطالعه اتصالات تیر به مقاطع جفت با ورق‌های کناری به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. دو عامل ضعف در عملکرد این گونه قاب‌ها عبارتند از شکست ترد در جوش گوشه متصل‌کننده بال تیر به ستون و جاری شدن ورق تقویتی ستون که دو مقطع را به هم متصل نموده است. در پژوهش آنها، به منظور رفع ایرادهای ذکر شده در این نوع اتصالات، دو نوع اتصال با ورق‌های کناری پیشنهاد شده است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که هر دو نوع پیشنهاد برای اتصال، در دوران ۰/۰۱ رادیان شروع به جاری شدگی در تیر اتصال نموده‌اند. این اتصالات تا دوران ۰/۰۴ رادیان با افزایش مقاومت به رفتار خود ادامه می‌دهند. به دلیل کماتش جان تیر در این دوران، افت مقاومت در نمونه‌ها رخ می‌دهد. این افت مقاومت در نمونه اول در دوران ۰/۰۵ رادیان و در نمونه دوم در ۰/۰۶ رادیان به بیشینه مقدار خود می‌رسد. در خصوص رفتار لرزه‌ای ستون‌های

موجود باعث افزایش اعتماد به عملکرد اتصالات شده است. عزیزبخش و همکاران [۱۳] با در نظر گرفتن نه قاب فولادی با ابعاد و دهانه‌های مختلف، به بررسی تأثیر ابعاد و همچنین اثرگذاری تعداد طبقات و دهانه‌ها بر روی ایمنی لرزه‌ای سازه‌های فولادی پرداخته‌اند. در این مطالعه از روش تحلیل دینامیکی افزاینده و نمودارهای شکست به عنوان ابزاری برای تحلیل داده‌ها استفاده شده است. نتایج این تحقیق نشان‌دهنده حساسیت ایمنی لرزه‌ای سازه‌های طرح شده بر اساس آیین‌نامه‌های یکسان، نسبت به تغییر پارامترهای مختلف سازه‌ها می‌باشد. این امر باعث تفاوت در حساسیت ایمنی لرزه‌ای قاب‌ها گردیده و نشان داده شده که این حساسیت به صورت قانون‌مند بستگی به افزایش و کاهش ابعاد قاب و تعداد دهانه‌ها دارد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود مطالعات بسیار محدودی در زمینه‌های رفتار اتصالات ستون‌های ساخته شده از مقاطع جفت و رفتار اتصالات گیردار تیر به ستون به همراه اشکالات اجرایی موجود در آنها انجام پذیرفته است. با توجه به این که ستون‌های مرکب یکی از مقاطع پرکاربرد در ایران بوده و هست، اولاً اجرای آن بدون وجود مشخصات مناسب با این اتصال بوده و بر اساس فرضیات اتصالات از پیش تأیید شده در ستون‌های بال‌پهن انجام می‌شود، ثانیاً رفتار لرزه‌ای آنها مشخص نبوده و عملکرد قابی که این اتصالات در آن به کار گرفته شده نامشخص می‌باشد. بنابراین در این مطالعه، بررسی اولیه‌ای در مورد عملکرد این قاب‌ها به صورت احتمالاتی، در قالب تعیین خسارات متوسط سالیانه آنها انجام شده است. برای این منظور، دو قاب خمشی فولادی کوتاه و متوسط مربوط به یک ساختمان واقعی بر روی خاک نوع ۲، که ستون‌های آن از مقاطع مرکب جفت با بال نیم‌پهن ساخته شده و دارای خطاهای اجرایی همچون وجود ترک در جوش نفوذی اتصال و عدم قرارگیری ورق‌های پیوستگی در جای صحیح می‌باشد، در نظر گرفته شده و احتمال خرابی آن با احتمال خرابی قاب آرمانی آیین‌نامه‌ای که اشکالات ذکر شده در آن موجود نیست، مقایسه شده است.

مرکب، هاشمی و جعفری [۸] با انجام مطالعات آزمایشگاهی - تحلیلی رفتار چرخه‌ای این ستون‌ها را بررسی نموده‌اند. نتایج این مطالعه نشان‌دهنده وقوع کمانش موضعی بال و جان مقاطع و کمانش موضعی تک‌مقطع‌ها در ستون‌های مرکب زیر بارگذاری چرخه‌ای است.

در زمینه نواقص موجود در جوش اتصالات گیردار مطالعات گسترده‌ای صورت گرفته که از آن جمله می‌توان به مطالعات ریگینیوتیس و امام [۹] در رابطه با اتصالات گیردار جوشی اجرا شده قبل از زلزله نورث‌ریچ اشاره نمود. در این بررسی آزمایشگاهی - تحلیلی اثر وجود ورق پشت‌بند^۲ و تأثیر جنس الکتروده‌های مصرفی در جوش اتصالات بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات پیش از زلزله نورث‌ریچ مورد بررسی قرار گرفته است. نمونه‌های اولیه با نمونه‌های اصلاح شده بعد از زلزله نورث‌ریچ مقایسه شده‌اند که نتایج نشان‌دهنده رفتار بهتر اتصالات اصلاح شده بعد از زلزله نورث‌ریچ می‌باشند. در خصوص چگونگی رشد ترک‌های میکروسکوپی و ارائه الگوی رشد آنها، امیری و همکاران در سال ۲۰۱۳ [۱۰] الگویی را ارائه داده‌اند که هم‌خوانی خوبی با نتایج آزمایش‌های مربوطه دارد. آزوما و همکاران [۱۱] و هانجی و همکاران [۱۲]، با ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی از اتصالات جوشی به بررسی رفتار اتصالات دارای نقص و بررسی مسیر گسترش ترک در این اتصالات پرداخته‌اند. نتایج این مطالعات، سازوکار تولید و گسترش ترک‌ها در اتصالات دارای نقص را نشان داده است.

در خصوص برآورد احتمال خرابی قاب‌ها، ریگینیوتیس و امام [۹]، با بررسی قابلیت اعتماد محاسباتی برای اتصالات معمولی در نورث‌ریچ، به مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی این اتصالات پرداخته‌اند. در این مطالعه تأثیر وجود قطعه پشت‌بند و الکتروده‌های موجود در جوشکاری اتصالات قبل از نورث‌ریچ در اطمینان از عملکرد اتصالات با روش عددی مورد بررسی قرار گرفته است. با عنایت به نتیجه این مطالعه، وجود قطعه پشت‌بند باعث کاهش ۱۹ درصدی قابلیت اعتماد سازه گردیده و همچنین اصلاح جنس مصالح جوش‌های مورد استفاده در اتصالات

۲- برآورد خطرپذیری و خسارات محتمل لرزه‌ای

از آنجایی که بررسی خطرپذیری قاب‌های مورد بررسی یکی از اهداف این پژوهش است، بنابراین در ابتدا شناخت مفهوم خطرپذیری ضروری به نظر می‌رسد. خطرپذیری لرزه‌ای عبارت است از احتمال اینکه تبعات اقتصادی و اجتماعی ناشی از زلزله، بزرگ‌تر یا مساوی مقدار مشخصی در یک زمان و مکان مشخص باشد و به زبان ریاضی به صورت رابطه (۱) بیان می‌شود. میزان احتمال خرابی سازه از ترکیب پاسخ احتمالاتی سازه و احتمال وقوع زلزله بر اساس رابطه (۱) برآورده می‌شود.

$$P[D > d_i] = \int_0^{\infty} (F(D > d_i | im)) \frac{d(F(im))}{d(im)} d(im) \quad (1)$$

در این رابطه، تابع احتمال شرطی تجمعی افزایش خسارت D از یک سطح مشخص آسیب، d_i تابع شکنندگی و $F(im)$ تابع احتمال افزایش میزان خطر زلزله از میزان im می‌باشد که به عنوان تابع خطر زلزله شناخته می‌شود؛ که می‌توان آن را به صورت رابطه ساده توانی $P = k_0 (im)^{-k}$ نشان داد. در این رابطه k_0 و k ثابت‌هایی هستند که به مشخصات خطر ساختگاه بستگی دارند. تابع شکنندگی نیز به صورت رابطه (۲) نشان داده می‌شود.

$$P[D > d_i | im] = \Phi \left(\frac{\ln \left[\frac{im}{IM_i} \right]}{\beta} \right) \quad (2)$$

که در آن، im پارامتر اندازه‌گیری بزرگی خطر زمین، IM_i میزان متوسط بزرگی حرکت زمین لرزه، β میزان ضریب تغییرات حالات خرابی و Φ تابع احتمال تجمعی نرمال می‌باشد. با قرار دادن توابع شکنندگی و خطر زلزله، احتمال افزایش خرابی برای هر d_i از رابطه (۱) به صورت حل بسته برآورد می‌شود که در رابطه (۳) ارائه شده است.

$$P[D > d_i] = k_0 (IM)^{-k} \cdot e^{\frac{(\beta_1 k)^2}{2}} \quad (3)$$

در برآورد میزان احتمال خرابی، تابع شکنندگی مربوط به رفتار سازه می‌باشد. این تابع به وسیله تعیین رفتار احتمالاتی سازه زیر اثر تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها برآورد می‌شود که جزئیات آن در مطالعه ناصراسدی و همکاران [۱۴] ارائه شده است.

برای مقایسه خسارت محتمل وارده بر سازه‌ها، از رابطه (۴) استفاده می‌شود [۱۵].

$$EL = C_1 d_1 + C_2 d_2 + C_3 d_3 + C_4 d_4 \quad (4)$$

در این رابطه، مقادیر C_1 ، C_2 ، C_3 ، C_4 به ترتیب میزان نسبت خسارت وارده به هر سازه به هزینه جایگزینی در خرابی‌های ۱ تا ۴ بوده و می‌توان این مقادیر را به ترتیب برابر ۰/۵، ۰/۱۵، ۰/۰۵، ۰/۰۱ در نظر گرفت [۱۵]. مقادیر d_1 تا d_4 به ترتیب احتمال برابری خرابی با هر یک از حالات خرابی چهارگانه می‌باشد. از آنجایی که در رابطه (۳)، احتمال افزایش خرابی محاسبه شده است، برای محاسبه احتمال خرابی از رابطه (۵) استفاده می‌شود.

$$\begin{aligned} P(D = d_1) &= P(D > d_1) - P(D > d_2) \\ P(D = d_2) &= P(D > d_2) - P(D > d_3) \\ P(D = d_3) &= P(D > d_3) - P(D > d_4) \\ P(D = d_4) &= P(D > d_4) \end{aligned} \quad (5)$$

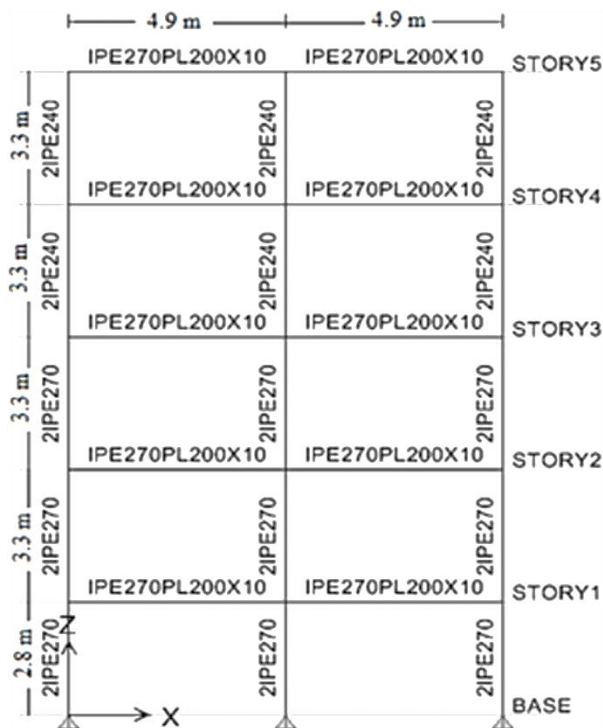
۳- روش انجام مطالعه

به منظور بررسی اختلاف خطرپذیری قاب‌های اجرا شده و آرمانی، در این مطالعه مراحل زیر پیموده شده است:

- ۱- ابتدا دو قاب ۳ و ۵ طبقه، یک‌بار به صورت اجرایی و یک‌بار به صورت طراحی شده آرمانی در نظر گرفته شده و اتصالات آنها گروه‌بندی (تیپ‌بندی) می‌شوند.
- ۲- اتصالات سازه آرمانی و سازه اجرا شده، در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس شبیه‌سازی عددی گردیده و منحنی رفتاری



شکل (۱): نمونه اتصالات قاب مورد نظر برای شبیه‌سازی - عدم قرارگیری ورق‌های پیوستگی در محل درست.



شکل (۲): جزئیات تیر و ستون‌های قاب ۵ طبقه اجرا شده.

از آنجایی که آزمایش‌های لازم برای تعیین رفتار ستون‌ها و اتصالات گیردار تیر به ستون برای مقاطع جفت در دسترس نبوده و این مقاطع جزو مقاطع آزمایش شده در آئین‌نامه AISC و اتصالات آن جزو اتصالات از پیش تأیید شده نیست، رفتار لرزه‌ای آنها مشخص نبوده و از این بابت به نظر می‌رسد مورد تأیید این آئین‌نامه نمی‌باشد. بر این اساس، در این مطالعه احتمال

اتصالات آرمانی و اجرا شده زیر بار چرخه‌ای برآورد شده و عملکرد آنها مقایسه می‌شود.

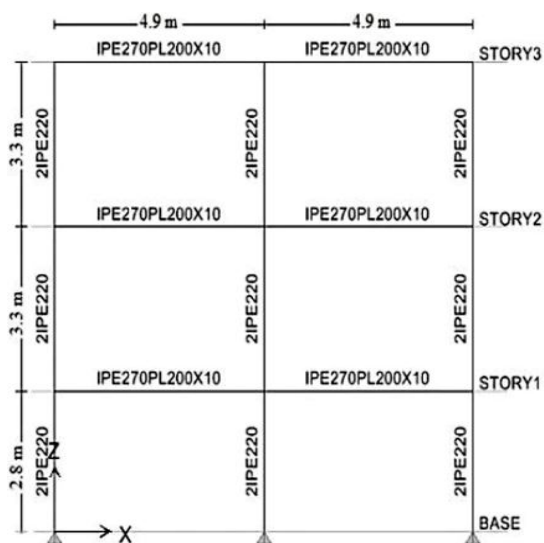
۳- با در نظر گرفتن رفتار اتصالات، قاب‌های مورد بررسی در نرم‌افزار اپن‌سیس شبیه‌سازی عددی شده و رفتار احتمالاتی آنها زیر اثر شتاب‌نگاشت‌های منتخب برآورد می‌شود.

۴- منحنی شکنندگی قاب‌های آرمانی و اجرا شده برآورد می‌شود.

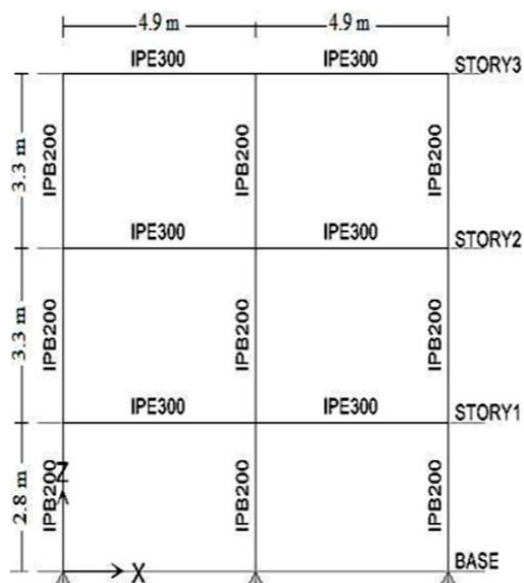
۵- میزان خسارت متوسط سالیانه قاب‌ها برای شهر تهران برآورد و با هم مقایسه می‌شوند. در ادامه، اقدامات انجام شده در هر مرحله آورده شده است.

۴- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

در این مطالعه یک قاب اجرا شده ۵ طبقه فولادی در تهران در نظر گرفته شده است. این قاب دارای اشکالات متعدد در طراحی اعضا و اتصالات می‌باشد. نمونه اتصال اجرا شده این قاب در شکل (۱) و مقاطع آن در شکل (۲) نمایش داده شده است. قاب مذکور در خاک نوع ۲ آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ای بوده و با شکل‌پذیری متوسط طراحی شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، یکی از اشکالات اجرایی محتمل و رایج در اتصالات سازه‌های فولادی، عدم قرارگیری ورق‌های پیوستگی در راستای ورق‌های اتصال می‌باشد. از طرف دیگر، به دلیل عدم ذوب مناسب یا عدم نفوذ کامل جوش نفوذی، در جوش اجرا شده در محل اتصال ترک‌هایی به وجود می‌آید [۱۱-۱۲]. این نقیصه در بیشتر اتصالاتی که در آن آزمایش‌های غیر مخرب انجام نمی‌شود وجود دارد. افزون بر این، یکی دیگر از موارد موجود، استفاده از مقاطع مرکب در ستون‌ها به جای مقاطع بال‌پهن است. بنابراین، نواقص موجود در این بررسی شامل عدم قرارگیری ورق‌های پیوستگی در محل مناسب، نقص در اجرای جوش نفوذی کامل در اتصال‌ها و استفاده از مقاطع جفت به جای مقاطع بال‌پهن می‌باشد. از آنجایی که رفتار این ستون‌ها به خوبی شناخته شده نیست، نمی‌توان در مورد رفتار قاب‌ها اطمینان داشت.

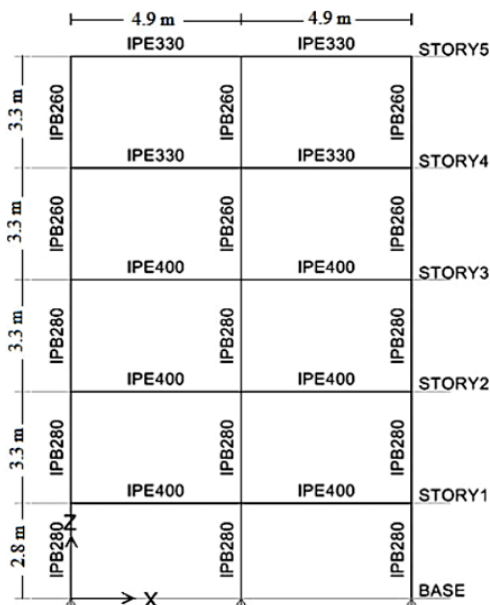


شکل (۴): جزئیات قاب ۳ طبقه اجرایی.



شکل (۵): جزئیات قاب ۳ طبقه آرمانی.

خرابی قاب اجرایی با احتمال خرابی قاب آرمانی که طراحی آن با مقاطع بال پهن و اتصالات تأیید شده آیین‌نامه‌ای انجام شده، مقایسه شده است. همچنین به منظور بررسی اثر ارتفاع، دو قاب با ارتفاع‌های ۳ و ۵ طبقه با مقاطع و اتصالات اجرایی و آرمانی در نظر گرفته شده که مشخصات و مقاطع این قاب‌ها در شکل‌های (۲) تا (۵) ارائه شده است. به منظور شبیه‌سازی رفتار اتصالات و اعمال آن در نرم افزار تحلیل غیرخطی، اتصالات قاب‌های مورد بررسی گروه‌بندی شده و برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه در جداول (۱) و (۲) ارائه شده است. مشاهده می‌شود که اتصالات در قاب ۳ طبقه در یک گروه و در قاب ۵ طبقه در دو گروه می‌باشند.



شکل (۳): جزئیات تیر و ستون‌های قاب ۵ طبقه آرمانی.

جدول (۱): مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب‌های سه طبقه.

دارای نقص			سالم			نوع اتصال طبقه
گروه	ستون	تیر	گروه	ستون	تیر	
DC1-3	2IPE220	IPE270+2PL200x10	IC1-3	IPB200	IPE300	۳-۱

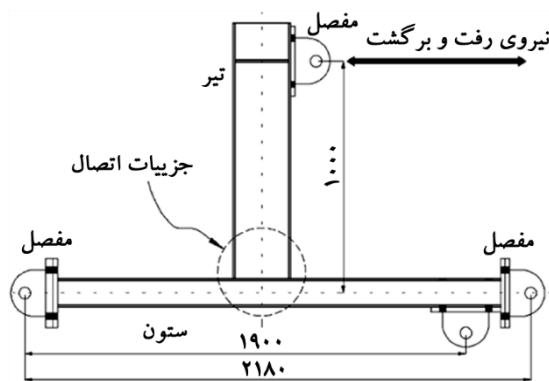
جدول (۲): مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب‌های پنج طبقه.

دارای نقص			سالم			نوع اتصال طبقه
گروه	ستون	تیر	گروه	ستون	تیر	
DC1-5	2IPE270	IPE270+2PL200x10	IC1-5	IPB280	IPE400	۳-۱
DC2-5	2IPE240	IPE270+2PL200x10	IC2-5	IPB260	IPE330	۵-۴

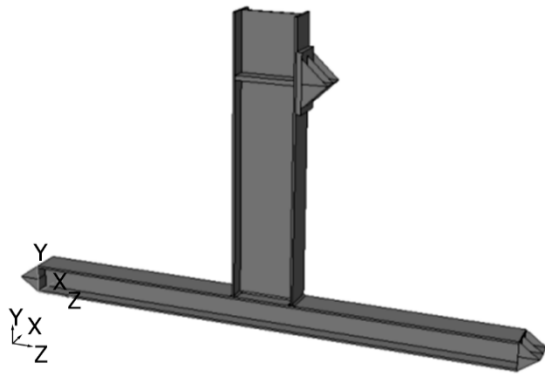
۵- تعیین منحنی رفتاری اتصالات

برای تعیین رفتار اتصالات آرمانی و اجرایی باید نمودار رفتاری این اتصالات زیر بار چرخه‌ای برآورد شود. بر این اساس، برای تعیین رفتار این اتصالات، از روش تحلیلی استفاده شده به طوری که بعد از شبیه‌سازی عددی این اتصالات در نرم افزار اجزای محدود و انجام راستی‌آزمایی، اقدام به تحلیل چرخه‌ای شده است. در ادامه بر اساس نمودارهای استخراج شده از تحلیل اتصالات، منحنی رفتاری مربوط به هر اتصال محاسبه شده و پس از محاسبه و مقایسه منحنی رفتاری اتصالات می‌توان تأثیر نواقص اجرایی را در رفتار اتصال مشاهده نمود.

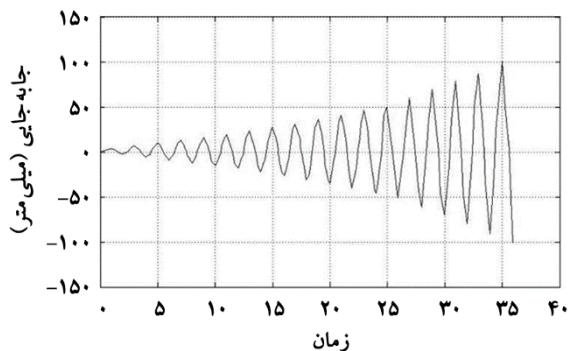
می‌شود که رفتار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی و الگوی تحلیلی



شکل (۶): هندسه و مشخصات نمونه آزمایشگاهی [۴].



شکل (۷): الگوی ساخته شده در نرم‌افزار.



شکل (۸): بارگذاری اعمال شده به نمونه آزمایشگاهی.

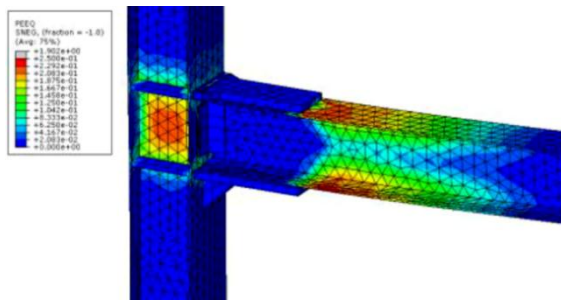
تا حد قابل قبولی تطابق داشته و اختلاف موجود میان دو نمودار می‌تواند مربوط به تفاوت‌های موجود در ساخت و شبیه‌سازی عددی نمونه باشد. با عنایت به خطای حدود ۱۰ درصد در تطبیق رفتار نمونه راستی‌آزمایی شده با نمونه آزمایش شده نتیجه گرفته می‌شود که می‌توان با خطای قابل قبول از الگوی شبیه‌سازی شده

۵-۱- شبیه‌سازی عددی اتصالات و راستی‌آزمایی

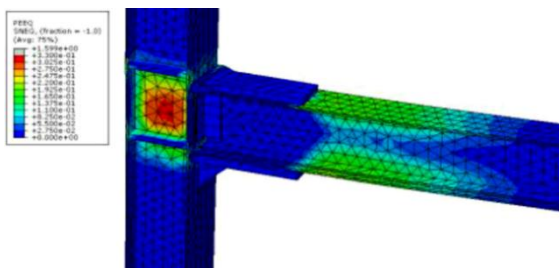
شبیه‌سازی عددی اتصالات در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس [۱۶] انجام شده است. به منظور تعیین درستی شبیه‌سازی، از نمونه آزمایشگاهی مین‌یانگ و مون‌کیم [۱۷] استفاده شده؛ که ابعاد و هندسه آن در شکل (۶) و الگوی تحلیلی ساخته شده بر اساس الگوی آزمایشگاهی در شکل (۷) نشان داده شده است. برای شبکه‌بندی (مش‌بندی) مقاطع تیر، ستون و جوش‌ها از المان‌های هرمی چهار گره‌ای (C3D4) استفاده شده است. در نمونه دارای خرابی برای شبیه‌سازی ترک از روش انتگرال‌گیری کاهش یافته استفاده شده است. به این ترتیب که در المان جوش مسیر ترک مشخص شده و با اعمال بارگذاری چرخه‌ای این ترک گسترش یافته و منجر به گسیختگی جوش می‌شود. فولاد مصرفی در اتصالات، فولاد st-37 با ضریب کشسانی $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ، تنش تسلیم $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ ، تنش نهایی $F_u=4000 \text{ kg/cm}^2$ و ضریب پواسون $\nu=0.3$ می‌باشد. همچنین برای مصالح جوش از مشخصات جوش E60 استفاده شده است. بارگذاری رفت و برگشتی در انتهای تیر مطابق شکل (۸) طبق الگوی آزمایشگاهی اعمال شده است.

منحنی‌های چرخه‌ای در نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی در شکل (۹) مقایسه شده‌اند. از مقایسه این نمودارها مشاهده

که بر اساس نمودار چرخه ای تولید شده، نشان داده شده است. دو خطی کردن نمودار بر اساس روش کلی ارائه شده در آئین نامه فیما ۴۴۰ [۱۸] انجام شده است که در آن، منحنی دو خطی به گونه‌ای به دست می‌آید که ابتدا و انتهای منحنی بر روی دیاگرام منطبق بوده و مساحت زیر منحنی و بالای منحنی یکسان باشد

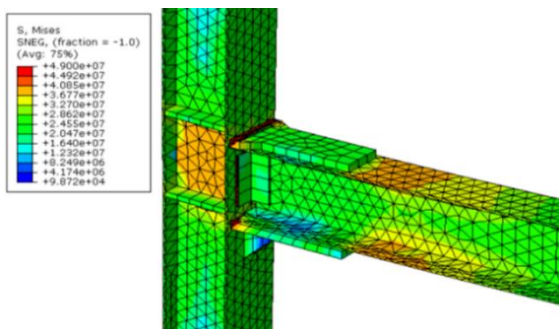


(الف)



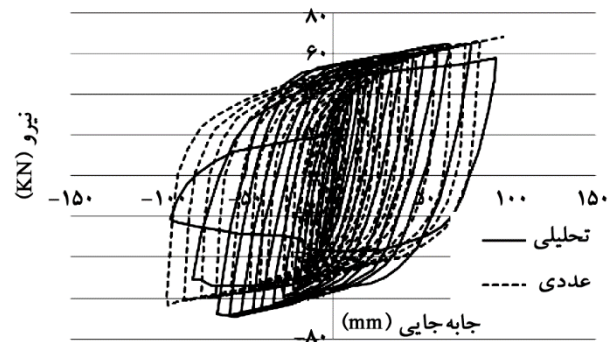
(ب)

شکل (۱۰): کرنش ایجاد شده: الف) اتصال IC1-5، ب) DC1-5.



(الف)

و مشخصات استفاده شده در راستی آزمایی، برای الگوسازی اتصالات مورد بررسی استفاده کرد.



شکل (۹): سازگاری الگوی آزمایشگاهی و تحلیلی.

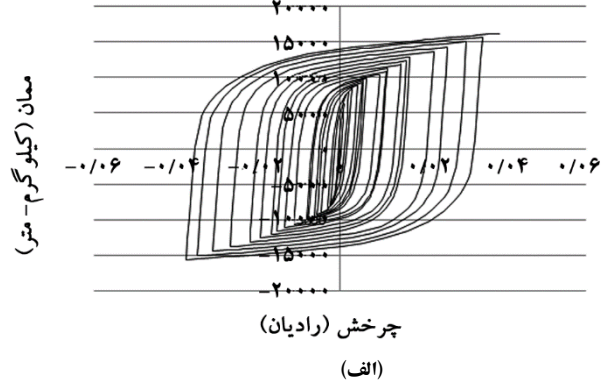
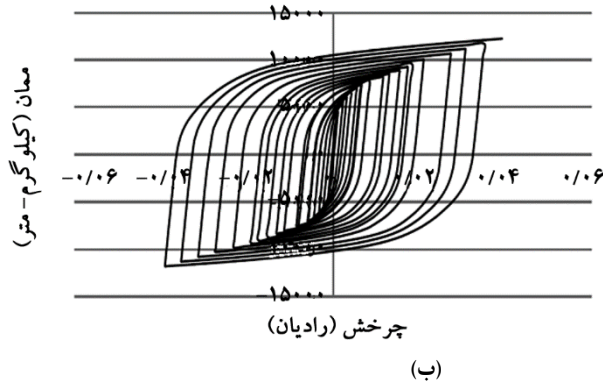
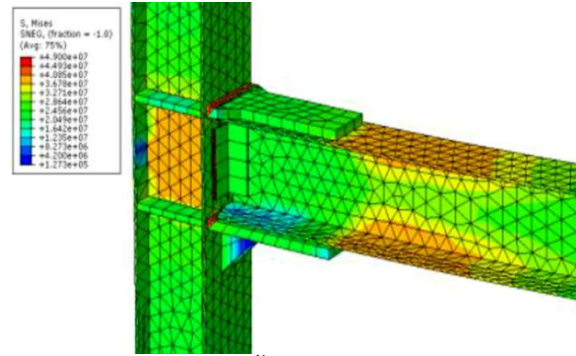
۵-۲- تعیین الگوی رفتاری اتصالات

به منظور تعیین رفتار اتصالات مورد بررسی، این اتصالات در نرم افزار شبیه سازی شده و با توجه به بارگذاری ارائه شده رفتار چرخه‌ای آنها برآورد شده است. توزیع کرنش و تنش فون میسز دو اتصال آرمانی و اجرایی به ترتیب در شکل های (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده است. اتصال DC1-5 در این شکل ها به علت عدم قرارگیری ورق های پیوستگی در محل مناسب خود و همچنین ترک ناشی از عدم نفوذ کامل در محل جوش اتصال تیر به ستون دارای نقص می باشد. همان طور که دیده می شود، در اتصال آرمانی، امکان تشکیل مفصل خمیری در تیر ایجاد می شود که بسیار مطلوب است. این در حالی است که در اتصال اجرایی ناحیه اتصال و چشمه اتصال بیشتر جاری شده و همچنین جوش این اتصال دارای تنش بیشتری نسبت به اتصال آرمانی می باشد. این نشان دهندهی این امر است که به علت ضعف در جوش ها، خرابی اتصال از جوش ها اتفاق افتاده و پیش از ایجاد ظرفیت کامل خمشی در تیر، خرابی در ناحیه اتصال رخ داده است. همچنین با توجه به عدم رعایت ضوابط چشمه اتصال از یک طرف و عدم اجرای مناسب ورق های پیوستگی، چشمه اتصال جاری شده که در نهایت باعث ایجاد آسیب در ستون شده و این رفتار مطلوبی نیست.

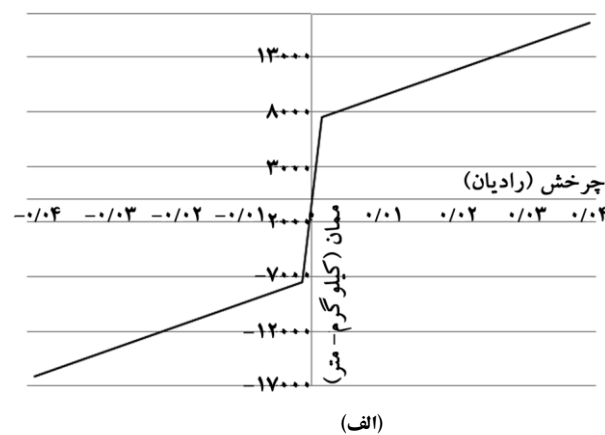
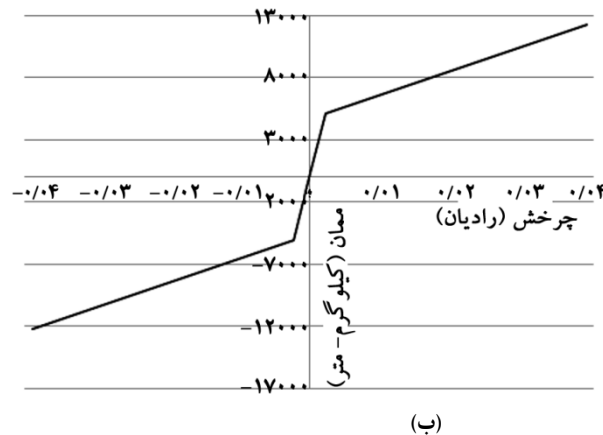
نمونه ای از نمودار لنگر- دوران اتصالات در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در شکل (۱۳) منحنی رفتاری دو خطی شده اتصال،

(ب)

شکل (۱۱): تنش فون میسر ایجاد شده: الف) اتصال IC1-5، ب) DC1-5.



شکل (۱۲): نمودار چرخه‌ای اتصال: الف) اتصال IC1-5، ب) DC1-5.

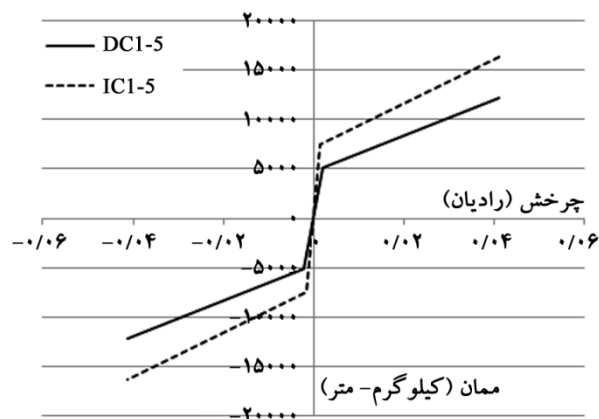


شکل (۱۳): منحنی رفتار دو خطی شده اتصال: الف) اتصال IC1-5، ب) DC1-5.

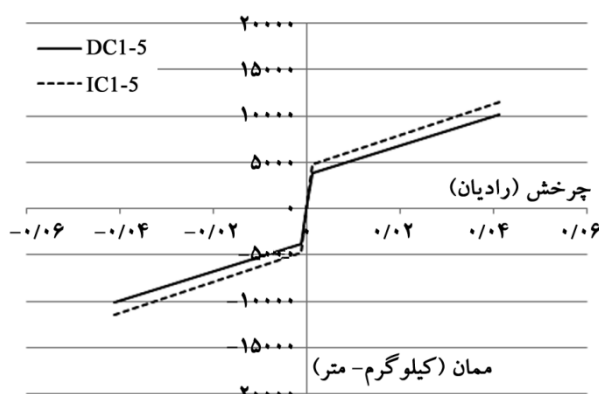
مذکور در جدول (۳) برای هر اتصال ارائه شده است. با مقایسه این نمودارها دیده می‌شود که وجود نقص موجب کاهش ظرفیت لنگر خمشی جاری شدگی و نهایی اتصال به ترتیب برابر ۳۳/۳۳ و ۱۹/۴۳ درصد در قاب پنج طبقه و ۱۹/۲۲ و ۱۱/۴۷ درصد در قاب سه طبقه شده است. با توجه به عدم شبیه‌سازی گسترش ترک در این مطالعه، زاویه دوران خمیری و دوران نهایی آنها یکسان می‌باشد. نتایج جدول نشان می‌دهد که تفاوت مقاومت اتصال در قاب ۳ طبقه کمتر از ۵ طبقه می‌باشد. این امر

و مقدار M_y به گونه‌ای انتخاب شده که منحنی را در $0.6M_y$ قطع کند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، به علت اختلافات دیده شده در شبیه‌سازی عددی، میزان لنگر جاری شدن و نهایی اتصالات دارای نقص، کمتر از اتصال آرمانی می‌باشد.

همین روند برای همه اتصالات آرمانی و اجرا شده به‌طور یکسان تکرار شده که نمودارهای دو خطی رفتاری آنها در شکل‌های (۱۴)، (۱۵) و (۱۶) برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه مقایسه شده‌اند. همچنین پارامترهای رابطه دو خطی رفتاری اتصالات

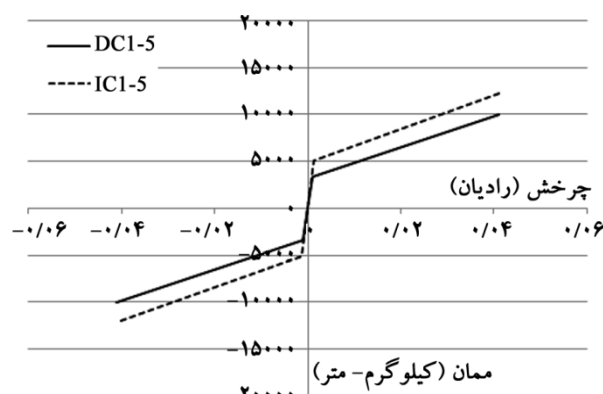


شکل (۱۴): مقایسه منحنی رفتاری اتصالات DC1-5 و IC1-5



شکل (۱۶): مقایسه منحنی رفتاری اتصالات DC1-3 و IC1-3

نشان‌دهنده‌ی این است که تأثیر خطاهای اجرایی در اتصالات با مقاطع قوی‌تر که در ساختمان‌های بلندتر استفاده می‌شود، بیشتر است.



شکل (۱۵): مقایسه منحنی رفتاری اتصالات DC2-5 و IC2-5

جدول (۳): پارامترهای اتصالات شبیه‌سازی شده.

θ_u (Rad)	θ_y (Rad)	درصد کاهش	M_u (Kg.m)	درصد کاهش	M_y (Kg.m)	اتصالات
۰/۰۳۹	۰/۰۰۲۲	۲۴/۱۱	۱۲۲۳۶/۸	۳۲/۰۷	۵۰۸۳/۹۷	DC1-5
۰/۰۳۹	۰/۰۰۱۳۷		۱۶۱۲۶/۰۸		۷۴۸۵	IC1-5
۰/۰۳۹	۰/۰۰۱۱	۱۴/۷۵	۱۰۰۸۶/۴۷	۳۴/۵۸	۳۳۳۸/۷۳	DC2-5
۰/۰۳۹	۰/۰۰۱۱		۱۱۸۳۱/۷		۵۱۰۳/۹۲	IC2-5
۰/۰۳۷۳	۰/۰۰۱۲	۱۱/۴۷	۱۰۱۸۰/۷۵	۱۹/۲۲	۳۸۴۰/۰۸	DC1-3
۰/۰۳۷۳	۰/۰۰۱۲		۱۱۵۰۰/۱		۴۷۵۳/۸۲	IC1-3

روش تحلیلی برآورد شود. روند توسعه منحنی شکنندگی در مطالعه ناصر اسدی و همکاران [۱۴] ارائه شده که در ادامه به روند پیاده‌سازی این روش اشاره می‌شود.

۶-۱- شبیه‌سازی عددی قاب‌های مورد مطالعه

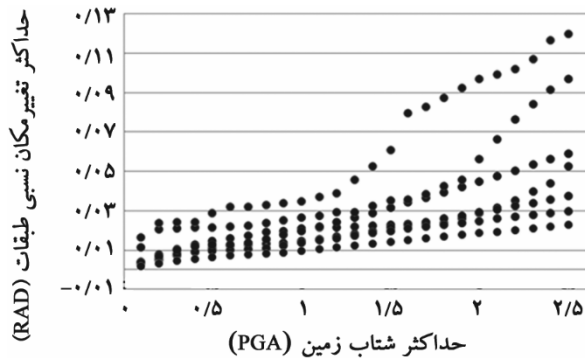
برای تعیین توزیع پاسخ لرزه‌ای، لازم است تا رفتار قاب‌های مورد مطالعه در تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شوند. بدین منظور

نتایج این جدول نشان می‌دهد که وجود نقص در اتصالات به طور متوسط موجب کاهش ۳۴ و ۱۷/۱ درصدی در مقادیر لنگر جاری‌شدگی و نهایی اتصالات می‌شود.

۶-۲ تولید منحنی شکنندگی قاب‌های مورد مطالعه

به منظور تولید منحنی شکنندگی قاب‌ها، لازم است تا ابتدا توزیع پاسخ دینامیکی قاب‌ها در شدت‌های مختلف لرزه‌ای به

طبقات تعیین می‌شوند. نمونه‌ای از توزیع پاسخ سازه در شدت‌های مختلف زمین‌لرزه برای زلزله‌های انتخاب شده از رکوردهای خاک نوع ۲ برای قاب ۳ طبقه با اتصالات آرمانی در شکل (۱۸) ارائه شده است.



شکل (۱۸): نمونه‌ای از توزیع دینامیکی پاسخ سازه در شدت‌های مختلف زمین‌لرزه در خاک نوع ۲ برای قاب ۳ طبقه با اتصالات آرمانی.

۶-۳- استخراج منحنی شکنندگی

پس از ارزیابی توزیع پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات (اندیس خرابی)، احتمال افزایش آن از میزان حدود حالت حدی خرابی مربوط به سطح متوسط آیین‌نامه، توصیه شده در دستورالعمل هازوس [۱۵] که در جدول (۴) نشان داده شده است، برآورد گردیده است. با برآزش تابع شکنندگی به میزان احتمالات محاسبه شده، میزان پارامترهای تابع شکنندگی برآورد می‌شود. این منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه آرمانی و اجرا شده در خاک نوع ۲ در شکل‌های (۱۹) و (۲۰) مقایسه شده‌اند.

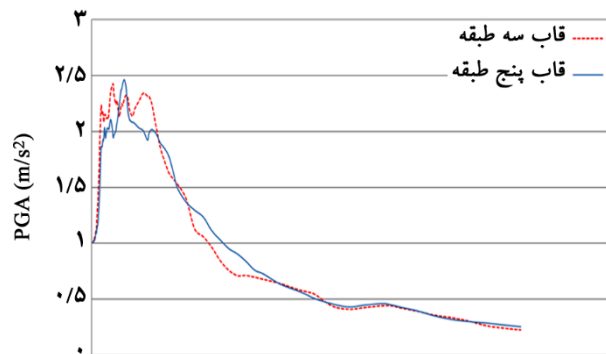
جدول (۴): جدول آستانه خرابی‌های مختلف بر حسب تغییر شکل نسبی طبقات [۱۸].

نوع خرابی	کم	متوسط	وسیع	کامل
تغییر شکل نسبی طبقه	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۲۳	۰/۰۶

سازه‌های مورد بررسی در نرم‌افزار اپن سیس شبیه‌سازی شده‌اند. مشخصات مفاصل خمیری در قاب‌ها، به صورت مفاصل خمیری متمرکز مطابق مشخصات استخراج شده از منحنی رفتاری اتصالات که در جدول (۳) ارائه شده، در نظر گرفته شده است.

۶-۲- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها، تعیین توزیع پاسخ

در این مطالعه از روش‌های انتخاب رکورد برای دستیابی به توزیع پاسخ ارائه شده توسط سعدایی [۱۹] استفاده می‌شود. با این روش، شتاب‌نگاشت‌های محدودی از مجموعه زیادی شتاب‌نگاشت انتخاب می‌شود که توزیع آن نزدیک به توزیع مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها می‌باشد. بر این اساس، هفت رکورد مناسب برای هر قاب از بین ۱۶۱ رکورد ثبت شده در خاک نوع ۲ که شامل رکوردهای حوزه دور و نزدیک می‌باشد، انتخاب می‌شود. جدول رکوردهای انتخابی برای هر قاب در پیوست (جدول‌های ۸ تا ۱۱) آمده است. در این جدول‌ها، نوع گسل مسبب، بزرگی و فاصله ارائه شده است. همچنین، در صورت وجود پالس در رکوردها، پریود پالس به صورت پارامتر T_p ارائه شده است. طیف متوسط رکوردهای انتخاب شده برای دو نوع سازه در شکل (۱۷) ارائه شده است.



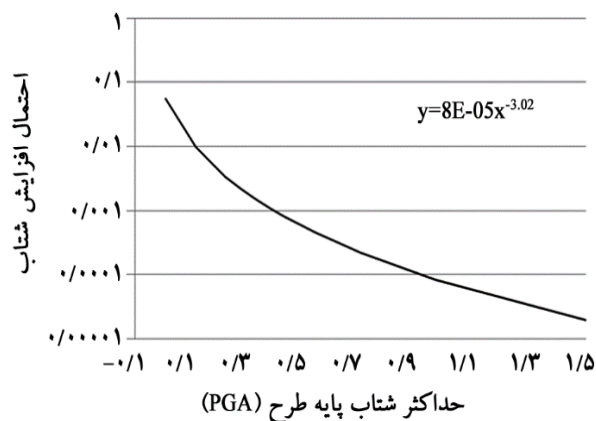
شکل (۱۷): مقایسه طیف پاسخ زلزله‌های انتخاب شده از خاک نوع ۲ برای قاب ۳ و ۵ طبقه.

برای به دست آوردن توزیع پاسخ، باید تحلیل دینامیکی نواری ۳ با شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در همه سطوح شدت زلزله، که در اینجا حداکثر شتاب زلزله (PGA) است، انجام شود. برای این کار، همه رکوردها به بیشینه شتاب زمین از ۰/۱ تا ۲/۵ برابر شتاب ثقل با گام‌های ۰/۱ مقیاس شده و سازه با آنها تحلیل دینامیکی غیرخطی شده و حداکثر تغییر مکان نسبی

در جدول (۵) مقایسه شده است. با توجه به نتایج این جدول می توان نتیجه گرفت که مقدار انحراف معیار لگاریتمی استاندارد برای این دو قاب نزدیک بوده، در حالی که میانگین بیشینه شتاب های زمین برای تمام حدود خرابی در قاب خمشی ۳ و ۵ طبقه آرمانی، بیشتر از قاب اجرایی بوده که این به دلیل رفتار بهتر قاب های آرمانی نسبت به قاب های اجرایی در برابر زلزله است.

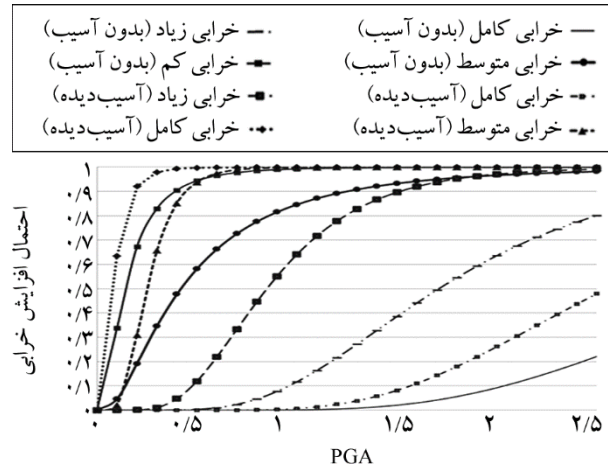
۷- محاسبه خطر پذیری و خسارت محتمل لرزه ای قاب ها

به منظور تعیین میزان خسارات محتمل بر قاب های مورد بررسی، لازم است تا احتمال حالات مختلف خرابی بر اساس روابط (۱) و (۳) تعیین شود. با توجه به این که قاب ها برای شهر تهران طراحی شده، به منظور تعیین میزان احتمال خرابی قاب ها، از منحنی خطر زلزله شهر تهران استفاده می شود که این منحنی برای مرکز تهران در شکل (۲۱) نشان داده شده است [۲۰]. مقادیر میانگین احتمال خرابی سالیانه محاسبه شده برای قاب های ۳ و ۵ طبقه آرمانی و اجرایی، زیر اثر رکوردهای خاک نوع ۲ برای شهر تهران در جدول (۶) ارائه شده است.

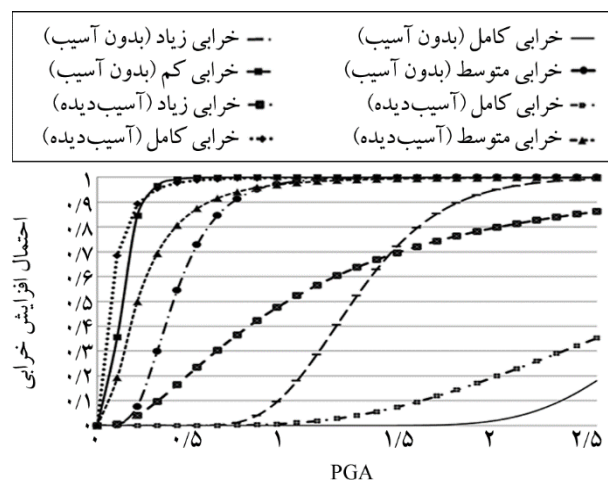


شکل (۲۱): منحنی خطر شهر تهران و مقادیر تابع برازش داده شده به آن [۱۹].

جدول (۵): مقایسه پارامترهای عددی تابع لگاریتم نرمال برازش داده شده به مقادیر تابع شکنندگی بین دو قاب خمشی ۳ و ۵ طبقه ساخته شده با اتصالات آرمانی و اجرایی با نقص برای زلزله های مختلف.



شکل (۱۹): مقایسه منحنی های شکنندگی قاب های سه طبقه آرمانی و اجرایی برای زلزله های خاک نوع ۲.



شکل (۲۰): مقایسه منحنی های شکنندگی قاب های پنج طبقه آرمانی و اجرایی برای زلزله های خاک نوع ۲.

همان طور که در شکل های (۱۹) و (۲۰) دیده می شود منحنی های شکنندگی مربوط به قاب های آرمانی در سمت راست منحنی های شکنندگی مربوط به قاب های اجرایی دارای نقص قرار گرفته که نشان دهنده رفتار احتمالاتی بهتر قاب های آرمانی در زلزله نسبت به قاب های اجرایی می باشد. به عبارت دیگر، قاب های آرمانی دارای احتمال خرابی کمتری در همه PGA ها و سطوح خرابی می باشند.

پارامترهای عددی تابع لگاریتم نرمال برازش داده شده به مقادیر تابع شکنندگی بین دو قاب خمشی سه طبقه آرمانی و اجرا شده

خرابی‌های مختلف قاب								نوع قاب
کامل		وسیع		متوسط		کم		
B	IM	B	IM	B	IM	B	IM	
۰/۴	۳/۴	۰/۴۵	۱/۷۱	۰/۶۵	۰/۴۲	۰/۷	۰/۱۴	۳ طبقه با اتصال آرمانی
۰/۳۸	۲/۵۵	۰/۴۵	۰/۸۵	۰/۴۵	۰/۲۵	۰/۶۵	۰/۰۸	۳ طبقه با اتصال اجرایی دارای نقص
۰/۲	۳	۰/۲۷	۱/۲۸	۰/۴۵	۰/۳۸	۰/۵	۰/۱۲	۵ طبقه با اتصال آرمانی
۰/۴۸	۳	۰/۶۹	۰/۹۵	۰/۷	۰/۲	۰/۶	۰/۰۶۵	۵ طبقه با اتصال اجرایی دارای نقص

جدول (۶): مقایسه احتمال خرابی سالیانه قاب‌های ۳ و ۵ طبقه آرمانی و اجرا شده برای تهران.

احتمال خرابی				قاب	
P[D>4]	P[D>3]	P[D>2]	P[D>1]		
۰/۰۰۰۰۴۳۹	۰/۰۰۰۵۴۵	۰/۰۰۷۵۴	۰/۰۷۲۳	آرمانی	۳ طبقه
۰/۰۰۰۰۷۴۷	۰/۰۰۰۲۰۲	۰/۰۱۳۳	۰/۱۲	اجرا شده	
۰/۰۰۰۰۴۴	۰/۰۰۱۱۵	۰/۰۰۵۹۱	۰/۱۹	آرمانی	۵ طبقه
۰/۰۰۰۱۸۳	۰/۰۰۴۲۷	۰/۰۳۲۳	۰/۲۳	اجرا شده	

جدول (۷): مقدار خسارت متوسط سالانه برای قاب‌های مورد بررسی.

EL (در هزار)	P(D=d4) (در هزار)	P(D=d3)	P(D=d2)	P(D=d1)	سازه	
۴/۵۸	۰/۰۴۳۹	۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۶۹۹۵	۰/۰۶۴۷۶	آرمانی	۳ طبقه
۸/۰۷	۰/۰۷۴۷	۰/۰۰۱۹۴	۰/۰۱۱۲۸	۰/۱۰۶۷	اجرا شده	
۶/۹	۰/۰۴۴۴	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۴۷۶	۰/۱۱۳۱	آرمانی	۵ طبقه
۱۶/۳	۰/۱۸۳	۰/۰۰۴۱	۰/۰۲۸۰۳	۰/۱۹۷۷	اجرا شده	

اجرائی به ترتیب ۱/۱۲ و ۵۹/۱۸ درصد بیشتر از قاب سه طبقه آرمانی و اجرایی می‌باشد همچنین خسارات متوسط سالیانه قاب ۵ طبقه آرمانی و اجرا شده به ترتیب ۳۳/۶۲ و ۵۰/۵ درصد بیشتر از قاب سه طبقه آرمانی و اجرایی می‌باشد. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که نقص اجرایی در سازه‌های با ارتفاع بلندتر، تأثیر بیشتری بر افزایش احتمال خرابی و خسارات متوسط سالیانه قاب‌ها خواهد داشت.

۸- نتیجه‌گیری

هدف از انجام این مطالعه، برآورد تأثیر وجود اشکالات اجرایی همچون استفاده از مقاطع جفت با بال نیم‌پهن به جای مقاطع بال پهن، وجود ترک در جوش نفوذی اتصال و عدم قرارگیری ورق‌های پیوستگی در جای صحیح خود، بر عملکرد

همان‌طور که در جدول (۶) ملاحظه می‌شود، در سازه سه طبقه در حالت خرابی کامل، احتمال خرابی سالیانه قاب دارای نقص ۱/۷ برابر قاب آرمانی می‌باشد. همچنین در سازه پنج طبقه احتمال خرابی سالیانه قاب دارای نقص ۴/۱۲ برابر قاب آرمانی می‌باشد. میزان خسارات متوسط سالیانه قاب‌های مورد بررسی با استفاده از رابطه (۴) محاسبه و در جدول (۶) ارائه شده است. مشاهده می‌شود که خسارت متوسط سالیانه در قاب‌های سه و پنج طبقه اجرایی به ترتیب ۱/۷۶ و ۲/۳۶ برابر قاب‌های آرمانی می‌باشد. بنابراین وجود نقص موجب افزایش خسارت متوسط سالیانه دو برابری در سازه‌ها می‌شود.

افزون بر این، به منظور بررسی اثر ارتفاع سازه بر احتمال خرابی و میزان خسارات متوسط سالیانه آنها، نتایج ارائه شده در جدول (۶) و جدول (۷) مقایسه می‌شوند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، احتمال خرابی سالیانه قاب پنج طبقه آرمانی و

نتایج نشان می‌دهد که سازه‌های اجرا شده با نقص اجرایی متداول، می‌تواند ایمنی بسیار کمتری نسبت به سازه‌های مد نظر آیین‌نامه داشته باشد. از آنجایی که این مطالعه به عنوان مطالعه‌ای اولیه در خصوص تأثیر نقص‌های اجرایی در قاب‌ها می‌باشد، نتایج ارائه شده بر اساس مطالعه دو قاب خمشی فولادی به دست آمده است و نتیجه‌گیری در خصوص دیگر انواع سازه‌ها، نیازمند پژوهش‌های بیشتری می‌باشد.

مراجع

1. Dubina, D. and Stratan, A. (2002) Behaviour of welded connections of moment resisting frames beam-to-column joints. *Engineering Structures*, **24**(11), 1431-1440.
2. Blais, R. (1974) *Joints Soudes Pour Profiles Tubulaires*. M.Sc. Thesis, Civil Engineering Department, Laval University, Quebec.
3. Deylami, A. and Shiravand, M.R. (2008) The experimental study on built-up column seismic resistant moment connections using side plates. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (in Persian).
4. Chen, C.C., Lin, C.C., and Tsai, C.L. (2004) Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns. *Engineering Structures*, **26**(13), 1889-1904.
5. Tahoni, S. (1998) Study of the rigidity in Khorjini connections. *Second Specialized Workshop on Satchel Connections*, Building and Housing Research Center (in Persian).
6. Mazroi, A. and Mostafaei, H. (1998) Improvement methods for satchel connections. *Second Specialized Workshop on Satchel Connections*, Building and Housing Research Center (in Persian).
7. Mostafaei, H. and Mazroi, A. (2004) Experimental study and post-earthquake damage inspection of scissors-type or Satchel (Khorjini) connections for steel-frame buildings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada.
8. Hashemi, B.H. and Jafari, M.A. (2012)

قاب خمشی به صورت احتمالاتی می‌باشد که در نتیجه میزان خسارات متوسط سالیانه قاب‌های خمشی فولادی جوشی برآورد شده است. بدین منظور، در ابتدا دو قاب در سه و پنج طبقه که در یک ساختمان واقعی مورد استفاده قرار گرفته‌اند در دو حالت اجرا شده واقعی و آرمانی در نظر گرفته شده است. به منظور تعیین رفتار چرخه‌ای اتصالات تیر به ستون، این اتصالات گروه بندی شده و هر گروه اتصال در نرم افزار اجزای محدود در دو حالت آرمانی و دارای نواقص ذکر شده، شبیه‌سازی عددی شده و زیر اثر بارگذاری چرخه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته و الگوی رفتاری آنها تعیین شده است. سپس با استفاده از این الگوهای رفتاری، رفتار غیرخطی قاب‌ها شبیه‌سازی عددی شده و پاسخ احتمالاتی آن زیر اثر رکورد زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در خاک نوع ۲ تعیین شده و با استفاده از آن، منحنی‌های شکنندگی قاب‌ها برآورد شده است. در پایان با توجه به تابع خطر زلزله، احتمال سالیانه خرابی‌های مختلف برای این سازه‌ها برای شهر تهران محاسبه و خسارت متوسط سالیانه برای قاب‌ها برآورد شده و نتایج با هم مقایسه شده است.

نتایج این بررسی نشان می‌دهد که وجود نقص در اتصالات به طور متوسط موجب کاهش ۳۴ و ۱۷/۱ درصدی در مقادیر لنگر جاری شدگی و نهایی اتصالات می‌شود. همچنین، در سازه سه و پنج طبقه احتمال خرابی قاب اجرا شده به ترتیب ۱/۷ و ۴/۱۲ برابر قاب آرمانی می‌باشد. خسارت متوسط سالیانه در قاب‌های سه و پنج طبقه دارای نقص به ترتیب ۱/۷۶ و ۲/۳۶ برابر قاب‌های آرمانی می‌باشد. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که؛ اولاً، قابلیت اعتماد سازه‌های دارای نقص بسیار کمتر از قاب‌های آرمانی که مد نظر آیین‌نامه می‌باشد بوده و از این بابت مورد تأیید نیست. در نتیجه لزوم بررسی و ارائه راهکار برای اصلاح این نقایص در طراحی و اجرای این سازه‌ها احساس می‌شود. ثانیاً، قاب‌های اجرا شده دارای خسارات متوسط سالیانه دو برابر قاب‌های آرمانی می‌باشد. ثالثاً، نقص اجرایی در سازه‌های با ارتفاع بلندتر، تأثیر بیشتری بر افزایش احتمال خرابی و خسارات متوسط سالیانه قاب‌ها خواهد داشت.

II	Reverse	7.01	Cape Mendocino	1992	Cape Mendocino	-- 4.9	0 1	825	67
II	Reverse\Obl	7.62	CHY006	1999	Chi-Chi, Taiwan	2.6 --	1 0	1182	68
II	Reverse\Obl	7.62	CHY052	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1211	69
II	Reverse\Obl	7.62	CHY035	1999	Chi-Chi, Taiwan	1.4 --	1 0	1704	70

FN = Fault Normal, FP = Fault Parallel

جدول (۹): مشخصات زلزله‌های انتخاب شده از رکوردهای خاک نوع ۲ برای قاب ۳ طبقه با اتصالات دارای نقص.

Soil Type (2800)	Fault Mechanism	Mag	Station	Year	Event	$T_p^{(s)}$	Pulse [FN][FP]	NGA	No
II	Normal	5.9	Cascia	1979	Norcia, Italy	-- --	0 0	156	29
II	Normal	6.9	Brienza	1980	Irpinia, Italy-01	-- --	0 0	288	30
II	Strike-slip	6.19	Gilrov Arra#6	1984	Morgan Hill	1.2 --	1 0	459	31
II	Normal	6.6	Matahina Dam	1987	New Zealand-02	-- --	0 0	587	32
II	Reverse\Obl	7.62	CHY029	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1198	33
II	Reverse\Obl	7.62	CHY074	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1227	34
II	Strike-slip	7.14	Lamont 1059	1999	Duzce, Turkey	-- --	0 0	1612	35

جدول (۱۰): مشخصات زلزله‌های انتخاب شده از رکوردهای خاک نوع ۲ برای قاب ۵ طبقه با اتصالات آرمانی.

Soil Type (2800)	Fault Mechanism	Mag	Station	Year	Event	$T_p^{(s)}$	Pulse [FN][FP]	NGA	No
II	Normal	6.9	Torre del Greco	1980	Irpinia, Italy-01	-- --	0 0	293	134
II	Strike-Slip	6.19	Gilrov Array	1984	Morgan Hill	1.2 --	1 0	459	135
II	Strike-Slip	7.28	Lucerne	1992	Landers	5.1 --	1 0	879	136
II	Strike-Slip	7.51	Manisa	1999	Kocaeli, Turkey	-- --	0 0	1168	137
II	Strike-Slip	7.51	Maslak	1999	Kocaeli, Turkey	-- --	0 0	1169	138
II	Reverse\Obl	7.62	CHY010	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1184	139
II	Reverse\Obl	7.62	CHY034	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1201	140

جدول (۱۱): مشخصات زلزله‌های انتخاب شده از رکوردهای خاک نوع ۲ برای قاب ۵ طبقه با اتصالات دارای نقص.

Soil Type (2800)	Fault Mechanism	Mag	Station	Year	Event	$T_p^{(s)}$	Pulse [FN][FP]	NGA	No
II	Reverse	5.91	San Rocco	1976	Friuli, Italy-02	-- --	0 0	133	99
II	Normal	6.9	Rionero In Vulture	1980	Irpinia, Italy-01	-- --	0 0	291	100
II	Normal	6.2	Calitri	1980	Irpinia, Italy-02	-- --	0 0	300	101
II	Reverse\Obl	5.99	Alhambra	1987	Whittier Narrows-01	-- --	0 0	589	102
II	Reverse\Obl	5.27	San Marino	1987	Whittier Narrows-02	-- --	0 0	716	103
II	Reverse\Obl	7.62	CHY010	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1184	104
II	Reverse\Obl	7.62	CHY034	1999	Chi-Chi, Taiwan	-- --	0 0	1201	105

Seismic Evaluation of Contemporary Steel MRF with Design and Construction Defects: Case Study of Double IPE Sections and Defects in Groove Welds

Kiarash Nasserasadi^{1*}, Saeed Reza Massah², Hamed Mohammadloo³ and Amirhossein Ghaderi³

1. Assistant Professor, School of Civil Engineering, University of Zanjan, Iran,

*Corresponding Author, e-mail: nasserasadi@znu.ac.ir

2. Assistant Professor, Civil Engineering Department, Iran University of Science and Technology

3. M.Sc. Graduate of Structural Engineering, University of Zanjan, Iran

There are various design and construction deficiencies that exist in the contemporary moment resisting frames in Iran. This, of course, greatly increases the vulnerability of such structures. The most common defects observed in a real structure are as follows: cracks in welds due to the lack of complete penetration in groove welds and/or incomplete fusion, use of latticed built-up sections instead of standard wide-flange sections as columns, and misplacement of continuity plates at the column-girder joints. These defects have a negative impact on the behavior of connections and hence resulting in an unpredicted structural response. The rate of impact of such defects on structures can be estimated in a probabilistic analysis of the behavior of these frames. In this study, to investigate the probabilistic behavior of constructed structures in Iran, two existing frames with three and five stories having the above-mentioned deficiencies are considered. The mean annual loss and failure probability of these frames are obtained and compared with that of similar structures with no such defects. At first, the moment-curvature of different elements of the defected structure is estimated by an analytical method. The standard and defected connections are modeled in finite element software, and the hysteresis behavior of these connections is estimated using the standard SAC loading protocol. Based on these results, the backbone curve of connections is determined and employed for modeling of the frames. Then, the non-linear probabilistic behavior of the frames are evaluated by performing nonlinear dynamic analysis, when the frames are subjected to several earthquake records of soil type 2 in far- and near-field pulses. Thereby, the seismic fragility function of frames is estimated by applying the results of the probabilistic analysis. Using the seismic hazard curve of the location of the structure, the probability of failure of the studied frame in different damage states is estimated. In addition, the mean annual loss of the frames is calculated and compared. The results indicate that the presence of defects in connections cause a decrease in yielding and ultimate moment capacity of connections by 34 and 17.1 percent, respectively. Moreover, in three and five-story frames, the failure probabilities of the defected frames are 1.7 and 4.12 times of perfect frames, correspondingly. Similarly, the mean annual loss of defected three- and five-story frames are 1.76 and 2.36 times of perfect frames, respectively. It can be concluded that, first, the safety of constructed structures with defects in connections is significantly lower than that of code's ideal frames. Second, the mean annual loss of defected frame is more than two times that of code's complied frames; this demonstrates the significant vulnerability of existing structures. Third, the effect of deficiency on the reliability of mid-rise frames is higher than that of low-rise frames. This higher vulnerability of mid-rise frame indicates that particular attention should be paid to the construction of such structures. Besides, results have shown that the reliability of constructed steel frames with deficiencies is significantly lower than that of frames, which are constructed according to the requirements of the code, especially for high-rise buildings.

Keywords: Moment Resisting Frames, Construction Deficiencies, Fragility Function, Damage Probability, Mean Annual Loss.