

رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده کناری بوسیله منحنی شکنندگی و مقایسه آن با اتصال WUF-W

امیرحسین محمودی^۱، میرحمید حسینی^{۲*}، محمدرضا منصوری^۲

۱- کارشناس ارشد، دانشکده عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

*تهران، صندوق پستی ۱۴۷۷۸۹۳۸۵۵، Mirhamid.hosseini@srbiau.ac.ir

چکیده

قاب‌های خمشی فولادی از جمله سیستم‌های مرسوم سازه‌ای در تحمل بارهای ثقلی و جانبی هستند که به خصوص در سازه‌های بلندمرتبه با توجه به وزن کمتر آن متداول‌تر می‌باشند. از آنجاکه مهمترین عضو در سیستم قاب‌های خمشی فولادی، اتصالات بوده و میزان شکل‌پذیری آنها در عملکرد قاب‌های خمشی تعیین‌کننده است. بنابراین تحقیق و بررسی دقیق در خصوص عملکرد این اتصالات، در سازه‌های فولادی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. از آنجا که اتصال خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده کناری بدلیل سهولت اجرا و بهبود رفتار لرزه‌ای در طی سه دهه اخیر به طور گسترده‌ای مورد توجه قرار گرفته لذا مطالعات زیادی برای بهبود عملکرد اتصال خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده کناری انجام شده است.

در این مقاله با توجه به اینکه منحنی‌های شکنندگی ابزاری مناسب برای برآورد احتمالاتی آسیب‌پذیری به حساب می‌آید، جهت بررسی کفایت رفتار اتصال مذکور و مقایسه با اتصال از پیش تاییده شده^۱ WUF-W تعیین و مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور تعیین منحنی‌های شکنندگی تحلیل دینامیکی افزایشی و همچنین تحلیل اجزاء محدود انجام شده است.

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌ها و بررسی پارامترهای خرابی سازه در شدت‌های مختلف زلزله نشان داده شد که احتمال خرابی سازه با استفاده از اتصال خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده کناری نسبت به اتصال از پیش تایید شده WUF-W کمتر می‌باشد. لذا اتصال خمشی فولادی با سخت‌کننده‌های کناری قابلیت اطمینان بالاتری داشته و به دلیل صلبیت و شکل‌پذیری بالاتر، قادر به تحمل دوران‌های خمیری بیشتری در میزان شتاب‌های طیفی بالاتر می‌باشد.

کلمات کلیدی

اتصال خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده کناری، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی، اتصال WUF-W، اتصالات از پیش

تاییده شده

¹ Welded unreinforced flange welded web

در مورد تاریخچه مطالعاتی اتصال موردنظر، باید اشاره کرد شان موگام و همکاران [۱] در سال ۱۹۹۱ به ارزیابی تجربی رفتار چرخه ای ۷ نمونه از اتصال تیر I شکل به ستون باکس پرداختند. ۲ نمونه از اتصالات با ورق پیوستگی و بقیه نمونه‌ها با سخت‌کننده‌ی کناری و سایر سخت‌کننده‌ها تقویت شدند که منحنی چرخه‌ای حاصل در تمامی نمونه‌ها ثابت بود. نتایج نشان داد که سخت‌کننده‌های کناری (سخت‌کننده T شکل) عملکرد بهتری نسبت به بقیه سخت‌کننده‌ها حتی در نمونه‌هایی که از ورق پیوستگی استفاده نشده بود، داشتند. شین و همکاران [۲] در سال ۲۰۰۴ با بررسی رفتار اتصال جوشی ستون‌های CFT به تیر با سخت‌کننده کناری (T-Stiffeners) با استفاده از ۶ نمونه و تحلیل آنها با نرم افزار المان محدود به ۳ نوع شکست در این نوع اتصال دست یافتند. حالت اول مربوط به شکست برشی در ورق افقی از سخت‌کننده T شکل را نشان میداد، دومین حالت خرابی مربوط به خرابی کششی ورق عمودی سخت‌کننده و نوع سوم، خرابی کششی و کمناش در تیر بود. بررسی آنها این نکته را نشان داد که سخت‌کننده عمودی، تنها بار تیر را به ستون منتقل کرده درحالی که سخت‌کننده افقی در سخت‌کننده T شکل نقش مهمتری داشته و ظرفیت خمشی نهایی را تا حد قابل توجهی افزایش داده و نقش محوری در ظرفیت تغییر شکل اتصال دارد. دیلمی و شیرآوند [۳] در سال ۲۰۰۵ یک روش جدید برای طراحی اتصال گیردار برای تیرهای I شکل و ستون دابل I شکل ارائه دادند. این اتصال شامل یک جفت صفحه کناری برای اتصال تیر به ستون بوده که در این روش جدید، تیر با ستون هیچگونه تماسی نداشته و تنش‌ها از بال تیر توسط صفحات کناری به ستون منتقل می‌شد که در این مقاله از ۹ مدل مختلف ۳ بعدی در نرم افزار با روش المان محدود غیر خطی به بررسی پرداخته شد. دیلمی و شیرآوند [4] در سال ۲۰۰۸ اتصال گیردار I شکل به ستون دابل I با استفاده از ورقات روسری و زیرسری مورد بررسی قرار دادند. به علت تغییر شکل زیاد ورق پوششی، ستون رفتار نیمه‌صلب، نیمه‌مقاوم و ترد از خود بروز داده و برای تغییر اتصال مورد استفاده در مناطق لرزه‌خیز از صفحات کناری استفاده گردید. آنها رفتار تعدادی از مدل‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی را تحت بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند. نتایج آنها نشان داد که این هندسه جدید برای اتصال از مقاومت کافی و شکل‌پذیری مناسبی برای قرارگیری در طبقه‌بندی قاب‌های خمشی ویژه (SMF¹) برای مناطق لرزه‌خیز برخوردار است. این هندسه جدید تمام عدم قطعیت‌ها را در ستون دابل I شکل از بین برده و همچنین تغییر شکل پلاستیک در تیر و چشمه اتصال در حالت الاستیک باقی می‌ماند. قبادی و همکاران [5] در سال ۲۰۰۹ به توسعه جزئیات اتصال خمشی با استفاده از سخت‌کننده‌ی T شکل پرداختند و یک معیار جدید برای سخت‌کننده‌ی افقی ارائه کردند. نتایج بدست آمده در این مقاله حاکی از آن بود که استفاده از جوش گوشه به جای جوش شیاری در سخت‌کننده‌ی T شکل باعث حذف گسترش ترک شده است. علاوه بر این در طراحی جدید ارائه شده، مقاومت برشی در سخت‌کننده‌ی افقی کاهش پیدا کرده است. دیلمی و سلامی [۶] در سال ۲۰۱۱ به بررسی اتصال تیر I به ستون دابل I شکل به استفاده از سخت‌کننده‌های دوزنقه‌ای پرداختند. در هنگام اتصال تیر به ستون دابل I شکل، انتقال پخش بار در این اتصال یک مشکل محسوب شده و برای حل این مشکل، به منظور اتصال بال تیر به ستون، از سخت‌کننده‌ی دوزنقه‌ای استفاده گردید. در این مقاله از ۵ مدل غیر خطی سه بعدی از روش المان محدود و توسط نرم افزار ABAQUS تحت بار چرخه ای مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج حاصل از تحلیل عددی نشان داد که مقاوم سازی اتصال با سخت‌کننده دوزنقه‌ای یک روش مناسب برای قاب‌های خمشی ویژه محسوب شده و از مقاومت و شکل‌پذیری مناسب برخوردار است. همچنین از ریسک شکست در جوش‌های شیاری به مقدار قابل توجهی کاسته شده است. این اتصال، مفصل پلاستیک رو به خارج از اتصال و بروی تیر انتقال می‌داد. رفتاری و همکاران [7] بعد از معرفی شاخص خرابی‌ها، مولفه‌های جوش تحت بار چرخه‌ای را مقایسه و بررسی کردند. سپس رفتار چرخه‌ای اتصال را مورد بررسی قرار دادند، برای این هدف از روش المان محدود استفاده شده است. آنها اثر تغییر ضخامت ورق روسری، وجود یا عدم وجود سخت‌کننده داخل ستون و تغییر ابعاد ستون را مورد مطالعه قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که کاهش ضخامت ورق روسری اثر مثبتی بر شکل‌پذیری اتصال داشته اما این کاهش منجر به انتقال نیرو از ورق روسری به ورق زیرسری و سبب افزایش شاخص خرابی در ورق زیرسری شده است. بررسی‌ها نشان داد که افزایش ضخامت ستون اثر مثبتی بر رفتار جوش و باعث کاهش احتمال

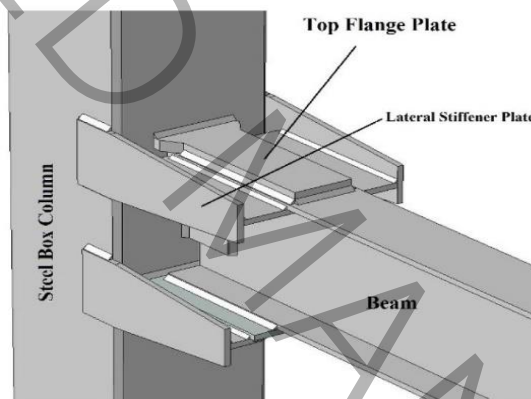
¹ Special Moment Frame

شکست ترد در اتصال شده و همچنین دیاگرام اتلاف انرژی اتصال نشان از آن داد که استفاده از ورقهای پیوستگی باعث افزایش ۲۷ درصدی اتلاف انرژی شده است.

۲- مدل سازی عددی اتصال

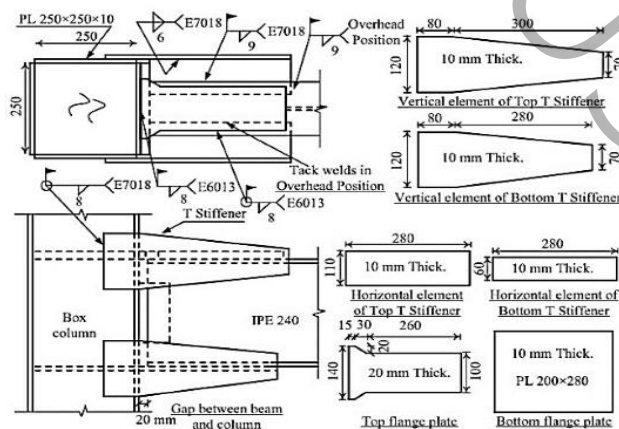
۲-۱- صحت سنجی مدل عددی

برای کسب اطمینان لازم از صحت داشتن نتایج مدل سازی، نمونه آزمایشگاهی رفتاری و همکاران [۷]، به وسیله نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. اجرای این اتصال شامل ورقهای سخت کننده کناری، ستون، تیر، ورق بال بالایی ورق بال پایینی و جان ستون، ورقهای پیوستگی است و تحلیل صورت گرفته بروی مدل از نوع تحلیل Static General است. برای بارگذاری و شرایط مرزی نیز از پروتکل بارگذاری FEMA350 [8] استفاده و در شکل ۶ نشان داده شده است. برای مدلسازی جوش از قید Tie و برای مش بندی از الزامات ۸ گره ای با انتگرال کاهش یافته با ابعاد ۱۰ سانتی متر برای تیر و ستون و ابعاد ۳ سانتی متر برای ورقهای سخت کننده و در چشمه اتصال، از شبکه بندی ریزتر و دقیق تری با ابعاد ۲ سانتی متر استفاده شده است. منحنی هیستریزس بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و منحنی بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود نشان می دهد، منحنی هیستریزس حاصل از نتایج اجزاء محدود مطابقت خوبی با مدل آزمایشگاهی دارد.



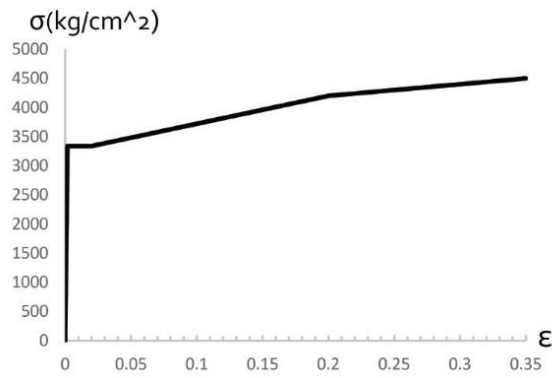
شکل ۱: اتصال مورد استفاده در صحت سنجی

figure 1: Connection used in verification



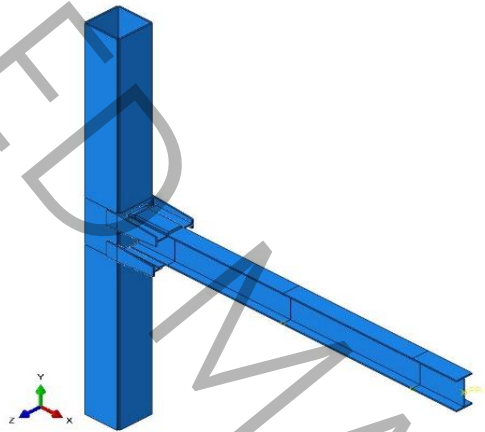
شکل ۲: مقطع مورد استفاده در مدل آزمایشگاهی

Figure 2: The section used in the laboratory model



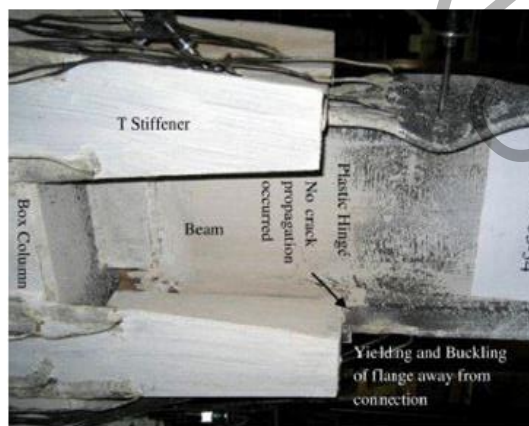
شکل ۳: نمودار تنش- کرنش فولاد مورد استفاده در مدل

Figure 3: Stress-strain diagram of the steel used in the model



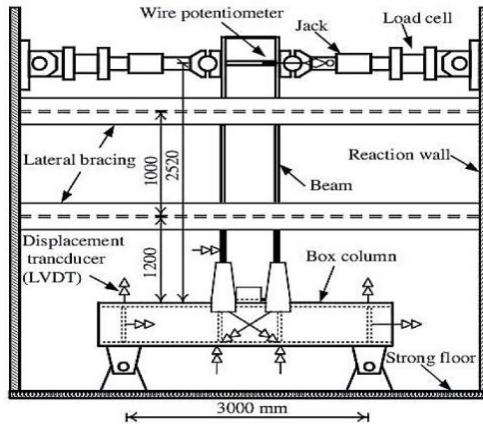
شکل ۴: مدل نرم‌افزاری اتصال قاب خمشی فولادی با استفاده از ورق‌های سخت‌کننده کناری

Figure 4: Software model of steel moment frame connection using side stiffening plates



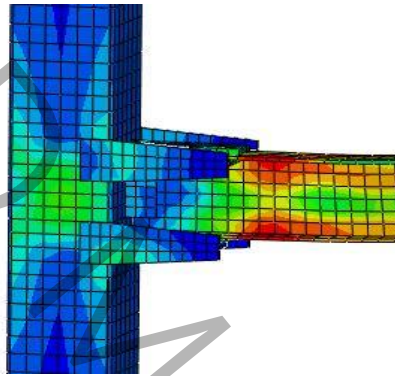
شکل ۵: نمونه آزمایشگاهی اتصال قاب خمشی فولادی با استفاده از ورق‌های سخت‌کننده کناری

Figure 5: Laboratory sample of steel moment frame connection using side stiffening plates



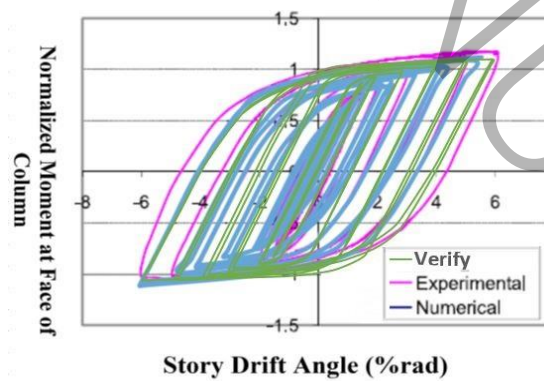
شکل ۶: شرایط مرزی و بارگذاری

Figure 6: Boundary conditions and loading



شکل ۷: تنش فون مایسز در مدل نرم افزاری اتصال قاب خمشی فولادی با استفاده از ورق‌های سخت‌کننده کناری

Figure 7: Von Mises stress in the software model of steel moment frame connection using side stiffening plates



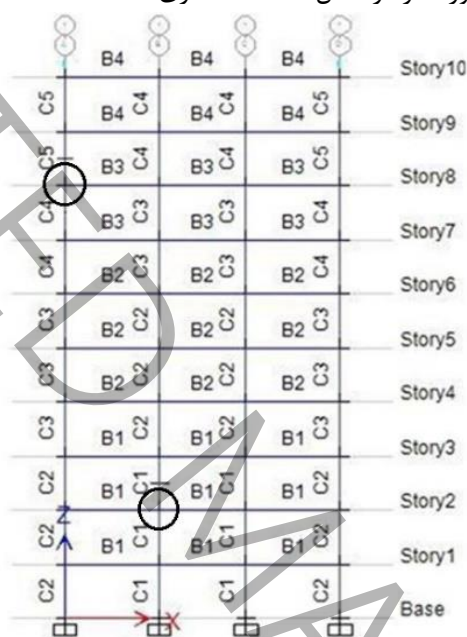
شکل ۸: مقایسه نتایج مربوط به منحنی بار-تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و مدل عددی

Figure 8: Comparing the results of the load-displacement curves of the laboratory and the numerical model

در شکل ۸ منحنی هیستریزس نتایج نرم افزار (Numerical) و نتایج آزمایشگاهی (Experimental) مربوط به مقاله مرجع و نتایج حاصل از صحت‌سنجی در نرم‌افزار اجزاء محدود (Verify) آورده شده است با توجه به شکل می‌توان مشاهده نمود که نتایج نرم‌افزاری (تحلیلی) به نتایج آزمایشگاهی بسیار نزدیک است و مقدار خطا کمتر از ۱۰٪ و از دقت خوبی برخوردار می‌باشد.

۲-۲- مدلسازی قاب

در این قسمت جهت مدلسازی اتصال مربوطه یک قاب دو بعدی ۱۰ طبقه سه دهانه برای بارهای مرده و زنده و زلزله مطابق شکل ۹ طراحی گردیده است و تحلیل استاتیک معادل در نرم افزار ETABS صورت گرفته و ابعاد تیر و ستون مورد نیاز برای طراحی دو اتصال طبقه دوم و هشتم حاصل می‌شود. اتصالات مورد نظر در شکل ۹ علامت گذاری شده‌اند.



شکل ۹: مدل سازه در نرم افزار Etabs

Figure 9: Structural model in Etabs software

- این قاب بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی گردید.
- سازه مورد نظر واقع در منطقه‌ای با خطر نسبی زیاد (مطابق پهنه‌بندی زلزله آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران) قرار گرفته است.
 - خاک محل سازه از نوع III (مطابق دسته‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران) فرض گردید.
 - سه دهانه ۶، ۵،۵ و ۶ متری و ارتفاع طبقات ۳،۵ متر
 - سازه دارای سیستم قاب خمشی ویژه فولادی می‌باشد.
 - فولاد مورد استفاده از نوع ST37 با رفتار سخت شدگی کینماتیک می‌باشد. مشخصات مطابق جدول ۱ می‌باشد [۹].
 - بار مرده ۴۰۰۰ کیلوگرم بر متر و بار زنده ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد.

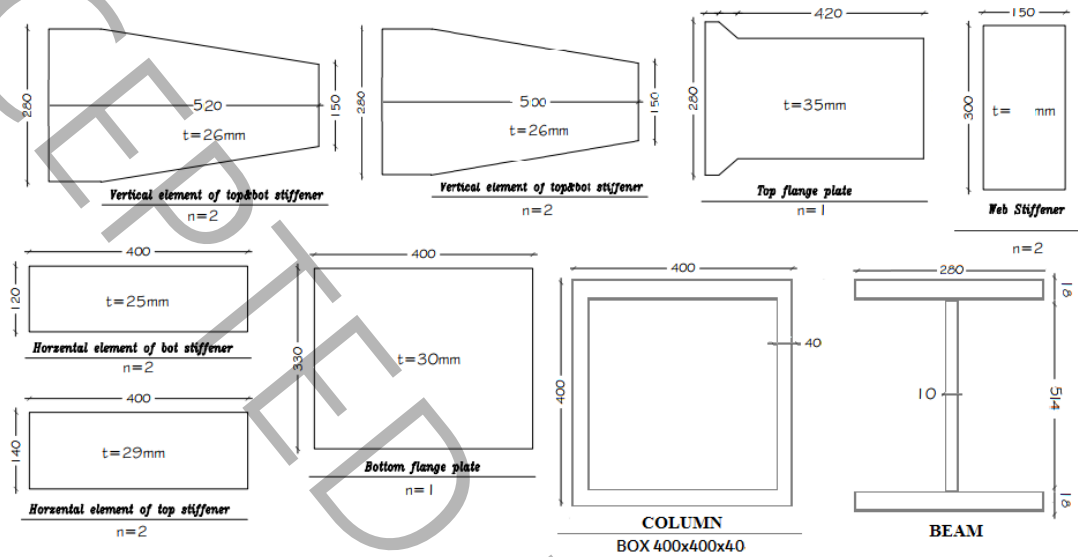
جدول ۱: مشخصات فولاد مورد استفاده در مدل نرم‌افزاری

Table 1: Specifications of the steel used in the software model

	تنش (مگا پاسکال)	کرنش پلاستیک
تنش تسلیم	۲۴۰	۰
تنش نهایی	۳۷۰	۰,۱۸۲۳

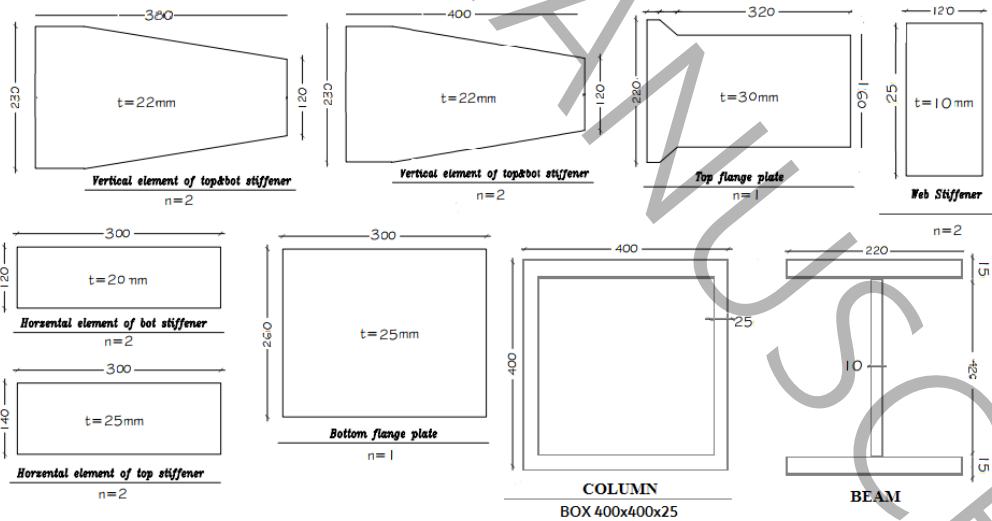
۲-۳- طراحی اتصالات

برای طراحی اتصال مورد نظر از روابط شیرآوند [۱۰]، ANSI/AISC-341 [۱۱]، ANSI/AISC-358 [12]، ANSI/AISC-360 [۱۳] استفاده شده است. در شکل ۱۰ و شکل ۱۱ ابعاد و جزئیات مقاطع بکار رفته در اتصال میانی طبقه دوم (S1) و اتصال کناری طبقه هشتم (S2) مشاهده می‌شود.



شکل ۱۰: جزئیات اتصال در طبقه دوم [S1]

Figure 10: Connection details on the second floor [S1]



شکل ۱۱: جزئیات اتصال در طبقه هشتم [S2]

Figure 11: Connection details on the eighth floor [S2]

۴-۲- بررسی نتایج تحلیلی

همانگونه که در شکل شماره ۸ ملاحظه می‌گردد برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و تخمین آسیب‌پذیری اتصالات مورد نظر، قاب ده طبقه در نرم‌افزار ETABS (Ver 2017) طراحی شد. در ادامه جهت انجام آنالیزهای IDA^۱ بر روی قاب ده طبقه، ۷ شتاب نگاشت در حوزه دور مطابق جدول شماره ۲ انتخاب گردید.

جدول ۲: زلزله‌های منتخب برای انجام تحلیل
Table 2: Selected earthquake to perform analysis

شماره رکورد	نام رکورد	فاصله زمانی	مدت	PGA
۱	طیس	۰,۰۲	۳۹,۹۸	۰,۱۰۴
۲	نورثریج	۰,۰۱	۳۴,۹۸	۰,۲۵
۳	کوبه	۰,۰۱	۴۰,۹۵	۰,۲۲۵
۴	منجیل	۰,۰۱	۶۰,۴۲	۰,۱۸۳
۵	کوکائلی	۰,۰۰۵	۱۷,۱۸۵	۰,۳۶۴
۶	السنترو	۰,۰۰۵	۳۹,۹۹۵	۰,۱۳۸۵
۷	لوماپریتا	۰,۰۰۵	۳۹,۹۹	۰,۵۱۱

مشخص کردن رکوردهای وارد بر سازه تاثیرگذارترین عامل در تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی است. در تعیین این رکوردها، به نوع خاک و فاصله محل احداث سازه از گسل باید دقت نمود تا رکوردها تشابه مناسبی از نظر ساختگاه با یکدیگر داشته باشند. در تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی، زمانی که مقدار حداکثر شتاب طیفی در مد اول سازه و با توجه به آن کلیه شتاب‌های یک شتاب‌نگاشت دائماً افزایش داده شده، طیف پاسخ ارتجاعی حاصل از آن شتاب‌نگاشت نیز متعاقباً افزایش می‌یابد. با افزایش طیف بدست آمده از شتاب‌نگاشت، این طیف همه قسمت‌های طیف طراحی را که در محدوده زمان تناوب ارتعاش مدهای مختلف ارتعاشی سازه هستند را پوشش می‌دهد. در نتیجه می‌توان گفت که همه مدهای ارتعاشی سازه، تحریک شده و اثر تمامی مدها در مجموعه پاسخ قرار خواهد داشت. بنابراین برای مشخص کردن حرکت زمین در سطوح متفاوت شدت از ملایم تا قوی باید شتاب‌نگاشت‌های منتخب را مقیاس کرد. بنابراین از یک تبدیل ساده و یکنواخت با استفاده از ضریب مقیاس استفاده می‌شود. ضریب مقیاس در یک شتاب‌نگاشت مقیاس شده، یک مقدار عددی غیرمنفی است، که دامنه آن از صفر تا بی‌نهایت می‌تواند متغیر باشد. این عدد در همه مقادیر ثبت شده از شتاب‌نگاشت در پیرو مد اول سازه، ضرب شده و با توجه به کوچک یا بزرگ بودن آن، سطح شدت زلزله کاهش یا افزایش می‌یابد. این ضریب باید به‌گونه‌ای تعیین شود که بتوان محدوده رفتار خطی، غیرخطی و در نتیجه فروریزش سازه را تحت پوشش قرار داد.

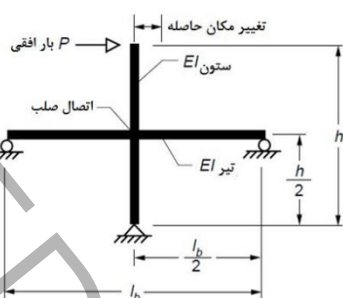
تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA)، شامل تعدادی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد. برای تحلیل دینامیکی افزایشی، بیشینه شتاب زلزله ((SA(T1)) اعمالی به سازه از 0.1g تا 1.0g با گام‌های 0.1g مقیاس شده‌اند. در این مقاله برای مطالعه شکل‌پذیری اتصالات ذکر شده در هر قسمت بعد از انجام تحلیل تاریخچه زمانی (که شرح این نوع تحلیل در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر

¹ Incremental Dynamic Analysis

² شتاب طیفی در مود اول سازه

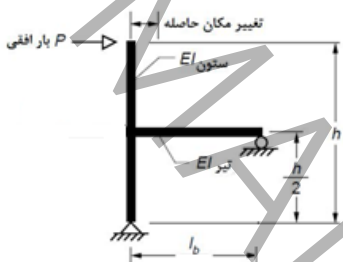
زلزله یا استاندارد ۲۸۰۰ ذکر شده است) در نرم افزار ETABS بر روی قاب دو بعدی با اعمال نمودن رکوردهای انتخاب شده که در جدول شماره ۲ ملاحظه می‌شود، مقدار برش در گره وسط ستون از نرم‌افزار ETABS بدست می‌آید.

برای مدل‌سازی دو اتصال T-Stiffener و اتصال WUF-W در نرم‌افزار ABAQUS از المان حجمی و همچنین از فولاد با سخت‌شوندگی سینماتیک استفاده گردید. برای تحلیل نیز از تحلیل دینامیکی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری ضمنی استفاده شد. در اتصالات بررسی شده مش‌بندی با المان هشت‌گره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته (C3D8R) انجام پذیرفت. مقادیر تاریخچه زمانی برش بدست آمده از نرم‌افزار ETABS به عنوان ورودی تحلیل به قسمت بالای ستون در اتصالات مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ABAQUS وارد می‌گردد که برای بارگذاری و شرایط مرزی [۱۴] اتصالات از الگوی بارگذاری مطابق شکل ۱۲ و شکل ۱۳ استفاده می‌شود:



شکل ۱۲: نقطه اعمال بار و شرایط تکیه‌گاهی اتصال طبقه دوم (S1)

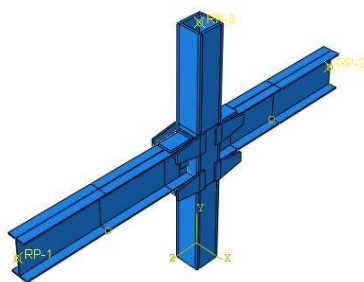
Figure 12: Load application point and support conditions of second floor connection (S1)



شکل ۱۳: نقطه اعمال بار و شرایط تکیه‌گاهی اتصال طبقه هشتم (S2)

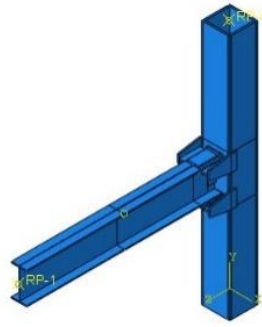
Figure 13: Load application point and support conditions of eighth floor connection (S2)

در شکل‌های ۱۴ تا ۱۷ اتصالات مدل شده در نرم‌افزار ABAQUS برای دو اتصال WUF-W و اتصال خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده‌ی کناری ملاحظه می‌گردد.



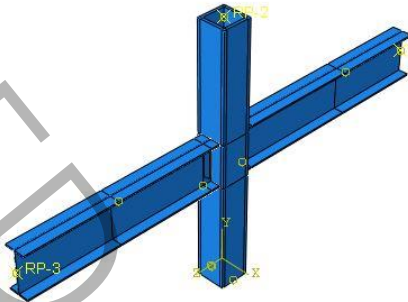
شکل ۱۴: اتصال قاب خمشی فولادی با ورق‌های سخت‌کننده‌ی کناری در طبقه دوم (S1)

Figure 14: Connecting the steel bending frame with side stiffening sheets in the second floor (S1)



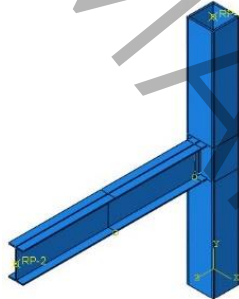
شکل ۱۵: اتصال قاب خمشی فولادی با ورقهای سخت‌کننده‌ی کناری در طبقه هشتم (S2)

Figure 15: Connecting steel bending frame with side stiffening sheets on the eighth floor (S2)



شکل ۱۶: اتصال WUF-W در طبقه دوم (S1)

Figure 16: WUF-W connection on the second floor (S1)



شکل ۱۷: اتصال WUF-W در طبقه دوم (S2)

Figure 17: WUF-W connection on the second floor (S2)

پس از انجام تحلیل در نرم افزار ABAQUS، بیشینه جابجایی بالای ستون بدست‌آمده جهت رسم منحنی‌های IDA بکار می

رود.

۳- منحنی‌های تحلیل IDA برای اتصالات مورد مطالعه

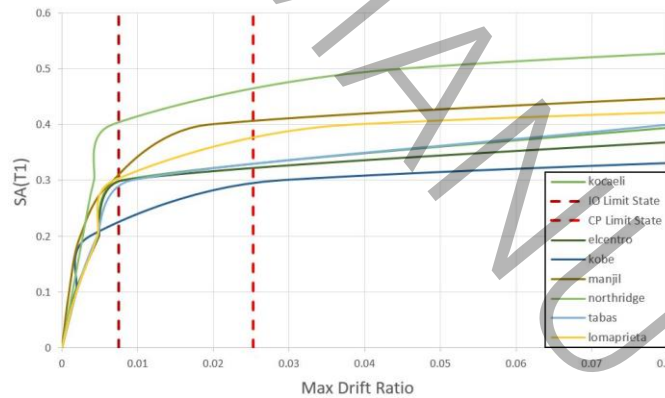
منحنی IDA هر اتصال با استفاده از بیشترین نرخ تغییرات در بالای ستون حاصل می‌شود و با محاسبه مقادیر معیارهای پذیرش دو سطح عملکرد IO¹ و CP² ترسیم می‌شود. مقادیر معیارهای پذیرش برای هر دو اتصال WUF-W و T-Stiffener از جدول ۵-۶ دستورالعمل [۱۵] FEMA356 استخراج و در جدول ۳ ملاحظه می‌شود:

جدول ۳: معیار پذیرش اتصالات مورد بررسی

Table 3: Acceptance criteria of the investigated connections

	اتصال خمشی فولادی با ورقهای سخت‌کننده کناری		اتصال WUF-W	
	سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه	سطح عملکرد آستانه فروریزش	سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه	سطح عملکرد آستانه فروریزش
طبقه دوم	۰,۰۰۷۵	۰,۰۲۵۳	۰,۰۱۰۳	۰,۰۴۱
طبقه هشتم	۰,۰۰۸۶	۰,۰۲۸۴	۰,۰۱۰۳	۰,۰۴۱

منحنی رفتاری اتصالات مورد مطالعه تحت ۷ شتاب‌نگاشت معرفی شده با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل ۱۸ تا ۲۱ است.

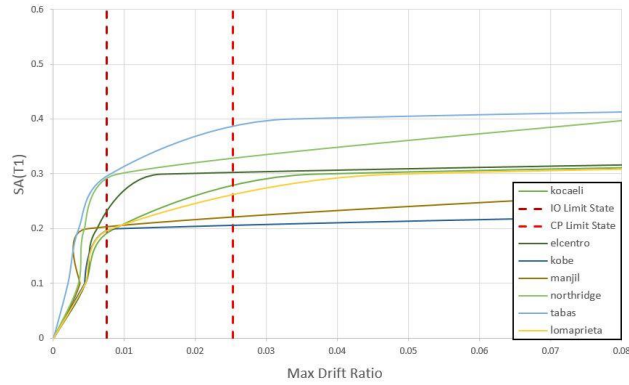


شکل ۱۸: منحنی IDA برای اتصال T-Stiffener S1

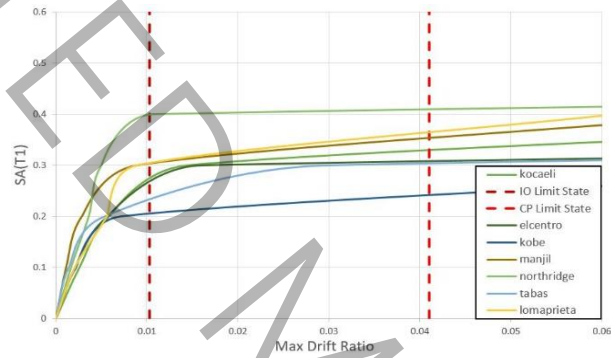
Figure 18: IDA curve for T-Stiffener connection S1

¹ Immediate Occupancy

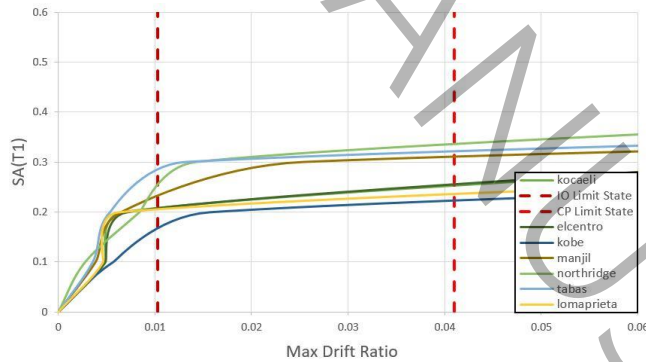
² Collapse Prevention



شکل ۱۹: منحنی IDA برای اتصال T-Stiffener S2
Figure 19: IDA curve for T-Stiffener connection S2



شکل ۲۰: منحنی IDA برای اتصال WUF-W S1
Figure 20: IDA curve for WUF-W S1 connection



شکل ۲۱: منحنی IDA برای اتصال WUF-W S2
Figure 21: IDA curve for WUF-W S2 connection

در شکل‌های ۱۸ تا ۲۱ سطوح عملکرد IO و CP به صورت خط‌چین مشخص شده‌اند.

۴- رسم منحنی‌های شکنندگی

منحنی شکنندگی، احتمال افزایش میزان خسارت از میزان تعیین شده در سطوح مختلف از جنبش‌های لرزه‌ای زمین است. در حالت

کلی منحنی شکنندگی به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود:

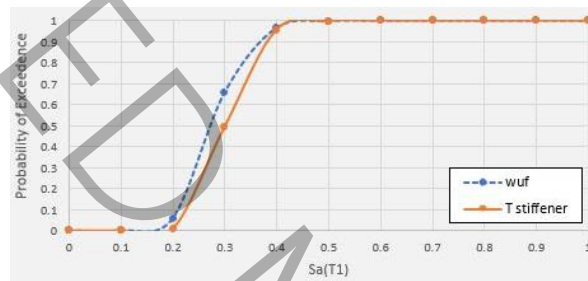
$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (1)$$

IM: شدت زلزله است (شتاب طیفی (Sa))

EDP: پارامتر تقاضای مهندسی (از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید)

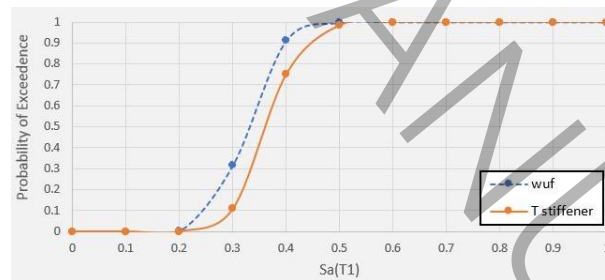
AC: شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است.

برای رسم منحنی‌های شکنندگی یک توزیع لوگ نرمال برای هر پارامتر تقاضای مهندسی¹ EDP در هر شدت حرکت زمین لرزه (IM) فرض می‌شود. برای برآورد احتمال تجاوز از یک حد مشخص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDP ها برای اثر مجموع نگاشت‌های زلزله ارزیابی می‌شود. در این مقاله از تابع احتمال با توزیع لوگ نرمال استاندارد که بر اساس شاخص SA(T1) زمین لرزه (محور افقی نمودار شکنندگی) استفاده می‌شود که محور عمودی نمودار شکنندگی مقادیر تابع احتمال است که از داده‌های خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی دریافت بین طبقه‌ای حاصل می‌شود، استفاده شده است. در شکل‌های ۲۲ تا ۲۵ منحنی شکنندگی اتصالات در دو سطح عملکرد IO و CP نشان داده شده است.



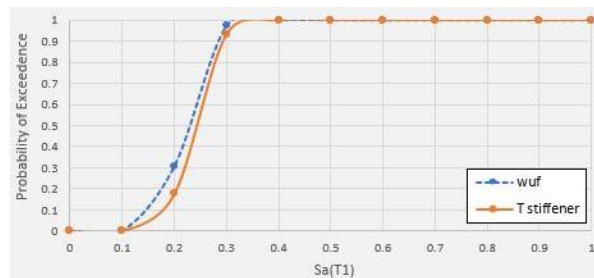
شکل ۲۲: منحنی شکنندگی سطح عملکرد خدمات‌رسانی بی‌وقفه اتصال طبقه دوم

Figure 22: The fragility curve of the level of performance IO for the second floor connection



شکل ۲۳: منحنی شکنندگی سطح عملکرد آستانه فروریزش برای اتصال طبقه دوم

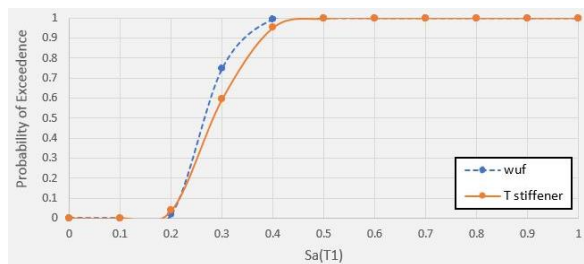
Figure 23: The fragility curve of the level of performance CP for the second floor connection



¹ Engineering Demand Parameter

شکل ۲۴: منحنی شکنندگی سطح عملکرد خدمات‌رسانی بی‌وقفه برای اتصال طبقه هشتم

Figure 24: The fragility curve of the level of performance IO for the eighth floor connection



شکل ۲۵: منحنی شکنندگی سطح عملکرد آستانه فروریزش برای اتصال طبقه هشتم

Figure 25: The fragility curve of the level of performance CP for the eighth floor connection

۵- نتیجه‌گیری

از آنجا که در اکثر حوادث طبیعی، علت بسیاری از ویرانی‌ها در سازه‌های فولادی، عملکرد نامناسب اتصالات است، لذا تحقیق در خصوص عملکرد این اتصالات، در سازه‌های فولادی بسیار بااهمیت می‌باشد. اتصالات باید طوری طراحی شوند که علاوه بر مقاومت کافی در برابر بارهای ثقلی در برابر بارهای جانبی دچار شکست ترد نشوند. در کشورهای مختلف طی سال‌های گذشته، روش‌های متعددی برای انواع اتصالات تیر به ستون پیشنهاد شده است. مطابق آیین‌نامه اتصال رایج فولادی با ورقهای روسری و زیرسری تنها در قابهای فولادی متوسط مجاز می‌باشد در حالی که اتصال موردنظر در تحقیق حاضر بواسطه وجود ورقهای سخت‌کننده کناری قابلیت استفاده در قابهای خمشی ویژه را برای این اتصال فراهم می‌آورد. در این مطالعه رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی فولادی با ورقهای سخت‌کننده کناری در مقایسه با اتصالات WUF-W به منظور بررسی عملکرد اتصال خمشی فولادی با سخت‌کننده کناری با ترسیم منحنی شکنندگی مطالعه گردیده است. به این منظور یک قاب خمشی فولادی طراحی شده و دو اتصال در طبقات دوم و هشتم به صورت خمشی با ورقهای سخت‌کننده کناری طراحی گشته و همراه با اتصال WUF-W برای هفت شتاب‌نگاشت آنالیز IDA انجام گردیده و منحنی‌های شکنندگی برای دو سطح خطر IO و CP ترسیم گردیده است.

با مقایسه هر دو اتصال در طبقه دوم در هر دو سطح عملکرد IO و CP قابلیت اطمینان اتصال خمشی فولادی با سخت‌کننده کناری از اتصال WUF-W بیشتر بوده و احتمال فراگذشت از یک حالت حدی در اتصال WUF-W زودتر از اتصال خمشی فولادی با ورقهای سخت‌کننده کناری رخ می‌دهد.

در مقایسه هر دو اتصال در طبقه هشتم باز هم همان نتایج طبقه دوم تکرار گردیده با این تفاوت که میزان اختلاف کمتر شده است. به عبارتی با توجه به کاهش نیروی برشی در طبقات بالاتر سازه، میزان اختلاف بین منحنی‌های شکنندگی دو اتصال کاهش یافته است. لذا می‌توان نتیجه گرفت مقایسه منحنی‌های شکنندگی هر دو اتصال در حالات حدی IO و CP در طبقات مختلف بیانگر آنست که اتصال خمشی با ورقهای سخت‌کننده کناری نسبت به اتصال WUF-W قابلیت اطمینان بالاتری داشته و به دلیل صلبیت و شکل‌پذیری بالاتر، قادر به تحمل دوران‌های خمیری بیشتری در میزان شتاب‌های بالاتر می‌باشد و به‌منظور استفاده در قابهای خمشی فولادی با شکل‌پذیری زیاد که می‌بایست در سطوح خطر بالاتر، سطح عملکرد بالاتری را تامین کنند، توصیه می‌گردد.

۶- منابع

- [1] N.E.Shanmugam, L.C.Ting, S.L.Lee, Behaviour of I-Beam to Box-Column Connections ,Stiffened Externally and Subjected to Fluctuating Loads, J. Construct. Steel Research, (1991) 129-148.
- [2] K.-J. Shin, Y.-J. Kim, Y.-S. Oh, T.-S. Moon, Behavior of welded CFT column to H-beam connections with external Stiffener, Engineering Structures, 26 (2004) 1877–1887.
- [3] A. Deylami, M.R. Shiravand, moment connection of steel BUILT-UP column using side plates, Advances in Steel Structures, 1 (2005).
- [4] A. Deylami, M.R. Shiravand, the experimental study on built-up column seismic resistant moment connections using side plates, World Conference on Earthquake Engineering, (2008).
- [5] M.S. Ghobadi, M. Ghassemieh, A. Mazroi, A. Abolmaali, Seismic performance of ductile welded connections using T-stiffener, Journal of Constructional Steel Research, (2009) 766-775.
- [6] A. Deylami, M. Salami, Retrofitting of Moment Connection of Double-I Built-Up Columns using Trapezoidal Stiffeners, Procedia Engineering, (2011) 2544–2551.
- [7] M.Raftari, R.Mahjoub, Evaluation of indicators of weld and cyclic response of steel Moment Frame Connection Using Side stiffener Plates, AUT J.Civil Eng, 1 (2017) 57_76.
- [8] FEMA-350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, in: Report No. 350, Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [9] A. Rezaeei, S. Mahjoubi, Probabilistic comparison of performance with RBS connection With incremental dynamic analysis, 2019 (in Persian).
- [10] M.R. Shiravand, Reinforcement and correction of bending behavior of beam to double column using side stiffener, PhD dissertation Amirkabir University, 2010 (in Persian).
- [11] ANSI/AISC 341 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, in, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [12] ANSI/AISC 358 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, in, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [13] ANSI/AISC 360, Specification for Structural Steel Buildings, in, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.

[14] NEHRP, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, in: NIST GCR 17-917-46v2, Applied Technology Council Report (NIST, 2017), 2017.

[15] FEMA-356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, in: Report No. 356, Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.

Seismic behavior of steel moment frame connection using side stiffener plate by fragility curve and its comparison with WUF-W connection

Amir Hossein Mahmoodi^a, Mir Hamid Hosseini^{b1}, Mohamad Reza Mansoori^b

^aMaster Student, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

^bAssistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

ABSTRACT

Steel moment frame system is one of the conventional and practical systems in bearing lateral loads that is used individually or in combination with other systems in seismic areas and tall structures. The joints are the most important members of a bending frame system and the function of the connection varies according to the ductility of the moment frames. Therefore, research on the performance of these connections in steel structures is of particular importance, because of low accuracy in its design and execution, in addition to the failure of the

¹ Corresponding Author: Email: mirhamid.hosseini@srbiau.ac.ir

connection, will cause high damage to the entire structure. Today, the American institute of Steel Construction (AISC) and the Iranian National Building Code introduce patterns as pre-qualified acquisitions. Over the course of three decades, several studies have been conducted several times on steel flexural joints with side stiffeners. On the other hand, considering that fragility curves are a suitable tool for diagnosing vulnerability. This article tries to examine the adequacy of the steel moment frame using side stiffener connection and pre-qualified WUF-W connection and providing fragility curve then comparing them with each other. The result shows that the structure is less likely to fail using steel moment connection with side stiffener instead of pre-approved WUF-W connection.

KEYWORDS

Steel moment frame connection using side stiffener plate, Nonlinear Incremental Dynamic Analysis, Fragility curves, WUF-W connection, Pre-approved connections