

بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال ConXL به وسیله منحنی شکنندگی و مقایسه آن با

اتصال WUF-W

خلیل خسروی^۱، میرحمید حسینی^{۲*}، پاشا جوادی^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 سازه‌ای جهت تحمل بارهای ثقلی و جانبی هستند که به خصوص در سازه‌های بلندمرتبه با توجه به وزن کمتر نسبت به قاب‌های خمشی بتن آرمه، مرسوم‌تر می‌باشند. میزان شکل پذیری قاب‌های خمشی فولادی به نوع اتصالات آن بستگی دارد، از این رو اتصالات خمشی از اهمیت ویژه‌ای برخوردارند. امروزه در آیین‌نامه فولاد آمریکا و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران الگوهایی به عنوان اتصالات از پیش تایید شده معرفی شده‌اند. اتصال خمشی مدرن ConXL از جمله این اتصالات بوده که در آیین‌نامه آمریکا AISC358 به آن پرداخته شده و مورد نظر این تحقیق می‌باشد. این اتصال با هدف ایجاد یک قاب خمشی مقاوم و مقرون به صرفه طراحی شده که با حذف جوشکاری کارگاهی، نصب و مونتاژ سریع قاب را تسهیل می‌نماید. همچنین اتصال WUF-W نیز که در آیین‌نامه‌های داخلی به عنوان یک اتصال صلب شناخته می‌شود، اتصالی مرسوم در ساخت و ساز بوده و می‌تواند مرجع مناسبی به منظور مقایسه با اتصال نوین ConXL باشد که از لحاظ رفتار لرزه‌ای کمتر شناخته شده است. برای این مقایسه از منحنی‌های شکنندگی که ابزاری مناسب جهت برآورد احتمالاتی آسیب پذیری هستند استفاده می‌شود. بدین منظور منحنی شکنندگی برای هر دو اتصال ConXL و WUF-W تهیه می‌گردد. معیار مقایسه سطوح عملکرد IO و CP در منحنی‌های شکنندگی اتصالات در یک قاب خمشی ویژه دو بعدی می‌باشد. در انتها پس از مقایسه رفتار لرزه‌ای دو اتصال مذکور و بیان عملکرد مطلوب‌تر و سهولت در اجرا، می‌توان نتیجه گرفت اتصال مدرن ConXL گزینه مناسب‌تری برای قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد.

واژگان کلیدی

منحنی شکنندگی، اتصالات از پیش تایید شده، اتصال ConXL، اتصال WUF-W، برآورد احتمالاتی آسیب پذیری

۱- مقدمه

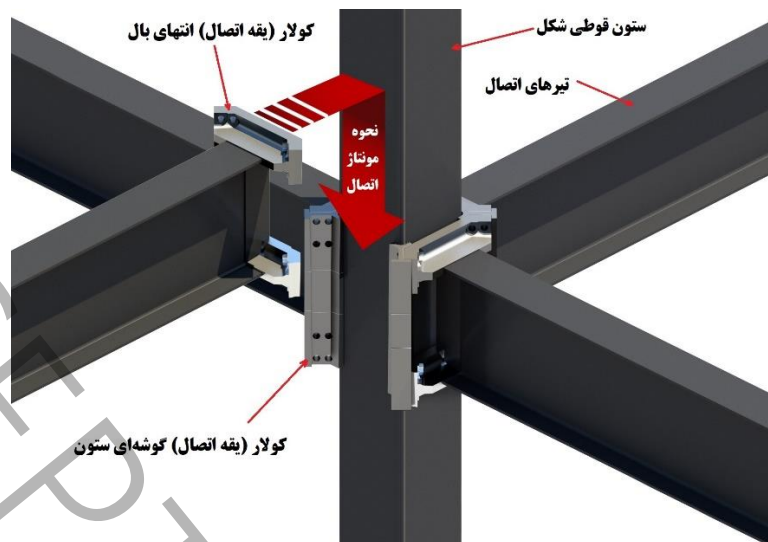
با توجه به موقعیت کشور ایران از نظر جغرافیایی و با بررسی‌های آماری زلزله‌های پیشین و سوابق مخاطرات لرزه‌ای، ایران یکی از پرمخاطره‌ترین کشورهای جهان به شمار می‌آید [۱]. در سالهای اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زمین لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه‌ای از کشور رخ داده است و در حال حاضر ایران در بین کشورهایی است که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه است [۲]. هرچند که جلوگیری کامل از صدمات ناشی از زلزله‌های شدید به سازه‌ها بسیار دشوار و حتی غیرممکن است با این وجود افزایش دانش و استفاده از ابزارهایی در جهت ارزیابی ریسک آسیب‌پذیری ساختمان‌ها تا حد زیادی منجر به انتخاب سیستم‌های ایمن‌تر و قابل اعتمادتری جهت کاهش خسارات و تلفات خواهد شد [۲]. یکی از این ابزارها استفاده از منحنی‌های شکنندگی می‌باشد.

در دو دهه اخیر استفاده از منحنی شکنندگی برای ارزیابی رفتار سازه‌ها و خطر ناشی از زلزله، به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. روش منحنی شکست یک امتیاز مهم دارد و آن امتیاز، سادگی روش در تخمین آسیب‌پذیری سازه می‌باشد. سازه‌های فلزی یکی از متداول‌ترین سازه‌ها در ایران و جهان به شمار می‌روند. این سازه‌ها با اتصالات گوناگونی طراحی و اجرا می‌شوند. بررسی تاثیر اتصالات بر رفتار کلی و شکست کلی سازه می‌تواند به تصمیم‌گیری‌های کلان در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله کمک شایانی نماید [۳].

با توجه به اینکه اتصال مدرن کان‌ایکس‌ال در زمره اتصالات از پیش‌تایید شده در استاندارد AISC358 می‌باشد و به دلیل محاسن اجرایی بالایی که دارد، شایسته است در استانداردهای ساختمانی ایران نیز بیشتر به آن پرداخته شود. از این رو در این مقاله با مدلسازی و تحلیل سازه قاب خمشی فولادی دو بعدی با اتصال مدرن کان‌ایکس‌ال، سعی می‌شود با بررسی رفتار لرزه‌ای و تهیه منحنی شکنندگی و مقایسه نتایج آن با اتصال رایج و شناخته شده WUF-W که آن هم در استاندارد AISC358 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران از پیش‌تایید شده است در جهت معرفی بیشتر این نوع اتصال گام مثبتی در جهت ارتقاء صنعت ساختمان برداشته شود.

۲- معرفی اتصال ConXL

اتصال خمشی ConXL یک اتصال ریخته‌گری بوده که برای نخستین بار به وسیله رابرت جی سیمونز ارائه شد. هدف از ارائه این اتصال صنعتی سازی و حذف هرگونه جوشکاری در کارگاه و افزایش ایمنی کار و سادگی و سرعت اجرا در سازه‌های بلندمرتبه در ستون‌های قوطی شکل بود. این اتصال براساس تئوری سیمونز ارائه شد و مونتاژ کردن اسکلت سازه را به راحتی کشیدن و رها کردن اتصال در محل یقه‌ها ساده می‌کند [۴]. شکل ۱ اجزای اتصال و نحوه نصب و مونتاژ تیرها را بطور شماتیک نشان می‌دهد. به طور کلی اجزای اصلی این اتصال عبارتند از کولارهای انتهای بال تیر، کولارهای گوشه ستون، کولار امتداد جان تیر، ستون، تیرها و پیچ‌های پرمقاومت.



شکل ۱: اجزای اتصال کانکس‌ال و نحوه مونتاژ تیرها. برگرفته از سایت شرکت تولید کننده اتصال کان ایکس‌ال ConeXtech Inc.

با توجه به مزایای این اتصال تا کنون تحقیقات متعددی در مورد این اتصال انجام شده است. شهیدی و همکاران در پژوهشی در سال ۲۰۱۳ اقدام به مدلسازی اتصال کان ایکس‌ال در ۹ نمونه دارای ۳۲ و ۱۶ عدد پیچ کردند. یافته‌ها نشان داد که موقعیت قرارگیری پیچ‌ها هرچه به سمت بیرون بست بال نزدیکتر باشد، کرنش محوری پیچ‌ها بیشتر، ولی لغزش آنها کمتر میشود. بهینه ترین موقعیت پیچ‌ها نقطه‌ای نزدیک به وسط بست بال خواهد بود [۴]. رضائیان و همکاران در پژوهشی در سال ۲۰۱۴ با حذف بتن از داخل ستون و بدون استفاده از صفحات پیوستگی، رفتار لرزه‌ای اتصال کان ایکس‌ال را با استفاده از نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که رفتار لرزه‌ای همه نمونه‌ها در این اتصال، برای تیرهای معمول مناسب است، که بیش از ۰/۰۴ رادیان دوران دارد. همچنین، ستون بدون هیچگونه کمانش موضعی قابل توجهی باقی ماند [۵]. در سال ۲۰۱۶ پژوهشی توسط یانگ^۱ و همکاران جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصال کان ایکس‌ال بدون بتن پرکننده ستون ارائه شد. در این پژوهش، نمونه‌ای از اتصال کان ایکس‌ال با ستون قوطی مربع شکل، پر شده با بتن که توسط شرکت کان ایکس‌ال تک مورد آزمایش قرار گرفته بود، در نرم افزار آباکوس مدل سازی و نتایج تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. پس از راستی‌آزمایی مدل عددی، چهار حالت مختلف المان محدود از اتصال بدون بتن پرکننده ستون، شامل یک مدل داخلی دوبعدی، داخلی سه‌بعدی، خارجی سه‌بعدی و یک اتصال گوشه سه‌بعدی ایجاد شد و تحت بارهای چرخه‌ای یک جهته و دوجته بارگذاری شدند. رفتار پسماند تحت سطوح مختلف بار محوری در ستون تحلیل شد و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. نتایج نشان دادند که در اتصال‌های مختلف کان ایکس‌ال بدون بتن پرکننده ستون، زمانی که سطح بار محوری در ستون چندان بالا نباشد، الگوی گسیختگی بصورت ایجاد مفصل پلاستیک در تیر روی میدهد، هرچند که با افزایش سطح بار محوری مد گسیختگی تبدیل به سازوکار گسیختگی مرکب مفصلی تیر به ستون یا حتی سازوکار مفصلی ستون میشود [۶]. علی کیهانی و همکار (۱۳۹۴) در پژوهشی رفتار اتصال کان ایکس‌ال در ترکیب با مقاطع فولادی رایج در ایران را مورد بررسی قرار دادند. همچنین، شناسایی هندسه بهینه تیر با مقطع کاهش یافته در اتصال صلب خمشی کان ایکس‌ال با توجه به میزان استهلاک انرژی نمونه‌ها، دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال و سختی بیشتر نمودار بار-تغییر مکان به عنوان معیارهای هندسه بهینه اتصال انتخاب گردید. همچنین اثر افزایش نیروی پیشتنیدگی پیچ‌ها و حذف بتن پرکننده ستون نیز مورد مطالعه قرار گرفت. با انجام این تحقیق مقاطع نیم پهن IPE و عریض سبک IPB که مجاز به استفاده در این اتصال در انواع قاب‌های خمشی متوسط و ویژه هستند شناسایی شدند [۷].

¹ - Chao Yang

۳- طراحی اتصال ConXL

ابتدا طراحی اتصال از پیش‌تایید شده کان‌ایکسال در قاب خمشی ویژه فولادی ده طبقه سه دهانه مسکونی مطابق شکل ۹ طبق گام‌های ذکر شده در آیین‌نامه ANSI/AISC358-CHAPTER-10-8 انجام پذیرفت [۸]. بارگذاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی برای ساختمان‌های مسکونی و با در نظر گرفتن چشمه‌های باربر یکسان شش متری برای هر سه دهانه انجام شد. از جمله موارد مهم طراحی اتصال کنترل الزامات لرزه‌ای اعم از کنترل مقاومت برشی ناحیه پانلی اتصال و رعایت ضابطه تیرضعیف-ستون قوی بوده که پیش از مدلسازی انجام پذیرفت. همانطور که در بخش ۲ عنوان شد در تحقیقات انجام شده روی اتصال کان‌ایکسال بدون بتن پرکننده ستون‌ها، افت مقاومت و یا کماتش موضعی چشم‌گیری ملاحظه نشد. با توجه به رابطه تیرضعیف-سوم طراحی اتصال که به منظور تامین ضابطه تیرضعیف-ستون قوی می‌باشد، با حذف بتن پرکننده ستون‌ها ضخامت ورق فولادی ستون‌ها در جهت جبران اثر حذف مقاومت بتن افزایش پیدا کرد [۷]. اثر حضور بتن در جهت افزایش ظرفیت محوری ستون‌ها و جلوگیری از کماتش‌های موضعی در ستون فولادی بوده و طبق ضوابط استاندارد AISC358 مقاومت برشی ناحیه پانلی اتصال می‌باید بدون در نظر گرفتن بتن پرکننده ستون‌ها و تنها به واسطه اضافه مقاومت ناشی از سیستم کولارهای اتصال تامین شود [۸]. گام‌های طراحی اتصال به شرح زیر انجام می‌شود:

گام اول: محاسبه حداکثر لنگر خمشی محتمل در مفصل پلاستیک

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (1)$$

عبارت Z_e : اساس مقطع پلاستیک تیر

عبارت C_{pr} : ضریب در برگیرنده آثار سخت شوندگی و قیدها

عبارت R_y : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم

گام دوم: محاسبه نیروی برشی در محل مفصل پلاستیک (N)

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (2)$$

گام سوم: کنترل رابطه تیرضعیف-ستون قوی

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (3)$$

$$\sum M_{pc}^* = M_{pcu}^* + M_{pcl}^* + d \frac{\sum M_{pb}^*}{(H_u + H_l)} \quad (4)$$

$$M_{pcu}^* = M_{pcl}^* = 0.67 Z_c F_y \left(1 - \frac{P_u}{A_s F_y + 0.85 A_c f_c'} \right) \quad (5)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + V_h S_h) \quad (6)$$

با توجه به حذف بتن پرکننده ستون در تحقیق حاضر مساحت سطح بتن در مخرج رابطه ۴ از رابطه حذف شده و تنها مساحت قسمت فولادی ستون در رابطه لحاظ گردیده است.

عبارت $\sum M_{pb}^*$: مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال (N-mm)

عبارت $\sum M_{pc}^*$: مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال (N-mm)

عبارت M_{pcu}^* و M_{pcl}^* : به ترتیب لنگر پلاستیک مقاوم اسمی ستون بالا و ستون پایین گره اتصال (N-mm)

عبارت P_u : مقاومت فشاری مورد نیاز ستون (N)

عبارت Z_c : اساس مقطع پلاستیک ستون (mm^3)

عبارت F_y : تنش تسلیم فولاد ستون (MPa)

عبارت A_s : سطح مقطع ستون (mm^2)

گام چهارم: محاسبه لنگر در پیچها

$$M_{bolts} = M_{pr} + V_h S_{bolts} \quad (7)$$

$$S_{bolts} = \frac{t_{collar}}{2} + \frac{d}{2} \quad (8)$$

عبارت M_{bolts} : لنگر در پیچها (N-mm)

عبارت S_{bolts} : فاصله از مرکز مفصل پلاستیک تا مرکز پیچها (mm)

عبارت t_{collar} : فاصله از بر ستون تا بر یقه بال که برابر ۱۸۱ میلیمتر است

گام پنجم: بررسی نیروی بال تیر و کنترل مقاومت کششی پیچها

$$\frac{r_{ut}}{\phi_d R_{pt}} = \frac{r_{ut}}{454000} \leq 1 \quad (9)$$

$$r_{ut} = 0.177 \frac{M_{bolts}}{d} \quad (10)$$

عبارت r_{ut} : مقاومت مورد نیاز پیچ (N)

عبارت R_{pt} : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچها (N)

گام ششم: محاسبه ماکزیمم برش احتمالی در پیچها V_{bolts} که برابر است با مجموع برش در مفصل پلاستیک V_h و بارهای

ثقلی بین مفصل پلاستیک و مرکز کولار بال (N)

گام هفتم: محاسبه ماکزیمم برش احتمالی در بر کولار بال V_{cf} که برابر است با مجموع برش در مفصل پلاستیک V_h و

بارهای ثقلی بین مفصل پلاستیک و قسمت بیرونی کولار بال (N)

گام هشتم: محاسبه حداقل بعد جوش گوشه برای اتصال جان تیر به کولار امتداد جان

$$t_f^{cwx} \geq \frac{\sqrt{2} V_{cf}}{\phi_n F_w l_w^{cwx}} \quad (11)$$

عبارت t_f^{cwx} : حداقل بعد جوش گوشه مورد نیاز برای اتصال هر طرف از جان تیر به کولار امتداد جان (mm)

عبارت l_w^{cwx} : طول کل جوش گوشه برای کولار امتداد جان (mm)

عبارت F_w : مقاومت اسمی طراحی جوش که از رابطه زیر محاسبه می شود (MPa)

$$F_w = 0.6 F_{EXX} \quad (12)$$

گام نهم: محاسبه ماکزیمم برش احتمالی در بر ستون V_f که برابر است با مجموع برش در مفصل پلاستیک V_h و بارهای ثقلی بین مفصل پلاستیک و بر ستون

$$t_f^{cc} \geq \frac{\sqrt{2}V_f}{\phi_n F_w I_w^{cc}} \quad (13)$$

عبارت t_f^{cc} : حداقل بعد جوش گوشه مورد نیاز برای اتصال کولارهای گوشه به ستون (mm)

عبارت I_w^{cc} : طول کل جوش گوشه برای کولارهای گوشه (mm)

گام دهم: محاسبه مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال

$$R_u^{PZ} = \frac{\sum (M_{pr} + V_h S_f)}{d} - V_{col} \quad (14)$$

$$V_{col} = \frac{\sum (M_{pr} + V_h S_f)}{H} \quad (15)$$

عبارت R_u^{PZ} : مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال برابر با حاصل جمع ضخامت یقه اتصال با نصف ارتفاع تیر (در تیرهای غیر از مقاطع کاهش یافته RBS) (N)

عبارت S_f : فاصله از مرکز مفصل پلاستیک تا بر ستون برابر با حاصل جمع نصف بعد ستون با ضخامت یقه اتصال با نصف ارتفاع تیر (در تیرهای غیر از مقاطع کاهش یافته RBS) (mm)

عبارت V_{col} : برش ستون (N)

گام یازدهم: محاسبه مقاومت برشی اسمی چشمه اتصال

$$\phi R_n^{PZ} = 0.6 \phi_d F_y A_{PZ} \quad (16)$$

$$A_{PZ} = 2d_{col} t_{col} + 4(d_{leg}^{cc} t_{leg}^{cc}) \quad (17)$$

عبارت A_{PZ} : مساحت ناحیه پانلی ستون (mm^2)

عبارت t_{col} : ضخامت دیواره ستون با مقطع HSS یا باکس ساخته شده از ورق (mm)

عبارت d_{leg}^{cc} : عمق موثر پای کولار گوشه‌ای مونتاژ، که معادل ۸۹ میلی‌متر می‌باشد

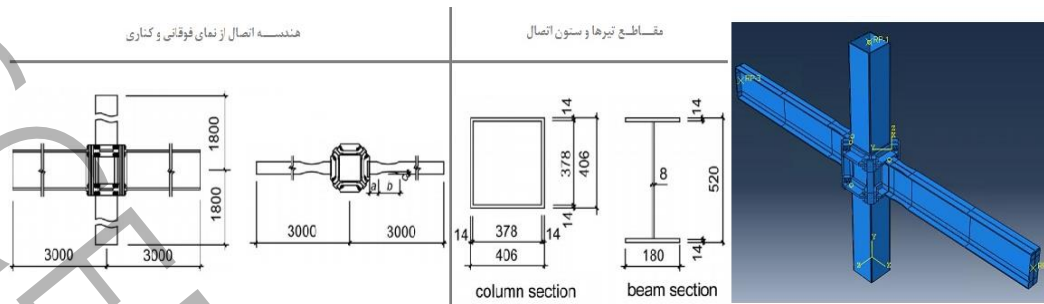
عبارت t_{leg}^{cc} : ضخامت موثر پای کولار گوشه‌ای مونتاژ، که معادل ۱۳ میلی‌متر می‌باشد

۴- صحت سنجی

ابتدا به منظور حصول اطمینان از دقت نتایج تحلیل اجزای محدود که بوسیله نرم افزار آباکوس به انجام می‌رسد باید صحت سنجی انجام شود. نهایتاً تطابق مناسب منحنی هیستریزیس بار-تغییر مکان مدل اجزاء محدود اتصال پژوهش حاضر با نتایج تحقیق انجام شده توسط یانگ و همکاران [۶] در شکل ۴ بررسی می‌شود. در تحقیق انجام شده توسط یانگ [۶] ابتدا یک مدل اجزای محدود، مشابه نمونه تست شده توسط شرکت سازنده اتصال کان‌یکس‌ال به‌مراه بتن پرکننده ستون‌ها در نرم افزار آباکوس ساخته شد. مشخصات مواد، شرایط مرزی، مش بندی قطعات اتصال و الگوی بارگذاری مشابه با نمونه اصلی آزمایش شده اختصاص داده شد و آنالیز گردید. نتایج حاصله با نتایج بدست آمده از تست نمونه تمام مقیاس مطابقت داده شد و پس از اطمینان از صحت نتایج، آنگاه نمونه‌هایی با ستون‌های بدون بتن پرکننده مدلسازی و تحلیل شد [۶]. در تحقیق حاضر بدلیل حذف بتن پرکننده ستون‌ها از نتایج مقاله یانگ و همکاران جهت صحت سنجی استفاده گردید. پروتکل بارگذاری برگرفته از استاندارد ECCS¹ بوده

¹ - European Convention for Construction Steelwork

که در شکل ۳ و مشخصات ابعادی مدل اجزای محدود اتصال در شکل ۲ ملاحظه می‌شوند. شرایط مرزی، تماس‌ها، قیدها، سیکل های بارگذاری و مشخصات متریال به کار رفته در مدل اجزای محدود مطابق موارد مندرج در مقاله ذکر شده می‌باشد.

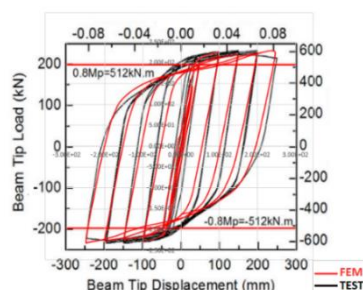


شکل ۲: مشخصات و ابعاد اتصال مدل‌سازی شده جهت صحت سنجی

مدل اجزا محدود مطابق مقاله یانگ [۶] در نرم افزار آباکوس ۲۰۱۷ ساخته شد و مشخصات رفتاری فولاد برای هر دو فاز الاستیک و پلاستیک به همراه مدل سخت شونده گی کینماتیک به نرم افزار معرفی شد. مشخصات فولاد برای تیرها و ستون با تنش تسلیم ۴۰۰ و تنش نهایی ۵۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۰٫۲ برای پیچ‌ها تنش تسلیم ۹۳۰ و تنش نهایی ۱۰۴۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۰٫۰۰۴ با مدول یانگ ۲۰۰ گیگا پاسکال استفاده شده‌اند. تحلیل اجزای محدود در دو استپ جداگانه تعریف می‌شود. به واسطه وجود نیروی پیش تنیدگی ۴۵۴ کیلو نیوتن در پیچ‌ها ابتدا یک مرحله تحلیل از نوع استاتیک جنرال انجام شده و در مرحله بعد تحلیل دوم برای بار چرخه‌ای انجام می‌شود. تماس بین قطعات به صورت تماس سطح به سطح و با استفاده از خواص تماسی هارد کانتکت برای رفتار نرمال بین سطوح و خاصیت تماسی پنالتی با ضریب ۰٫۳۵ برای رفتار مماسی همچنین قید تای برای مدل‌سازی جوش تیرها به کولارهای انتهای بال به نرم افزار معرفی می‌شود. در دو انتهای ستون شرایط تکیه‌گاهی مفصلی اعمال شده و بارهای چرخه‌ای مختلف جهت طبق پروتکل ذکر شده بصورت همزمان به دو انتهای تیرها وارد شدند. در نهایت منحنی بار-تغییر مکان اتصال رسم و با منحنی مقاله یانگ مقایسه گردید. شکل ۴ در این شکل تطابق مناسبی بین منحنی چرخه‌ای بار-تغییر مکان مدل اجزاء محدود پژوهش حاضر با نمودار مقاله یانگ با خطایی کمتر از ۱۰ درصد مشاهده می‌شود.

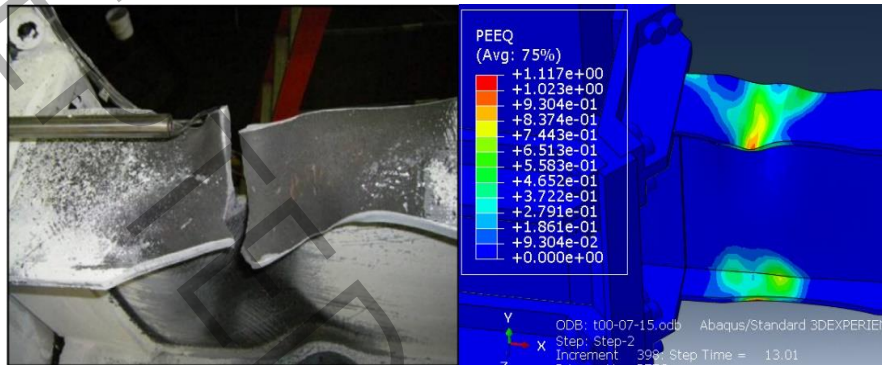


شکل ۳: نمودار سیکل‌های بارگذاری برگرفته از پروتکل ECCS

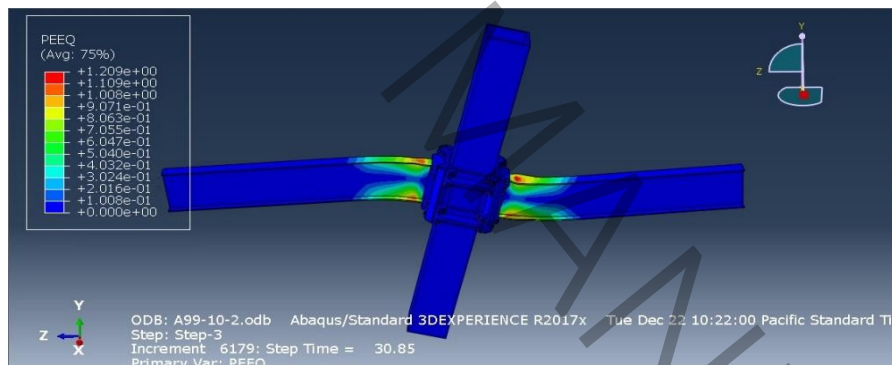


شکل ۴: انطباق منحنی‌های بار-تغییر مکان مدل اجزای محدود (قرمز) با نمودار مقاله یانگ ۲۰۱۶ (مشکی)

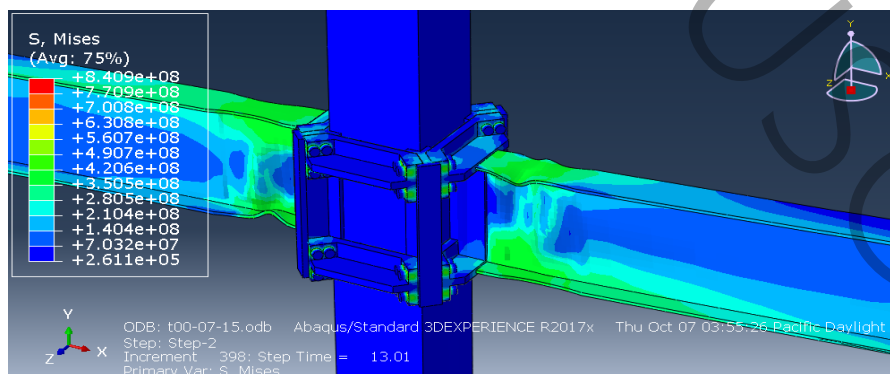
در تصاویر ۵ و ۶ کانتور کرنش پلاستیک معادل^۱ نشان داده شده است. پارامتر کرنش پلاستیک معادل مولفه‌ای است اسکالر که مقدار آن همواره بزرگ‌تر یا مساوی صفر است که مقدار کرنش‌های پلاستیک تجمیع یافته را گزارش می‌کند و به ویژه در بارگذاری‌های چرخه‌ای معیار خوبی جهت بررسی ورود متریال به حوزه پلاستیک می‌باشد. همانطور که در تصاویر مشاهده می‌شود مقادیر بزرگتر از یک در مناطقی از تیر اتصال مشاهده می‌گردد که درصد فراتر رفتن از کرنش پلاستیک را گزارش می‌کند. در شکل ۷ نیز کانتور تنش فون مایسز در بال تیر اتصال ملاحظه می‌گردد که در نقاطی مقادیری بیش از تنش تسلیم قابل مشاهده می‌باشد. در تصاویر ۵ تا ۷ به وضوح دیده می‌شود که در اتصال کان‌ایکسال کرنش‌های پلاستیک و تنش‌های پلاستیک در نواحی خارج از ناحیه پانلی و در تیرهای اتصال متمرکز شده‌اند که یک رفتار ایده‌آل برای این اتصال می‌باشد.



شکل ۵: کانتور کرنش پلاستیک معادل در مدل اجزای محدود (راست) و گسیختگی در بال تیر اتصال کان‌ایکسال (چپ)



شکل ۶: کانتور کرنش پلاستیک معادل - تمرکز کرنش‌های پلاستیک و ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و دور از ناحیه پانلی ستون

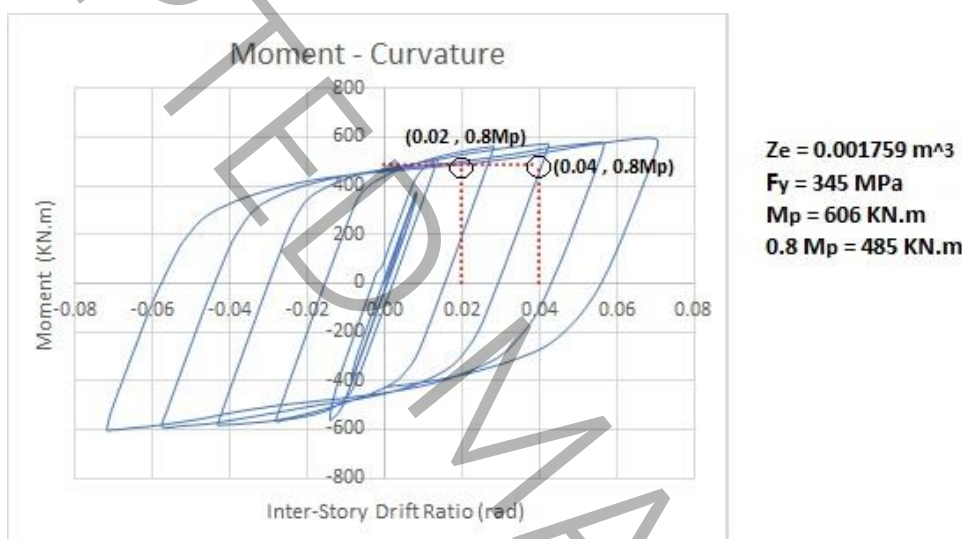


شکل ۷: کانتور تنش مایسز - تمرکز تنش و ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و دور از ناحیه پانلی ستون

^۱ PEEQ (Plastic Strain Equivalent)

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال ConXL، با مشاهده منحنی بار-تغییر مکان تحت بارگذاری چرخه‌ای شکل ۸ که از نرم افزار آباکوس به دست آمد می‌توان موارد ذیل را نتیجه گرفت: [۹] و [۱۰].

- شکل کلی منحنی هیستریزس اتصال و عدم وجود مواردی از جمله لاغرشدگی و یا لقی (پینچینگ^۱) در نمودار.
- قابلیت دور کردن مفصل پلاستیک از بال ستون و عدم شکل گیری تمرکز تنش‌ها در ناحیه چشمه اتصال ستون و شکل گیری مفاصل پلاستیک در نواحی حفاظت شده تیر.
- برآورده ساختن حدود آیین نامه. طبق آیین نامه AISC341-10، زوال مقاومت اتصالات قاب خمشی ویژه تحت بارگذاری چرخه‌ای تا دریافت درون طبقه‌ای ۰,۰۴ رادیان می‌باید کمتر از ۲۰ درصد باشد، به بیان دیگر باید حداقل مقاومت 0.8Mp را تامین نماید. این شرط در دوران ۰,۰۲ رادیان نیز برای قاب خمشی متوسط باید برقرار باشد. برآورده شدن شروط سه گانه فوق در اتصال خمشی ConXL فاقد بتن پرکننده داخل ستون نتایج رفتار لرزه‌ای مطلوب و در حد آیین نامه را نشان می‌دهد.

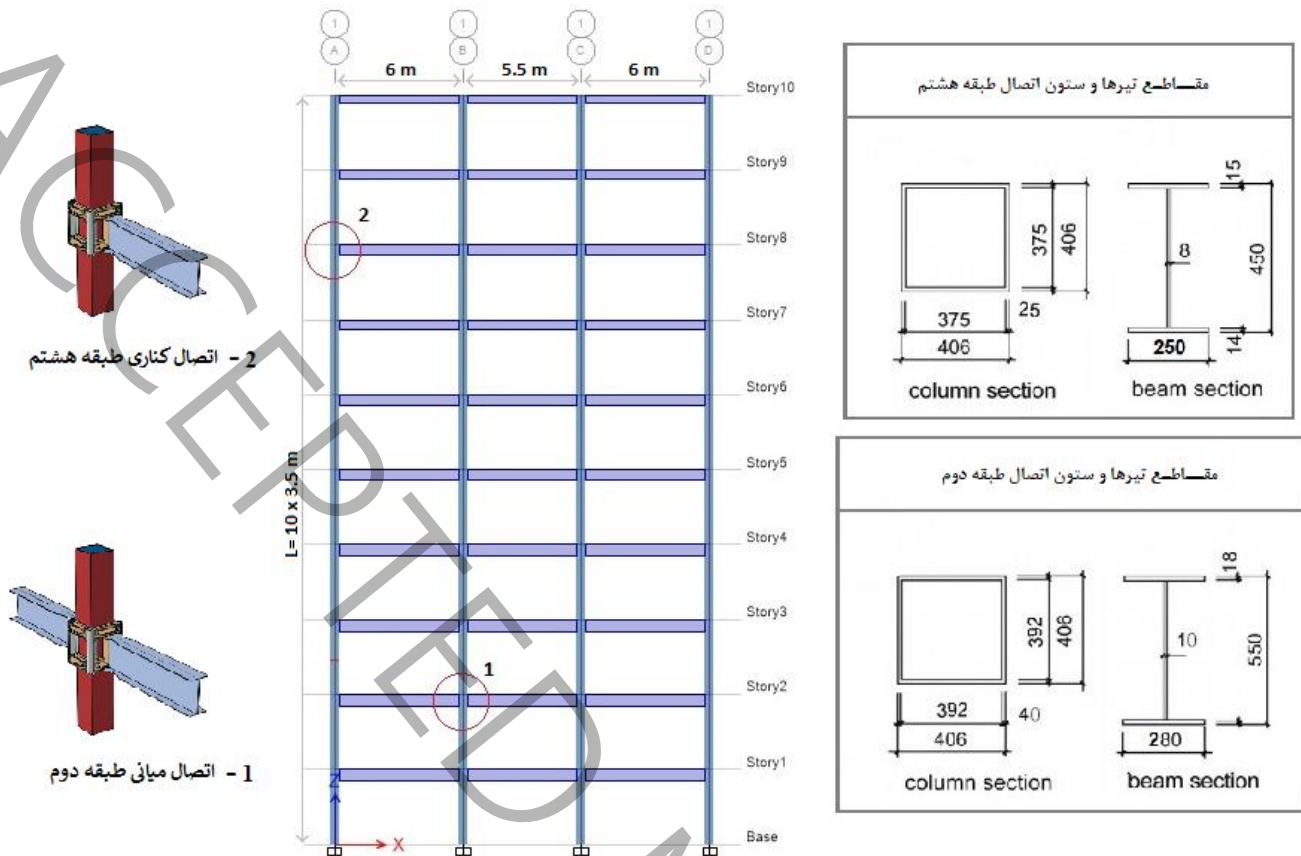


شکل ۸: بررسی نمودار بارگذاری چرخه‌ای اتصال

۵- مدلسازی و تحلیل قاب فولادی ده طبقه

نرم افزار استفاده شده در این مرحله CSI ETABS V16.2.0 ورژن ۲۰۱۶ می‌باشد. مدل سازه مورد بررسی مشتمل بر یک قاب خمشی ویژه فولادی دو بعدی دارای ۱۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳,۵ متر و سه دهانه با ابعاد ۶ متر، ۵,۵ متر و ۶ متر که در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی خاک نوع ۳ با بار زنده ۱۵۰۰ و بار مرده ۴۰۰۰ کیلوگرم بر متر طول، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران و می‌حث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده است. زمان تناوب تحلیلی مد اول سازه ۱,۸۸ ثانیه می‌باشد. در این پژوهش برای بررسی بیشتر رفتار لرزه‌ای اتصال کان‌یکس‌ال دو اتصال با جانمایی مختلف انتخاب شدند که در تصویر ۹ ملاحظه می‌شوند. برای رسم منحنی IDA و سپس منحنی شکنندگی یک اتصال میانی در طبقه دوم و یک اتصال کناری در طبقه هشتم مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تیرهای قاب بصورت تیر-ورق با مقاطع I شکل و ستون‌ها بصورت باکس مربعی با مصالح فولادی ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال استفاده شده‌اند. جهت بررسی شکل پذیری اتصالات در هر مرحله پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی برای زلزله‌های مختلف با گام‌هایی با شدت فزاینده 0.1g، تاریخچه نیروی برشی وسط ستون‌های فوقانی هر اتصال به منظور انتقال به نرم افزار آباکوس استخراج شد. در شکل ۹ قاب فولادی ۱۰ طبقه به همراه مقاطع به کار رفته در طبقات مورد بررسی نشان داده شده‌اند.

¹ -Pinching

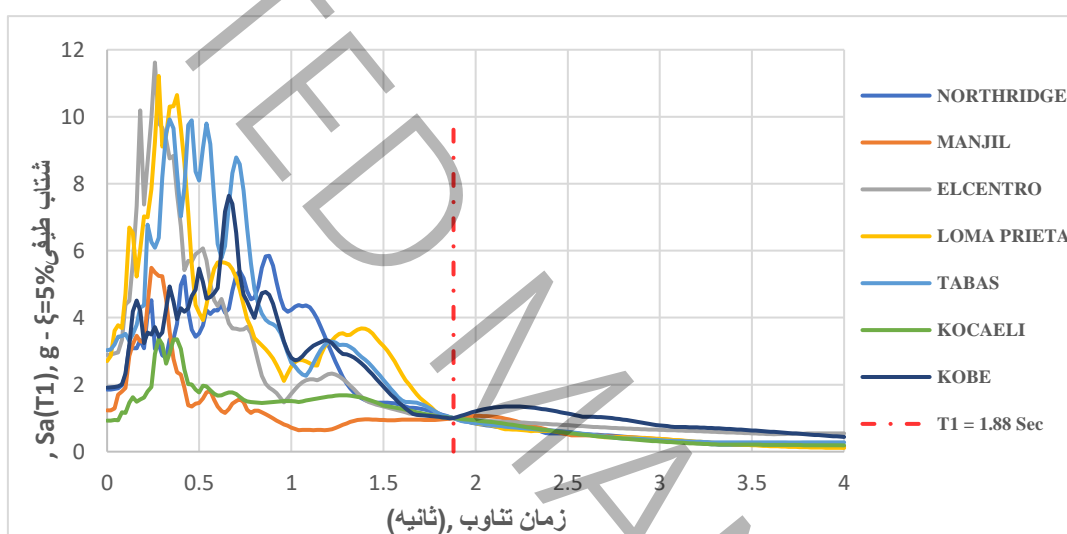


۵-۱- انتخاب و مقیاس کردن شتاب نگاشت‌ها

انتخاب شتاب نگاشت‌ها می‌تواند به عنوان اولین قدم برای انجام تحلیل‌های دینامیکی به منظور ترسیم منحنی‌های شکنندگی باشد. تهیه مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های زلزله، به گونه‌ای است که بیانگر لرزه‌خیزی ناحیه مورد نظر باشد. انتخاب رکوردهای زلزله برای تحلیل‌های دینامیکی می‌باید از نظر بزرگا، مکانیزم گسلش، فاصله گسل تا محل ثبت به لحاظ حوزه دور یا نزدیک بودن زلزله، مدت زمان جنبش شدید زمین با مشخصات سایت مورد نظر محل احداث سازه مطابقت داشته باشد [۱۱]. پاسخ‌های سازه تحت رکوردهایی که بوسیله روش‌های مقیاس‌سازی هم‌شدت شده‌اند دارای پراکندگی کمتری نسبت به رکوردهای مقیاس‌نشده بوده و همچنین در روش مقیاس‌سازی بر اساس شتاب طیفی مود اول سازه $S_a(T1)$ با میرایی ۵٪ انحراف معیار کمتری از میانگین پاسخ‌ها به چشم می‌خورد و پراکندگی‌ها کمتر بوده و در پاسخ‌های این روش به دلیل وجود یکی از پارامترهای مهم دینامیکی سازه بنام زمان تناوب مود اول یا فرکانس غالب سازه، دقت بالاتری نسبت به سایر روش‌ها وجود دارد [۱۲]. در شکل ۱۰ و جدول ۱ بترتیب طیف شتاب نگاشت‌های مقیاس‌شده در $S_a(T1)=1g$ و جدول زلزله‌های انتخاب شده مشاهده می‌شوند.

جدول ۱: زلزله های انتخاب شده

ردیف	نام رکورد	شماره رکورد	نام ایستگاه	بزرگا	سال وقوع	ماکزیمم شتاب	مدت (ثانیه)	فاصله گام زمانی (ثانیه)	تعداد نقاط
۱	لوماپریتا	۷۵۲	کاپیتولا	۶,۹۳	۱۹۸۹	۰,۵۱۱۱۳	۳۹,۹۹	۰,۰۰۵	۷۹۹۸
۲	طیس	۱۴۰	فردوس	۷,۳۵	۱۹۷۸	۰,۱۰۴۸۵	۳۹,۹۸	۰,۰۰۲	۷۱۷۵
۳	کوبه	۱۱۱۶	شین - اوزاکا	۶,۹	۱۹۹۵	۰,۲۳۳۳۴	۴۰,۴۳	۰,۰۰۱	۴۰۴۳
۴	کوکائیلی	۱۱۵۸	دوزچه	۷,۵۱	۱۹۹۹	۰,۳۶۴۱۸	۲۷,۱۸	۰,۰۰۵	۵۴۳۶
۵	منجیل	۱۶۳۶	قزوین	۷,۳۷	۱۹۹۰	۰,۱۸۳۹۷	۶۰,۲۲	۰,۰۰۱	۶۰۲۲
۶	السنترو	۱۷۶	ایمپریال ولی	۶,۵۳	۱۹۷۹	۰,۱۱۷۹۵۲	۳۹,۹۵	۰,۰۰۵	۷۸۹۰
۷	نورثریج	۹۷۸	هالیوود - ویلوبای	۶,۹۹	۱۹۹۴	۰,۲۵۰۷۵	۳۴,۹۸	۰,۰۰۱	۳۴۹۸

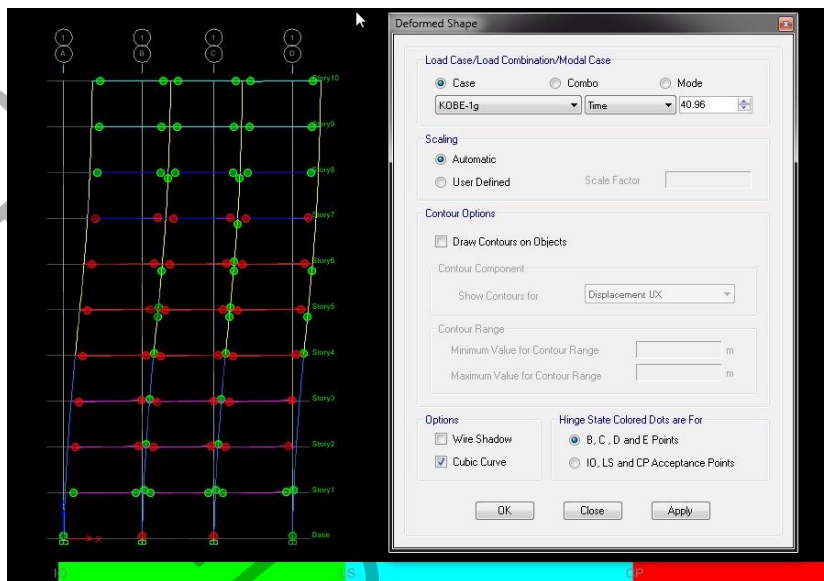


شکل ۱۰: طیف های زلزله های مقیاس شده

۲-۵- تحلیل دینامیکی فزاینده و روش محاسبه نیروها

یکی از جدیدترین انواع روشهای تحلیلی، روش تحلیل دینامیکی فزاینده یا IDA می باشد که در آن از مزیت مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین و توسعه آن به یک روش تحلیل کارآمد که بتوان به دقت کل محدوده رفتاری سازه را از الاستیک تا ویرانی پوشش داد، استفاده می شود. از مهم ترین مراحل مدلسازی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرم افزارهای تحلیلی، تعریف مشخصات غیرخطی متریال و همچنین تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به المان های تیرها و ستون ها می باشد. همچنین از آنجا که در تحلیل های غیرخطی قانون جمع آثار قوا برقرار نمی باشد، لذا تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی پس از تحلیل اثر بارهای ثقلی ادامه می یابد. در این پژوهش پس از هم شدت شدن رکوردها در زمان تناوب مود اول سازه ($SaT1$)، تحلیل دینامیکی فزاینده با انجام تحلیل های تاریخچه زمانی متعدد در شدت های مختلف تحریک زمین (از $0.1g$ تا $1g$)، پاسخ نیروی برشی سازه را برای هر اتصال از ستون فوقانی گره اتصال فراخوانی نموده و به منظور بررسی رفتار و اثرات حوزه فراتر از ارتجاعی این نیروها بعنوان ورودی تحلیل اجزا محدود به نرم افزار آباکوس انتقال داده می شوند. متعاقباً به ازای هر تاریخچه نیروی برشی یک تاریخچه جابه جایی بعنوان خروجی تحلیل اجزا محدود بدست آمده که مقدار بیشینه جابه جایی مذکور به ازای هر سطح از شدت برای ادامه مطالعات و رسم نمودارهای IDA مورد استفاده قرار می گیرند.

در شکل ۱۱ سازه تغییر شکل یافته پس از اعمال زلزله کوبه با ضریب گام فزاینده 1g و شکل گیری مفاصل پلاستیک روی سازه و همچنین گذر از حدود بازه‌های معیار پذیرش و کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی با توجه به رنگ مفاصل ملاحظه می‌شود.



شکل ۱۱: تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب در نرم افزار ایتبس و شکل گیری مفاصل پلاستیک در زلزله کوبه در شدت شتاب طیفی $S_a(T1)=1g$

۳-۵- مدلسازی و تحلیل اجزای محدود

به منظور تحلیل غیرخطی اتصال، مدل اجزا محدود دو اتصال میانی و کناری که در شکل ۹ نشان داده شده در نرم افزار آباکوس ساخته می‌شوند. برای مدل سازی قطعات از المان سالیید سه بعدی استفاده شد همچنین به منظور دقت بیشتر نتایج مدل سخت‌شوندگی کینماتیک برای فولاد در نظر گرفته شد. مصالح فولادی ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال برای تیرها و ستون‌ها و برای پیچ‌ها مشابه قسمت صحت سنجی به کار رفته‌اند. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از حل گر روش انتگرال گیری ضمنی^۱ استفاده شده‌است. مش بندی با المان مکعبی هشت گره‌ای با انتگرال کاهش یافته (C3D8R) انجام شد، همچنین به دلیل تمرکز احتمالی تنش در ناحیه حفاظت شده تیر و چشمه اتصال ستون، از مش ریزتری استفاده گردید و به منظور جلوگیری از قفل شدگی برشی^۲ در لبه ورق‌های اجزای اتصال بیش از یک مش استفاده شد. به منظور مدل سازی محل جوش بال‌ها به کولارهای انتهای بال از قید تای^۳ و در محل کولارهای گوشه‌ای ستون و کولارهای انتهای بال از خاصیت تماسی با ضریب پنالته ۰,۳۵ استفاده شده است. سپس نیروی پیش تنیدگی ۴۵۴ کیلو نیوتن در پیچ‌ها اعمال می‌شود.

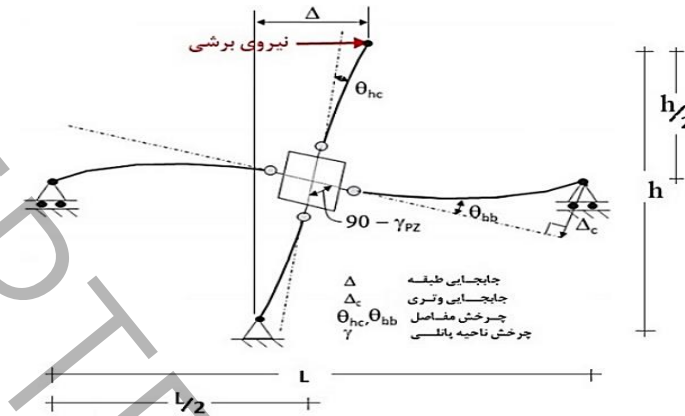
پس از انجام تحلیل اولیه در نرم افزار ایتبس به منظور در نظرگیری دقیق تر رفتار غیرخطی اجزای اتصال اعم از تیر، ستون، چشمه اتصال، پیچها و کولارها؛ تاریخچه زمانی نیروی برشی محاسبه شده در شدت‌های مختلف زلزله را که به عنوان خروجی تحلیل از نرم افزار ایتبس استخراج شده به نرم افزار آباکوس انتقال داده و حداکثر جابه‌جایی نظیر نیروی برشی در هر شدت زلزله محاسبه می‌شود. الگوی بارگذاری پیشنهادی مطابق الگوی گزارش مورد استفاده در پروژه ATC بوده و نیمی از طول ستون طبقه بالای اتصال و نیمی از ستون طبقه پایین اتصال به همراه نیمی از تیر در هر جهت مدل شده است [۱۳].

¹ -Dynamic Implicit

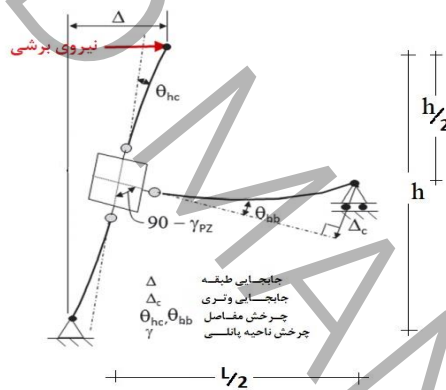
² -Shear Locking

³ -Tie Constraint

شکل‌های ۱۲ و ۱۳ دیاگرام آزاد اتصال طبقات ۲ و ۸ و نحوه بارگذاری نیروی برشی به بالای ستون در نرم افزار آباکوس را به همراه شرایط مرزی و تکیه گاهی نشان می‌دهد. پس از تحلیل مدل اجزای محدود اتصال در آباکوس، بیشینه جابه‌جایی نقطه اعمال بار در بالای ستون جهت رسم منحنی‌های IDA استخراج می‌شود.



شکل ۱۲: نحوه اعمال نیرو و شرایط مرزی و تکیه گاهی در اتصال طبقه ۲



شکل ۱۳: نحوه اعمال نیرو و شرایط مرزی و تکیه گاهی در اتصال طبقه ۸

۶- منحنی‌های IDA برای اتصالات مورد بررسی

در این تحقیق به منظور بررسی حساسیت پاسخ‌های سازه به سطوح مختلف شدت‌های شتاب طیفی و مطالعه رفتار غیرخطی اتصال از تحلیل دینامیکی فزاینده IDA استفاده شده است. همانگونه که ذکر شد منحنی‌های IDA پس از انجام تعدادی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در شدت‌های متفاوت با گام‌های فزاینده 0.1g و محاسبه شاخص خرابی متناظر هر شدت که در این تحقیق، نسبت دررفت بین طبقه‌ای^۱ می‌باشد رسم شده اند. شاخص خرابی نسبت دررفت بین طبقه‌ای از تقسیم حداکثر جابه‌جایی نظیر هر شدت بر ارتفاع ستون طبقه محاسبه می‌شود.

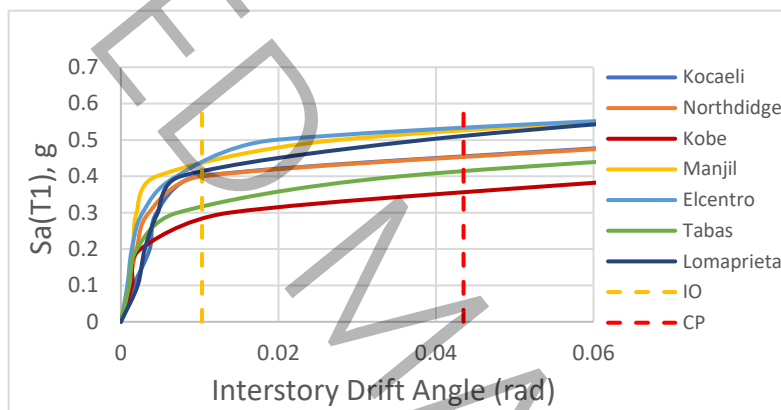
در شکل‌های ۱۴ تا ۱۷ منحنی‌های IDA برای هر دو اتصال میانی و کناری با استفاده از اتصال ConXL و اتصال WUF-W به همراه حالات حدی عملکردی IO و CP برای هر دو اتصال مشاهده می‌شود. در اینجا یادآوری می‌شود که با توجه با اینکه تا زمان انجام تحقیق، حدود پذیرشی برای اتصال کان‌ایکسال در منابع معتبری مانند جدول ۵-۶ دستورالعمل

^۱ - Inter-story Drift Ratio

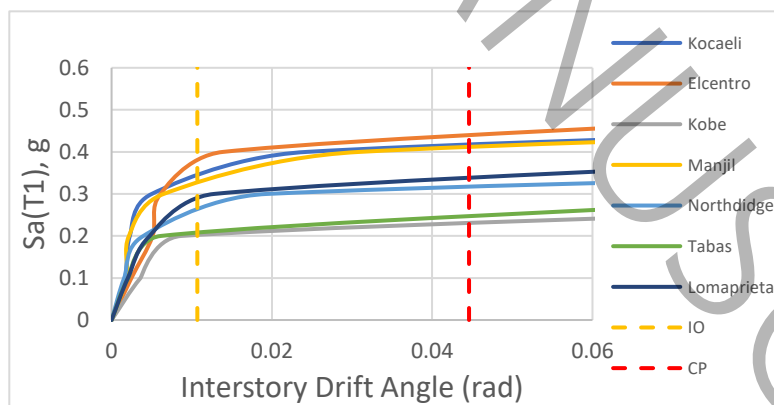
FEMA356 و یا در جدول ۲-۷، ۹-۷ استاندارد ASCE41-17 و ارائه نشده است و از سویی بخش اتصالات از پیش تایید شده آیین‌نامه AISC358-16 استفاده از تیرهای با مقطع کاهش یافته را در اتصال صلب کان‌ایکسال مجاز دانسته، لذا بطور محافظه کارانه از معیارهای پذیرش IO و CP اتصال صلب RBS که در دسته اتصالات صلب دستورالعمل FEMA356 ارائه شده است برای اتصال کان‌ایکسال استفاده می‌گردد. همچنین برای اتصال WUF-W مقادیر ذکر شده در دستورالعمل مذکور به کار می‌رود. با توجه به ابعاد تیرهای اتصال معیارهای پذیرش مطابق دستورالعمل FEMA356 محاسبه شده و در جدول ۲ ملاحظه می‌شوند [۱۱].

جدول ۲: معیار پذیرش اتصالات مورد بررسی (بر حسب رادیان) برگرفته از FEMA356 [۱۱]

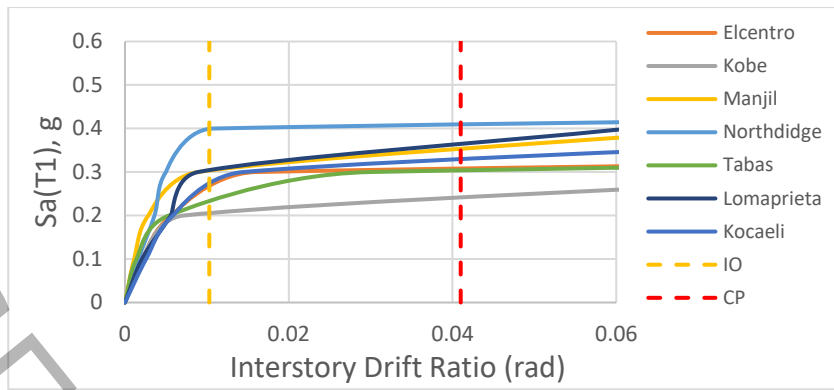
	اتصال ConXL		اتصال WUF-W	
	حد پذیرش خدمت‌رسانی بی‌وقفه	حد پذیرش آستانه فروریزش	حد پذیرش خدمت‌رسانی بی‌وقفه	حد پذیرش آستانه فروریزش
طبقه ۲	۰،۰۱۰۳	۰،۰۴۳۵	۰،۰۱۰۳	۰،۰۴۱
طبقه ۸	۰،۰۱۰۷	۰،۰۴۴۶	۰،۰۱۰۳	۰،۰۴۱



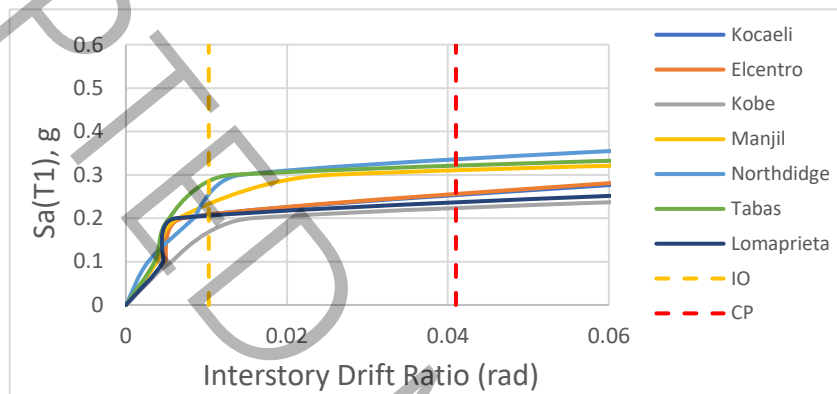
شکل ۱۴: نمودار IDA اتصال ConXL طبقه ۲



شکل ۱۵: نمودار IDA اتصال ConXL طبقه ۸



شکل ۱۶: نمودار IDA اتصال WUF-W در طبقه ۲



شکل ۱۷: نمودار IDA اتصال WUF-W در طبقه ۸

۷- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

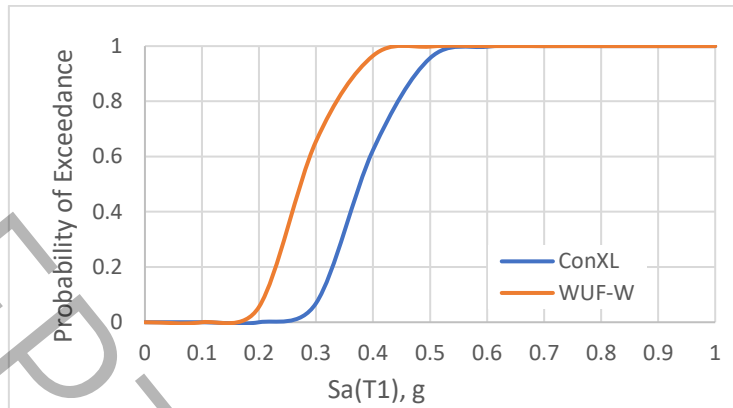
منحنی شکنندگی، احتمال وقوع و یا فراگذشت از میزان خسارت مشخص در سطوح مختلف از جنبش‌های لرزه‌ای زمین است و در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت رابطه ۱۸ ارایه شده توسط بارون-کورورا [۱۴] تعریف میشود:

$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (18)$$

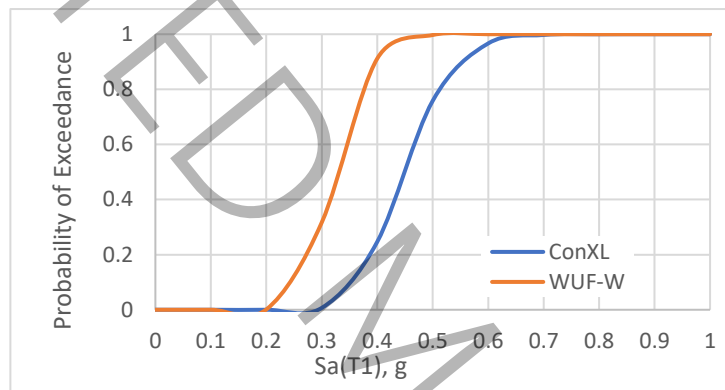
در رابطه بالا IM شدت زلزله است، که معمولاً برابرتاب طیفی مود اول سازه $Sa(T1)$ فرض می شود، EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که در این پروژه مقادیر نسبت دریافت‌های بین طبقه‌ای بوده که از خروجی تحلیل‌ها در هر سطح از شدت (IM) بدست می آید و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است.

برای رسم منحنی‌های شکنندگی یک توزیع لوگ نرمال برای هر پارامتر تقاضای مهندسی 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 نگاشته‌های زلزله ارزیابی می‌شود. در این مقاله از تابع احتمال با توزیع تجمعی یا لوگ نرمال که بر اساس پارامتر شدت زمین لرزه $Sa(T1)$ (محور افقی نمودار شکنندگی) می‌باشد و از داده‌های خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی دریافت بین طبقه ای حاصل می‌شود و در محور عمودی نمودار شکنندگی از مقادیر احتمال استفاده شده است. همچنین، محاسبه مقادیر تابع احتمال برای هر اتصال و در هر یک از شدت‌های زلزله، به صورت فراگذشت ماکزیمم نسبت دریافت بین طبقه‌ای سازه از آستانه های تعریف شده (سطوح عملکرد IO و CP) انجام می‌شود.

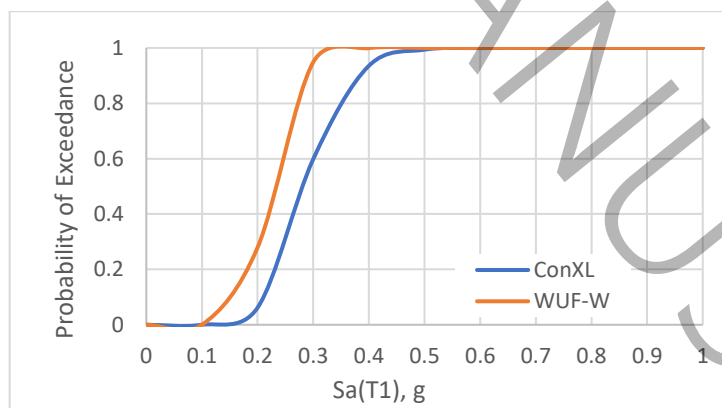
شکل‌های ۱۸ تا ۲۱ منحنی‌های شکنندگی هر دو اتصال ConXL و WUF-W را برای طبقات دوم و هشتم در دو سطح عملکرد IO و CP نشان می‌دهند.



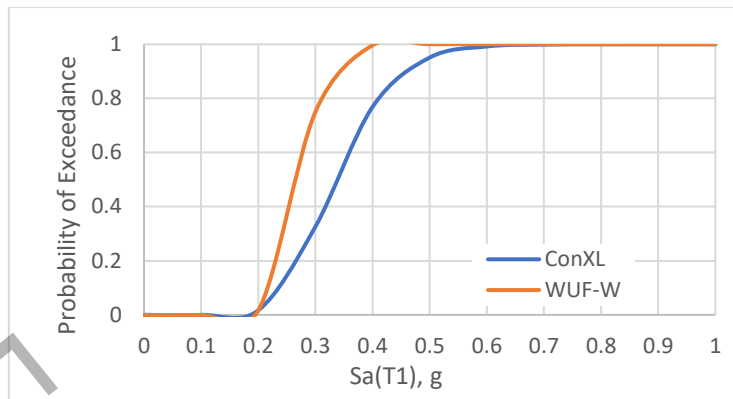
شکل ۱۸: منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO برای اتصال طبقه ۲



شکل ۱۹: منحنی شکنندگی سطح عملکرد CP برای اتصال طبقه ۲



شکل ۲۰: منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO برای اتصال طبقه ۸



شکل ۲۱: منحنی شکنندگی سطح عملکرد CP برای اتصال طبقه ۸

۸- نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار لرزه‌ای اتصال ConXL در مقایسه با اتصال WUF-W با ترسیم منحنی شکنندگی مطالعه گردیده است. به این منظور یک قاب خمشی فولادی ده طبقه، سه دهانه به صورت قاب خمشی ویژه طراحی شده و دو اتصال در طبقات دوم و هشتم به صورت ConXL طراحی گردیده و همراه اتصال WUF-W برای هفت شتابنگاشت آنالیز IDA گردیده و منحنی های شکنندگی برای دو سطح خطر IO و CP ترسیم گردیده است.

مطابق تصاویر ۱۸ و ۱۹ با مقایسه هر دو اتصال در طبقه دوم در هر دو سطح عملکرد IO و CP قابلیت اطمینان اتصال ConXL به طور قابل توجهی از اتصال WUF-W بیشتر بوده و احتمال فراگذشت از حالت حدی مورد بررسی در اتصال WUF-W زودتر از اتصال ConXL رخ داده است.

بر اساس شکل‌های ۲۰ و ۲۱ 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 علی‌رغم کاهش نیروی برشی در طبقات بالاتر سازه، اختلاف بین منحنی‌های شکنندگی کاهش یافته است. برای مثال احتمال فراگذشت از حالت حدی IO در شدت شتاب طیفی $0.3g$ در طبقه هشتم برای اتصال ConXL و WUF-W به ترتیب ۶۰ درصد و ۹۵ درصد می باشد درحالی که همین احتمال فراگذشت از حالت حدی IO برای شتاب طیفی $0.3g$ در طبقه دوم به ترتیب ۵ درصد و ۶۵ درصد می باشد. در حالت حدی CP برای شتاب طیفی $0.4g$ در طبقه هشتم به ترتیب ۷۵ درصد و ۹۸ درصد می باشد و در طبقه دوم به ترتیب ۲۵ درصد و ۹۰ درصد می باشد.

لذا می‌توان نتیجه گرفت که اتصال ConXL نسبت به اتصال WUF-W قابلیت اطمینان بالاتری داشته و به دلیل صلبیت و شکل پذیری بالاتر، قادر به تحمل دوران خمیری بیشتری در میزان شتاب‌های طیفی بالاتری می‌باشد لذا با توجه به عملکرد مطلوبتر و سهولت در اجرا به منظور استفاده در قاب‌های خمشی فولادی با شکل پذیری زیاد که می‌بایست در سطوح خطر بالاتر، سطح عملکرد بالاتری را تامین کند توصیه می‌گردد.

- [1] H. Negaresh, Application of geomorphology in locating cities and its consequences, Geographical Research and Development Conference, (2003, In Persian).
- [2] S. Tavousi, Jafari, Mohadeseh., Evaluation of fragility curves of steel structures with connection with reduced beam cross section, Third International Congress of Contemporary Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, (2009, In Persian).
- [3] A.A. Rezaei, Hosseini, Mirhamid., Probabilistic performance comparison of End Plate flange connection with incremental dynamic analysis of IDA 6th National Conference on Applied Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Management, (2010, In Persian).
- [4] F. Shahidi, Rezaeian, Alireza., Evaluation of non-linear cyclic behavior of CONXL moment connection with different detail in the column and optimizing the arrangement of bolts, Modares Civil Engineering journal, (2014, In Persian).
- [5] A. Rezaeian, Shahidi, Farhood, Seismic behavior of ConXL rigid connection in box-columns not filled with concrete, Journal of Constructional Steel Research, 97 (2014) 79-104.
- [6] C. Yang, Yang, J. F., Su, M. Z., & Liu, C. Z., Numerical study on seismic behaviours of ConXL biaxial moment connection, Journal of Constructional Steel Research, 121 (2016) 185-201.
- [7] M. Moghimi, Keyhani, Ali., Investigation and improvement of seismic performance of ConXL moment rigid connection for common steel sections in Iran, Shahroud University of Technology, 2015 (In Persian).
- [8] ANSI/AISC358, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, in, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [9] ANSI/AISC-341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, in, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [10] M. Bin Md. Tahir, Faridmehr, Iman, Seismic and progressive collapse assessment of SidePlate moment connection system, Structural Engineering and Mechanics, 54 (2015) 35-54.
- [11] FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, in, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [12] A. Cornell, Shome, N., Earthquakes, Records and Nonlinear MDOF Responses, Reliability of Marine Structures Program Department of Civil Engineering, Stanford University, (1997).
- [13] NEHRP, NIST GCR 17-917-46v2, NEHRP Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Applied Technology Council, 2017.
- [14] R. Baron-Corverra, Andrei M. Reinhorn, Global Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures, in: Seventh National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE), the US, 2002.

Investigating and comparing the seismic behavior of the ConXL Connection with the WUF-W Connection by using fragility curves

Khalil Khosravi¹, Mir Hamid Hosseini^{2*}, Pasha Javadi²

¹ Master Student, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

² Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Abstract

Steel moment frames are among the structure systems for bearing gravity and lateral loads, which are more common in high-rise structures due to their lower weight than reinforced concrete moment frames. The ductility capacity of steel moment frames depends on the types of their connections, hence the moment connections are particularly important. Nowadays, in the American Steel Codes and the Iranian National Building Regulations, models have been introduced as Prequalified Connections. The ConXL modern moment connection is one of these connections and in this research that is under study. This connection is designed to create a cost-effective and resistant moment frame that allows quick installation of the frame by eliminating workshop welding. Also, WUF-W, which is known as a rigid connection in domestic codes, is a conventional connection in construction and can be a suitable reference for comparison with ConXL, which is less known in terms of seismic behavior. To do this comparison, fragility curves, which are suitable tools for determining the probability of vulnerability, are used. For this purpose, fragility curves are determined for both ConXL and WUF-W connections. The criterion of this comparison is the performance levels of IO and CP in the fragility curves of joints in a special two-dimensional bending frame. Finally, after comparing the seismic behavior of the two mentioned connections and expressing the more favorable performance and ease of implementation, it can be concluded that the modern ConXL Connection is a more suitable option for special moment frames.

Keywords

Fragility curve, ConXL connection, WUF-W connection, Prequalified Connection, Probability of vulnerability

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