

بررسی تاثیر چیدمان سخت‌کننده‌ها در زوایای مختلف و اثرات رفتار غیرخطی آن بر روی دیوار برشی فولادی تحت شتاب نگار زلزله نزدیک

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۳/۰۵

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۳/۲۴

کد مقاله: ۷۸۹۲۵

حامد امیری^۱، علی میرزایی^۲

چکیده

مقدمه و هدف: هدف از انجام این پژوهش بررسی عملکرد ستون‌های بال‌پهن با مشخصات هندسی مطابق با آیین‌نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان است که با مطالعه دقیق به صورت اجزای محدود مدلسازی و از تحلیل داده‌های بدست آمده، نسبت به سایر طراحی‌ها از نظر بارهای اعمال شده مورد بررسی قرار بگیرد. همچنین ورق پیوستگی در محل اتصال تیر به ستون در این نوع ستون‌ها در اثر بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار بگیرد. مواد و روش‌ها: در این تحقیق در مجموع ۲۴ مدل عددی با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS ساخته خواهد شد. جهت مقایسه پارامترهای مختلف از تحلیل استاتیکی استفاده شده است. مقایسه نمونه‌ها برای آنالیز استاتیکی غیر خطی تحت بار چرخه‌ای صورت می‌گیرد. در تمامی مدل‌ها طول ستون ۳ متر می‌باشد و همچنین محل اعمال بار به صورت منفرد و انتهای ستون است. دو حالت برای عرض بال استفاده شده در نظر گرفته می‌شود. در حالت اول ۸۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود و در حالت دوم ۱۶۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود. نتایج: با انجام این پژوهش به استثنای برای افزایش مقاومت اتصال برخوردیم و این دستاورد گواه این است که با تغییر هندسه اتصال و سازکار اجزای اتصال یا به عبارت دقیق‌تر افزایش ضخامت ورق ستون می‌توان به مقاومت بهینه‌تری برای کل مجموعه اتصال دست یافت. نتیجه‌گیری: نتایج تحلیل اجزای محدود اتصالات فلنجی نشان داده شده که استفاده از سخت‌کننده‌های جان ستون و ورق انتهایی می‌تواند رفتار اتصال را تحت تأثیر قرار دهد و مقاومت خمشی و سختی دورانی آن را تغییر دهد.

واژگان کلیدی: مدلسازی غیر خطی، عملکرد لرزه‌ای، ستون‌های بال‌پهن

۱- مقدمه

ستون، مهم ترین عضو در هر نوع سیستم سازه ای به شمار می رود، به دنبال آن خرابی ستون می تواند بیشترین خسارت را به سازه در حالت محدود و یا به صورت پیوسته که باعث وقوع خرابی پیش رونده در سازه می شود، باشد. این عامل سبب بروز خسارت جانی و مالی فراوان خواهد شد. ستون ها معمولا تحت اثر همزمان فشار و لنگر خمشی قرار می گیرند، به همین دلیل بررسی بیشتر عملکرد ستون ها اهمیت فراوانی دارد. عوامل مختلفی در اثرگذاری بر خرابی ستون ها دخیل است، مهم ترین آن ها ناپایداری کمانشی توسط بارهای های جانبی ناشی از زلزله است که باعث تغییر شکل هایی در عضو می شود. اثرات تغییر شکل جانبی ناشی از زلزله که با ایجاد نیروی اینرسی در تراز بام برای رسیدن به فونداسیون از ستون ها عبور می کند، تمایل به برگشت به حالت اولیه خود را دارند؛ ستون ها در برابر این تغییر شکل های نسبی مقاومت نشان می دهند. طراحی ضعیف سازه ها در زمان زلزله می تواند باعث شکست ستون و خرابی کل سازه شود. به همین منظور در این مطالعه با توجه به اینکه طراحی ستون ها به صورت جعبه ای و یا ستون های بال پهن صورت می گیرد. بررسی عملکرد سازه با ستون های بال پهن الزامی به نظر می رسد. ستون های با مقاطع عرضی با بال پهن معمولا در قاب فولادی مقاوم در برابر خمش در مناطق لرزه خیز استفاده می شود. در این تحقیق که به صورت عددی به روش اجزای محدود صورت می گیرد با کمک نرم افزار آباکوس یک ستون به روش سه بعدی طراحی و بارگذاری چرخه ای در شرایط مختلف به آن اعمال خواهد شد.

کمپانی بثلهم با تولید تیر آهن های بال پهن صنعت فولاد را با تحولی بزرگ رو به رو نمود. این کمپانی در ابتدای قرن بیستم تمایل داشت تا در زمینه صنعت فولاد ابتکاری انجام دهد که با تولید تیر آهن های بال پهن به این هدف خود دست یافت. تیر آهن با سطح مقطع I در گذشته مورد استفاده قرار می گرفتند ولی تیر آهن های بال پهن مجزا محسوب شده و به حدی بود که در لوگوی این شرکت از تیر آهن بال پهن استفاده شده است. تیر آهن های بال پهن مانند دیگر اختراعات بشری همواره پیشرفت کرده است و در حال حاضر یکی از پر مصرف ترین مقاطع فولادی در ساختمان سازی آمریکا محسوب می شود. تیر آهن های بال پهن از مقاطع I شکل الهام گرفته اند که در حدود ۲۰۰ سال پیش بیشترین استفاده را در صنعت ساختمان سازی داشته اند.

تیر آهن به شکل معمولی اش از سال ۱۷۹۲ به صورت شاخه های بلند تولید و نورد می شده اند. تیر آهن معمولی در کارخانه چارلز بگ که شخصی انگلیسی بود و کارخانه آهن را راه انداخته بود به شکل عمده تولید می شده است. جایگزینی تیر آهن معمولی به جای استفاده از چوب به دلیل این که آتش نمی گرفتند بسیار مورد استقبال قرار گرفتند اما در ابتدا به دلیل این که در طول های زیاد تولید می شدند با شکست رو به رو می شدند. بعد از این در سال ۱۸۵۶ تیر آهن مرغوبی در ترنتون تولید و نورد شد که دیگر از شکست ها قلی برای آن خبری نبود و به این ترتیب این تیر آهن تبدیل به جهشی در زمینه ساختمان سازی شد و به شکل استاندارد در صنعت ساختمان سازی درآمد.

در دهه ابتدایی قرن ۲۰ از تیر آهن های بال پهن صنایع بثلهم رو نمایی شد و موفقیت زیادی در صنعت ساختمان سازی کسب نمود. خط تولید جدید تیر آهن های بال پهن در سال ۱۹۰۸ به بهره برداری رسید. این خط تولید بسیار بزرگ بود و توانست انواع تیر آهن های بال پهن را حتی با عمق ۳۶ اینچ تولید نماید. از تیر آهن های بال پهن برای ساخت ساختمان های بلند و انواع پل بسیار مورد استفاده قرار می گرفتند.

تیر آهن های بال پهن شبیه تیر آهن های IPE هستند اما تیر آهن های بال پهن مزیتی دارد و آن هم بال های بلند تیر آهن های بال پهن می باشد. تیر آهن های بال پهن دارای سطح مقطع بزرگی می باشند و می توان از آن ها به عنوان ستون استفاده نمود که این یکی از مزیت های مهم تیر آهن های بال پهن محسوب می شود. همچنین تیر آهن های بال پهن به دلیل این که دارای سطح مقطع زیادی هستند میزان تنشی که تحمل می کنند کمتر خواهد بود و برای ستون استفاده از تیر آهن های بال پهن بسیار مناسب می باشد.

۲- پیشینه پژوهش

کراورو و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۹] با یک ارزیابی عددی و آزمایشگاهی ستون های فولادی با بال پهن تحت بار محوری ثابت و متغیر همراه با دررفت های جانبی را مورد بررسی قرار دادند. آن ها در این مقاله در مورد رفتار قبل و بعد کمانش ۱۲ ستون بال پهن فولادی تحت بار محوری و دررفت ارائه می کنند. تاثیر چندین پارامتر بارگذاری و هندسی، از جمله نسبت های باریکی سطح مقطع موضعی فلنج، بار محوری اعمال شده و تاریخچه بارگذاری جانبی محوری بر عملکرد این ستون ها مورد بررسی قرار گرفت. آن ها با استفاده از نتایج بدست آمده دریافتند که کمانش موضعی مقطعی در ستون های فولادی تحت بار محوری متغیر بسیار نا متقارن است. یک بار محوری فشاری نسبتا بالا می تواند به طور قابل توجهی پایداری لرزه ای و شکل پذیری ستون فولادی را به خطر بیندازد که به موارد مختلفی بستگی دارد با این وجود همان معادله بدون توجه به سناریوی بارگذاری، حداقل ۳۰ درصد مقاومت پیک ستون را دست کم می گیرد. که توسط نمونه آزمایشگاهی نیز مورد تایید قرار گرفته است. [۹]

اینامانسو و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۱۰] در یک مطالعه آزمایشگاهی که با نمونه عددی مورد تایید قرار گرفت پایداری لرزه ای ستون های فولادی بال پهن در تعامل با اتصالات پایه ستون مورد بررسی قرار گرفت. آن ها بیان کردند که انعطاف پذیری

پیش‌بینی اتصالات پایه ستون معلولا برای پاسخ لرزه‌ای قاب‌های فولادی مقاوم مضر است چون میزان دریافت طبقات را افزایش می‌دهد و با این وجود ایجاد طبقه نرم را تقویت می‌کند. [۱۰] این شبیه سازی که توسط مدلسازی اجزای محدود پیوسته انجام شد در برابر آزمایش‌های فیزیکی صحت سنجی شد. پارامترهای مورد بررسی شامل نسبت بار محوری اعمال شده، طول ستون و پروتکل بارگذاری جانبی برای بخش‌های ستون، همراه با پنج سطح انعطاف پذیری اتصال پایه ستون می‌باشد. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که انعطاف‌پذیری قابل توجهی روی جنبه‌های کلیدی پاسخ ستون دارد؛ از جمله نتایج داده شده می‌توان ظرفیت تغییر شکل جانبی که به طور متوسط ۴۰ الی ۵۰ درصد برای مقدار واقعی نسبت به شرایط پایه ثابت نام برد. در مورد بعد آن‌ها بیان کردند کوتاه شدن نیروی محوری ستون، از نظر مقاوم سازی و قابلیت تعمیر مهم است. [۱۰]

لیگنوس و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۱۱] در یک روزرسانی پیشنهادی از مقاله قبل خود [۱۲] پارامترهای مدلسازی غیرخطی بر اساس ASCE 41 برای ستون‌های فولادی با بال پهن بر اساس عملکرد لرزه ای مبتنی بر عملکرد بررسی کردند. آن‌ها با این نوع طراحی که تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی را پیشنهاد می‌کند، شامل پارامترهای جدید برای مدلسازی مفصل متمرکز برای تسهیل مدلسازی استحکام ستون‌های فولادی تحت بارگذاری لرزه ای است، توصیه‌هایی برای در نظر گرفتن تأثیر بارگذاری جانبی دو طرفه و تقاضاهای بار محوری متفاوت بر رفتار هیستریزیس ستون فولادی ارائه شده است. همچنین افزایش حد نیروی محوری فشاری برای توصیف ستون‌ها به عنوان کنترل شده با نیرو در مقابل تغییر شکل کنترل شده در راستای مقررات جدید ASCE 41 پیشنهاد شده است. [۱۱]

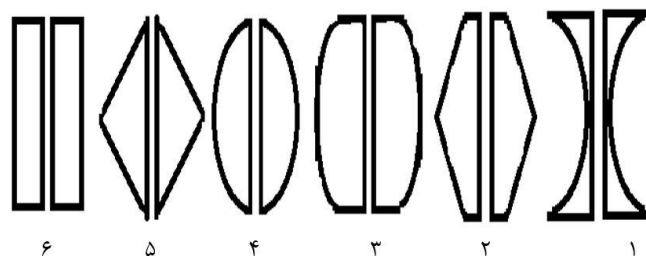
نیوول و یانگ در سال ۲۰۰۸ [۱۳] در یک مطالعه عددی و آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای ستون‌های فولادی با بال پهن در برابر زلزله‌های بزرگ را در ۹ نمونه بررسی کردند. آن‌ها بیان کردند ستون‌های قاب مهاربندی شده فولادی می‌تواند تحت نیروهای محوری زیاد همراه با تقاضای چرخش غیر الاستیک ناشی از رانش طبقه قرار گیرند. آزمایش‌های آن که در طیف با نسبت عرض به ضخامت را نشان داد، تحت سطوح مختلف نیروی محوری قرار گرفتند. آن‌ها در این مطالعه دریافتند که در ۱۰ درصد دریافت طبقات هیچ کماتش سراسری به وجود نمی‌آید و کماتش محلی فلنج کماتش غالب است. در تمام نمونه‌های آزمایش شده آن‌ها بیان کردند که ظرفیت چرخش پلاستیک قابل توجهی تقریباً ۱۵ الی ۲۵ برابر چرخش عملکرد اعضا را نشان می‌دهد. [۱۳]

۳- روش شناسی پژوهش

در این تحقیق در مجموع ۲۴ مدل عددی با استفاده از نرم افزار اجزای محدود ABAQUS ساخته خواهد شد که در جدول (۱) نام گذاری مدل‌ها به همراه مشخصات آن‌ها ارائه شده است. در تمامی مدل‌ها طول ستون ۳ متر می‌باشد و همچنین محل اعمال بار به صورت منفرد و انتهای ستون است. نام گذاری مدل‌ها بدین صورت است که در مدل‌هایی که هریک از هندسه‌های نشان داده شده در شکل (۱) دارای یک عدد می‌باشد و تمامی مدل‌های هر هندسه خاص با عدد مشخصه آن شروع می‌شوند. پس از آن عدد نوشته شده در جلوی عدد مشخصه هندسه نشان دهنده عرض بال به کار رفته در مدل است و همچنین عدد بعدی نشان دهنده ضخامت مقطع است. در تمامی مدل‌ها مصالح به کار رفته برای ساخت مدل یکسان می‌باشد.

جدول (۱): مشخصات و نامگذاری مدل‌ها

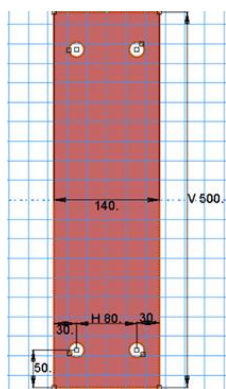
نام مدل	عدد مشخصه هندسه	عرض بال cm	ضخامت (میلیمتر)	نام مدل	عدد مشخصه هندسه	عرض بال cm	ضخامت (میلیمتر)
1-16-6	۱	۱۶	۶	1-8-6	۱	۸	۶
2-16-6	۲	۱۶	۶	2-8-6	۲	۸	۶
3-16-6	۳	۱۶	۶	3-8-6	۳	۸	۶
4-16-6	۴	۱۶	۶	4-8-6	۴	۸	۶
5-16-6	۵	۱۶	۶	5-8-6	۵	۸	۶
6-16-6	۶	۱۶	۶	6-8-6	۶	۸	۶
1-16-3	۱	۱۶	۳	1-8-3	۱	۸	۳
2-16-3	۲	۱۶	۳	2-8-3	۲	۸	۳
3-16-3	۳	۱۶	۳	3-8-3	۳	۸	۳
4-16-3	۴	۱۶	۳	4-8-3	۴	۸	۳
5-16-3	۵	۱۶	۳	5-8-3	۵	۸	۳
6-16-3	۶	۱۶	۳	6-8-3	۶	۸	۳



شکل (۱): هندسه‌های پیشنهادی برای بررسی مقطع تیر

همچنین دو حالت برای عرض بال استفاده شده در نظر گرفته می‌شود. در حالت اول ۸۰ سانتی متر در نظر گرفته می‌شود و در حالت دوم ۱۶۰ سانتی متر در نظر گرفته می‌شود. دو حالت نیز برای ضخامت مقاطع در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه سعی در بررسی مقطع بهینه برای تیر داریم از همین روی مقاطع طوری در نظر گرفته شده اند که محیط همه ستون ها دارای مقدار یکسان باشد. به این ترتیب با مصالح یکسان برای هر ستون عملکرد هندسه مورد نظر محک زده می‌شود.

۳-۱- معرفی مدل‌ها



شکل (۲): ابعاد صفحه انتهایی مدل

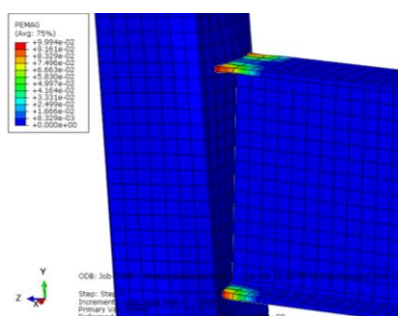
در همه مدل‌ها از ستون مربعی به ابعاد ۱۵۰ در ۱۵۰ میلیمتر استفاده گردید. همچنین برای ابعاد بال و جان و همچنین ضخامت تیر از مشخصات تیر عمومی (universal beam) استفاده شده است که مشخصات آن در زیر آمده است. مشخصات تیر عمومی که ابعاد مدل‌های عددی از آن الهام گرفته شده اند در جدول (۲) نشان داده شده است. در مدلی که ۴ پیچ در صفحه فوقانی و تحتانی دارا است فاصله افقی و عمودی دو ردیف پیچ یکسان و برابر ۴۵ میلیمتر در نظر گرفته شده. پس نمای کلی مدل‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است. در همه ی مدل‌هایی که دارای نبشی به طول ۶۰ و ۸۰ میلیمتر هستند از دو پیچ استفاده گردیده و همچنین تمامی مدل‌هایی که دارای نبشی ۱۰۰ و ۱۲۰ میلیمتر هستند از ۴ پیچ استفاده شده است. نام و مشخصات تمامی مدل‌ها در جدول (۳) به نمایش در آمده است.

جدول (۲): مشخصات تیر عمومی که در مدل‌های عددی به کار رفته است (ابعاد بر حسب میلیمتر)

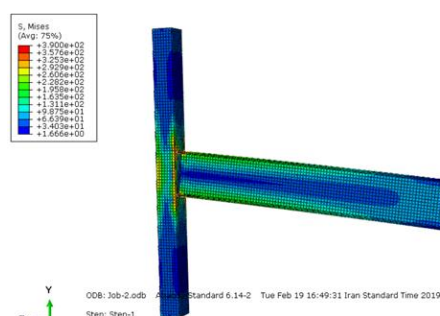
مشخصات	وزن به ازای طول	ارتفاع جان	عرض بال	ضخامت جان	ضخامت بال	شعاع ریشه	ارتفاع داخلی
305 x 102 x 25	24.8	305.1	101.6	5.8	7.0	7.6	275.9

جدول (۳): نامگذاری مدل‌های عددی ساخته شده در تحقیق

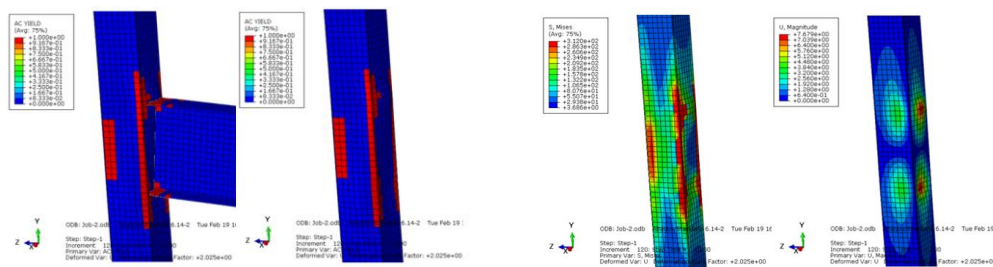
نام مدل	ضخامت ستون	ارتفاع تیر	جوش به کار رفته	تعداد پیچ
۱ Flange connection	۱۰	۳۰۰	-	۴
۲ Top and bot plate connection	۱۰	۳۰۰	اتصال پلتهای فوقانی و زیرین به ستون	۸
۳ Weld connection	۱۰	۳۰۰	اتصال بال و جان‌های تیر به ستون	-



شکل (۴): کرنش‌های ایجاد شده در چشمه اتصال مدل weld connection

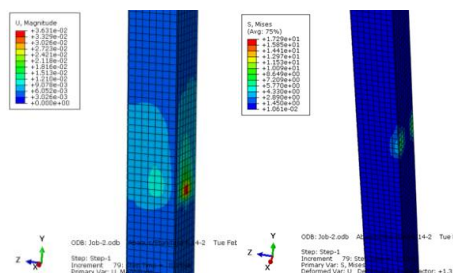


شکل (۳): تنش‌های ایجاد شده در مدل weld connection



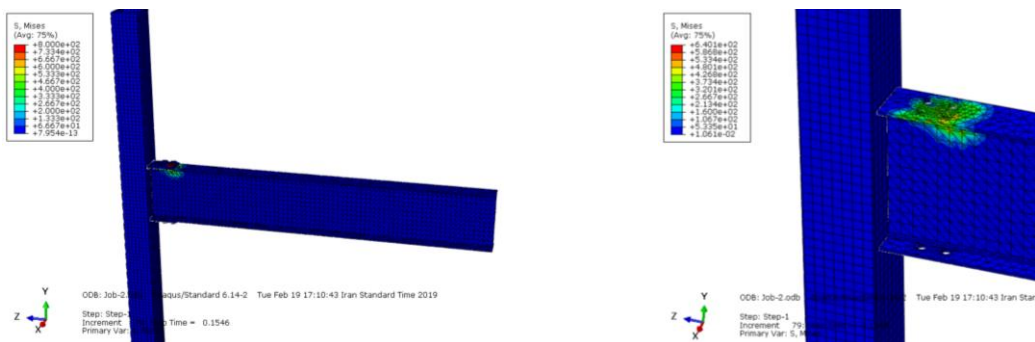
شکل (۵): تغییر مکان و تنش های ایجاد شده در ستون مدل weld connection

شکل (۶): تسلیم ایجاد شده در ستون و بال تیر مدل weld connection



شکل (۷): تغییر مکان و تنش ایجاد شده در ستون و بال تیر مدل weld connection

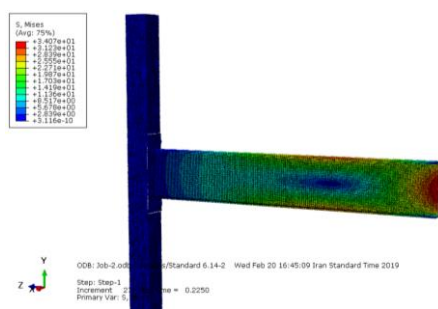
در شکل های (۳) تا (۷) خروجی های گرافیکی مربوط به مدل Weld connection ارائه شده است. از شکل های (۳) و (۴) مشخص می شود که این نوع اتصال از ناحیه اتصال بال های تیر به ستون شدیداً دچار ضعف است. در این نواحی با گذر کرنش از حد نهایی خرابی رخ داده است. همچنین شکل (۶) تسلیم شدن جان ستون را نشان می دهد که به هیچ وجه برای یک اتصال مطلوب نمی باشد. استفاده از این نوع اتصال با توجه به خروجی های گرافیکی بدون استفاده از سخت کننده های بال و جان ستون در محل اتصال به هیچ وجه توصیه نمی شود.



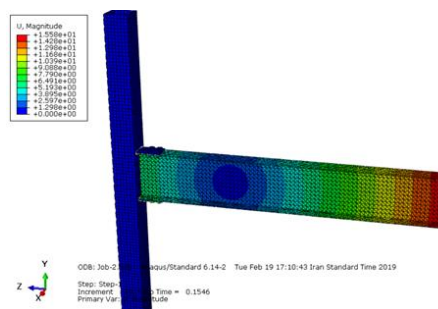
شکل (۸): تنش ایجاد شده در بال تیر مدل T&B plate connection

شکل (۹): تنش ایجاد شده در مدل T&B plate connection

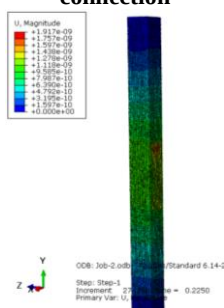
شکل های (۸) و (۹) تنش های ایجاد شده در مدل T&B plate connection را نشان می دهند. همانطور که در این شکل ها دیده می شود بحرانی ترین محل در این اتصال به لحاظ تمرکز تنش محل اتصال بال فوقانی تیر به پلیت فوقانی می باشد و درست در جایی که بال تیر برای عبور پیچ از آن پانچ شده است.



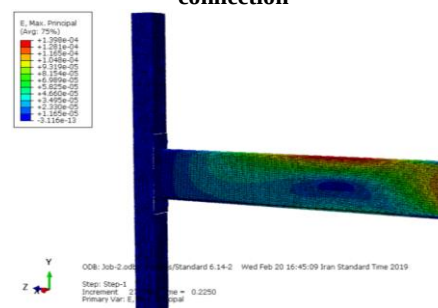
شکل (۱۱): تنش ایجاد شده در مدل Flange connection



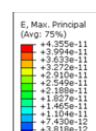
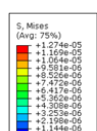
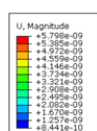
شکل (۱۰): تغییر مکان ایجاد شده در مدل T&B plate connection



شکل (۱۳): تغییر مکان ایجاد شده در ستون مدل Flange connection



شکل (۱۲): کرنش ایجاد شده در مدل Flange connection

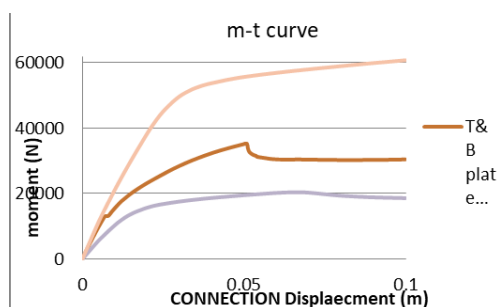


شکل (۱۴): تنش و تغییر مکان، تنش و کرنش ایجاد شده در ستون مدل Flange connection

شکل های (۱۱) تا (۱۴) خروجی های گرافیکی مربوط به مدل Flange connection را نشان می دهد. از ویژگی های مطلوب این اتصال این است که در اجزای اتصال یعنی ناحیه اتصال تیر به ستون و چشمه اتصال هیچ گونه آثاری از خرابی و رسیدن کرنش و تنش به حد تسلیم دیده نمی شود و محل نقطه بحرانی در این اتصال به نقطه ای دور تر از محل اتصال تیر به ستون انتقال یافته است. در شکل (۱۲) مشخص است که بیشترین کرنش ها در بال فوقانی تیر رخ می دهد. جان ستون در محل اتصال تیر به ستون و همچنین پیچ های اتصال دچار تغییر مکان شده است اما مقدار آن بسیار ناچیز می باشد.

۳-۲- روند ترسیم منحنی های بار افزون

نمودار بار افزون به عنوان خروجی مورد نظر است که با تفسیر آن نتایج بدست آمده از تحقیق را تدوین می نماییم. در شکل (۱۵) منحنی بار افزون اتصالات تحلیلی نشان داده شده است. تغییر مکان قائم در راستای عمود بر محور تیر و به صورت افزایشی گام به گام اعمال می گردد. به دلیل اینکه اتصال وارد ناحیه غیر خطی گردد و مفصل پلاستیک تشکیل گردد تغییر مکان در انتهای آزاد تیر تا جایی ادامه یافته است که اتصالات را دچار خرابی نماید و نیز تغییر مکان در جهت قائم و رو به پایین در نظر گرفته شده است.

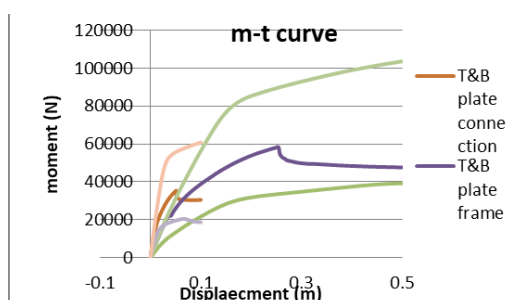


شکل (۱۵): منحنی ظرفیت ناشی از تحلیل بار افزون اتصالات

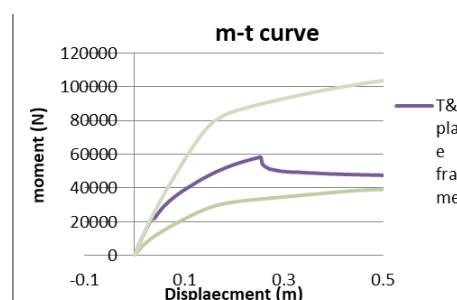
بارگذاری تا جایی ادامه یافته که اتصال دیگر افزایش در مقدار نیرو و ممان نداشته باشد در این لحظه اتصال کارایی خود را از داده و اتصال عملاً دیگر ممانی قبول نمی کند.

۳-۳- نمودار بار افزون قاب های فولادی

در شکل (۱۶) نمودار بار افزون قاب های فولادی که در آن ها مشخصات به دست آمده از هر اتصال به آن ها اعمال شده است، رسم گردیده همانطور که در این شکل دیده می شو علی رغم اتصالات که در آن ها تغییرمکان نهایی تا ۱۰ سانتی متر ادامه پیدا کرده بود در قاب های فولادی تغییرمکان نهایی تا ۵۰ سانتی متر ادامه یافته است. طبق نشریه ۳۶۰ بهسازی لرزه ای ایران و دستورالعمل مدیریت بحران آمریکا FEMA برای اینکه سازه ای وارد ناحیه غیرخطی شود می بایست تغییرمکانی به اندازه ۰,۰۴ ارتفاع اش را تجربه کند از آنجایی که ارتفاع قاب ها ۱۲ متر است. مقدار ۴٪ آن برابر خواهد بود با ۴۸ سانتی متر و به همین جهت مدل ها تا تغییرمکان ۵۰ سانتی متر مورد تحلیل قرار گرفته اند.



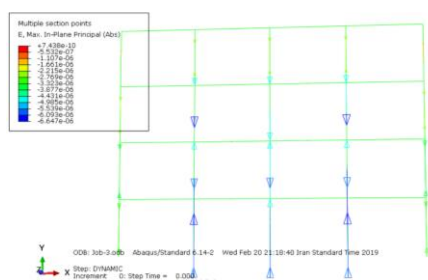
شکل (۱۷): مقایسه منحنی بار افزون قاب های دارای اتصالات مختلف با اتصالات



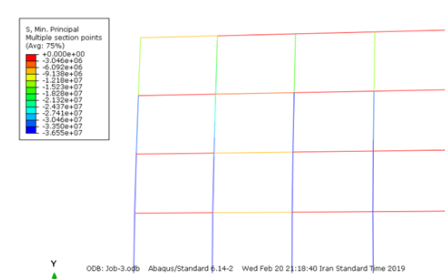
شکل (۱۶): منحنی بار افزون قاب های دارای اتصالات مختلف

۳-۴- تاثیر گیرداری اتصالات در تشکیل مفصل پلاستیک در قاب ها

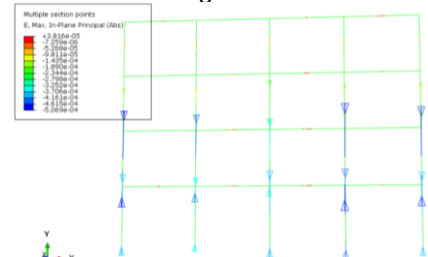
با توجه به شکل های (۱۹) تا (۲۱) و از مقایسه نتایج برای هریک از حالات مشاهده می شود که نوع اتصال به سزایی در وقوع مفصل پلاستیک در قاب ها را داراست. نکته قابل توجه در بررسی تاثیر تعداد پیچ روی افزایش مقاومت اتصالات این است که افزایش پیچ های در ابتدا باعث کاهش جزیی سختی اولیه اتصال شده اند، اما پس از افزایش لنگر اعمالی به اتصالات روند افزایش لنگر با بیشتر شدن دوران را تثبیت نموده اند.



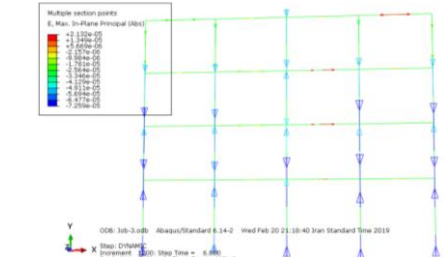
شکل (۱۹): مفصل پلاستیک ایجاد شده در مدل قاب flange frame



شکل (۱۸): تنش های ایجاد شده در مدل قاب weld frame



شکل (۲۱): مفصل پلاستیک ایجاد شده در مدل قاب weld frame



شکل (۲۰): مفصل پلاستیک ایجاد شده در مدل قاب T&B plate frame

به طور کلی می توان گفت افزایش تعداد روی افزایش لنگر تسلیم اتصال تاثیر چندانی ندارد اما لنگر نهایی اتصال را به طور قابل توجهی افزایش می دهد. با توجه به اینکه برای رسم نمودار بار افزون اتصالات و قاب ها از تغییرمکان یکسانی برای تحلیل مدل ها استفاده شده است. مشاهده گردید که مدل اتصال Flange با این میزان تغییرمکان دچار هیچ گونه خرابی نگردید و همچنین مقادیر تنش و کرنش در هیچ یک از اجزای این اتصال از حد تسلیم گذر نکرد به همین روی در مدل قاب این اتصال نیز با اعمال تغییرمکان ۴٪ مفصل پلاستیک در تیرها ایجاد نشده است.

۳-۵- روند تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال مورد بحث پایان نامه

دستور العمل ها و آیین نامه های طراحی لرزه ای همچون NERPH [۲۵] و FEMA [۲۶] و URO CODE [۲۷] با اعمال ضوابطی چون افزونی ظرفیت اتصال نسبت به اعضای متصل به آن (حدود ۲۰٪) و همچنین رعایت نسبت تیر ضعیف- ستون قوی سعی در هدایت و تمرکز تغییرشکل های پلاستیک در انتهای تیرها دارند. اما در واقعیت رعایت ضوابط فوق اطمینان لازم را جهت حفظ تغییرشکل های الاستیک در اتصالات فراهم نمی آورد، بطوریکه مشاهده خرابی اتصالات صلب جوشی تیر به ستون نشان داده است که حتی رعایت ضوابط فوق نمی تواند مانع از رسوخ تغییرشکل های پلاستیک در اتصالات گردد. لذا باید شکل پذیری محلی در سطح گره که شامل اعضا و اتصالات است تعریف گردد. در این جا لازم به تاکید است که بین تعاریف نواحی گره^۱، پیوند^۲، اتصال^۳ و چشمه اتصال^۴ تفاوت وجود دارد که در شکل (۲۲) این نواحی مشخص شده اند. این نواحی برای عدم کاربرد نا مناسب آنها در ادبیات فنی بصورت ذیل تعریف شده اند [۲۳].

۱. چشمه اتصال جان ستون در محدوده ارتفاع اتصال

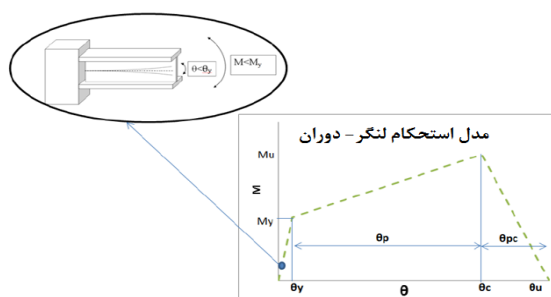
۲. پیوند شامل اتصال و چشمه اتصال (پیچ های کور)

۳. اتصال بخش سازه ای تماس تیر به ستون

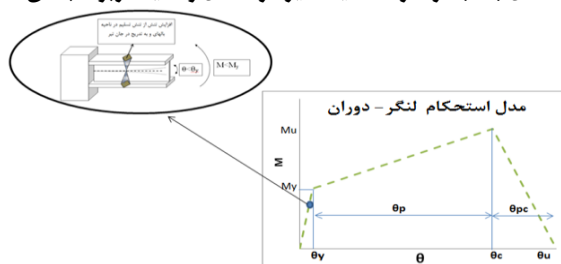
و ناحیه گرهی شامل پیوند و بخشی از تیر و ستون مجاور که ممکن است تغییرشکل های پلاستیک در آن اتفاق بیفتد. بخشهای مختلف مدل پایان نامه مشخص کننده نحوه گسترش تغییرشکل های پلاستیک در اعضای تیر و ستون در اتصال مورد نظر است. بسته به نوع اتصال و ضخامت های طراحی شده مقاطع مورد نظر نحوه گسترش تغییرشکل های پلاستیک و پلاستیک شدن بخش های مختلف اتصال که در بالا تعریف شده اند، متفاوت است. می توان بخش های مختلف ممان- دوران در مدل مورد نظر را به صورت زیر بیان نمود [۲۳].

در مرحله اول بخش الاستیک وجود دارد که در آن تا حدود زیادی مقطع تیر در ناحیه الاستیک واقع شده است ($\sigma_y < \sigma_{max}$). این حالت در شکل (۲۳) نشان داده شده است.

با افزایش ممان وارده شده به اتصال، بخش بالهای بالا و پایین تیر و به تدریج جان تیر جاری می شود. با افزایش بیشتر ممان وارده در یک مقطع از تیر تمامی مقطع به حد جاری شدن آن می رسد. در این حالت ممان وارده برابر است با $M_y = Z \cdot F_y$ (ممان پلاستیک مقطع است). این حالت در شکل (۲۳) نشان داده شده است (با فرض اینکه مقطع قرمز ضعیف تر از دو مقطع کناری است و زودتر جاری می شود). در این حالت میزان چرخش به اندازه θ_y خواهد بود. با داشتن سختی الاستیک مقطع و ممان تسلیم می توان میزان چرخش پلاستیک مقطع را تعیین نمود.

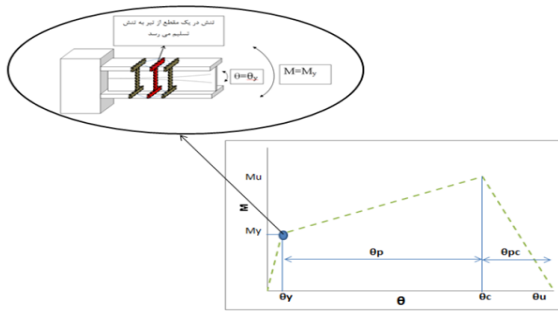


شکل (۲۲): رفتار الاستیک تیر در اتصال و ناحیه مربوط به آن



شکل (۲۳): بخش قبل از ناحیه تسلیم

1 node
2 joint
3 connection
4 Panel-zone



شکل (۲۴): حالتی که مقطع تحت ممان تسلیم قرار گرفته است

افزایش ممان وارده سبب می‌گردد که تنش در مقطعی که قبلاً جاری شده است، به ناحیه سخت شوندگی کرنش برسد و تنش بیش از تسلیم را تحمل نماید. این بخش از رفتار مقطع در بخش خطی پس از نقطه تسلیم تا نقطه اوج قرارداد. توانایی چرخش مقطع پس از تسلیم تا نقطه‌ای که افت مقاومت (به علت کماتش بال یا جان) در منحنی ممان-چرخش به وجود می‌آید معرف پارامتر θ_p می‌باشد. با داشتن مقادیر ممان تسلیم و نسبت ممان نقطه اوج به ممان نقطه تسلیم (M_c/M_y) ، میزان ممان نقطه اوج تعیین می‌گردد.

شاخه سوم منحنی ممان-چرخش نشان دهنده ی افت مقاومت مقطع در برابر ممان وارده ناشی از کماتش بال فشاری یا کماتش جانبی جان می‌باشد که پس از نقطه اوج قرار دارد. ظرفیت چرخش مقطع تا جاییکه کاملاً مقاومت مقطع از دست برود به عنوان θ_{pc} نامیده شده است. با داشتن مقادیر θ_y ، θ_p و θ_{pc} مقدار چرخش نهایی عضو به دست می‌آید. در شکل‌های فوق تنها رفتار مقطع و خرابی مقطع تیر در بخش‌های مختلف ممان-چرخش نشان داده شده است. بنابراین با توجه به منحنی ممان-چرخش خرابی نهایی اتصال می‌تواند ترکیبی از جاری شدن مقطع تیر، شکست پیچ کور، جاری شدن ناحیه چشمه اتصال و جاری شدن و کماتش مقطع ستون و در نهایت در رفتن پیچ‌های کور از جان ستون باشد.

۳-۶- بررسی نوع اتصال

در اتصالات تیر و ستون به یکدیگر براساس نوع انتقال نیرو از تیر به ستون یکی از سه حالت زیر وجود دارد: اتصال ساده یا مفصلی: در این نوع اتصال فرض میشود که تحت تاثیر بارهای خارجی وارد بر تیر، محل اتصال بدون تحمل هیچ گونه لنگر خمشی دوران کند. در این حالت اتصال فقط برای انتقال برش ناشی از بارهای قائم طراحی میشود. اتصال نیمه صلب: در این حالت اتصال تیر به ستون دارای ظرفیت خمشی مابین انعطاف پذیری اتصال مفصلی و صلبیت اتصال میباشد.

اتصال گیردار یا صلب: در این حالت اتصال تیر به ستون لنگر خمشی انتهایی تیر را به صورت کامل به ستون منتقل میکند، زاویه بین تیر و ستون، قبل و بعد از چرخش اتصال با یکدیگر برابر است. شبیه ترین اتصالات متداول به اتصال مورد بحث پایان نامه اتصال دو نبشی جان و اتصال صفحه سر شامل یک صفحه انتهایی (که طول آن کمتر از ارتفاع تیر است) میباشد که رفتار لنگر دوران دو اتصال دونبشی جان و صفحه سر بسیار شبیه به هم بوده و آزمایشها نشان داده اند که این اتصالات بویژه در مواقعی که عمق نبشی زیاد است قادر به تحمل ۲۰٪ لنگر گیرداری کامل تیر تحت بارهای بهره برداری هستند. آیین نامه AISC-ASD این اتصال را جزو تیپ II (اتصال ساده یا اتصال برشی) مورد توجه قرار میدهد.

می دانیم اتصالات سازه های فولادی بسیار شکل پذیر هستند و در صورتی که در ساختار اتصال عیب و نقص جدی وجود نداشته باشد خواص شکل پذیری تقریباً با اطمینان وجود خواهد داشت. شکل پذیری اتصالات مشخصه مهمی از ظرفیت نهایی سازه ها به خصوص سازه هایی که در مقابل زلزله طراحی میشوند را تعیین میکند. یک تقریب خطی از قسمت ابتدایی منحنی لنگر دوران اتصال پایان نامه مشخص میکند که وقتی به اتصال لنگری وارد میشود اتصال طبق منحنی لنگر دوران خود دوران مینماید در یک حالت حدی وقتی لنگر ناشی از بار افزون با ظرفیت نهایی اتصال برابر باشد در این حالت اتصال به صورت مجازی نظیر یک اتصال گیردار با سختی اولیه مساوی در قسمت اولیه عمل میکند.

۳-۷- بررسی درصد گیرداری اتصالات

منظور از دوران اتصال دوران خالص اتصال این است که در اثر تغییر شکل وسایل اتصال در خود اتصال ایجاد میشود، فرض ما این است که مقاومت خمشی تیر و ستون بیشتر از مقاومت اتصال است. همچنین تیر و ستون به اندازه کافی صلب هستند که تغییر شکل شان ناچیز باشد. در این صورت فرض می شود تمام دوران ایجاد شده در انتهای تیر به دلیل تغییر شکل اتصال بوده است که با θ_R آن را نمایش می دهیم. همچنین تغییرات لنگر $M = PL$ را با توجه به معلوم بودن L و تغییرات P به دست آورده ایم. در آغاز بارگذاری منحنی رفتاری اتصال به صورت یک خط راست با شیبی برابر با R_{ki} خواهد بود که سختی اولیه نام دارد. بنابراین با افزایش مقاومت اتصال افزایش می یابد و در هر نقطه دلخواه شیب مماس بر منحنی $R_{kt} = \frac{dM}{d\theta}$ که در آن R_{kt} سختی مماسی اتصال است در یک دوران مشخص θ_y به مقاومت نهایی خود می رسد که لنگر نظیر آن با M_y نشان داده می شود و منحنی

رفتار اتصال در این نقطه به پایان می‌رسد. M_{u1} لنگر پلاستیک نهایی ایجاد شده در اجزای اتصال است و $\theta_0 = \frac{M_y}{R_{ki}}$ دوران پلاستیک مینا است.

برای درک بهتر و تشخیص درجه گیرداری در اتصالات، مفهوم خط تیر که به وسیله باتو و روان^۱ پایه‌گذاری شده است و نخستین بار توسط سورچنیکف^۲ مورد استفاده قرار گرفته شد و شیوه‌ای گرافیکی و مفید جهت تعیین و مقایسه میزان گیرداری اتصالات است مختصراً شرح داده می‌شود که تیر AB تحت تأثیر لنگرهای خمشی M_A و M_B در دو انتهای خود قرار دارد و ایجاد دوران‌های انتهایی θ_A و θ_B می‌نماید را در نظر بگیرید.

معادلات شیب تغییر مکان برای تیر AB به صورت زیر بیان شده است:

$$M_A = \frac{2EI}{L}(2\theta_A + \theta_B) + M_{FA} \quad (۱)$$

$$M_B = \frac{2EI}{L}(2\theta_B + \theta_A) + M_{FB} \quad (۲)$$

معادلات فوق بر اساس چرخش‌های انتهایی θ_A و θ_B به صورت زیر بیان می‌گردد:

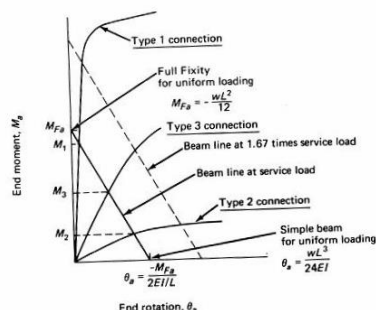
$$\theta_A = \frac{L}{6EI}[2(M_A - M_{FA}) - M_B + M_{FB}] \quad (۳)$$

$$\theta_B = \frac{L}{6EI}[2(M_B - M_{FB}) - M_A + M_{FA}] \quad (۴)$$

برای حالت تقارن مستقیم $\theta_A = -\theta_B$ ، $M_A = -M_B$ و $M_{FA} = -M_{FB}$ پس:

$$M_A = \frac{2EI}{L}\theta_A + M_{FA} \quad (۵)$$

رابطه (۵) را معادله‌ی خط تیر^۳ می‌نامند. برای گیرداری کامل ($\theta_A = 0$) لنگر انتهایی M_A برابر M_{FA} خواهد بود و در حالت انتهایی مفصلی ($M_A = 0$) شیب انتهایی A برابر $\theta_A = -\frac{M_{FA} \times L}{2EI}$ خواهد بود. چنانچه بار گسترده یکنواخت با شدت W بر تیر اعمال شود آن‌گاه $M_{FA} = -\frac{WL^2}{12}$ و برای انتهایی مفصلی $\theta_A = \frac{W \times L^3}{24EI}$ به دست می‌آید. معادله خط تیر و نیز رابطه خمشی و دوران اتصالات برای انواع گیرداری کامل، ساده و نیمه‌گیردار نمایش داده شده است. با توجه به شکل فوق اتصال صلب خمشی باید، M_1 حداقل لنگری که معادل حدود ۹۰ درصد لنگر گیرداری M_{FA} را انتقال دهد.



شکل (۲۵): نمودار لنگر دوران اتصالات مختلف به همراه خط تیر ارائه شده در آیین نامه AISC

برای یک اتصال نیمه‌صلب انتظار می‌رود، M_3 ، لنگری که معادل حدود ۵۰ درصد لنگر گیرداری را انتقال دهد. یک اتصال ساده M_2 ، حداکثر لنگری معادل ۲۰ درصد لنگر گیرداری M_{FA} را انتقال می‌دهد. در این مقاله با توجه به مفهوم خط تیر اتصالات مقدار $M_u = 0.754 \text{ Ton} \cdot \text{m}$ و نیز مقدار $R_{ki} = \text{ton/m}^2$ مقدار θ_0 برای اتصال مورد بررسی صرفنظر از اجزا سخت کننده‌ها برابر ۰٫۰۲ درصد رادیان محاسبه گردیده است. چنانچه مقاومت نهایی یا لنگر پلاستیک تیر (یا ستون) در محل اتصال کمتر از اجزای اتصال باشد، قبل از اینکه سختی اتصال کامل گردد در تیر یا ستون (محل تماس پیچ‌های کور در صفحه ستون) مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود.

جدول (۴): درصد گیرداری و لنگر تلاقی اتصالات

لنگر تلاقی ton.m	در صد گیر داری	نام مدل	
۰٫۶۴۱	۸۵	Flange 4 bolt	۱
۰٫۴۱۴۷	۵۵	Top and bot 4 bolt	۲
۰٫۳۶۱۹	۴۸	Penetration weld	۳

1. C. Batho and H. C. Rowan
2. B. Surochinkoff
3. Beam Line Equation

۳-۸- درصد گیرداری اتصالات

برحسب درجه صلبیت، اتصالات تیر به ستون به سه رده زیر تقسیم می شوند

۱. اتصالات صلب با درجه صلبیت بیشتر از ۹۰ درصد

۲. اتصالات ساده با درجه صلبیت کمتر از ۲۰ درصد

۳. اتصالات نیمه صلب با درجه صلبیت بین ۲۰ تا ۹۰ درصد

درجه صلبیت R نسبت لنگر انتهایی توسط اتصال به لنگر گیرداری انتهایی در حالت کاملاً گیردار قابل تأمین است. بنابراین با رسم نمودار لنگر - چرخش ($M-\theta$) برای اتصال و رسم خط تیر بر روی آن به دست می آید.

۳-۹- اتصالات ساده

انواع اتصالات ساده عبارتند از: اتصال ساده با نبشی انعطاف پذیر: اتصالات ساده با نبشی نشیمن از جزییات رایج برای اتصال ساده تیر به ستون تکیه گاه هستند. در این نوع اتصالات تیر بر روی یک نشیمن تقویت نشده (انعطاف پذیر) قرار می گیرد این اتصال متشکل از یک نبشی نشیمن میباشد که به کمک جوش یا پیچ به ستون متصل است. برای جلوگیری از چپ شدن تیر، لازم است حداقل یک نبشی در بال فوقانی و یا جان تیر، برای اتصال به ستون در نظر گرفته شود. این نبشی باید انعطاف پذیر باشد تا از چرخش تکیهگاهی تیر جلوگیری نماید. تیر باید به کمک پیچ و یا جوش به نبشی نشیمن متصل گردد.

۳-۱۰- اتصال با نبشی جان

نبشی های جان یکطرفه: در صورتی که واکنش تکیه گاهی کوچک باشد، برای اتصال ساده تیر به شاهتیر از نبشی جان یکطرفه استفاده میشود. این اتصال می تواند توسط پیچ، جوش، و یا ترکیبی از پیچ و جوش برقرار گردد. اتصال ساده با نشیمن سخت شده (براکت): زمانی که واکنش تکیه گاهی از حد قابل قبول برای نشیمن های ساده تجاوز پیدا کند، استفاده از نشیمنهای تقویت شده مورد توجه قرار میگیرد. کاربرد این نوع اتصال برای حمل واکنشهای سنگین مثلاً براکت ها (دستکها) تکیه گاهی تیرهای زیرسری جرثقیل - های سقفی است. اتصال خورجینی (اتصال قیچی): اتصال خورجینی نوعی از اتصالات با نشیمن انعطاف پذیر و یا سخت شده میباشد که در آن تیرها به صورت سراسری از بر خارجی ستون عبور نموده اند. طبق آیین نامه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله (آیین نامه 2800) عملکرد اتصال به صورت ساده بوده و لنگری بین تیر و ستون انتقال پیدا نمیکند.

۳-۱۱- اتصالات نیمه صلب تیر به ستون

اتصالات نیمه صلب تیر به ستون، از آن دسته اتصالاتی هستند که تحت تأثیر بارهای وارده، در آنها مقداری دوران انتهایی رخ داده است و در نتیجه لنگر انتهایی کوچکتر از لنگر انتهایی در حالت صلب بدست می آید. که چنین رفتاری باعث ایجاد توازن بین لنگر منفی و مثبت دهانه شده است و در نتیجه اقتصاد طرح بهبود میابد. موارد مطرح شده در این بخش محدود به بارهای قائم میباشد و استفاده از این نوع اتصالات برای حمل بارهای جانبی توصیه نمیگردد. پس کاربرد این اتصالات محدود به سازه هایی میشود که سیستم مقاومت آنها در مقابل بارهای جانبی، بادبند و یا دیواربری می باشد. لازم به ذکر است که تغییرات کوچک در طراحی و اجرا میتواند باعث تغییر قابل توجه درجه صلبیت گردد. کاهش درجه صلبیت میتواند خطر افزایش لنگر وسط دهانه را داشته باشد.

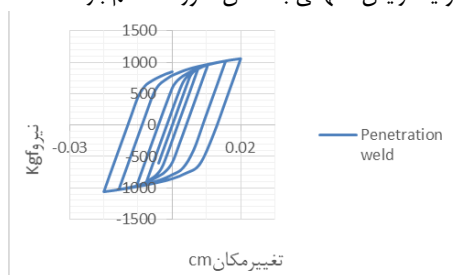
۳-۱۲- اتصالات صلب تیر به ستون

اتصالات صلب تیر به ستون که شامل آن دسته از اتصالاتی میشوند که دارای قابلیت انتقال لنگر بین تیر و ستون را دارا هستند و در حین انتقال لنگر، زاویه ی نسبی بین تیر و ستون تغییر نمیکند. اتصالات صلب در قابهای خمشی به کار میروند و قاب های خمشی از سیستمهای مقاوم در مقابل نیروهای زلزله هستند. رفتار زلزله ای سیستمهای سازه ای هنوز به طور دقیق برای مهندسين شناخته شده نیست و در مورد رفتار لرزه های اتصالات صلب هنوز ابهاماتی وجود دارد و سوالات زیادی بدون پاسخ مانده است. لذا مطالب قابل ارایه برای اتصالات صلب به دو بخش تقسیم میشود. اتصالات معرفی شده در این بخش قادر به حمل نیروهای جانبی ناشی از باد و زلزله در حد قاب های صلب معمولی (با شکل پذیری کم) میباشد. از این نوع اتصالات در قابهای خمشی ویژه (با شکل پذیری زیاد) در ارتباط با افزایش شکل پذیری این نوع اتصالات استفاده میگردد.

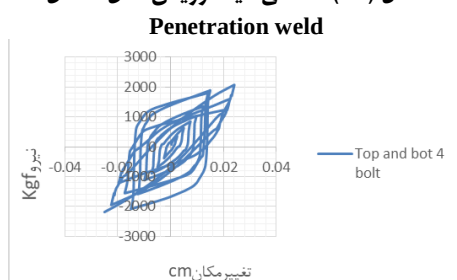
۳-۱۳- مقایسه منحنی های هیستریزیس

در شکل های (۲۶) تا (۲۸) منحنی های مربوط به بارگذاری چرخه ای اتصالات ارائه شده است. همانطور که در شکل (۲۶) مشاهده می شود منحنی بارگذاری چرخه ای اتصال Penetration weld نسبت به دو اتصال دیگر دارای شکل منظم تری است

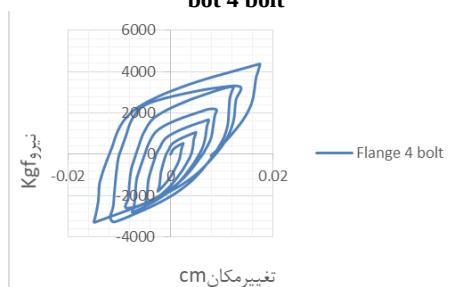
دلیل این امر هندسه این اتصال می باشد که در بارگذاری و بار برداری یکسان عمل می کند و به دلیل اینکه اتصال فاقد پیچیدگی و اجزایی همچون پیچ و سوراخ است در نقطه اوج بدون هیچ گونه پرش و یا افزایش ناگهانی به همان صورت منظم بازگشته است.



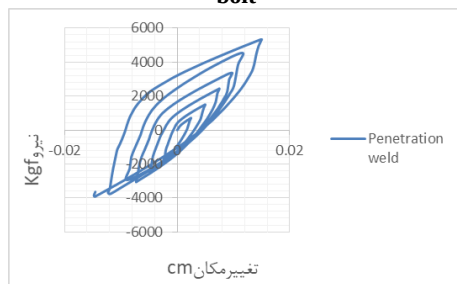
شکل (۲۶): منحنی هیستریزیس مدل اتصال



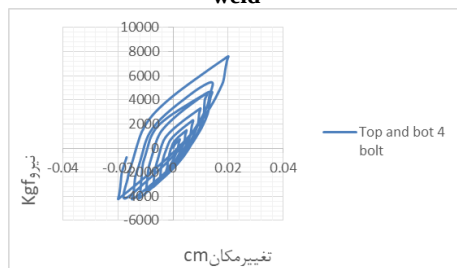
شکل (۲۷): منحنی هیستریزیس مدل اتصال Top and bot 4 bolt



شکل (۲۸): منحنی هیستریزیس مدل اتصال Flange 4 bolt



شکل (۲۹): منحنی هیستریزیس مدل قاب Penetration weld



شکل (۳۰): منحنی هیستریزیس مدل قاب Top and bot 4 bolt

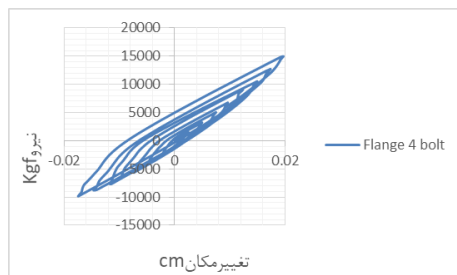
شکل (۲۷) نشان می دهد که اتصال Top and bot 4 bolt در ابتدا همچون اتصال Penetration weld عمل کرده است و نمودار آن منظم است ولی با افزایش بار یک جهش در اتصال دیده می شود که دلیل آن لغزش در محل سوراخ ها و حرکت پیچ های به میزان کم در این سوراخ ها با کشیدگی تیر و ستون است که تغییر مکان بیشتری را رقم زده است همچنین این لغزش ها باعث افزایش بیشینه نیروی قابل تحمل اتصال شده است که تا ۲۰۰۰ کیلوگرم نیرو تحمل نموده است. که دو برابر اتصال Penetration weld می باشد.

شکل (۲۸) مربوط به اتصال Flange 4 bolt می باشد که نمودار آن با دو مدل دیگر متفاوت است از آنجایی که این اتصال ابتدا مقداری نیرو تحمل می کند و هنوز ورق اتصال دچار هیچ گونه تغییری نشده است رفتار این نمودار شبیه نمودار Penetration weld است اما با افزایش نیروها ورق اتصال تیر به بال ستون دچار تغییر شکل می شود و معمولاً در اتصال فلنجی از یک طرف تغییر شکل ها افزایش می یابد و ورق به صورت متقارن دچار اعوجاج نمی شود به همین دلیل نمودار بارگذاری چرخه ای این اتصال کم کم از حالت تقارن حول محور تغییر مکان خارج می شود.

شکل های (۲۹) تا (۳۱) نمودارهای نیرو در مقابل تغییر مکان برای قاب های دارای اتصالات مختلف را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود نمودارهای مربوط به بارگذاری چرخه ای قاب ها با نمودارهای مربوط به اتصالات متفاوت است.

قاب ساخته شده با اتصالات Penetration weld تا مقدار نیروی ۶۰۰۰ کیلوگرم نیرو را تحمل می کند که در مقایسه با اتصال آن نیروی زیادتری می باشد. علت تحمل نیروی بیشتر توسط قاب توزیع نیروها بین اجزای بیشتر نسبت به اتصال می باشد. علی رغم اینکه نمودارهای هیستریزیس اتصالات از لحاظ رفتاری با یکدیگر متفاوت بود و چرخه های مربوط به هر نمودار دارای شکل ظاهری متفاوتی بود اما شکل کلی نمودار هیستریزیس اتصالات دارای یک غالب یکسان است این امر نشان دهنده این است که رفتار قاب عملکرد کل اتصالات را یکپارچه می نماید و همه اتصالات در جذب نیروها و دفع انرژی دخیل می شوند و چرخه های منحنی را متعادل تر می نمایند.

منحنی بارگذاری چرخه ای قاب دارای اتصالات Top and bot 4 bolt نسبت به قاب Penetration weld نیروی بیشتری را تحمل نموده است. این امر نشان دهنده تاثیر اتصال با مقاومت بالاتر روی رفتار قاب می باشد. شکل (۳۲) نشان دهنده مدل قاب با اتصالات Flange 4 bolt می باشد. همانطور که مشاهده می شود بیشینه نیرویی که این قاب تحمل کرده ۱۵۰۰۰ کیلوگرم نیرو می باشد که در مقایسه با دو قاب دیگر بسیار زیادتر می باشد. از این واقعیت این نکته استنباط می شود که اگرچه بیشینه نیروی تحمل شده توسط اتصالات با هم اختلاف دارند اما این اختلافات در قاب ها بسیار بیشتر می باشد.



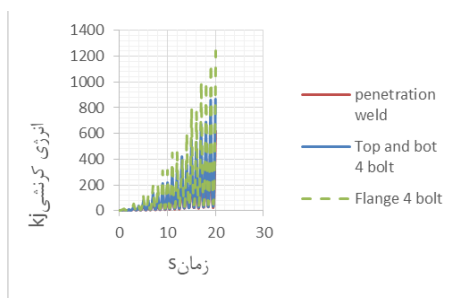
شکل (۳۱): منحنی هیستریزس مدل قاب Flange 4 bolt

به طوری که برای اتصال Penetration weld میزان نیروی بیشینه ۱۰۰۰ کیلوگرم نیرو و برای قاب متناظر حدود ۵۵۰۰ کیلوگرم نیرو می باشد. برای Top and bot 4 bolt بیشینه نیروی اتصال ۲۰۰۰ کیلوگرم نیرو و برای قاب متناظر حدود ۸۰۰۰ کیلوگرم نیرو می باشد. همچنین برای مدل اتصال Flange 4 bolt بیشینه نیروی اتصال حدود ۴۵۰۰ کیلوگرم نیرو می باشد و برای قاب متناظر بیشینه نیرو ۱۵۰۰۰ کیلوگرم نیرو شده است. که نتیجه می شود افزایش کوچک در مقاومت اتصال، تاثیر بسیار زیادی رو مقاومت قاب خواهد داشت.

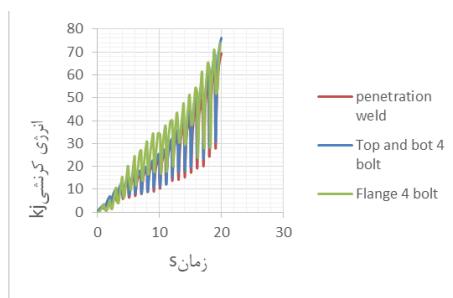
۳-۱۴- مقایسه منحنی های انرژی کرنشی

در شکل های (۳۲) و (۳۳) منحنی های مربوط به انرژی کرنشی اتصالات و قاب ها در چرخه های متوالی بارگذاری ارائه شده است. با مقایسه انرژی کرنشی اتصالات در شکل (۳۲) مشخص می شود که نقاط بیشینه مربوط به اتصال Flange 4 bolt از دو مدل دیگر بیشتر است. همچنین هرچه اختلاف بین نقاط بیشینه با نقاط کمینه برای نمودار هر اتصال بیشتر باشد نشان دهنده عریض تر بودن منحنی هیستریزس ارائه شده آن اتصال در بخش فوق می باشد. در این شکل نمودار انرژی کرنشی مدل Top and bot 4 bolt کمی پایین تر قرار گرفته است و همچنین منحنی اتصال Penetration weld دارای کمترین نقاط بیشینه و کمینه می باشد که نشان دهنده این است که این اتصال توانایی جذب انرژی کرنشی بالایی را ندارد.

در شکل (۳۳) نمودار مربوط به انرژی کرنشی قاب ها ارائه شده است نکته قابل توجه این است که نقاط بیشینه این نمودارها با یکدیگر متفاوت است ولی نقاط کمینه آن ها دارای مقادیر تقریباً یکسان است. مجدداً قاب دارای اتصالات Flange 4 bolt دارای بیشترین مقادیر بیشینه نیرو است به طوری که اختلاف مقادیر آن سایر به دیگر قاب ها بسیار بیشتر است و این امر نشان دهنده تاثیر صلیبیت اتصال روی رفتار قاب و بهبود عملکرد آن است. در این شکل نمودار انرژی کرنشی قاب دارای اتصالات Top and bot 4 bolt کمی پایین تر قرار گرفته است و همچنین منحنی قاب ساخته شده با اتصال Penetration weld دارای کمترین نقاط بیشینه و کمینه می باشد که نشان دهنده این است که وقتی قاب با اتصال ضعیف ساخته شود توانایی جذب انرژی کرنشی بالایی را نخواهد داشت.



شکل (۳۳): مقایسه انرژی کرنشی مدل قاب ها



شکل (۳۲): مقایسه انرژی کرنشی مدل اتصالات

۳-۱۵- بررسی اتصالات

استفاده از قاب های خمشی فولادی از گذشته دور مورد توجه طراحان سازه بوده و تصور بر این بوده است که این اتصالات فولادی که در کشور ما نیز رواج زیادی دارند، از شکل پذیری کافی و مناسبی برخوردار می باشند، اما پس از زلزله های متعدد مانند نورث ریج، مشاهدات میدانی اینطور نشان دادند که امکان رخداد خرابی غیر قابل پیش بینی زیادی در این نوع اتصالات وجود دارد. عمده خرابی های دیده شده ناشی از شکست ترد در جوش اتصال بال تیر به ستون و یا در ناحیه حرارت دیده در اثر جوشکاری بوده اند و نتایج آزمایشگاهی قبل و بعد از این زلزله ها نیز نشانگر نقطه ضعف اتصالات خمشی رایج بوده اند. و پس از زلزله سال ۱۹۹۴ نورث ریج، پژوهش های زیادی به منظور رفع معضلات مربوط به اتصالات خمشی رایج انجام گرفته است. به همین سبب نیاز امروز جهانی سیستم هایی هستند که علاوه بر شکل پذیری بالا به جهت مقابله با بارهای جانبی و زمین لرزه ها از سختی و مقاومت کافی برای تحمل نیروها نیز برخوردار باشند و اتصالاتی که در دسته اتصالات نیمه صلب قرار میگیرند به خوبی این نقش را ایفا کنند. همانطور که از بررسی ممان ها و درصد های گیرداری مشخص شده است، اتصالات مدل شده همگی در زمره اتصالات نیمه صلب و گیردار قرار می گیرند.

۳-۱۶- توجیه نتایج مختلف قاب و اتصال

در این قسمت به توجیه اختلاف نمودارهای قاب و اتصال و دلایل احتمالی آن می‌پردازیم. از جمله موارد مهم این اختلاف می‌توان به تفاوت در معیار سنجش تغییر مکان و در نتیجه میزان زاویه ایجاد شده بر اثر این تغییر مکان اشاره نمود که برای قاب از تقسیم تغییر مکان نسبی طبقه بر طول طبقه یا همان دریافت طبقه می‌باشد ولی برای اتصال از تقسیم تغییر مکان تیر نسبت به طول تیر است. نکته دیگر این که مدل قاب به صورت کلی مدل گردیده است ولی در مدل‌سازی آن برای تیرها و ستون‌ها از عناصری متفاوت با مدل المان محدود اتصال استفاده کرده ایم. در مدل‌سازی قاب که با نرم افزار Abaqus انجام گردیده تمامی ویژگیها اعم از مصالح، نوع المان تیر و ستون و... در کتابخانه نرم افزار از پیش تعریف شده اند و تنها سختی اتصالات به این صورت است که فنرهای پیچشی در ناحیه اتصالات تیر به ستون اعمال شده است که این ویژگی اتصالات برای اعمال به نرم افزار، خود با مدل المان محدودی که ما مدل کرده ایم و نتایج را استخراج کردیم به دست آمده‌اند. علت بعدی ممکن است که عدم اعمال عدم قطعیت‌هایی باشد که یا دانش کافی درباره‌اش نداشته ایم یا پیچیدگی زیادی برای مدل‌سازی داشته‌اند مثل اثرات خرابی مصالح جوش یا اثر کاهش مقاومت مصالح فولاد بر اثر خستگی و یا تأثیر دادن اثر نرم شدگی مصالح فولادی به جای سخت شدگی که ما در مدل در نظر گرفتیم و ... در ادامه باید گفت اتصال به تهرایی نشان دهنده آسیب‌پذیرترین مکان در صورت مواجهه با بارگذاری لرزه‌ای نمی‌باشد. اما علاوه بر موارد بالا مهمترین علت تفاوت نمودارها در معیار خرابی آن‌هاست به گونه ای که برای اتصال سطح عملکرد IO با شروع کماتش محلی بال تیر یا کاهش مقاومت خمشی مجموعه به مقداری زیر ظرفیت مقاومت خمشی اسمی یا شروع خرابی پیچ‌ها، جوش یا فلز پایه آغاز می‌گردد ولی برای قاب براساس حالت خرابی جزئی پس از زلزله تعریف می‌شود به طوری که آسیب به اندازه‌ای کم باشد که در طول بازرسی یافت نشود و نیز قاب به عنوان سیستم باربری ثقلی و جانبی اکثر مقاومت خود را حفظ کرده باشد به همین صورت تفاوت در سطح عملکرد CP نیز برای قاب و اتصال نمایان است به طوری که در اتصال سطح عملکرد CP شکست کامل اتصال که موجب عدم توانایی اتصال در انتقال بارهای ثقلی است تعریف می‌شود ولی برای قاب براساس حالت خرابی که سازه در آستانه و نزدیکی خرابی کلی یا محلی قرار می‌گیرد معرفی می‌گردد به طوری که این خرابی‌ها باعث کاهش قابل توجه ای در سختی و مقاومت جانبی و تغییر شکل ماندگار بزرگ قاب شود به طور کلی سطح عملکرد CP برای قاب شامل شروع فروریزش در دو سطح محلی و کلی است که این خرابی‌ها در سطوحی از گریز طبقه به شکل زیر شروع می‌شوند:

۱. اتصالات محلی تیر- ستون به اندازه ای آسیب ببیند که توانایی تحمل بارهای ثقلی را نداشته باشد (مثلاً با خرابی اتصال برشی).
 ۲. محاسبات عددی جهت برآورد پاسخ دینامیکی در اثر پدیده $P - \Delta$ ناپایدار گشته و یا گریز یکی از طبقات از ۱۰٪ تجاوز کند.
- تمام موارد بالا به کنار می‌دانیم که در مدل کلی قاب اثر متقابل خرابی‌ها وجود دارد به طوری که خرابی یک اتصال یا یک بخش روی قسمت‌های دیگر به جهت برهم کنش تأثیر می‌گذارد و همچنین مسائل دیگری مثل اثر خروج از مرکزیت اعمال بار ($P - \Delta$) که که این اثر برای مدل اتصال کاملاً متفاوت است.

۴- نتیجه‌گیری

بسیاری از مهندسان سازه تجربی صرفاً با استناد به شکل‌پذیری^۱ فولاد ساختمانی، سال‌ها بر این عقیده بودند که سازه‌های فولادی، سازه‌هایی مقاوم در برابر زلزله می‌باشند. ولی تحقیقات به عمل آمده نشان دادند که برای دستیابی به یک رفتار شکل پذیر در سازه، علاوه بر شکل‌پذیری مصالح، مراقبت‌ها و ضوابط بیشتری باید رعایت گردد. در قاب‌های خمشی فولادی باربری جانبی از سختی خمشی تیرها و ستون‌های قاب خمشی ناشی می‌گردد. به همین جهت می‌بایست به ابزار آلات اتصال (در این بررسی پیچ‌ها، ورق‌های روسری و زیرسری، جوش ...) توجه خاصی نمود. در حال حاضر خواهان سیستم‌های سازه ای هستیم که هم تحمل لنگرها برش‌ها و بارهای ثقلی را به خوبی داشته باشند و هم در هنگام بروز لرزه و بار جانبی باد و... از شکل‌پذیری کافی برخوردار باشند تا با تغییر شکل دادن کافی شکست ترد در ناحیه اتصال یا خرابی موضعی در اتصال و به طبع آن سازه نداشته باشیم. اهمیت اتصالات مدل شده از آنجا ناشی میشود که بررسی گردید اتصالات علاوه بر انعطاف پذیر بودنشان دارای سختی کافی برای مقابله با بارهای وارده نیز باشد. اما مهمترین نتایج حاصله به شرح زیر هستند:

۱. با توجه به نمودارهاییان شده لنگر دوران، ($M - \theta$) مدل مورد بررسی اتصال جوشی که خیلی زود از محدوده خطی خارج شده و وارد مرحله غیرخطی گردید، پس از آن که این اتفاق برای مدل دارای ورق روسری و زیرسری صورت گیرد و اتصال فلنجی با تغییر مکان ۴٪ توصیه شده در FEMA در چشمه اتصالات وارد ناحیه غیر خطی نشد.

منابع

۲. نوع اتصال و به عبارت خاص تری اجزای اتصال مازاد باعث افزایش درصد گیرداری اتصال می شوند که در این بین از میان پارامترهای نام برده افزایش ضخامت ستون یا به کار بردن سخت کننده در جان ستون حداکثر تأثیر را در تغییر درجه گیرداری اتصال دارا می باشد.
۳. گیرداری سه مدل بررسی شده، بین ۲۰٪ و ۹۰٪ می باشد، پس با توجه به محدوده درجه گیرداری برای اتصالات نیمه صلب، این مدل ها به صورت اتصالات گیردار نیمه صلب رفتار کرده اند.
۴. در سه مدل پایان نامه هرچه درصد گیرداری اتصال کمتر بود مفصل پلاستیک در آن زودتر ایجاد شده و به عنوان نتیجه نامطلوب تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال رخ داد. زیرا تمامی مدل ها تا حد تغییر مکان یکسان توصیه شده در نشریه ۳۶۰ بهسازی لرزه ای سازه ها تغییر مکان یافتند.
۵. در قاب فولادی ساخته شده با اتصال فلنجی مفصل پلاستیک دیرتر از سایر قاب ها ایجاد شدند و این امر نشان دهنده آن است که در قاب فولادی دارای اتصال فلنجی از تمام ظرفیت مقطع استفاده خواهد شد و نهایتاً تسلیم و خرابی رخ خواهد داد.
۶. با انجام این پژوهش به استثنایی برای افزایش مقاومت اتصال برخوردیم و این دستاورد گواه این است که با تغییر هندسه اتصال و سازکار اجزای اتصال یا به عبارت دقیق تر افزایش ضخامت ورق ستون میتوان به مقاومت بهینه تری برای کل مجموعه اتصال دست یافت.

- [۱] کریمی، محمد سعید و ذولقدر، ناصر. ۱۳۹۰، بررسی عددی پدیده جهش کرنش در رفتار اتصالات نیمه گیردار با ورق انتهایی، ششمین کنگره ملی مهندسی، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران، ۶ و ۷ اردیبهشت ۱۳۹۰.
- [۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان. (۱۳۹۹)
- [۳] نعیمی، بهزاد و کلات جاری، وحیدرضا، ۱۳۹۶، بررسی ضریب رفتار قابهای خمشی ویژه فولادی با دو مقطع ستون بال پهن و قوطی و تأثیر پذیری ضریب رفتار از درجه نامعینی در این نوع قاب ها، چهارمین کنفرانس بین المللی فناوری های نوین در مهندسی عمران، معماری و شهرسازی، تهران، <https://civilica.com/doc/702982>
- [۴] یوسف حسین زاده، محمد علی لطف الهی یقین و محمدرضا فرج پور، بررسی رفتار خمشی اتصالات نیمه گیردار پیچی تقویت شده در اسکلت های فولادی، روش های عددی در مهندسی، سال ۳۰، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۰
- [5] ANSI/AISC 341-10. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction (AISC), Illinois, 2010.
- [6] Cravero, J., Elkady, A., & Lignos, D. G. (2020). Experimental Evaluation and Numerical Modeling of Wide-Flange Steel Columns Subjected to Constant and Variable Axial Load Coupled with Lateral Drift Demands. *Journal of Structural Engineering*, 146(3), 04019222. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002499](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002499)
- [7] Doung, P., Leelataviwat, S., & Sasaki, E. (2021). Tensile strength and failure mechanism of internal diaphragms in wide flange beam-to-box column connections with concrete filling. *Journal of Building Engineering*, 34, 102037.
- [8] ECP-205 (ASD). Egyptian Code of Practice for Steel Construction and Bridges, Housing and Research Center, Giza. Egypt, 2011.
- [9] Elkady, A., & Lignos, D. G. (2018). Full-Scale Testing of Deep Wide-Flange Steel Columns under Multiaxial Cyclic Loading: Loading Sequence, Boundary Effects, and Lateral Stability Bracing Force Demands. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017189. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001937](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001937)
- [10] EN 1990:2002 E, Eurocode - Basis of Structural Design, CEN, November 29, 2001
- [11] Eurocode 3: Design of Steel Structures: Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1993-1-1, 2005.
- [12] FEMA350. 2000. Recommended seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings., Federal Emergency Management Agency , Washington (DC)
- [13] Ghasemof, A., Mirtaheri, M., & Mohammadi, R. K. (2022). Effects of demand parameters in the performance-based multi-objective optimum design of steel moment frame buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 153, 107075.
- [14] Goulet, C. A., Kishida, T., Ancheta, T. D., Cramer, C. H., Darragh, R. B., Silva, W. J., ... & Youngs, R. R. (2021). PEER NGA-east database. *Earthquake Spectra*, 37(1_suppl), 1331-1353.
- [15] Hossein Ataei PhD PE (Author), Mohammadhossein Mamaghani , Finite Element Analysis Applications and Solved Problems using ABAQUS 1st Edition, ISBN-13: 978-1544625270- ISBN-10: 1544625278, (August 17, 2017)

- [16] Hou, H., Sun, B., Qu, B., Wang, C., Zhang, S., & Liang, Y. (2021). Testing of bolted base connections for wide-flange columns under combined axial compression and weak-axis lateral forces. *Journal of Constructional Steel Research*, 179, 106547.
- [17] Hou, H., Wang, C., Qu, B., & Liang, Y. (2021). Cyclic testing of bolted base connections for wide-flange columns. *Engineering Structures*, 235, 112024.
- [18] Ibarra L.F., Medina, R.A., Krawinkler, H., 2005 Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics* 34, no. 12, 1489:1511.
- [19] Inamasu, H., Kanvinde, A. M., & Lignos, D. G. (2019). Seismic Stability of Wide-Flange Steel Columns Interacting with Embedded Column Base Connections. *Journal of Structural Engineering*, 145(12), 04019151. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002410](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002410)
- [20] Islam, A., & Imanpour, A. (2022). Evaluation of the Canadian seismic design provisions for wide-flange columns in steel moment-resisting frames. In *International Conference on the Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas* (pp. 995-1003). Springer, Cham.
- [21] Lignos, D. G., Hartloper, A. R., Elkady, A., Deierlein, G. G., & Hamburger, R. (2019). Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-Flange Steel Columns in Support of Performance-Based Seismic Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 145(9), 04019083. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002353](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002353)
- [22] NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. 2009 Edition", Federal Emergency Management Agency
- [23] Newell, J. D., & Uang, C.-M. (2008). Cyclic Behavior of Steel Wide-Flange Columns Subjected to Large Drift. *Journal of Structural Engineering*, 134(8), 1334-1342. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:8\(1334\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:8(1334))
- [24] Ozkula, G., Uang, C. M., & Harris, J. (2021). Development of enhanced seismic compactness requirements for webs in wide-flange steel columns. *Journal of Structural Engineering*, 147(7), 04021100.
- [25] Rahnama, M., Krawinkler, H., 1993. Effect of soft soils and hysteresis models on seismic design spectra Department of Civil Engineering, Stanford University. Blume Earthquake Engineering Research Center, Report No. 108
- [26] Roylance, D., 2001, STRESS-STRAIN CURVES, Department of Materials and Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA 02139
- [27] Roylance, D., 2001, STRESS-STRAIN CURVES, Department of Materials and Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA 02139
- [28] Solhmirzaei, A., Roudsari, M. T., & Hashemi, B. H. (2021, December). A new detail for the panel zone of beam-to-wide flange column connections with endplate. In *Structures* (Vol. 34, pp. 1108-1123). Elsevier.
- [29] Stoakes, C. D., & Fahnestock, L. A. (2016). Strong-axis stability of wide flange steel columns in the presence of weak-axis flexure. *Journal of Structural Engineering*, 142(5), 04016004.
- [30] Takeda, T., Sozen M.A., Nielson, N.N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE Journal of the Structural Division*.2557:2573 Vol 96.
- [31] Zhuang, L., He, J., Deng, X., & Xu, D. (2021). The influence of professionals on the general public in the choice of earthquake disaster preparedness: Based on the perspective of peer effects. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 66, 102593.