

بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی اتصال خمشی اصلاح شده تیر به ستون دابل

اردشیر دیلمی^۱ و معصومه قلی پور*^۲

^۱ استادیار دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

^۲ دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

(تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۱۱/۰۷، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده: ۱۳۹۰/۰۷/۲۷، تاریخ تصویب: ۱۳۹۰/۱۰/۲۴)

چکیده

در ایران به دلیل عدم تولید مقاطع بال پهن، استفاده از ستون دابل بسیار متداول است. اتصال خمشی تیر به ستون دابل در شکل متداول آن دارای عملکرد نیمه‌گیردار می‌باشد. در این تحقیق جهت اصلاح رفتار این اتصال، روش جدیدی پیشنهاد شده است. این روش مشتمل بر تقویت صفحه روپوش ستون در محاذات محل اتصال بال تیر به ستون با استفاده از صفحه‌ای با عرض و ضخامت بیش از صفحه روپوش و جوش دور تا دور این صفحه به بال‌های ستون و صفحه روپوش می‌باشد. به منظور بررسی رفتار سیکلی اتصال پیشنهاد شده، مدل ریز سازه اتصال یک قاب خمشی از یک سازه فولادی متداول با ابعاد واقعی با اتصال پیشنهاد شده و با اتصال متداول، مورد تحلیل اجزا محدود و آزمایش قرار گرفتند. نتایج بررسی مدل‌های کامپیوتری و آزمایشگاهی نشان می‌دهند که اتصال پیشنهاد شده نیازهای اتصال یک قاب خمشی ویژه در رابطه با مقاومت و شکل‌پذیری را پاسخگو می‌باشد. همچنین سختی به دست آمده از اتصال، اتصال را در گروه کاملاً گیردار قرار می‌دهد.

واژه‌های کلیدی: ستون دابل، اتصال خمشی، شکست ترد، عملکرد نیمه‌گیردار، آزمایش مدل واقعی، تحلیل غیر خطی، صفحه روپوش ستون، قاب خمشی ویژه.

مقدمه

کاربرد ستون‌های دابل در کشور، لازم است مسئله اتصال خمشی تیر I شکل به این نوع ستون‌ها به طور همه جانبه و دقیق بررسی گردیده و مشکلات خاص این اتصال بر طرف گردد.

مشکلات اتصال خمشی متداول تیر I شکل به ستون دابل

برای اتصال خمشی تیر به ستون دابل دو مشکل عمده مطرح می‌باشد، یکی تردشکنی و دیگری عملکرد نیمه‌گیردار. تردشکنی یکی از مودهای شکست مطرح اکثر اتصالات خمشی جوشی است که در آن‌ها انتقال بار از بال‌های تیر و یا صفحات انتقال لنگر (صفحات روسری و زیرسری) به بال‌های ستون توسط جوش شیاری تأمین می‌گردد. در صورت استفاده از نیمرخ‌های بال پهن برای ستون، ماکزیمم تنش و در نتیجه ترک و گسیختگی در جوش معمولاً در ناحیه وسط بال تیر و یا صفحه انتقال لنگر اتفاق می‌افتد. علت این امر تمرکز سختی در محل برخورد جان و بال در تیر و ستون می‌باشد [۱]. برای ستون‌های دابل با توجه به اینکه صفحه روپوش ستون

در ایران به دلیل عدم تولید نیمرخ بال پهن، ستون‌ها عمدتاً به صورت مقاطع قوطی شکل یا دابل I طراحی می‌شوند که متداول‌ترین آنها ستون‌های دابل می‌باشند. در این شکل ستون، دو نیمرخ I شکل با فاصله مشخصی از یکدیگر همراه با ورق سراسری به صورت یک ستون مرکب در می‌آید. جهت ایجاد اتصال خمشی تیر به ستون دابل، به طور متعارف انتهای تیر به کمک صفحات روسری و زیرسری و صفحه انتقال برش به وسیله جوش به صفحه روپوش ستون متصل می‌گردد. این اتصال علاوه بر مشکلات کلی مبتنی به اتصالات جوشی، به علت شکل‌پذیر بودن صفحه روپوش ستون دارای عملکرد نیمه‌گیردار نیز می‌باشد.

بعد از زلزله نورت‌ریچ، مطالعات گسترده‌ای بر روی رفتار اتصالات خمشی انجام گرفت و پیشنهادهاتی برای اصلاح آنها ارائه گردید. تمرکز اصلی این مطالعات بر رفتار اتصالات تیر I شکل به ستون‌های بال پهن و در مواردی نیز ستون‌های قوطی شکل بود. از آنجا که امکان تعمیم راه‌حل‌های پیشنهاد شده برای ستون‌های قوطی به ستون‌های دابل وجود ندارد و با توجه به دامنه وسیع

تنها در کناره‌های خود به بال‌های پروفیل‌های I شکل ستون متصل است، تمرکز سختی در این کناره‌ها بالا بوده و در نتیجه ماکزیمم تنش در لبه‌های صفحات انتقال لنگر و جوش‌های این نواحی اتفاق می‌افتد. در این جوش‌ها به علت تمرکز تنش‌ها و ایجاد تنش سه محوره، مقادیر بالای چقرمگی نیاز می‌باشد و در صورت پایین بودن چقرمگی ترک و در نهایت گسیختگی در جوش ایجاد می‌گردد. وقوع این مود شکست سبب از دست رفتن ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت می‌گردد. آنچه در رابطه با تأمین ظرفیت شکل‌پذیری مطلوب است وقوع مکانیزم‌های تسلیم نظیر تسلیم خمشی تیر و یا تسلیم برشی چشمه اتصال می‌باشد، این در حالی است که برای اتصال خمشی متداول تیر به ستون دابل تمرکز تنش در ناحیه اتصال سبب تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال و به دنبال آن از دست رفتن مقادیر قابل توجهی از ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت می‌گردد.

مسئله ترد شکنی بعد از وقوع زلزله نورت‌ریج در آمریکا (۱۹۹۴) و به دنبال آن زلزله کوبه در ژاپن (۱۹۹۵)، به طور جدی مطرح گردید. تا قبل از وقوع زلزله نورت‌ریج، طراحان سازه‌های فولادی بر این باور بودند که قاب‌های خمشی فولادی در مقابل حرکات زلزله آسیب ناپذیر می‌باشند و چنانچه آسیبی رخ دهد این آسیب محدود به تسلیم شکل‌پذیر در اعضای اتصال خواهد بود. اما وقوع زلزله نورت‌ریج این باور را زیر سوال برد. سازه‌های بسیاری در این زلزله در نواحی اتصال تیر به ستون دچار شکست ترد شدند. این شکستها در بسیاری از موارد برای سطوح بسیار پایین تغییر شکل غیر ارتجاعی و حتی در برخی موارد برای سطوح ارتجاعی گزارش شده بود (۱-۳). مطالعات گسترده بعد از زلزله نورت‌ریج منجر به ارائه روش‌های اصلاحی جهت بهبود عملکرد اتصالات خمشی گردید. بسیاری از روش‌های پیشنهاد شده به همراه جزئیات ساختاری و طراحی آنها در FEMA355D [۱] و FEMA350 [۴] در قالب اتصالات خمشی بعد از زلزله نورت‌ریج به تفصیل آورده شده‌است. روش‌های اصلاحی برای اتصالات موجود نیز در FEMA351 [۵] ارائه گردیده است. در میان این روش‌ها به جز روشهایی که بر اصلاح هندسه سوراخ دسترسی جوش و اصلاح کیفیت جوش تمرکز دارند، تأکید سایر روش‌ها بر افزایش سختی اتصال در ناحیه اتصال و یا افزایش نرمی تیر در ناحیه

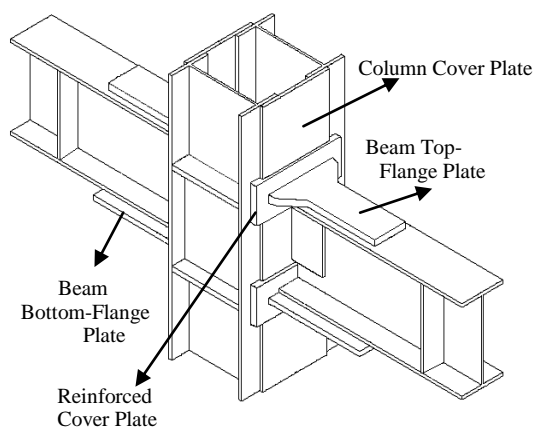
مجاور اتصال می‌باشد.

مشکل دیگر اتصال خمشی متداول تیر به ستون دابل، عملکرد نیمه‌گیردار آن است. در ستون‌های دابل I، صفحه روپوش ستون تنها در کناره‌های طولی خود توسط جوش گوشه به بال‌های دو پروفیل I شکل ستون متصل می‌باشد. بنابراین صفحه روپوش ستون در مقابل نیروی کششی حاصل از لنگر انتهایی تیر بسیار شکل‌پذیر بوده و در خارج از صفحه خود خم می‌گردد و به صورت یک اتصال نیمه‌گیردار باعث دوران نسبی تیر و ستون می‌شود. مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط آقای مزروعی و همکاران [۶]، بر روی اتصال خمشی متداول تیر به ستون دابل، مؤید رفتار نیمه‌گیردار این نوع اتصال بوده و مشخص می‌نماید که می‌بایست میزان گیرداری اتصال در فرآیند تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

در ستون‌های دابل، جهت حذف یا کاهش تغییرشکل دیواره ستون و در نتیجه بهبود عملکرد اتصال روش‌های مختلفی پیشنهاد شده‌است. یکی از این روش‌ها استفاده از سخت‌کننده‌های خارجی نظیر لچکی‌های مثلثی شکل جوش شده بر روی صفحات انتقال لنگر و صفحه روپوش ستون می‌باشد [۶]. با اتصال لچکی‌ها به صفحه روپوش ستون، سختی در ناحیه وسیع‌تری پخش شده و علاوه بر کاهش تنش در محدوده صفحه انتقال لنگر، تا حدودی مقاومت خمشی صفحه روپوش ستون در ناحیه اتصال افزایش می‌یابد و نهایتاً دوران نسبی تیر و ستون محدودتر می‌گردد. استفاده از سخت‌کننده در داخل پروفیل ستون در ناحیه اتصال از روش‌های مطرح شده در آیین‌نامه ایران [۷] جهت بهبود عملکرد اتصال خمشی متداول می‌باشد. در این روش از صفحه سخت‌کننده موازی با جان ستون در ناحیه اتصال که توسط جوش در داخل پروفیل ستون به صفحات روپوش ستون متصل می‌گردد، استفاده می‌شود. با اعمال این روش صفحه روپوش ستون مقید گشته و در نتیجه با کاهش تغییرشکل‌های این صفحه، گیرداری اتصال افزایش می‌یابد. البته این روش از جهت اجرا دارای مشکلات زیادی می‌باشد. یکی دیگر از روش‌هایی که نه به صورت اصلاح اتصال بلکه به صورت رفع کامل مشکلات اتصال مطرح است، اتصال تیر به ستون دابل با صفحات کناری است. در این روش اتصال جوش نفوذی صفحات انتقال لنگر به صفحه روپوش ستون به طور کامل حذف گشته و انتقال لنگر از تیر به ستون

بال‌های ستون و صفحه روپوش از طرفی سبب کاهش تنش در جوش شیاری صفحات روسری و زیرسری به ستون (حذف ترد شکنی) شده و از طرف دیگر، سبب افزایش سختی (افزایش گیرداری) اتصال می‌گردد.

جهت بررسی امکان استفاده از این اتصال در قاب‌های خمشی ویژه لازم است سختی، مقاومت و شکل‌پذیری آن با ضوابط آیین‌نامه‌ای مقایسه گردد. بدین منظور ابتدا رفتار اتصال توسط یک مدل تحلیلی با روش اجزا محدود غیر خطی توسط برنامه ANSYS مورد بررسی قرار گرفت. سپس جهت اطمینان از صحت نتایج تحلیل عددی، مدل آزمایشگاهی با مقیاس یک به یک ساخته شد و تحت بارگذاری سیکلی قرار گرفت. خوشبختانه نتایج مدل آزمایشگاهی، نتایج به دست آمده از تحلیل اجزا محدود را تأیید می‌کرد. برای کسب اطمینان بیشتر، تحلیل عددی بار دیگر با استفاده از مشخصات فولادهای به کار رفته در بخش‌های مختلف مدل آزمایشی تکرار گردید (مدل MP1). با توجه به تطابق خوب نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی که ناشی از دقت به کار رفته در مدل‌سازی کامپیوتری می‌باشد، مشخص گردید که می‌توان بررسی رفتار اتصال پیشنهاد شده را با اطمینان خاطر با تحلیل عددی مدل‌ها ادامه داد و از این طریق در هزینه‌های سنگین آزمایشگاهی و صرف وقت زیاد صرفه‌جویی کرد. بدین منظور مدل‌های MP2 و MP3 متعاقباً طراحی و مورد تحلیل عددی قرار گرفتند. در ادامه به شرح جزئیات مدل‌های کامپیوتری و آزمایشگاهی به همراه نتایج به دست آمده می‌پردازیم.



شکل ۱: اتصال خمشی اصلاح شده تیر به ستون دابل از طریق تقویت صفحه روپوش ستون

توسط صفحات کناری انجام می‌گیرد. جدا بودن انتهای تیر از ستون کلیه نگرانی‌های مربوط به اتصال تیر به ستون دابل را به طور کامل از بین می‌برد [۸]. در ادامه روش ابداعی دیگری که از جهت اجرا سهولت زیادی داشته و به روش متداول شباهت دارد، معرفی می‌گردد.

اصلاح اتصال خمشی تیر به ستون دابل از طریق تقویت صفحه روپوش ستون

همانطور که مشاهده شد، اتصال خمشی متداول تیر به ستون دابل دارای دو مشکل تردشکنی و عملکرد نیمه‌گیردار می‌باشد. این دو مشکل سبب می‌گردد تا اتصال نتواند مقاومت و شکل‌پذیری مورد نیاز برای یک اتصال خمشی ویژه را دارا باشد. در این مقاله روش استفاده از صفحه روپوش تقویت شده پیشنهاد شده‌است که ضمن اصلاح عملکرد اتصال خمشی متداول تیر به ستون دابل، به لحاظ اجرایی نیز ساده می‌باشد.

در روش پیشنهاد شده جهت کاهش تنش و تغییر شکل در صفحه روپوش ستون، در نواحی بحرانی که طبیعتاً نواحی مقابل صفحات انتقال لنگر از تیر به ستون می‌باشند، با افزایش ضخامت و عرض، صفحه روپوش تقویت می‌گردد. بدین صورت که در این نواحی صفحه روپوش ستون قطع شده و به جای آن از یک صفحه با ضخامت و عرض بیشتر استفاده می‌شود (شکل ۱). افزایش عرض صفحه روپوش، امکان افزایش عرض صفحات روسری و زیرسری و افزایش طول جوش شیاری این صفحات را فراهم کرده و در نتیجه سبب کاهش مقادیر تنش‌های ماکزیمم در جوش و کاهش احتمال تردشکنی می‌گردد. افزایش ضخامت صفحه روپوش، سبب افزایش سختی صفحه و در نتیجه کاهش تغییر شکل‌های صفحه و افزایش گیرداری اتصال می‌گردد. اتصال صفحه تقویت شده به ستون و صفحه روپوش توسط جوش انجام می‌گیرد. جوش دور تا دور این صفحه به بال‌های ستون و بقیه صفحه روپوش نیز عاملی جهت افزایش سختی اتصال می‌باشد. بدین ترتیب از شدت تمرکز تنش در جوش‌های دو لبه صفحه روپوش ستون کاسته شده و در نتیجه نواحی تسلیم از محل اتصال دور شده و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل می‌گردد.

به طور خلاصه روش پیشنهاد شده با افزایش عرض و ضخامت صفحه روپوش و جوش دور تا دور این صفحه به

هندسه مدل اتصال

شمای کلی مدل‌های مورد استفاده برای تحلیل عددی و آزمایشگاهی در شکل (۲) آورده شده است. این مدل‌ها توسط آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹] جهت آزمایش سیکلی اتصال خمشی پیشنهاد شده است. در این مدل‌ها با فرض اینکه نقاط عطف لنگر خمشی در تیرها و نیز ستون در وسط دهانه تیر و ارتفاع ستون واقع می‌شوند، تنها نیمی از طول دهانه تیرها و نیز ارتفاع ستون در نظر گرفته شده است. ابعاد دهانه تیر و ارتفاع ستون، همچنین مقاطع تیر و ستون مورد استفاده در مدل اول (MP1) برای شرایط طبقات میانی یک ساختمان مسکونی فولادی متداول هفت طبقه در شهر تهران طراحی گردیده است. در این مدل نصف ارتفاع ستون برابر ۱۵۰ سانتی‌متر ($H=300\text{ cm}$) و نصف طول دهانه تیرها برابر ۲۴۰ سانتی‌متر ($L_b=240\text{ cm}$) در نظر گرفته شده است. انتهای تیرها پس از تکیه‌گاه غلتکی نیز برابر ۲۰ سانتی‌متر ادامه می‌یابند. جهت جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی تیرها، تکیه‌گاه جانبی مطابق ضوابط آیین‌نامه ایران [۷] و آیین‌نامه AISC [۱۰] در فاصله ۱۵۰ سانتی‌متر از انتهای تیر ($L_0=150\text{ cm}$) تأمین شده است. طراحی اجزای اتصال نیز با استفاده از ضوابط آیین‌نامه ایران [۷] و آیین‌نامه AISC [۱۰] انجام گرفته است. در فرایند طراحی، شرط تیر ضعیف-ستون قوی رعایت شده است. ابعاد و جزئیات اجزای مدل MP1 در جدول (۱) آورده شده است. کلیه ابعاد در جدول بر حسب میلی‌متر می‌باشد.

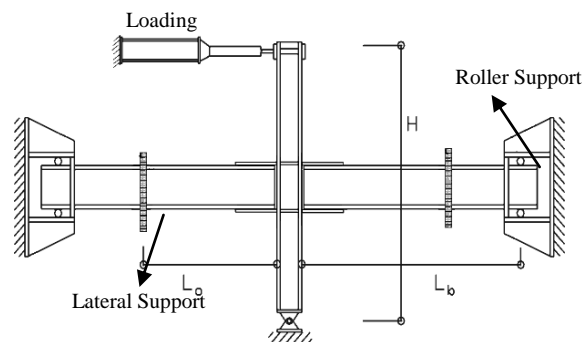
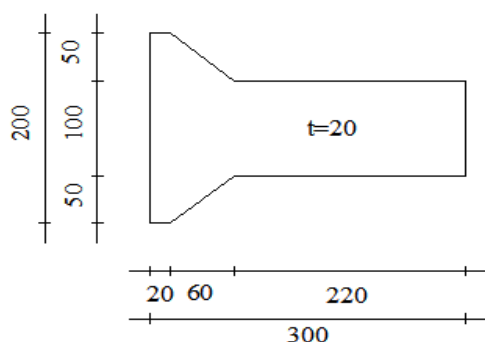
بررسی رفتار سیکلی مدل اتصال با استفاده از روش اجزا محدود

به منظور پیش‌بینی رفتار سیکلی اتصال پیشنهاد شده، در ابتدا تحلیل اجزا محدود غیر خطی مدل کامپیوتری اتصال با در نظر گرفتن مشخصات استاندارد فولاد ST-37 برای تمام اجزا، مدل توسط برنامه ANSYS انجام شده است. پس از تأیید مدل پیشنهاد شده و انجام آزمایش، بار دیگر تحلیل اجزا محدود مدل با توجه به مشخصات مصالح فولادی بکار رفته (مطابق جدول ۲) انجام گردید. در ادامه شرح مدل‌سازی کامپیوتری مدل جدید (مدل MP1) و مدل‌های MP2 و MP3 ارائه شده است.

جدول ۱: مشخصات مدل MP1

Beam section	IPE270
Column section	2IPE240
Center line of column I-sections	220
Column cover plate	PL220*10
Reinforced cover plate	PL280*60*20
*Beam bottom-flange plate	PL300*200*15
Shear tab	PL150*100*10
Doubler plate	PL270*210*15
Continuity plate	PL220*60*15

* صفحه زیرسری اتصال به شکل مستطیل و صفحه روسری مطابق شکل (۳) می‌باشد.



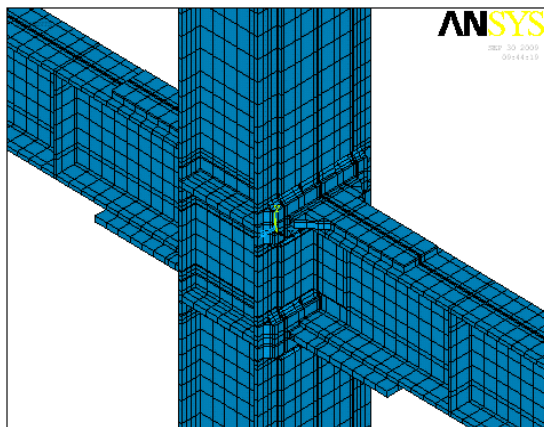
شکل ۲: مدل ریز سازه

شکل ۳: صفحه روسری مدل MP1

مدل‌سازی رفتار غیرخطی و تغییرشکل‌های بزرگ و کم‌انرژی می‌باشد. برای مدل‌سازی تغییر شکل خارج از صفحه مربوط به صفحه روپوش ستون نیاز به استفاده از المان‌های تماسی می‌باشد. برای المان SOLID45 مناسب‌ترین جفت المان تماسی CONTA173 به همراه TARGET170 است. المان TARGET بر روی سطح بال‌های ستون و المان CONTACT بر روی سطح داخلی صفحه روپوش ستون و نیز صفحه روپوش تقویت شده قرار داده می‌شود.

مدل‌سازی حجمی و مش‌بندی

در شکل (۴) بخشی از مدل حجمی مش‌بندی شده در ناحیه اتصال آورده شده‌است. با توجه به نحوه توزیع تنش، جهت کاهش زمان تحلیل، ابعاد مش‌ها در نواحی دور از ناحیه اتصال افزایش داده شده‌است.



شکل ۴: مدل حجمی مش‌بندی شده

شرایط تکیه‌گاهی

مطابق با شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده در شکل (۲) برای مدل میان‌قاب دو طرفه، گره‌های انتهایی تیرها در محل تکیه‌گاه غلتکی در جهات قائم و جانبی (عمود بر صفحه قاب) مقید شده‌اند. جهت جلوگیری از تمرکز تنش یک صفحه ارتجاعی در انتهای پایین ستون قرار داده شده‌است. گره‌های دور تا دور این صفحه در جهات افقی و جانبی (صفحه قاب و عمود بر صفحه قاب) و گره‌های میانی این صفحه در جهات افقی، جانبی و قائم جهت مدل‌سازی تکیه‌گاه مفصلی مقید شده‌اند. جهت مدل‌سازی تکیه‌گاه جانبی تیرها نیز، کلیه گره‌های تیر در فاصله‌ای

مبانی مدل‌سازی

مصالح

فولاد مصرفی در کلیه اجزای قاب و اتصال از نوع ST-37 می‌باشد. برای مدل‌سازی رفتار فولاد در نرم‌افزار از مدل تنش- کرنش دو خطی استفاده شده‌است. در این مدل لازم است چهار پارامتر: مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، تنش تسلیم و مدول تانژانت فولاد تعریف گردد. مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول تانژانت برای کلیه اجزای مدل به ترتیب برابر $2.10E+06 \text{ Kg/cm}^2$ ، 0.3 و 6500 Kg/cm^2 در نظر گرفته شده‌است. مقادیر تنش تسلیم برای مدل MP1 نیز با توجه به نتایج تست کشش انجام شده بر روی اجزای مختلف مدل آزمایشگاهی و مطابق با جدول (۲) در نظر گرفته شده‌است. از آنجاییکه در فولاد با توجه به اثر پوشینگر، سطح تسلیم بدون تغییر حجم در اثر افزایش کرنش جابجا می‌شود، قانون سخت‌شوندگی جنبشی برای مصالح در نظر گرفته شده‌است. معیار تسلیم در نظر گرفته شده نیز معیار تسلیم فون میسز می‌باشد. جهت کاهش زمان تحلیل، از مصالح الاستیک در نواحی دور از ناحیه اتصال استفاده می‌شود. با توجه به رفتار ترد مصالح جوش، برای بررسی آن از مدل الاستیک خطی استفاده شده‌است.

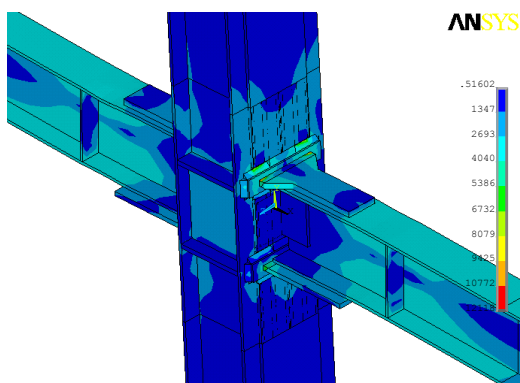
جدول ۲: مقادیر تنش تسلیم برای اجزای مختلف مدل

Part	Yield Stress (Kg/cm^2)
Beam/Column flange	3107
Beam/Column web- web stiffener	3451
Beam top flange plate-reinforced column cover plate	3540
Beam bottom flange plate-doubler plate-continuity plate	3120
Shear tab-column cover plate	3535

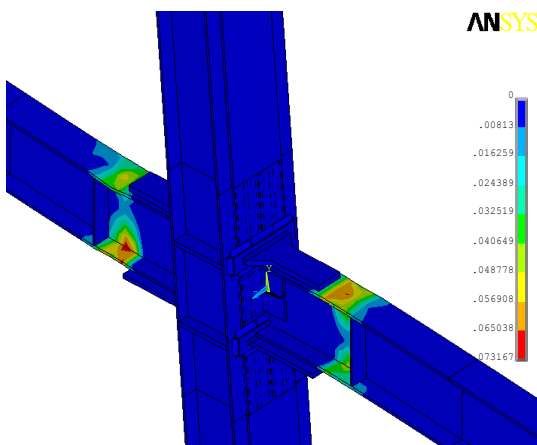
المان‌های مورد استفاده در مدل‌سازی

از المان SOLID45 جهت مدل‌سازی سه بعدی و حجمی استفاده شده‌است. این المان دارای هشت گره می‌باشد که در هر گره سه درجه آزادی تغییر مکانی در جهت‌های X، Y و Z دارد. از طرفی دارای قابلیت

این منحنی، لنگر در وجه ستون در نظر گرفته شده است. خط چین نشان داده شده در شکل متناظر 0.8 Mp لنگر پلاستیک تیر (Mp) می‌باشد. همانطور که دیده می‌شود اتصال توانسته است تغییر مکان زاویه‌ای میان طبقه 0.4 رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کند و ظرفیت خمشی اندازه‌گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویه‌ای بزرگتر از 0.8 Mp می‌باشد. بنابراین طبق معیارهای آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹] اتصال مورد نظر از نظر مقاومت و شکل‌پذیری، قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را دارا می‌باشد.



a) Von Mises stress contour



b) Von Mises plastic strain contour

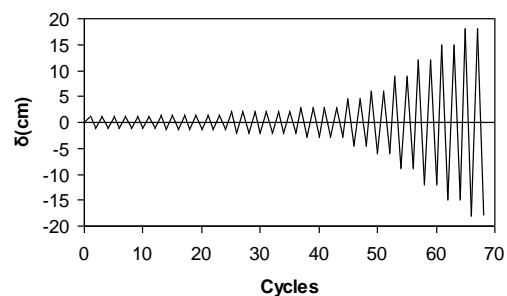
شکل ۶: کانتورهای توزیع تنش و کرنش برای مدل MP1

بین 140 تا 160 سانتی‌متر از انتهای تیر در جهت جانبی (عمود بر صفحه قاب) مقید شده‌اند.

بارگذاری و تحلیل

جهت بارگذاری مدل‌ها در نوک بالای ستون، یک صفحه ارتجاعی در نظر گرفته شده و بارگذاری در مرکز این صفحه اعمال شده است. الگوی بارگذاری اعمال شده، الگوی ارائه شده توسط SAC97 [۱۱] است که مورد تأیید آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹] و FEMA350 [۴] می‌باشد (شکل ۵).

تحلیل مدل‌ها تحت بار سیکلی از نوع تحلیل استاتیکی غیرخطی است. تحلیل غیرخطی شامل تحلیل غیرخطی مادی، تحلیل غیرخطی هندسی و تحلیل غیرخطی تماسی می‌باشد.



شکل ۵: الگوی بارگذاری

نتایج تحلیل عددی مدل MP1 دیاگرام توزیع تنش و کرنش

برای مدل MP1 کانتورهای توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل برای سیکل آخر بارگذاری (0.6 رادیان) در شکل (۶) ارائه گردیده است. مقادیر تنش ارائه شده بر حسب Kg/cm^2 می‌باشند. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده و تغییر شکل غیر ارتجاعی در تیر اتفاق افتاده است.

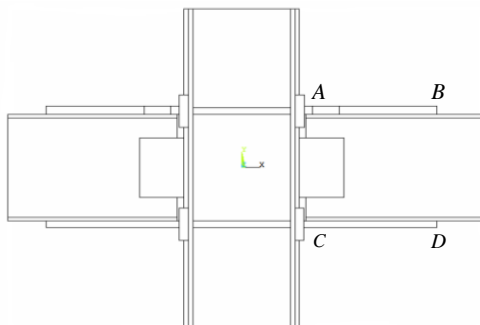
منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای

منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای مدل مورد مطالعه در شکل (۷) نشان داده شده است. در رسم

در توضیح این رابطه باید اشاره نمود که در اثر تغییر شکل کلی سازه هر یک از نقاط A، B، C و D دارای مقداری تغییر شکل می‌باشند اما نقاط A و C علاوه بر این تغییر شکل کلی در نتیجه کش آمدن صفحه روپوش ستون در ناحیه اتصال (صفحات تقویت شده) دارای تغییر شکل اضافی دیگری نیز می‌باشند. پس می‌توان با کسر تغییر شکل کلی سازه از تغییر شکل این نقاط، تغییر شکل ایجاد شده در نتیجه کش آمدگی صفحات تقویت شده را اندازه‌گیری نمود.

خلاصه محاسبات سختی مدل مورد مطالعه در جدول (۳) آورده شده‌است. در این جدول M_s لنگر در بارهای بهره‌برداری بوده که به صورت حاصل ضرب مدول مقطع الاستیک تیر در تنش تسلیم فولاد تعریف می‌گردد. Φ_s چرخش متناظر با این لنگر و k_s شیب خط واصل مبدأ مختصات و نقطه مورد محاسبه برای M_s و Φ_s می‌باشد. بر اساس معیار سختی ارائه شده در آیین‌نامه AISC [۱۰] چنانچه باشد اتصال کاملاً گیردار، چنانچه

باشد اتصال ساده و چنانچه نسبت فوق بین دو حد یاد شده قرار گیرد، اتصال نیمه‌گیردار شناخته می‌شود.

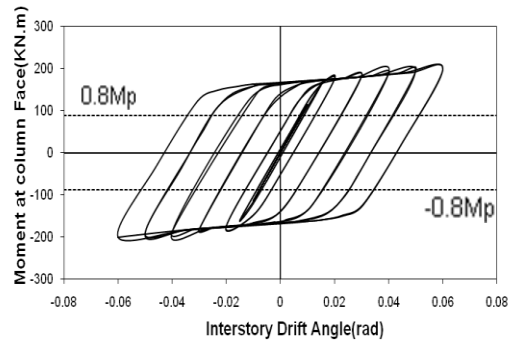


شکل ۸: محل نقاط مرجع در محاسبه چرخش اعضای اتصال

جدول ۳: محاسبات سختی مدل MP1

M_s (KN.m)	Φ_s (rad)	k_s (KN.m)	I (m ⁴)	L (m)	$K_s L / EI$
102.96	1.41E-03	7.28E+04	5.79E-05	4.8	28.73

همانطور که در جدول (۳) مشاهده می‌گردد، نسبت $K_s L / EI$ برای اتصال مورد مطالعه بزرگتر از ۲۰ به دست آمده‌است، در نتیجه می‌توان مطابق معیار آیین‌نامه AISC [۱۰] این اتصال را در گروه کاملاً گیردار طبقه‌بندی کرد.



شکل ۷: منحنی هیستریتیک لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدل MP1

تعیین میزان گیرداری

تعیین میزان گیرداری یک اتصال مطابق ضوابط آیین‌نامه AISC [۱۰] با توجه به سختی چرخشی اتصال صورت می‌پذیرد. طبق تعریف ارائه شده توسط این آیین‌نامه چرخش اتصال (Φ_s) شامل چرخش چشمه اتصال و نیز چرخش اعضای اتصال می‌باشد. چرخش چشمه اتصال با دانستن ابعاد اولیه چشمه اتصال قطرهای آن و محاسبه ابعاد جدید قطرهای چشمه اتصال و در نتیجه تعیین تغییر طول آنها (با خواندن مختصات جدید نقاط چهار گوشه چشمه اتصال در دستگاه تغییر شکل یافته)، مطابق رابطه (۱) قابل محاسبه می‌باشد [۱۲].

$$\gamma_{pz} = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\delta_1 - \delta_2) \quad (1)$$

در این رابطه a و b ابعاد چشمه اتصال و δ_1 و δ_2 مقادیر تغییر طول قطرهای چشمه اتصال می‌باشند. در مدل مورد مطالعه چرخش اعضای اتصال در نتیجه تغییر شکل‌های صفحه روپوش ستون اتفاق می‌افتد. برای محاسبه چرخش اعضای اتصال از رابطه (۲) استفاده شده‌است. در این رابطه δ_A و δ_C ، به ترتیب تغییر مکان‌های افقی نقاط میانی انتهای صفحه روسری و صفحه زیرسری در محل تماس با صفحات روپوش ستون و δ_B و δ_D ، به ترتیب تغییر مکان‌های افقی نقاط میانی صفحه روسری و صفحه زیرسری در انتهای قرار گرفته روی تیر می‌باشند (شکل ۸). ارتفاع تیر و h_b ارتفاع تیر و t_1 و t_2 به ترتیب ضخامت صفحه روسری و صفحه زیرسری می‌باشند.

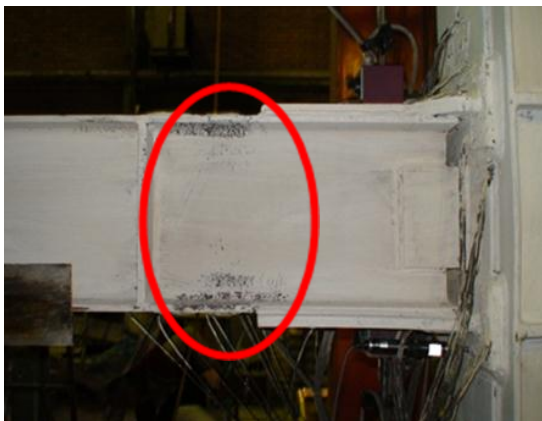
$$\phi_c = \frac{((\delta_A - \delta_B) - (\delta_C - \delta_D))}{(h_b + t_1 + t_2)} \quad (2)$$



شکل ۱۰: مدل آزمایشگاهی اتصال

نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی

نواحی غیر ارتجاعی در مدل آزمایشگاهی با شناسایی مناطقی که در آنها آب آهک دچار ریزش شده است قابل شناسایی است. هندسه تغییر شکل یافته اتصال برای سیکل ۰/۰۶ رادیان در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همانطور که در این شکل دیده می‌شود برای مدل آزمایشگاهی نواحی غیر ارتجاعی در انتهای صفحات روسری و زیرسری در تیر اتفاق افتاده است. بنابراین در مدل آزمایشگاهی نیز همانند مدل اجزا محدود، مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال دور شده و در تیر تشکیل گردیده است.



شکل ۱۱: نواحی تسلیم در تیر

بررسی آزمایشگاهی مدل اتصال پیشنهاد شده

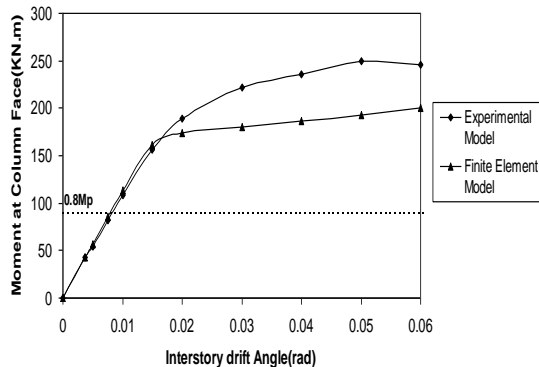
با توجه به نتایج خوب به دست آمده از تحلیل مدل مقدماتی اجزا محدود، تصمیم گرفته شد تا با انجام آزمایش صحت نتایج تحلیلی بررسی گردد. بدین منظور مدلی که قبلاً مورد تحلیل عددی مقدماتی قرار گرفته بود برای انجام آزمایش با مقیاس یک به یک ساخته شد و تحت بارگذاری سیکلی در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن مورد آزمایش قرار گرفت. در این مدل کلیه جوش‌های مربوط به صفحات روپوش تقویت شده شامل جوش‌های دور تا دور این صفحه به بال‌های ستون و جوش به بقیه صفحه روپوش ستون و نیز جوش‌های صفحات روسری و زیرسری به صفحه روپوش تقویت شده توسط الکتروود E7018 و مابقی جوش‌های مدل توسط الکتروود E6013 انجام گرفته است.

ستون آماده‌سازی شده جهت نشستن تیرها و برقراری اتصال با جزئیات پیشنهاد شده به همراه مدل اتصال برپا شده در آزمایشگاه به ترتیب در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۹: صفحه روپوش تقویت شده

میان طبقه ۰/۰۴ رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کند و ظرفیت خمشی اندازه‌گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویه‌ای بزرگتر از ۰.۸Mp می‌باشد. بنابراین با توجه به نتایج مدل آزمایشگاهی نیز، طبق معیارهای آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹] اتصال مورد نظر از نظر مقاومت و شکل‌پذیری قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را دارا می‌باشد.



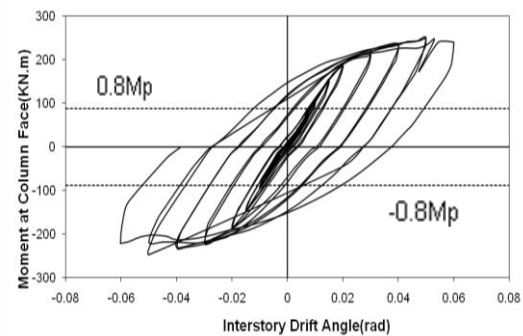
شکل ۱۳: منحنی بارافزون لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدل آزمایشگاهی و مدل اجزا محدود

تعیین میزان گیرداری

منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل آزمایشگاهی در شکل (۱۴) رسم شده‌است. در این شکل همچنین خط مربوط به شیب $20EI/L$ به همراه خط مربوط به M_s برای تیر مورد نظر (IPE270) رسم شده‌است. همان‌طور که از شکل پیداست خط گذرنده از نقطه متناظر با برخورد خط M_s با منحنی چرخش اتصال بالای خط مربوط به شیب $20EI/L$ قرار گرفته که در نتیجه شیب آن بزرگتر از مقدار $20EI/L$ می‌باشد. به طور محاسباتی، Φ_s برابر ۰/۰۱۳ رادیان و در نتیجه سختی سکانت (K_s) که به صورت $\frac{M_s}{\phi_s}$ تعریف می‌گردد، برابر 79200 KN.m به دست می‌آید. با تقسیم این عدد بر عدد حاصل از EI/L عدد $31/3$ حاصل می‌گردد. برای مدل تحلیلی نسبت $K_s L/EI$ برابر $28/73$ نتیجه گردیده بود. در نتیجه با توجه به نتایج مدل آزمایشگاهی نیز همانند مدل تحلیلی، اتصال پیشنهاد شده مطابق معیار سختی آیین‌نامه AISC [۱۰]، در گروه کاملاً گیردار قرار می‌گیرد.

منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای

منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای برای مدل آزمایشگاهی در شکل (۱۲) نشان داده شده‌است. برای این مدل منحنی‌ها تا سیکل بارگذاری ۰/۰۶ رادیان به صورت حلقه‌های هیسترتیک حجیم و رشد یابنده می‌باشد. در سیکل بارگذاری ۰/۰۶ رادیان به علت گسترش پدیده کمانش و نیز افزایش ترک‌خوردگی و



گسیختگی در جوش‌ها افت در ظرفیت باربری اتصال به وجود می‌آید.

شکل ۱۲: منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدل آزمایشگاهی

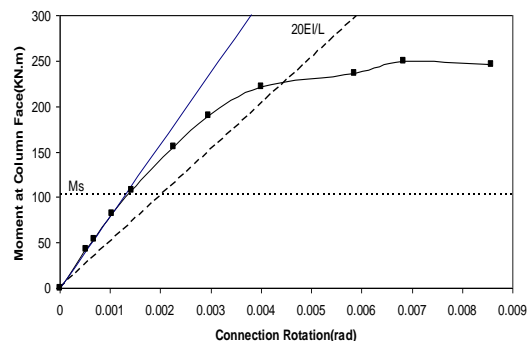
منحنی بار افزون لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای

برای مقایسه رفتار مدل آزمایشگاهی با مدل تحلیلی، منحنی بار افزون لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای نتیجه شده از مدل آزمایشگاهی به همراه منحنی بار افزون لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای مدل تحلیلی MPI در شکل (۱۳) رسم شده‌است.

در ناحیه خطی رفتار مدل تحلیلی با مدل آزمایشگاهی تقریباً یکسان است اما با ورود به ناحیه غیرخطی منحنی‌ها از یکدیگر فاصله گرفته و مدل تحلیلی MPI نتایج تا حدی متفاوت و محافظه کارانه‌تری را نسبت به آزمایش نتیجه می‌دهد. علت را می‌توان در تفاوت شرایط مدل آزمایشگاهی نسبت به مدل تحلیلی، خطاهای تجهیزات مورد استفاده جهت بارگذاری و ثبت نتایج، شرایط تکیه‌گاهی و نیز تفاوت در شرایط واقعی مصالح اجزای تیر و ستون و خصوصاً تفاوت رفتاری المان‌های جوش در مدل واقعی و مدل تحلیلی دانست.

با وجود تفاوت‌های یاد شده، مدل آزمایشگاهی نیز همانند مدل تحلیلی MPI توانسته تغییر مکان زاویه‌ای

همانند مدل MP1 فولاد مورد استفاده در اجزای قاب و اتصال از نوع ST-37 با مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول تانژانت به ترتیب برابر Kg/cm^2 $2.10E+06$ ، 0.3 و 6500 در نظر گرفته شده است. سایر شرایط مدل‌های مورد مطالعه نظیر مدل اجزاء محدود، شرایط تکیه‌گاهی، بارگذاری و نوع تحلیل به کار رفته نیز همانند مدل MP1 می‌باشد.



شکل ۱۴: منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل آزمایشگاهی

بررسی اثر ارتفاع تیر بر رفتار اتصال پیشنهاد شده

از آنجا که نتایج حاصل از آزمایش همسانی خوبی با نتایج تحلیل اجزا محدود نشان دادند، برای مطالعات بیشتر پیرامون عملکرد اتصال پیشنهاد شده، می‌توان از تحلیل اجزا محدود مدل‌های کامپیوتری به جای انجام آزمایش استفاده نمود.

ارتفاع تیر یکی از عوامل مؤثر بر ظرفیت چرخشی و شکل‌پذیری اتصال می‌باشد. آزمایشات انجام شده بر روی انواع اتصالات نشان دهنده کاهش ظرفیت چرخش پلاستیک اتصال در برابر افزایش ارتفاع تیر می‌باشند [۱]. به منظور بررسی جامع رفتار و میزان کارایی اتصال پیشنهاد شده، این اتصال برای دو تیر دیگر یکی با ارتفاع ۲۰۰ میلیمتر (IPE200) و دیگری با ارتفاع ۴۰۰ میلیمتر (IPE400) مورد مطالعه قرار گرفت.

مشخصات مدل‌ها

هندسه کلی مدل‌های اخیر مورد مطالعه همانند مدل قبلی (شکل ۲) می‌باشد. برای مدل با تیر IPE200 با نام MP2، مقادیر H ، L_b و L_0 به ترتیب برابر ۳۰۰، ۲۴۰ و ۱۰۵ سانتی‌متر است. برای مدل با تیر IPE400 با نام MP3، مقادیر H ، L_b و L_0 به ترتیب برابر ۳۴۰، ۳۴۰ و ۲۰۰ سانتی‌متر است. طراحی اجزای اتصال برای دو مدل یاد شده مطابق با ضوابط آیین‌نامه ایران [۷] و آیین‌نامه AISC [۱۰] انجام گرفته است. جزییات طراحی برای مدل‌های MP2 و MP3 به ترتیب در جداول (۴) و (۵) آورده شده است.

جدول ۴: مشخصات مدل MP2*

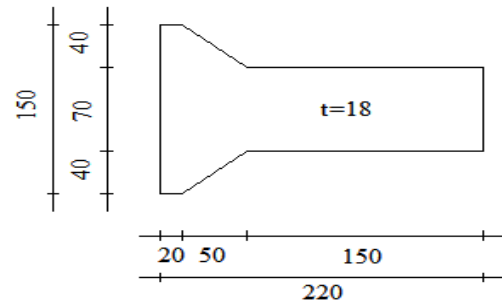
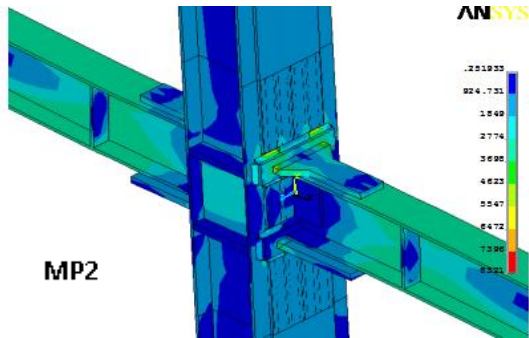
Beam section	IPE200
Column section	2IPE180
Center line of column I-sections	180
Column cover plate	PL180*8
Reinforced cover plate	PL220*60*18
**Beam bottom-flange plate	PL220*150*18
Shear tab	PL120*80*8
Doubler plate	PL200*150*10
Continuity plate	PL160*45*18

جدول ۵: مشخصات مدل MP3*

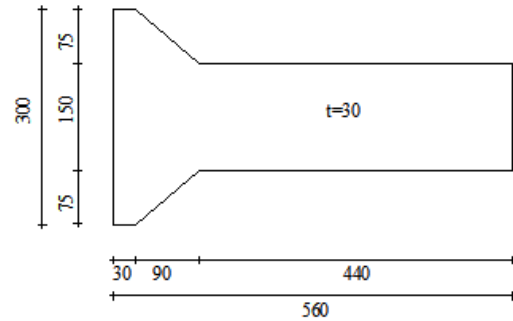
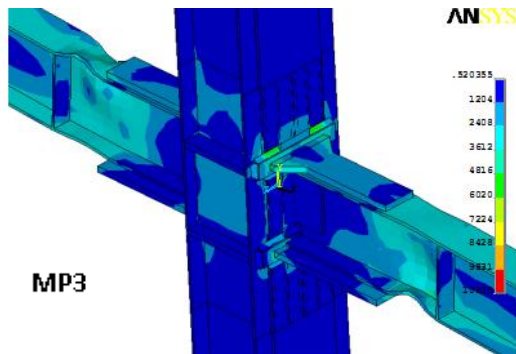
Beam section	IPE400
Column section	2IPE360
Center line of column I-sections	330
Column cover plate	PL330*15
Reinforced cover plate	PL420*80*25
**Beam bottom-flange plate	PL560*300*30
Shear tab	PL250*150*15
Doubler plate	PL400*330*25
Continuity plate	PL340*85*30

*ابعاد بر حسب mm

**برای مدل‌های مورد مطالعه، صفحه زیرسری اتصال به شکل مستطیل است. صفحه روسری اتصال برای مدل MP2 مطابق شکل (۱۵- a) و برای مدل MP3 مطابق شکل (۱۵- b) می‌باشد.

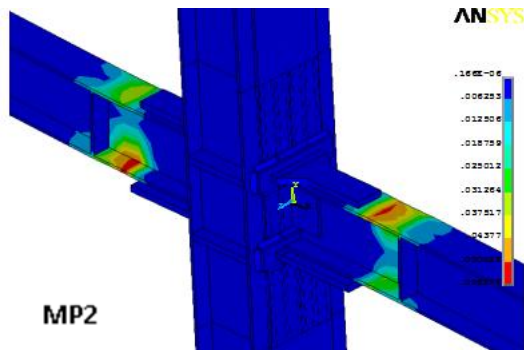


a) MP2



b) MP3

a) Von Mises stress contour

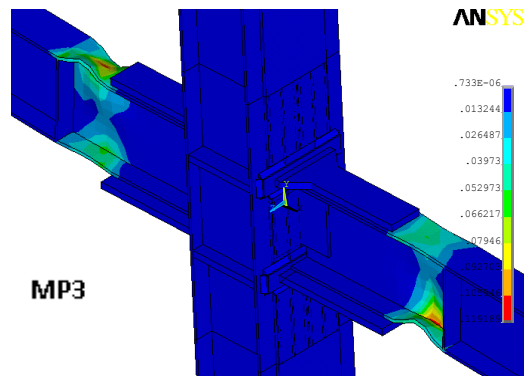


شکل ۱۵: صفحات روسری برای مدل‌های MP2 و MP3

نتایج تحلیل عددی مدل‌های MP2 و MP3

دیاگرام توزیع تنش و کرنش

برای مدل‌های MP2 و MP3 کانتورهای توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل برای سیکل آخر بارگذاری (۰/۰۶ رادیان) در شکل (۱۶) ارائه گردیده‌است. مقادیر تنش ارائه شده بر حسب Kg/cm^2 می‌باشند.



b) Von Mises plastic strain contour

شکل ۱۶: کانتورهای توزیع تنش و کرنش برای مدل‌های MP2 و MP3

تعیین میزان گیرداری

خلاصه محاسبات سختی مدل‌های مورد مطالعه در جدول (۶) آورده شده‌است. نسبت $K_s L/EI$ برای مدل MP2 برابر ۴۱ و برای مدل MP3 برابر ۳۲/۳۵ به دست آمده‌است. بنابراین می‌توان مطابق معیار آیین‌نامه AISC [۱۰] که پیشتر به تفصیل تشریح گردید، اتصال پیشنهاد شده را در گروه کاملاً گیردار طبقه‌بندی کرد.

جدول ۶: محاسبات سختی مدل‌های MP2 و MP3

Model Name	Ms (KN.m)	Φ_s (rad)	k_s (KN.m)	I (m ⁴)	L (m)	$K_s L/EI$
MP2	46.56	1.34E-03	3.48E+04	1.94E-05	4.8	41
MP3	278.4	1.20E-03	2.31E+05	2.31E-04	6.8	32.35

مقایسه عملکرد اتصال پیشنهاد شده با اتصال متداول در ایران

به منظور مقایسه عملکرد اتصال پیشنهاد شده با اتصال متداول تیر به ستون دوپل در ایران، آزمایش دیگری بر روی یک مدل کاملاً مشابه با مدل آزمایشگاهی ولی با اتصال خمشی متداول، در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام گردید [۱۳].

کلیه شرایط مدل اتصال متداول شامل ابعاد تیر و ستون و اجزای اتصال، فولاد مصرفی، شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری اعمال شده همانند شرایط مدل آزمایشگاهی اتصال پیشنهاد شده بوده، با این تفاوت که در این مدل به جای صفحات تقویت شده همان صفحه روپوش ستون متداول و به صورت یکپارچه در کل ارتفاع ستون اجرا شده‌است. کلیه جوش‌های این مدل نیز توسط الکتروود E6013 انجام گرفته‌است.

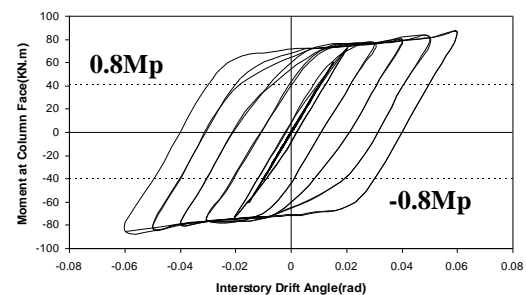
نتایج حاصل از آزمایش بر روی مدل اتصال خمشی متداول

در شکل (۱۸) تغییر شکل بیش از حد صفحه روپوش ستون و کنده شدن جوش لبه‌های این صفحه از بال‌های ستون برای مدل آزمایشگاهی اتصال خمشی متداول در سیکل ۰/۰۶ رادیان نشان داده شده‌است.

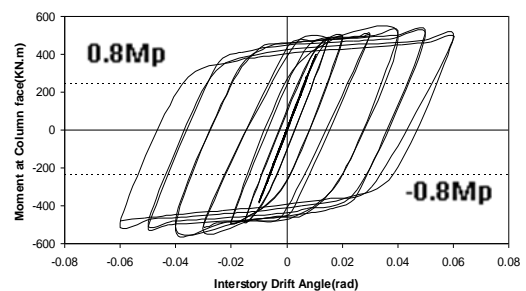
همانطور که مشاهده می‌شود برای مدل‌های MP2 و MP3 نیز همانند مدل MP1، محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده و تغییر شکل غیر ارتجاعی در تیر اتفاق افتاده‌است.

منحنی هیستریتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای

منحنی هیستریتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای برای مدل‌های MP2 و MP3 به ترتیب در شکل‌های (۱۷- a) و (۱۷- b) نشان داده شده‌است.



a) MP2



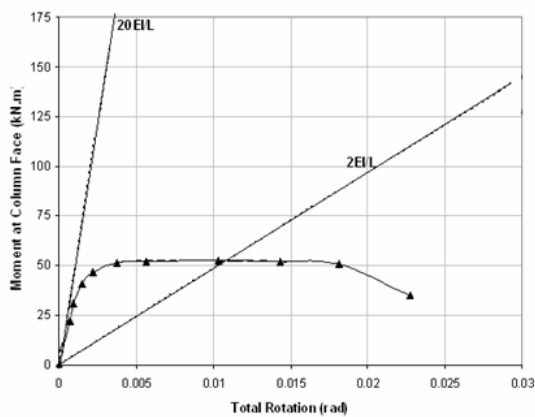
b) MP3

شکل ۱۷: منحنی هیستریتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای برای مدل‌های MP2 و MP3

همانطور که مشاهده می‌گردد برای این دو مدل نیز اتصال تغییر مکان زاویه‌ای میان طبقه ۰/۰۴ رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کرده و ظرفیت خمشی اندازه‌گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویه‌ای بزرگتر از 0.8Mp می‌باشد. بنابراین طبق معیارهای آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹] اتصال مورد نظر از نظر مقاومت و شکل‌پذیری، قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را دارا می‌باشد.

تعیین میزان گیرداری

منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل آزمایشگاهی اتصال خمشی متداول به همراه خطوط مربوط به شیب‌های $20EI/L$ و $2EI/L$ در شکل (۲۰) رسم شده‌است. با توجه به شکل می‌توان این گونه نتیجه‌گیری نمود که در لنگرهای بهره‌برداری بسیار کم اتصال رفتار کاملاً گیردار از خود نشان می‌دهد، با بزرگتر شدن مقادیر لنگر رفتار اتصال به صورت نیمه‌گیردار در می‌آید و در نهایت اتصال در لنگر ثابت دچار تغییرشکل زیاد شده و به صورت مفصلی عمل می‌کند.



شکل ۲۰: منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل آزمایشگاهی اتصال متداول [۱۳]

مقایسه نتایج مدل اتصال خمشی متداول با

مدل اتصال خمشی پیشنهاد شده

برای اتصال خمشی متداول کل خرابی در صفحه روپوش ستون متمرکز است، در حالی که برای مدل اتصال پیشنهاد شده آثار غیر ارتجاعی شدن در بال و جان تیرها مشهود بود و عمده ظرفیت شکل‌پذیری اتصال توسط تسلیم تیر تأمین گردید.

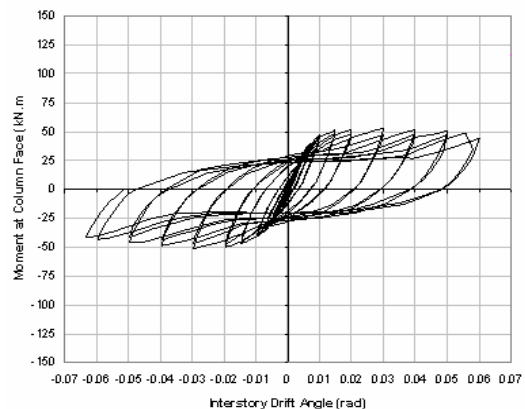
در رابطه با معیار مقاومت و شکل‌پذیری مطرح شده در آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹]، اتصال خمشی متداول علی‌رغم تحمل تغییر مکان زاویه‌ای میان‌طبقه 0.4% رادیان نتوانست لنگر متناظر با 0.8MP تیر را گسترش دهد. بنابراین این اتصال از نظر معیار مقاومت قابلیت کاربرد در قاب‌های خمشی ویژه را دارا نمی‌باشد، این در حالی است که مدل اتصال پیشنهاد شده معیارهای مقاومت و شکل‌پذیری مطرح شده برای قاب‌های خمشی ویژه در آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۹] را ارضاء می‌نماید.



شکل ۱۸: تغییر شکل بیش از حد صفحه روپوش ستون در مدل آزمایشگاهی اتصال متداول [۱۳]

منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای

منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای به دست آمده از آزمایش مدل اتصال خمشی متداول در شکل (۱۹) نشان داده شده‌است. از منحنی‌های به دست آمده به خوبی پیداست که مدل اتصال خمشی متداول رفتار هیسترتیک مناسبی ندارد، به طوریکه حدوداً از تغییر مکان زاویه‌ای 0.2% رادیان افزایش مقاومت محسوسی در ظرفیت باربری اتصال دیده نمی‌شود و ظرفیت باربری اتصال تقریباً در حدود ۵۰ کیلو نیوتن- متر ثابت می‌ماند که بسیار کمتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر ($110/53$ کیلو نیوتن- متر) می‌باشد. با توجه به رفتار بسیار ضعیف به دست آمده به علت جاری شدن و تغییرشکل شدید صفحه روپوش ستون، عملاً در محل اتصال تیر به ستون، اتصال به صورت مفصلی عمل می‌کند.



شکل ۱۹: منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای برای مدل آزمایشگاهی اتصال متداول [۱۳]

۳- مطابق منحنی‌های هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه‌ای، اتصال تغییر مکان زاویه‌ای میان طبقه ۰/۰۴ رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کرده و ظرفیت خمشی اندازه‌گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویه‌ای برای آن بزرگتر از 0.8Mp به دست می‌آید. بنابراین طبق معیارهای آیین‌نامه لرزه‌ای AISC اتصال پیشنهاد شده قابلیت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را دارا می‌باشد.

۴- طبق محاسبات انجام شده بر مبنای معیار سختی ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC، اتصال پیشنهاد شده مقدار عددی بزرگتر از ۲۰ را برای نسبت $K_p L / EI$ نتیجه می‌دهد. در نتیجه می‌توان این اتصال را در گروه کاملاً گیردار طبقه‌بندی کرد.

تشکر و قدردانی

هزینه و امکانات لازم جهت انجام آزمایشات مورد استفاده در این مقاله از جانب مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تأمین شده‌است که بدین وسیله از مدیریت و معاونین محترم پژوهشی و مالی و کارکنان این مرکز تشکر و قدردانی می‌گردد.

در رابطه با میزان گیرداری نیز اتصال پیشنهاد شده رفتار کاملاً گیردار از خود نشان داد، در حالی که تغییر شکل‌های بیش از حد صفحه روپوش ستون در اتصال خمشی متداول سبب بروز رفتار نیمه‌گیردار این اتصال گردید.

نتیجه‌گیری

در این مقاله، اصلاح اتصال خمشی تیر به ستون دابل از طریق تقویت صفحه روپوش ستون با استفاده از مدل‌های تحلیلی و آزمایشگاهی بررسی گردید و رفتار اتصال اصلاح شده با اتصال متداول مقایسه شد. خلاصه نتایج به دست آمده به شرح زیر است:

۱- در اتصال متداول خمشی تیر به ستون دابل به علت تغییر شکل‌های بیش از حد صفحه روپوش ستون، اتصال قادر نخواهد بود مقاومت مورد نیاز برای یک اتصال خمشی ویژه را مطابق الزامات آیین‌نامه‌ای تأمین کند. این امر همچنین سبب عملکرد نیمه‌گیردار اتصال می‌گردد.

۲- در اتصال پیشنهاد شده محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل می‌گردد و تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در تیر اتفاق می‌افتد. در نتیجه سهم عمده ظرفیت شکل‌پذیری اتصال با وقوع مکانیزم تسلیم خمشی در تیر تأمین می‌گردد.

مراجع

1. Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA-355D: State of the Art Report on Connection Reinforcement*. Sac Joint Venture, Sacramento, California.
2. Engelhardt, M.D., Sabol T.A., Aboutaha R.S. and Frank K.H. (1995). "Testing Connections: An Overview of AISC Northridge Moment Connection Test Program." AISC, *Modern Steel Construction*, Vol. 35, No. 5, PP. 36-44.
3. Kurobane, Y., Ogawa, K. and Ueda, C. (1996). "Kobe Earthquake Damage to High-Rise Ashiyahama Apartment Buildings: Brittle Tensile Failure of Box Section Columns." *Proc., 7th Tubular Structures Conf.*, Balkema, Rotterdam, PP. 277-284.
4. Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings*. Sac Joint Venture, Sacramento, California.
5. Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA-351: Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment Frame Buildings*. Sac Joint Venture, Sacramento, California.
6. Mazrooe, A., Simonian, W. and Nikkhah eshghi, M. (2009). *Experimental Evaluation of Rigid Welded Connections Used in IRAN*. BHRC Publication No.R-305, Tehran. (In Persian)
7. Iranian National Building Code. (2005). *Part 10: Steel Structures*. Ministry of Housing and Urban

- Development, Tehran. (In Persian)
8. Deylami, A. and Shiravand, M.R. (2005). "Moment Connection of Steel Built-up Column Using Side Plates." *Proc. Fourth International Conf. on Advances in Steel Structures*, Shanghai, PP. 911-916.
 9. AISC, American Institute of Steel Construction. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.
 10. AISC, American Institute of Steel Construction. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.
 11. Clark, P. (1997). *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Test and other Experimental Specimen*. SAC Joint Venture, Sacramento, California.
 12. Mazzolani, F.M. (2000), *Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas*, E & FN SPON, London.
 13. Deylami, A. (2010). *Report of I-Beam to Double-I Built-up Column Moment Connection Experiments*. BHRC Publication (under revision), Tehran. (In Persian)