اتصال گیردار تیر به ستون دوبل فولادی با استفاده از صفحات کناری

اردشیر دیلمی[1]، محمودرضا شیراوند[2]

چکیده

استفاده از تیرهای I شکل و ستونهای دوبل در سازه‌های فولادی در ایران بسیار متداول است. نقطه ضعف اساسی این سازه ها اتصالات آنها می باشد. برای اصلاح و بهینه‌سازی اتصالات گیردار تیرهای I شکل به ستونهای دوبل استفاده از روش اتصال با صفحه کناری (Side Plate) توصیه می شود. با استفاده از این هندسه جدید، اتصال مستقیم انتهای تیر به ستون حذف می شود و دیگر نگرانی از بابت تردشکنی جوش نفوذی اتصال بال تیر به ستون و ضعف چشمه اتصال که در اتصالات گیردار رایج بوجود می آید، وجود ندارد. علاوه بر این، با حذف اتصال مستقیم بال تیر به ورق اتصال (پوشش) ستون دوبل، مشکل تغییر شکل، پیچیدگی و یا کمانش ورق پوششی ستون تحت اثر نیروهای وارده خود به خود مرتفع میشود. در این مقاله، به منظور بررسی رفتار غیرخطی سیستم اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری، پنج مدل سه بعدی به روش اجزا محدود تحت اثر بارگذاری سیکلی مورد تحلیل قرار گرفته است. نتایج بدست آمده از تحلیل های انجام شده نشان می دهند که اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری دارای مقاومت و شکل‌پذیری مناسبی می باشد و میتوان ازآن در قابهای خمشی ویژه برای مناطق با لرزه خیزی زیاد استفاده نمود.

کلمات کلیدی:

سازه فولادی، اتصال گیردار، صفحه کناری ، ستون ترکیبی، ستون دوبل I ، سازه مقاوم در مقابل زلزله، رفتار سیکلی.

Moment Connection of Steel Double-I Built-Up Column Using Side Plates

ABSTRACT

This paper proposes a new geometry for the moment connection between I-beams and double-I built-up columns. The beam flanges are usually connected directly to the column cover plate by T-joint full penetration groove weld. The column cover plate will be quite flexible. The groove weld will also become a weak point and lead the connection to premature failure. We have studied the possibility of using full-depth side plates to modify the connection geometry. This new geometry eliminates brittle behavior and all other uncertainties that are intrinsic with the use of complete penetration groove weld. Using the side plates also eliminates all uncertainties about the deformation and buckling of double-I column cover plate. A series of five non-linear, three dimensional finite element models were developed to study the behavior of moment connection of I-beams to double-I built-up column under cyclic loadings. The results obtained from our numerical analysis indicate that this new connection geometry has sufficient strength and ductility to be classified as a SMF connection.

۱- استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر deylamia@aut.ac.ir

۲- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر

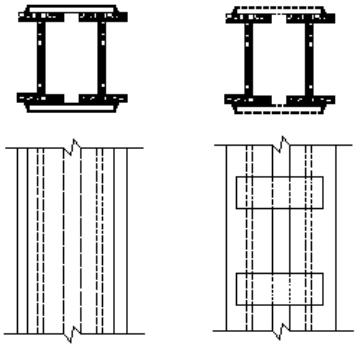
۱- مقدمه

مقاطع نورد شده بال پهن و قوطی شکل (نورد شده یا ساخته شده) معمولاًبعنوان ستون در سازه های فولادی کاربرد گسترده ای دارند. با توجه به هندسه مناسب ستونهای با مقطع قوطی که باعث افزایش میزان باربری فشاری، خمشی و پیچشی ستون در تمامی جهات می شود، استفاده از این نوع ستونها در قابهای فولادی مقاوم خمشی، در سالهای اخیر مقبولیت بسیاری پیدا کرده است. بطوریکه در طراحی و ساخت ساختمانهای بلند مرتبه که از سیستم قابهای خمشی مقاوم در برابر زلزله استفاده می کنند از ترکیب ستونهای قوطی و تیرهای I شکل بطور گسترده ای استفاده می شود.

مقاطع قوطی شکل در کارخانه با روشهای نورد سرد یا گرم تولید می شوند و یا از جوش دو یا چند مقطع نورد شده و یا ورق ساخته می شوند. "ستونهای ترکیبی با مقطع قوطی"[1] در ساختمانهای فولادی به شکلهای مختلفی بکار می روند. عدم وجود نیمرخ مناسب، چه به علت بزرگ بودن نیروهای طراحی و چه به علت عدم تولید نیمرخهای متنوع توسط کارخانه های فولادسازی، طراحان را مجبور به استفاده از نیمرخهای قوطی ساخته شده (ترکیبی) می نماید. ستونهای ترکیبی ممکن است بصورت جان پر و یا بصورت مشبک باشند.

یکی از انواع اینگونه ستون ها که خصوصاً در ایران بطور گسترده ای مورد استفاده قرار می گیرد، "ستونهای دوبل"[2] می باشد. ستونهای دوبل معمولاً از ترکیب دو نیمرخ I شکل (و یا ناودانی) که توسط ورق (ستون جان پر) و یا بست (ستون مشبک) به یکدیگر متصل شده اند، ساخته می شوند (شکل ۱). بر اساس ضوابط آیین نامه در ستونهای مشبک، در تراز اتصال تیر به ستون نیز بایست از یک ورق پیوسته پوششی برای اتصال دو ستون استفاده نمود.

اگرچه در سالهای اخیر (به خصوص پس از زلزله نورتریج) مطالعات زیادی بر روی رفتار اتصالات خمشی در مقابل زلزله صورت گرفته است، اما بیشتر این تحقیقات درباره اتصالات تیر I شکل به ستون های بال پهن و ستونهای با مقطع قوطی بوده است. رفتار اتصالات خمشی تیرهای I شکل به انواع ستونهای ترکیبی کمتر مورد بررسی قرار گرفته است، بطوریکه تا حد اطلاع نویسندگان، هیچ مطالعه مدونی درباره رفتار لرزه ای و عملکرد اتصالات خمشی تیرهای I شکل به ستونهای دوبل تحت بارهای سیکلیک انجام نشده است. همچنین هیچ استاندارد و دستورالعملی برای طراحی این ستونها تدوین نشده، درحالیکه شاهد استفاده گسترده از این نوع ستون در کشور هستیم. بنابراین لزوم انجام تحقیقات بر روی رفتار اتصالات تیرهای I شکل به ستونهای دوبل و ارایه روشهای اصلاحی جدید عمیقاً احساس می شود.



شکل (۱) : ستونهای دوبل IPE جان پر

بطور کلی در عملکرد اتصال خمشی تیر I شکل به ستون های قوطی شکل و ترکیبی، با دو مساله مهم روبرو هستیم. این دو مساله عبارتند از:

- مشکلات خاص اتصال خمشی بال تیرهای I شکل به دیواره ستونهای قوطی یا ورق پوشش ستونهای دوبل.
- مشکلات عمومی مربوط به عملکرد شکل پذیر و رفتار لرزه ای اتصالات خمشی بال تیر به ستون بطور کلی .

۲- مشکلات خاص در اتصال خمشی تیر I شکل به دیواره ستونها با مقطع قوطی یا ورق پوشش ستونهای دوبل

مودهای گسیختگی یک اتصال خمشی تیر به ستون قوطی شکل متاثر از فاکتورهایی نظیر عرض بال تیر و ستون، ضخامت جان یا بال تیر و ستون و هندسه اتصال مورد استفاده می باشد. با توجه به ابعاد تیر و یا ستون مورد استفاده، اتصال

1-Built-up Box Column
2- Double Column

ممکن است بر اثر جاری شدن و یا بروز کمانش ظرفیت باربری خود را از دست بدهد. در یک اتصال خمشی خصوصاً زمانی که عرض بال تیر کمتر از عرض بال ستون قوطی می باشد، گیرداری اتصال به نحو قابل ملاحظه ای در اثر تغییر شکل بال ستون کاهش می یابد. White و Fang (۱۹٦٦) [1] نشان دادند که دیواره ستونهای قوطی بسیار شکل پذیر می باشد بطوریکه در اثر انتقال نیرو از تیر به ستون دچار تغییر شکل قابل ملاحظه ای خواهند شد. همچنین Dube (۱۹۷۲) [۲] نشان داد که تغییر شکل دیواره های ستون قوطی شکل باعث کاهش چشمگیر ظرفیت باربری محوری ستون خواهد شد.

با توجه به اعمال نیروهای جانبی، اتصال خمشی تیر I شکل به ستون های قوطی در سازه هایی که تحت اثر نیروهای باد یا زلزله هستند می بایست تقویت شوند. تا به امروز روشهای مختلفی برای جلوگیری از تغییر شکل موضعی دیواره ستون پیشنهاد شده است اما استفاده از سخت کننده های درونی[1] بیشتر از سایر روشها متداول است [۳]، هر چند که نصب سخت کننده در درون ستونهای قوطی بسیار پیچیده و هزینه بر می باشد. یکی دیگر از روشها استفاده از سخت کننده های خارجی (دیافراگم خارجی) می باشد [٤].

مشکل مشابهی در اتصال تیر به ستونهای دوبل نیز وجود دارد. در اینگونه ستونها ورق اتصال دو نیمرخ تنها در دو لبه طولی خود با استفاده از جوش گوشه به بال دو نیمرخ متصل می شود. بنابراین این ورق اتصال از گیرداری مناسبی برخوردار نیست و تحت اثر نیروی وارد از بال تیر دچار تغییر شکل، پیچیدگی و یا کمانش خواهد شد.

مزروعی و همکاران [۵] (۱۹۹۹) در تحقیقی که بر روی چند نمونه ازاتصالات تیر به ستون دوبل تحت اثر بارهای تک جهتی انجام دادند نشان دادند که اتصالات جوشی متداول به علت ضعف ورق اتصال کاملاً گیردار نبوده و بایست به صورت نیمه گیردار در نظرگرفته شوند مگر اینکه با بکار بردن روشهای خاصی ورق اتصال بصورت یکپارچه با دو نیمرخ متصل به خود عمل کند و نقش واسط آن در انتقال نیرو به نحوی حذف شود.

در ستونهایی که از دو نیمرخ I شکل تشکیل شده اند، برخلاف ستونهای قوطی نمی توان از سخت کننده های داخلی در تراز بالهای تیر برای مقید کردن ورق اتصال دو نیمرخ استفاده کرد. در حال حاضر، راه حل موجود برای چنین ستونهایی استفاده از جوشهای انگشتانه[2] یا کام[3] می باشد تا بدین وسیله ورق اتصال دو نیمرخ در تراز طبقات، بطور مناسبی به بالهای دو نیمرخ دوخته شود. بدین منظور لازم است در صفحه پوشش در تراز طبقات، سوراخها و شکافهای لازم برای جوش تعبیه شود. اجرای این روش با توجه به پیچیدگی عملیاتی که داراست بسیار هزینه بر و مشکل خواهد بود.

۳- مشکلات عمومی در اتصال بال تیر I شکل به ستونها

قابهای خمشی بطور گسترده ای بعنوان سیستم های شکل پذیر و مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار می گیرند. رفتار شکل پذیر قابل قبول از یک اتصال قاب مقاوم خمشی تحت اثر بار لرزه ای رفتاری است که درآن تیرها به تسلیم خمشی خود برسند یا اینکه در چشمه اتصال ستونها تسلیم برشی پدید آید بدون اینکه هیچگونه شکست تردی در اتصال واقع شود.

وقوع زلزله های نورتریج (۱۹۹٤) در آمریکا و کوبه (۱۹۹۵) در ژاپن، نشان داد که علی رغم آنچه انتظار می رفت طیف وسیعی از اتصالات تیرهای I شکل به ستونهای بال پهن ویا قوطی دچار شکست ترد شدند [٦] و [۷]. این در حالی بود که این اتصالات توسط اکثر آیین نامه های رایج بعنوان اتصالات شکل پذیر و گیردار معرفی شده بودند.

تحقیقات بسیاری که پس از زلزله های نورتریج و کوبه انجام شده اند نشان می دهند که شایعترین نوع گسیختگی در اتصالات خمشی تیر به ستونها، جاری شدن چشمه اتصال و شکست های ترد زود هنگام در ناحیه اتصال مستقیم بال تیر (یا صفحه انتقال نیرو) بوسیله جوش نفوذی به بال ستون بال پهن و یا دیواره ستون قوطی بوده است.

اتصال مستقیم بال تیر (یا صفحه انتقال نیرو) به بال ستون (یا به ورق اتصال در ستونهای ترکیبی دوبل) سبب تمرکز شدید تنش سه محوره در ناحیه اتصال شده و عملاً محل

1- Internal Diaphragm

2- Plug Weld
3- Slot Weld

تشکیل مفصل پلاستیک را از تیر به درون ستون انتقال می دهد. این وضعیت باعث کاهش بسیار زیاد ظرفیت شکل پذیری اتصال می شود. همچنین تمرکز تنشها در جوش نفوذی بال تیر به بال ستون و یا ورق اتصال در ستونهای ترکیبی باعث تردشکنی دراتصال خواهد شد. بنابراین استفاده از اتصالات قبل از نورتریج چه برای ستونهای بال پهن و چه برای ستونهای دوبل تحت بارگذاری دینامیکی (مانند زلزله) که شکل پذیری و رفتارغیرخطی درآن نقش مؤثرتری دارد، مناسب نمی باشد.

با توجه به مشکلات دیده شده در اتصالات رایج خمشی در زلزله های مزبور، روشهای اصلاحی متنوعی برای اتصالات خمشی توسط محققین پیشنهاد شده است. اصلاحات ارایه شده بیشتر بر دو اصل: ۱- افزایش سختی اتصال در انتهای تیر و یا ۲- افزایش نرمی تیر در نزدیکی محل اتصال استوار است.

هدف اصلی هردو روش دستیابی به عملکرد شکل پذیر مناسب با توجه به جنبه های اجرایی و اقتصادی طرح می باشد. برخی روشهای اصلاحی باعث ایجاد پیشرفتهای مهمی در طراحی اتصالات و بهبود فرایند جوشکاری شده است. مشخصات برخی از این اتصالات خمشی جدید که به اتصالات خمشی پس از نورتریج معروفند در FEMA350 [۸] و روشهای اصلاح اتصالات موجود در FEMA351 [۹] به تفصیل آورده شده است.

متاسفانه در مطالعات انجام شده رفتار لرزه ای اتصالات تیرهای I شکل به ستونهای ترکیبی دوبل I مورد توجه قرار نگرفته اند و راهنمایی برای اصلاح آنها پیشنهاد نشده است. با توجه به زلزله خیزی ایران و استفاده وسیع از ستونهای ترکیبی دوبل در سازه‌های فولادی در ایران، نیاز مبرم به تحقیق درزمینه اتصال تیر به این نوع ستون، به خوبی مشهود است. لذا در اینجا سعی شده است بخشی از نتایج بررسی های انجام شده در سالهای اخیر به منظور رفع نقاط ضعف موجود و اصلاح این نوع اتصال ارایه شود و راهکار مناسب و قابل اجرا پیشنهاد گردد. همانطور که گفته شد اتصال تیر I شکل به ستونهای دوبل نیز دارای دو دسته مشکلات "عمومی" و "خاص" می باشند، بنابراین در هر پیشنهاد اصلاحی باید ضمن در نظر گرفتن امکانات اجرایی و مسایل اقتصادی، رفع هر دو دسته مشکل فوق الذکر مورد توجه قرار گیرد.

٤- هندسه جدید برای اتصال تیر I شکل به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری

بررسی مشکلات"عمومی" اتصالات خمشی تیر به ستون و مشکلات "خاص" اتصال تیرهای I شکل به ستونهای دوبل I به خوبی نشان می دهد که عمده ترین مشکل این اتصالات ناشی از وجود جوش لب نفوذی کامل بین بال تیر (یا صفحه انتقال ممان) و ستون می باشد. این جوش خود در عمل علاوه بر مشکلات ذاتی و اجرایی موجب ایجاد کاستی های دیگری مانند تردشکنی و ایجاد ترک در ریشه جوش و در بخشهای مجاور ناحیه اتصال (HAZ) می شود. اتصال جوشی T شکل بال تیر به ستون همچنین باعث ایجاد تمرکز تنش، تنش سه محوره و ایجاد ترک در جان و بال ستون در محل اتصال میگردد. همانطور که گفته شد اتصال بال تیر به ورق پوشش روی ستونهای دوبل نیز باعث تغییر شکل زیاد در ورق پوشش و یا کمانش آن شده، اتصال را به حالت نیمه گیردار درمی آورد.

هیچ یک از روشهایی که تاکنون برای اصلاح اتصالات گیردار خمشی فولادی پیشنهاد شده اند قابلیت کاربرد برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای دوبل را ندارند. اکثر این روشها سعی در تقویت محل اتصال بال تیر به ستون، اصلاح کیفیت جوش و یا کاهش و تنظیم توزیع تنش در محل اتصال را دارند که در نهایت به رفع مشکلات "عمومی" اتصالات خمشی کمک می نماید. برخی دیگر از اصلاحات پیشنهادی نیز تنها متوجه ایجاد اتصال صلب تر بین ورق پوشش و ستون دوبل می گردد.

در سیستمی که برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای دوبل I در این تحقیق پیشنهاد می شود، اتصال جوش نفوذی انتهای تیر به ستون بطور کامل حذف شده و بجای آن از صفحات کناری[1] تمام عمق برای انتقال ممان و نیروی برشی از انتهای تیر به ستون استفاده می گردد. منظور از صفحات کناری، صفحاتی است که بصورت موازی با جان تیر در دو طرف بالهای تیر قرار گرفته اند و از طرفی به بالهای تیر و از طرف دیگر به ستون جوش می شوند (شکل۲). در سیستم پیشنهاد شده انتهای بالهای تیر برخلاف روشهای متعارف

1- Side Plates

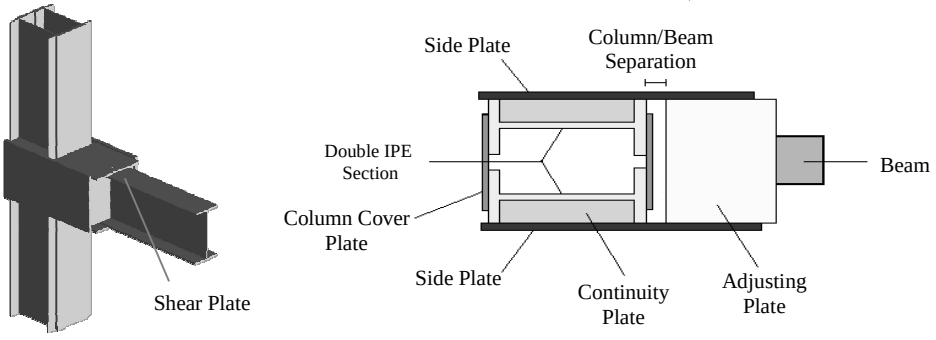
اصولاً با ستون در تماس نبوده و از آن بطورکامل جدا می باشد به عبارت دیگر مکانیزم انتقال ممان در اتصال پیشنهاد شده کاملاً از روشهای متداول در اتصالات خمشی تیر به ستون متمایز می باشد.

در این سیستم انتقال ممان خمشی از تیر به ستون بجای استفاده از مسیر اتصال مستقیم بال تیر به بال ستون از طریق صفحات کناری انجام می شود. ممان انتهای تیر به صورت یک زوج نیرو در دو بال فوقانی و تحتانی تیر اثر می کند. این زوج نیرو از طریق جوش‌های گوشه به ورق‌های پوششی[1] (ورقهای تنظیم فاصله بین بال تیر و بال ستون) فوقانی و تحتانی منتقل شده و سپس از طریق این دو صفحه و جوشهای گوشه به صفحه های کناری انتقال می یابد ودر آخر نیز توسط جوش‌های گوشه و ورق‌های پیوستگی[2] به ستون منتقل می شود. انتقال نیروی برشی نیز گرچه ممکن است مانند روشهای متعارف از طریق جان تیر به ستون انجام پذیرد ولی در سیستم پیشنهاد شده در این تحقیق نیروی برشی از طریق دو صفحه برشی[3] مستطیل شکل که در دو طرف جان تعبیه شده اند و از سه لبه به بال‌ها و جان تیر و از یک لبه به صفحات کناری جوش شده اند، انتقال می یابد. جزئیات هندسی اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحه کناری در شکل (۲) نشان داده شده است.

جدا بودن انتهای تیر از ستون کلیه نگرانی ها از بابت مشکلات "عمومی" و "خاص" مربوط به اتصال تیر I شکل به ستونهای دوبل را بطورکامل مرتفع (ونه تنها تعدیل یا اصلاح) می نماید. با حذف اتصال مستقیم بال تیر به ستون (خصوصاً به ورق پوشش روی ستون دوبل I) کلیه مسایل ناشی از جوش نفوذی بال تیر به بال ستون، تردشکنی، اثر تنش سه محوره و تمرکز تنشها، همچنین تغییر شکل زیاد یا کمانش ورق پوششی ستون بطور کامل حذف می شود.

فلسفه بکار رفته در این روش ابداعی انتقال ممان از انتهای تیر به ستون در سال ۱۹۷٤ توسط Blais [۱۰] و سپس در سال ۱۹۷٦ توسط Giroux و Picard [۱۱] برای ستونهای قوطی بکار گرفته شد . در مدل Giroux و Picard انتقال نیروی برشی از جان تیر به بال ستون به روش متعارف و توسط صفحه برش[4] انجام می گردید. استفاده از صفحات کناری در سال ۱۹۹٦ توسط Atsuo و همکارانش [۱۲] و Sabol و همکارانش [۱۳] مورد بررسی قرار گرفت. گرچه نتایج کارهای فوق هر کدام موجب اصلاحاتی در رفتار اتصال تیر I شکل به ستونهای قوطی و بال پهن گردید ولی مشکلات رفتاری بوجودآمده دیگری مانع از موفقیت این روشها گردید. در تمام اتصالات فوق الذکر اتصال هر بال تیر به ستون توسط یک صفحه کناری جداگانه انجام می گردید.

در سال ۱۹۹٤ Houghton [۱٤] برای اولین بار بجای استفاده از یک صفحه کناری مجزا و باریک برای هر بال تیر، هر دو بال هر طرف تیر را توسط یک صفحه تمام عمق به بالهای ستون متصل کرد. استفاده از این روش مشکلات قبلی استفاده از صفحات کناری را مرتفع نمود. او از این روش با موفقیت برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای قوطی و بال پهن (اتصال یک محوره و دو محوره) و قابهای دارای بادبند استفاده نمود. استفاده از صفحات کناری برای اتصال تیرهای I شکل به ستونهای بال



شکل (۲) : اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات

1- Adjusting Plates
2- Continuity Plates
3- Shear Plates

4- Shear Tab

پهن تحت اثر بارهای تک جهتی و سیکلی توسط دیلمی و اشرف [۱۵] بررسی شد. کاربرد این روش در سال ۲۰۰٤ توسط دیلمی و شیراوند [۱٦] برای ستونهای دوبل با روش اجزا محدود مورد بررسی قرار گرفت و نتایج خوبی بدست آمد.

ذکر این نکته قابل توجه است که نوع دیگری از اتصالات خمشی اصلاح شده وجود دارند که برای آنها نیز واژه اتصال خمشی با "صفحه کناری" بکار می رود. اما این اتصالات از نظر هندسه و مکانیزم تحمل و انتقال ممان هیچگونه شباهتی با اتصالات خمشی با صفحه کناری مذکور در فوق را ندارند. در اینگونه اتصالات از صفحات کناری تنها به صورت نوعی تقویت کننده اتصال متعارف خمشی تیر به ستون، جهت کاهش میزان تنش و تعدیل تمرکز تنش در محل اتصال و جوش بالهای تیر به ستون استفاده می شود. وجه تمایز اتصال با صفحه کناری تعریف شده در این مقاله جدا بودن انتهای تیر از ستون و انتقال تمامی ممان خمشی تیر از طریق همین صفحات کناری (نه اتصال مستقیم تیر به ستون) می باشد.

با توجه به مطالب ذکر شده، در این تحقیق سعی خواهد شد رفتار این هندسه جدید برای اتصال تیر به ستون دوبل بررسی شده و تعیین شود که آیا این نوع اتصال، حداقل معیارهای شکل پذیری، مقاومت و میزان ظرفیت چرخش پلاستیک پیش بینی شده برای کاربرد در یک قاب مقاوم خمشی ویژه (SMF) را مطابق ضوابط آیین نامه های رایج از قبیل FEMA350 [۸] و ضوابط لرزه‌ای سازه های فولادی AISC [۱۷] ارضا خواهد کرد یا نه.

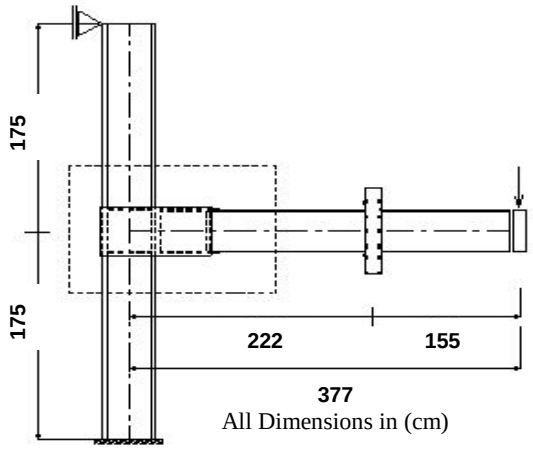
۵- مدلسازی برای بررسی رفتار اتصال

استفاده از روش اجزا محدود

روش اجزا محدود به دلیل دقت قابل قبول در پیش‌بینی رفتار اتصال یک ابزار قوی برای حل عددی بوده، امکانات تحلیل محدوده وسیعی از مسایل مهندسی را در اختیار ما قرار می دهد. در این تحقیق نیز از روش اجزا محدود جهت مطالعه رفتار اتصال تیر به ستون دوبل بوسیله صفحات کناری، استفاده شده است. بدین منظور با توجه به قابلیت تحلیل های غیرخطی و تغییرشکلهای بزرگ موجود در نرم افزار ANSYS ، این نرم افزار برای مطالعه بکار گرفته شده است.

٦- تعیین هندسه کلی مدل

با توجه به دستورالعملهای موجود در SAC97 [۱۸] و همچنین آیین نامه لرزه ای سازه های فولادی AISC [۱۷] برای بررسی رفتار اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری، از مدل میانقاب یکطرفه در مقیاس واقعی استفاده شده است. سعی شده حتی المقدور ابعاد مدلهای اجزا محدود انتخاب شده با ابعاد واقعی سازه ها و مدلهای آزمایشگاهی هماهنگ باشند. بدین منظور با استفاده از مدل بکار برده شده توسط Uang که برروی اتصال صفحه کناری در سال ۱۹۹٤ آزمایشاتی انجام داده است و در آرشیو مدلهای آزمایشگاهی SAC موجود می باشد [۱۹]، ابعاد کلی مدل را بصورت شکل (۳) در نظر گرفته ایم.



شکل (۳) : هندسه کلی مدل اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری

همانطور که در شکل (۳) نشان داده شده، طول ستون از محور تا محور تکیه گاه ها برابر ۳۵۰ سانتیمتر و طول تیر از محور بارگذاری تا مرکز ستون برابر ۳۷۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. همچنین فاصله محور تکیه گاه جانبی که دارای عرض ۲۵ سانتیمتر می باشد، از محور بارگذاری برابر ۱۵۵ سانتیمتر می باشد. این فاصله با توجه به ضوابط آیین نامه AISC-LRFD [۲۰] طوری انتخاب شده است تا در محدوده تیرهای مورد مطالعه (ارتفاع ۳۰ تا ۵۰ سانتیمتر) هیچگونه کمانش جانبی-پیچشی اتفاق نیفتد و تیر بتواند به تمام ظرفیت پلاستیک خود برسد.

۷- انتخاب ابعاد تیر و ستون و اجزای اتصال

در تحلیل‌های انجام شده، مقاطع IPE طبق جدول اشتال، برای تیرها و ستونهای دوبل در نظر گرفته شده است. ستونهای دوبل مورد مطالعه از مقاطع IPE که توسط ورق پوششی در تمام طول خود به یکدیگر متصل شده اند، در نظرگرفته شده است. فاصله مرکز به مرکز دو نیمرخ در ستون دوبل، طوری انتخاب شده تا ممان اینرسی حول محور قوی و ضعیف اختلاف زیادی با هم نداشته باشند. همچنین عرض و ضخامت ورق پوشش با توجه به فاصله و ضخامت بال دو نیمرخ در نظر گرفته شده است. اندازه پروفیل‌های مورداستفاده در مدل‌ها و همچنین مشخصات ورق اتصال ستون دوبل در جدول (۱) نمایش داده شده است.

در انتخاب تیر و ستون برای مطالعه رفتار یک اتصال بایست شرط "ستون قوی-تیر ضعیف" حتماً رعایت شود زیرا در صورت ضعیف بودن ستون نسبت به تیر، مفصل پلاستیک بجای تیر در ستون تشکیل می شود که باعث ایجاد ضعف در رفتار غیر خطی سازه خواهد شد [۱۵]. بنابراین قبل از انجام هرگونه تحلیل بایست از برقراری این شرط در ترکیب تیر و ستون انتخابی برای مدلهای مورد نظر اطمینان حاصل نمود. برای تعیین ضخامت و ابعاد صفحات کناری و سایر اجزای اتصال، ابتدا محاسبات اولیه‌ای جهت برآورد تقریبی ظرفیت اجزای مختلف اتصال بر اساس طراحی به روش مقاومت نهایی انجام شد. پس از آن ضخامت و ابعاد مقتضی با توجه به ظرفیت بدست آمده و نتایج مطالعات قبلی توسط دیلمی و اشرف [۲۱] بر روی هندسه صفحات کناری، انتخاب گردید. ابعاد هندسی اجزای اتصالات در جدول (۲) آورده شده اند. در این جدول پارامترهای t_{sp}، L_{sp} و h_{sp} به ترتیب برابر ضخامت، طول و ارتفاع صفحات کناری، t_{cov}، L_{cov} و b_{cov} به ترتیب برابر ضخامت، طول و عرض ورقهای پوششی (ورقهای تنظیم فاصله بین بال تیر و بال ستون) و t_{con}، t_{sh} به ترتیب برابر ضخامت ورقهای پیوستگی و صفحات برشی می باشد.

۸- تعیین رفتار مصالح

فولاد ساختمانی که در ایران برای تولید نیم رخ های IPE و ورقها مورد استفاده قرار می گیرد معمولاً از نوع فولاد ST-37 در استاندارد اروپایی می باشد لذا مصالح فولادی مدلهای تحت مطالعه را از نوع فولاد ST-37 در نظر گرفته شده اند. با توجه به اینکه این نوع فولاد دارای رفتاری الاستوپلاستیک همراه با سخت شوندگی کرنشی است برای مدل کردن

نام مدل	پروفیل تیر	پروفیل ستون	مرکز به مرکز ستونها	ابعاد ورق پوششی ستون	عرض بال تیر	ضخامت بال تیر	ضخامت جان تیر
SP-A-01	IPE300	2 IPE240	180	250*10	150	10.7	7.1
SP-A-02	IPE300	2 IPE300	200	300*15	150	10.7	7.1
SP-A-03	IPE400	2 IPE240	180	250*10	180	13.5	8.6
SP-A-04	IPE400	2 IPE300	200	300*15	180	13.5	8.6
SP-A-05	IPE500	2 IPE300	200	300*15	200	16.0	10.2

❋ تمامی ابعاد بر حسب میلیمتر می باشد.

جدول (۱) : ابعاد تیر و ستون دوبل مدلهای در نظرگرفته شده

Model	t_{sp}	L_{sp}	h_{sp}	t_{cov}	L_{cov}	b_{cov}	t_{con}	t_{sh}
SP-A-01	15	550	350	10	300	300	10	10
SP-A-02	15	600	350	10	300	350	10	10
SP-A-03	20	600	450	12	350	300	12	12
SP-A-04	20	650	450	12	350	350	12	12
SP-A-05	20	700	550	15	400	350	15	15

❋ تمامی ابعاد بر حسب میلیمتر می باشد.

جدول (۲) : ابعاد جزئیات اتصالات مدلهای تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری

رفتار آن از یک مدل دوخطی مطابق شکل (٤) استفاده می شود.

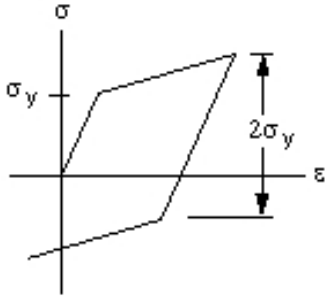
در این مدل ناحیه الاستیک با یک خط و ناحیه سخت شوندگی کرنشی نیز با خط دیگری مدل می شود. همچنین برای سادگی، از ناحیه تسلیم بعلت کوچک بودن آن در مقایسه با ناحیه سخت شوندگی کرنشی صرفنظر می شود. در این مدل ضریب الاستیسیته فولاد که برابر با شیب خط اول مدل رفتار مصالح است، برابر ۲۱۰ GPa می باشد. تنش تسلیم (σ_y) فولاد برابر ۲٤۰ MPa و شیب خط دوم مدل رفتار مصالح نیز برابر ۰/٦٥ GPa در نظر گرفته شده است. با توجه به جابجایی سطح تسلیم بدون تغییر حجم در اثر افزایش کرنش پلاستیک در فولاد (اثر بوشینگر)، قانون سخت شوندگی در نظر گرفته شده از نوع سخت شوندگی جنبشی[1] می باشد. همچنین معیار تسلیم فون میسز[2] برای فولاد در نظر گرفته شده است.

1- Kinematic Hardening

2- Von Mises

۹- انتخاب نوع المان

نوع المانی که در ساخت یک مدل اجزا محدود بکار می رود، بایست متناسب با رفتار واقعی سازه و پارامترهای مورد مطالعه باشد و بتواند رفتار سازه را با دقت مناسبی مدلسازی کند. بدین منظور با توجه به رفتار غیر خطی مصالح و امکان بروز کمانش در هنگام بارگذاری که منجر به رفتار غیرخطی هندسی و تغییرشکلهای بزرگ نیز می شود، از المان SOLID45 در نرم افزار ANSYS برای مدلسازی استفاده شده است. المان SOLID45 برای مدلسازی سه بعدی و حجمی سازه ها بکارمی رود. این المان دارای ۸ گره می‌باشد، که در هر گره سه درجه آزادی انتقالی در جهت‌های Z،Y،X وجود دارد.این المان قابلیت مدل کردن رفتارپلاستیک، خزش، افزایش مقاومت صفحه پس از کمانش و تغییر شکلها و کرنشهای بزرگ را دارا می باشد.



شکل (٤) : منحنی رفتار غیرخطی مصالح

۱۰- مش بندی

مش بندی برای مدل SP-A-01 بطور نمونه در شکل (۵) نشان داده شده است. لازم است ابعاد شبکه ها متناسب با دقت مورد نیاز تعیین گردد. در مدل‌هایی مثل اتصال مورد مطالعه، تغییرات تنش در ناحیه اتصال خیلی بیش‌تر از نواحی دورتر در تیر و ستون است. بنابراین در ناحیه اتصال از مش ریزتری استفاده شده است.

۱۱- شرایط مرزی

شرایط مرزی برای همه مدلها یکسان میباشد. درجات آزادی گره‌های پای ستون به طور کامل در سه جهت مقید شده‌اند و گره‌های بالای ستون نیز در دو جهت عمود بر محور ستون مقید شده‌اند، اما در جهت محور ستون آزادند. بدین ترتیب در بالای ستون، به ستون اجازه داده می‌شود که در جهت قائم آزادانه حرکت کند. همچنین برای مدل کردن شرایط تکیه گاه جانبی، ازحرکت جانبی گره های بال بالایی وپایینی تیر که در فاصله ١٤٢/٥ تا ١٦٧/٥ سانتیمتری از انتهای آزاد تیر قرار گرفته اند (مطابق با شکل ۳) جلوگیری شده است.

۱۲- بارگذاری و تحلیل

اعمال بار به صورت اعمال جابجایی بر نوک تیر، در وسط صفحه بارگذاری و در جهت قائم صورت گرفته است. به بیان دیگر تحلیل به صورت کنترل جابجایی انجام شده است. بارگذاری بر روی نمونه‌ها بصورت "بارگذاری تناوبی (سیکلی)" و بر طبق ضوابط SAC97 [۱۸] انجام گرفته است. این روش بارگذاری سیکلی توسط FEMA350 [۸] و آیین نامه لرزه ای سازه های فولادی AISC [۱۷] پیشنهاد شده است.

با توجه به اینکه بارگذاری به صورت تغییرمکان به نوک تیر اعمال می شود، لازم است منحنی سیکلیک بارگذاری بر حسب تغییر مکان برای مدل های مورد مطالعه بدست آید. فاصله مرکز ستون تا مرکز نقطه اعمال بار برابر ۳۷۷ سانتیمتر می باشد (شکل ۳). بنابراین منحنی بارگذاری سیکلی بر حسب تغییرمکانی که بر مدلها اعمال شده است، مطابق شکل (٦) خواهد بود. تغییرمکان اعمال شده بصورت سیکلی تا زاویه چرخشی برابر ۰/۰٦ رادیان در نظرگرفته شده است که مطابق با FEMA350 [۸] کمترین حد مورد نیاز برای حفظ پایداری یک اتصال در قابهای خمشی ویژه (SMF) می باشد.

با توجه به الگوی بارگذاری انجام شده بر روی مدلهای مورد مطالعه، بعلت وارد شدن تیر به ناحیه پلاستیک تحت بارگذاری سیکلی و همچنین تسریع کمانش محلی بال و جان تیر در اثر ورود به ناحیه غیرخطی و اثرات ناشی از بارگذاری و باربرداری متوالی، تحلیل غیر خطی لازم به نظرمی رسد. لذا برای مطالعه رفتار اتصال پیشنهادی و انطباق هر چه بیشتر نتایج با واقعیت، تمامی تحلیلها بصورت غیرخطی و با در نظر گرفتن اثرات ناشی از رفتار غیرخطی "مادی" و "هندسی" انجام شده است.

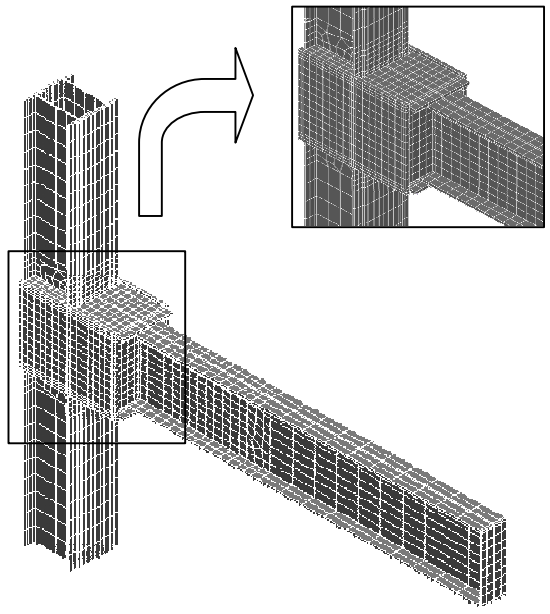
۱۳- بررسی نتایج

توزیع تنش وکرنش

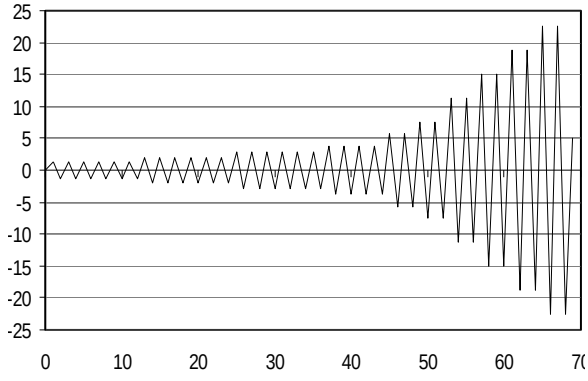
چگونگی توزیع تنش فون میسز در سیستم اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده ازصفحات کناری برای سیکل آخر بارگذاری برای مدلهای مورد بررسی در شکل (۷-الف) نمایش داده شده است. در شکل (۷-ب) برای نشان دادن چگونگی توزیع تنش در چشمه اتصال، صفحه کناری جلویی بطور فرضی برداشته شده است.

با توجه به کانتورهای تنش، مشاهده می‌شود که محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده است و این بدان معناست که در این نوع اتصال دیگر از بابت شکست ترد ناگهانی، نگرانی وجود ندارد. یادآوری می‌شود که در اتصالات موسوم به اتصالات خمشی قبل از نورتریج، به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال، اتصالات دراثر زلزله دچار آسیب شدند.

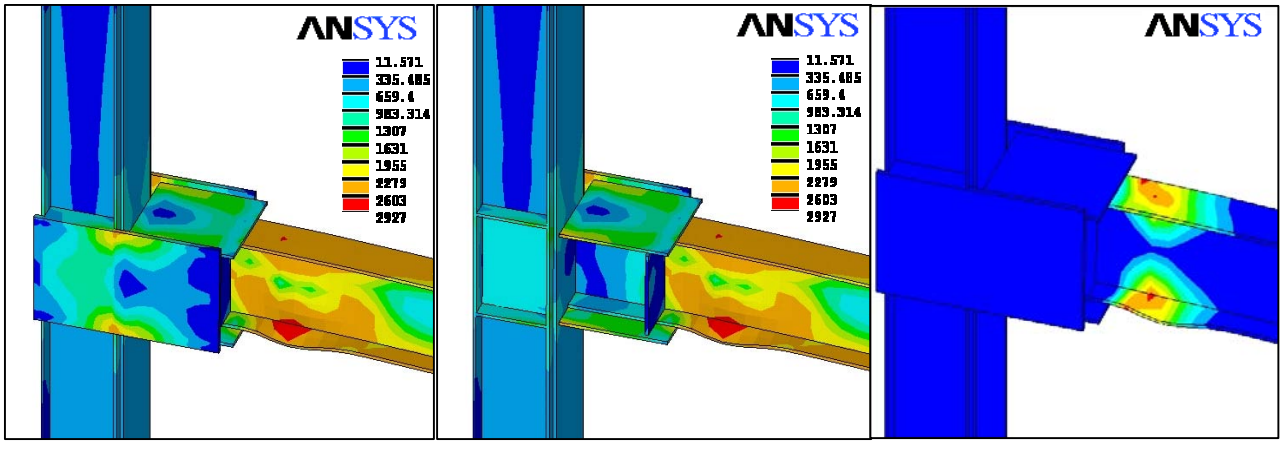
کرنش پلاستیک معادل نیز در شکل (۷- پ) برای مدلهای مورد بررسی نشان داده شده است، دقت در این شکلها به خوبی بیان می‌کند که تمام تغییر شکل پلاستیک در تیر اتفاق افتاده و هیچ مشکلی در اتصال بوجود نیامده است. بنابراین می‌توان اینگونه نتیجه‌گیری کرد که اتصال مورد استفاده دارای پتانسیل شکل‌پذیری مناسبی می باشد و قابلیت خوبی برای جذب انرژی دارد.



شکل (۵) : نمونه مش‌بندی مدل های مورد مطالعه



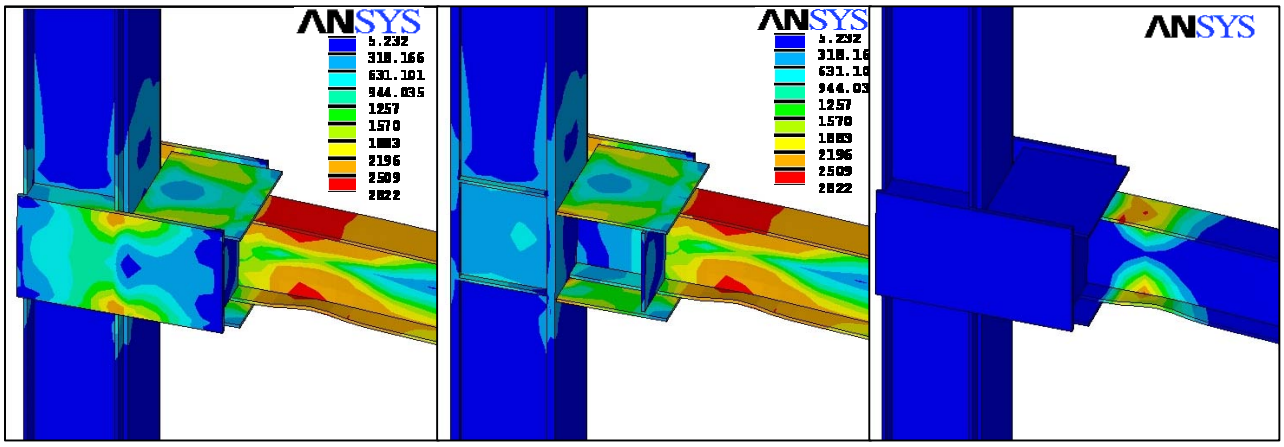
شکل (٦) : بارگذاری سیکلی اعمال شده



(الف) (ب) (پ)

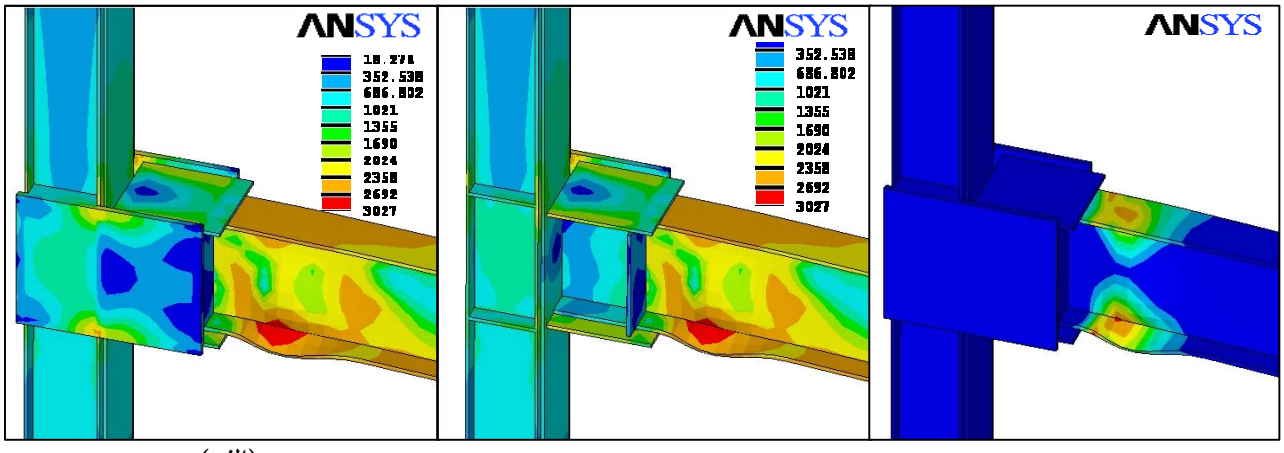
SP-A-01

شکل (۷) : توزیع تنش و کرنش در اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری تحت بار سیکلی
الف) توزیع تنش فون میسز ب) توزیع تنش فون میسز در چشمه اتصال (صفحه جلویی بطور فرضی برداشته شده است)
پ) توزیع کرنش پلاستیک معادل



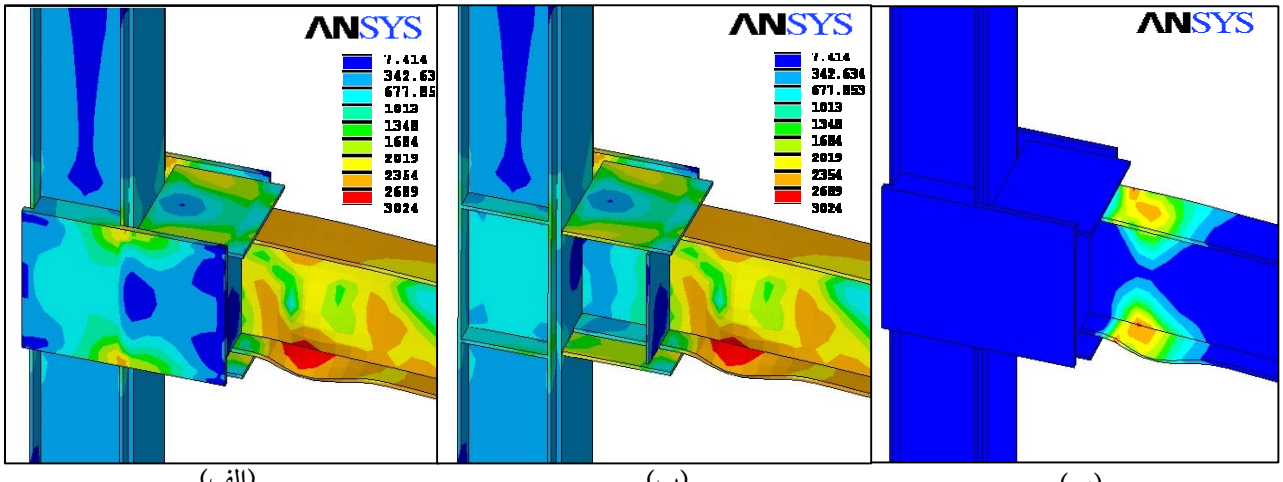
(الف) (ب) (پ)

SP-A-02



(الف) (ب) (پ)

SP-A-03



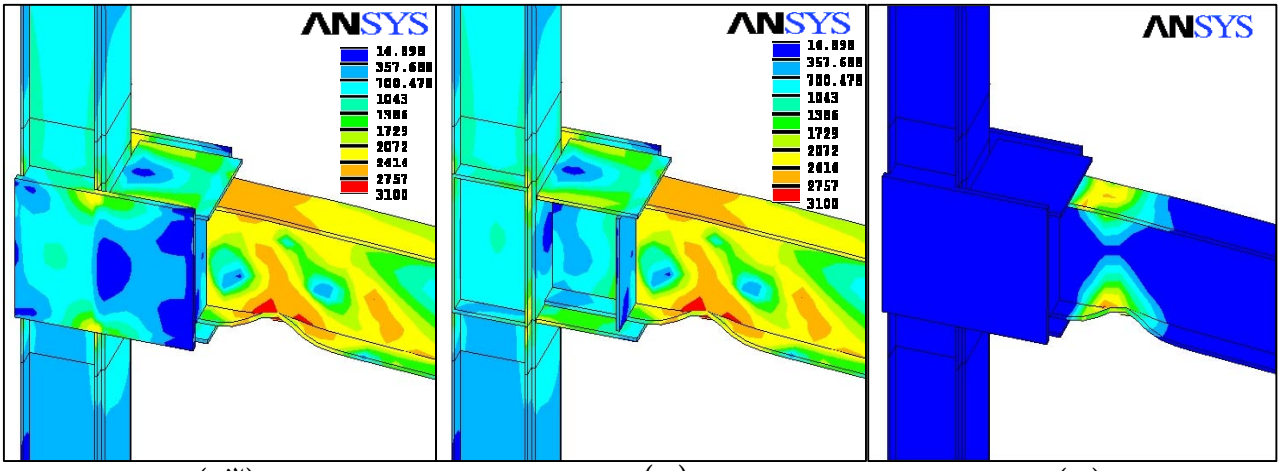
(الف) (ب) (پ)

SP-A-04

ادامه شکل (۷) : توزیع تنش و کرنش در اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری تحت بار سیکلی

الف) توزیع تنش فون میسز ب) توزیع تنش فون میسز در چشمه اتصال (صفحه جلویی بطور فرضی برداشته شده است)

پ) توزیع کرنش پلاستیک معادل



ادامه شکل (۷) : توزیع تنش و کرنش در اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری تحت بار سیکلی
الف) توزیع تنش فون میسز ب) توزیع تنش فون میسز در چشمه اتصال (صفحه جلویی بطور فرضی برداشته شده است)
پ) توزیع کرنش پلاستیک معادل

نکته دیگر اینکه با وجود دو صفحه کناری تمام‌عمق، دیگر مشکلی در ناحیه چشمه اتصال وجود نداشته و چهار ورق (دو صفحه کناری به همراه دو جان ستون)، تمام ظرفیت خمشی تیر را، بدون تسلیم شدن انتقال می‌دهند. در شکل (۷-ب) به خوبی دیده می‌شود که تنش‌ها در چشمه اتصال در حدود پایین الاستیک باقی مانده‌اند.

همچنین با توجه به نتایج نشان داده شده در شکل (۷)، مشاهده می شود که تنش بر روی ورق اتصال دو ستون (ورق پوشش) در حدود بسیار پایینی قرار دارد. جدایی بین انتهای تیر و ستون سبب شده که هیچگونه باری بصورت مستقیم به صفحه پوشش وارد نشود. بنابراین مشکل ضعف این ورق در مقابل تغییرشکل، کشش و کمانش که در اتصال مستقیم بال تیر به آن بوجود می آید در اینجا وجود ندارد.

با دقت در شکل (۷) می توان دید که تیر در ناحیه بعد از انتهای اتصال در اثر بارگذاری سیکلی، دچارکمانش موضعی می شود. کمانش موضعی پدید آمده شامل کمانش موضعی در بال و جان تیر می باشد. میزان کمانش ایجاد شده متناسب با ارتفاع تیر بوده و با افزایش ارتفاع مقطع تیر، در زاویه دوران کمتری به وقوع می پیوندد. همچنین توزیع تنش در ناحیه مفصل پلاستیک با افزایش میزان کمانش حالت نامتقارن تری به خود می گیرد. اما در قسمتهای بعد نشان خواهیم داد که با توجه به وقوع چنین کمانشی، افت قابل ملاحظه ای در میزان ظرفیت شکل پذیری و مقاومت اتصال بوجود نخواهد آمد.

۱۴- منحنی های هیسترزیس ممان- دوران

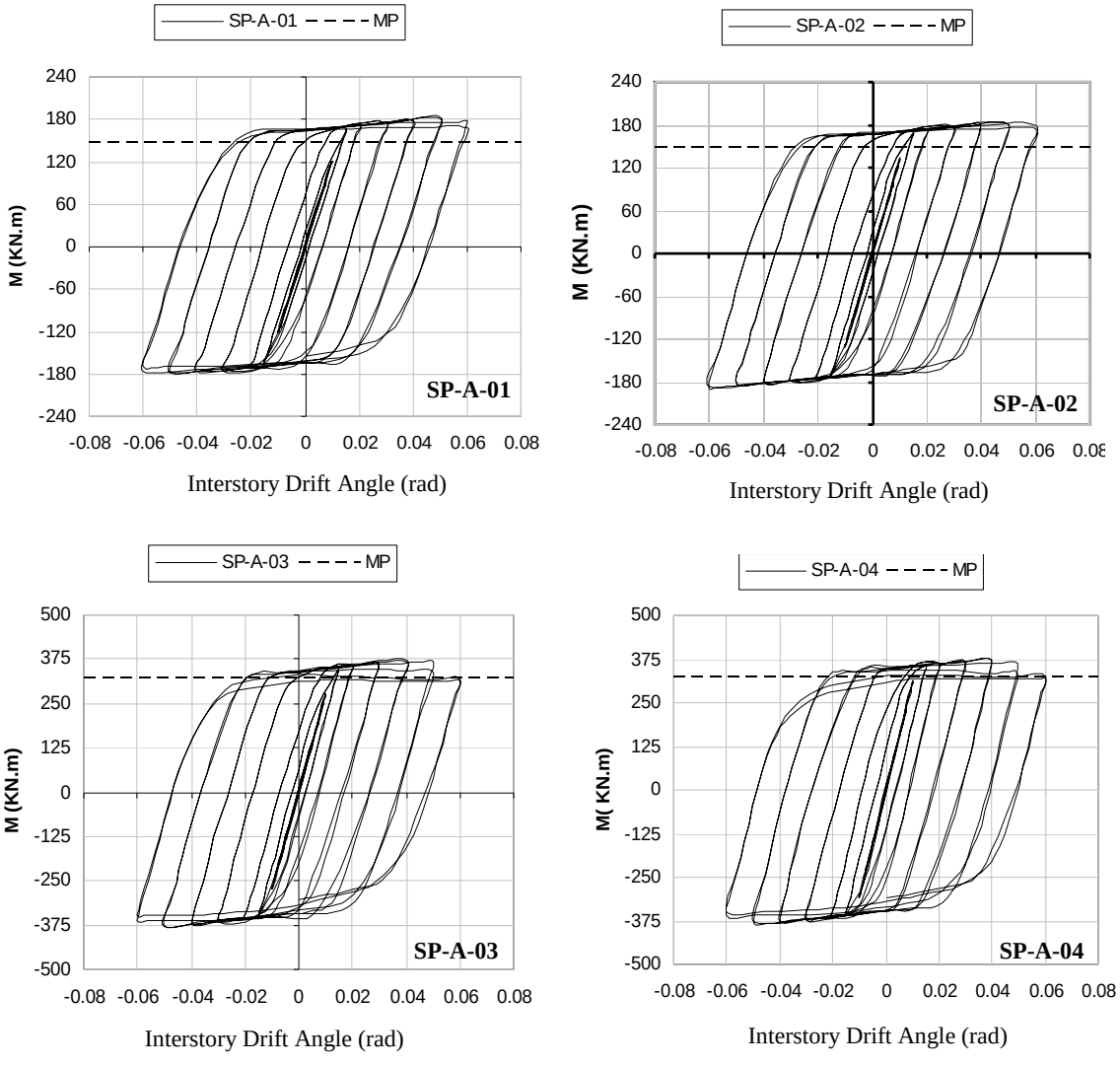
منحنی های نیرو-تغییرمکان و ممان-دوران، منحنی هایی هستند که می‌توان از آنها اطلاعات خوبی درباره عملکرد اتصال به دست آورد و با توجه به آنها انواع مختلف اتصالات را طبقه‌بندی نمود. منحنی های هیسترزیس ممان-دوران تحت بارگذاری سیکلی اعمال شده، برای مدلهای مورد مطالعه در شکل (۸) نشان داده شده اند. مقادیر در نظر گرفته شده در ترسیم این نمودارها بر اساس دستورالعمل SAC97 [۱۸] می باشد. با توجه به این دستورالعمل، در منحنی های نیرو- تغییر مکان، نیروی واردشده بر انتهای تیر در مقابل تغییرمکان انتهای تیر ترسیم شده است. همچنین در منحنی های ممان- دوران، ممان در محور ستون ناشی از نیروی وارد بر انتهای تیر درمقابل زاویه دوران که برابر مقدار تغییرمکان انتهای تیر تقسیم بر طول تیر می باشد، ترسیم شده است.

با توجه به منحنی های ممان- دوران رسم شده می توان دید که تیر به خوبی وارد ناحیه غیرخطی می شود و مجموعه بارگذاری شده، رفتار سیکلی مناسبی را از خود نشان می دهد. در

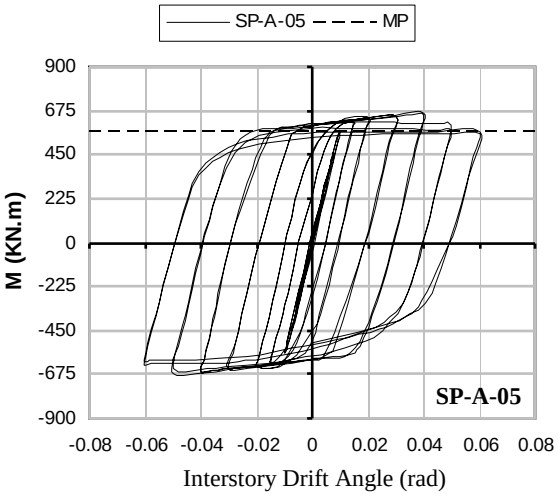
هنگام بارگذاری، در اتصالات مورد مطالعه هیچگونه شکستی مشاهده نشد و همانطور که از منحنی های ممان–دوران و اشکال توزیع تنش وکرنش پیداست (شکل ۸)، این اتصال رفتار شکل پذیری را از خود نشان می دهد. همچنین با توجه به نتایج بدست آمده دیده می شود که اتصال مورد مطالعه در تمامی مدلها به ظرفیت چرخشی بیشتر از ۰/۰٤ رادیان (حداقل معیار شکل پذیری برای قابهای مقاوم خمشی ویژه) می رسد که نشان از شکل پذیری بسیار خوب این اتصال می باشد.

در منحنی های هیسترزیس رسم شده می توان دید که پس از روند افزایشی مقاومت اتصال، یک افت مقاومتی بوجود می آید. این کاهش مقاومت در اثر بروز کمانش در بال و جان تیر گسترش پیدا می کند. البته شروع کمانش برای تیر IPE300 (مدلهای SP-A-01 و SP-A-02) در سیکلهای آخر بارگذاری بوجود می آید و همانطور که دیده می شود عملاً تاثیر ناچیزی بر میزان مقاومت اتصال می گذارد. اما هر چه ارتفاع تیر در مدلهای بعدی افزایش پیدا می کند، شروع کمانش در سیکلهای جلوتری بوجود اتفاق می افتد و تاثیر آن بر کاهش مقاومت اتصال بیشتر می شود.

باید توجه داشت که این کاهش مقاومت، به حدی نیست که برای اتصال مشکل ساز شود، زیرا همانطور که در منحنی های ممان– دوران همه مدلها دیده می شود، مقاومت خمشی بدست آمده تا مراحل آخر بارگذاری، از میزان ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (Mp) که با خط چین نشان داده شده است، بیشتر است. در تمامی مدلها تارسیدن به زاویه چرخش ۰/۰٤ رادیان، افت قابل ملاحظه ای بوجود نمی آید و مقاومت اتصال بیشتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر می باشد. بنابراین می توان گفت که اتصال مورد مطالعه از ظرفیت مقاومت خمشی مناسبی برخوردار می باشد.



شکل (۸) : منحنیهای هیسترزیس ممان–دوران



ادامه شکل (۸): منحنیهای هیسترزیس ممان–دوران

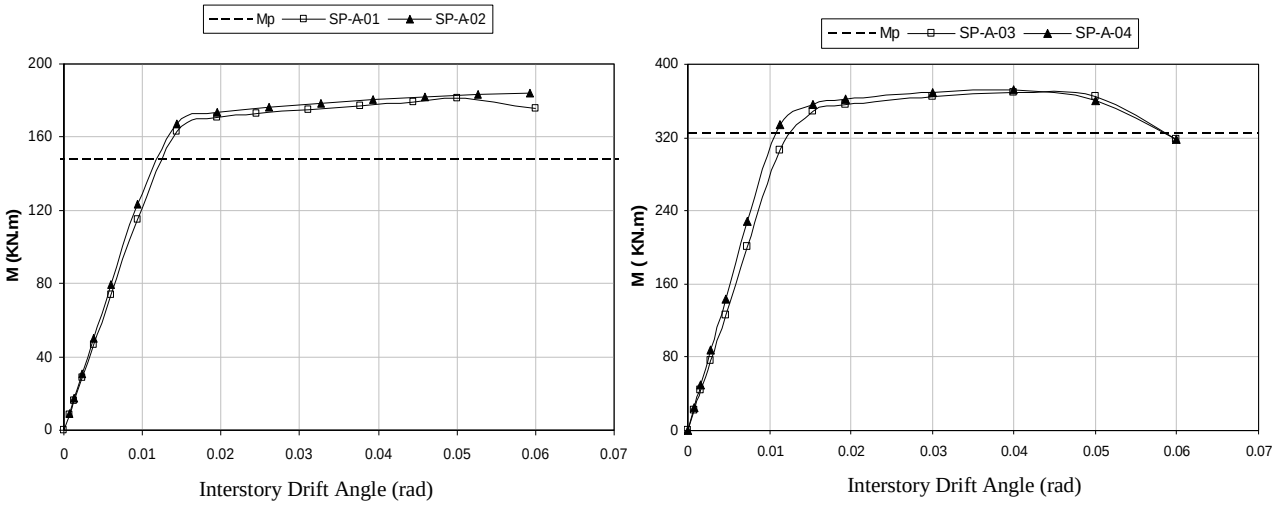
۱۵- پوش منحنی های هیسترزیس ممان–دوران

با استفاده از منحنی های هیسترزیس بدست آمده تحت بار گذاری سیکلی، پوش منحنی هیسترزیس ممان–دوران بدست می آید. پوش منحنی هیسترزیس ممان–دوران بعنوان نمودار ممان– دوران اتصال بکار می رود. منحنی پوش اتصالات مدلهای SP-A-01 تا SP-A-04 در شکل (۹) آورده شده است. در این شکل پوش مدلهای دارای تیر یکسان برای مقایسه بهتر در کنار هم رسم شده اند و ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (M_P) با خط چین نشان داده شده، همچنین نمودار مقایسه ای ممان– دوران اتصالات مدلهای مورد مطالعه از SP-A-01 تا SP-A-05 در شکل (۱۰) آورده شده است. با استفاده از نمودارهای بدست آمده می توان به موارد زیر اشاره نمود:

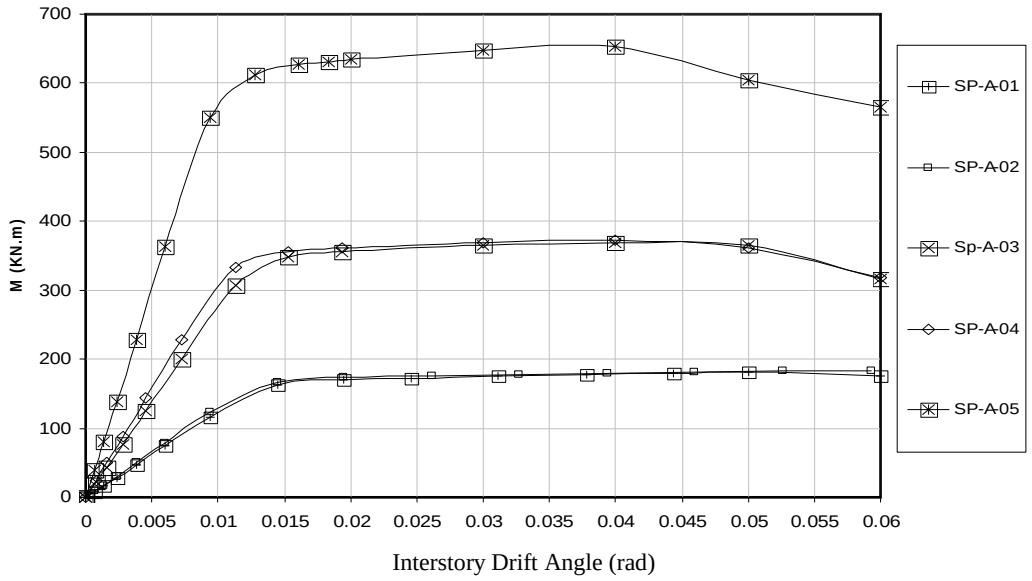
الف) مقاومت خمشی بدست آمده برای مدلهای مورد مطالعه بالاتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر می باشد، بنابراین اتصال استفاده شده از مقاومت بسیار خوبی برخوردار است و باعث تشکیل مفصل پلاستیک در تیر متصل به خود می شود.

ب) نوع مقطع ستون، تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار پلاستیک اتصال ندارد و تنها باعث افزایش سختی اتصال در ناحیه الاستیک می شود. این امر نیز به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در مقطع تیر است که با تشکیل این مفصل از انتقال تغییر شکل‌ها به ستون جلوگیری می‌شود.

پ) هرچه مقطع تیر و یا ستون استفاده شده بزرگتر شود، مقاومت خمشی اتصال بیشتر می شود اما در عوض شروع افت در مقاومت اتصال زودتر و در زوایای چرخش کوچکتری اتفاق خواهد افتاد. زیرا هرچه ارتفاع تیر بیشتر شود، امکان وقوع کمانش در تیر و خصوصاً کمانش در جان تیر افزایش می یابد. با بروز کمانش، مقاومت اتصال به تدریج افت خواهد کرد.



شکل (۹) : پوش منحنیهای هیسترسیس ممان–دوران برای مدل SP-A-01 تا -SP-A



شکل (۱۰) : مقایسه پوش منحنیهای هیسترسیس ممان–دوران برای مدل SP-A-01 تا SP-A-05

۱۶- نتیجه گیری

نتایجی که از این تحلیل‌ها به دست آمده‌اند، بطورخلاصه عبارتند از:

۱- سیستم اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری قادر است تمام ظرفیت خمشی پلاستیک تیر را به ستون انتقال دهد و باعث تشکیل مفصل پلاستیک در درون تیر شود. لذا این سیستم اتصال در طبقه اتصالات کاملاً مقاوم قرار می گیرد.

۲- با توجه به تشکیل مفصل پلاستیک در درون تیر، اتصال تیر به ستون دوبل با استفاده از صفحات کناری، ظرفیت چرخشی مناسبی را از خود نشان می‌دهد، به طوری که بدون کاهش شدید مقاومت به زاویه های چرخش ۰/۰٤ رادیان و بالاتر می رسد. بنابراین این اتصال، یک اتصال کاملاً شکل پذیر بوده و قابلیت استفاده در قابهای مقاوم خمشی ویژه (SMF) را دارا می باشد.

۳- در هیچکدام از نمونه‌های مورد تحلیل، تنش‌های قابل ملاحظه ای در چشمه اتصال و ستون مشاهده نشد. این امر یکی از نقاط قوت این سیستم اتصال برای ستونهای دوبل است که با فراهم نمودن دو صفحه کناری تمام‌عمق به همراه دو جان ستون، در واقع چهار چشمه اتصال ایجاد می‌کند که به راحتی ظرفیت خمشی تیر را انتقال می‌دهد.

٤- با توجه به مسیر نیروی کششی بال که بوسیله ورق پوششی متصل به آن، به صفحات کناری و از آنجا به بال های ستون منتقل می شود. عملاً نیروی کششی بال تیر به ورق پوشش ستون دوبل وارد نمی شود و لذا ضعف تغییرشکل زیاد و کمانش ورق پوشش ستون دوبل بر اثر کشش مستقیم، خود به خود از بین می رود.

مراجع :

[۱] White, R.N. and Fang, P.J., "Farming Connection for Square Structural Tubing", *ASCE Proceedings, Journal of Structural* Div.92 (ST2), 1966, PP. 175-194.

[۲] Dube, A., "Influence des Déformation Locales sur la Stabilité Elastique de Poteaux Tubulaires" *MSc. Thesis*, Civil Engineering Department, Laval University, Quebec, 1972.

[۳] Tsai, K.C. and Popov, E.P., "Seismic Design of Steel Beam-to-Box Column Connections",

Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation, Proceedings of Structures Congress, ASCE, 1993, USA.

[٤] Ting, L.C., Shanmugam, N.E. and Lee, S.L., "Design of I-Beam to Box Column Connections Stiffened Externally", *Engineering Journal, AISC*, 4th Quarter, 1993, PP. 141-149.

[٥] مزروعی، ع.، سیمونیان، و. و نیکخواه عشقی، م.، "ارزیابی اتصالات صلب جوشی متداول در ایران"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه ک-۳۵۵، ۱۳۷۸ (۱۹۹۹ م).

[٦] Engelhardt, M.D., Sabol T.A., Aboutaha R.S., and Frank K.H., "Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program," *Proceedings of National Steel Construction Conference*, 1995, Texas.

[٧] Kurobane, Y., Ogawa, K. and Ueda, C., "Kobe Earthquake Damage to High-Rise Ashiyahama Apartment Buildings: Brittle Tensile Failure of Box Section Columns", *Proceedings of 7th Tubular Structures*, Balkema, Rotterdam, 1996.

[٨] Federal Emergency Management Agency, FEMA-350: *Recommended Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.

[٩] Federal Emergency Management Agency, FEMA-351: *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment Frame Buildings*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.

[١٠] Blais, R., "Joints Soudes Pour Profiles Tubulaires", *MSc Thesis*, Civil Engineering Department, Laval University, Quebec, 1974.

[١١] Picard, A. and Giroux, Y.M., "Moment Connection between Wide Flange Beams and Square Tubular Columns", *Canadian Journal of Civil engineering*, Vol.03, 174-185, 1976.

[١٢] Atsuo, T., Hiroshi, M., and Akiyoshi, I., "Statical Characteristics of WF Beam to RHS Column Connections Using Vertical Stiffeners", *11th World Conference on Earthquake Engineering ,paper No. 186* Acapulco, Mexico, 1996, Elsevier.

[١٣] Sabol, T.A., Engelhardt, M.D., Aboutaha R.S. and Frank K.H., "Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program," *11th World Conference on Earthquake Engineering, paper No.857* Acapulco, Mexico, 1996, Elsevier.

[١٤] Houghton, D.L., "The Sideplate Moment Connection: A Design Breakthrough Eliminating Recognized Vulnerabilities in Steel Moment Frame Connections", *Proceedings of the 2nd World Conference on Steel Construction*, San Sebastian, Spain, 1998.

[١٥] Deylami, A. and Ashraf, R., "Moment Resisting Connection with Sideplate" *9th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, 2003, Bali.

[١٦] Deylami, A. and Shiravand, M.R., "Moment Connection of Steel Built-up Column Using Side Plates", *4th International Conference on Steel Structure*, Shanghai, China, 2005.

[١٧] AISC, American Institute of Steel Construction, *"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"*, Chicago, 2002.

[١٨] Clark P., *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Test and other Experimental Specimen*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 1997.

[١٩] SAC Steel Project, "SAC Connection Library", *http://www.sacsteel.org*, 2004 SAC Joint Venture, Sacramento, California.

[٢٠] AISC, American Institute of Steel Construction, *"Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*", Chicago, 1999.

[٢١] Deylami, A., and Ashraf, H.,"Moment Resisting Connection with Sideplate (Geometric Aspect)", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (*13WCEE*), *paper No194*, 2004, Vancouver, Canada.