

اندرکنش هرم رأس ستون و اتصال ویژه پیش‌ساخته فولادی در بارگذاری متناوب*

مرتضی کاظمی تربقان^(۱) محمدرضا سهرابی^(۲) حسن حاجی کاظمی^(۳)

چکیده اتصالات ویژه پیش‌ساخته شامل رأس هرمی یکی از نوآوری‌ها در زمینه اتصالات فولادی پیش‌ساخته می‌باشد که برای دقت در نصب و سرعت اجرا پیشنهاد شده است. در این مقاله به بررسی اندرکنش بین اتصال فرم سازه‌ای پیش‌ساخته مدولار فلزی و قسمت هرمی شکل پرداخته می‌شود. برای این منظور قسمت هرمی شکل با ابعاد مختلف در نرم‌افزار آباکوس که صحت‌سنجی آن توسط نتایج یک نمونه آزمایشگاهی صورت گرفته است مدل‌سازی می‌شود و تحت بارگذاری تناوبی براساس آیین‌نامه ATC-24 قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد که تمامی نمونه‌ها قادر به تحمل دوران بیشتر از 0.01 رادیان در قسمت خطی و حداقل 0.06 رادیان بدون کاهش در مقدار نیروی قابل تحمل می‌باشند که نشان‌دهنده ظرفیت دورانی بالای این اتصال می‌باشد و همچنین بیانگر آن است که این فرم سازه‌ای جزء قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه محسوب می‌گردد. بیشترین ظرفیت جذب انرژی مربوط به نمونه‌ای می‌باشد که قسمت هرمی شکل بر روی صفحه اتصال ستون پایین و یک مقطع قوطی‌شکل بر روی صفحه اتصال ستون بالا قرار داشته باشد. عدم استفاده از تکیه‌گاه جانبی در تیر، می‌تواند سبب پیچش در تیر و کاهش ۴۲ درصدی مقاومت اتصال گردد.

واژه‌های کلیدی اتصال جدید، اندرکنش، ستون با رأس هرمی، بارگذاری تناوبی.

Interactions of the Column Pyramid Head and Special Prefabricated Steel Connection under Cyclic Loading

M. Kazemi Torbaghan

M. R. Sohrabi

H. Haji Kazemi

Abstract Special prefabricated connections and pyramid-shaped column heads are important innovations in steel structural forms. These connections have been proposed for accurate assembly and prompt implementation. In this study, the interactions between the two parts of connections have been investigated. For this purpose, the pyramid-shaped part is modeled in the ABAQUS software with different dimensions and under cyclic loads according to ATC-24 code. For verification of the software outputs, the outputs of the software have been compared to the experimental results. The results show that all specimens can bear a 0.01 radian rotation in the linear region and at least 0.06 radian rotation without a reduction in the tolerated force. These results demonstrate that the connection has a high rotational capacity and may be classified in the special moment frames. Maximum energy absorption capacity occurs in the specimen whose pyramid-shaped part is placed on the flange of the lower column and a box section is also placed on the flange of the upper column. Beams without lateral support show 42 percent reduction in connection resistance compared with un-rotated beams due to rotation.

Key Words New Connection, Interaction, Column with Pyramid Head, Cyclic Loading.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۰/۱۳ و تاریخ پذیرش ۹۶/۲/۱۱ آن می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان.

(۲) نویسنده مسئول، دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان.

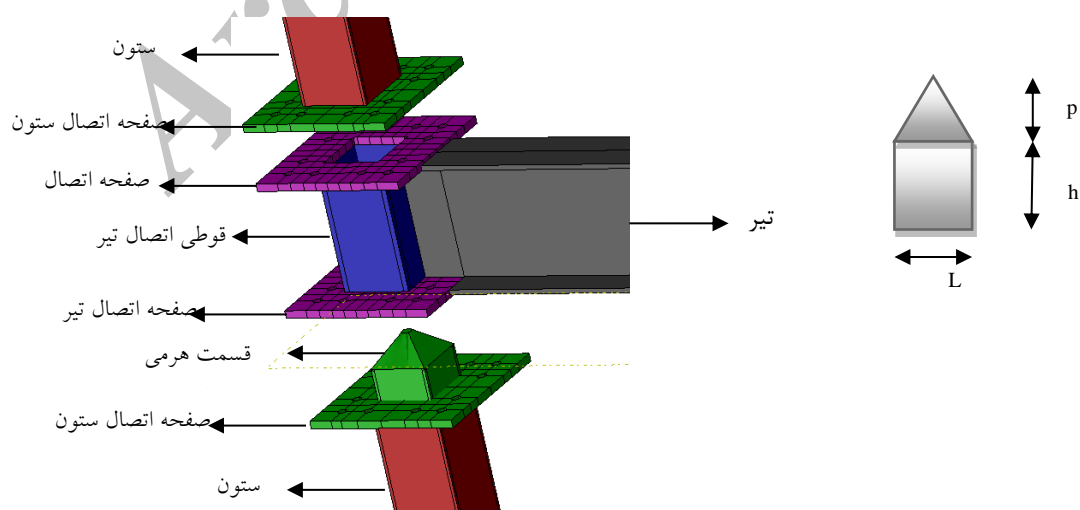
Email: sohrabi@hamoon.usb.ac.ir

(۳) استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی، مشهد.

مقدمه

و دقیق‌تر می‌سازد. شکل (۱) اجزا و نحوه اجرای اتصال را نشان می‌دهد. پس از آن به بررسی اندرکنش بین قسمت هرمی شکل و اتصال تحت بار متناوب پرداخته می‌شود. برای این منظور ابتدا اتصال در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس که صحت‌سنجی آن توسط نتایج یک نمونه آزمایشگاهی صورت گرفته است مدل‌سازی می‌شود و تحت بار تناوبی قرار می‌گیرد. سپس نمودارهای نیرو-تغییر مکان و لنگر دوران مربوط به آن رسم می‌شود و پس از آن قسمت هرمی شکل با ابعاد و اندازه‌های مختلف به اتصال اضافه می‌گردد و در هر حالت نمودارهای مربوط رسم و با حالت بدون قسمت هرمی شکل مقایسه می‌گردد. به‌منظور بررسی اثر تکیه‌گاه جانبی در تیر بر نمودارهای ذکر شده تمامی نمونه‌ها در دو حالت با و بدون تکیه‌گاه جانبی مورد بررسی قرار گرفته شده است. لازم به ذکر است که ضخامت ورق‌های انتخاب شده این مقاله بر اساس پژوهش دیگری که توسط محققین صورت گرفته است انتخاب شده است. که در دست چاپ می‌باشند. در ادامه برخی از پژوهش‌های صورت گرفته ارائه می‌شود.

یکی از مهم‌ترین پارامترهایی که در زمینه افزایش بهره‌وری در صنعت ساختمان تأثیرگذار است، امکان استفاده از مصالح نوین و روش‌های جدید ساخت می‌باشد. در این پژوهش اتصالات یکی از فرم‌های سازه‌ای فولادی مدولار پیش‌ساخته که در آن تمامی مراحل ساخت اعضا در کارخانه صورت می‌گیرد و سپس به محل اجرای پروژه حمل می‌گردد و به‌وسیله پیچ به یکدیگر متصل می‌شوند مورد بررسی قرار می‌گیرد. این فرم سازه‌ای از ستون‌هایی قوطی شکل تشکیل شده است که در انتهای آنها صفحات اتصال افقی قرار گرفته است و تیرهایی که در انتهای آنها مقطعی قوطی شکل است که در بالا و پایین به صفحات اتصال متصل شده‌اند. در این پژوهش با توجه به آنکه این فرم کاملاً پیش‌ساخته می‌باشد و در محل پروژه تمامی اجزا به یکدیگر متصل می‌شوند، به جهت سهولت در اجرا یک روش پیشنهادی ارائه می‌گردد. در این روش از یک قسمت هرمی شکل بر روی صفحه اتصال ستون استفاده می‌گردد که قسمت قوطی شکل تیر درون آن قرار می‌گیرد و اجرای سازه را خیلی راحت‌تر



شکل ۱ اجزای اتصال و ابعاد قسمت هرمی شکل

آزمایش برای نمونه‌های مختلف غیر عملی، بسیار پرهزینه و وقت‌گیر می‌باشد. لذا با توجه به رشد کمی و کیفی نرم‌افزارهای اجزای محدود و توانمندی بالای آنها در انجام تحلیل‌های پیچیده، استفاده از نرم‌افزارهای مختلف اجزای محدود از جمله ANSYS و ABAQUS از مناسب‌ترین گزینه‌های پیش‌روی پژوهشگران می‌باشد. این نرم‌افزارها می‌توانند به راحتی رفتار اتصالات پیچیده را مدل‌سازی کنند و پارامترهای لازم را به‌عنوان خروجی ارائه نمایند. در استفاده از این نرم‌افزارها بایستی مواردی از جمله نوع المان، ابعاد المان، نوع و نحوه مش‌بندی، نوع بارگذاری، تعریف رفتار مصالح مورد نظر و... مورد دقت قرار بگیرند تا نتایج حاصل، نتایج صحیح و قابل قبولی باشند. در ادامه به بررسی برخی از تحقیقات صورت گرفته بر روی اتصالات فلزی با استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود پرداخته می‌شود.

قاسمیه و همکاران [5] با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس به بررسی عددی اتصالات با ورق‌های انتهایی تحت بارهای سیکلی پرداختند. آنها در ابتدا برای صحت‌سنجی نتایج را با یک مدل آزمایشگاهی مقایسه نمودند و سپس به مدل‌سازی با نرم‌افزار پرداختند. آنها بیان نموده‌اند که تغییر ابعاد اعضای اتصال بر روی پاسخ لرزه‌ای اتصال تأثیر می‌گذارد، به طوری که افزایش عمق ستون و سختی اتصال سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌شود. همچنین ضخامت ورق‌های انتهایی باید طوری انتخاب گردد که ظرفیت آنها از لنگر پلاستیک تیر بزرگ‌تر باشد. الهندی و سلکیچ [6] تلاش نموده‌اند تا بتوانند با استفاده از تغییر در شکل هندسی اتصال ناودانی معکوس (RCC) منحنی لنگر- دوران اتصال را بهبود ببخشند. آنها از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس برای مدل‌سازی استفاده نمودند. تأکید اصلی آنها بر روی سختی، مقاومت، عوامل شکل‌پذیری، ظرفیت دوران و مکانیک شکست اتصال بود. نتایج نشان می‌دهد که تمامی نمونه‌ها دارای حداقل ظرفیت دوران 0.03 رادیان، و در بیشتر موارد 0.06 رادیان و در یک مورد

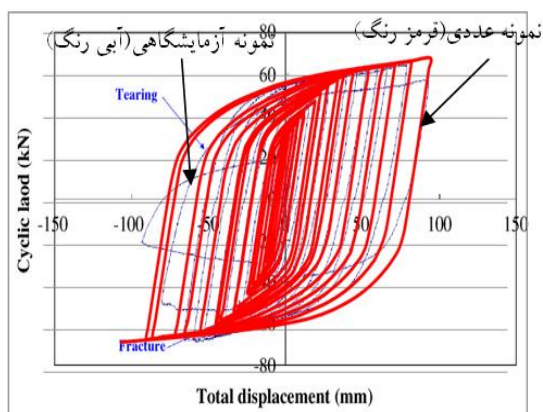
براو و هریرا [1] عملکرد لرزه‌ای اتصال T-stubs را تحت بارگذاری تناوبی مورد بررسی قرار دادند. آنها ۲۰ نمونه از اتصال T-stubs را با مقیاس یک‌به‌نیم تحت بارگذاری تناوبی و یک مدل سه‌بعدی اجزای محدود مشابه شرایط آزمایشگاهی که نتایج آن قبلاً با نمونه آزمایشگاهی کنترل شده بود نیز مورد بررسی قرار دادند. نتایج آزمایشگاهی افزایش مقاومت را نسبت به طراحی‌های مورد انتظار و همچنین تفاوت بین مدهای شکست قابل انتظار و واقعی را نشان می‌دهد. سوفیاس و همکاران [2] به بررسی آزمایشگاهی و اجزای محدودی اتصال با ورق انتهایی با مقطع تیر کاهش یافته پرداختند. نتایج نشان داد که تطابق خوبی بین مدل آزمایشگاهی و مدل اجزای محدودی می‌باشد. یانگ و کیم [3] به بررسی آزمایشگاهی رفتار سه‌نوع اتصال تحت بارگذاری سیکلی پرداختند. یک نوع از این اتصالات جوشی و دو نوع دیگر پیچی بودند. در اتصال جوشی تیر به صورت مستقیم به ستون جوش شده و در اتصالات پیچی در یکی از آنها اتصال به وسیله نبشی جان و در دیگری اتصال به وسیله نبشی جان و نبشی بالا و پایین صورت گرفته بود. نتایج نشان می‌دهد که عملکرد اتصال جوش شده بهتر از دو اتصال دیگر می‌باشد. لیو و همکاران [4] به بررسی استاتیکی و لرزه‌ای اتصال مدولار پیش‌ساخته فلزی به صورت آزمایشگاهی پرداختند. در این اتصال تیرها به صورت خراب‌شکل بودند که از دو مقطع نبشی در بالا به‌عنوان بال کششی و دو مقطع نبشی در پایین به‌عنوان بال فشاری استفاده شده بود. این نبشی‌ها به وسیله نبشی‌هایی مورب به‌عنوان جان تیر به یکدیگر متصل شده بودند. نتایج نشان می‌دهد که با بزرگ‌تر شدن مقطع نبشی‌های بال و همچنین نبشی‌های جان عملکرد اتصال بهبود پیدا می‌کند.

تحلیل اتصالات به دلیل پیچیده بودن تغییر شکل‌ها در نواحی مختلف، رفتار غیرخطی هندسی و مصالح حتی در بارگذاری‌های کوچک، مودهای گسیختگی مختلف و... بسیار دشوار است و از طرفی انجام

به ستون قوطی، آزمایش‌هایی بر روی مدل‌هایی با مقیاس واقعی انجام نمودند و منحنی‌های هیستریسیس رفتار اتصال را رسم نمودند. از جدیدترین مطالعات انجام‌گرفته بر روی اتصال تیرهای I شکل به ستون قوطی برای مناطق لرزه‌خیز می‌توان به مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام‌شده توسط گوسوامی و مورتی [12] اشاره نمود. در این مطالعات برای تقویت اتصال از ورق‌های لچکی مورب بر روی بال‌های فوقانی و تحتانی تیر استفاده شده است و رفتار اتصال پیشنهادی با اتصالات معمول مقایسه گردیده است.

صحت‌سنجی

به‌منظور صحت‌سنجی نرم‌افزار، و نحوه مدل‌سازی، نمونه مورد آزمایش یانگ و کی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی گردید. فولاد استفاده‌شده برای مقاطع اتصال از نوع SS400 می‌باشد. ابعاد و اندازه اجزای اتصال با توجه به مقادیر ارائه‌شده در نمونه آزمایشگاهی مدل‌سازی گردید [3]. شکل (۲) منحنی نیرو-تغییر مکان را برای نمونه اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تطابق بسیار خوبی بین نتایج حاصل از نمونه اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی برقرار می‌باشد.



شکل ۲ منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی و عددی

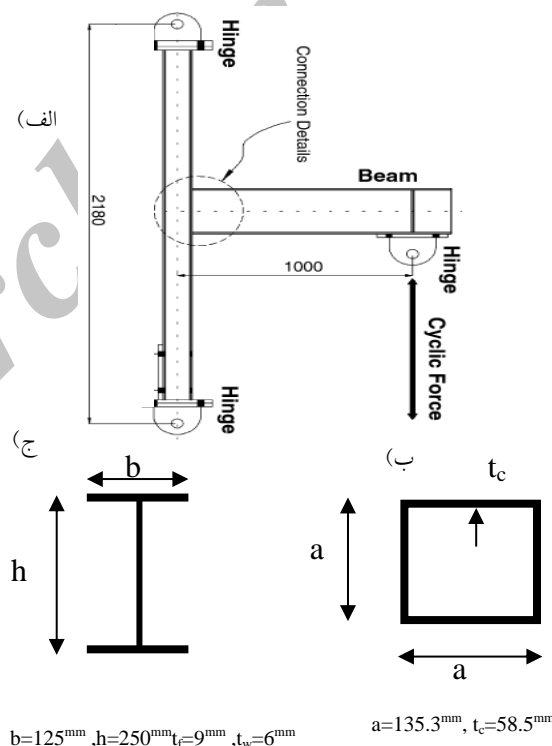
مدل‌سازی اتصال

۱/۶ رادیان می‌باشد. اسواتی و گارانج [7] به بررسی دو نوع اتصال که عبارت بودند از اتصال تیر به ستون با مقطع بال کاهش‌یافته و بدون مقطع بال کاهش‌یافته تحت بارگذاری سیکلی پرداختند. اتصال با مقطع کاهش‌یافته در ایالات متحده، ژاپن و اروپا صورت گرفته بود، اما آزمایش بر روی این نوع اتصال برای مقاطع هندوستان انجام نشده بود. آنها برای صحت‌سنجی نتایج یک مدل اجزای محدود را با نمونه آزمایشگاهی مقایسه نمودند و سپس مدل‌سازی‌ها صورت پذیرفت. نتایج نشان می‌دهد که اتصال بدون مقطع بال کاهش‌یافته دارای عملکرد ضعیفی می‌باشد به طوری که، ترک‌ها از قسمت جوش فلنج پایین آغاز می‌شود اما اتصال با مقطع بال کاهش‌یافته قابلیت تحمل ۰/۰۲ رادیان را بدون آن‌که در جوش خرابی اتفاقی بیفتد دارد. گرامی و همکاران [8] به بررسی اثر آرایش پیچ‌ها در اتصالات فولادی با ورق‌های انتهایی و T-Stub تحت اثر بارهای تناوبی پرداختند. آنها ۱۴ نمونه از اتصالات ذکر شده را با تغییر در ترتیب قرارگیری پیچ‌ها در جهت افقی و قائم را به روش اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند، نتایج بیانگر آن است که ظرفیت لنگر و سختی دورانی اتصال T-Stub بیشتر از اتصال با ورق‌های انتهایی می‌باشد. شی و همکاران [9] هشت نمونه اتصال با پیچ‌های پیش‌تینده را در نرم‌افزار ANSYS تحت بار چرخه‌ای مدل‌سازی نمودند. نتایج حاصل نشان‌دهنده تطابق خوب بین مدل اجزای محدودی و مدل آزمایشگاهی می‌باشد.

با توجه به آن‌که مقطع ستون اتصال مورد بررسی قوطی شکل می‌باشد در این قسمت به بررسی تعدادی از پژوهش‌های انجام‌شده بر روی اتصال صلب با مقطع ستون قوطی شکل پرداخته می‌شود. از آن جمله می‌توان به تحقیقات انجام‌شده توسط استلکو [10] در خصوص تقویت اتصال صلب تیر به ستون قوطی با استفاده از ورق‌های یک‌پارچه روی تیرها اشاره نمود. میورا و ماکینو [11] برای محاسبه ظرفیت تغییر شکل پلاستیک، و مقاومت خمشی نهایی نوع خاصی از اتصال تیر I شکل

(۲) قابل مشاهده می‌باشد. باتوجه به اینکه در تمامی قطعات ضخامت نسبت به سایر ابعاد کوچک می‌باشد، در نتیجه برای مدل‌سازی قطعات از المان Shell و مدل‌سازی پیچ‌ها از المان Solid استفاده شده است که قبلاً صحت‌سنجی اندرکنش بین این دو نوع المان انجام شده است. همچنین برای آنکه مدل‌سازی پیچیده نشود و بتوان از نوع مش‌بندی Structural که نسبت به سایر انواع مش‌بندی دارای دقت بالاتری می‌باشد استفاده نمود، قطعات به‌صورت جداگانه ترسیم و سپس با استفاده از تماس نوع Tie به یکدیگر متصل شده‌اند. تماس بین پیچ‌ها و جداره صفحات به‌صورت General contact و از نوع Penalty با ضریب اصطکاک ۰/۵ در نظر گرفته شده است [13].

نمونه قاب مقاوم خمشی انتخاب شده [3]، ابعاد و مقطع تیر و ستون و نحوه مدل‌سازی اتصال در شکل (۳) نشان داده شده است. تمامی مقاطع استفاده‌شده در این تحقیق شامل ستون‌ها، تیرها، ورق‌های انتهایی، مقطع قوطی و قسمت هرمی شکل از فولاد SS400 و تمامی پیچ‌های استفاده‌شده از نوع پر مقاومت A490 است که مشخصات آنها در جدول (۱) ارائه شده است [3,8]. مدول الاستیسیته برای تمامی مقاطع برابر با 200 GPa و ضریب پواسون برابر با ۰/۳ است. بارگذاری در دو مرحله صورت گرفته است، در مرحله اول باتوجه به نوع و سایز پیچ‌ها نیروی پیش‌تیندگی ۱۰۷ کیلونیوتن به پیچ‌ها اعمال می‌شود [13] و در مرحله دوم تغییر مکانها طبق ضوابط آیین‌نامه بارگذاری ATC-24 به انتهای تیر وارد می‌گردد [14] که مقادیر آن در جدول



شکل ۳ (الف) نمونه قاب خمشی، (ب) مقطع ابعاد ستون، (ج) مقطع و ابعاد تیر

جدول ۱ مشخصات فولاد و پیچ‌های مصرفی [3,8]

مواد	مقاطع	تنش (مگاپاسکال)	کرنش
SS400	تیر، ستون، ورق‌های اتصال، قوطی و قسمت هرمی شکل	۳۳۲	۰/۰۰۱۷۸
		۳۳۲	۰/۰۱۹۶
		۴۵۰	۰/۲۱۳۴
A490	پیچ‌ها	۷۹۴	۰/۰۰۳۸۶
		۱۰۳۵	۰/۰۱۳۵
		۱۰۳۵	۰/۰۳۰۹
		۱۰۴۸	۰/۲

جدول ۲ مراحل بارگذاری در انتهای تیر

شماره مرحله	۱	۲	۳	...	۶	...	۹	۱۰	...	۱۳	۱۴	...	۱۸
تغییر مکان (میلی متر)	±۳	±۶	±۹	...	±۱۸	...	±۳۰	±۳۵	...	±۵۰	±۶۰	...	±۱۰۰

جدول ۳ نام‌گذاری و مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده

نمونه	ضخامت ورق‌های اتصال (mm)	h (mm)	p (mm)	L (mm)	b (mm)	g (mm)
C0	۱۵	-	-	-	-	-
C1h150p50g1	۱۵	۱۵۰	۵۰	۱۱۳/۳	-	۱
C2h150p50g5	۱۵	۱۵۰	۵۰	۱۰۵/۳	-	۵
C3h75p50g1	۱۵	۷۵	۵۰	۱۱۳/۳	-	۱
C4h75p50g5	۱۵	۷۵	۵۰	۱۰۵/۳	-	۵
C5h75h75p50g1	۱۵	۷۵	۵۰	۱۱۳/۳	-	۱
C6h75h75p50g5	۱۵	۷۵	۵۰	۱۰۵/۳	-	۵
C7h75p50b230g1	۱۵	۷۵	۵۰	۱۱۳/۳	۲۳۰	۱*

۴. نمونه‌ای که دارای حرف **b** می‌باشد شامل یک مقطع قوطی شکل متصل شده به ورق‌های اتصال ستون طبقه بالا می‌باشد و عدد بعد از آن معرف ارتفاع این مقطع قوطی می‌باشد.

۵. عدد بعد از حرف **g** معرف فاصله آزاد بین زائده هرمی شکل و وجه داخلی قوطی اتصال می‌باشد که به صورت شماتیک در شکل (۴) نشان داده شده است.

در نمونه C0 هنگامی که مقدار نیروی وارد به انتهای تیر برابر با ۷۱/۶۲ کیلونیوتن باشد اولین عضوی

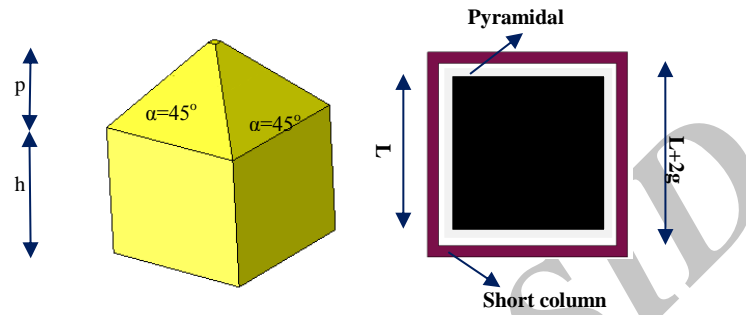
نام‌گذاری نمونه‌های مدل‌سازی شده در جدول (۳) ارائه شده است.

نام‌گذاری نمونه‌ها به صورت زیر می‌باشد:

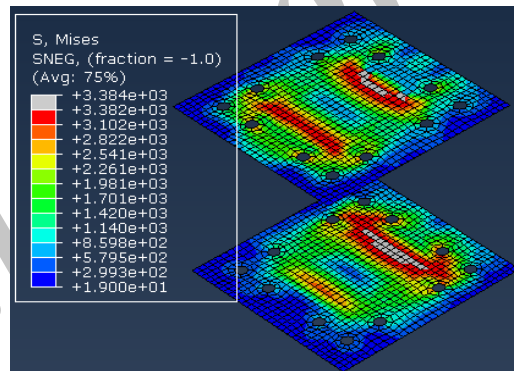
۱. نمونه‌هایی که دارای دو حرف **h** می‌باشند دارای دو عضو هرمی شکل یکی بر روی ورق انتهایی ستون بالا و یکی بر روی ورق انتهایی ستون پایین می‌باشند.
۲. عدد بعد از حرف **h** معرف ارتفاع قسمت مکعبی شکل قسمت هرمی شکل می‌باشد.
۳. عدد بعد از حرف **p** معرف ارتفاع قسمت هرمی شکل قسمت هرمی شکل می‌باشد.

کیلونیوتن می باشد. شکل های (۵) و (۶) توزیع تنش فون میسز در اجزای اتصال و شکل (۷) منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال را نشان می دهد. لازم به ذکر است که واحد تنش در تمامی شکل ها کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد.

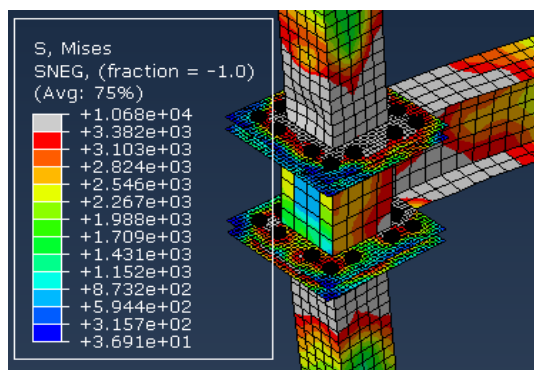
از اتصال که تنش در آن به تنش تسلیم می رسد ورق های انتهایی ستون می باشد. با افزایش نیرو تنش در سایر اعضا نیز به تنش تسلیم می رسد اما هیچ کدام چهار گسیختگی نمی گردد. نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر در انتهای تیر می گردد برابر با ۱۱۳/۷۳



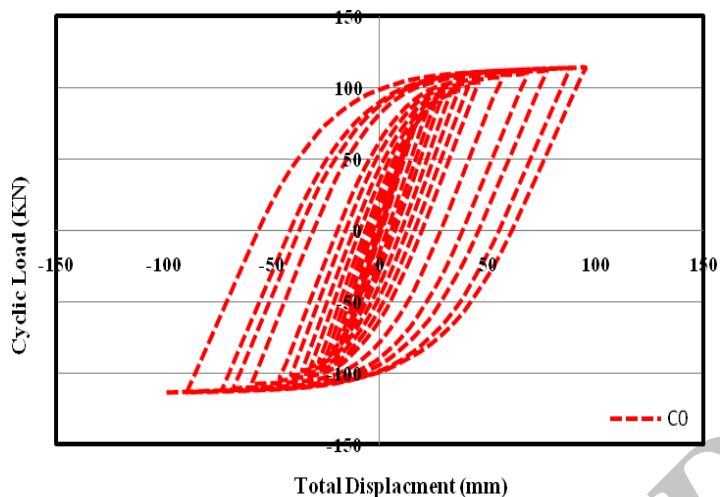
شکل ۴ پارامترهای نام گذاری



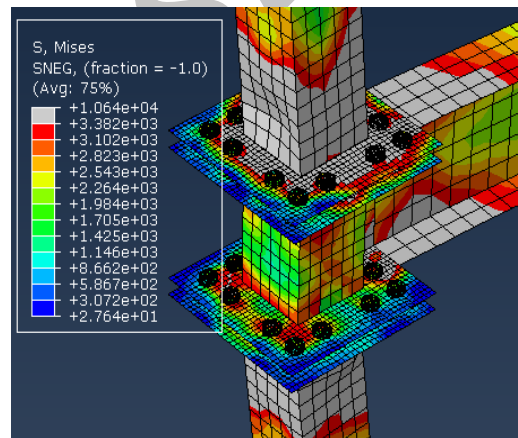
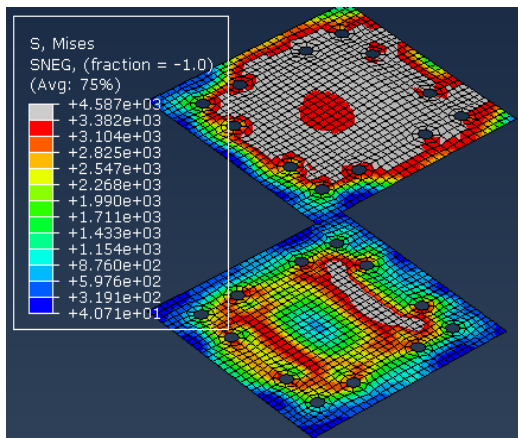
شکل ۵ توزیع تنش فون میسز در اتصال C0 (شروع تسلیم)



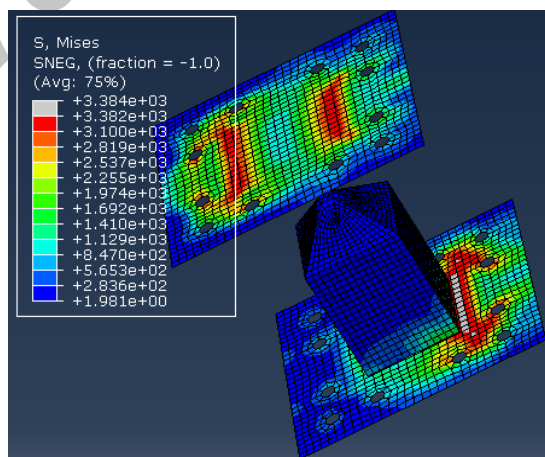
شکل ۶ توزیع تنش فون میسز در اتصال C0 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)



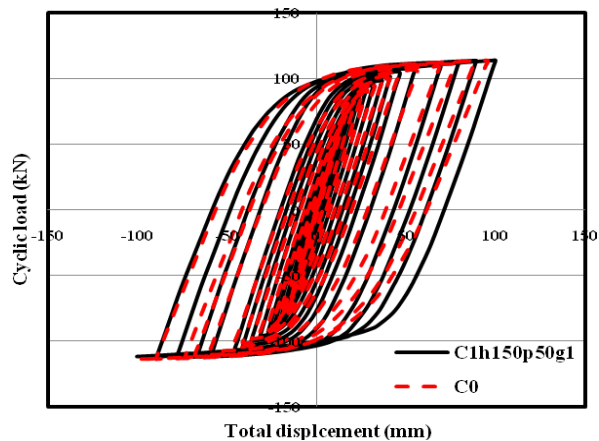
شکل ۷ منحنی نیرو تغییر مکان در اتصال C0



شکل ۸ توزیع تنش فون میسیز در اتصال C1h150p50g1 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر)

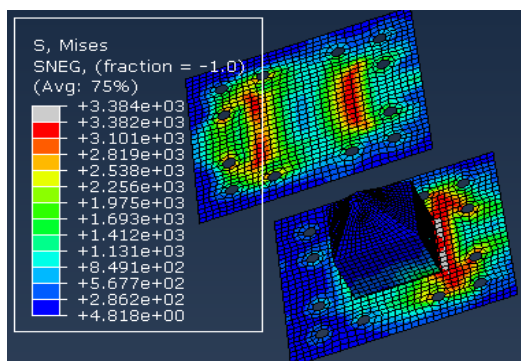


شکل ۹ توزیع تنش فون میسیز در اتصال C1h150p50g1 (شروع تسلیم)

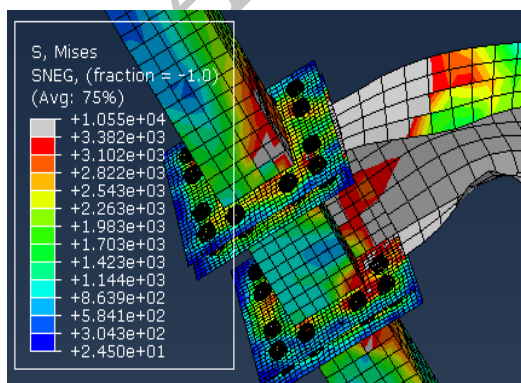


شکل ۱۰ منحنی نیرو تغییر مکان در اتصال C1h150p50g1

کیلونیوتن می‌باشد. شکل‌های (۱۱) و (۱۲) توزیع تنش فون میسیز در اجزای اتصال و شکل (۱۳) منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال را نشان می‌دهد.



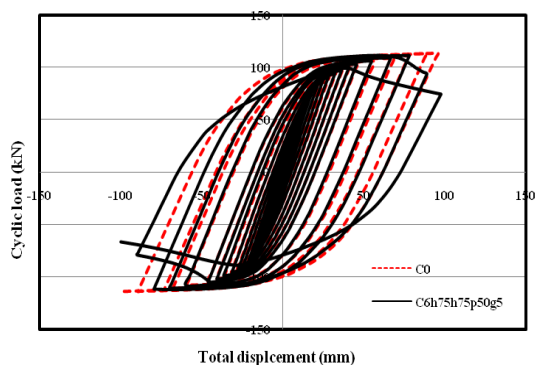
شکل ۱۱ توزیع تنش فون میسیز در اتصال C1h75p50g1 (شروع تسلیم)



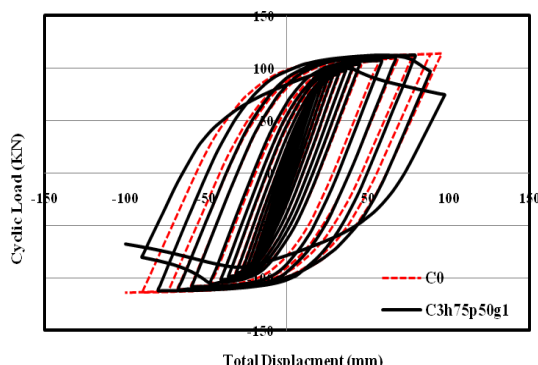
شکل ۱۲ توزیع تنش فون میسیز در اتصال C1h75p50g1 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر)

در نمونه C1h150p50g1 هنگامی که نیروی وارد برابر با ۷۲/۹۱ کیلونیوتن است اولین مقطعی که تنش آن به تنش تسلیم می‌رسد ورق پایین انتهای ستون می‌باشد. در این مرحله ورق بالای انتهای ستون هنوز به تنش تسلیم نرسیده است. با افزایش نیرو تنش در سایر مقاطع نیز به تنش تسلیم می‌رسد اما هیچ عضوی دچار گسیختگی نمی‌گردد. بیشترین نیروی قابل تحمل اتصال در این حالت برابر با ۱۱۳/۹۳ کیلونیوتن و نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر در انتهای تیر می‌گردد برابر با ۱۱۱/۳۵ کیلونیوتن می‌باشد. نکته قابل توجه کاهش تنش ورق انتهای ستونی که قسمت هرمی شکل بر روی آن قرار گرفته است می‌باشد. شکل‌های (۸) و (۹) توزیع تنش فون میسیز در اجزای اتصال و شکل (۱۰) منحنی نیرو-تغییر مکان اتصال را نشان می‌دهد.

در نمونه C3h75p50g1 هنگامی که نیروی وارد برابر با ۷۳/۰۳ کیلونیوتن است اولین مقطعی که تنش آن به تنش تسلیم می‌رسد ورق پایین انتهای ستون می‌باشد، در این مرحله ورق بالای انتهای ستون هنوز به تنش تسلیم نرسیده است. هنگامی که مقدار نیروی وارد به ۱۱۲/۰۳ کیلونیوتن می‌رسد در تیر مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود و پس از آن تیر دچار پیچش می‌گردد و مقادیر نیرو کاهش پیدا می‌کند به طوری که نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر می‌شود برابر با ۶۷/۶



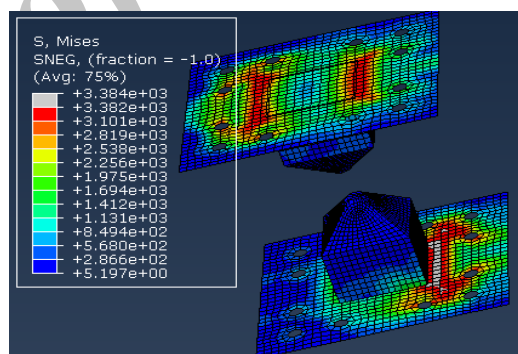
شکل ۱۶ منحنی نیرو- تغییر مکان در اتصال C6h75h75p50g5



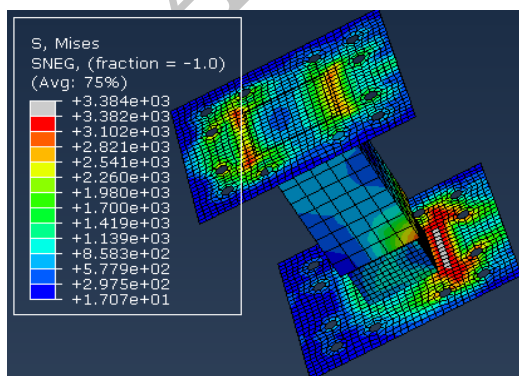
شکل ۱۳ منحنی نیرو- تغییر مکان در اتصال C3h75p50g1

در نمونه C7h75p50b230g1 هنگامی که نیروی وارد برابر با ۷۶/۰۷ کیلونیوتن گردد اولین مقطعی که تنش آن به تنش تسلیم می‌رسد ورق پایین انتهایی ستون می‌باشد، در این مرحله ورق بالای انتهایی ستون هنوز به تنش تسلیم نرسیده است. بیشترین نیروی قابل تحمل اتصال در این حالت برابر با ۱۱۳/۵۷ کیلونیوتن و نیرویی که سبب تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر می‌گردد برابر با ۱۱۰/۹۱ کیلونیوتن می‌باشد. شکل‌های (۱۷) و (۱۸) توزیع تنش فون میسز در اجزای اتصال و شکل (۱۹) منحنی نیرو- تغییر مکان اتصال را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد منحنی نیرو- تغییر مکان در این حالت دارای سطح زیر نمودار بیشتری است که نشان دهنده عملکرد بهتر و ظرفیت جذب انرژی بالاتر این نمونه اتصال نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشد.

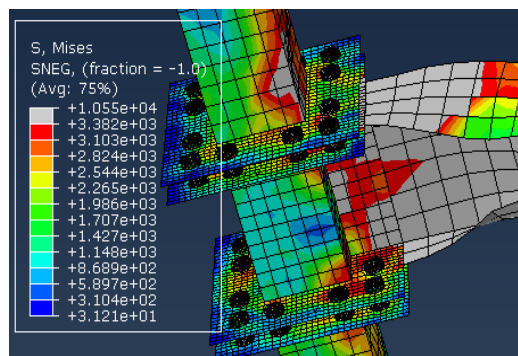
نمونه‌های C4h75p50g5, C5h75h75p50g1 و C6h75h75p50g5 بسیار مشابه نمونه C3h75p50g1 می‌باشد. شکل‌های (۱۴) و (۱۵) توزیع تنش فون میسز و شکل (۱۶) منحنی نیرو- تغییر مکان اتصال C6h75h75p50g5 را به‌عنوان نمونه نشان می‌دهد.



شکل ۱۴ توزیع تنش فون میسز در اتصال C6h75h75p50g5 (شروع تسلیم)



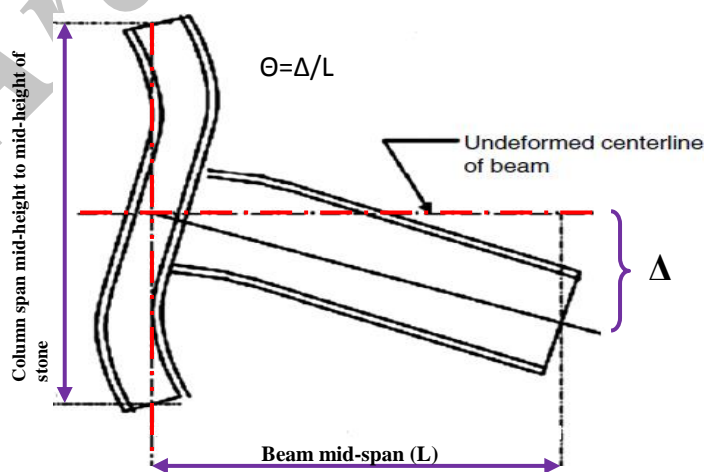
شکل ۱۷ توزیع تنش فون میسز در اتصال C7h75p50b230g1 (شروع تسلیم)



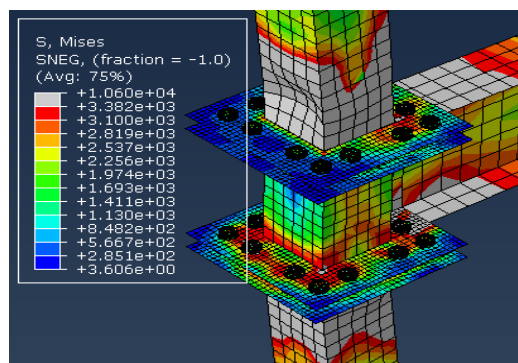
شکل ۱۵ توزیع تنش فون میسز در اتصال C6h75h75p50g5 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی‌متر)

الاستیک و غیرالاستیک اجزای مدل می باشد. از آنجا که حداکثر لنگر در قاب های خمشی در ناحیه اتصال تیر به ستون می باشد، عمده چرخش های غیرالاستیک در گره اتصال رخ می دهد که شامل چرخش های چشمه اتصال، اجزای اتصال و قسمت ابتدایی تیر که مفصل پلاستیک را شامل می شود، می باشد. به همین دلیل فرض می شود که چرخش غیرالاستیک مدل تقریباً برابر چرخش گره اتصال است. نحوه محاسبه تغییر مکان نسبی طبقه در شکل (۲۰) نشان داده شده است.

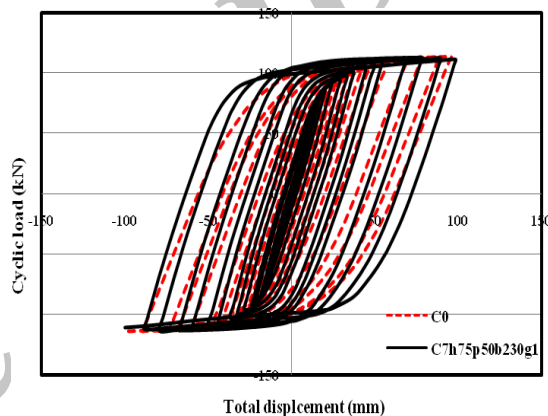
همان طور که در شکل (۲۱) نشان داده شده است، مقاومت اتصال (Mn)، حداکثر ممانی است که اتصال می تواند تحمل نماید. مقاومت اتصال را می توان براساس مدل حالت حدی نهایی اتصال و یا از آزمایش فیزیکی تعیین نمود. مقادیر مربوط به مقاوت اتصالات مدل سازی شده در جدول (۴) قابل مشاهده می باشد. همچنین در این جدول مقادیر مربوط به تغییر مکان انتهای تیر در لحظه جاری شدن بخشی از اجزای اتصال (Dy)، مقدار نیرو در لحظه جاری شدن (Ry)، زاویه دررفت میان طبقه در لحظه جاری شدن بخشی از اجزای اتصال (θy)، حداکثر نیروی قابل تحمل اتصال (Rmax) و مقدار نیرو در تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر (R100) را برای نمونه های مختلف نشان می دهد.



شکل ۲۰ نحوه محاسبه تغییر مکان و دوران اتصال [15]

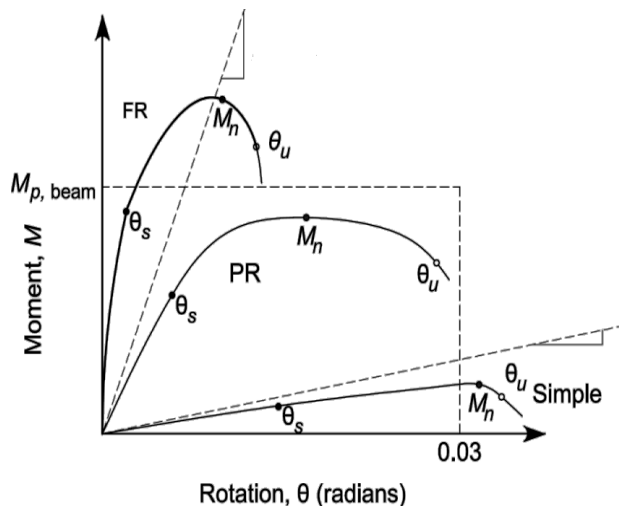


شکل ۱۸ توزیع تنش فون میسز در اتصال C7h75p50b230g1 (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)



شکل ۱۹ منحنی نیرو-تغییر مکان در اتصال C7h75p50b230g1

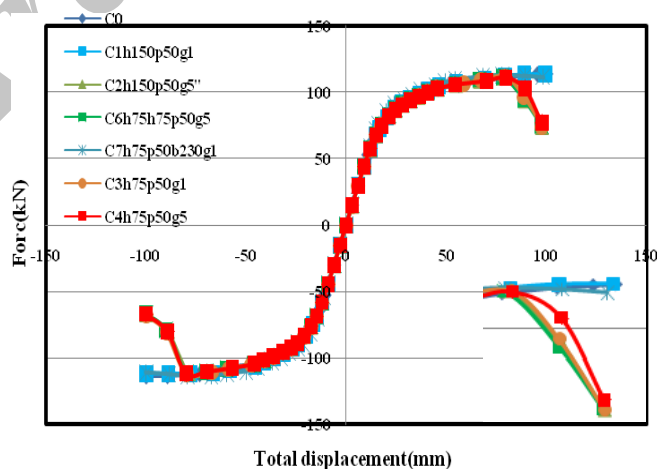
تغییر مکان نسبی طبقه شامل چرخش های



شکل ۲۱ محاسبه مقاومت اتصال براساس نمودار لنگر دوران [16]

جدول ۴ مقادیر R_{100} ، R_{max} ، θ_y ، R_y ، D_y برای نمونه‌های مختلف

نمونه	D_y (mm)	R_y (kN)	θ_y (rad.)	R_{max} (kN)	R_{100} (kN)	M_n (kN.m)
C0	16.35	71.78	0.0163	113.73	113.73	113.73
C1h150p50g1	16.66	72.91	0.0167	113.93	111.35	113.93
C2h150p50g5	116.33	71.87	0.0177	111.85	67	111.85
C3h75p50g1	16.33	71.93	0.0163	112.03	67.6	112.03
C4h75p50g5	16.33	71.89	0.0163	111.9	66.8	111.9
C5h75h75p50g1	16.33	72.2	0.0163	112.13	66.5	112.13
C6h75h75p50g5	16.33	71.92	0.0163	112.8	66.1	112.8
C7h75p50b230g1	16.32	76.07	0.0163	113.57	110.91	113.57



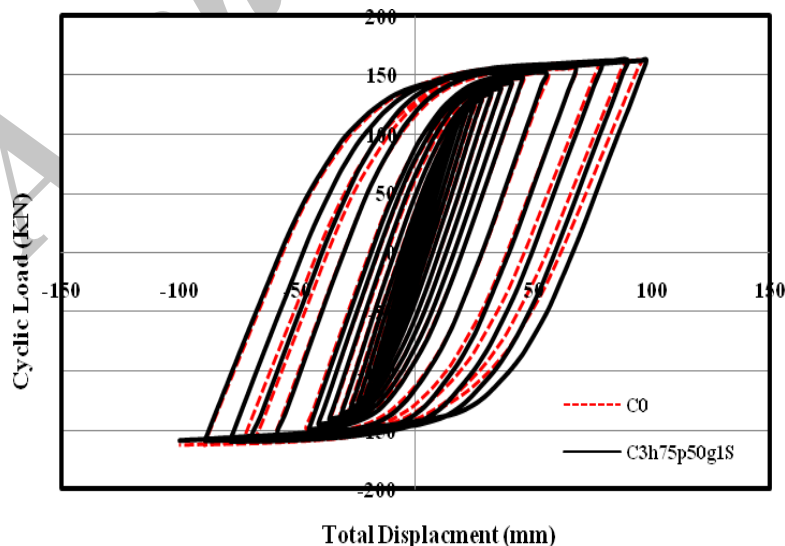
شکل ۲۲ منحنی اسکلتون نمونه‌های مختلف

قابل تحمل اتصال کاهش پیدا می نماید. شکل (۲۲) نمودار اسکلتون مربوط به نمونه ها را نشان می دهد.

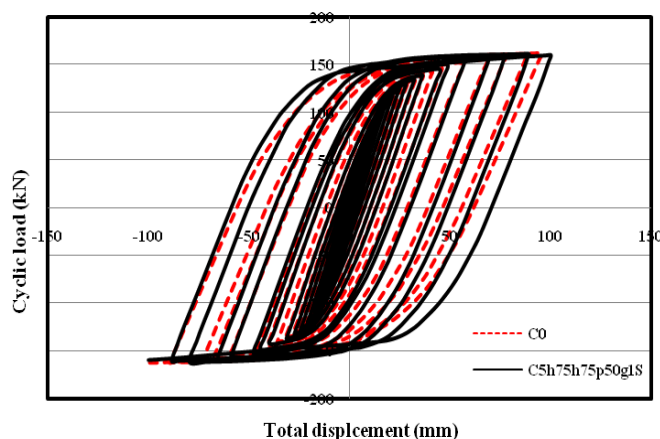
اثر تکیه گاه جانبی در انتهای تیر بر منحنی نیرو-تغییر مکان

در قسمت قبل مشاهده شد در برخی حالت ها پس از آنکه در تیر مفصل پلاستیک ایجاد می گردد تیر دچار پیچش می شود و ظرفیت اتصال کاهش پیدا می کند. در این قسمت به بررسی اتصالات در حالتی که انتهای تیر دارای مهار جانبی باشد پرداخته می شود. شکل های (۲۳) و (۲۴) نمودار نیرو-تغییر مکان اتصالات C3h75p50g1 و C5h75h75p50g1 را در حالتی که تیر در انتها دارای مهار جانبی باشد به عنوان نمونه نشان می دهد. نمودار سایر اتصالات در حالتی که تیر دارای مهار جانبی در انتها باشد بسیار مشابه می باشد. در نام گذاری نمونه ها حرف s نشان دهنده تکیه گاه جانبی در انتهای تیر می باشد. شکل (۲۵) نمودار اسکلتون نمونه ها را در حالتی که تیر دارای مهار جانبی باشد نشان می دهد.

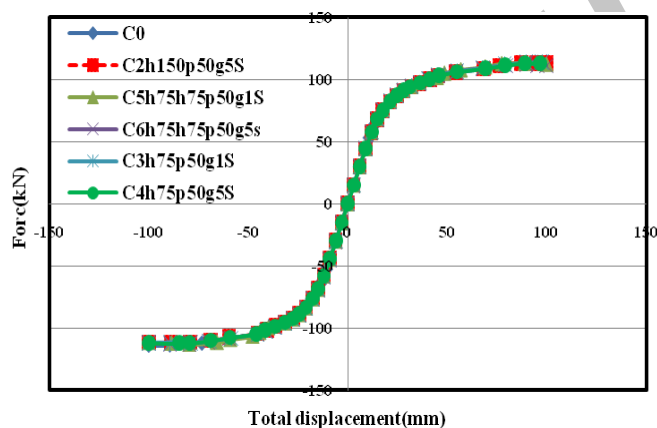
سه نوع قابی که در آیین نامه AISC 2005 [16] به آنها اشاره شده است، سه سطح مختلف از ظرفیت چرخشی غیرالاستیک لرزه ای مورد انتظار را شامل می شوند. قاب های خمشی ویژه (SMF) و متوسط (IMF) به ترتیب برای پذیرش چرخش غیرالاستیک $0/03$ و $0/01$ طراحی می شوند. قاب های خمشی معمولی (OMF) به گونه ای طراحی می شوند که به طور قابل ملاحظه ای در حالت الاستیک باقی بمانند و فرض می شود که تغییر شکل های غیرالاستیک بسیار کمی داشته باشند. در نتیجه قاب های خمشی ویژه، متوسط و معمولی باید بتوانند به ترتیب تغییر مکان نسبی طبقه $0/04$ ، $0/02$ و $0/01$ را بپذیرند. با توجه به مقادیر جدول (۴) مشاهده می شود که در تمامی نمونه ها اتصال قادر به تحمل دوران بیشتر از $0/01$ رادیان در ناحیه خطی و $0/04$ رادیان بدون کاهش در مقدار نیروی قابل تحمل می باشند که نشان دهنده آن است که این فرم سازه ای را می توان جزء قاب های خمشی با شکل پذیری ویژه در نظر گرفت. همچنین مشاهده می شود که در برخی از نمونه ها پس از آنکه در تیر مفصل پلاستیک ایجاد گردید تیر دچار پیچش می شود و مقدار نیروی



شکل ۲۳ منحنی نیرو-تغییر مکان در اتصال C3h75p50g1S



شکل ۲۴ منحنی نیرو- تغییر مکان در اتصال C5h75h75p50g1S



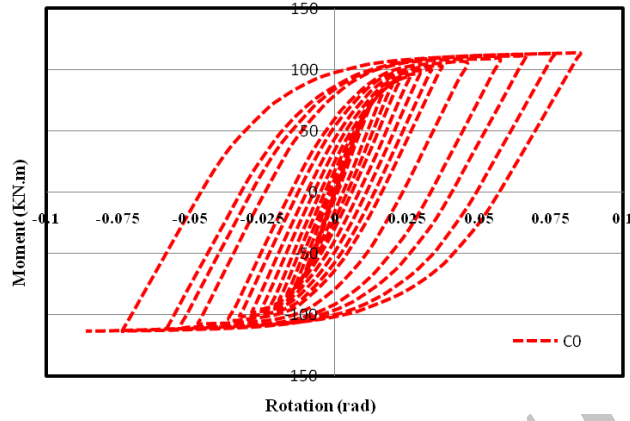
شکل ۲۵ منحنی اسکلتون نمونه‌های دارای مهار جانبی

چون تیر دارای مهار جانبی نمی‌باشد دچار پیچش می‌شود و ظرفیت دورانی اتصال کاهش پیدا می‌کند. سایر اتصالات نیز، چنین وضعیتی را دارا می‌باشند. شکل (۲۸) منحنی لنگر-دوران اتصال C6h75h75p50g5 را در حالت در نظر گرفتن مهار جانبی برای تیر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود چنانچه تیر دارای مهار جانبی باشد و از دو مقطع هرمی شکل استفاده گردد سطح زیر نمودار و ظرفیت جذب انرژی اتصال افزایش می‌یابد. سطح زیر نمودار لنگر- دوران نمونه C7h75h50b230g1 نسبت به سایر نمونه‌ها بیشتر است. این امر نشان‌دهنده عملکرد بهتر و ظرفیت جذب انرژی بیشتر آن نسبت به سایر نمونه‌ها می‌باشد که در شکل (۲۹) قابل مشاهده می‌باشد.

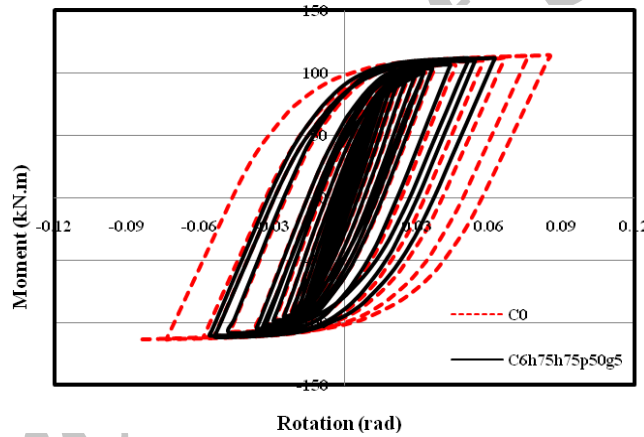
بررسی منحنی لنگر- دوران چشمه اتصال

در این قسمت منحنی لنگر- دوران چشمه اتصال برای هریک از اتصالات قسمت قبل محاسبه و ترسیم می‌گردد. مقدار لنگر وارد بر اتصال از ضرب نمودن نیروی اعمال شده بر انتهای تیر در فاصله انتهای تیر تا مرکز ستون (فاصله L در شکل ۱۹) و مقدار دوران با توجه به رابطه (۱) تعیین می‌گردد. شکل (۲۶) منحنی لنگر- دوران اتصال C0 را نشان می‌دهد، همان‌طور که مشاهده می‌شود این اتصال دارای ظرفیت شکل‌پذیری بالایی می‌باشد به طوری که می‌تواند دوران بیشتر از ۰/۰۸ رادیان را بدون کاهش در ظرفیت اتصال تحمل نماید. شکل (۲۷) منحنی لنگر دوران مربوط به اتصال C6h75h75p50g5 را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که

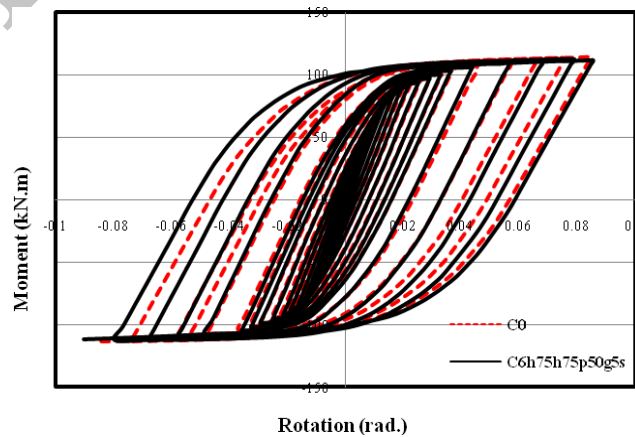
(۱) مکان بالای قوطی، DD تغییر مکان پایین قوطی، H
 در رابطه فوق R دوران چشمه اتصال، UD تغییر ارتفاع قوطی می باشد.



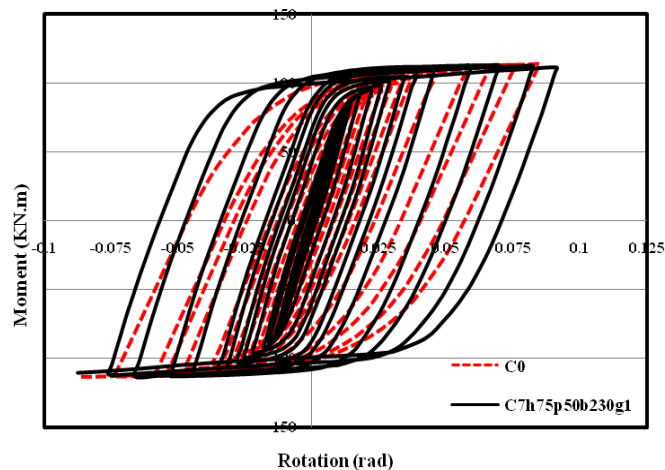
شکل ۲۶ منحنی لنگر-دوران اتصال C0



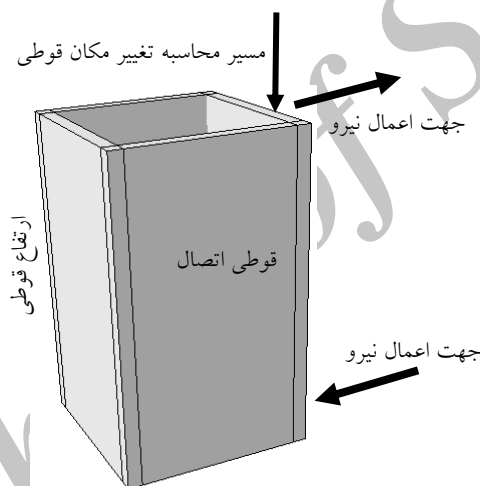
شکل ۲۷ منحنی لنگر-دوران اتصال C6h75h75p50g5



شکل ۲۸ منحنی لنگر-دوران اتصال C6h75h75p50g5s



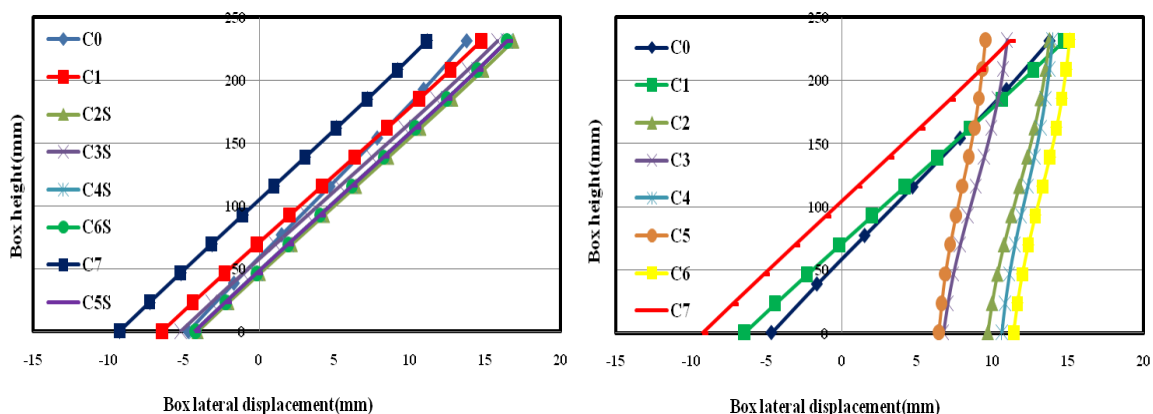
شکل ۲۹ منحنی لنگر-دوران اتصال C7h75h50b230g1



شکل ۳۰ نحوه محاسبه تغییر مکان افقی قوطی اتصال

بسیاری از نمونه‌ها چنانچه تیر دارای تکیه‌گاه جانبی نباشد، تغییر مکان بالا و پایین قوطی مثبت می‌شود و سبب کاهش میزان دوران چشمه اتصال می‌گردد. در تمامی نمونه‌ها دارای تکیه‌گاه جانبی و بعضی از نمونه‌های بدون تکیه‌گاه جانبی چشمه اتصال قادر به تحمل دورانی برابر با $0/08$ رادیان می‌باشد. در تمامی نمونه‌ها جابه‌جایی بالای قوطی از پایین آن بیشتر می‌باشد اما در نمونه C7h75p50b230g1 این مقادیر خیلی به هم نزدیک‌تر است و تغییر مکان قوطی تقریباً متقارن می‌باشد.

در ادامه برای بررسی نحوه تغییر شکل قسمت قوطی شکل اتصال در انتهای بارگذاری منحنی‌های مربوط به تغییر شکل افقی قوطی برای اتصالات مختلف در حالت با و بدون تکیه‌گاه جانبی رسم شده است. شکل (۳۰) نحوه و مسیر محاسبه و شکل (۳۱) مقادیر این تغییر مکان را نشان می‌دهد. جدول (۵) مقدار تغییر مکان بالا و پایین قوطی اتصال و میزان دوران چشمه اتصال را در زمانی که مقدار تغییر مکان انتهای تیر برابر با ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد نشان می‌دهد. شکل (۳۱) و جدول (۵) نشان می‌دهد که در



شکل ۳۱ منحنی تغییر مکان جانبی قسمت قوطی شکل اتصال (تغییر مکان ۱۰۰ میلی متر)

جدول ۵ مقادیر تغییر مکان بالا و پایین قوطی اتصال و مقدار دوران چشمه اتصال در زمان D_{100}

نمونه	تغییر مکان بالای قوطی (mm)	تغییر مکان پایین قوطی (mm)	دوران چشمه اتصال (rad.)	نمونه	تغییر مکان بالای قوطی (mm)	تغییر مکان پایین قوطی (mm)	دوران چشمه اتصال (rad.)
C0	13.75	-4.69	0.08	C7h75p50b230g1	11.13	-9.26	0.0886
C1h150p50g1	14.73	-6.47	0.092	C2h150p50g5S	16.83	-4.07	0.091
C2h150p50g5	13.75	9.67	0.0177	C3h75p50g1S	15.80	-5.20	0.091
C3h75p50g1	10.9	6.70	0.0183	C4h75p50g5S	17.07	-3.75	0.091
C4h75p50g5	13.97	10.59	0.0147	C5h75h75p50g1S	16.32	-4.26	0.089
C5h75h75p50g1	9.51	6.41	0.0135	C6h75h75p50g5S	16.45	-4.25	0.09
C6h75h75p50g5	15.07	11.38	0.016				

محسوب می گردد.

۲. باتوجه به شکل های (۱۱) الی (۲۱) مشخص می گردد که چنانچه ابعاد قسمت هرمی شکل و فاصله آزاد بین آن با قسمت قوطی شکل مناسب انتخاب نشود، پس از آنکه در تیر مفصل پلاستیک ایجاد گردید تیر دچار پیچش می شود و مقاومت اتصال کاهش پیدا می کند. بیشترین کاهش مربوط به نمونه $C6h75h75p50g5$ است که مقدار کاهش آن برابر با ۴۲ درصد می باشد، در نتیجه استفاده از تکیه گاه جانبی الزامی می باشد.

۳. در تمامی نمونه هایی که تیر دارای تکیه گاه جانبی می باشد، استفاده از قسمت هرمی شکل سبب افزایش

نتیجه گیری

در این پژوهش یک روش پیشنهادی برای اجرای راحت تر و سریع تر اتصال پیش ساخته مدولار فولادی ارائه گردید و سپس به بررسی اندرکنش قسمت هرمی شکل با اجزای این اتصال پرداخته شد که مهم ترین نتایج به دست آمده به شرح زیر است:

۱. تمامی نمونه ها قادر به تحمل دوران بیشتر از ۰/۰۱ رادیان در قسمت خطی و حداقل ۰/۰۶ رادیان تا قبل از گسیختگی بدون کاهش در مقدار نیروی قابل تحمل می باشند که نشان دهنده ظرفیت دورانی بالای این اتصال می باشد و همچنین بیانگر آن است که این فرم سازه ای جزء قاب های خمشی با شکل پذیری بالا

ظرفیت جذب انرژی اتصال بیشترین مقدار می‌باشد.
 ۶. مقادیر جدول (۴) نشان می‌دهد که اضافه نمودن زائده هرمی شکل تأثیر زیادی بر مقاومت اتصال (Mn) ندارد.

۷. بهترین حالتی که هم عملکرد اتصال مناسب باشد و هم اجرای آن خیلی راحت‌تر باشد حالتی است که از دو قسمت هرمی شکل بر روی صفحات اتصال ستون‌های بالا و پایین استفاده گردد؛ مشروط به آنکه تیر دارای مهار جانبی باشد. همچنین بهترین مقدار فاصله آزاد بین قسمت هرمی شکل و مقطع قوطی شکل تیر برابر با مقدار لقی سوراخ پیچ می‌باشد که کمک بسیاری به اجرای راحت‌تر و بهتر ستون می‌نماید.

سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان و در نتیجه بهبود عملکرد و افزایش ظرفیت جذب انرژی اتصال می‌گردد.

۴. شکل (۸) نشان می‌دهد که استفاده از قسمت هرمی شکل بر روی ورق‌های اتصال سبب کاهش مقدار تنش در آن ورق می‌شود که این میزان کاهش در بارگذاری‌های بزرگ محسوس‌تر می‌باشد.

۵. شکل‌های (۱۹) و (۲۹) نشان می‌دهد بهترین عملکرد حالتی است که قسمت هرمی شکل بر روی ورق اتصال ستون طبقه پایین و یک مقطع قوطی شکل بر روی ورق اتصال ستون طبقه بالا قرار گیرد و این دو قسمت به صورت لگو داخل یکدیگر قرار گیرند. در این حالت سطح زیر نمودار نیرو-تغییر مکان و

مراجع

1. Bravo Miguel, A. and Herrera Ricardo, A., "Performance under Cyclic Load of Built-up T-Stubs for Double T Moment Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 103, PP. 117-130, (2014).
2. Sofias, C.E., Kalfas, C.N. and Pachoumis, D.T., "Experimental and FEM Analysis of Reduced Beam Section Moment Endplate Connections under Cyclic Loading", *Engineering Structures*, Vol. 59, PP. 32-329, (2014).
3. Min Yang, C. and Moon Kim, Y., "Cyclic Behavior of Bolted and Welded Beam-to-Column Joints", *Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 49, PP. 635-649, (2007).
4. Liu, X.C., Pu, S.H., Zhang, A.L., Xu, A.X., Ni, Z., Sun, Y. and Ma, L., "Static and Seismic Experiment for Bolted-welded Joint in Modularized Prefabricated Steel Structure", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 115, PP. 417-433, (2015).
5. Ghassemieh, M., Jalalpour, M. and Akbar Gholampour, A., "Numerical Evaluation of the Extended Endplate Moment Connection Subjected to Cyclic Loading", *Current Advances in Civil Engineering*, Vol. 2, PP. 35-43, (2014).
6. AlHendi, H. and Celikag, M., "Parametric Study on Moment-Rotation Characteristics of Reverse Channel Connections to Tubular Columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 104, PP. 261-273, (2015).
7. Kulkarni Swati, A. and Gaurang, V., "Study of Steel Moment Connection with and without Reduced Beam Section", *Case Studies in Structural Engineering*, Vol. 1, PP. 26-31, (2014).

8. Gerami, M., Saberi, H., Saberi, V. and Saedi Daryan, A., "Cyclic Behavior of Bolted Connections with Different Arrangement of Bolts", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, PP. 690-705, (2010).
9. Shi, G., Shi, Y. and Wang, Y., "Behaviour of End-Plate Moment Connections under Earthquake Loading", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 5, PP. 703- 716, (2007).
10. Settleco, P., "Pinned I Beam to RHS Columns with Stiffness", *Journal of Structural Devison, ASCE*, Vol. 107(07), PP. 2214-2227, (1981).
11. Miura, K. and Makino, Y., "Testing of Beam-to-RHS Column Connections without Weld Access Holes", *Proceeding of 11th Int. offshore and Polar Engineering Conference*, Stranger, Norway, (2001).
12. Goswami, R. and Murty, C.V.R., "Externally reinforced welded I-Beam-to Box-Column Seismic Connection", *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 136, No,1, PP. 23-30, (2010).
13. Salmon, C. G., Johnson, J. E., and Malhas, F. A., "Steel Structure Design and Behavior", 5th ed., Prentice Hall, Publisher, New York, (2008).
14. ATC-24., "Guidelines of Cyclic Seismic Testing on Components for Steel structures", Redwood City, California: APPLIED Technology Council (1992).
15. FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings. Report no. FEMA-350. Federal Emergency Management Agency: California Universities for Research in Earthquake Engineering; (2000):
16. California Universities for Research in Earthquake Engineering; AISC, American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", Chicago, (2005).

Archive of SID