

است. حال آنکه در یک قاب خمشی مهار نشده امکان حرکت جانبی برای قاب و در نتیجه ستون در داخل صفحه خود وجود دارد. بنابراین در نمونه‌های مدل‌سازی شده در این پژوهش، درجه آزادی سر ستون در داخل صفحه باز گذاشته می‌شود که این امر امکان بررسی و تأثیر کمانش کلی ستون در چشمه اتصال را فراهم می‌کند و به واقعیت فیزیکی نزدیک‌تر است. البته در یک اتصال صلیبی تیر به ستون که از یک قاب خارج شده است، شرایط واقعی حالتی بین گیرداری کامل بالای ستون اتصال صلیبی و آزادی کامل بالای ستون است و در مدل‌سازی، بالای ستون باید به فنری متصل شود که سختی آن وابسته به سختی اجزای متصله به اتصال صلیبی است. ولی چون عملاً پیدا کردن این سختی کاری دشوار و پیچیده است، بالای این اتصال صلیبی باز گذاشته شده است. لذا از نظر تعیین ظرفیت و شکل‌پذیری چشمه اتصال نتایج این حالت نسبت به حالتی که جلوی تغییر مکان جانبی در داخل صفحه بالای ستون گرفته شود، محافظه کارانه است [۵].

در این پژوهش نمونه‌های تعریف شده به استناد صحت عملکرد رفتاری و انطباق عملکرد مدل تحلیلی با آزمایشگاهی، مدل‌سازی خواهند شد. در این پژوهش، سه پارامتر اصلی که بر روی رفتار لرزه‌ای چشمه اتصال تأثیر

تاکنون تحقیقات قابل توجهی در مورد رفتار لرزه-ای چشمه اتصال و شکل‌پذیری آن در شرایطی که ارتفاع تیرهای طرفین چشمه اتصال برابر است، انجام شده است [۱]. اما تأثیر نابرابری ارتفاع تیرها در شکل‌پذیری چشمه اتصال کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. بطوریکه مقدار ضریب شکل‌پذیری چشمه اتصال غیر متأثر از میزان نابرابری ارتفاع تیرها در کلیه حالات یکسان داده شده است.

در این پژوهش سه ویژگی خاص در نظر گرفته شده است:
۱- بررسی تأثیر نابرابری ارتفاع تیر طرفین اتصال در شکل‌پذیری چشمه اتصال.

۲- تعیین شکل‌پذیری چشمه اتصال با استفاده از پوشی که بر روی حلقه هیستریزیس رسم می‌شود. این روش به واقعیت رفتاری چشمه اتصال در هنگام بارگذاری لرزه‌ای نزدیک‌تر است، حال آنکه در مطالعات گذشته [۲] و [۳] شکل‌پذیری و ظرفیت چشمه اتصال بیشتر بر اساس بارگذاری افزایشی استاتیکی انجام شده است.

۳- در اغلب تحقیقات گذشته [۴] و [۵] خصوصاً در تحقیقات آزمایشگاهی به دلیل محدودیت‌های تغییر مکان جانبی و محدودیت و الزامات دستگاه‌های بارگذاری جلوی تغییر مکان جانبی در داخل صفحه بالای ستون گرفته شده

گذارند مورد مطالعه قرار می‌گیرد:

۱- ضخامت چشمه اتصال بر مبنای طراحی ناحیه اتصال قوی (مقاومتی- استاندارد ۲۸۰۰) و تعادلی (دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود) طرح می‌شود و تغییر می‌نماید.

۲- ضخامت بال ستون تغییر می‌نماید

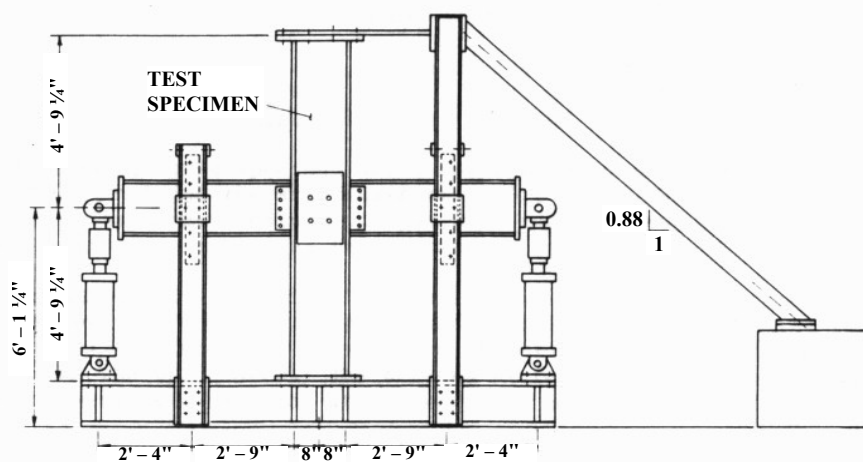
۳- ارتفاع تیرهای طرفین نسبت به هم تغییر می‌نمایند.

جک محوری که بارگذاری محوری را روی ستون انجام می‌دهد، اعمال شده است.

نحوه بارگذاری روی تیرها از نوع کنترل نیرو بوده است. بار محوری ستون براساس بیشترین بار ناشی از بارگذاری ثقلی که در ستون تنشی برابر 21ksi (147Mpa) ایجاد می‌کند، انتخاب شده است. این مقدار بار محوری به همین صورت در طول آزمایش ثابت می‌ماند، سپس تیرها به صورت رفت و برگشتی بارگذاری می‌شوند. نحوه بارگذاری به این صورت است که یک تیر به سمت پایین بارگذاری شده و طرف دیگر در همان لحظه به سمت بالا بارگذاری می‌شود. تیرها در ابتدا در دو سیکل اول تا رسیدن به نصف تنش مجاز خمشی اسمی یعنی 12ksi (84Mpa) بارگذاری می‌شوند. در مرحله بعد، بارگذاری تیرها تا مرز تنش مجاز خمشی 24ksi (168Mpa) افزایش داده شده و دو سیکل تکرار می‌شود. سپس بارگذاری افزایش یافته تا تنش در دورترین تار به تنش اسمی جاری شدگی 36ksi (252Mpa) برسد. همین بارگذاری برای یک یا دو سیکل نیز تکرار می‌شود. مرحله بعدی بارگذاری بر اساس تنش حد جاری شدن 36ksi (252Mpa) کامل مقطع تیر است که براساس مقطع پلاستیک قابل محاسبه است. بارگذاری فوق نیز مجدداً برای دو سیکل دیگر تکرار می‌شود. از روی این حالت اخیر بارگذاری و براساس حلقه های هیستریزس بدست آمده می‌توان به اطلاعاتی راجع به شکل پذیری مجموعه دست یافت. این افزایش بار تا زمانی که گسیختگی در نمونه اتفاق می‌افتد، ادامه دارد [۵].

باتوجه به مواردی که درباره رفتار چشمه اتصال بیان گردید لزوم انجام آزمایش‌هایی برای پوپوف [۵] و همکارانش ضروری به نظر رسید. بنابراین نمونه‌هایی برای این آزمایش‌ها ساخته شد. به علت اینکه امکان آزمایش و بارگذاری روی نمونه با تیرها و ستون‌ها در مقیاس واقعی وجود نداشت، با فرض در وسط قرار گرفتن نقطه عطف در تیرها و ستون‌ها از نمونه ساده شده یک اتصال صلیبی که بتواند مبین رفتار آن در کل قاب باشد استفاده گردید [۵]. برای این منظور در اتصال صلیبی طول اعضاء تا نقطه عطف ساخته شد.

جزئیات آزمایش در شکل (۱) به صورت شماتیک نشان داده شده است که در آن می‌توان جک‌ها و تکیه‌گاه‌های اصلی و جانبی و جزئیات اتصال را مشاهده کرد. همانطور که در شکل مذکور می‌توان دید با یک ابزار افقی جلوی تغییر مکان بالای ستون در داخل صفحه گرفته شده است. این محدودیت به ناچار و به دلیل محدودیت حرکت جانبی

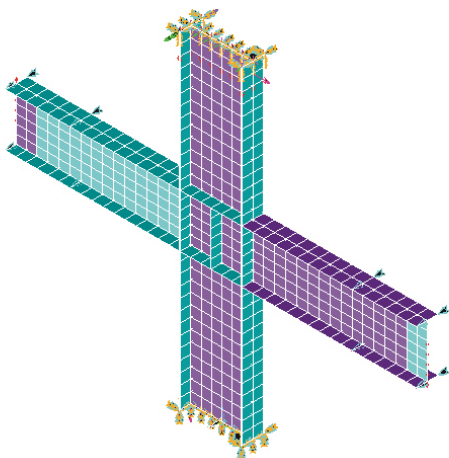


[۱]

:

با توجه به مدل اصلی آزمایشگاهی که به آن اشاره شد، ابعاد هندسی مدل تحلیلی اصلی در نرم افزار ANSYS ساخته شد و با استفاده از المان (Shell 43 (NonLinear مش بندی گردید و صحت روی هم افتادن گره های تک تک المان ها روی مرزها مورد بازبینی قرار گرفت.

نمایی از مدل تحلیلی در شکل (۴) دیده می شود. در این مدل تحلیلی جوشهای بالهای تیر به جان ستون مدل نشده است. زیرا همان طور که اشاره شد در نمونه آزمایشگاهی جاری شدن بالها در جوش و در منطقه حرارت دیده رخ نداده است و هیچ شکستی در این نمونه ها در محل جوش های اتصال بال تیر به بال ستون و همچنین در سایر مواضع جوشکاری رخ نداده است. بنابراین برای مدل کردن سازه از مدل کردن جوش و خواص آن به عنوان یک جسم ترد شکن صرف نظر گردید. با مراجعه به نتایج آزمایش نمونه آزمایشگاهی که در آن مؤکداً ذکر شده است که در پیچ ها و برشگیرهای متصل به آن هیچ لغزشی رخ نداده است [۵]، لزومی به مدل کردن پیچ ها در مدل تحلیلی نیز دیده نشد.

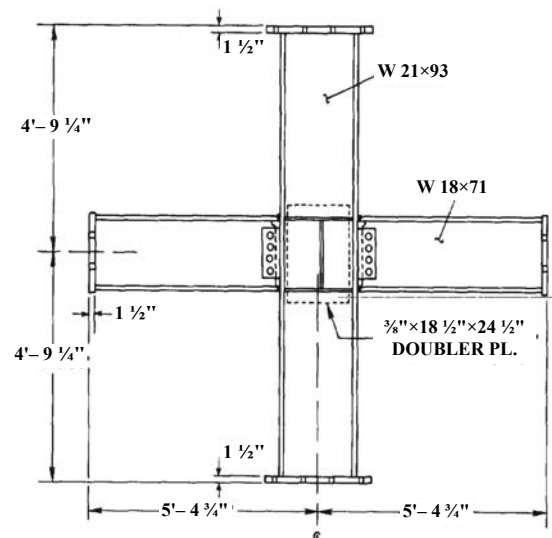


برای مدل کردن تکیه گاه های جانبی که در مدل اصلی وجود داشت در نمونه تحلیلی جلوی آزادی خارج صفحه در این محل ها گرفته شد.

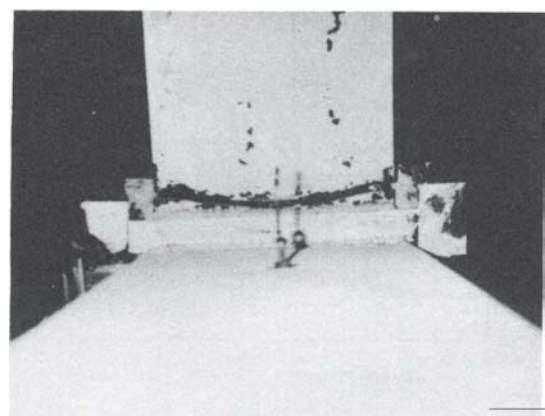
در قسمت بحث در مورد نتایج آزمایش در نمونه های آزمایشگاهی تأکید شده بود [۵] که ورق های پیوستگی و ورق سخت کننده قائم به سمت بیرون صفحه ستون کمانش کرده اند. لذا این مسأله نیز در مدل تحلیلی بوسیله آنالیز کمانش مد نظر قرار گرفت. نتایج تحلیلی ناشی از

با توجه به اینکه نمونه آزمایشگاهی شماره ۸ در آزمایش های پوپوف [۵] حلقه هیستریزس رفتاری کاملاً پایدار از خود نشان داد و در طول آزمایش در محل اتصالات پیچی لغزشی بین صفحات مشاهده نشد و گسیختگی در جوشها نیز اتفاق نیفتاد، بنابراین در این پژوهش این نمونه مبنای مدلسازی قرار گرفت. جزئیات ساخت برای این نمونه در شکل (۲) نشان داده شده است.

شکل (۳) شکست بال پایینی تیر را نشان می دهد این نمونه دارای دو بال گسیخته شده در یک زمان می باشد. اشاره به این نکته حائز اهمیت است که در تمام حالات جوش انگستانه بر روی ورق مضاعف مؤثر تشخیص داده شده است [۵].



[۲]



[۳]

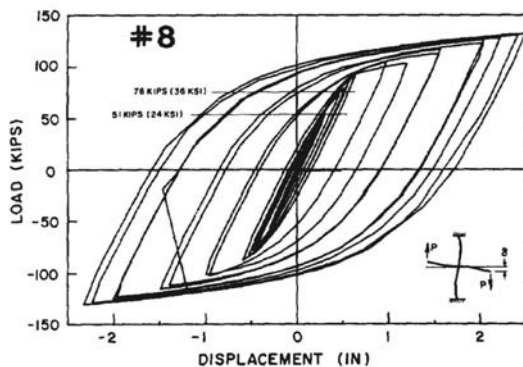
آنالیز کمانش در نمونه تحلیلی و انطباق آن با کمانش در نمونه واقعی در بخش ۵ از این مقاله گنجانده شده است. در تحلیل این مدل فرض شده است که مصالح از خواص پلاستیسیته و الاستیسیته بطور کامل پیروی می کنند. سخت شدگی کرنشی همسان در کشش و فشار در آنالیز با بار گذاری رفت و برگشتی برای فولاد فرض شد. خواص غیرخطی هندسی از طریق کرنش های کوچک و فرمول بندی تغییر مکان های بزرگ در نظر گرفته شده است. تمام این موارد با توجه به امکانات نرم افزار ایجاد شده است. در این نرم افزار این قابلیت وجود دارد که خواص غیرخطی مصالح و هندسی با هم در نظر گرفته شود. باید به این نکته اشاره کرد که وجود جوش انگشتانه در آزمایش واقعی در الحاق کامل ورق مضاعف به جان ستون مؤثر تشخیص داده شده است و این دو صفحه به واسطه این جوش به هم دوخته شده اند. به خاطر همین موضوع کمانش نسبی ورق مضاعف نسبت به جان ستون مدل نشد ولی تمام کمانش ها یعنی کمانش ورق مضاعف و جان ستون با هم و کمانش سخت کننده ها در چشمه اتصال مدل شده است. همچنین تحلیل از نوع غیرخطی و استاتیکی است و بر اساس تئوری پلاستیسیته کلاسیک و

بر اساس معیار گسیختگی فون میسر انجام شده است شایان ذکر است که در مطالعات انجام شده موضوع انتشار ترک مورد ملاحظه قرار نگرفته است. این امر وابسته به قابلیت ترک پذیری از طریق گسترش تنش در مصالح است که باعث تسهیل در شکست سازه می شود و به شرطی میسر است که ترک یا مسأله نامنظمی در سازه معرفی شده باشد [۶].

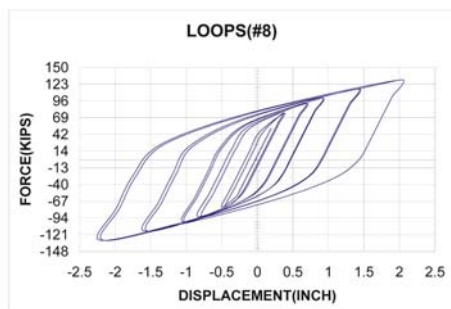
بارگذاری این مدل تحلیلی مانند مدل آزمایشگاهی از نوع کنترل نیرو بوده است و تمام گامهای بار گذاری نمونه آزمایشگاهی که در بخش ۳ مقاله اشاره شد عیناً در مدل تحلیلی نیز لحاظ گردید. همچنین شرایط مرزی مدل آزمایشگاهی نیز عیناً در مدل تحلیلی گنجانده شده است. خواص مصالح در تیر، فولاد A36 و در ستون، فولاد A54 همانند آزمایش واقعی در مرجع [۵]، در مدل تحلیلی منظور شد.

با توجه به موارد ذکر شده و استفاده از قوانین

تسلیم برای توجیه رفتار لرزه ای مدل تحلیلی و تحلیل نهایی مدل، منحنی رفتار لرزه ای ترسیم شد. تطابق منحنی های رفتار لرزه ای مدل تحلیلی و مدل آزمایشگاهی نشان دهنده صحت تقریبی مدل تحلیلی است. علت تقریبی بودن انطباق از نظر نگارندگان فرض هایی است که بر مبنای تئوری های الاستیسیته و پلاستیسیته بر المان های اجزاء محدود حاکم است و همچنین تقریب هایی که برای ساده سازی در مصالح بر روی آنها فرض می شود [۷]. در اشکال (۵) و (۶) حلقه های هیستریزیس نیرو تغییر مکان برای نوک تیر طره برای نمونه آزمایشگاهی و نمونه تحلیلی کشیده شده است که مقدار ماکزیمم بار نمونه تحلیلی در هنگام خاتمه آنالیز و لحظه عدم همگرا شدن آنالیز در نرم افزار به ۱۳۰ kips - ۵۷۸ KN) و تغییر مکان متناظر ۲.۲۱ inch - ۵۶۱ cm) می رسد. این مقدار در نمونه آزمایشگاهی به ۲.۵ inch - ۶۳ kips) ۵۸۶ KN) و تغییر مکان انتهایی به ۲.۵۸ cm) می رسد که بیانگر مطابقت خوبی بین حلقه های هیستریزیس آزمایشگاهی و تحلیلی در حین آزمایش و در لحظه گسیختگی وجود دارد.



[۱]



:

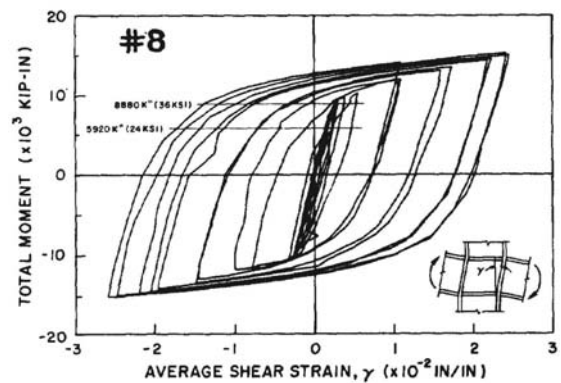
نکته دیگری که مطرح بود لحاظ نمودن اثر کماتش اعم از کلی و موضعی و مطابقت آن با کماتش در نمونه آزمایشگاهی بود. نتیجه آنالیز مودال کماتش برای یافتن موده‌های اصلی کماتش نمایانگر انطباق مناسب محل و مقدار کماتش اعم از کلی و موضعی در نمونه آزمایشگاهی با مدل تحلیلی است. کماتش موضعی در مرکز چشمه اتصال در نمونه تحلیلی به مقدار ۵ سانتی متر رخ داده است. همچنین در محل ورق پیوستگی پشت نمونه که ورق پیوستگی قائم وجود ندارد در نمونه تحلیلی کماتش موضعی به اندازه ۱٫۲۷ سانتی متر در داخل صفحه بوجود آمده است که در نمونه آزمایشگاهی این کماتش ها با مقادیر نزدیک به مقادیر فوق گزارش شده است [۵].

در این مقاله از سه سری مدل اتصال صلیبی استفاده شده است که اختلاف آنها تنها در ضخامت بال ستون است. در هر سری، ۵ ارتفاع متغیر تیر با اختلاف ارتفاع‌های مشخص تعریف می‌شود. برای هر ارتفاع معین تیر در هر سری، چشمه اتصال بر اساس ناحیه اتصال قوی (استاندارد ۲۸۰۰) [۸] و ناحیه اتصال تعادلی (دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود) [۹] طراحی می‌شود و ضخامت چشمه اتصال برای آنها بدست می‌آید. بدین ترتیب ۳۰ نمونه بدست می‌آید. تمام نمونه ها بر اساس آیین نامه فولاد ایران (مبحث ۱۰) [۱۰] و استاندارد ۲۸۰۰ (پیوست ۲ ویرایش ۳) [۸] طراحی شدند و مشخصات مصالح بر مبنای فولاد st-37 میباشد [۱۱]. مشخصات ستونها برای هر سری در جدول (۱) و مشخصات تیرها در هر سری در جدول (۲) و مشخصات نمونه‌های در هر سری در جداول (۳) تا (۵) و نتایج طراحی چشمه اتصال در هر سری در جداول (۶) تا (۸) آمده است.

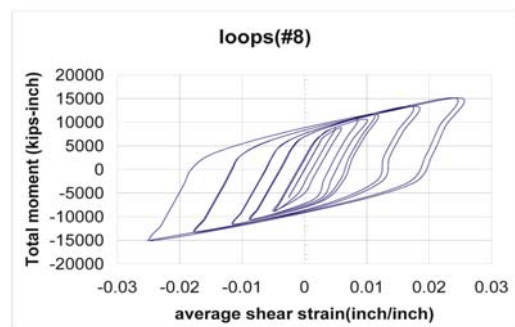
I : ()

/	/	/	
/	/	/	

همچنین منحنی لرزه‌ای لنگر خمشی مجموع وجه ستون در مقابل کرنش متوسط برشی ناحیه اتصال برای نمونه تحلیلی و آزمایشگاهی در اشکال (۷) و (۸) نشان داده شده است که بیشترین مقدار لنگر برای هر دو تقریباً برابر ۰٫۲۵ kips-in (۱۶۹KN-m) در ازای کرنش برشی ۰٫۰۲۵ رادیان، رخ داده است. نتایج فوق حکایت از انطباق خوب نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی چه در لحظه گسیختگی و چه از نظر شکل و تعداد حلقه ها در حین آزمایش می باشد لذا از مدلسازی فوق می‌توان برای مدلسازی نمونه‌های مشابه از نظر رفتاری استفاده کرد. خاطر نشان می‌گردد که براساس تحقیقات گذشته [۶] و [۷] علت تیزی حلقه هیستریزس در چشمه اتصال در حالت تحلیلی نسبت به مدل آزمایشگاهی این است که تنش‌های پس ماند در آنالیز تحلیلی گنجانده نشده است در حالی که در واقعیت وجود دارد.



[۱]



:

:

	/	/	-
	/		-
	/	/	-
	/	/	-
	/	/	-

:

	/	/	-
	/	/	-
	/	/	-
	/	/	-
	/	/	-

برای بارگذاری در دو سر تیر از نوع بارگذاری تغییر مکانی رفت و برگشتی استفاده شده است. آنالیز این نمونه ها از نوع کنترل تغییر مکان بوده است. نکته اساسی دیگری که در اینجا مطرح بود نامعلوم بودن نسبت بارگذاری دو سر تیر طره به علت تیرهای متفاوت از نظر ابعاد در طرفین بود. به علت اینکه تیرهای طرفین از نظر ارتفاعی و مشخصات هندسی مقطع نابرابر بودند. بنابراین باید طبق ضابطه‌ای مشخص تغییر مکان‌ها در طرفین طوری اعمال گردد که تغییر شکل‌های برشی و به تبع آن تنش در دو سر تیر نابرابر در طرفین، با هم به مقدار حداکثر برسند. اگر فرض گردد که تیرها همگی با هم به مقدار حداکثر تنش برسند با توجه به اینکه جنس مصالح در تمام مدل‌ها یکی است و از یک نوع فولاد استفاده شده است تا هنگام شروع تسلیم تقریباً روابط خطی مقاومت مصالح برقرار می‌باشد. با استفاده از روابط تغییر مکانی و مقاومتی می‌توان در حالت خطی ثابت نمود که نسبت بارگذاری‌های تغییر مکانی در دو تیر نابرابر در طرفین باید به نسبت عکس ارتفاع‌های مقاطع باشند [۱۲]. یعنی در حالت کلی در نمونه‌های ۵۰-۵۰ و ۵۰-۴۰ و ۵۰-۳۲ و ۵۰-۲۵ به ترتیب تغییر مکان تیر ۵۰ سمت چپ برابر تغییر مکان تیر ۵۰ سمت راست باشد. همچنین تغییر

) I :

:

				-
				-
				-
				-
				-
				-

:

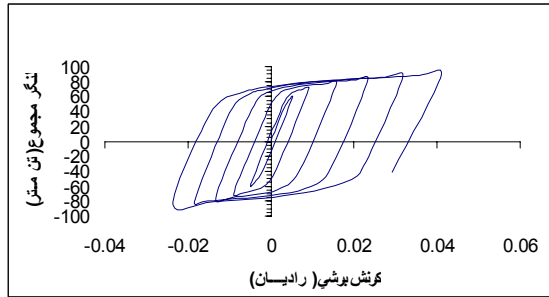
				-
				-
				-
				-
				-

:

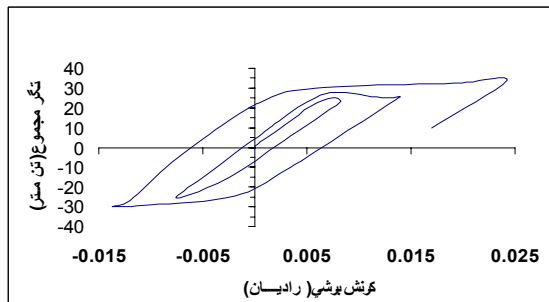
				-
				-
				-
				-
				-

:

	/	/		-
	/	/		-
	/	/		-
	/	/		-
	/	/		-



- :
()



- :

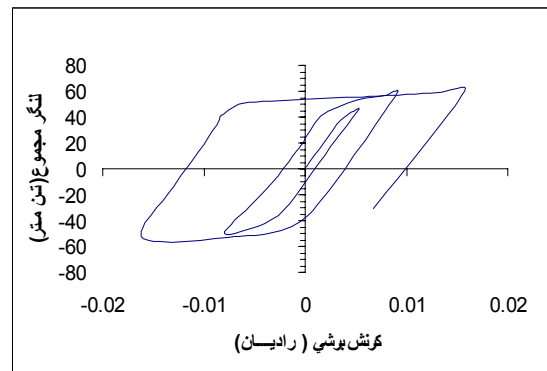
از مقایسه حلقه‌های هیستریزیس در بارگذاری‌های تغییر مکانی و با نسبت‌های مختلف مشاهده می‌شود که بیشترین لنگر نهایی و اعوجاج برشی مربوط به منحنی است که بار تغییر مکانی در تیر ۲۵، دو برابر بار تغییر مکانی تیر ۵۰ و در جهت مخالف باشد که این تحلیل، مطلب تئوری فوق را تا حد زیادی تأیید می‌کند.

تحلیل‌های فوق با نسبت‌های متفاوت بارگذاری برای تیرهای طرفین در نمونه‌های ۳۲-۵۰ و ۴۰-۵۰ انجام شد و نتایج این تحلیل‌ها نیز در مورد نمونه‌های مذکور، صحت همین مطالب را تأیید نمود.

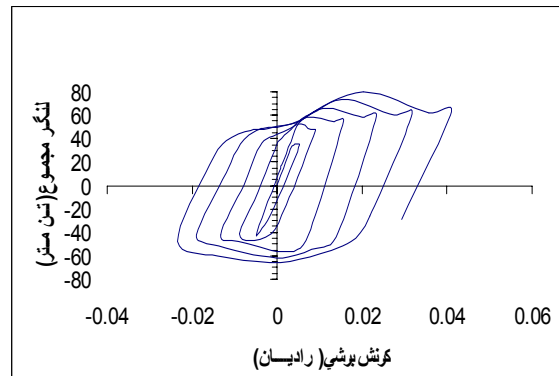
نکته دیگر بار محوری بود که روی ستون باید قرار داده شود تا شرایط مشابه یک جزء قاب واقعی باشد. این بار محوری می‌تواند در حد بار کمانشی ستون باشد. این مورد نیز تحلیل شد ولی با وجود بار محوری در حد بار کمانشی بعد از دو یا سه سیکل اولیه با توجه به آزاد بودن سر ستون در تمام نمونه‌های تحلیلی کمانش کلی سریعی اتفاق می‌افتاد. در واقع این حد بار تا حد زیادی از بار واقعی ثقلی دور بود. محققین مختلف باری معادل تنش اسمی $0.4 F_y$ را بار ثقلی

مکان تیر ۴۰ سمت چپ ۱/۲۵ برابر تغییر مکان تیر ۵۰ سمت راست و در جهت مخالف با آن باشد. برای نمونه‌های ۳۲ و ۲۵ نیز این عدد به ۱/۶۷ و ۲ می‌رسد.

در این روش فرض‌های زیادی وجود داشته است مثلاً تغییر مکان‌های سر تیرها با فرض صلب بودن و عدم چرخش تکیه‌گاه به دست آمده است. همچنین این مسأله تا حد رفتار الاستیک صحیح است و در قسمت پلاستیک هیچ ضابطه‌ای که مطالب فوق را تأکید کند وجود ندارد. لذا به ناچار چند نمونه با نسبت‌های ارتفاع تیر مختلف در طرفین با نسبت‌های تغییر مکانی متفاوت در تیر طرفین تحلیل شد. از جمله این نمونه‌ها مدل ۳۲-۵۰ و ۲۵-۵۰ و ۲۵-۵۰ بود که در مورد مدل ۲۵-۵۰ این مدل با نسبت‌های $\frac{(\Delta_{max})_{Beam4}}{(\Delta_{max})_{Beam1}}$ برابر ۰.۵، ۱ و ۲ و ۴/۸۹ بارگذاری و تحلیل شد. منحنی رفتار لرزه‌ای مجموع لنگر چشمه اتصال برحسب دوران برشی چشمه اتصال در شکل‌های (۹) تا (۱۲) موجود است.

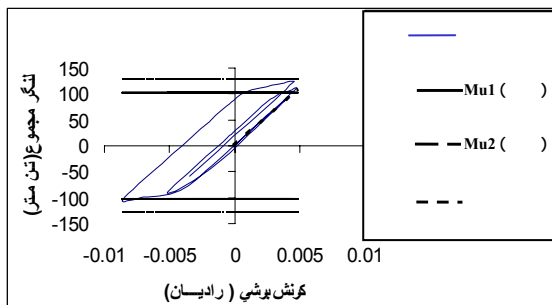
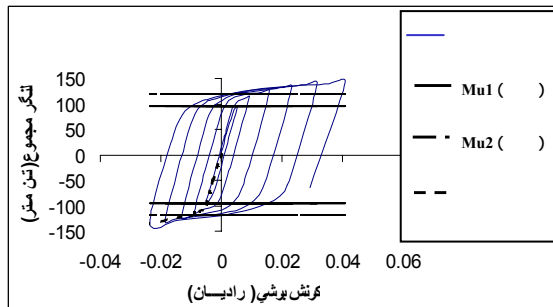
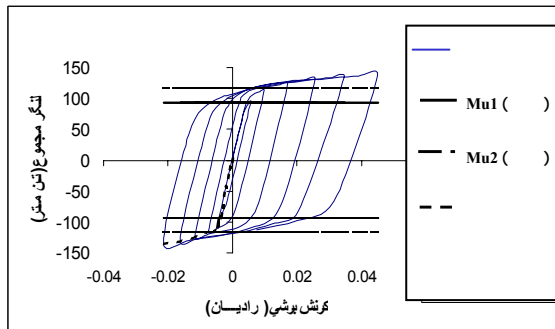


- :

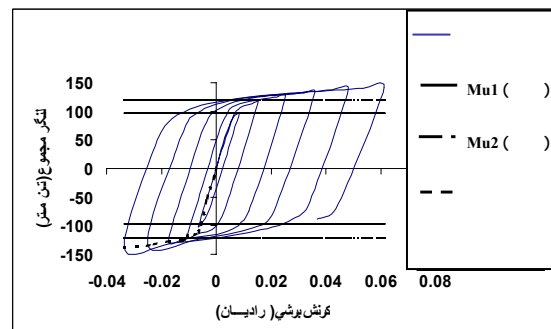
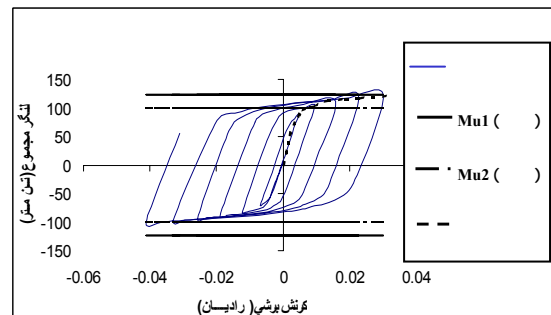


- :

ستون قاب‌ها در نظر گرفته‌اند [۱۳] و [۵]. بنابراین مقدار نیروی محوری نظیر تنش $960 \frac{kg}{cm^2}$ در ستون نمونه‌های تحلیلی قرار داده شد. با توجه به مطالب ذکر شده تغییر مکان‌های $\pm 2cm$ و $\pm 4cm$ و $\pm 6cm$ تا $\pm 20cm$ در گام‌های مختلف به تیر ۵۰ مدل اعمال شد. برای تیر طرف مقابل همان‌طور که گفته شد این میزان در نسبت‌های ارتفاعی تیر ۵۰ به تیر مذکور ضرب گردید.



نتایج ناشی از تحلیل در این بخش شامل بر منحنی رفتار لرزه‌ای لنگر مجموع برحسب اعوجاج برشی چشمه اتصال می‌باشد که برای سی نمونه مورد بحث انجام شده است. در اینجا منحنی‌های هیستریزس نمونه‌های تحلیلی سری ۱ که براساس طراحی مقاومتی چشمه اتصال طرح شده‌اند، برای نمونه در اشکال (۱۳) تا (۱۷) نشان داده می‌شود. همچنین از پوشی که بر روی این نمونه‌ها کشیده شده است، می‌توان شکل پذیری چشمه‌های اتصال را مشخص کرد و با اعداد ارائه شده در آیین‌نامه‌های بهسازی مقایسه نمود. نقاط خط چین پوش منحنی هیستریزس و مبین منحنی رفتاری است (اشکال ۱۳-۱۷).



در حلقه‌های هیستریزس نمونه‌ها خطوط مستقیمی به عنوان خط ظرفیت کشیده شده است. این خطوط متناظر با ظرفیت نهایی (استاندارد ۲۸۰۰ بند ۷-۲) برای نمونه‌هایی که چشمه اتصال آنها بر مبنای مقاومتی طرح شده است می‌باشد. نحوه محاسبه این ظرفیت در مراجع مختلف موجود است [۱۴] و [۱۵].

نکته ای که باید در این نمونه‌ها به آن توجه کرد اینست که بدلیل عدم تقارن نمونه‌های تحلیلی، ناشی از نابرابری تیرها و وجود کمانش موضعی نامتقارن در چشمه اتصال و بال‌های ستون در بسیاری از نمونه‌ها، نمودار منحنی لرزه‌ای نمونه‌ها در کشش و فشار، متقارن معکوس

با توجه به اینکه نمونه‌های مورد تحقیق، جزئی از یک سازه هستند، بنابراین منظور از ضریب شکل پذیری همان ضریب شکل پذیری جزئی (μ) است. برای ناحیه اتصال ضریب شکل پذیری جزئی را می‌توان با استفاده از پوشی که بر روی حلقه‌های هیستریزس رفتار لرزه‌ای رسم می‌شود، بدست آورد. به این معنی که پس از رسم پوش و پیدا کردن نقطه گسیختگی و نقطه تسلیم از منحنی ایده آل شده و تقسیم آنها بر یکدیگر ضریب شکل پذیری جزئی از رابطه ۱ محاسبه می‌گردد.

$$\mu = \frac{\theta_p}{\theta_y} \quad (1)$$

اعوجاج برشی چشمه اتصال در هنگام گسیختگی همان نقطه انتهایی پوش است (θ_p). اعوجاج برشی چشمه اتصال در هنگام تسلیم (θ_y) می‌باشد که در ابتدای این بخش توضیح داده شده است. با توجه به مطالب ذکر شده در این بخش و نتایج حاصل از تحلیل و اعمال رابطه ۱ برای بدست آوردن ضریب شکل پذیری جزئی چشمه اتصال، ضرائب شکل پذیری نمونه‌ها بدست آمده است که در جداول (۹) تا (۱۱) دیده می‌شوند.

طراحی مقاومتی (۱)	طراحی تعادلی (۲)	
۷,۳۴	۷,۳۴	نمونه ۵۰-۵۰
۴,۵۱	۴,۵۱	نمونه ۵۰-۴۰
۳,۳۸	۳,۳	نمونه ۵۰-۳۲
۳,۵۳	۳,۵۳	نمونه ۵۰-۲۵
۱,۷۷	۱,۸۱	نمونه ۵۰-۰

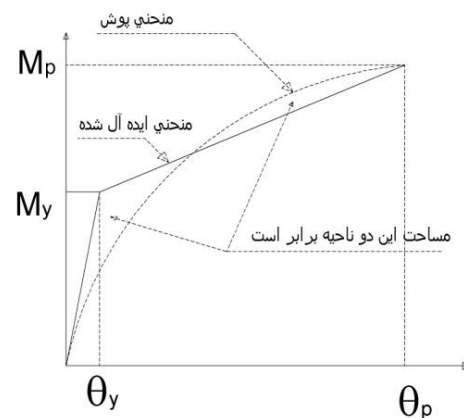
طراحی مقاومتی (۱)	طراحی تعادلی (۲)	
۶,۰۴	۶,۰۴	نمونه ۵۰-۵۰
۸,۴۸	۴,۵۶	نمونه ۵۰-۴۰
۳,۲۹	۳,۷۵	نمونه ۵۰-۳۲
۲,۵۰	۱	نمونه ۵۰-۲۵
۱,۱۶	۱,۱۷	نمونه ۵۰-۰

طراحی مقاومتی (۱)	طراحی تعادلی (۲)	
۵,۸۷	۵,۸۷	نمونه ۵۰-۵۰
۶,۷۹	۶,۷۹	نمونه ۵۰-۴۰
۲,۷۶	۲,۷۶	نمونه ۵۰-۳۲
۱,۳۱	۱,۳۱	نمونه ۵۰-۲۵
۱,۲۴	۱,۲۴	نمونه ۵۰-۰

نمی‌باشد. بنابراین در این نمونه‌ها می‌توان در دو سمت، منحنی پوش را بر روی حلقه‌های هیستریزس رسم کرد. چون در اینجا شکل پذیری چشمه اتصال مد نظر می‌باشد پوش آن سمتی از منحنی هیستریزس مد نظر قرار گرفته که شکل پذیری کمتری را به دلیل محافظه کاری مهندسی و محدوده ایمنی بدست دهد (اشکال ۱۳ تا ۱۷).

روش‌های مختلفی برای تعیین نقطه تسلیم چشمه اتصال وجود دارد. یکی از این روش‌ها رسم دو مماس بر ابتدا و انتهای پوش و یافتن محل برخورد دو مماس به عنوان نقطه تسلیم است.

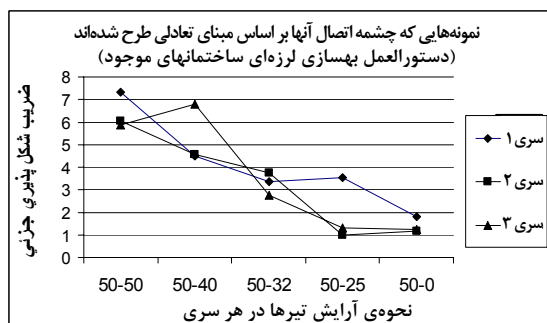
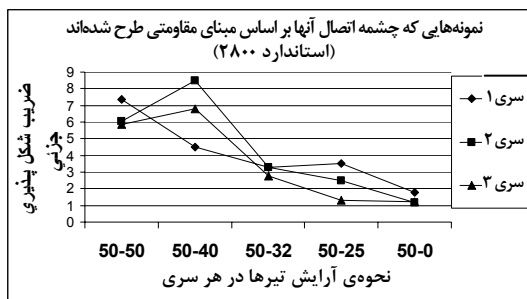
روش دیگر به نام روش مساحت‌های برابر معروف است. در این روش ابتدا منحنی پوش توسط خطی که شیب آن برابر منحنی پوش در مبدأ مختصات است تقریب زده می‌شود و بقیه منحنی توسط خط دیگری چنان تقریب زده می‌شود که سطح زیر این منحنی برابر سطح زیر این دو خط شود. محل برخورد این دو خط مشخص کننده نقطه تسلیم می‌باشد که در اینجا منظور نقطه تسلیم چشمه اتصال است. روش آخر به خاطر در نظر گرفتن اصل برابری جذب انرژی در پوش و منحنی ایده آل سازی شده از مقبولیت خوبی در بین روش‌های دیگر برخوردار است. آیین‌نامه‌های بهسازی از جمله دستورالعمل بهسازی ایران [۱۶] بر استفاده از روش آخر تأکید دارند. شکل (۱۸) این روش را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



اتصال در ستون‌های خارجی و یا در حالتی که ارتفاع تیر یک سمت برابر یا کوچکتر از نصف تیر سمت دیگر باشد خصوصاً هنگامی که ورق پیوستگی وجود نداشته باشد شکل‌پذیری بسیار کمی از خود نشان می‌دهد.

۵- بطور کلی با افزایش اختلاف ارتفاع تیرهای طرفین چشمه اتصال، شکل‌پذیری کاهش می‌یابد و نمونه‌هایی که دارای تیرهای برابر یا تقریباً برابر در طرفین هستند چشمه اتصال آنها شکل‌پذیری بیشتری از خود نشان می‌دهند.

با مشاهده اشکال (۱۹) و (۲۰) میتوان دریافت که نمونه‌هایی که ارتفاع تیر یک سمت آن برابر یا کمتر از نصف تیر سمت دیگر باشد شکل‌پذیری چشمه اتصال آنها بسیار کم است و به طور کلی ترد شکن هستند.



در این بخش نتایج کلی حاصل از ارزیابی تحلیلی شکل‌پذیری چشمه اتصال با شرایط مختلف از جمله برای تیرهای نابرابر باتوجه به نمودارهای مقایسه‌ای، ارائه می‌گردد.

۱- شکل‌پذیری چشمه اتصال برخلاف آنچه دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود عدد واحدی، یعنی عدد ۱۲ را برای تمام شرایط هندسی ذکر کرده است بسیار حساس و تابع ضخامت بال ستون و ارتفاع تیرهای طرفین است (اشکال ۱۹ و ۲۰) و به طور کلی به ضخامت چشمه اتصال نیز حساسیت دارد.

۲- در سری ۱ که از ورق پیوستگی استفاده شده است به طور کلی شکل‌پذیری چشمه اتصال بیشتر از سری‌های دیگر است ولی در ضمن باید به این نکته دقت کرد که به طور کلی با افزایش ضخامت بال ستون شکل‌پذیری چشمه اتصال کاهش می‌یابد، علت این امر تغییر رفتار چشمه اتصال از رفتار برشی به رفتار خمشی است که ناشی از افزایش ضخامت بال ستون از سری ۱ (ضخامت بال ستون برابر ۲/۵ سانتیمتر) به سری ۳ (ضخامت بال ستون برابر ۴/۵ سانتیمتر) می‌باشد. که این تغییر مود رفتاری به نحوی در مراجع [۱۷] و [۱۸] آورده شده‌اند. البته در این مورد استثنایی وجود دارد که در نمونه ۴۰-۵۰ شکل‌پذیری در طراحی مقاومتی در سری ۲ و ۳ به مقدار ماکزیمم در سری‌های مذکور می‌رسد که به علت کمناش‌های موضعی در بال ستون رخ داده است.

۳- همان‌طور که از جداول (۹) تا (۱۱) و اشکال (۱۹) و (۲۰) مشاهده می‌شود، ضریب شکل‌پذیری جزئی چشمه اتصال هیچ‌گاه به عدد ۱۲ که در دستورالعمل بهسازی به آن اشاره شده نمی‌رسد و بیشترین مقدار آن عدد ۸/۴۸ است بنابراین استفاده از عدد ۱۲ برای تمام چشمه‌های اتصال با شرایط متفاوت و با توجه به اینکه رفتار چشمه اتصال می‌تواند بر روی تیرهای اطراف و شکل‌پذیری کل یک قاب تأثیر بگذارد غیرمحافظة کارانه است.

۴- برخلاف آنچه بسیاری از مراجع علمی و استانداردها چشمه اتصال را در قاب‌های فولادی خمشی برای تمام شرایط هندسی عضوی شکل‌پذیر فرض کرده‌اند، به استناد به نتایج این تحقیق، چشمه

مراجع

- 1 - FEMA 355D, (2000). *State of Art Report on Connection Performance*, prepared by the SEAOC, ATC, and CUREE Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 355D).
- 2 - FEMA 355C, (2000). *State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*, prepared by the SEAOC, ATC, and CUREE Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 355C).

-
- 3 - FEMA 355F, (2000). *State of Art Report on Performance Prediction and Evaluation*, prepared by the SEAOC, ATC, and CUREE Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 355F).
 - 4 - Popov, E. P., Blondet, M. M., Stepamov, L. and Stoja dinovic, B. (1996). *Full-scale steel beam coloumn connection tests*. SAC 96-01 Part 2. SAC joint venture.
 - 5 - Popov, E. P., Amin, N. R., Louiej. J. C. and Stephen, (1985). "Cyclic behavior of large beam to column assemblies." *Earthquake Spectra*, Vol. 1, No. 2. PP. 203-238.
 - 6 - EL-Tawil, S. (2000). "Panel zone yielding in steel monent connections." *AISC Engineering Journal*, Vol. 3, PP.120-130.
 - 7 - EL-Tawil, S., Mikesell, T., Kunnath, S. and Vidarsson, E. (2000). "Inelasetic behavior and design of steel panel zone." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 2.
 - 8 - BHRC, (2007). *Iranian code of practice for seismic resistant design of building*, Standard 2800-05 3rd editinon.
 - 9 - Management and planning organization, technical laffairs bureau, *provision of rehabilitation of extant residential buildings*, 3rd edition 2005.
 - 10 - Management and planning organization, technical laffairs bureau, *guidance of provision of rehabilitation of extant residential buildings*, 3rd edition 2005.
 - 11 - Beureau of engineering administration, *Iranian code of steel structures*, 3rd edition 2004.
 - 12 – Tahooni, sh. (1992). *connections in steel structures*, Dehkhoda publisher.
 - 13 - Ahmady Jazany, R. *considering the effect of panel zone on seismic behavior of SMRF*, Thesis of earthquake engineering MSC.
 - 14 - Schinder, S. P. and Amidi, A. (1998). "Seismic behavior of steel frames with deformable panel zone." *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 124, No. 1, PP. 35-42.
 - 15 - Chen, W. F. (1987). *Joint Flexibility in Steel Frames*, MC Graw-Hill Book Co. Third Printing.
 - 16 - Krawinkler, H. (1978). "Shear design of steel frame joints." *Engineering Journal AISC*, Vol. 15, No. 3.
 - 17 - Popov, E. P. (1987). "Panel zone flexibility in seismic moment joints." *Journal of Construction in Steel Research Barking*, England Vol. 7, PP.91-118.
 - 18 - Englekirk, P. E. E. (1999). "Extant panel zone design procedures for steel frames are questioned." *Earthquake Speaktra*, Vol. 15, No. 2.
-