

بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌یی اتصالات بتن‌آرمه‌ی مقاوم‌سازی‌شده با دستک فلزی

ابراهیم امامی (مربی)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه پیام نور، تهران

محمدکاظم شربتدار* (دانشیار)

علی خیرالدین (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شهریه، (زمستان ۱۳۹۳)
دوره ۲-۳، شماره ۱/۴، ص. ۴۵-۵۵

این نوشتار به بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌یی سه اتصال بتن‌آرمه‌ی خارجی کناری با بتن کم مقاومت و با مقیاس $\frac{1}{4}$ ، شامل دو اتصال مرجع مقاوم‌سازی‌نشده با ارتفاع متفاوت تیر، اولی با ارتفاع کم و دومی با ارتفاع استاندارد و اتصال سوم مشابه نمونه‌ی مرجع اولی، که با سیستم پیشنهادی دستک و طوقه‌ی فلزی یک‌طرفه مقاوم‌سازی شده است، می‌پردازد. نتایج و مشاهدات آزمایشگاهی نشان دادند که کاهش ۲۵٪ ارتفاع تیر اتصال بتنی، موجب کاهش سختی و افزایش جابجایی نوک تیر اتصال، کاهش شکل‌پذیری، ظرفیت باربری و جذب انرژی آن شدند. همچنین سیستم مقاوم‌سازی پیشنهادی با افزایش قابل توجه مقاومت و کاهش افت سختی اتصال و با بالابردن جذب انرژی اتصال با تیر ضعیف، می‌تواند میزان خسارت‌های ناشی از بارهای جانبی رفت و برگشتی در ناحیه‌ی اتصال تیر-ستون و چشمه‌ی اتصال را به میزان کمیته برساند.

واژگان کلیدی: اتصال تیر-ستون، مقاوم‌سازی، دستک فلزی، طوقه‌ی فلزی، قاب بتن‌آرمه.

۱. مقدمه

به دلایل مختلفی ممکن است سازه‌های موجود نیاز به مقاوم‌سازی داشته باشند، که این عمل شامل مقاوم‌سازی و تقویت یک سازه‌ی خسارت‌نیده است که با آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی ویرایش قدیم یا حتی بدون کد طراحی ساخته شده‌اند، می‌شود. گاهی اوقات هم ممکن است به دلایل اشتباه در اجرای یک سازه، نیاز به مقاوم‌سازی وجود داشته باشد. یکی از مشکلات موجود در ساختمان‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن‌آرمه، که ارتفاع تیرهای بتنی در حین اجرا کاهش می‌یابد (حذف آویز و هم‌سطح‌کردن کف تیرها و کف سقف تیرچه بلوک) دچار هستند، کاهش ظرفیت باربری تیر و اتصال در برابر بارهای ثقلی و همچنین کاهش ظرفیت باربری قاب در برابر بارهای جانبی است که این دو اثر، به‌ترتیب موجب افزایش خیز قائم تیرها و همچنین موجب افزایش تغییرمکان نسبی جانبی طبقات می‌شود، لذا چنین قاب‌هایی نیاز به مقاوم‌سازی دارند.

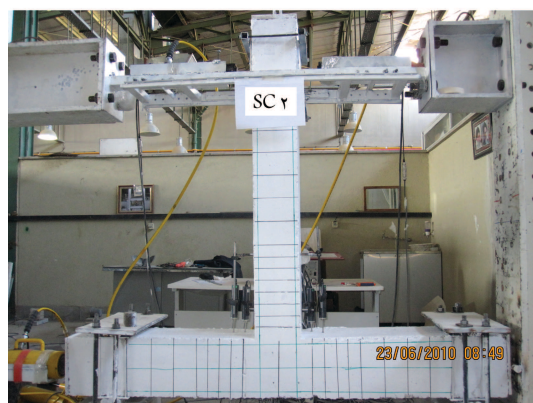
امروزه روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی موضعی و کلی قاب‌های بتن‌آرمه (RCF) استفاده می‌شوند که می‌توان به مهاربندهای هم‌محور یا برون‌محور فولادی به صورت داخلی و خارجی، کابل‌های پس‌تنیده، دیوار برشی، میان‌قاب با مصالح بتنی، جداسازهای لرزه‌یی، میراگرها، ژاکت‌های فولادی، ورق‌های پوششی کامپوزیتی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۷/۲۶، اصلاحیه ۱۳۹۱/۱۲/۱۳، پذیرش ۱۳۹۲/۱/۲۴

emami@se.pnu.ac.ir
msharbatdar@semnan.ac.ir
kheyroddin@semnan.ac.ir

FRP و کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند HPRCC و... اشاره کرد. هریک از این روش‌های مذکور را می‌توان با آنالیز هزینه‌ها، به‌منظور ارتقاء و بهبود رفتار خطی و غیرخطی قاب‌های بتن‌آرمه نظیر سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری به‌کار برد. ژاکت‌های بتنی و فولادی دو روش معمول پذیرفته‌شده برای مقاوم‌سازی موضعی اتصالات تیر-ستون معیوب در قاب‌های بتن‌آرمه است، ولی این روش‌ها به‌طور اساسی موجب افزایش مقاطع عرضی و وزن سازه می‌شوند. چندین پژوهش در زمینه‌ی بهسازی اتصالات بتن‌آرمه توسط ژاکت‌های بتنی مسلح و همچنین ورق‌های فولادی به شکل ژاکت و تیوپ به‌همراه گروت یا چسب اپوکسی صورت گرفته است.^[۱-۵] پژوهشگرانی هم با به‌کاربردن المان‌های فلزی خارجی به اتصال تیر-ستون آن را مقاوم‌سازی کردند.^[۶-۸] روش بهسازی موضعی قاب‌های بتن‌آرمه با چسباندن ورق‌های فولادی و با FRP نیز انجام شده است.^[۹-۱۱] روش بهسازی با استفاده از چسباندن ورق‌های فولادی به‌صورت خارجی به اعضای بتنی به علت سریع‌بودن اجرا و کمینه‌ی خرابی در سازه و افزایش کم در تغییر اندازه‌ی مقاطع، محبوبیت عامه‌پسند گسترده‌ی پیدا کرده‌است. به هر حال این روش مشکلاتی را از جمله گسیختگی نامطلوب برشی، سختی در حمل و نقل ورق‌های فولادی با ضخامت بالا، خوردگی فولاد و نیاز به سیستم اتصال لب به لب را داراست، که کارایی آن را محدود کرده است.^[۱۱-۱۳] برخی پژوهشگران چند اتصال



شکل ۱. نمای واقعی اتصالات SC۱ و SC۲.

آرما توره‌های طولی ستون در هر سه نمونه $14\phi 8$ و خاموت‌گذاری آن با در نظر گرفتن ضوابط شکل‌پذیری آیین‌نامه‌ی بتن از $50\phi 8$ در ناحیه‌ی بحرانی استفاده شده است. آرما توره‌های طولی تیرها نیز در هر سه نمونه با آرایش یکسان، $12\phi 3$ در بالا و پایین مقطع با خاموت‌گذاری مشابه در ناحیه‌ی بحرانی $50\phi 8$ ، مطابق شکل ۲ است.

۲.۲. روش مقاوم‌سازی و مصالح به‌کار رفته

سیستم مقاوم‌سازی به‌کاررفته متشکل از دستک فلزی با مقطع قوطی ($2 \times 30 \times 60$) به طول $L_p = 500$ mm است، که به‌طور یک طرفه در یک طرف اتصال نصب شده است و تحت بار جانبی رفت و برگشتی، به‌صورت کششی و فشاری و احیاناً همراه با تحمل ممان خمشی قرار می‌گیرد. طوقه‌ی فلزی نیز متشکل از ورق L شکل لبه‌دار است، این ورق‌ها با پیچ‌های پر مقاومت $8/8$ با قطر $d_b = 10$ mm و طول $L_b = 60$ mm در محل لبه‌دار با یکدیگر متصل شده است؛ که با سفت کردن کافی این پیچ‌ها، طوقه‌ی فلزی نقش محصورکنندگی بتن و انتقال نیرو از دستک به تیر و ستون را به عهده دارد. تمام ورق‌های طوقه‌ی فولادی با ضخامت $t = 5$ mm و با عرض $b = 200$ mm هستند، که این ورق‌ها متناسب با ابعاد تیر و ستون در محل نصب و در نقاط مشخصی خم زده می‌شوند. این ورق‌ها طوری اندازه‌گیری و خم زده می‌شوند که یک فاصله‌ی ۱ تا ۲ سانتی‌متری بین لبه‌ی ورق‌های طوقه وجود داشته باشد، تا با بستن و سفت کردن پیچ‌ها، اطمینان از اتصال مناسب طوقه با بتن و محصورشدگی کافی بین آن‌ها به وجود آید. از آنجا که اتصال بتنی طی بارهای رفت و برگشتی، در نواحی بحرانی تیر و ستون آسیب می‌بیند، به لحاظ کاربردی با توجه به مسائل معماری سازه، طوقه‌های فلزی تیر و ستون در انتهای نقاط بحرانی تیر و ستون نصب می‌شوند. لذا محل نصب مرکز طوقه‌های فلزی در تیر 400 mm و در

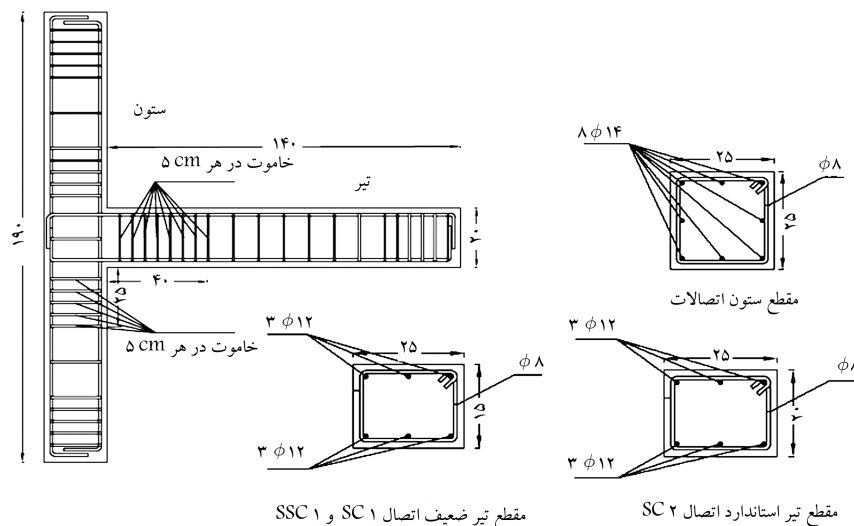
داخلی را با ورق‌های فولادی به روش‌های مختلف به جان تیرهای اتصال نصب کرده‌اند و با تعریف دو شاخص توان بخشی مقاومت و توان بخشی شکل‌پذیری، آنها را تحت بارهای سیکلیک بررسی کرده‌اند.^[۱۴] مواد کامپوزیتی FRP، با نسبت بالای مقاومت و سختی به وزن و داشتن ماهیت شیمیایی خنثی، پتانسیل خوبی برای بهسازی با دوام و سبک وزن اعضا دارند.^[۱۵، ۱۶] پژوهشگران زیادی هم در دهه‌ی اخیر با استفاده از انواع الیاف FRP به شکل ورق و ژاکت، اتصالات تیر - ستون بتن‌آرمه را با روش‌های مختلف به‌صورت برشی و خمشی مقاوم‌سازی و نتایج بسیار مطلوبی را ارائه کرده‌اند.^[۱۷-۲۴] همچنین اخیراً پژوهشگران دیگری با استفاده از مواد FRP و عناصر فولادی به‌صورت توأم، رفتار لرزه‌ی اتصالات تیر - ستون معیوب (دارای جزئیات غیرشکل‌پذیر و طراحی‌شده براساس روش تقلی GLD) را ارتقاء دادند.^[۲۵، ۲۶] چندین مطالعه در سال‌های اخیر در بررسی امکان استفاده از مواد کامپوزیتی و الیاف پلیمری سیمانی با عملکرد بالا (HPFRCC) به‌عنوان یک ماده‌ی توانمندکننده در بهسازی تیرها و اتصالات تیر - ستون بتن مسلح نتایج خوبی را بیان داشتند.^[۲۵-۲۷] مقاوم‌سازی سازه‌ها با استفاده از سیستم پیشنهادی دستک و طوقه‌ی فلزی، که در این نوشتار نیز به روش اجرا و نتایج آزمایشگاهی آن اشاره می‌شود، می‌تواند با ایجاد محصورکنندگی فراوان بتن مسلح در ناحیه‌ی نصب طوقه‌ی فلزی، به‌طور قابل توجهی در افزایش سختی تیر و چشمه‌ی اتصال، مقاومت و استهلاک انرژی و انتقال نیروها بین سازه‌ی بتن مسلح و دستک فلزی مؤثر باشد، که می‌توان اثر آن را با محدودیت کم معماری ساختمان در مقاوم‌سازی کلی و موضعی قاب‌های بتن‌آرمه مشاهده کرد.^[۲۸-۳۰]

در این پژوهش، یک اتصال کناری با مقیاس $1/2$ از طبقه‌ی چهارم یک قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی ۸ طبقه، که مطابق آیین‌نامه‌ی ACI تحلیل و طراحی شده است، با ارتفاع تیر استاندارد به‌عنوان نمونه‌ی اول انتخاب و سپس با کاهش 25% ارتفاع تیر آن، نمونه‌ی اتصال دومی با تیر با ارتفاع کاهش‌یافته به‌عنوان اتصال ضعیف معرفی می‌شود، اتصال بتن‌آرمه‌ی ضعیف دیگری به‌عنوان نمونه‌ی سوم با تیر با ارتفاع کم، مشابه نمونه‌ی اتصال دومی، با سیستم طوقه و دستک فلزی یک طرفه‌ی مقاوم‌سازی‌شده و در نهایت رفتار کلی این سه اتصال تحت آزمایش با بار رفت و برگشتی اعمالی بر نوک تیرها بررسی شد و پارامترهای حاکم بر آنها از جمله شاخص افت سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری ... مورد ارزیابی قرار گرفت که در این نوشتار ارائه شده است.

۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۲.۱. جزئیات نمونه‌ها

سه اتصال تیر - ستون بتن مسلح با مقیاس $1/2$ با نام‌های SC۱، SC۲ و SSC۱ بتن‌ریزی و ساخته شده‌اند. مطابق شکل ۱، اتصالات بتن‌آرمه متشکل از ستونی با طول 1900 mm و تیری با طول 1400 mm است، که یک اتصال کناری در طبقات میانی یک قاب دو بعدی با چرخش 90° درجه را شبیه‌سازی می‌کنند. نمونه‌های SC۱ و SSC۱ به ترتیب به‌عنوان نمونه‌ی ضعیف و نمونه‌ی مقاوم‌سازی‌شده با طوقه و دستک فلزی یک‌طرفه دارای تیر با ارتفاع کاهش‌یافته و نمونه‌ی SC۲ نیز به‌عنوان نمونه‌ی کنترلی دارای تیر با ارتفاع استاندارد هستند. ستون‌ها در هر سه نمونه با مقطع عرضی 250×250 mm و مقطع عرضی تیرها در نمونه‌های ضعیف و تقویت‌شده‌ی SC۱ و SSC۱ برابر با عرض 250 mm و ارتفاع 150 mm و در نمونه‌ی استاندارد SC۲، عرض تیر برابر با 250 mm و ارتفاع 200 mm هستند.

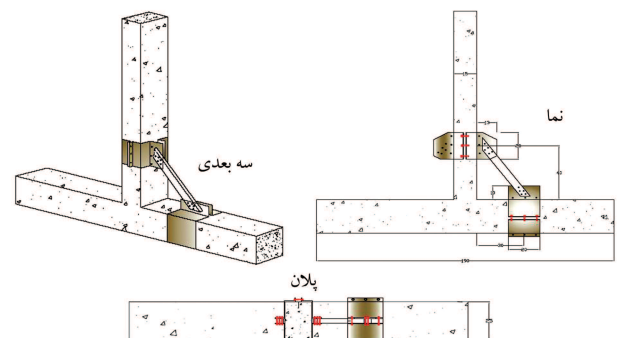


شکل ۲. ابعاد هندسی و چیدمان آرماتورگذاری نمونه‌های آزمایش.

ستون ۳۰۰ mm از بر اتصال تیر - ستون است. شکل ۳، نمای شماتیک مقاومت‌سازی اتصال و شکل ۴، چگونگی مقاومت‌سازی اتصال واقعی بتن آرمه را نشان می‌دهد.

۳.۲. خصوصیات مصالح

بتن به کار گرفته شده در ساخت اتصالات با مقاومت متوسط مکعبی ۱۹/۵ مگاپاسکال و مقاومت متوسط استوانه‌ای ۱۶ مگاپاسکال بود. مقاومت تسلیم آرماتورهای $\phi 8$ ، $\phi 12$ و $\phi 14$ به ترتیب ۳۹۸، ۴۴۴ و ۵۱۰ مگاپاسکال و همچنین مقاومت تسلیم دستک فلزی و ورق طوقه‌ها به ترتیب ۳۰۰ و ۲۴۰ مگاپاسکال بودند.



شکل ۳. شماتیک نحوه‌ی مقاومت‌سازی اتصال ضعیف (اتصال SC1).



شکل ۴. نحوه‌ی مقاومت‌سازی نمونه‌ی واقعی اتصال SC1.

۴.۲. Set-up و تاریخچه‌ی بارگذاری آزمایش

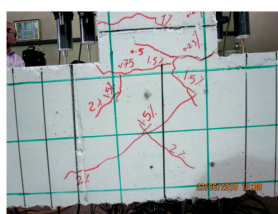
نمای شماتیک و واقعی Set-Up آزمایش در شکل ۵ نشان داده شده است، که شامل نیروی محوری ستون معادل $17 \text{ ton} = 0.15 P_n$ (مقاومت محوری اسمی ستون است) است که توسط جک هیدرولیکی به آن وارد می‌شود و دو جک هیدرولیکی دیگر بار P^+ و P^- را به عنوان بار رفت و برگشتی به نوک تیر وارد می‌کنند. تکیه‌گاه‌های ستون در جهت اعمال نیروی محوری به ستون به صورت غلطکی و طرف دیگر، که به قاب فلزی آزمایش تکیه دارد، به صورت مفصلی است.

تاریخچه‌ی بارگذاری آزمایش به صورت کنترل جابجایی در انحراف‌های ۰/۲۵، ۰/۷۵، ۰/۱، ۰/۱۵، ۰/۲، ۰/۳، ۰/۴، ۰/۵ و ۰/۷ درصد طول تیر (از محل بارگذاری رفت و برگشتی تا بر اتصال برابر ۱۲۰۰ mm است) به صورت ۱۱ گام دو سیکلی و مجموعاً ۲۲ سیکل بارگذاری رفت و برگشتی مطابق شکل ۶ است.

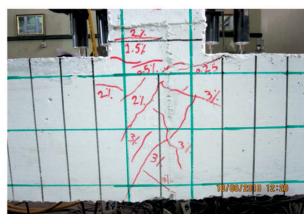
۳. مشاهدات و رفتار کلی نمونه‌ها

در نمونه‌ی SC1، ترک‌های خمشی در دو طرف بر تیر اتصال تشکیل شده است و بروز ترک‌های X شکل در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال (ناحیه‌ی محصور در محل تلاقی تیر و ستون) مطابق شکل ۷ الف در انحراف ۳٪ شکل می‌گیرد و مطابق شکل ۷ ب در انحراف ۷٪ پوشش بتن تحت بارهای رفت و برگشتی تخریب می‌شود و آزمایش به اتمام می‌رسد. در نمونه‌ی SC2 نیز طرز تشکیل ترک‌ها در بر اتصال و در طول تیر مشابه نمونه‌ی SC1 است، ولی همان‌طور که در شکل ۷ ج نشان داده شده است، بروز ترک‌های X شکل در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال از انحراف ۲٪ آغاز می‌شود و در نهایت در انحراف ۶٪ با کنده شدن بتن در ته چشمه‌ی اتصال افت بار شدیدی مخصوصاً در یک طرف بارگذاری رخ می‌دهد و مطابق شکل ۷ د در انحراف ۷٪ با تخریب پوشش بتن دو طرف بر تیر اتصال آزمایش به اتمام می‌رسد.

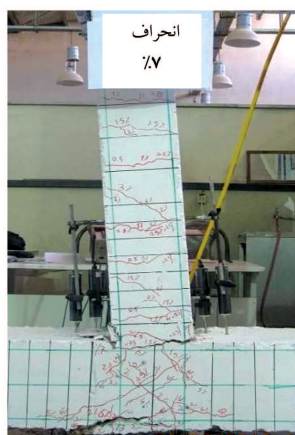
مطابق شکل‌های ۸ الف در نمونه‌ی مقاومت‌سازی شده‌ی SC1 تا انحراف ۳٪، ترک‌های خمشی دو طرف تیر در سراسر تیر (بالا و پایین طوقه‌ی فلزی تیر) مشابه



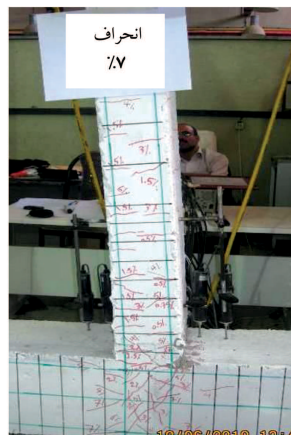
ج) ترک X - شکل چشمه اتصال
SC ۲ در انحراف ۲٪



د) ترک X - شکل چشمه اتصال
SC ۱ در انحراف ۳٪



ه) نمونه اتصال SC ۲ در انحراف ۷٪



ف) نمونه اتصال SC ۱ در انحراف ۷٪

شکل ۷. وضعیت اتصالات SC ۱ و SC ۲ در مراحل مختلف بارگذاری.

شکل ۸. وضعیت نهایی اتصال SSC ۱ را در پایان آزمایش، یعنی انحراف ۸٪، نشان می‌دهد.

همان‌طور که طبق شکل‌های ۷ و ۸ مشاهده می‌شود، میزان آسیب بتن و گسترش ترک‌ها در محل چشمه‌ی اتصال و بر اتصال تیر - ستون اتصال SSC ۱ نسبت به اتصالات SC ۱ و SC ۲ بسیار کم‌تر است، که این امر به علت افزایش قابل توجه سختی در ناحیه‌ی بحرانی تیر - ستون به دلیل افزودن دستک فلزی و عملکرد خرابایی آن است. قابل ذکر است که نمونه‌ی SSC ۱ به دلیل تحمل مناسب نیرو و عدم افت نیرو تا انحراف ۸٪ اعمال بار می‌شود.

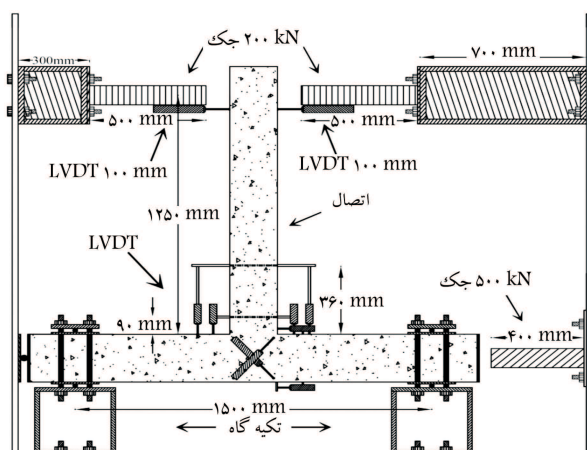
همچنین مطابق شکل ۸، در اتصال مقاوم‌سازی شده‌ی SSC ۱ هیچ‌گونه گسیختگی یا تسلیم‌شدگی در دستک و طوقه‌ی فلزی و اتصالات آنها رخ نداده است و می‌توان گفت این سیستم مقاوم‌سازی پیشنهادی توانسته است نسبت به دو اتصال دیگر به‌طور مناسبی، خرابی‌ها و آسیب‌ها را از ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال و بر اتصال تیر دور کند و به ناحیه‌ی خارج ناحیه‌ی بحرانی تیر انتقال دهد و همچنین شروع ترک‌های برشی X شکل را در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال به تعویق اندازد.

۴. نتایج و بحث

۴.۱. نتایج کلی

در جدول ۱، مقاومت بیشینه‌ی P_{max} و مقاومت نهایی P_u (متناظر با بیشینه‌ی تغییرمکان در هنگام شکست) هر ۳ نمونه‌ی آزمایشگاهی و متوسط افزایش مقاومت P_u و P_{max} اتصال مقاوم‌سازی شده نسبت به اتصالات با تیر ضعیف و استاندارد آمده است.

منحنی‌های هیستریسیس هر یک از نمونه‌ها نیز در شکل‌های ۹ تا ۱۱ نشان

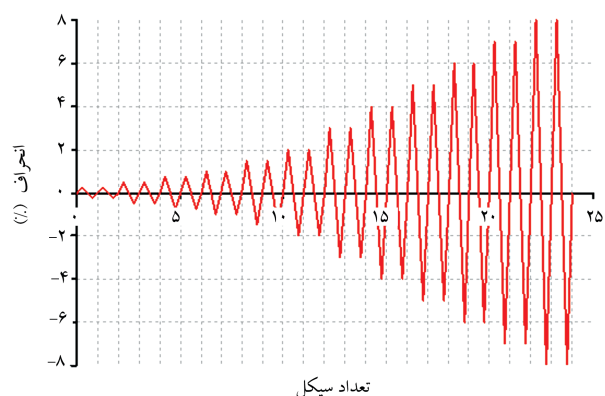


الف) نمای شماتیک



ب) نمای واقعی

شکل ۵. نمای Set-Up آزمایش.



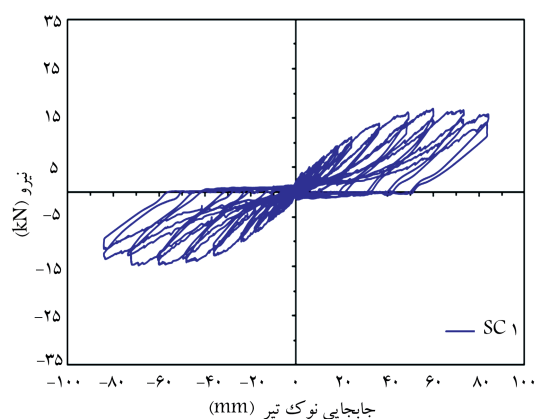
تعداد سیکل

شکل ۶. تاریخچه‌ی بارگذاری.

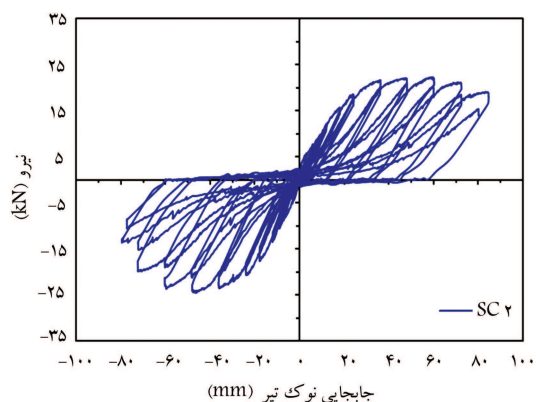
نمونه‌های قبلی شکل می‌گیرند. اما ترک‌های X شکل در محل چشمه‌ی اتصال در انحراف ۴٪ رخ می‌دهند (مطابق شکل ۸ ب)، این در حالی است که این ترک‌ها در اتصالات SC ۱ و SC ۲ در انحراف‌های کم‌تری رخ داده‌اند. همانند شکل ۸ ج در انحراف ۵٪، بروز ترک‌های مورب برشی در ارتفاع تیر در بالای طوقه‌ی فلزی شکل می‌گیرد و در انحراف ۶٪، عرض ترک خمشی در بر اتصال بالای طوقه‌ی تیر زیاد می‌شود و تا انحراف ۸٪، عمده‌ی ترک‌های خمشی و مورب برشی X شکل در بالای طوقه‌ی فلزی تیر متمرکز می‌شود. به عبارت دیگر، ترک‌های خاص قابل توجهی در محل چشمه‌ی اتصال و بر اتصال و زیر طوقه‌ی فلزی تیر رخ نمی‌دهد.

جدول ۱. مقاومت نهایی و بیشینه.

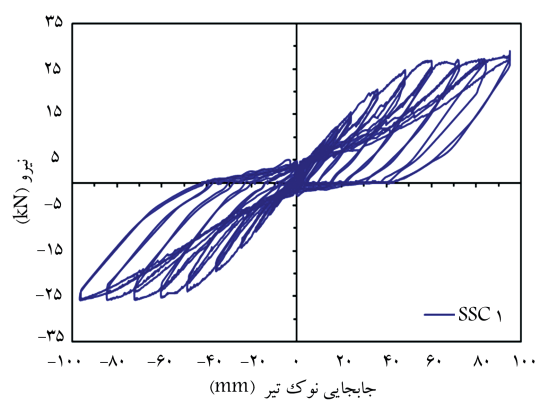
نام	P_{u+}	P_{u-}	متوسط افزایش مقاومت	نسبت به اتصالات	مقاوم سازی نشده (%)
اتصال	P_{u+} (kN)	P_{u-} (kN)	P_{max} (kN)	P_{u-} (kN)	P_{max} (kN)
SSC ۱	۲۷,۳	۲۷,۳	۲۵,۷	۲۵,۷	-
SC ۱	۱۶,۶	۱۵,۶	۱۴,۶۷	۱۳	۷۲
SC ۲	۲۲	۱۸,۵	۲۴,۹	۱۳,۶۷	۱۶



شکل ۹. منحنی هیسترسس نیرو - جابجایی SC ۱.



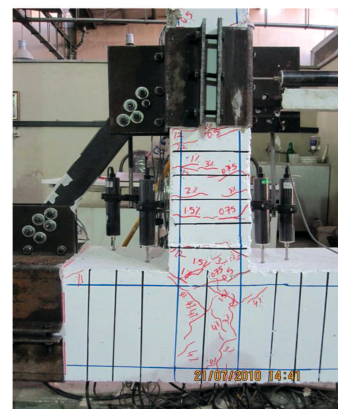
شکل ۱۰. منحنی هیسترسس نیرو - جابجایی SC ۲.



شکل ۱۱. منحنی هیسترسس نیرو - جابجایی SSC ۱.



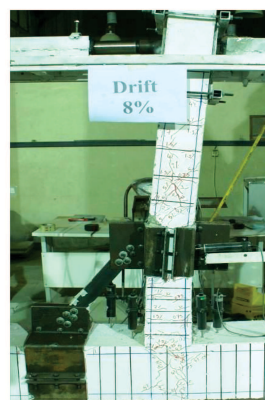
الف) ترک های خمشی اتصال در انحراف ۳٪



ب) ترک X شکل چشمه اتصال در انحراف ۴٪

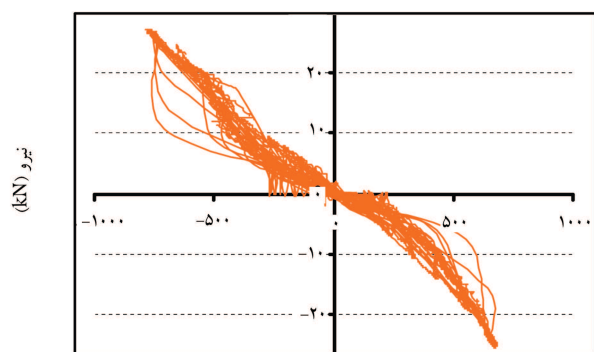


ج) بروز ترک های برشی در ارتفاع تیر در انحراف ۵٪

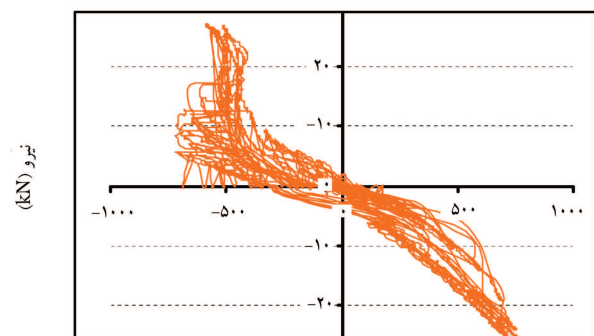


د) وضعیت نهایی اتصال مقاوم سازی شده در انحراف ۸٪.

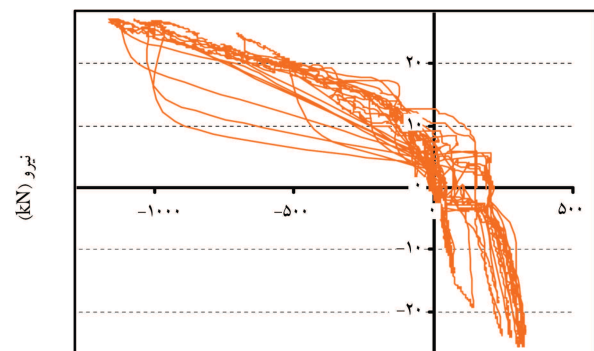
شکل ۸. وضعیت اتصال SSC ۱ در مراحل مختلف بارگذاری.



الف) پایین مقطع دستک؛



ب) وسط جان مقطع دستک؛



گرنش ($\mu\epsilon$)

ج) بالای مقطع دستک.

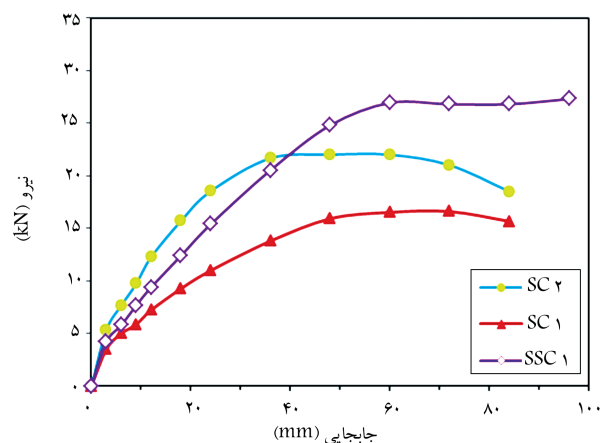
شکل ۱۴. نمودارهای بار-گرنش در مقاطع مختلف دستک فلزی اتصال تقویت شده SSC۱.

بیشینه‌ی گرنش فشاری برابر 85° - و متوسط بیشینه‌ی گرنش کششی برابر 52° می‌توان دید که مقادیر گرنش‌های فشاری مقادیر بیشتری دارند؛ که نشان می‌دهد اعضای فشاری در صورت عدم کماتش کلی تأثیر بیشتری در سختی سازه دارند.

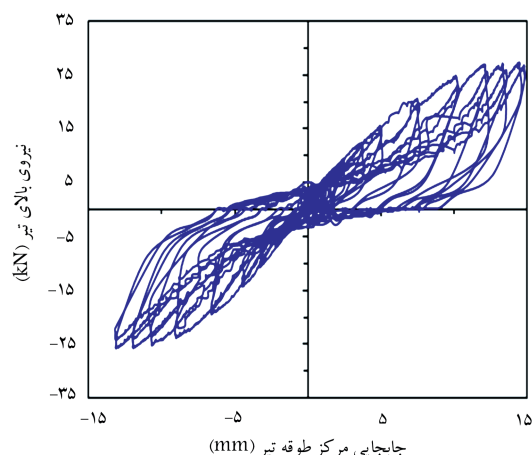
شکل ۱۵، نمودار هیسترسیس نیروی وارده بر دستک بر حسب جابجایی نوک تیر را نشان می‌دهد. در صورتی که برای محاسبه‌ی نیروی محوری مقطع دستک، از متوسط ۳ گرنش مقطع میانی قرائت شده استفاده کنیم، در این صورت طبق رابطه‌ی ۱، نیروی محوری تیر را بر حسب متوسط گرنش مقطع دستک می‌توان نشان داد.

$$P = \epsilon_{Ave} \cdot E \cdot A \quad (1)$$

که در آن، P نیروی وارده بر دستک، ϵ_{Ave} متوسط گرنش مقطع، E مدول کشسانی



شکل ۱۲. منحنی‌های پوش نیرو - جابجایی نوک تیر نمونه‌های آزمایشگاهی.

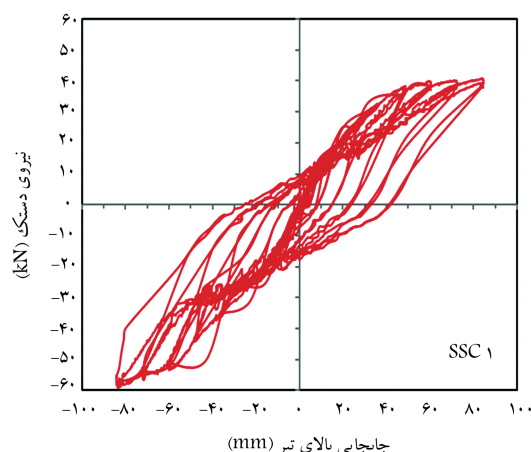
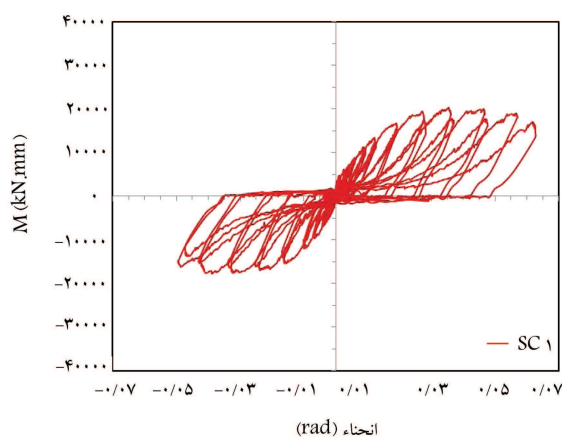


شکل ۱۳. نمودار هیسترسیس نیرو و نوک تیر - جابجایی طوقه تیر.

داده شده‌اند. همچنین شکل ۱۲، منحنی پوش نیرو - جابجایی تمام اتصالات را نشان می‌دهد. شکل ۱۳، منحنی هیسترسیس نیروی نوک تیر - جابجایی تیر در محل مرکز طوقه تیر را نشان می‌دهد. این منحنی مشابه منحنی ممان - انحناء همین اتصال است. مطابق این شکل، هنگامی که انحراف نوک تیر 7% (84mm) است، بیشینه‌ی جابجایی تیر در محل نصب طوقه، که در فاصله‌ی تقریباً ۴۰ سانتی‌متری بر اتصال تیر - ستون نصب شده است، فقط برابر 15mm است؛ که وجود سختی محوری فراوان دستک فلزی مانع از حرکت تیر اتصال می‌شود و باعث می‌شود که مقدار انحنای مقطع پایین محل نصب طوقه و دستک فلزی تیر این اتصال نسبت به اتصالات دیگر کاهش یابد.

گرنش سنج‌هایی در بالا و پایین و جان مقطع میانی دستک فلزی نصب شدند. شکل ۱۴، نمودار بار نوک تیر - گرنش دستک هر یک از مقاطع یادشده را نشان می‌دهد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، هیچ‌یک از این مقاطع به گرنش جاری‌شدگی (150°) ($\mu\epsilon$) نرسیده‌اند. با رسم توزیع گرنش قرائت شده از سه گرنش سنج نصب شده در مقطع میانه‌ی دستک فلزی در انحراف‌های مختلف جابجایی نوک تیر می‌توان گفت اتصال دستک به طوقه به صورت تقریباً نیمه مفصلی عمل می‌کند و علاوه بر انتقال نیرو محوری، ممان را نیز منتقل می‌کند. طوری که تقریباً $1/3$ تنش‌های بیشینه‌ی حاصله‌ی مقطع از ممان وارده بر آن ناشی می‌شود. با متوسط‌گیری بیشینه‌ی گرنش‌های فشاری و کششی دستک‌ها در مقاطع میانی یادشده در بار رفت و برگشتی تیر (متوسط



شکل ۱۵. نمودار هیستریسیس نیرو - جابجایی نوک تیر.

فولاد برابر $10^6 \times 2$ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و A سطح مقطع دستک، که برابر $3/5$ سانتی متر مربع است.

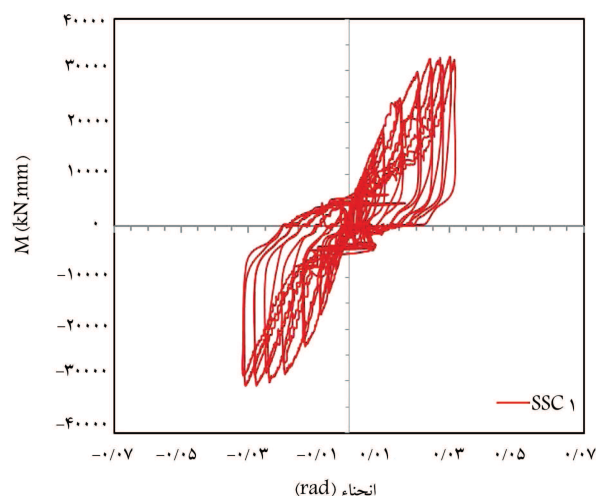
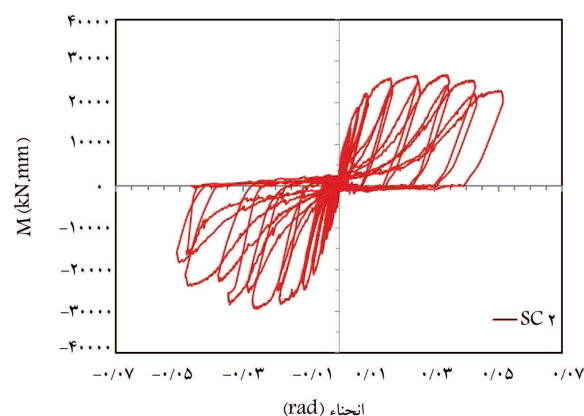
با مقایسه‌ی نمودارهای ۱۱ و ۱۵ می‌توان گفت به ازاء یک جابجایی معین نوک تیر، نیروی وارده بر دستک فلزی در مقایسه با نیروی وارد بر نوک تیر تقریباً دو برابر است.

شکل ۱۶، نمودارهای هیستریسیس ممان - انحناء هر یک از اتصالات SC1، SC2 و SSC1 را نشان می‌دهد. موقعیت نصب LVDT ها جهت محاسبه‌ی انحناء در شکل ۵ نمایش داده شده است.

در اتصال مقاوم‌سازی شده‌ی SSC1 با توجه به سختی فراوان تیر مقاوم‌سازی شده که توسط دستک فلزی در محل ناحیه‌ی بحرانی تیر - ستون ایجاد می‌شود و همچنین موقعیت نصب LVDT های تغییرمکان‌سنج جهت محاسبه‌ی انحناء روی تیر اتصال، مقادیر دوران نهایی مقطع در این نواحی نسبت به اتصال SC1 و SC2 به ترتیب ۳۵ و ۳۰ درصد کم‌تر است. البته همان‌طور که در بخش ۳ ذکر شد، در اتصال SSC1 به دلیل افزایش عمق ترک‌های خمشی بالای طوقه‌ی فلزی تیر و خسارت بتن بعد از انحراف ۵٪، مسلماً دوران مقطع تیر در این ناحیه تا انتهای انحراف ۸٪ بیشتر از مقادیر نمودار شکل ۱۶ خواهد بود. اتصال SC1 با توجه به سختی کم‌تر مقطع نسبت به اتصالات SC2 و SSC1 بیشترین دوران مقطع را در انتهای جابجایی تیر یعنی انحراف ۷٪ دارد.

۲.۴. افت مقاومت و تأثیر مقاوم‌سازی

منحنی‌های پوش نیرو - جابجایی شکل ۱۲ و مقادیر جدول ۱، میزان تغییرات نیرو و درصد افزایش نیروی اتصال مقاوم‌سازی شده‌ی SSC1 را نسبت به نمونه‌های SC1 و SC2 نشان می‌دهد. نمونه‌ی مقاوم‌سازی شده‌ی گرچه در تغییرمکان‌های بیشتر به بار بیشینه می‌رسد، ولی تا پایان آزمایش بر خلاف دو اتصال دارای تیر ضعیف و استاندارد، بدون افت نیرو باقی می‌ماند. روند نمودارهای پوش نیز نشان می‌دهد که اتصال مقاوم‌سازی شده قادر است تا جابجایی‌های بیشتر بدون افت نیرو را تحمل کند، در حالی که در نمونه‌های مقاوم‌سازی نشده، افت نیرو از انحراف ۵ الی ۶٪ آغاز می‌شود. در نمونه‌ی SC2 در یک جهت بارگذاری افت شدید نیرو به وجود می‌آید، که علت آن کنده شدن بتن ته چشمه‌ی اتصال و سرخوردن آرماتور طولی تیر است. از لحاظ محاسبات تحلیلی رفتار خطی بتن و فولاد، در صورتی که دستک فلزی در اتصال SSC1 تسلیم نشود و تغییرمکان جانبی زیادی در محل طوقه‌ی



شکل ۱۶. منحنی های هیستریسیس ممان - انحنای اتصالات.

تیر صورت نگیرد، در این حالت، دستک‌ها نقش تکیه‌گاه جانبی را ایفا می‌کنند و ممان مقاوم مقطع به علت کوچک‌تر شدن بازوی لنگر تا ۳۳٪ ممان مقاوم نمونه‌ی اتصال SC1 افزایش می‌یابد، ولی مشاهده می‌شود که میزان نیروها در این سیستم به علت محصورکنندگی فراوان بتن مقطع تیر در محل طوقه و بروز رفتار غیرخطی آن و افزایش سختی اتصال در محل اتصال تیر - ستون تا حد ۸۰٪ هم افزایش می‌یابد. علت دیگر میزان افزایش نیرو، جلوگیری از سرخوردگی آرماتورهای طولی تیر به علت ضعف مقاومت بتن توسط سیستم دستک و طوقه است که حتی نیروهای

جدول ۲. مقادیر سختی و افت آنها.

نام اتصال	SC۱	SC۲	SSC۱
سختی اولیه (kN/mm)	۱/۰۵	۱/۸۲	۱
سختی نهایی (kN/mm)	۰/۱۷	۰/۱۹	۰/۳۲
میزان افت سختی (%)	۸۴	۹۰	۶۸

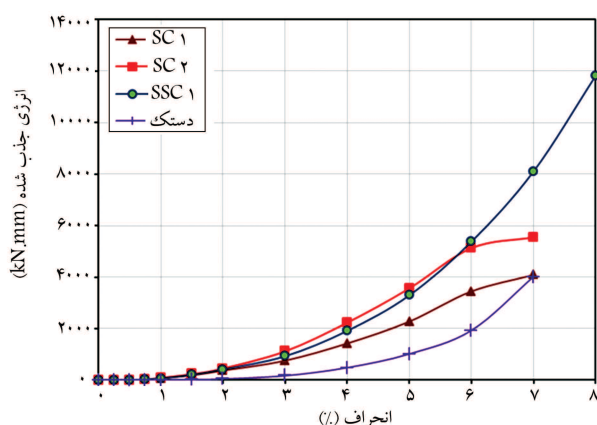
سختی نهایی (انحراف ۷٪) در اتصالات SC۱ و SC۲ برابر ۰/۱۷ و ۰/۱۹ و برای اتصال مقاوم‌سازی شده برابر ۰/۳۲ است، که نشان می‌دهد سیستم مقاوم‌سازی با بالابردن درجه‌ی نامعینی سازه و ایجاد محصورکنندگی بتن باعث افزایش ۸۸٪ سختی نهایی اتصالات مقاوم‌سازی‌نشده‌ی SC۱ و افزایش ۶۸٪ نسبت به اتصال با تیر استاندارد SC۲ می‌شود.

میزان تنزل سختی و تغییرات آن در اتصال مقاوم‌سازی‌شده نسبت به اتصالات مقاوم‌سازی‌نشده در تمام مراحل بارگذاری کم‌تر است. در اتصال مقاوم‌سازی‌شده، میزان آسیب‌ها در جابجایی‌های اولیه متوجه تمام طول تیر اتصال است، ولی با افزایش جابجایی (انحراف ۳ الی ۴ درصد) آسیب‌ها به بالای طوقه‌ی فلزی تیر انتقال می‌یابد و شیب افت سختی به‌طور ناگهانی افزایش پیدا می‌کند. میزان افت سختی در اتصالات SC۱ و SC۲ در پایان آزمایش (انحراف ۷٪) نسبت به اتصالات مقاوم‌سازی‌شده‌ی SSC۱ به ترتیب ۲۳ و ۳۲ درصد بیشتر است، که می‌توان گفت سیستم مقاوم‌سازی پیشنهادی در حین اعمال بارهای رفت و برگشتی می‌تواند سختی سازه‌ی اتصال بتنی با بتن کم مقاومت را به خوبی نگه دارد.

۴.۴. میزان جذب انرژی

میزان جذب انرژی را می‌توان از جمع تجمعی مساحت حلقه‌های هیسترسیس در هر دریفیتی که نیرو از ۰/۸۵ نیروی بیشینه کم‌تر نباشد، به‌دست آورد. شکل ۱۹، میزان جذب انرژی نمونه‌های آزمایش‌شده و دستک فلزی را نشان می‌دهد. منحنی جذب انرژی نمونه‌ها به‌صورت غیرخطی هستند که در اتصال مقاوم‌سازی‌شده با افزایش انحراف، شیب منحنی به شدت افزایش می‌یابد؛ ولی نمونه‌های مرجع با شیب کندتر و حتی با کاهش نرخ شیب همراه هستند. میزان جذب انرژی حاصل از تأثیر افزودن دستک فلزی نیز از اختلاف جذب انرژی اتصال مقاوم‌سازی‌شده و اتصال مشابه آن رسم می‌شود. علت جذب انرژی بیشتر اتصال مقاوم‌سازی‌شده، نسبت به اتصال مقاوم‌سازی‌نشده را می‌توان چنین عنوان کرد:

۱. افزایش توان باربری و عدم افت آن طی سیکل‌های بارگذاری رفت و برگشتی؛



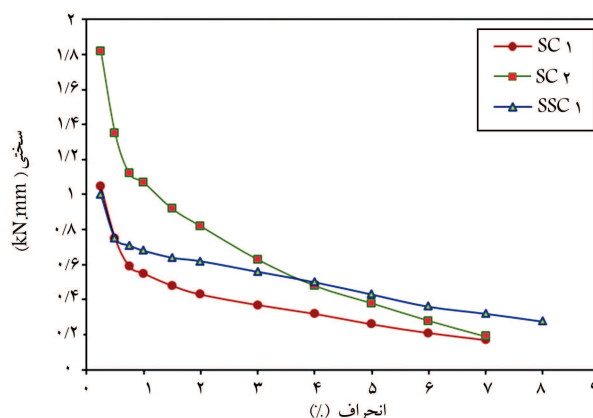
شکل ۱۹. میزان جذب انرژی اتصالات و دستک فلزی.

بیشینه و نهایی آن بیشتر از اتصال با تیر ارتفاع استاندارد است. همان‌طور که از منحنی‌های هیسترسیس نیز مشاهده می‌شود، میزان جمع‌شدگی حلقه‌ها در اتصال مقاوم‌سازی‌شده، نسبت به دو اتصال بتنی دیگر کم‌تر است. همچنین طبق نمودار شکل ۱۲ و قرائت کرنش‌سنج‌های نصب‌شده روی آرماتورهای طولی تیر در بر اتصال و انتهای ناحیه‌ی بحرانی آن می‌توان دریافت که ظرفیت باربری تسلیم P_y و ظرفیت باربری بیشینه‌ی P_{max} اتصال SC۱ با تیر ضعیف نسبت به اتصال SC۲ با تیر استاندارد به ترتیب تا ۳۷٪ و ۲۵٪ کاهش می‌یابد.

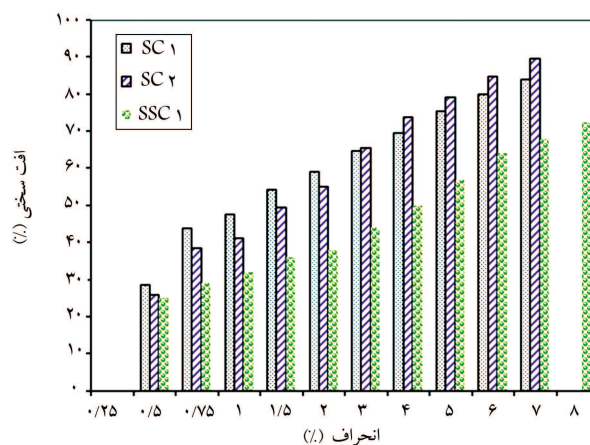
۳.۴. تغییرات سختی و افت آن

سختی در هر سیکل بارگذاری را می‌توان از شیب خط واصل نیروی مثبت و منفی بیشینه‌ی هر حلقه به‌دست آورد. شکل‌های ۱۷ و ۱۸ به ترتیب میزان تغییرات سختی و میزان افت سختی را در طی بارگذاری تا انحراف ۷٪ نشان می‌دهد. جدول ۲، نیز مقادیر سختی اولیه، نهایی و میزان افت سختی اتصالات را نشان می‌دهد.

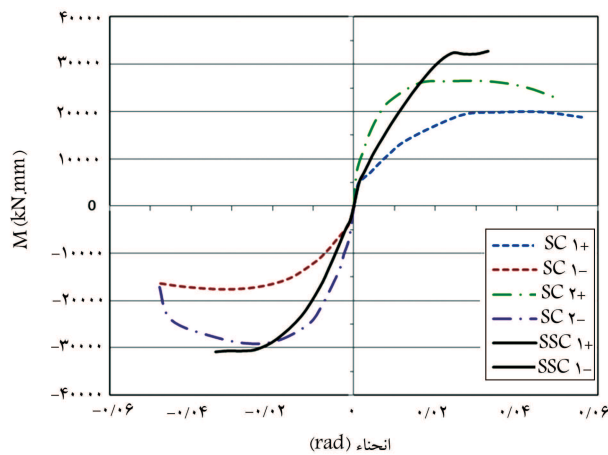
تغییرات سختی، میزان نرخ آسیب‌ها را در بتن و فولاد طی بارگذاری نشان می‌دهد. سختی اولیه‌ی اتصالات مرجع SC۱ و SC۲ نشان می‌دهد که کاهش ۲۵٪ ارتفاع مقطع تیر بتن‌آرمه باعث کاهش ۵۸٪ آن می‌شود. به‌طور کلی نمونه‌ی مقاوم‌سازی‌شده‌ی سختی اولیه‌ی یکسانی در شروع نسبت به نمونه‌ی مشابه مقاوم‌سازی‌نشده‌ی خود دارد. اما با افزایش انحراف، میزان سختی در نمونه‌های مقاوم‌سازی‌نشده به شدت کاهش می‌یابد و افت سختی بیشتری نسبت به اتصال مقاوم‌سازی‌شده دارند. میزان



شکل ۱۷. میزان تغییرات سختی.



شکل ۱۸. درصد افت سختی.



شکل ۲.۵.۴. نمودار پوش ممان - انحنای اتصالات.

۲.۵.۴. شکل پذیری براساس نمودار پوش ممان - انحنای اتصال

شکل پذیری اتصالات را نیز می توان براساس منحنی پوش ممان - انحنای شکل ۲.۵.۴ حاصل از شکل های ۱۶ و رابطه ی شکل پذیری ۴ محاسبه کرد:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (4)$$

که در آن، ϕ_u دوران نهایی اتصال و در صورت وجود افت نیرو برابر جابجایی نظیر بار M_{max} است و ϕ_y نیز دوران نظیر ممان جاری شدگی M_y آرماتورهای طولی بر تیر اتصال است. M_y از ضرب نیروی P_y نظیر جاری شدگی آرماتورهای طولی تیر (در کرنش 0.002) در بازوی لنگر (فاصله ی محل نیروی وارد بر تیر تا ستون) است. ϕ_y اتصالات مقاوم سازی نشده ی SC۱ و SC۲ و اتصال مقاوم سازی شده ی SSC۱ را می توان از قرانت کرنش سنج های نصب شده روی آرماتورهای طولی برای کرنش نظیر جاری شدن آرماتورها یعنی $(\mu \varepsilon)$ به دست آورد.

شکل پذیری محاسبه شده در جدول ۴ براساس نمودار پوش ممان - انحنای مقطع اتصالات بتنی است، که طبق آن متوسط شکل پذیری اتصال مقاوم سازی شده نسبت به دو اتصال SC۱ و SC۲ به ترتیب 30% و 44% کم تر به دست آمده است، که علت آن سختی فراوان ایجاد شده به وسیله ی دستک فازی در اتصال SSC۱ و در نتیجه کاهش دوران نهایی مقطع است. همچنین مشاهده می شود که اتصال SC۲ با تیر استاندارد به دلیل سختی بیشتر و ϕ_y کم تر نسبت به اتصال SC۱ با تیر ضعیف دارای 24% شکل پذیری بیشتر است.

۵. نتیجه گیری

براساس مشاهدات رفتاری و نتایج حاصله از انجام آزمایش بار رفت و برگشتی بر روی ۳ نمونه ی اتصال بتنی، شامل دو نمونه ی اتصال با تیر ضعیف (ارتفاع کم) و

۲. کاهش جمع شدگی حلقه های هیستریسیس و چاق تر شدن آن ها.

با کاهش ارتفاع تیر اتصال، میزان جذب انرژی اتصال در نمونه ی مقاوم سازی نشده 26% کاهش می یابد، که با مقاوم سازی با دستک فازی، میزان جذب انرژی نهایی آن حدود ۳ برابر افزایش می یابد. سیستم مقاوم سازی پیشنهادی نشان داد که می تواند جذب انرژی اتصال با تیر ضعیف را در حد جذب انرژی اتصال با تیر استاندارد نگه دارد و حتی از انحراف 6% به بالا مقدار آن را به طور قابل ملاحظه یی افزایش دهد.

۵.۴. شکل پذیری اتصالات

۱.۵.۴. شکل پذیری براساس نمودار پوش نیرو - جابجایی نوک تیر
برای محاسبه ی مقدار متوسط شکل پذیری اتصالات μ_{ave} برای بارگذاری رفت و برگشتی اتصالات، می توان طبق رابطه ی ۲ عمل کرد:

$$\mu_{ave} = \left(\frac{\mu^+ + \mu^-}{2} \right) \quad (2)$$

که در آن، μ^+ ، μ^- شکل پذیری اتصال در هر یک از جهات بارگذاری هستند و برابرند با (رابطه ی ۳):

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3)$$

که در آن، Δ_u جابجایی نهایی اتصال و در صورت وجود افت نیرو برابر جابجایی نظیر بار P_{max} است و Δ_y نیز جابجایی نظیر بار جاری شدگی P_y آرماتورهای طولی بر تیر اتصال است. Δ_y اتصالات مقاوم سازی نشده ی SC۱ و SC۲ و اتصال مقاوم سازی شده ی SC۱ را می توان از قرانت کرنش سنج های نصب شده روی آرماتورهای طولی برای کرنش نظیر جاری شدن آرماتورها یعنی $(\mu \varepsilon)$ به دست آورد. بنابراین پارامتر شکل پذیری برای اتصالات بتنی ذکر شده در دو جهت بارگذاری مطابق جدول ۳ محاسبه می شود.

طبق جدول ۳، جابجایی نظیر جاری شدن (Δ_y) اتصال SC۱ در حدود انحراف 1.5 تا 2 درصد رخ داده است، در حالی که در اتصال SC۲ در حدود انحراف 1 است و این خود باعث کاهش پارامتر شکل پذیری می شود.

در اتصال مقاوم سازی شده ی SSC۱ گرچه طول جاری شدگی آرماتورهای طولی تیر نسبت به اتصالات مرجع بیشتر است و جاری شدگی آرماتورهای طولی در بر اتصال و بر طوقه ی تیر رخ می دهند، ولی به علت اینکه در تغییر مکان بالاتری (بین انحراف 1.5 تا 2 درصد) نسبت به اتصال استاندارد SC۲ جاری می شود، میزان شکل پذیری کاهش می یابد؛ ولی نسبت به اتصال SC۱ شکل پذیری مطلوب تری دارد.

جدول ۳. شکل پذیری اتصالات بتنی براساس نیرو - جابجایی.

نام اتصال	P_y^+ (kN)	Δ_y^+ (mm)	P_y^- (kN)	Δ_y^- (mm)	Δ_u^+ (mm)	Δ_u^- (mm)	μ^+	μ^-	μ_{ave}
SC۱	۸۷.۵	۱۸	۹.۲	۲۴	۸۴	۸۴	۴.۶۷	۳.۵	۴.۰۹
SC۲	۱۲	۱۲	۱۳.۵	۱۵	۸۲	۷۱	۶.۸۳	۴.۷۳	۵.۷۸
SSC۱	۱۲	۲۱	۱۳.۸	۲۰	۹۶	۹۶	۴.۵۷	۴.۸	۴.۶۹

جدول ۴. شکل پذیری اتصالات بتنی.

نام اتصال	M_y^+ (kN.mm)	ϕ_y^+ (Rad)	M_y^- (kN.mm)	ϕ_y^- (Rad)	ϕ_u^+ (Rad)	ϕ_u^- (Rad)	μ^+	μ^-	μ_{ave}
SC۱	۱۰۲۰۰	۰٫۰۰۷۶	۱۱۰۴۰	۰٫۰۰۸۸	۰٫۰۰۵۶	۰٫۰۰۴۹	۷٫۳۷	۵٫۵۷	۶٫۴۷
SC۲	۱۴۴۰۰	۰٫۰۰۵۲	۱۶۲۰۰	۰٫۰۰۶۵	۰٫۰۰۴۸	۰٫۰۰۴۴	۹٫۲۳	۶٫۷۷	۸
SSC۱	۱۴۴۰۰	۰٫۰۰۰۷	۱۶۵۶۰	۰٫۰۰۷۹	۰٫۰۰۳۳	۰٫۰۰۳۴	۴٫۷۱	۴٫۳	۴٫۵

مقاوم سازی نشده به طور متوسط ۲۳ تا ۳۲ درصد بیشتر از اتصال مقاوم سازی شده است.

۴. این سیستم مقاوم سازی قادر است اتصال را بدون افت نیرو تا انحراف ۸٪، بار بیشینه را به ترتیب ۷۰ و ۱۳ درصد نسبت به اتصال با تیر ضعیف و استاندارد افزایش دهد.

۵. سیستم مقاوم سازی طوقه و دستک فلزی یک طرفه، جمع شدگی حلقه های هیسترسیس را کاهش می دهد و با چاقی ترک کردن حلقه ها و افزایش ظرفیت باربری قادر است میزان جذب انرژی را نسبت به اتصال با تیر ضعیف و استاندارد به ترتیب حدود ۳ و ۲ برابر افزایش دهد.

تقدیر و تشکر

برای ساخت نمونه ها و انجام آزمایش ها، افراد زیادی سهمیم بودند که در اینجا لازم است از معاونت محترم پژوهشی دانشگاه سمنان بابت حمایت مالی و همچنین همکاری آقای مهندس محمد بخشایی، کارشناس آزمایشگاه سازه های دانشگاه سمنان قدردانی شود.

تیر استاندارد (ارتفاع استاندارد) و یک نمونه ی اتصال ضعیف مقاوم سازی شده با سیستم طوقه و دستک فلزی، این نتایج حاصل می شود:

۱. کاهش ۲۵٪ ارتفاع تیر اتصال در نمونه ی ضعیف نسبت به نمونه ی استاندارد، باعث کاهش ۴۳٪ سختی اولیه، کاهش ۲۴ تا ۳۰ درصد شکل پذیری و کاهش ۲۶٪ جذب انرژی می شود و همچنین این کاهش ارتفاع موجب کاهش ۳۷٪ و ۲۵٪ باربری تسلیم و ظرفیت باربری بیشینه می شود.

۲. نتایج مشاهدات و نحوه ی ترک خوردگی ها نشان داد که سیستم پیشنهادی مقاوم سازی می تواند تنش های چشمه ی اتصال را کاهش دهد و میزان آسیب ها را در این ناحیه به میزان کمینه برساند، همچنین این سیستم قادر است با سختی خود، مفصل خمیری را از بر تیر و احیاناً چشمه ی اتصال به ناحیه ی دورتر انتقال دهد.

۳. با مقاوم سازی اتصال با تیر ضعیف (ارتفاع کم) با سیستم دستک یک طرفه و طوقه ی فلزی می توان افت سختی اتصال را طی بارهای رفت و برگشتی تا انحراف ۷٪ کنترل کرد و به میزان کمینه رساند، به طوری که افت سختی در اتصالات

منابع (References)

1. Tsonos, A.G. "Seismic retrofit of R/C beam-to-column joints using local three-sided jackets", *European Earthquake Engineering*, **1**, pp. 48-64 (2001).
2. Tsonos, A.G. "Seismic repair of exterior R/C beam-to-column joints using two-sided and three-sided jackets", *Structural Engineering and Mechanics*, **13**(1), pp. 17-28 (2002).
3. Ghobarah, A., Aziz, T.S. and Biddah, A. "Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing", *ACI Structural Journal*, **4**(3), pp. 283-294 (1997).
4. Hoffschild, T.E., Prion, H.G.L. and Cherry, S. "Seismic retrofit of beam-to-column joints with grouted steel tubes, recent developments in lateral force transfer in buildings", Thomas Paulay Symposium, SP-157, N. Priestley, M. P. Collins, and F. Seible, eds, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, pp. 397-425 (1995).
5. Karayannis, C.G., Chalioris, C.E. and Sirkelis, G.M. "Local retrofit of exterior RC beam-column joints us-

- ing thin RC jackets: An experimental study", *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **37**(5), pp. 727-746 (2008).
6. Migliacci, A., Antonucci, R., Maio, N.A., Napoli, P., Ferreti, S.A. and Via, G. "Repair techniques of reinforced concrete beam-column joints", Final Report, *Proceedings of the IABSE Symposium on Strengthening of Building Structures-Diagnosis and Therapy*, Int. Assn. of Bridge and Structural Eng. (IABSE), Zurich, Switzerland, pp. 355-362 (1983).
7. Adin, M.A., Yankelovsky, D.Z. and Farhey, D.N. "Cyclic behavior of epoxy-repaired reinforced concrete beam-column joints", *ACI Structural Journal*, **90**(2), pp. 170-179 (March-April 1993).
8. Beres, A., El-Borgi, S., White, R.N. and Gergely, P. "Experimental results of repaired and retrofitted beam-column joint tests in lightly reinforced concrete frame buildings", Technical Report, NCEER-92-0025, SUNY/Bufalo (1992).
9. El-Refaie, S.A., Ashour, A.F. and Garrity, S.W. "Flexural capacity of R.C. beams strengthened with external plates", *Proceedings of Structural Faults & Repair-*

- 99:8th International Conference, London, (CD-Rom) (1999).
10. Yagi, K., Tanka, K. and Otaguro, H. "Durability of carbon fibre sheet for repair and retrofitting", *Proceedings of Structural Faults & Repair - 99:8th International Conference*, London, (CD-Rom) (1999).
11. Jones, R., Swamy, R.N. and Charif, A. "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates", *ASCE, J. Struct. Eng.*, **5**, pp. 85-94 (1988).
12. Ziraba, N., Baluch, M.H., Basunbul, I.A., Sharif, A., Azad, A.K. and Al-Sulaimani, G.J. "Guidelines toward the design of RC beams with external plates", *ACI Struct. J.*, **91**(6), pp. 639-646 (1994).
13. Hussain, M., Sharif, A., Basenbul, I.A., Baluch, M.H. and Al-Sulaimani, G.J. "Flexural behaviour of pre-cracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates", *ACI Struct. J.*, **1**, pp. 14-22 (1995).
14. Yen, J.Y.R. and Chien, H.K. "Steel plates rehabilitated RC beam-column joints subjected to vertical cyclic loads", *Construction and Building Materials*, pp. 332-339 (2010).
15. Nanni, A. "Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement: Examples from Japan", *J. Conc. Int.*, **97**, pp. 22-26 (1995).
16. Büyüköztürk, O. and Hearning, B. "Failure behaviour of precracked concrete beams with FRP", *ASCE J. Comp. Const.*, **3**(2), pp. 138-144 (1998).
17. Robert, R.S. and Prince, A.G. "Experimental investigation on influence of development length in retrofitting reinforced concrete beam-column joints", *NBMCW*, **4**, pp. 148-158 (2009).
18. Tsonos, A.G. "Effectiveness of CFRP jackets and RC jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam column sub assemblages", *Journal of Engineering Structures*, **30**, pp. 777-793 (2008).
19. Al-Salloum, Y.A. and Almusallam, T.H. "Seismic response of interior RC beam column joints upgrade with FRP sheets. I: Experimental study", *Journal of Composite for Construction*, **11**, pp. 575-589 (2007).
20. Lakshmi, G.A., Dutta, A. and Deb, S.K. "Numerical study of strengthening of beam column joints under cyclic excitation using FRP composites", *Journal of Structural Engineering*, **35**, pp. 59-65 (2008).
21. Appa Roa, G., Mahajan, M. and Gangaram, M. "Performance of nonseismically designed RC beam column joints strengthen by various schemes subjected to seismic loads", *Journal of Structural Engineering*, **35**, pp. 52-58 (2008).
22. Gergely, J., Pantelides, C.P. and Reaveley, L.D. "Shear strengthening of RCT-joints using CFRP composites", *Journal of Composites for Construction, ASCE*, **4**(2), pp. 56-64 (May 2000).
23. Ghobaraah, A. and Said, A. "Shear strength of beam column joints", *Journal of Engineering Structures*, **24**, pp. 881-888 (2002).
24. El-Amoury, T. and Ghobarah, A. "Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets", *Engineering Structures, The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering*, **24**(11), pp. 397-1407 (Nov. 2002).
25. Karihaloo, B.L., Benson, S.D.P., Didiuk, P.M., Fraser, S.A., Hamill, N. and Jenkins, T.A. "Retrofitting damaged RC beams with high-performance fibre-reinforced concrete", *Proc. Concrete Communication Conf.*, British Cement Association, Birmingham, UK, pp.153-164 (2000).
26. Karihaloo, B.L., Alaei, F.J. and Benson, S.D.P. "A new technique for retrofitting damaged concrete structures", *Proc. Inst. Civ. Eng., Buildings & Structures*, **4**(152), pp. 309-318 (2002).
27. Shannag, M.J. and Abu-Dyya, N. "Lateral load response of high performance fibre reinforced concrete beam column joints", *Journal of Construction and Building Materials*, **19**, pp. 500-508 (2005).
28. Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. and Emami, E. "Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop", *Construction and Building Materials*, **36**, pp. 287-294 (2012).
29. Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. and Emami, E. "Experimental investigation of composite RC-diagonal steel prop joints subject to cyclic load", *16th International Conference on Composite Structure, ICCS 16* (2012).
30. Emami, e., Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M.K., "Investigation of steel prop effect on inelastic behavior of RC frames using FE method" *Journal of Tarbiat Modarres*, **14**(3) (in Persian) (2014).