

مطالعه تجربی و تحلیلی تقویت خمشی اتصالات کناری تیر-ستون بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های FRP

علیرضا اخلاقی^۱، داود مستوفی نژاد^۲

۱- دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

آدرس پست الکترونیکی نویسنده رابط : akhlaghi@cv.iut.ac.ir

چکیده

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی بتن آرمه یکی از کلیدی‌ترین اعضا در مسیر انتقال بارهای جانبی بوده که بروز ضعف در عملکرد آن‌ها سبب انهدام کل سازه می‌گردد. نیاز به تقویت خمشی اتصالات در قاب‌های خمشی یکی از رایج‌ترین مواردی است که مهندسی در طرح‌های بهسازی با آن مواجه می‌گردند. استفاده از کامپوزیت‌های FRP (Fiber reinforced polymer) در تقویت و ترمیم این اعضا به عنوان یک راهکار مؤثر جایگاه ویژه‌ای در صنعت ساختمان به خود اختصاص داده است، اما کاربرد این مواد در جهت تقویت خمشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه به دلیل عدم امکان نصب پیوسته‌ی ورق کامپوزیت با توجه به وجود ستون و هم‌چنین جدا شدگی ورق تقویت با محدودیت‌هایی روبرو است. مطالعه‌ی حاضر به بررسی تجربی و تحلیلی تقویت خمشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه با کامپوزیت‌های FRP تحت اثر بارهای رفت و برگشتی اختصاص یافته است. بدین منظور، در مرحله‌ی اول الگوی مناسب تقویت اتصالات با بهره‌گیری از FRP باد بزی و روش شیار زنی توسعه یافته و کارآیی آن با انجام مطالعات تجربی بر روی ۲ اتصال کناری نیم مقیاس بتن آرمه ارزیابی شد. نتایج مطالعات تجربی نشان دهنده‌ی عملکرد بسیار مطلوب FRP باد بزی برای مهار ورق طولی تقویتی نصب شده بر سطح فوقانی و تحتانی تیر در بر اتصال با ستون می‌باشد. به علاوه، روش شیار زنی سبب حذف جدا شدگی سطحی ورق تقویت در کشش و یا کماتش ورق تحت فشار با توجه به ماهیت رفت و برگشتی بار جانبی شد. ظرفیت باربری و استهلاک انرژی اتصال تقویت شده با توجه به طول ورق تقویتی نصب شده به ترتیب حدود ۲۳ و ۳۱ درصد نسبت به نمونه‌ی کنترلی افزایش یافت. در گام دوم، مدل تحلیلی غیر خطی از اتصالات تقویت شده در نرم افزار OpenSees توسعه یافته که نتایج حاصل از تحلیل مزبور، انطباق مطلوبی را با نتایج آزمایشگاهی مطالعه‌ی حاضر نشان داد.

کلمات کلیدی: اتصال تیر-ستون بتن آرمه، کامپوزیت‌های FRP، تقویت خمشی، نصب خارجی ورق روی شیار، تحلیل غیر خطی.

(Code B)

۱. مقدمه

عملکرد صحیح اتصالات در قاب‌های خمشی بتن آرمه برای حفظ پایداری این سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های شدید ضروری است. تقویت خمشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه در نواحی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک از جمله مواردی است که معمولاً مهندسين در طرح‌های بهسازی سازه‌ها با آن مواجه می‌گردند. نیاز به تقویت خمشی ممکن است برآمده از وجود نقص‌هایی مانند خوردگی و یا تیر قوی-ستون ضعیف باشد. هم‌چنین، افزایش بارهای اعمالی به سازه به دلایلی هم‌چون تغییر کاربری سازه و یا به روز رسانی آیین‌نامه‌های زلزله و در نظر گرفتن ضرایب جدید (نظیر ضریب نامعینی سازه و یا ضریب اصلاح طیف در ویرایش چهارم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران [۱]) از جمله‌ی عواملی هستند که تقویت خمشی تیر و یا ستون را در نواحی اتصال سبب می‌شود.

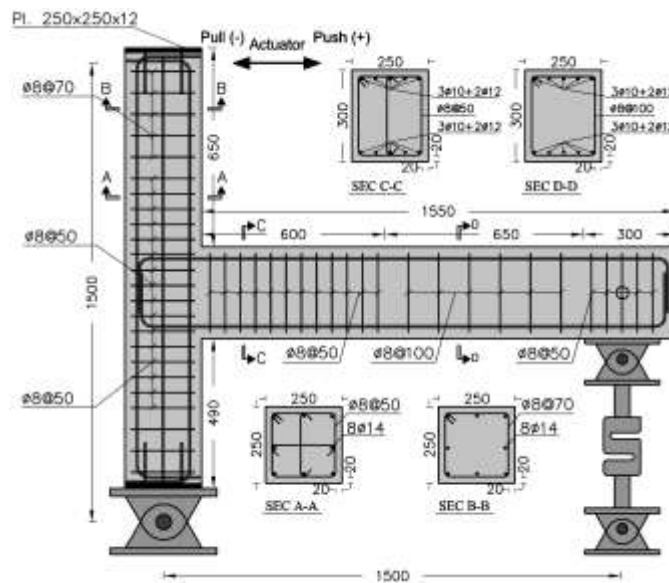
کامپوزیت‌های FRP یکی از مصالحی است که در سال‌های اخیر جایگاه خاصی در تقویت و بهسازی سازه‌ها یافته است. مقاومت بالا، مدول الاستیسیته‌ی مناسب، وزن کم، مقاومت در برابر خوردگی، سهولت نصب، ایجاد تغییرات اندک در هندسه‌ی سازه و امکان کاربرد در اشکال مختلف از جمله ویژگی‌های این مواد می‌باشد. قابلیت این مصالح در تقویت خمشی و برشی تیرها و به صورت دورپیچ در ستون‌ها در تحقیقات آزمایشگاهی موجود به اثبات رسیده و ضوابط خاص طراحی آن‌ها در آیین‌نامه‌های مربوطه موجود است [۲ و ۳]؛ ولی در آیین‌نامه‌ها در خصوص تقویت خمشی در نواحی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک بسیار محافظه کارانه برخورد شده و نه تنها الگویی برای تقویت این نواحی پیشنهاد نشده، بلکه به کارگیری کامپوزیت‌های FRP به منظور تقویت قاب بتنی منوط به بررسی اثرات بارهای رفت و برگشتی بر کامپوزیت‌های FRP و بررسی رفتار کلی قاب تقویت شده می‌باشد [۲]. مروری بر تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که این موضوع به صورت محدودی بررسی شده و اکثر تحقیقات بر تقویت اتصالات فاقد آرماتور عرضی در ناحیه‌ی هسته‌ی اتصال و نیز فاقد طول مهاري آرماتور طولی تیر متمرکز بوده است [۴-۶]. لذا مطالعه‌ی حاضر به بررسی رفتار اتصالات کناری بتنی تیر-ستون تقویت شده به صورت خمشی با کامپوزیت‌های CFRP تحت اثر بارهای رفت و برگشتی جانبی می‌پردازد. در این راستا سعی شده تا با استفاده از FRP باد بزنی به منظور مهار ورق تقویت کامپوزیت در بر ستون و با به کارگیری روش‌های جدید شیار زنی (Grooving Methods; GM) با تکنیک نصب خارجی ورق روی شیار (EBROG¹)، معضل تأمین طول مهاري و جدا شدگی FRP مرتفع شده و علاوه بر افزایش مقاومت و استهلاک انرژی، در صورت امکان، مود شکست نرم حاصل شود. بدین منظور، اتصالات کناری تیر-ستون تقویت شده مورد آزمایش قرار گرفته و با استخراج منحنی‌های چرخه‌ای، رفتار این اتصالات با اتصالات مبنای تقویت نشده مقایسه و کفایت طرح تقویت پیشنهادی ارزیابی می‌شود. در گام بعدی مدلی تحلیلی از اتصال تقویت شده در نرم افزار OpenSees توسعه یافته است.

۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۱.۲. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

در این تحقیق ۲ عدد اتصال کناری نیم مقیاس تیر-ستون بتن آرمه مشتمل بر ۱ نمونه‌ی مبنای و ۱ نمونه‌ی تقویت شده مورد آزمایش قرار گرفته است. نمونه‌های تحت بررسی شامل هسته‌ی اتصال، نصف طول دهانه‌ی تیر و نصف ارتفاع ستون در دو سمت هسته‌ی اتصال می‌باشد؛ که در واقع نقاط میانی تیر و ستون، محل نقطه‌ی عطف لنگر خمشی در قاب تحت اثر بار جانبی است. کلیه‌ی ضوابط آیین‌نامه‌ی ACI 318-11 [۷] در طراحی و ساخت اتصالات این دسته رعایت گردید. بدین ترتیب انتظار می‌رود مود شکست اتصال مبنای این گروه به صورت تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در تیر خواهد بود.

1- Externally bonded reinforcement on grooves



شکل ۱- مشخصات هندسی و جزئیات آرماتورگذاری اتصال کنترلی (کلیه ابعاد بر حسب میلی متر)

در شکل ۱ جزئیات آرماتور گذاری نمونه‌ی مبنا نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل ملاحظه می‌گردد، عرض و ارتفاع مقطع تیر به ترتیب برابر ۲۵۰ و ۳۰۰ میلی متر، ستون به شکل مربع و با ابعاد ۲۵۰ میلی متر و پوشش بتن تیر و ستون ۲۰ میلی متر می‌باشد. همچنین ارتفاع ستون از محور دوران تکیه گاه تا محور بارگذاری آن برابر ۱۵۰۰ میلی متر و طول تیر از محور ستون تا محور تکیه‌گاه تیر نیز برابر ۱۵۰۰ میلی متر در نظر گرفته شد. مقدار فولاد تحتانی و فوقانی تیر حدود $0.2 p_b$ محاسبه شده و بر این اساس ۳ عدد آرماتور به قطر ۱۰ میلی متر و ۲ عدد آرماتور به قطر ۱۲ میلی متر به عنوان فولاد طولی تیر و به صورت سراسری اجرا گردید. مقدار فولاد طولی ستون نیز ۸ عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلی متر و با توجه به فلسفه‌ی تیر ضعیف- ستون قوی در نظر گرفته شده است. این مقدار آرماتور طولی سبب می‌شود که مجموع ظرفیت خمشی ستون به تیر به مراتب بیشتر از مقدار ۱/۲ گردد؛ ولی با توجه به آن که در نمونه‌های تقویت شده انتظار افزایش ظرفیت خمشی تیر وجود دارد، هدف آن است تا از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون ممانعت شود. لازم به توضیح است در این مطالعه تقویت خمشی اتصالات معطوف به تقویت خمشی تیر در ناحیه‌ی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک بوده و ستون‌ها به نوعی طراحی شدند که حتی پس از تقویت خمشی تیر، اطمینان کافی از عدم انتقال مفصل پلاستیک از تیر به ستون وجود داشته باشد؛ لذا تقویت خمشی ستون و یا تقویت خمشی هم‌زمان تیر و ستون خارج از اهداف تعیین شده در این تحقیق می‌باشد. به علاوه، میزان فولاد عرضی قرار داده شده در تیر و ستون به حدی است که در نمونه‌های تقویت شده نیز شکست برشی اتفاق نیفتد.

مشخصات مکانیکی میلگردهای مصرفی با انجام آزمایش کشش ساده تعیین و میانگین نتایج حاصل از سه نمونه از آن شامل تنش تسلیم، تنش حداکثر، کرنش نهایی و مدول الاستیسیته در جدول ۱ خلاصه شده است.

۲.۲. مشخصات نمونه‌ی تقویت شده

این نمونه با نصب یک لایه ورق CFRP با طول و عرض به ترتیب ۳۰۰ میلی متر و ۲۵۰ میلی متر بر سطوح فوقانی و تحتانی تیر مطابق با شکل ۲ تقویت شد. به منظور مهار ورق تقویت طولی از تکنیک جدیدی با به کارگیری FRP باد بزنی استفاده شد. در این تکنیک، FRP باد بزنی از حفره‌های ایجاد شده در ستون رد شده و در پشت ستون مهار می‌گردد و سطح باد بزنی آن‌ها بر روی ورق تقویت طولی نصب شده بر سطح تیر پخش می‌شود. در این نمونه از ۴ عدد FRP بادبزنی با مجموع

جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی

مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (%)	تنش حداکثر (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	قطر میلگرد (mm)
۲۰۰	۲۱/۷۶	۷۱۹	۴۶۰	۸
۲۰۵	۲۱/۵۳	۶۷۵	۵۱۱	۱۰
۲۰۹	۲۲/۳۶	۶۹۸	۵۴۷	۱۲
۲۰۶	۲۲/۹۲	۶۲۷	۴۷۳	۱۴

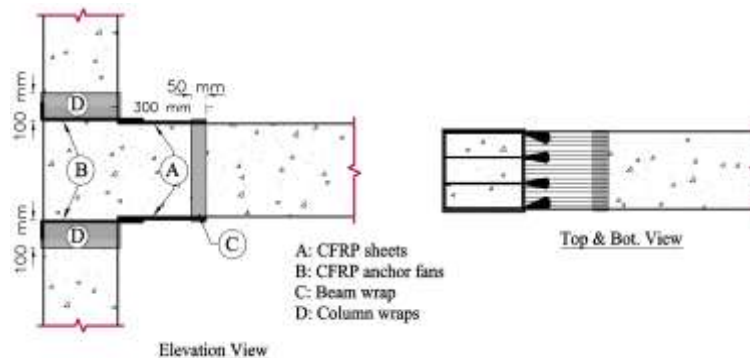
ضخامت (mm)	کرنش نهایی (%)	مدول الاستیسیته کششی (GPa)	مقاومت کششی (MPa)	الیاف
۰/۱۷	۱/۵	۲۳۰	۳۹۰۰	Sika Wrap-300C

مساحت خالص الیاف 102 mm^2 در هر وجه تیر استفاده شد. انتظار می‌رود مهار ورق طولی با توجه به سطح تماس مناسب ورق تقویت و FRP باد بزنی به خوبی انجام گیرد. به منظور ممانعت از جدا شدگی سطحی، از روش نصب ورق بر روی شیار (EBROG) [۸] استفاده شد تا یکی از مهم‌ترین مودهای خرابی حاکم بر اعضای تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP به تعویق افتاده و یا حذف گردد. لذا شیارهای طولی به عرض و عمق ۱۰ میلی‌متر و فاصله‌ی خالص ۳۰ میلی‌متر در سطح نمونه در محل نصب ورق تقویت طولی ایجاد شد. به علاوه، نقطه‌ی قطع ورق تقویت در تیر با دو لایه کامپوزیت FRP به عرض ۵۰ میلی‌متر دورپیچ کامل گردید.

الیاف کامپوزیتی مورد استفاده در این تحقیق از نوع الیاف کربن و به صورت تک جهته می‌باشد. این الیاف ساخت شرکت سیکای سوئیس بوده و با نام تجاری SikaWrap-300C شناخته می‌شود. مشخصات مکانیکی این الیاف بر اساس کاتالوگ کارخانه‌ی سازنده در جدول ۱ ارائه شده است. چسب مورد استفاده جهت نصب ورق FRP نوعی رزین اپوکسی دو جزئی با نام تجاری Sikadur-330 محصول شرکت سیکای سوئیس می‌باشد. هم‌چنین در روش شیار زنی، شیارهای ایجاد شده با رزین اپوکسی دو جزئی با نام تجاری Sikadur-31 محصول شرکت سیکا پر می‌گردند.

۳.۲. شرایط تکیه گاهی و نحوه‌ی انجام آزمایش

کلیه‌ی آزمایش‌ها در آزمایشگاه سازه‌ی دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی اصفهان انجام شد. تکیه گاه‌های مطابق با نقاط عطف لنگر برای انجام آزمایش اتصالات به صورت مفصلی در پایین ستون و غلتکی در انتهای تیر می‌باشد. تکیه گاه ستون



شکل ۲- جزئیات الگوی تقویت نمونه‌ی RS-1H300F

بر روی عرشه‌ی قاب بارگذاری نصب شد؛ به طوری که فاقد مؤلفه‌ی جابجایی بوده و دوران آن از طریق یک پین تأمین شد. تأمین شرایط گلتکی اتصال تیر با دو پین و یک میله‌ی رابط انجام شده است. یکی از پین‌ها بر روی عرشه‌ی قاب نصب شده و به کمک میله‌ی رابط، امکان حرکت در صفحه‌ی بارگذاری را فراهم می‌نماید؛ و پین دیگر که دقیقاً در زیر تیر قرار می‌گیرد، دوران انتهای تیر را ممکن می‌سازد. بار محوری ثابتی به میزان $0.1 f'_c A_p$ که تقریباً معادل با $187/5 \text{ kN}$ است، در طول آزمایش به ستون اعمال شده و بار جانبی رفت و برگشتی نیز به بالای ستون وارد می‌گردد. بار جانبی در مطالعه‌ی حاضر به صورت شبه استاتیک به وسیله‌ی دستگاهی با ظرفیت 250 kN و کورس 180 میلی‌متر (± 90 میلی‌متر) اعمال گردید. تاریخچه‌ی بارگذاری به کار گرفته شده در این مطالعه بر مبنای بارگذاری پیشنهادی ACI 374.1-05 می‌باشد [۹]. نمایی از شرایط تکیه گاهی در شکل ۱ نشان داده شده است.

۳. نتایج آزمایش‌ها

۳.۱. رفتار کلی و مود شکست نمونه‌ها

در نمونه‌ی مبنا، CS، اولین ترک به صورت خمشی در تیر در مجاورت با ستون در تغییر مکان نسبی $0/2\%$ ایجاد شد. با ادامه روند بارگذاری و افزایش دامنه‌ی سیکل‌های جابجایی، ترک‌های خمشی و خمشی-برشی در تیر افزایش یافتند. از تغییر مکان جانبی نسبی $1/4\%$ ترک‌های مویین خمشی در ستون و ترک‌های مویین برشی در هسته‌ی اتصال پدیدار شدند؛ اما در طول بارگذاری افزایش عرض قابل توجهی نداشتند. اولین ترک خمشی ایجاد شده در تیر در بر اتصال بیش‌ترین عرض را در طول زمان بارگذاری داشت. خرد شدن بتن تیر در مجاورت ستون مطابق در تغییر مکان جانبی نسبی $4/5\%$ مشاهده شد. همان گونه که انتظار می‌رفت، شکست این نمونه به صورت کاملاً خمشی و شکل پذیر بوده و مفصل پلاستیک در تیر و در مجاورت ستون تشکیل شده و خرد شدگی بتن در این ناحیه مشاهده شد. الگوی نهایی شکست اتصال در شکل ۳-الف نشان داده شده است.

در نمونه‌ی تقویت شده‌ی RS-1H300F اولین ترک به صورت خمشی و در محل قطع ورق تقویت در تیر تشکیل شد. ترک خمشی در نقطه‌ی ابتدایی ورق در بر ستون در تغییر مکان جانبی نسبی $0/5\%$ در هر دو وجه فوقانی و تحتانی شکل گرفت؛ اما با افزایش دامنه‌ی سیکل‌های اعمالی پهنای آن رشد زیادی نداشت. در این نمونه ترک ایجاد شده در محل قطع ورق تقویت در تیر بیش‌ترین پهنای آن را در طول بارگذاری رفت و برگشتی داشت و آسیب تقریباً در این نقطه متمرکز بود. همان گونه که در شکل ۳-ب ملاحظه می‌گردد، به کارگیری تکنیک جدید FRP باد بزنی و شیارهای طولی به خوبی ورق تقویت را در بر ستون و طول تیر مهار نموده و مفصل پلاستیک را از بر ستون به نقطه‌ی پس از قطع ورق تقویت انتقال داده است. در این اتصال افزایش مقاومت به همراه شکل پذیری و استهلاک انرژی به نحو مناسبی حاصل شد.

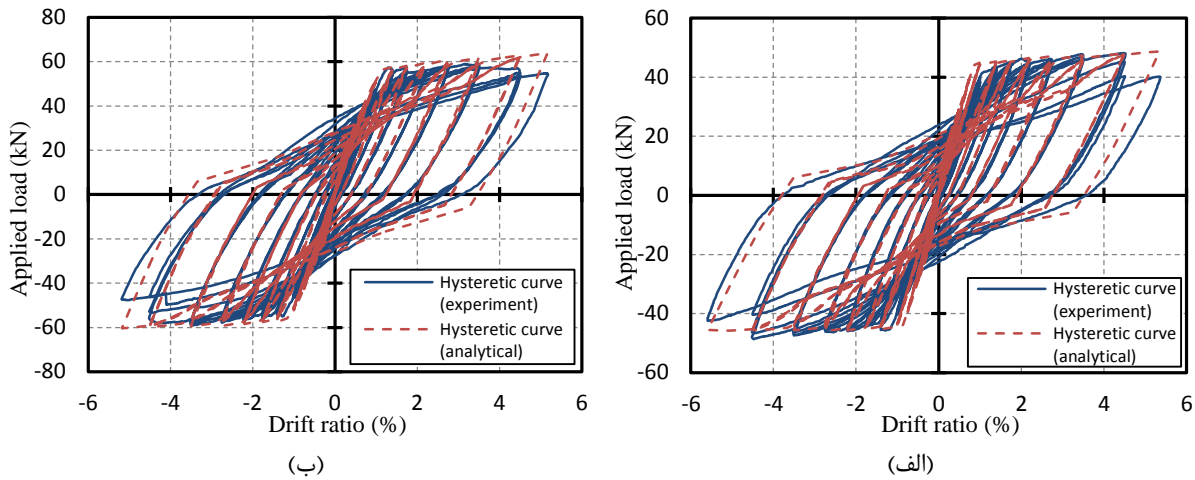


(ب)



(الف)

شکل ۳- نحوه‌ی گسترش ترک و الگوی نهایی شکست نمونه‌های تجربی: (الف) نمونه‌ی کنترلی، (ب) نمونه‌ی تقویت شده‌ی RS-1H300F



شکل ۴- رفتار چرخه‌ای بار- جابجایی نمونه‌های تجربی: الف) نمونه‌ی کنترلی، CS؛ ب) نمونه‌ی تقویت شده‌ی RS-1H300F

رفتار چرخه‌ای بار-تغییر مکان مهم‌ترین خروجی مطالعات آزمایشگاهی در راستای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های مختلف می‌باشد. به کمک این نمودار امکان بررسی میزان شکل پذیری و استهلاک انرژی، به عنوان دو پارامتر اساسی عملکرد سازه تحت اثر بارهای جانبی فراهم می‌شود. در شکل‌های ۴-الف و ب رفتار چرخه‌ای بار-تغییر مکان نمونه‌ی کنترلی و نمونه-ی تقویت شده نشان داده شده است. خاطر نشان می‌گردد که بار توسط نیرو سنج S شکل نصب شده بین دستگاه و کلاهک اعمال بار به ستون اندازه‌گیری شده و در حقیقت نشان دهنده‌ی برش ستون می‌باشد. همچنین جابجایی توسط جابجایی سنجی که در همین تراز نصب شده، اندازه‌گیری گردید. نگاهی بر پاسخ هیستریزس نمونه‌ی مینا، CS، نشان می‌دهد که پس از خرد شدن بتن ناحیه‌ی مفصل پلاستیک در تیر، در تغییر مکان جانبی نسبتی $4/5$ ، افت مقاومت در تکرارهای دوم و سوم این سیکل و سیکل متناظر با تغییر مکان جانبی نسبتی $5/3$ وجود دارد. رفتار کلی نمونه به صورت شکل پذیر بوده و باریک شدگی حلقه‌های منحنی هیستریزس کم است؛ بنابراین استهلاک انرژی نمونه قابل توجه می‌باشد. در نمونه‌ی تقویت شده‌ی RS-1H300F افزایش مقاومت نسبت به نمونه‌ی کنترلی به همراه چرخه‌های چاق مشاهده می‌شود.

۴. مقایسه‌ی بار حداکثر، شکل پذیری و استهلاک انرژی نمونه‌های تجربی

میانگین بار حداکثر نمونه‌ی کنترلی، CS، و تغییر مکان جانبی نسبتی متناظر با آن به ترتیب برابر $48/4$ kN و $4/5$ بوده و سپس به $40/3$ kN در تغییر مکان جانبی نسبتی $5/3$ کاهش یافت. لازم به توضیح است که میانگین بار جانبی حداکثر برابر میانگین بار حداکثر در دو راستای مثبت و منفی بارگذاری بوده و در ادامه به اختصار، بار حداکثر نامیده می‌شود. راستای مثبت و منفی به ترتیب سبب ایجاد لنگر مثبت و منفی در تیر مطابق شکل ۱ می‌شود. در نمونه‌ی RS-1H300F عملکرد مجموعه‌ی شیارهای طولی و مهار FRP باد بزنی موجب افزایش $22/7$ درصدی بار حداکثر نسبت به نمونه‌ی کنترلی شد و مقدار آن معادل $59/4$ kN در تغییر مکان جانبی نسبتی $3/5$ ثبت شد. در تغییر مکان جانبی $9/7$ میلی‌متر کرنش سنج نصب شده بر روی فولاد طولی در فاصله‌ی d از بر ستون، تسلیم فولاد طولی را در این ناحیه نشان داد که مؤید انتقال مفصل پلاستیک از بر ستون به نقطه‌ی قطع ورق تقویت در تیر است. نتایج به دست آمده از این آزمایش نشان می‌دهد که تکنیک تقویت اتصال به طرز مؤثری ضمن افزایش بار حداکثر، جدا شدگی ورق تقویت از سطح بتن را به تعویق انداخته و در تغییر مکان جانبی نسبتی $4/5$ ، جدا شدگی عمقی در نقطه‌ی قطع ورق سبب کاهش باربری نمونه شده است. مقادیر متناظر با بار حداکثر در جدول ۲ آورده شده است.

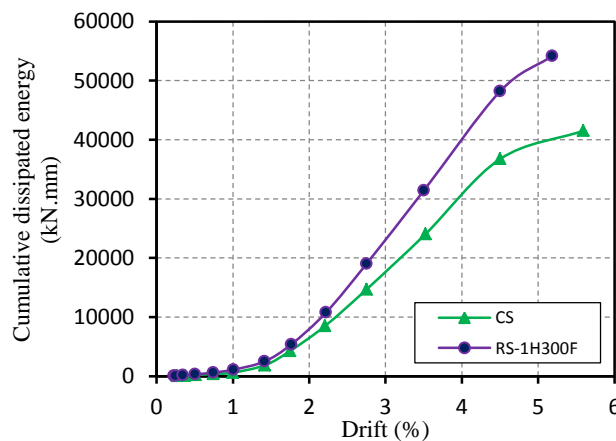
جدول ۲- بار حداکثر، میزان افزایش ظرفیت و شکل پذیری نمونه‌های تجربی

کد نمونه	بار حداکثر (kN)		درصد افزایش بار حداکثر		میانگین بار حداکثر (kN)	درصد افزایش	ضریب شکل پذیری		درصد کاهش ضریب شکل پذیری	
	راستای مثبت	راستای منفی	راستای مثبت	راستای منفی			راستای مثبت	راستای منفی	راستای مثبت	راستای منفی
CS	۴۸/۲	۴۸/۶	-	-	۴۸/۴	-	۵/۷۵	۶/۴۲	-	-
RS-1H300F	۵۹/۵	۵۹/۳	۲۲	۲۳/۴	۵۹/۴	۲۲/۷	۵/۵۸	۵/۰۶	۳	۲۱

شکل پذیری قابلیت مواد به کار رفته در سازه، سیستم سازه‌ای و یا اجزاء آن در تجربه‌ی تغییر شکل‌های بزرگ در محدوده‌ی غیر الاستیک بدون کاهش قابل توجه در مقاومت تعریف می‌شود. در این قسمت به بررسی عملکرد سیستم تقویت از دیدگاه شکل پذیری پرداخته می‌شود. بررسی شکل پذیری در این مطالعه با ضریب شکل پذیری تغییر مکانی و مطابق رابطه‌ی زیر انجام می‌شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

که Δ_y و Δ_u به ترتیب متناظر با مقادیر جابجایی نهایی و تسلیم می‌باشند. در این تحقیق تغییر مکان تسلیم با دو خطی سازی پوش منحنی آزمایشگاهی با مطابق دستورالعمل ASCE/SEI 41-13 [۱۰] محاسبه گردید. تغییر مکان نهایی نیز متناظر با ۱۵ درصد افت بار نسبت به بار حداکثر در طول تاریخچه‌ی بارگذاری لحاظ شد. مقادیر مربوط به ضریب شکل پذیری نمونه‌ها در جدول ۲ آورده شده است. مروری بر اعداد جدول مذکور نشان می‌دهد که به طور کلی شکل پذیری تغییر مکانی نمونه‌ی تقویت شده نسبت به نمونه‌ی کنترلی کاهش یافته است. با افزایش سطح مقطع المان تسلیح کننده در سازه‌های بتن آرمه، اعم از فولاد طولی و یا ورق کامپوزیت، کاهش شکل پذیری پدیده‌ای کاملاً قابل پیش بینی است. انرژی مستهلک شده در هر سیکل برابر سطح محصور بین نمودار بار- تغییر مکان سیکل مورد نظر است. هم‌چنین، انرژی مستهلک شده تجمعی نیز برابر مجموع انرژی مستهلک شده در سیکل‌های متوالی می‌باشد. منحنی انرژی استهلاکی تجمعی نمونه‌های مورد بررسی در این مطالعه در شکل ۵ آورده شده است. بر این اساس، میزان استهلاک انرژی نمونه‌ی تقویت شده نسبت به نمونه‌ی کنترلی در حدود ۳۱ درصد افزایش یافته است.



شکل ۵- منحنی انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی نمونه‌های تجربی

۵. تحلیل غیر خطی اتصالات

در این بخش به ارزیابی تحلیلی اتصالات تیر-ستون کناری بتن آرمه تحت اثر بارهای رفت و برگشتی، با مدل سازی در نرم افزار OpenSees [۱۱] و مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی تحقیق حاضر پرداخته می‌شود. رفتار خطی و غیر خطی تیر و ستون اتصالات بتن آرمه با استفاده از المان تیر-ستون بر پایه‌ی جابجایی^۲ موجود در این نرم افزار مدل سازی شد. هم‌چنین، سطح مقطع تیر و ستون به صورت الیافی لحاظ شده و به المان‌ها اختصاص داده شد. رفتار بتن پوسته و هسته‌ی محصور شده با مدل کنت و پارک [۱۲] که به نام Concrete02 در این نرم افزار تعریف شده است، شبیه سازی گردید. رفتار فولادهای طولی بر اساس مدل تک محوری Giuffre-Menegotte-Pinto شبیه سازی شد. این مدل قابلیت لحاظ نمودن سخت شوندگی ایزوتروپیک و سینماتیک و هم‌چنین اثرات باوشینگر را دارد. این ماده با نام Steel02 در نرم افزار OpenSees تعریف شده است [۱۳]. لحاظ نمودن اثرات لغزش فولادهای طولی تیر در بر اتصال با ستون نکته‌ی دیگری است که در مدل سازی اتصالات بتن آرمه باید مورد توجه قرار گیرد. منشأ لغزش ممکن است به دلیل لغزش مهارهای فولادهای طولی تیر و یا در اثر افزایش طول آن‌ها در بر اتصال ناشی از نفوذ کرنش‌های پلاستیک در امتداد طولی آرماتور در هسته‌ی اتصال باشد. در نتیجه، لغزش فولاد طولی تیر منجر به ایجاد یک دوران اضافی در بر اتصال شده که تغییر شکل‌های ناشی از آن بایستی به تغییر شکل‌های خمشی اعضا افزوده گردد. در مطالعه‌ی حاضر اثرات لغزش فولادهای طولی تیر با در نظر گرفتن یک المان با طول صفر در بر اتصال تیر به ستون لحاظ گردید و لغزش فولادهای طولی با ماده‌ای تک محوره به نام Hysteretic مدل سازی شد. اثرات ورق تقویت با افزودن الیاف تک محوری به سطح مقطع انجام شده و خاصیت کاملاً الاستیک تا نقطه‌ی شکست برای ورق‌های کامپوزیت لحاظ شد.

منحنی بار- تغییر مکان به دست آمده از تحلیل غیر خطی نمونه‌ی کنترلی و نمونه‌ی تقویت شده در شکل ۴ نشان داده شده است. همان گونه که ملاحظه می‌گردد، نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی این نمونه‌ها در نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی انطباق بسیار مناسبی دارد. ظرفیت باربری و استهلاک انرژی نمونه‌های تحلیلی و تجربی در جدول ۳ مقایسه شده است. میزان حداکثر ظرفیت باربری نمونه‌ی مینا، CS، بر اساس نتایج آزمایشگاهی ۴۸/۴ kN و بر اساس نتایج تحلیلی ۴۷/۳ kN به دست آمد که اختلاف حدود ۲ درصد بین نتایج وجود دارد. در مورد نمونه‌ی تقویت شده‌ی RS-1H300F بار حداکثر بر اساس نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی به ترتیب برابر ۵۹/۴ kN و ۶۲/۱ kN به دست آمد که اختلاف ۵ درصدی بین نتایج وجود دارد.

۶. نتیجه گیری

در این مطالعه به تقویت خمشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های CFRP نصب شده بر سطح فوقانی و تحتانی تیر در ناحیه‌ی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک پرداخته شد. ورق تقویت طولی نصب شده بر سطح تیر در بر ستون با استفاده از FRP باد بزی مهار شد. به علاوه، با به کارگیری تکنیک نصب خارجی ورق روی شیار مود گسیختگی جدا

جدول ۳- مقایسه‌ی ظرفیت باربری و استهلاک انرژی نمونه‌های تحلیلی و تجربی

کد نمونه	ظرفیت باربری حداکثر (kN)		استهلاک انرژی (kN.m)	
	تحلیلی	آزمایشگاهی	تحلیلی	آزمایشگاهی
CS	۴۷/۳	۴۸/۴	۳۵/۱۶	۴۱/۵۲
RS-1H300F	۶۲/۱	۵۹/۴	۴۸/۴۲	۵۴/۱۹

* نسبت پارامتر تحلیلی به آزمایشگاهی ارائه شده است.

شدگی سطحی در کشش و یا کماتش در فشار با توجه به ماهیت رفت و برگشتی بار جانبی مشاهده نشد. با به کارگیری این الگوی تقویت مفصل پلاستیک به بعد از نقطه‌ی قطع ورق تقویت در تیر انتقال یافت و بدین ترتیب ظرفیت باربری و استهلاک انرژی نمونه‌ی تقویت شده نسبت به نمونه‌ی کنترلی به ترتیب حدود ۲۳ و ۳۱ درصد افزایش یافت، اما شکل پذیری اتصال تقویت شده نسبت به اتصال کنترلی کاهش یافت. تحلیل غیر خطی اتصالات در نرم افزار OpenSees انجام شد و نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی انطباق بسیار مناسبی را از نظر ظرفیت باربری و استهلاک انرژی نشان داد.

۷. مراجع

- [۱] مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۳). "طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- استاندارد ۲۸۰۰". ویرایش چهارم.
- [2] ACI Committee 440.2R-08. (2008). "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [3] CEB-FIB Bulletin 14. (2001). "Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures", Fédération Internationale Du Béton, Lausanne, Switzerland.
- [4] El-Amoury, T., and Ghojarah, A. (2002) "Seismic Rehabilitation of Beam-Column Joint Using GFRP Sheets". Engineering Structures, Vol. 24 (11), pp. 1397-1407.
- [5] Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J., Lee, D.H., and Woo, S. (2010). "Experimental Study of RC Beam-Column Joints Strengthened Using CFRP Composites". Composites Part B: Engineering, Vol. 41 (1), pp. 76-85.
- [6] Mostofinejad, D., Akhlaghi, A. (2016). "Experimental Investigation of the Efficacy of EBROG Method in Seismic Rehabilitation of Deficient RC Beam-Column Joints Using CFRP Sheets". Journal of Composites for Construction, Vol. 21 (4), pp. 04016116.
- [7] ACI Committee 318-11. (2011). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- [8] Mostofinejad, D., and Mahmoudabadi, E. (2010) "Grooving as Alternative Method of Surface Preparation to Postpone Debonding of FRP Laminates in Concrete Beams", Journal of Composites for Construction, Vol. 14 (6), pp. 804-811.
- [9] ACI Committee 374.1. (2005). "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- [10] ASCE/SEI 41-13. (2014). "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings". American Society of Civil Engineers.
- [11] McKenna, F., Fenves, G.L., Scott, M.H., and Jeremic, B. (2000). "Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)". Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [12] Kent, D.C., and Park, R. (1971). "Flexural Members with Confined Concrete". Journal of Structural Division, Vol. 97 (7), pp. 1969-1990.
- [13] Filippou, F.C., Popov, E.P., and Bertero, V.V. (1983). "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.