

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

ارزیابی آزمایشگاهی قاب های بتن آرمه آسیب دیده تقویت شده در نواحی بحرانی با ورق های کامپوزیتی مسلح پلیمری CFRP

علی خیرالدین^۱، محمد کاظم شربتدار^{۲*}، علی اشعاری^۳

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

استفاده از FRP در تقویت سازه های بتن آرمه یکی از روش های مفید در مقابله با نیروهای جانبی می باشد. استفاده از این الیاف در سازه های بتنی به دلیل اجرای سریع و آسان، اقتصادی بودن، مقاوم کردن ساختمان های ضعیف در برابر زلزله و نیز ایجاد کمترین آسیب به سازه، در چند دهه اخیر مورد توجه مهندسی عمران قرار گرفته است. در این مقاله به بررسی و مطالعه رفتار قاب های بتنی آسیب ندیده و دیده تقویت شده با استفاده از ورق های الیافی کربن برای بهبود رفتار سازه ای آن ها به صورت آزمایشگاهی پرداخته شده است که با تمرکز بر روی قاب های آسیب ندیده و دیده مقاوم سازی شده با مصالح CFRP بتوان الگوی رفتاری این سازه ها را مورد بررسی قرار داد. سه نمونه مرجع آزمایشگاهی با مقیاس ۱:۲ و ابعاد یکسان تیرها و ستون ها و آرماتورگذاری انتخاب شدند و تحت بار قائم ثابت و بارگذاری جانبی افزایشده قرار گرفتند. همه قاب ها دارای فاصله یکسان تیرها و ستون ها و آرماتورگذاری انتخاب شدند و تحت بار قائم های نمونه های یک و دو و سه به ترتیب ۱۰۰، ۲۰۰، و ۳۰۰ میلیمتر بودند. پس از اعمال بار و آسیب دیدن کامل قاب های مرجع، با استفاده از الیاف CFRP با لایه های یکسان در نواحی بحرانی اطراف اتصالات مقاوم سازی شدند و قاب های آسیب دیده تقویت شده مجدداً تحت بارگذاری قائم و جانبی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که با افزایش فاصله خاموت های نمونه های مرجع، ظرفیت نهایی و شکل پذیری و جذب انرژی به ترتیب تا ۱۰، ۵۰٪ و ۷۴ درصد کاهش یافت. ظرفیت نهایی و شکل پذیری نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه تقویت نشده به ترتیب تا ۲۰، و ۸۰ درصد کاهش یافته ولی جذب انرژی عموماً افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی بتن آرمه، مقاوم سازی، کامپوزیت مسلح پلیمری CFRP، شکل پذیری، جذب انرژی، ظرفیت نهایی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2017.86033.1173	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/JSCE.2017.86033.1173	۱۳۹۷/۱۲/۲۸	۱۳۹۶/۰۶/۰۳	۱۳۹۶/۰۶/۰۳	۱۳۹۶/۰۳/۱۱	۱۳۹۶/۰۲/۲۵
				*نویسنده مسئول:		محمد کاظم شربتدار
				پست الکترونیکی:		msharbatdar@semnan.ac.ir

Experimental Evaluation of RC Damaged Frames Rehabilitated at Critical Zones with CFRP Composite layers

Ali Kheyroddin¹, Mohammad Kazem Sharbatdar^{2*}, Ali Ashari³

1-Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2-Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- M.Sc. in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Fiber-reinforced polymer (FRP) composites have been used for structural strengthening in the recent decay and is the appropriate way to increase structural capacity and gaining more popularity among design professionals over conventional strengthening techniques due to its superior mechanical properties and higher tensile strength, stiffness, and durability compared with other techniques. In this paper, the structural behavior of undamaged and damaged reinforced concrete frames strengthened with CFRP composite material was experimentally evaluated. Initially three half-scale reinforcement concrete frames are considered as reference specimens with same beams and columns dimensions and also reinforcement, but different columns stirrup distances 100, 200 and 300 mm at the first, second and third specimens respectively. The reference frames were tested under constant axial load and increasing lateral load up to their maximum capacity and failure points, and leaving severe damaged frames. Then, the damaged frames were strengthened with CFRP composite layers with same arrangement at the critical zones around connections and tested again same as the reference specimens at axial and lateral loadings. The test results indicated that with increasing column stirrup distances of reference specimens, the maximum capacity and ductility and energy absorption were decreased up to 10, 50, and 74%, respectively. And also the maximum capacity and ductility of strengthened specimens were decreased up to 20 and 80% comparing to reference specimens but the energy absorption of strengthened specimens were increased.

ARTICLE INFO

Received: 15/05/2017

Revised: 01/06/2017

Accepted: 25/08/2017

Keywords:

RC frame,
Rehabilitation,
CFR Polymer composite,
Ductility,
Energy Absorption,
Maximum Capacity

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.86033.1173

*Corresponding author: Mohammad Kazem Sharbatdar

Email address: msharbatdar@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

به طور کلی مقاوم سازی ساختمان ها به دو صورت انجام می شود: ۱- اضافه کردن سیستم سازه ای جدید ۲- تقویت اعضای سازه ای موجود. مقاوم سازی سازه های بتن مسلح با استفاده از کامپوزیت های FRP در مقایسه با سایر روش های مقاوم سازی به دلیل دستیابی به مقاومت بالاتر در ازاء زحمت کمتر و همچنین عدم تغییر در شکل و ابعاد سازه پس از مقاوم سازی، به عنوان روشی متداول در سرتاسر جهان پذیرفته شده است [۱]. دو تاثیر مذکور، از مهمترین علل محصور نمودن ستون های بتنی به منظور تقویت و بهبود رفتار یک سازه می باشد. یکی از روش های تقویت ستون های بتنی پیچاندن پلیمرهای مسلح به الیاف که موسوم به کامپوزیت های FRP هستند، در اطراف ستون می باشد. ورق های FRP به سبب نسبت مقاومت به وزن بالا، مقاومت در مقابل خوردگی و مواد شیمیایی، مقاومت در برابر خستگی ناشی از بارگذاری و همچنین نصب سریع در چند سال اخیر جهت امر بهسازی و ترمیم سازه ها خصوصاً سازه های بتنی به شدت مورد توجه قرار گرفته اند. لایه های با وزنی معادل ۲۰٪ وزن فولاد غالباً مقاومتی در حدود ۲ تا ۱۰ برابر فولاد از خود نشان می دهند که وجود این خاصیت سبب استفاده گسترده از الیاف فوق در صنایع گوناگون گردیده است [۲]. مواد مرکب پلیمری شامل دو فاز متفاوت، شامل فاز ناپیوسته (تقویت کننده یا الیاف) و فاز پیوسته (ماتریس رزین) می باشد. فاز الیاف نقش اصلی در باربری، سختی و مقاومت را ایفا می کند؛ و فاز ماتریس نیز نقش نگه دارنده، انتقال بار بین الیاف و محافظت آن ها در برابر عوامل خارجی و خراش های مکانیکی را بر عهده دارد [۳]. الیاف متداول به کار رفته در صنعت ساخت کامپوزیت های FRP عبارتند از: الیاف از جنس کربن، شیشه و آرامید. در میان کامپوزیت های نام برده، بیشترین کاربرد در کارهای عملی به منظور تقویت سازه ها را کامپوزیت CFRP دارد. به طور کلی، الیاف کربن بسیار با دوام هستند و در محیط های بسیار گرم و مرطوب و نیز در مقابل بارهای خستگی عملکرد بسیار خوبی دارند [۵]. در دو دهه ی اخیر ایده ی استفاده از کامپوزیت های FRP برای تعمیر و مقاوم سازی سازه ها توجه بسیاری از محققین را به خود معطوف داشته است. از مهمترین مزایای کامپوزیت های FRP می توان به مقاومت کششی بسیار زیاد، پایداری زیاد در برابر عوامل مخرب محیطی، وزن کم و امکان حمل و نقل آسان، اجرای ساده، دسترسی نامحدود در اندازه، شکل و ابعاد، ضخامت بسیار کم، رفتار بلند مدت، عایق بودن مصالح FRP از نظر مغناطیسی و الکتریکی اشاره کرد [۷]. پوربا و مفتی در سال ۱۹۹۹ تحقیقات مقدماتی خود را بر روی رفتار بتن محصور در ورقه های کامپوزیت با الیاف کربن آغاز نمودند. از سه نمونه ی استوانه ای که یک نمونه بدون محصور شدگی و دو نمونه دیگر با یک و دو لایه از کامپوزیت با الیاف کربن در جهت حلقه و هر لایه با ضخامت ۰/۱۱ میلی متر محصور گردیدند، استفاده گردید. نتایج آزمایشات نشان داد که کامپوزیت FRP در کرنش حلقوی معادل ۰/۳ و ۰/۴۴، کرنشی که به عنوان مشخصات مکانیکی FRP توسط کارخانه تعیین شده بود، پاره گردیدند که موجب انهدام زود هنگام ستون شد [۸]. دیمرز و نیل [۹] در سال ۱۹۹۹ رفتار ۱۶ نمونه استوانه بتن آرمه تحت بار محوری که با ورقه های FRP با الیاف کربن در جهت حلقه، محصور گردیده بررسی کردند. در این تحقیق از دو نوع بتن با مقاومت های ۲۵ و ۴۰ مگاپاسکال استفاده شده است. کلیه نمونه دارای ۵ آرماتور طولی در دو دسته با قطرهای ۱۶ میلیمتر (P = ۱.۴٪) و ۲۵/۲ (P = ۳.۵٪) میلیمتر هستند. آرماتورهای عرضی در دو فاصله ۱۵۰ و ۳۰۰ میلیمتر استفاده گردیده است. ۸ نمونه از استوانه های بتن آرمه را قبل از محصور شدگی با کامپوزیت، تا شکست ستون بار گذاری نمودند. به محض این که ترکهایی در بتن آرمه مشاهده شد، ستون بار برداری گردید و به عنوان ستون خسارت دیده برای محصور نمودن با کامپوزیت CFRP مورد استفاده قرار گرفت. در کلیه نمونه های آزمایشی از سه لایه ورقه کامپوزیت با الیاف کربن به ضخامت ۰/۳ میلیمتر در هر لایه، استفاده شده است. نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از:

- ۱- تغییر در اندازه قطر آرماتورهای طولی تاثیری بر رفتار بتن محصور شده ندارد.
- ۲- آسیب دیدگی بتن، سبب کاهش مدول الاستیسیته بتن می گردد و محصور نمودن بتن تاثیری در افزایش مدول الاستیسیته ندارد. لذا به منظور اضافه نمودن سختی به یک ستون آسیب دیده، کامپوزیت با الیاف قرار گرفته در راستای طولی ستون مورد نیاز می باشد.
- ۳- مقاومت اولیه بتن تاثیر قابل ملاحظه ای بر روی مقاومت ستون محصور شده دارد. در محصورشدگی یکسان، افزایش مقاومت بتن محصور شده در ستون دارای بتن با مقاومت اولیه کمتر، بیشتر از افزایش مقاومت در ستون دارای بتن با مقاومت اولیه زیادتر می باشد [۹].

شیخ و گریس در سال ۲۰۰۲ [۱۰]، ۱۲ نمونه ستون بتن آرمه را با قطر ۳۵۶ میلی‌متر و ارتفاع ۱۴۷۳ میلی‌متر تحت بار محوری ثابت و بار جانبی لرزه ای به منظور شبیه سازی نیروهای حاصل از یک زلزله آزمایش نمودند. از نتایج آزمایشات بیان شده است که کامپوزیت FRP با الیاف کربن و شیشه به طور موثری برای مقاوم سازی ستون های ضعیف قابل کاربرد می باشد. فام و ریزکالا در سال ۲۰۰۲ [۱۱]؛ آزمایشات خمش خالص بر روی نمونه های با مقطع دایروی FRP پر شده از بتن انجام تا اثرات پر کننده بتن بر رفتار لوله های کامپوزیتی و اثرات شکل های مختلف سوراخ داخلی ایجاد شده در بعضی از نمونه های آزمایشگاهی و ساختارهای مختلف لوله CFRP بررسی کنند. ضمناً بسیاری از محققین سعی کردند مطالعات عددی بر روی نمونه های تقویت شده با مصالح FRP را انجام داده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه کنند [۱۲، ۱۳].

۲- برنامه آزمایشگاهی

۲-۱- مصالح مصرفی

از سنگدانه درشت (بادامی) و همچنین سنگدانه های ریز(نخودی) و ماسه شسته شده برای ساخت بتن با طرح اختلاط مناسب استفاده گردید. میانگین مقاومت فشاری معادل نمونه استوانه ای بتنی برابر با ۲۲۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. میلگردهای مورد استفاده در این آزمایشات از نوع A III می باشد.

۲-۲- جزئیات نمونه ها

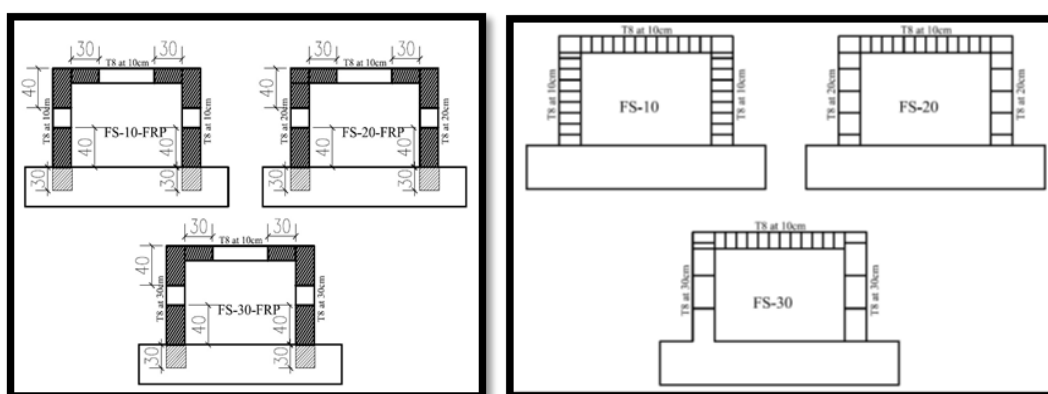
سه قاب بتن آرمه یک طبقه و یک دهانه به ارتفاع ۱/۷۵ متر و دهانه ای ۱/۶۰ متر ساخته شدند که با یک شالوده‌ی نواری به کف صلب آزمایشگاه توسط میل مهارهایی متصل شدند تا شرایط تکیه‌گاه گیردار فراهم گردد. ابعاد ستون‌ها و تیرها به ترتیب ۲۰ در ۲۰ سانتی‌متر و ۲۰ در ۱۵ سانتی‌متر انتخاب گردید. ابعاد و اندازه‌ی قاب‌های مورد اشاره با توجه به محدودیت ابعادی قاب‌های صلب آزمایشگاه تعیین گردیدند تا امکان اعمال نیروی جانبی توسط جک و ثبت تغییرمکان جانبی وجود داشته باشد. اما در خصوص قاب ترمیم شده و مقاوم سازی شده با الیاف FRP دو بخش ۳۰ سانتی‌متری در تیر (معادل دو برابر ارتفاع تیر) و دو قسمت ۴۰ سانتی‌متری در ستون‌ها (معادل دو برابر بعد ستون) با مصالح FRP اجرا شده و مابقی بدون FRP است. جزئیات نمونه‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است. برای وارد نمودن نیروی قائم، یک جک به همراه نیروسنج ۵۰ کیلو نیوتن بر روی قسمت میانی تیر قرار داده شد. قاب های مورد آزمایش در این تحقیق مطابق جدول ۱ شش عدد می باشند که سه عدد قاب به صورت یکسان ساخته شده و بدون تقویت آزمایش شدند و آسیب کامل دیدند و سه عدد قاب نیز شامل قاب های آسیب دیده تقویت شده با الیاف FRP بودند [۱۴].

جدول ۱: نمونه های مورد آزمایش

نام	فاصل خاموت های تیر (cm)	فاصل خاموت های ستون (cm)	حالت
FS-10	۱۰	۱۰	مرجع بدون مقاوم سازی
FS-20	۱۰	۲۰	مرجع بدون مقاوم سازی
FS-30	۱۰	۳۰	مرجع بدون مقاوم سازی
FS-10-FRP	۱۰	۱۰	مقاوم سازی شده با الیاف FRP
FS-20-FRP	۱۰	۲۰	مقاوم سازی شده با الیاف FRP
FS-30-FRP	۱۰	۳۰	مقاوم سازی شده با الیاف FRP

۲-۳- سیستم چیدمان آزمایش

برای بررسی رفتار خمشی قاب‌های آزمایشگاهی کامل نیز ابعاد نمونه‌ها باید به گونه‌ای انتخاب می‌شد که تا حد امکان به مقیاس واقعی نزدیک باشند. الگوی بارگذاری به صورت یک نیروی قائم ثابت و یک نیروی افقی افزایشی انتخاب گردید تا به رفتار واقعی قاب نزدیک باشد. فاصله‌ی قاب‌های صلب آزمایشگاه از یکدیگر حدود ۲۶۰۰ میلی‌متر بود و با در نظر گرفتن این محدودیت و نیز طول جک مورد نیاز برای اعمال بار جانبی، طول دهانه‌ی قاب‌ها انتخاب شد تا امکان جاگذاری قاب‌ها و اعمال نیرو به آنها میسر گردد و تغییرمکان سنج نیز بتواند میزان تغییرشکل جانبی قاب را ثبت نماید. بنابراین دهانه‌ی قاب‌ها برابر ۱۶۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شد. بارگذاری به صورت افزایشی و فقط در یک جهت وارد شد. شالوده‌ی کلیه‌ی قاب‌ها به شکل نواری گسترده اجرا شد تا احتمال حرکت جانبی قاب و بلند شدن پی‌ها کم‌تر گردد. ضمناً برای ایجاد شرایط تکیه‌گاهی گیردار، این شالوده‌ی نواری توسط تعدادی بولت به کف صلب آزمایشگاه متصل گردید. ابعاد تیرها با توجه به قالب‌های موجود به عرض ۲۰۰ و ارتفاع ۱۵۰ میلی‌متر و ابعاد ستون‌ها نیز برابر ۲۰۰ میلی‌متر انتخاب گردید. این نیروی قائم پس از اعمال به وسط دهانه‌ی تیر، لنگری را در آن نقطه ایجاد می‌کرد که حدود ۵۰٪ لنگر مقاوم تیر بود. در تیرهای در ناحیه ای به طول معادل ۳۰ سانتی‌متر و در ستون‌ها در طولی معادل ۴۰ سانتی‌متر، از FRP استفاده گردید. در قاب ترکیبی ترمیم شده و مقاوم سازی شده با FRP فقط به استفاده از این کامپوزیت در محل اتصال تیر به ستون بسنده گردید. نسبت آرماتور در ستون‌های این قاب‌ها برابر مقدار حداقل یعنی ۰/۰۱ بود و میزان نسبت آرماتور تیرها نیز به ۰/۰۶۳ محدود شده بود که بین نسبت آرماتور حداقل ۰/۰۴۳ و نسبت آرماتور حداکثر ۰/۰۲۵ قرار داشت. بارگذاری نیز به روش کنترل شونده توسط تغییرمکان به قاب‌ها اعمال گردید. تغییرمکان نهایی این قاب‌ها نیز برابر تغییرمکان معادل افت ۱۵٪ در نیروی حداکثر در نظر گرفته شد. ابعاد قاب‌های مورد آزمایش ۲،۲۰ x ۱،۴۰ متر در نظر گرفته شده است. جزئیات قاب‌ها در شکل ۲ نشان داده شده است.



ب) قاب‌های مقاوم سازی شده

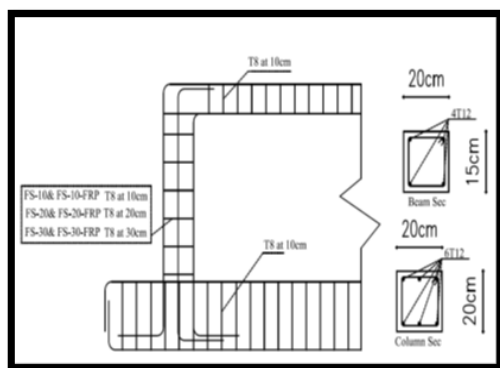
الف) مرجع بدون مقاوم سازی

شکل ۱: جزئیات قاب‌های مورد آزمایش

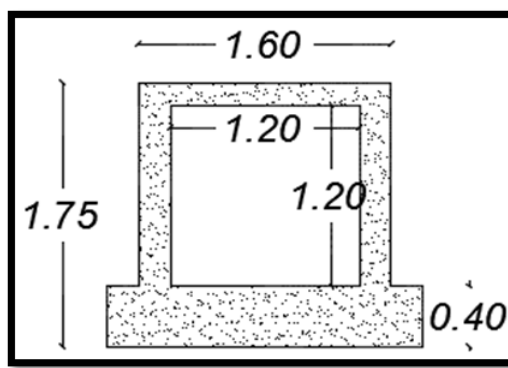
۳- مشاهدات و نتایج اولیه

۳-۱- نمونه‌های تقویت نشده

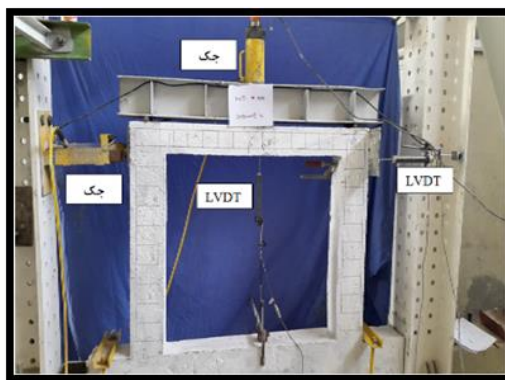
در همه نمونه‌ها، ابتدا نیروی قائم ثابت به قاب‌ها اعمال شد و بر اثر اعمال این نیرو ترک‌هایی در قسمت پایین تیر در زیر بار متمرکز (لنگر مثبت) و لبه‌های بالایی آن در محل اتصال تیر به ستون (لنگر منفی) ایجاد شد.



ب) جزئیات آرماتورگذاری قاب‌های مورد بررسی



الف) ابعاد هندسی قاب‌های مورد بررسی



ج) سیستم Set-Up آزمایشگاهی تحت بار قائم ثابت و بار جانبی افزاینده

شکل ۲: ابعاد هندسی نمونه‌ها و چیدمان بارگذاری

در مرحله‌ی بعدی نیروی افقی جانبی به طور افزاینده به قاب‌ها اعمال شد. اولین ترک‌ها در قاب FS-10 در نیروی حدود ۲۰ کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی حدود ۱/۵ میلی‌متر به ترتیب در بخش بالایی محل اتصال تیر به ستون در چشمه‌ی اتصال سمت مخالف نیروی افقی اعمالی، در بخش بیرونی محل اتصال ستون به پی در سمت نیروی افقی و در بخش داخلی محل اتصال ستون به پی در سمت مخالف نیروی افقی مشاهده گردید. در نیروی حدود ۴۰ کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی حدود ۲/۵ میلی‌متر ترک‌های جدیدی در بالاتر از محل اتصال ستون به پی شکل گرفت و همزمان ترک‌های قبلی نیز گسترش یافت. در نیروی حدود ۷۲ کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی حدود ۷/۰۵ میلی‌متر، آرماتورهای پای ستون جاری شد. مفصل پلاستیک دوم در نیروی حدود ۷۶ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۸ میلی‌متر در تیر شکل گرفت و سپس همین ترک‌های موجود گسترش یافت. حداکثر نیروی قاب برابر ۱۰۱/۸ کیلونیوتن در تغییر مکان ۳۱/۱ میلی‌متر بود. همچنین قاب تغییر مکان جانبی ۷۰/۹۱ میلی‌متر را تجربه کرد که در این تغییر مکان بار متناظر آن ۸۶ کیلونیوتن بود. تشکیل ترک‌ها در همه قاب‌ها در شکل ۳ نشان داده شده است. اولین ترک‌ها مطابق شکل ۳ در قاب FS-20 در نیروی حدود ۲۰ کیلونیوتن و تحت تغییرمکان جانبی حدود ۱/۵ میلی‌متر به ترتیب در بخش بالایی محل اتصال تیر به ستون در چشمه‌ی اتصال سمت مخالف نیروی افقی اعمالی، در بخش بیرونی محل اتصال ستون به پی در سمت نیروی افقی و در بخش داخلی محل اتصال ستون به پی در سمت مخالف نیروی افقی مشاهده گردید. در نیروی حدود ۴۰ کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی حدود ۲/۵ میلی‌متر ترک‌های جدیدی در بالاتر از محل اتصال ستون به پی شکل گرفت و همزمان ترک‌های قبلی نیز گسترش یافت. در نیروی حدود ۸۰ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۸/۲۵ میلی‌متر، آرماتورهای ستون در سمت مخالف نیروی افقی جاری شد. مفصل پلاستیک دوم در نیروی حدود ۸۵ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۹/۵ میلی‌متر در تیر شکل گرفت. حداکثر نیروی قاب برابر ۹۲ کیلونیوتن در تغییر مکان ۲۴/۶ میلی‌متر بود. سپس همین ترک‌های موجود گسترش یافته و در نهایت قاب دارای نیروی حداکثر ۷۸/۵ کیلونیوتن و تغییرمکان حداکثر ۷۴/۸ میلی‌متر گردید. اولین ترک‌ها در

قاب FS-30 نیز مطابق شکل ۳ در نیروی حدود ۲۶ کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی حدود ۱/۵ میلی‌متر به ترتیب در محل اتصال تیر به ستون در چشمه‌ی اتصال سمت مخالف نیروی افقی اعمالی، در محل اتصال ستون به پی و در محل اتصال تیر به ستون در سمت نیروی افقی وارده مشاهده گردید. در نیروی حدود ۴۳ کیلونیوتن و تغییرمکان جانبی حدود ۲/۴ میلی‌متر ترک‌های جدیدی در بالاتر از محل اتصال ستون به پی شکل گرفت و همزمان ترک‌های قبلی نیز گسترش یافت. در نیروی حدود ۷۷/۵۴ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۹/۱۶ میلی‌متر، آرماتورهای قاب جاری شد. حداکثر نیروی قاب برابر ۹۳/۵ کیلونیوتن در تغییر مکان ۲۲/۵ میلی‌متر بود. سپس همین ترک‌های موجود گسترش یافته و در نهایت قاب دارای نیروی حداکثر ۷۹ کیلونیوتن و تغییرمکان حداکثر ۳۶ میلی‌متر گردید. در شکل ۴ منحنی بار-تغییر مکان سه نمونه تقویت نشده مشاهده می‌شود [۱۴]. مقادیر تغییر مکان ها، دریافت ها و نیروهای تسلیم شدگی و ماکزیمم و نهایی در جدول ۲ نشان داده شده است بطوری که نیروی نهایی P_{II} در نقطه ای است که حدود ۱۵٪ افت بعد از نقطه ماکزیمم نیرو P_{max} اتفاق افتاده است و تغییر مکان معادل نیز بعنوان تغییر مکان نهایی Δ_{II} می باشد. دریافت معادل نسبت تغییر مکان در هر بار نسبت به ارتفاع قاب می باشد.



ج- قاب FS-30

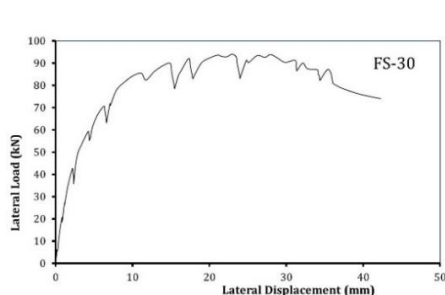


ب- قاب FS-20

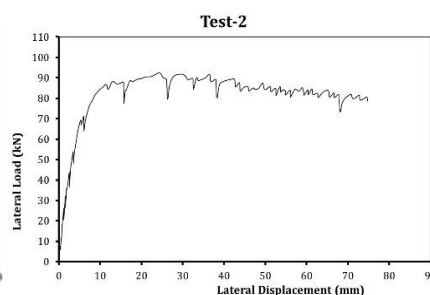


الف- قاب FS-10

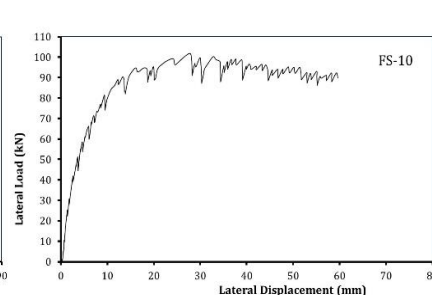
شکل ۳: گسترش ترک‌ها و انهدام نمونه‌های آزمایشگاهی تقویت نشده



ج- قاب FS-30



ب- قاب FS-20



الف- قاب FS-10

شکل ۴: منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی قاب‌های تقویت نشده

جدول ۲: مقادیر داده های مربوط به آنالیز قاب های تقویت نشده

نمونه	P_y (KN)	Δ_y (mm)	$Drift_y$ (%)	P_{max} (KN)	Δ_{Max} (mm)	$Drift_{Max}$ (%)	P_u (KN)	Δ_u (mm)	$Drift_u$ (%)
FS-10	۶۰	۵/۲۲	۰/۳۹	۱۰۱/۸	۳۱/۱	۲/۳۲	۸۶	۷۰/۹۱	۵/۲۹
FS-20	۷۱	۶	۰/۴۵	۹۲/۳۷	۲۴/۶۴	۱/۸۳	۷۸/۵	۷۴/۸	۵/۵۸
FS-30	۶۶	۵/۵	۰/۴۱	۹۳/۵	۲۲/۷۱	۱/۶۹	۷۹	۳۶	۲/۶۹

۳-۲- نمونه های تقویت شده

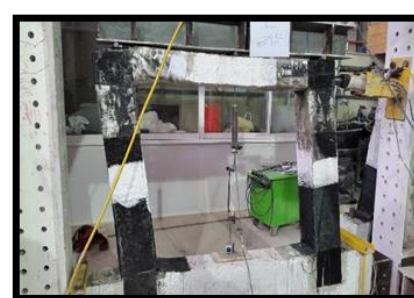
قاب های مدل FRP-10(20,30) در واقع همان نمونه های FS-10(20,30) می باشند که پس از انهدام اولیه، دوباره اقدام به بهسازی آن ها با استفاده از گروت و چسب بتن شد و پس از خشک شدن بتن و چسب گروت، با استفاده از الیاف CFRP مقاوم سازی شدند. با شروع آزمایش ابتدا بار قائم به سازه وارد شد. بعد از اعمال بار قائم در مرحله ی بعدی نیروی افقی به قاب اعمال شد. گسترش ترک ها و انهدام نمونه های آزمایشگاهی تقویت شده در شکل ۵ ملاحظه می گردد. منحنی نیرو-تغییرمکان این قاب نیز در شکل ۶ نشان داده شده است. در نیروی حدود ۱۵/۲۸ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۲/۲ میلی متر، قاب FS-10-FRP وارد مرحله غیر خطی می شود. حداکثر نیروی قابل تحمل به وسیله قاب برابر با ۸۱/۲۶ کیلونیوتن بود و قاب در لحظه انهدام دارای تغییرمکان حداکثر ۷۵ میلی متر گردید. برای قاب مدل FS-20-FRP که در واقع همان نمونه FS-20 می باشد که پس از انهدام دوباره اقدام به بهسازی آن با استفاده از گروت و چسب بتن شد، می باشد. فواصل خاموت های این نمونه در ستون ها ۲۰۰ میلی متر و در تیر ها ۱۰۰ میلی متر می باشد. همانطور که در شکل ۶ ملاحظه می گردد، در نیروی حدود ۱۷/۹ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۳/۲ میلی متر، قاب وارد مرحله غیر خطی می شود. حداکثر نیروی قابل تحمل به وسیله قاب برابر با ۸۰/۸ کیلونیوتن بود و قاب در لحظه انهدام دارای تغییرمکان حداکثر ۸۴ میلی متر گردید. فواصل خاموت های نمونه FS-30-FRP در ستون ها ۳۰۰ میلی متر و در تیر ها ۱۰۰ میلی متر می باشد. با اعمال نیروی افقی در نیروی حدود ۱۶/۱ کیلونیوتن و تغییرمکان حدود ۴/۲۳ میلی متر، قاب وارد مرحله غیر خطی می شود. حداکثر نیروی قابل تحمل به وسیله قاب FS-30-FRP برابر با ۸۴/۵ کیلونیوتن و در لحظه انهدام دارای تغییرمکان حداکثر ۱۵۳ میلی متر گردید [۱۴].



ج- FS-30-FRP

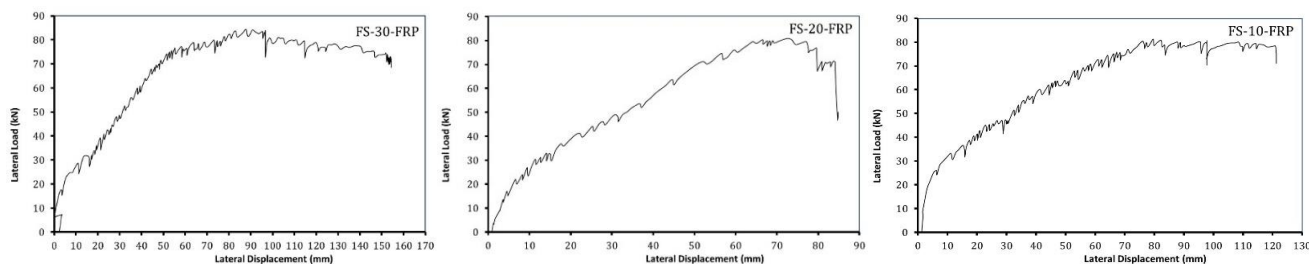


ب- FS-20-FRP



الف- قاب FS-10-FRP

شکل ۵: گسترش ترک ها و انهدام نمونه های آزمایشگاهی تقویت شده



ج- قاب FS-30-FRP

ب- قاب FS-20-FRP

الف- قاب FS-10-FRP

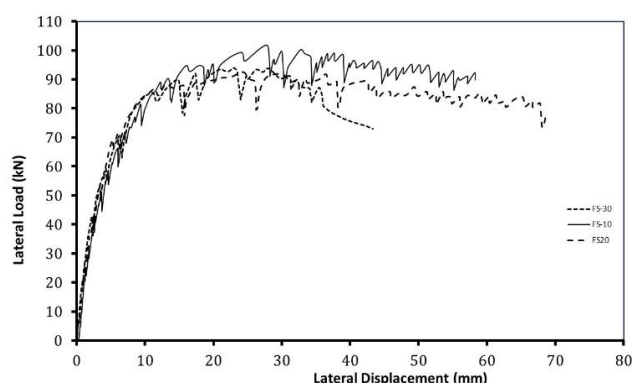
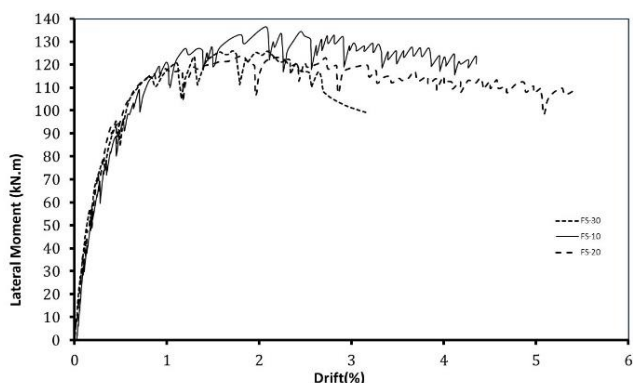
شکل ۶: منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی قاب های تقویت شده

۴- تجزیه و تحلیل کلی نتایج قاب ها

منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی و لنگر-دریفت جانبی سه قاب FS-10، FS-20 و FS-30 فوق الذکر در شکل ۷ ارائه شده است. همان گونه که در این شکل دیده می شود، قاب FS-10 بیشترین نیرو و جابجایی را دارد. علت این امر آن است که در ستون های قاب FS-10 از خاموت های شکل پذیر با فواصل ۱۰۰ میلیمتر استفاده شده است. مقاومت فشاری بتن مصرفی در تمام نمونه ها یکسان می باشد. اما با این حال نمونه FS-10 به دلیل داشتن خاموت های شکل پذیر در ستون دارای شکل پذیری بیشتری نسبت به سایر نمونه ها می باشد. انرژی جذب شده برابر سطح زیر منحنی بار-تغییر مکان تا نقطه تغییر مکان نهایی Δ_u می باشد و شکل پذیری برابر نسبت تغییر مکان نهایی به جاری شدن می باشد و برابر $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ نیز بعنوان تغییر مکان نهایی Δ_u می باشد. خلاصه نتایج آزمایش ها نیز در جدول ۳ داده شده است. مساحت زیر منحنی (انرژی جذب شده) نمونه های FS-10، FS-20 و FS-30 به ترتیب برابر با ۶۲۶۳، ۶۴۵۰ و ۳۶۰۳ کیلو نیوتن-میلی متر می باشد. لذا میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب های FS-10 و FS-20 تقریباً مشابه است ولی میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب FS-10 حدود ۷۴ درصد بیش از قاب FS-30 می باشد که علت این امر را می توان شکل پذیرتر بودن قاب FS-10 به دلیل فواصل کم خاموت های ستون دانست. ضریب شکل پذیری نمونه های FS-10، FS-20 و FS-30 به ترتیب ۱۳/۵۸ و ۱۲/۴ و ۶/۵ می باشد لذا ضریب شکل پذیری قاب FS-10 به ترتیب ۱۰ و ۵۰ درصد بیش از قاب های FS-20 و FS-30 می باشد در حالی که نیروهای ماکزیمم حدوداً ۱۰ درصد بیش از قاب های با خاموت با فاصله بیشتر می باشد.

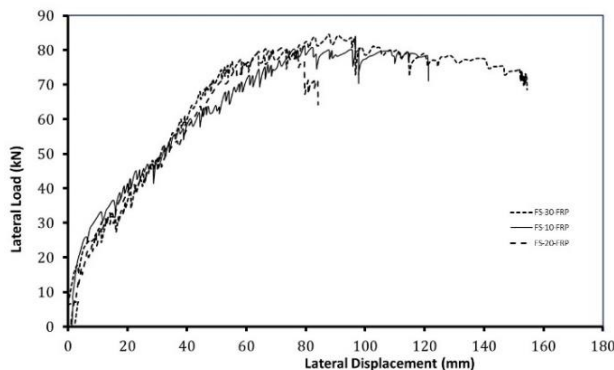
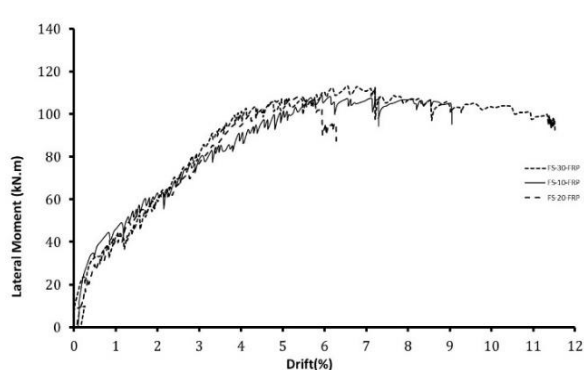
جدول ۳: نتایج آزمایش نمونه های مرجع تقویت نشده

نمونه	P_y (KN)	Δ_y (mm)	P_{max} (KN)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\frac{P_{max,i}}{P_{max,FS10}}$	$\frac{\mu_{max,i}}{\mu_{max,FS10}}$
FS-10	۶۰	۵/۲۲	۱۰۱/۸	۷۰/۹۱	۱۳/۵۸	۱	۱
FS-20	۷۱	۶	۹۲/۳۷	۷۴/۵	۱۲/۴	۰/۹	۰/۹۱
FS-30	۷۷/۵۴	۵/۵	۹۳/۵	۳۶	۶/۵	۰/۹۲	۰/۵



الف) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی
ب) منحنی لنگر-دریفت جانبی سه قاب مرجع (بدون مقاوم سازی)
شکل ۷: مقایسه منحنی های سه نمونه تقویت نشده مرجع

منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی و لنگر-دریفت جانبی سه قاب تقویت شده FS-10-FRP و FS-20-FRP و FS-30-FRP در شکل ۸ و همچنین خلاصه‌ی نتایج آزمایش‌ها نیز در جدول ۴ ارائه شده است.



الف) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی
ب) منحنی لنگر-دریفت جانبی
شکل ۸: مقایسه منحنی های سه نمونه تقویت شده

جدول ۴: خلاصه ای از نتایج آزمایش قاب های مقاوم سازی شده

نمونه	P_y (kN)	Δ_y (mm)	P_{max} (kN)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\frac{P_{max,i}}{P_{max,FS10}}$	$\frac{\mu_{max,i}}{\mu_{max,FS10}}$
FS-10-FRP	۶۰	۴۴/۵	۸۱/۲۶	۱۲۱/۲	۲/۷	۱	۱
FS-20-FRP	۶۷	۳۷	۸۰/۸	۸۴	۲/۳	۰/۹۸	۰/۸۵
FS-30-FRP	۶۵	۴۶	۸۴/۵	۱۴۵	۳/۲	۱/۰۴	۱/۱۸

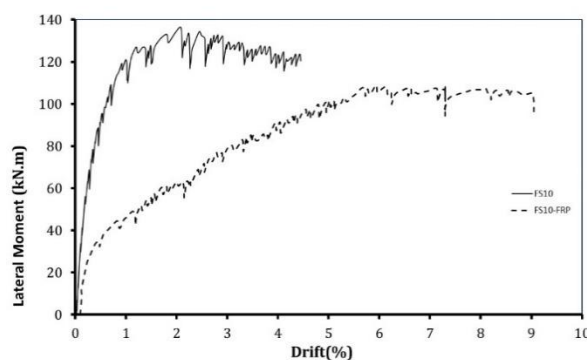
همان‌گونه که در شکل ۸ دیده می‌شود، قاب های FS-10-FRP و FS-20-FRP بار ماکزیمم تقریباً یکسانی هستند ولی شکل پذیری نمونه با خاموت فاصله کمتر دارای ۱۵ درصد بیشتر است زیرا هر دو نمونه آسیب شدید دیده اند و مقاوم سازی در هر دو شرایط

یکسانی بوجود آورده ولی نمونه FS-30-FRP دارای بیشترین شکل پذیری و بیشترین نیرو می باشد. علت این امر آن است که در ستون های قاب FS-30-FRP از خاموت های با فواصل زیاد استفاده شده و قاب اولیه خیلی ضعیف است و اثر مقاوم سازی روی قاب بیشتر خود را نشان می دهد. همچنین میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب های FS-10-FRP، FS-20-FRP و FS-30-FRP به ترتیب برابر ۷۴۰۳ و ۴۳۷۰ و ۹۸۰۰ کیلو نیوتن-میلیمتر می باشد که میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب FS-10-FRP حدود ۶۹ درصد بیش از قاب های FS-20-FRP است ولی میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب FS-30-FRP به ترتیب ۳۲ و ۱۲۴ درصد بیش از قاب های FS-10-FRP و FS-20-FRP می باشد. لذا قاب ضعیف تر رفتار بهتری در مقاوم سازی نسبت به دو قاب دیگر از خود نشان داده است. ضمناً شکل خرابی نمونه های مقاوم سازی شده به صورت جدایش الیاف در پایین محل اتصال ستون به پی در وجه کششی و همچنین پارگی ورق CFRP در وجه عرضی ستون می باشد.

۵- تاثیر مقاوم سازی با الیاف CFRP

۵-۱- مقایسه نمونه FS-10 و FS-10-FRP

در شکل ۹ منحنی ممان - دررفت دو نمونه FS-10 و نمونه FS-10-FRP نشان داده شده است. همانطور که در شکل ملاحظه می گردد، با اضافه نمودن ورق های CFRP به نمونه آسیب دیده، منحنی نمونه مقاوم سازی شده دچار کاهش سختی اولیه زیادی گردید. این امر را می توان به دلیل تضعیف آرماتور های طولی ستون و قاب و به طبع آن کاهش سختی قاب در مرحله اول بارگذاری و آسیب دیدگی شدید نمونه دانست. به عبارت دیگر بر اثر اعمال بار به قاب FS-10، این نمونه پس از پایان بارگذاری دچار کاهش سختی می شود. در مرحله بعد که نمونه FS-10 تحت مقاوم سازی با الیاف CFRP قرار می گیرد، به محض اینکه این نمونه مقاوم سازی شده تحت بار جانبی قرار داده می شود، شیب منحنی آن نسبت به حالت قبل با شیب کمتری صعود می کند.



شکل ۹: منحنی مقایسه ای ممان - دررفت بین نمونه FS-10-FRP و FS-10

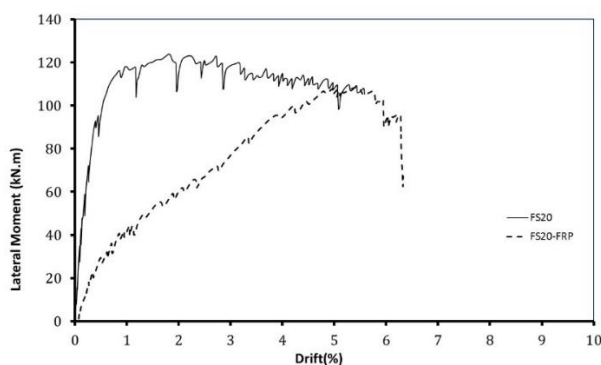
در جدول ۵ نیز مقایسه ای بین پارامتر های دو نمونه FS-10-FRP و FS-10 صورت گرفته است. مطابق با این جدول ضریب شکل پذیری در نمونه مقاوم سازی شده نسبت به نمونه مرجع حدود ۵ برابر کوچکتر می باشد. همچنین میزان جذب انرژی نمونه مقاوم سازی شده به مقدار ۱۸ درصد بیش از نمونه مرجع می باشد. گرچه نیروی تسلیم شدگی هر دو نمونه برابر است ولی نیروی ماکزیمم نمونه مقاوم سازی شده ۰/۸ برابر نمونه مرجع می باشد ولی دررفت نهایی نمونه تقویت شده حدود ۷۰ درصد بیش از نمونه مرجع می باشد.

جدول ۵: مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی قاب FS-10 و FS-10-FRP

نمونه	P_y (kN)	$\frac{P_y}{P_y(FS10)}$	P_{max} (kN)	$\frac{P_{max}}{P_{max}(FS10)}$	$Drift_u$ (mm)	$\frac{Drift_u}{Drift_u(FS10)}$	μ	$\frac{\mu}{\mu(FS10)}$	E انرژی جذب شده (kN.mm)	$\frac{E}{E(FS10)}$
FS-10	۶۰	۱	۱۰۱/۸	۱	۵/۳	۱	۱۳/۵۸	۱	۶۲۶۳	۱
FS-10-FRP	۶۰	۱	۸۱/۲۶	۰/۸	۹	۱/۷	۲/۷	۰/۲	۷۴۰۳	۱/۱۸

۵-۲- مقایسه نمونه FS-20 و FS-20-FRP

در شکل ۱۰ منحنی ممان-دریفت جانبی قاب FS-20 و قاب FS-20-FRP نشان داده شده است. همانطور که در شکل ملاحظه می گردد، در این مدل ها نیز مانند مدل های قبلی با اضافه نمودن ورق های CFRP به نمونه آسیب دیده، منحنی نمونه مقاوم سازی شده دچار کاهش سختی اولیه زیادی گردید. به عبارت دیگر بر اثر اعمال بار به قاب FS-20، این نمونه پس از پایان بارگذاری دچار کاهش سختی می شود. در مرحله بعد که نمونه FS-20 تحت مقاوم سازی با الیاف CFRP قرار می گیرد، به محض اینکه این نمونه مقاوم سازی شده تحت بار جانبی قرار داده می شود، شیب منحنی بار-تغییر مکان آن نسبت به حالت قبل با شیب کمتری صعود می کند.



شکل ۱۰: منحنی مقایسه ای ممان - دریفت بین نمونه FS-20 و FS-20-FRP

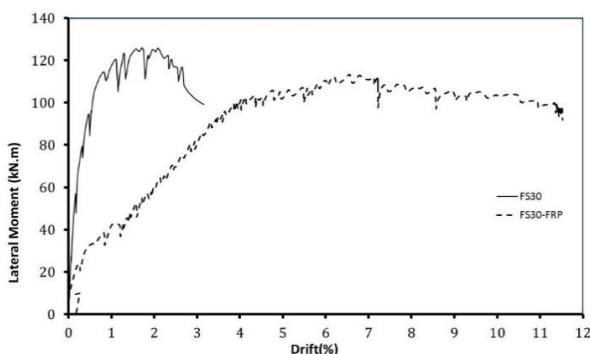
در جدول ۶ نیز مقایسه ای بین پارامتر های دو نمونه FS-20 و FS-20-FRP صورت گرفته است. مطابق با این جدول ضریب شکل پذیری در نمونه مقاوم سازی شده نسبت به نمونه مرجع حدود ۵ برابر کاهش یافته است. همچنین میزان جذب انرژی نمونه مرجع حدود ۳۰ درصد بیش از نمونه مقاوم سازی شده می باشد. همچنین نیروی تسلیم شدگی و ماکزیمم نمونه مقاوم سازی شده به ترتیب ۶ و ۱۳ درصد نسبت به نمونه مرجع کاهش یافته است.

جدول ۶: مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی قاب FS-20 و FS-20-FRP

نمونه	P_y (kN)	$\frac{P_y}{P_y(FS10)}$	P_{max} (kN)	$\frac{P_{max}}{P_{max}(FS10)}$	$Drift_u$ (mm)	$\frac{Drift_u}{Drift_u(FS10)}$	μ	$\frac{\mu}{\mu(FS10)}$	E انرژی جذب شده (kN.mm)	$\frac{E}{E(FS10)}$
FS-20	۷۱	۱	۹۲/۳۷	۱	۵/۵	۱	۱۲/۴	۱	۶۴۵۰	۱
FS-20-FRP	۶۷	۰/۹۴	۸۰/۸	۰/۸۷	۶/۴	۱/۱۶	۲/۴	۰/۲	۴۳۷۰	۰/۶۸

۵-۳- مقایسه نمونه FS-30-FRP و FS-30

در شکل ۱۱ منحنی ممان - دررفت جانبی قاب FS-30 و قاب FS-30-FRP نشان داده شده است. همانطور که در شکل ملاحظه می گردد، در این مدل ها نیز مانند مدل های قبلی با اضافه نمودن ورق های CFRP به نمونه آسیب دیده، منحنی نمونه مقاوم سازی شده دچار کاهش سختی اولیه زیادی گردید. به عبارت دیگر بر اثر اعمال بار به قاب FS-30، این نمونه پس از پایان بارگذاری دچار کاهش سختی می شود. در مرحله بعد که نمونه FS-30 تحت مقاوم سازی با الیاف CFRP قرار می گیرد، به محض اینکه این نمونه مقاوم سازی شده تحت بار جانبی قرار داده می شود، شیب منحنی آن نسبت به حالت قبل با شیب کمتری صعود می کند.



شکل ۱۱: منحنی مقایسه ای بین نمونه FS-30-FRP و FS-30

در جدول ۷ نیز مقایسه ای بین پارامتر های دو نمونه FS-30-FRP و FS-30 صورت گرفته است. مطابق با این جدول ضریب شکل پذیری در نمونه مقاوم سازی شده نسبت به نمونه مرجع حدود ۵۰ درصد کاهش یافته است ولی میزان جذب انرژی نمونه مقاوم سازی شده حدود ۲/۷ برابر نمونه مرجع می باشد. همچنین نیروی تسلیم شدگی و ماکزیمم نمونه مقاوم سازی شده به ترتیب ۱۷ و ۱۰ درصد نسبت به نمونه مرجع کاهش یافته است.

جدول ۷: مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی قاب FS-30-FRP و FS-30

نمونه	P_y (kN)	$\frac{P_y}{P_{y(FS10)}}$	P_{max} (kN)	$\frac{P_{max}}{P_{max(FS10)}}$	$Drift_u$ (mm)	$\frac{Drift_u}{Drift_u(FS10)}$	μ	$\frac{\mu}{\mu(FS10)}$	E انرژی جذب شده (kN.mm)	$\frac{E}{E(FS10)}$
FS-30	۷۷/۵	۱	۹۳/۵	۱	۲/۳	۱	۶/۵	۱	۳۶۰۳	۱
FS-30-FRP	۶۵	۰/۸۳	۸۴/۵	۰/۹	۱۰/۸	۴/۶	۳/۲	۰/۵	۹۸۰۰	۲/۷

۶- نتیجه گیری

- ۱- فواصل خاموت ها در رفتار قاب های مرجع تقویت نشده، مؤثر بودند. میزان حداکثر بار قابل تحمل به وسیله قاب مرجع تقویت نشده با فاصله خاموت های ستون ۱۰۰ میلی متر (معادل نصف ارتفاع) به ترتیب ۱۰ و ۸ درصد بیش از ظرفیت ماکزیمم قاب های مرجع تقویت نشده با فاصله خاموت ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی متر (معادل ارتفاع و یک و نیم برابر ارتفاع) بود.
- ۲- با افزایش فاصله خاموت های ستون از ۱۰۰ به ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی متر، میزان شکل پذیری نمونه ها به اندازه ۹ و ۵۰ درصد کاهش یافته و گرچه میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب های با فواصل ۱۰۰ و ۲۰۰ میلی متر تقریباً مشابه است ولی میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب با فاصله ۱۰۰ میلی متر حدود ۷۴ درصد بیش از قاب با فاصله ۳۰۰ میلی متر می باشد.

- ۳- میزان حداکثر بار قابل تحمل و بار جاری شدن به وسیله قاب مرجع تقویت شده با لایه های FRP با فاصله خاموت های ستون مشابه قاب های مرجع کمتر از ۵ درصد اختلاف داشتند ولی شکل پذیری نمونه ها با فواصل ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی متر نسبت به نمونه با فاصله ۱۰۰ میلی متر به ترتیب ۱۵ درصد کاهش و ۱۸ درصد افزایش یافته است.
- ۴- میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب تقویت شده با فاصله ۱۰۰ میلی متر حدود ۶۹ درصد بیش از قاب با فاصله ۲۰۰ میلی متر است ولی میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب فاصله ۳۰۰ میلی متر به ترتیب ۳۲ و ۱۲۴ درصد بیش از قاب های با فواصل ۱۰۰ و ۲۰۰ میلی متر می باشد.
- ۵- مطابق با نتایج به دست آمده از آنالیز قاب های مقاوم سازی شده به وسیله الیاف CFRP ملاحظه گردید که این قاب ها دارای رفتار نرم تری نسبت به قاب های مرجع می باشند.
- ۶- میزان حداکثر بار قابل تحمل به وسیله قاب های تقویت شده با لایه های FRP با فواصل خاموت های ستون ۱۰۰ و ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی متر نسبت به قاب های مرجع مشابه به ترتیب ۲۰ و ۱۳ و ۱۰ درصد کاهش یافته در حالی که بار جاری شدن آن ها به ترتیب صفر و ۶ و ۱۳ درصد کاهش یافتند. ضمناً شکل پذیری نیز به ترتیب ۸۰، ۸۰ و ۵۰ درصد کاهش یافت.
- ۷- میزان انرژی جذب شده به وسیله قاب های تقویت شده با فاصله خاموت های ستون ۲۰۰ میلی متر نسبت به قاب مرجع مشابه به اندازه ۳۲ درصد کاهش یافته ولی مقدار مربوطه در قاب های تقویت شده با فاصله خاموت های ستون ۱۰۰ و ۳۰۰ میلی متر نسبت به قاب مرجع مشابه به ترتیب ۱۸ و ۱۷۰ درصد افزایش یافته است.

مراجع

- [1] ACI Committee 440, ACI 440.2R-08, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, Farmington Hills, MI, USA, 2008.
- [2]. Piekarczyk, J., Piekarczyk, W., and Blazewicz, S., "Compression Strength of Concrete Cylinders Reinforced with Carbon Fiber Laminate", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No.5, pp. 2365-2369, 2011.
- [3] Mosallam, A., Haround, M., Mossaad, M. and Zakaria, S., "Polymer Composites: Repair and Rehabilitation Materials for the New Era", ICPCM – A New Era of Building Cairo, Egypt, February, pp. 18-20, 2003.
- [4] Jones, R. M., *Mechanics of Composite Materials*, Taylor and Francis, Second edition, New York, USA, 1999.
- [۵] [فرحبد، ف.، بررسی امکان شکل پذیری و باز توزیع لنگر در تیر های سراسر قاب های بتن مسلح تقویت شده با ورق های کامپوزیت CFRP، رساله ی دکترای سازه، دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ۱۳۸۶.
- [۶] [افتخار، م. ر.، بررسی تاثیر آرماتور خمشی و نسلیخ خارجی بر رفتار تیرهای تقویت شده توسط ورق های کامپوزیت CFRP، رساله ی دکترای سازه، دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ۱۳۸۹.
- [۷] [شاملی، س. م.، روش ترکیبی نصب سطحی ورق در داخل شیار (EBRIG) جهت اتصال ورق های FRP به تیر بتنی، پایان نامه ی کارشناسی ارشد، دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ۱۳۹۰.
- [8] Purba, Burt K., and Mufti, Aftab A., "Investigation of the Behavior of Circular Concrete Columns Reinforced with Carbon fiber Reinforced Polymer (CFRP) Jackets," *Can. J. Civ. Eng.*, 1999, pp. 590-596.
- [9] Demers, M., and Neale, K. W., "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Fiber-Reinforced Composite Sheets – an Experimental Study," *Canadian Journal of Civil Engineering*, No. 26, 1999, pp. 226-241.
- [10] Sheikh, Shamim, A. and Yau, Grace, "Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber-Reinforced Polymers," *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, January-February, 2002, pp. 72-80.
- [11] Fam, Amir, Z. and Riskalla, Sami H., "Flexural Behavior of Concrete-Filled Fiber-Reinforced Polymer Circular Tubes," *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 2, May 1, 2002, pp. 123-132.
- [12] Mimiran, Amir, Zagers, Kenneth, and Yuan, Wenqing, "Nonlinear Finite Element Modeling of Concrete Confined by Fiber Composites," *Finite Element in Analysis and Design*, 35, 2000, pp. 79-96.
- [13] Parvin, A., and Wang, W., "Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns Under Eccentric Loading," *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, No. 3, August. 2001, pp. 146-152.
- [۱۴] [اشعاری، علی، مقاوم سازی قاب های بتن آرمه آسیب دیده با کامپوزیت های مسلح پلیمری CFRP، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ۱۳۹۴.