

بررسی آزمایشگاهی و المان محدود تأثیر خاموت‌های FRP در رفتار چرخه‌ای اتصالات بتنی

محمد کاظم شربتدار^{*}^۱، احمد دالوند^۲، ابوذر حمزه‌نژادی^۲ و علی نیکویی^۳

^۱ دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان

^۲ دانشجوی دکترای مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

^۳ کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

استفاده از الیاف FRP در سازه‌های بتنی به دلیل مقاومت بالای آن‌ها در مقابل خوردگی در چند دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است. تأثیر فواصل خاموت‌های FRP در رفتار چرخه‌ای اتصالات و میزان جذب و استهلاک انرژی بسیار حائز اهمیت می‌باشد. فواصل خاموت‌ها از جمله تأثیرگذارترین عوامل در رفتار لرزه‌ای اتصالات بتنی می‌باشند. در این تحقیق یک بررسی آزمایشگاهی و المان محدود بر روی تأثیر فاصله خاموت‌های FRP در رفتار چرخه‌ای اتصالات صورت گرفت. در بخش آزمایشگاهی دو اتصال بتنی که دارای مشخصات یکسانی می‌باشند تست گردید. تفاوت این دو نمونه اتصال، در فاصله خاموت‌ها می‌باشد. اتصال اول دارای خاموت‌گذاری فشرده و اتصال دیگر دارای خاموت‌گذاری غیر فشرده می‌باشد. در ادامه با استفاده از نرم‌افزار المان محدود ANSYS مدل آزمایشگاهی با مدل المان محدود مقایسه و اعتبارسنجی گردید. دو گروه اتصال بتنی هر یک شامل دو اتصال توسط نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی شد. در هر گروه، پارامتر متغیر، فواصل خاموت‌های FRP از یکدیگر بود. مطابق با نتایج آزمایشگاهی به دست آمده اتصال دارای خاموت‌گذاری اضافه ظرفیتی به میزان ۱۲٪ نسبت به اتصال دارای خاموت‌گذاری غیر فشرده می‌باشد. نتایج حاصل از آنالیز المان محدود نیز تأیید کننده این مطلب بود.

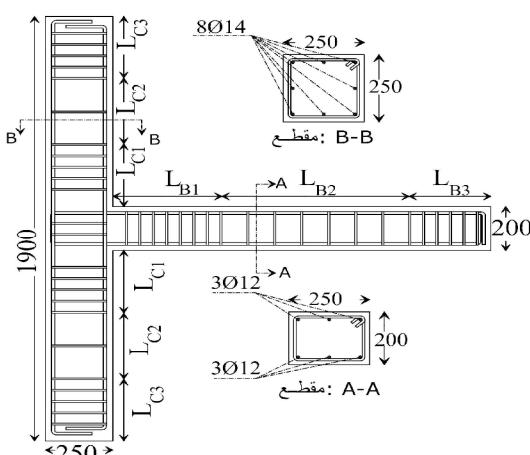
واژگان کلیدی: اتصال بتنی، خاموت FRP، المان محدود، شکل‌پذیری.

خاموت‌ها می‌باشند. عملکرد خاموت‌ها بر روی رفتار چرخه‌ای سازه و همچنین شکل‌پذیری و قابلیت جذب و استهلاک انرژی در سازه بسیار اثرگذار می‌باشد. خوردۀ شدن و آسیب دیدگی خاموت‌ها در اثر مجاورت با محیط‌های خورنده نظری سولفات‌ها و کلروها باعث می‌گردد تا علاوه بر کاهش ظرفیت سازه، عملکرد سازه در مقابل بارهای لرزه‌ای کاهش یابد. ساختمان‌های بتنی ساخته شده بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای، که عموماً تحت عنوان قاب‌های طراحی شده برای بار ثقلی^۱ عنوان می‌گردند در برابر بارهای جانبی زلزله بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند. سهم عمده‌ای از این آسیب‌ها که می‌تواند منجر به واژگونی و انهدام سازه گردد، مربوط به فواصل بیش از حد خاموت‌ها و عدم رعایت ضوابط شکل‌پذیری می‌باشد. در ایالات متحده امریکا ضوابط لرزه‌ای قاب‌های بتنی در ابتدا در قالب آیین‌نامه ACI-318 در سال ۱۹۷۱ ارائه گردید [۱۳]. روابط آیین‌نامه‌ای درخصوص شکل‌پذیری سازه‌های بتنی، در مورد کاربرد خاموت‌های فلزی می‌باشند. در مرور تأثیر فواصل خاموت‌های FRP در رفتار لرزه‌ای

۱- مقدمه

استفاده از خاموت‌های ساخته شده از الیاف FRP به جای خاموت‌های فلزی به دلیل مقاومت بالا در برابر عوامل خورنده رو به گسترش می‌باشد. کاربرد میلگرد‌های ساخته شده از الیاف FRP به جای میلگرد طولی و خاموت و صفحات FRP به منظور استفاده در پل‌ها و دال‌ها و ساختمان‌ها رو به افزایش می‌باشد [۱-۳]. همچنین استفاده از الیاف FRP به منظور مقاوم‌سازی تیرهای بتنی همچنین مقاوم‌سازی اتصالات بتنی در دهه‌های اخیر افزایش چشمگیری داشته است [۴-۸] و چندین ضابطه طراحی آیین‌نامه‌ای به منظور استفاده از الیاف FRP در سازه‌های بتنی ارائه گردیده است [۹-۱۲]. استفاده از آرماتورهای طولی از جنس FRP به دلیل قیمت بالا و شکل‌پذیری کمتر نسبت به آرماتورهای فلزی در پروژه‌های کوچک چندان مقرن به صرفه نمی‌باشد. از طرفی میلگرد‌های طولی نسبت به خاموت‌ها از قطر بالاتری برخوردار می‌باشند و در ضمن به دلیل ضخامت بتن بیشتر از محیط خورنده نیز فاصله بیشتری دارند. اثرات خوردگی بر روی آرماتورهای طولی به دلایل فوق به مراتب کمتر از

واقعی می‌باشد. از دو اتصال ساخته شده یک اتصال (JFD) دارای آرماتور طولی فلزی و خاموت FRP با رعایت ضوابط شکل‌پذیری می‌باشد. اتصال دیگر (JFU) دارای مشخصات یکسان با نمونه اول می‌باشد با این تفاوت که فاصله خاموت‌ها در آن دو برابر نمونه JFD می‌باشد. مطابق شکل (۱)، ستون هر دو اتصال ساخته شده دارای $8\phi 14$ به عنوان آرماتور طولی با مساحت 1231mm^2 می‌باشد. از $3\phi 12$ به عنوان آرماتور کششی تیر به مساحت 339mm^2 در بالا و پایین تیر استفاده گردید. همچنین خاموت‌های تیر نمونه JFD در ناحیه طول بحرانی (شرايط شکل‌پذیری) به طول 45mm دارای فاصله 100mm و در خارج از ناحیه طول بحرانی دارای فاصله 50mm می‌باشد. پارامترهای موجود در شکل (۱)، در جدول (۱) نشان داده شده است. در نمونه JFU فواصل کلیه خاموت‌ها 100mm می‌باشد. در ستون نمونه JFD در ناحیه شکل‌پذیر (طول بحرانی) فواصل خاموت‌ها 50mm و در خارج از ناحیه شکل‌پذیر فواصل خاموت‌ها 150mm می‌باشد. در نمونه JFU کلیه فواصل خاموت‌های ستون 150mm می‌باشد. در نمونه JFD در داخل اتصال از دو خاموت استفاده گردید، در صورتی که در نمونه JFU تنها یک خاموت در ناحیه اتصال تعییه شد. در جدول (۲) مشخصات اتصالات نشان داده شده است.



شکل ۱- جزئیات اتصال

سازه‌های بتُنی دارای آرماتور طولی فلزی تحقیقات محدودی صورت گرفته است. ضوابط آئین‌نامه ACI در نظریه-ACI-440-IR اشاره‌ای به بحث شکل‌پذیری در سازه‌های دارای خاموت FRP ندارد [۶]. تحقیقات انجام شده بیشتر در خصوص نحوه عملکرد خاموت‌های شبکه‌ای در رفتار اتصالات بتُنی دارای آرماتور طولی FRP می‌باشد [۱۴]. یکی از مشکلات استفاده از آرماتور طولی فلزی به همراه خاموت‌های شبکه‌ای، قیمت بالا و در دسترس نبودن شبکه‌های FRP و همچنین عدم صرفه اقتصادی در پروژه‌های کوچک می‌باشد. خاموت‌های ارائه شده در این مقاله علاوه بر ارزان‌تر بودن نسبت به انواع کارخانه‌ای دارای راحتی نصب و اجرا و انطباق با هر نوع چینش آرماتورهای طولی اعم از مثلثی و مستطیلی و دایره‌ای می‌باشد. در این مقاله دو اتصال بتُنی با استفاده از خاموت‌های FRP و آرماتور طولی فلزی ساخته و آزمایش گردید. فواصل خاموت‌های FRP در این دو نمونه اتصال با هم متفاوت می‌باشد. در یک اتصال فواصل خاموت‌ها در ناحیه ویژه تیر و ستون 50mm و در اتصال دیگر فواصل خاموت‌ها در ناحیه ویژه تیر و ستون 100mm می‌باشد. در ادامه نمودارهای ممان - تغییر مکان و همچنین منحنی ممان- انحنا و ممان- کرنش خاموت‌های FRP رسم گردید. در انتهای مدل المان محدود با استفاده از مدل آزمایشگاهی اعتبار سنجی شد و چهار مدل دیگر ساخته شد. مدل‌های المان محدود ساخته شده شامل دو گروه بودند. در هر گروه، دو اتصال مدل‌سازی شد. در هر گروه، اتصال اول دارای خاموت با شرايط شکل‌پذیر آئین‌نامه و اتصال دوم دارای خاموت FRP بدون شرايط شکل‌پذیر بود. بر اساس نتایج به دست آمده از آنالیز مدل‌های المان محدود، منحنی بار-تغییر مکان انتهای تیر اتصالات و همچنین ضریب شبکه‌ای اتصالات محاسبه گردید.

۲- پژوهش آزمایشگاهی

۱-۲- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

دو اتصال مورد مطالعه با مقیاس ۱:۲ ساخته شدند که ابعاد کلیه نمونه‌ها یکسان بودند. مقطع ستون دارای ارتفاع 250mm و عرض 250mm بوده و مقطع تیر با ارتفاع 200mm و عرض 250mm در نظر گرفته شد که حدوداً نصف ابعاد نمونه‌های 250mm

جدول ۱- جزئیات فواصل خاموت‌ها در نمونه اتصال‌های داده شده در شکل (۱)

نمونه	تیر			ستون		
	$L_{B1}(45\text{mm})$	$L_{B2}(65\text{mm})$	$L_{B3}(300\text{mm})$	$L_{C1}(275\text{mm})$	$L_{C2}(300\text{mm})$	$L_{C3}(375\text{mm})$
JFD	50mm	100mm	50mm	50mm	150mm	50mm
JFU	100mm	100mm	50mm	150mm	150mm	50mm

جدول ۲- خصوصیات نمونه‌های آزمایشگاهی

نمونه	تعداد میلگرد (۱۴mm) ستون	تعداد میلگرد تیر (۱۲mm)	فاصله خاموت‌ها در ناحیه طول بحرانی شکل‌بزیر (mm)				تعداد خاموت‌ها در چشمۀ اتصال	جنس خاموت	
			بالا	پایین	تیر	ستون			
JFD	۸	۳	۳	۵۰	۵۰	۱۰۰	۱۵۰	۲	CFRP
JFU	۸	۳	۳	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۱۵۰	۱	CFRP

نوارهای عرضی ساخته شده از الیاف FRP به منظور استفاده در نمونه‌ها به صورت درجا در محل ساخته شدند و به دلیل شباهت با خاموت‌های از پیش ساخته شده کارخانه‌ای، در این مقاله به جای نوارهای عرضی از اصطلاح "خاموت" جهت سهولت فهم استفاده می‌شود. نمونه‌ای از این الیاف در شکل (۲) نشان داده شده است. مشخصات مکانیکی الیاف توسط شرکت سازنده در جدول (۴) ارائه شده است. این الیاف به صورت صفحه بوده که بعد از محاسبه سطح مقطع مورد نیاز با توجه به ضخامت ۰/۱۱mm این الیاف از قطعه اصلی بریده شدند. سپس، نوارهای بریده شده از قطعه اصلی با استفاده از رزین آغشته شدند. نوارهای بریده شده که به رزین آغشته شده بودند در محل‌های مشخص شده بر روی آرماتور طولی نصب گردید. نوارهای بریده شده از صفحه اصلی، به گونه‌ای بریده شدند که هر نوار یک دور کامل با لایه زیرین خود همپوشانی داشته باشد.

۲-۲- خصوصیات مصالح

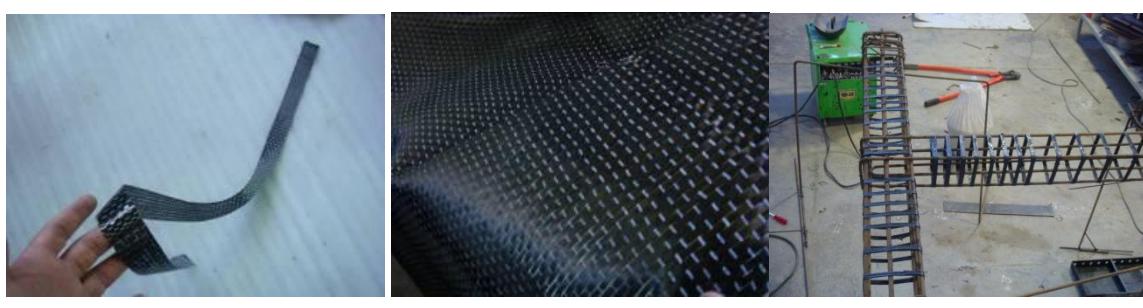
به منظور بتن‌ریزی اتصالات از سیمان پرتلند تیپ II استفاده گردید. مقاومت استوانه‌ای استاندارد ۷ روزه بتن مورد استفاده در اتصالات ۲۱MPa و مقاومت استوانه‌ای استاندارد ۲۸ روزه بتن ۳۰MPa می‌باشد. حداکثر بعد دانه‌های استفاده شده در بتن ۱۰mm و همچنین اسلامپ بتن مورد استفاده ۸۰mm می‌باشد. میلگردهای استفاده شده برای هر سه نمونه از نوع آجر دار می‌باشند. میلگردهای طولی ستون‌ها دارای مقاومت تسلیم ۴۰.۸MPa و مقاومت نهایی ۴۷۰MPa می‌باشند. همچنین میلگردهای طولی مورد استفاده در تیرها نیز دارای مقاومت تسلیم ۳۵۴MPa و مقاومت نهایی ۵۴۲MPa می‌باشند. در جدول (۳) مشخصات میلگردهای فلزی نشان داده است.

۳-۲- خصوصیات FRP و رزین به کاربرده شده جهت ساخت خاموت

الیاف FRP به کاررفته برای ساخت نوارهای عرضی از نوع الیاف CFRP بوده و به صورت صفحه بافته شده، می‌باشد. این

جدول ۳- مشخصات میلگردهای به کار رفته در اتصال

قطر میلگرد (mm)	استفاده به عنوان	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)
۱۴	میلگرد طولی ستون	۴۰.۸	۴۷۰
۱۲	میلگرد طولی تیر	۳۵۴	۵۴۲



شکل ۲- الیاف FRP به کار برده شده: (الف) خاموت‌های نصب شده بر روی اتصالات، (ب) صفحات الیاف FRP، (ج) الیاف FRP بریده شده برای تیرها

جدول ۴- خصوصیات صفحات الیاف کربنی CFRP به کار برده شده

نام محصول	نوع الیاف	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش نهایی (%)	ضخامت هر لایه از الیاف (mm)
YC-N200	کربن مقاومت بالا	۳۵۵۰	۲۳۵	۱/۵	۰/۱۱

$$f_{fv} = 0.004E_f \quad (۳)$$

که در رابطه فوق E_f مدول الاستیسیته خاموت‌های FRP می‌باشد. نشریه ACI-440-1R توصیه می‌کند که مقدار خاموت برشی مورد استفاده در مقطع، باید حداقل به میزان رابطه (۴) باشد.

$$A_{fv,min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad (۴)$$

که b_w عرض تیر است. به منظور طراحی خاموت FRP معادل، با استفاده از روابط ارائه شده توسط آین نامه سطح مقطع موردنیاز برای خاموت‌های FRP مطابق رابطه (۵) با فرض کرنش ۰/۴٪ برای FRP محاسبه گردید. این نتایج در جدول (۵) نشان داده شده‌اند.

$$A_f = \frac{A_s F_y}{0.004 E_f} \quad (۵)$$

که در رابطه فوق A_s سطح مقطع یک ساق خاموت فلزی و A_f سطح مقطع معادل خاموت FRP می‌باشد. در ضمن لازم به ذکر است که خاموت در نظر گرفته شده به منظور طراحی خاموت‌های FRP خاموت فلزی با قطر ۶mm و مقاومت تسلیم FRP ۲۶۰ MPa می‌باشد که معادل با این خاموت از خاموت استفاده شد.

۳- طراحی خاموت‌های FRP

به منظور طراحی سطح مقطع خاموت‌های FRP از سطح مقطع معادل خاموت فلزی استفاده شد. به این ترتیب که با فرض وجود خاموت‌های فلزی با سطح مقطع $28/3\text{mm}^2$ و مقاومت تسلیم ۲۶۰ MPa، خاموت FRP معادل با این خاموت‌های فلزی در اتصالات قرار داده شد. مطابق با ضوابط آین نامه‌ای برش تحمل شده توسط خاموت‌های فلزی به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$V_s = \frac{A_{sv} F_y d}{S_s} \quad (۱)$$

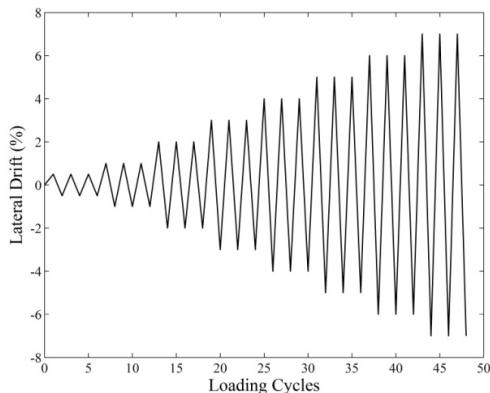
در رابطه فوق A_{sv} ، F_y و S_s به ترتیب مجموع مساحت ساق‌های خاموت فلزی، مقاومت تسلیم خاموت‌های فلزی، ارتفاع مؤثر مقطع و فاصله خاموت‌های فلزی نسبت به هم می‌باشد. در صورتی که از خاموت‌های FRP استفاده شود مطابق ضوابط نشریه ACI-440-1R مقدار برش تحمل شده به وسیله خاموت‌های FRP به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \quad (۲)$$

در رابطه بالا V_f نیروی برشی تحمل شده توسط خاموت‌های FRP، A_{fv} مجموع مساحت ساق‌های خاموت FRP، f_{fv} فاصله بین خاموت‌ها و s نیز تنש در خاموت‌های FRP می‌باشد. طبق پیشنهاد نشریه ACI-440-R1 تنش در خاموت‌های FRP به صورت رابطه (۳) بیان می‌شود.

جدول ۵- مساحت معادل خاموت FRP

مساحت مقطع یک ساق خاموت (mm ²)	مقواومت تسلیم خاموت فلزی معادل (MPa)	مدول الاستیسیته الیاف (GPa)
خاموت فلزی معادل	۲۶۰	۲۳۵
۲۸/۳	۷/۸	



شکل ۴- تاریخچه بارگذاری اعمالی به اتصال

۵- رفتار چرخه‌ای اتصالات

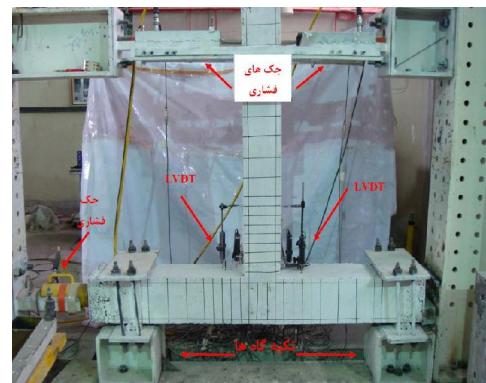
در شکل (۵) منحنی ممان- دریفت دو نمونه اتصال نشان داده شده است که ممان برابر حاصل ضرب نیروی وارد و بازیگرفتار پایدار اتصالات تا دریفت ۷٪ می‌باشد. این منحنی بیانگر اتصالات، مفاصل پلاستیک در تیر تشکیل شده و به دلیل قوی تر بودن ستون نسبت به تیر، کرنش‌های پلاستیک کمتری در ناحیه چشمۀ اتصال به وجود آمد و انهدام کلیه اتصالات در ناحیه تیر می‌باشد. در طول اعمال کلیه تغییر مکان‌ها کاهش مقاومتی در هر سه نمونه به چشم نمی‌خورد و نمونه تغییر مکان‌های بالا را بدون افت مقاومت سپری کرده است. نمونه‌های JFD و JFU در تغییر مکان نهایی ۸۵mm به ترتیب ممان نهایی $31/3\text{kN.m}$ و $27/9\text{kN.m}$ را تحمل کردند. نمونه JFD دارای بیشترین ظرفیت باربری به میزان ۱۲٪ بیش از نمونه JFU می‌باشد. همان‌طوری که از نمودارها مشخص است نمونه JFD دارای رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به نمونه دیگر می‌باشد که به صورت کمی در بخش‌های بعدی بیان می‌گردد. در نمونه JFD اولین تسلیم شدگی آرماتورهای طولی تیر در ممان $15/2\text{kN.m}$ و تغییر مکان $9/89\text{mm}$ و در نمونه JFU اولین تسلیم شدگی آرماتورهای طولی در ممان $18/9\text{kN.m}$ و تغییر مکان $12/44\text{mm}$ رخ داد. نمونه JFD در تغییر مکان کمتری نسبت به نمونه دیگر دچار تسلیم شدگی آرماتورهای طولی شد، به طوری که تغییر مکانی که در آن اولین تسلیم شدگی در نمونه JFD رخ داده نسبت به تغییر مکان تسلیم شدگی نمونه JFU ۲۰٪ کاهش نشان می‌دهد. میزان شکل‌پذیری نمونه بر اساس نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان جاری شدن (Δ_y / Δ_u) در نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب $8/6$ و $6/8$ می‌باشد.

۴- مجموعه سیستم آزمایش

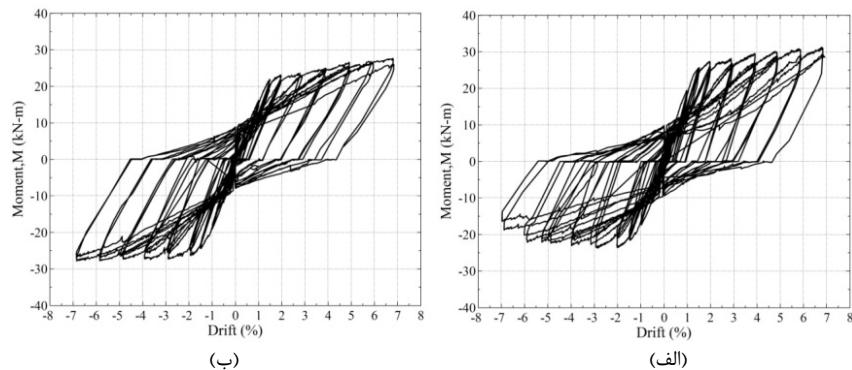
مجموعه آزمایش در شکل (۳) نشان داده شده است. به منظور اعمال بار چرخه‌ای به انتهای تیر از دو جک N که به صورت افقی در بالای نمونه قرار داده شده‌اند استفاده گردید و جهت اعمال بار محوری به ستون، یک جک N در انتهای ستون قرار داده شد و انتهای دیگر ستون به تکیه‌گاه مفصلی متصل گردید. طول بازوی محل اعمال بار تا بر اتصال 125.0mm و فاصله مرکز به مرکز تکیه‌گاه نیز 150.0mm می‌باشد. نیروی محوری ثابت N 350 اعمال شده به ستون در طول آزمایش 20% حداکثر ظرفیت فشاری ستون بود که به وسیله رابطه زیر محاسبه گردید.

$$P_n = 0.85 f_c (A_g - A_s) + A_s f_y \quad (6)$$

نیروی افقی اعمالی به تیر به صورت کنترل تغییر مکانی با سه سیکل $0/5\%$ آغاز گردید تا ترک‌های الاستیک خمشی نمایان گردند. در ادامه سه سیکل دریفت 1% به تیر اعمال گردید. مراحل بعدی بارگذاری شامل سه سیکل در هر دوره بارگذاری افزایشی بود. در اتصالات بتنی به منظور ثبت اطلاعات هر سه نمونه، بر روی ساق‌های خاموت‌های ناحیه چشمۀ اتصال و سه نقطه بر روی آرماتورهای طولی تیر و ستون و همچنین دو خاموت انتهای تیر، کرنش‌سنج‌هایی نصب گردید. به منظور تعیین طول مفاصل پلاستیک و همچنین کرش چشمۀ اتصال و دوران تیر و ستون اتصال، تغییر مکان سنج‌هایی (LVDT) مطابق شکل (۳) در محل‌های نشان داده شده نصب گردید. از دو عدد LVDT به منظور اندازه‌گیری تغییر مکان بالای تیر استفاده شد. همه ابزارهای اندازه‌گیری به منظور ثبت اطلاعات آن‌ها، به دستگاه ثبت اطلاعات متصل شدند. تیر مطابق الگوی نشان داده شده در شکل (۴) بارگذاری گردید.



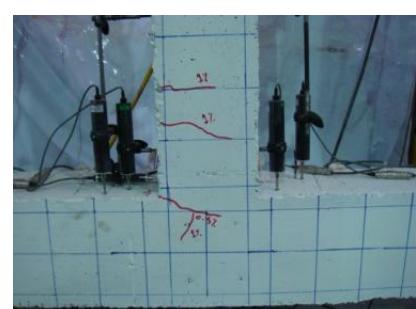
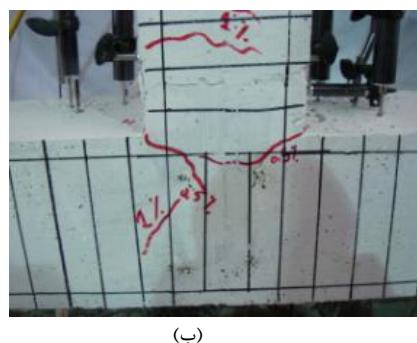
شکل ۳- جزئیات Set-Up آزمایش



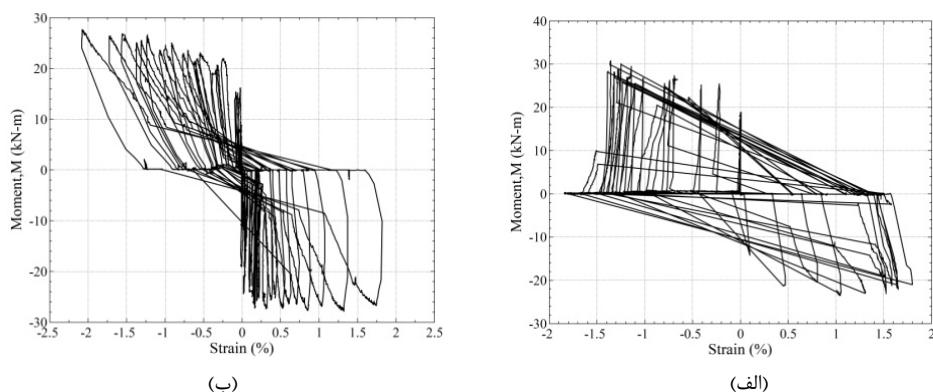
شکل ۵- منحنی ممان- تغییر مکان اتصالات: (الف) نمونه JFD، ب) نمونه JFU

اتصالات JFD و JFU به ترتیب کرنش فشاری جداکثر در انتهای بارگذاری در چشمۀ اتصال ۱/۸ و ۲ درصد و جداکثر کرنش کششی در انتهای بارگذاری به ترتیب ۱/۷۸ و ۱/۷۶ درصد محاسبه گردید. با ادامه بارگذاری، روند گسترش عرض ترک‌ها ادامه یافت. در دریفت‌های ۰/۲٪ تا ۰/۷٪، عرض ترک‌ها بیشتر شده و ادامه یافت. در دریفت‌های قبلی نیز افزایش یافت. در انتهای ترک‌های برشی عرض ترک‌های در نزدیکی اتصال آن به ستون رخ داد. همچنین مورب در تیر و در نزدیکی اتصال آن به ستون رخ داد. همچنین گسترش ترک‌ها و افزایش عمق آن‌ها در ناحیه اتصال ادامه یافت که این روند تا انتهای بارگذاری تکرار شد. در ادامه با رسیدن به دریفت ۰/۷٪ آزمایش به پایان رسید. در شکل (۸) نمونه اتصالات در پایان آزمایش نشان داده شده‌اند.

در محاسبه ضریب شکل‌پذیری اتصالات، تغییر مکان نهایی ۸۵mm در نظر گرفته شده است. با ادامه روند بارگذاری در دریفت ۰/۱٪ تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر مشاهده گردید. برای نمونه JFD و JFU نخستین ترک‌ها در ناحیه چشمۀ اتصال در دریفت ۰/۱٪ ملاحظه شد. ترک خودگی اولیه در ناحیه چشمۀ اتصال در شکل (۶) نشان داده شده است. در شکل (۷) منحنی تغییرات کرنش قطری در چشمۀ اتصال که به وسیله LVDT های ضربدری تعییه شده در چشمۀ اتصال اندازه‌گیری گردیده، نشان داده شده است. لازم به ذکر است نتایج نشان داده شده در شکل (۷) به صورت تغییر طول LVDT در هر لحظه بخش بر فاصله بین دو میله می‌باشد. مطابق شکل (۷) برای



شکل ۶- اولین ترک خودگی اتصالات در ناحیه چشمۀ اتصال در دریفت ۰/۱٪: (الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU



شکل ۷- کرنش فشاری و کششی LVDT های قطری در ناحیه چشمۀ اتصال: (الف) اتصال JFD، ب) اتصال JFU

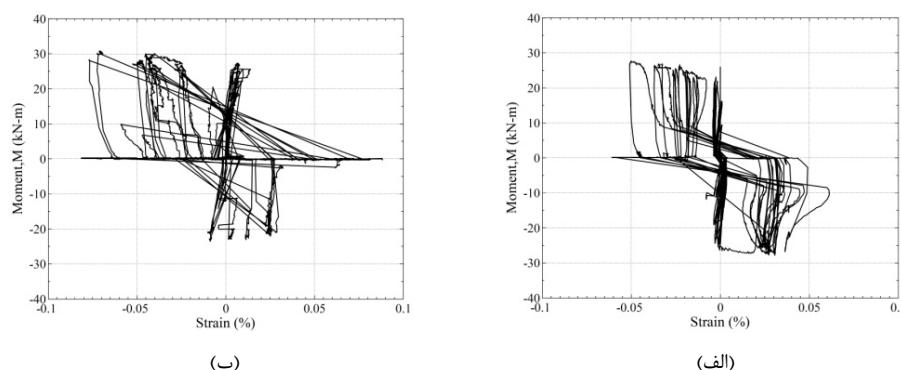


شکل ۸- نمونه اتصالات در انتهای بارگذاری: الف) اتصال JFU. ب) اتصال

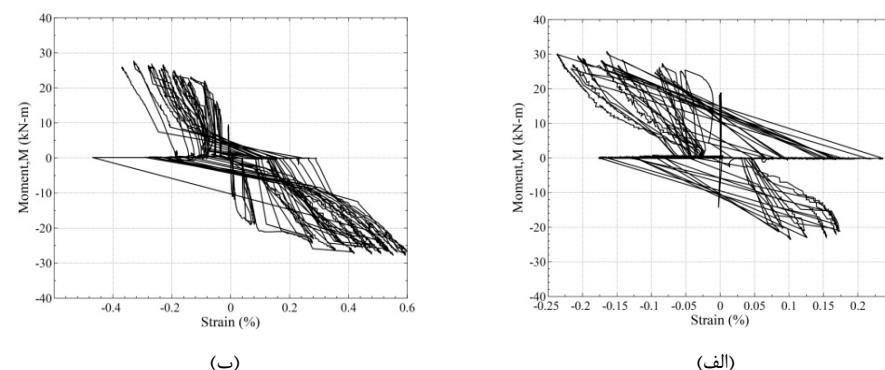
ترتیب ۰/۰۷۶٪ و ۰/۰۲۴٪ می‌باشد. در شکل (۱۱) منحنی ممان-کرنش اولین خاموت ستون در فاصله ۵۰ mm از بر تیر نشان داده است. مطابق این شکل حداکثر کرنش خاموتها در نمونه‌های JFD و JFU در پایان بارگذاری به ترتیب ۰/۰۵۱٪ و ۰/۰۷۴٪ می‌باشد. در جدول (۶) مقادیر حداکثر کرنش وارد بر هر نمونه برای اولین خاموت تیر و ستون و همچنین خاموت واقع در چشمۀ اتصال نشان داده شده است.

۶- کرنش خاموتهاي اتصال

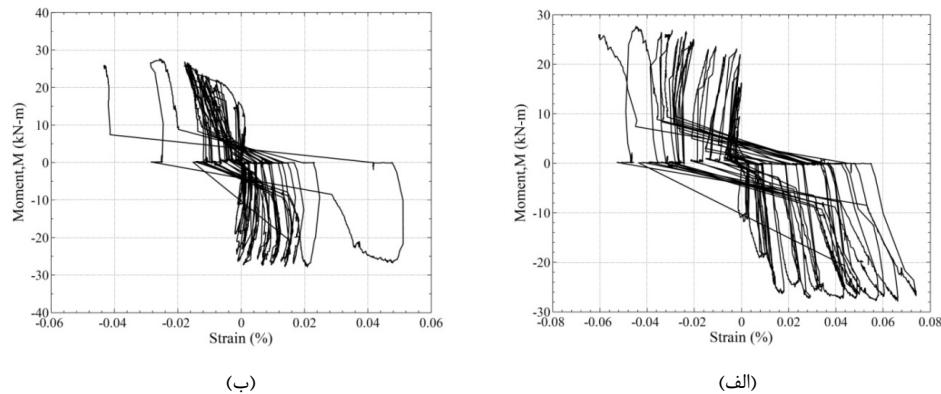
در شکل (۹) منحنی کرنش اولین خاموت تیر در فاصله ۵۰ mm از بر ستون بر حسب ممان واردۀ نشان داده شده است. مطابق این نمودار کرنش خاموتهاي FRP در انتهای بارگذاری در نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب به مقدار حداکثر ۰/۰۸۸٪ و ۰/۰۶۱٪ رسید. در شکل (۱۰) منحنی کرنش خاموت چشمۀ اتصال بر حسب ممان واردۀ به اتصال نشان داده شده است. حداکثر کرنش نمونه‌های JFD و JFU در انتهای بارگذاری به



شکل ۹- کرنش اولین خاموت تیر در اتصالات: الف) اتصال JFD. ب) اتصال JFU



شکل ۱۰- کرنش خاموت ناحیه چشمۀ اتصال: الف) اتصال JFD. ب) اتصال JFU



شکل ۱۱- منحنی ممان- کرنش اولین خاموت ستون: (الف) اتصال JFD، (ب) اتصال JFU

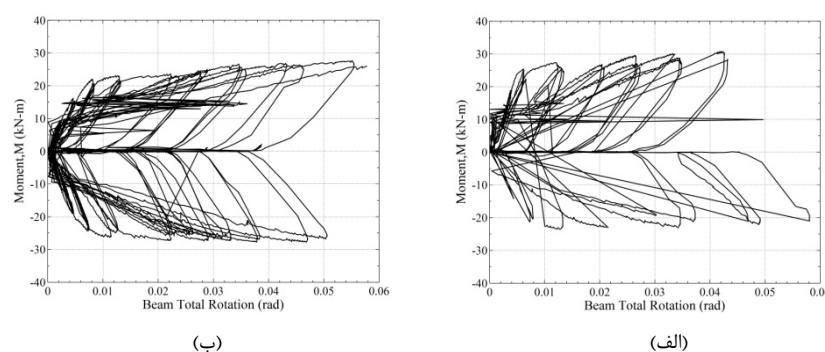
جدول ۶- کرنش حداکثر اولین خاموت تیر و ستون و خاموت واقع در چشمۀ اتصال نمونه‌ها

نمونه	حداکثر کرنش خاموت اول تیر (%)	حداکثر کرنش خاموت اول اتصال (%)	حداکثر کرنش خاموت اول ستون (%)
JFD	۰/۰۸۸	۰/۲۴	۰/۰۵۱
JFU	۰/۰۶۱	۰/۶	۰/۰۷۴

است. جهت ممان‌ها تغییر می‌کند و به صورت مثبت و منفی نشان داده شده ولی انحناء همیشه به صورت مثبت بیان می‌شود؛ لذا به صورت چرخه‌ای نمی‌باشد. حداکثر انحنای مقطع برای نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب برابر $0/058$ و $0/057$ رادیان بود. نمونه JFD دارای انحنای مقطع بزرگتری نسبت به نمونه JFU می‌باشد. حداکثر زاویه انحناء برای نمونه JFD، نسبت به نمونه JFU $2/2$ % بیشتر می‌باشد. منحنی جذب انرژی هر اتصال دریفت‌هایی که بعد از حداکثر بار، بار کمتر از 85% نیست، به دست آید. منحنی جذب انرژی اتصالات بر حسب دریفت وارد در شکل (۱۳) نشان داده شده است. دریفت در هر لحظه برابر نسبت جابجائی به بازوی بارگذاری (محل اعمال بار تا محل اتصال تیر به ستون) است و انرژی نیز برابر سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا آن لحظه می‌باشد.

۷- ممان- انحنا و جذب انرژی

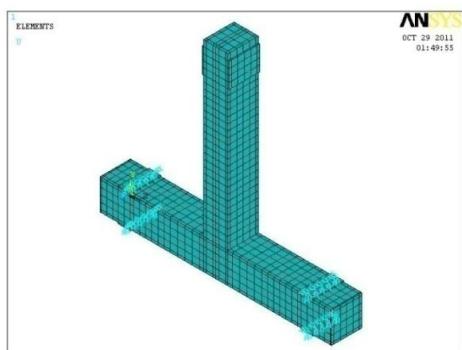
منحنی ممان- انحنا برای یک مقطع بتن آرمه ویژگی‌های خمی غیرخطی آن مقطع را به طور دقیق بیان می‌کند. در واقع این منحنی نشان می‌دهد که برای یک مقطع مشخص بتنی همراه با توزیع معین آرماتوربندی طولی، به ازای یک نیروی محوری خاص، مقطع در هر انحنا نسبت به وضعیت اولیه خود دارای چه ممانی خواهد بود. برای تعیین منحنی ممان- انحنا باید شکل هندسی مقطع، محل آرماتورها و قطر آن‌ها، منحنی‌های تنش- کرنش فولاد و بتن، نیروی محوری اعمالی به مقطع و جهت ممان معلوم باشد: لذا انحنا در هر مرحله متغیر بوده و برابر با نسبت کرنش فشاری بتن به ارتفاع تار خشی می‌باشد که بر اساس اطلاعات آزمایشگاهی ضبط شده در هر مرحله، قابل محاسبه می‌باشد و بر اساس آن‌ها می‌توان منحنی‌های لازم را رسم نمود. در شکل (۱۲) منحنی ممان- انحنا مقطع تیر اتصال واقع در 50 mm بر ستون نشان داده شده



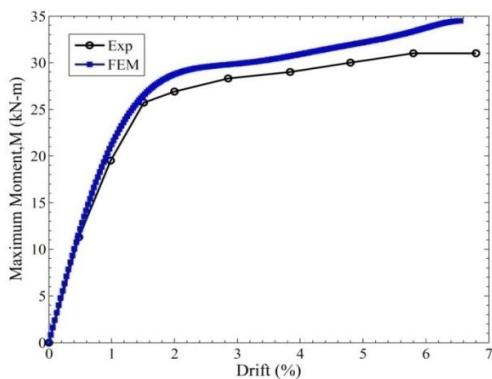
شکل ۱۲- منحنی ممان- انحنا: (الف) اتصال JFD، (ب) اتصال JFU

۸- اعتبارسنجی مدل المان محدود

به منظور اعتبارسنجی نتایج حاصل از نرم افزار ANSYS مدل المان محدود اتصال JFD ساخته شد. برای مدل سازی بتن از المان 65 Solid استفاده گردید [۱۵]. این المان قابلیت مدل نمودن ترک خوردگی در کشش و خردشگی در فشار را دارد می‌باشد. این المان ۸ گرهای دارای سه درجه آزادی در هر گره به صورت انتقالی در راستاهای X, Y و Z می‌باشد. برای مدل سازی میلگردهای طولی و خاموت‌های FRP از المان 8 Link استفاده شده است. المان 8 Link یک المان با سه درجه آزادی انتقالی در هر انتهای می‌باشد. این المان توانایی تحمل کشش و فشار را داشته ولی توانایی تحمل خمش را ندارد. برای مدل سازی Solid 45 صفحات تکیه‌گاهی و صفحه بارگذاری از المان 45 استفاده شد. کنترل پارگی در خاموت‌های FRP از طریق کنترل کرنش، صورت گرفته است. با استفاده از ابعاد مدل آزمایشگاهی، مدل اجزای محدود اتصال بتنی برای انجام آنالیز در ANSYS به صورت شکل (۱۵) ساخته و شبکه‌بندی شد. در شکل (۱۶) منحنی‌های بار-تغییر مکان مدل المان محدود و آزمایشگاهی نشان داده شده اند. مطابق شکل (۱۶) انطباق خوبی بین مدل المان محدود و مدل آزمایشگاهی وجود دارد.

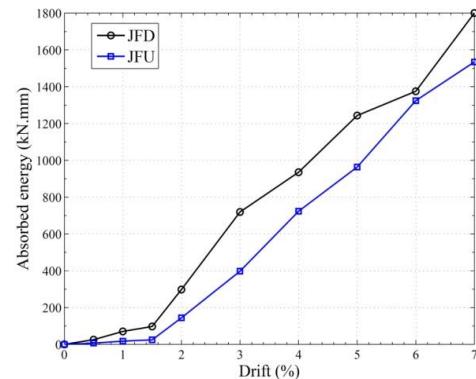


شکل ۱۵- مدل اجزای محدود نمونه‌های آزمایشگاهی JFD

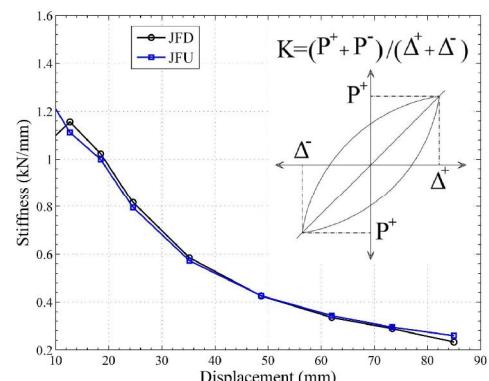


شکل ۱۶- نمودار بار-تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و المان محدود نمونه JFD

مطابق شکل (۱۳) هر دو نمونه تا دریفت ۱/۵٪ تقریباً دارای مقدار جذب انرژی پایینی می‌باشند؛ به طوری که در این دریفت مقادیر جذب انرژی برای نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب $388\text{kN}\cdot\text{mm}$ و $48\text{kN}\cdot\text{mm}$ می‌باشد. در دریفت‌های $1/5\%$ و $1/2\%$ مقدار انرژی جذب شده برای هر دو نمونه تقریباً یکسان می‌باشد. از دریفت $2/7\%$ ، اختلاف بین مقدار انرژی جذب شده در نمونه JFD با دو نمونه JFU به تدریج افزایش می‌یابد. نمونه JFD به علت داشتن فاصله نزدیک‌تر خاموت‌ها و رعایت ضوابط شکل‌پذیری، دارای مقدار بیشتر جذب انرژی می‌باشد؛ به طوری که حداقل مقدار جذب انرژی برای این نمونه در دریفت $7/18\%$ می‌باشد که $361\text{kN}\cdot\text{mm}$ برابر حداقل انرژی جذب شده در دریفت $7/2\%$ برای نمونه‌های JFU بود. در شکل (۱۴) منحنی تغییرات سختی اتصالات بر حسب تغییر مکان انتهای تیر اتصال نشان داده شده است که فرمول محاسبه این سختی که در سیکل محاسبه می‌شود بر روی شکل (۱۴) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، منحنی تغییرات سختی اتصال برای دو نمونه تقریباً یکسان می‌باشد. زیرا فرمول سختی در هر سیکل به صورت نسبی است و کم یا زیاد شدن نیروها در حالت رفت یا برگشت تقریباً یکسان است.

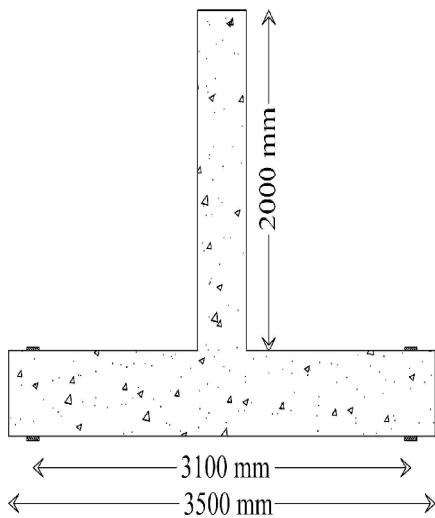


شکل ۱۳- منحنی جذب انرژی نمونه‌های آزمایشگاهی



شکل ۱۴- منحنی تغییرات سختی اتصال بر حسب تغییر مکان

نشان داده شده است. طول ناحیه شکل‌پذیر و غیر شکل‌پذیر در تیر و ستون در گروه اول و دوم به ترتیب 800 mm و 500 mm می‌باشد. در ضمن کل طول تیر و ستون در هر چهار مدل به ترتیب 2000 mm و 3500 mm می‌باشد و همچنین فاصله مرکز به مرکز بین دو تکیه گاه ستون 3100 mm در نظر گرفته شده است. در شکل (۱۷) مشخصات اتصال مدل شده نشان داده شده است که دارای اتصالات ساده و غلتکی در دو انتهای ستون می‌باشد که به منزله نقاط عطف در وسط ستون‌ها در قاب‌های واقعی می‌باشند. همچنین در شکل (۱۸) دو نمونه مدل‌های المان محدود اتصالات نشان داده شده است. مطابق این شکل، در بالا و پایین ستون و در دو طرف آن صفحات فلزی به عنوان تکیه‌گاه قرار داده شده است.



شکل ۱۷- ابعاد کلی نمونه

در جدول (۷) نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و المان محدود نشان داده شده‌اند. مطابق با این جدول، مدل آزمایشگاهی و المان محدود دارای اختلافی کمتر از 10% می‌باشند؛ به طوری که این اختلاف برای تغییر مکانی که اولین تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی مشاهده شده $6/7\%$ و برای بار تسلیم‌شدگی آرماتورهای طولی تیر اتصال $5/2\%$ و تغییر مکان نهایی $3/6\%$ و برای بار نهایی اتصال $10/5\%$ می‌باشد. عمدتاً مدل‌های المان محدود سخت‌تر از مدل‌های واقعی آزمایشگاهی هستند، زیرا ترک‌ها و بازشدنگی آن‌ها به خوبی نمی‌توانند نشان دهند که این اختلاف در مرحله جاری شدن میلگرد‌ها کمتر بوده و در حالت پلاستیک به دلیل ترک‌های زیاد دارای اختلاف بیشتری می‌باشد.

۹- مدل‌های المان محدود ساخته شده

به منظور بررسی تأثیر فواصل خاموت‌های FRP در رفتار اتصالات بتن مسلح، ۲ گروه اتصال بتنی با ابعاد و آرماتور‌گذاری متفاوت مدل‌سازی گردید.

هر گروه شامل دو اتصال می‌باشد که از لحاظ ابعاد و آرماتور‌گذاری طولی یکسان می‌باشند. در هر گروه، اتصال اول دارای خاموت FRP با شرایط شکل‌پذیر و اتصال دوم دارای خاموت FRP با شرایط غیر شکل‌پذیر می‌باشد. به عبارت دیگر در هر گروه فواصل خاموت‌های FRP در نمونه دوم دو برابر نمونه اول می‌باشد. بتن نمونه‌های المان محدود دارای مقاومت فشاری 30 MPa و مشخصات میلگرد‌های طولی فلزی همانند نمونه آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است. انتخاب ابعاد نمونه‌های المان محدود به نحوی می‌باشد که ایده تیر ضعیف-ستون قوی رعایت شده باشد. ابعاد و آرماتور‌گذاری طولی اتصالات مدل‌سازی شده در جدول (۸) نشان داده شده است.

در جدول (۹) نیز سطح مقطع خاموت‌های FRP و همچنین فواصل بین آن‌ها در ناحیه بحرانی شکل‌پذیر و غیر شکل‌پذیر

جدول ۷- مقایسه بین مدل آزمایشگاهی و المان محدود

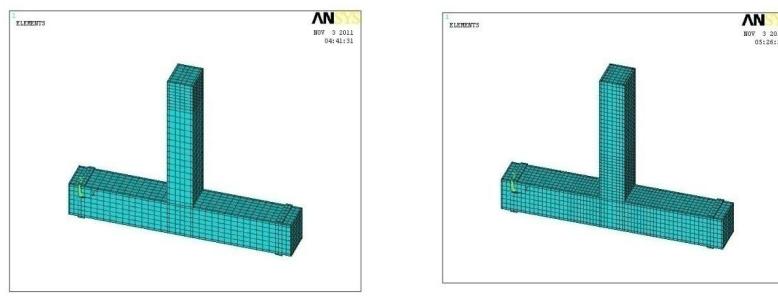
نمونه	$\Delta_y(\text{mm})$	$M_y(\text{kN.m})$	$\Delta_u(\text{mm})$	$M_u(\text{kN.m})$	در صد اختلاف نسبت به مدل آزمایشگاهی			
					$\Delta_y \%$	$M_y \%$	$\Delta_u \%$	$M_u \%$
آزمایشگاهی	۹/۸۹	۱۲/۱۳	۸۵	۳۱	۶/۷	۵/۲	۳/۶	۱۰/۵
المان محدود	۱۰/۵۶	۱۲/۷۶	۸۱/۹	۳۴/۲۱				

جدول ۸- ابعاد و آرماتور گذاری طولی اتصالات

شماره گروه	نام نمونه	(mm)		(mm)		آرماتور تیر در بالا و پایین	آرماتور ستون
		ارتفاع	عرض	ارتفاع	عرض		
۱	J1D	۴۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۴φ20	۱۲φ20
	J1U	۴۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۴φ20	۱۲φ20
۲	J2D	۵۵۰	۶۵۰	۶۵۰	۶۵۰	۵φ25	۱۶φ25
	J2U	۵۵۰	۶۵۰	۶۵۰	۶۵۰	۵φ25	۱۶φ25

جدول ۹- سطح مقطع خاموتهای FRP و فواصل بین خاموتهای

شماره گروه	نام نمونه	سطح مقطع یک ساق خاموت FRP (mm ²)	فواصل خاموتهای دار ناحیه شکل پذیر (mm)	فواصل خاموتهای غیر شکل پذیر (mm)
۱	J1D	۶	۱۰۰	۲۰۰
	J1U	۶	۲۰۰	۲۰۰
۲	J2D	۸	۱۵۰	۳۰۰
	J2U	۸	۳۰۰	۳۰۰



(ب)

(الف)

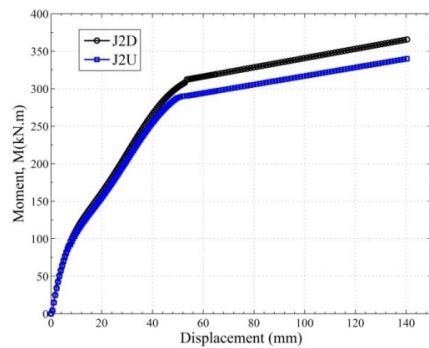
شکل ۱۸- مدل های ساخته شده در نرم افزار ANSYS: الف) مدل اتصال J1D، ب) مدل المان محدود نمونه J1U

دو اتصال یکسان بود. از تغییر مکان ۷mm تا تغییر مکان ۴۰mm اختلاف مابین منحنی های ممان- تغییر مکان افزایش نسبی می باشد و از تغییر مکان ۵۰۰ تا ۱۴۰ میلی متر اختلاف بین منحنی های هر گروه افزایش می باشد. به طوری که در گروه اول حداکثر ممان نمونه J1D ۷/۸٪ بیشتر از حداکثر ممان نمونه J1U می باشد. همچنان در گروه دوم حداکثر ممان تحمل شده به وسیله مدل J2D ۵/۷٪ بیشتر از حداکثر ممان نمونه J2U می باشد. در جدول (۱۰) نتایج حاصل از آنالیز المان محدود نمونه نشان داده شده است. مطابق نتایج به دست آمده، تغییر مکانی که در آن اولین تسلیم شدگی آرماتورهای طولی تیر اتصالات مشاهده گردید، در گروه اول برای نمونه J1D ۱۱/۱mm می باشد که نسبت به نمونه J1U ۱۵٪ کاهش نشان می دهد. در گروه دوم نمونه J2D آرماتورهای تیر در تغییر مکان ۱۷/۳mm رخ داد که نسبت به نمونه J2U ۱۹٪ کاهش نشان می دهد. مطابق آنالیز انجام شده، اولین تسلیم شدگی آرماتورهای طولی تیر در بین چهار مدل

۱۰- رفتار بار- تغییر مکان نمونه های المان محدود

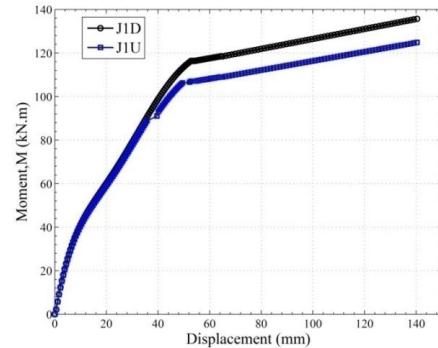
اتصالات مورد مطالعه تحت بار گذاری فرازینده در انتهای تیر قرار گرفتند. منحنی بار تغییر مکان چهار نمونه در شکل (۱۹) نشان داده شده است. کلیه نمونه ها تا دریفت ۷٪ با تغییر مکان معادل ۱۴۰mm بار گذاری گردید. مطابق با آنالیز صورت گرفته بر روی دو گروه اتصال دارای خاموت FRP، در هر گروه، اتصالات دارای خاموت FRP با شرایط شکل پذیر در ناحیه بحرانی، دارای ظرفیت برابری بالاتری نسبت به اتصال دارای خاموت FRP بدون شرایط شکل پذیر می باشند. در گروه اول نمونه J1D دارای حداکثر ممان ۱۳۵/۶kN.m می باشد که نسبت به نمونه J1U دارای اضافه ظرفیتی به میزان ۸/۶٪ است. در گروه دوم نیز ۳۶۵/۳kN.m به همین ترتیب اتصال J2D دارای حداکثر ممان ۳۶۵/۳kN.m می باشد که نسبت به اتصال J2U ۷/۳٪ افزایش نشان می دهد. همان طوری که در شکل (۱۹) نشان داده شده است در دو گروه تا تغییر مکان حدود ۷mm منحنی نیرو- تغییر مکان تقریباً برای

می باشند. اتصال J1D دارای ضریب شکل پذیری $\mu = \Delta_u / \Delta_y = 8/69$ می باشد که نسبت به نمونه J1U ۱۱/۵٪ افزایش نشان می دهد. همچنین در گروه دوم اتصال J2D دارای ضریب شکل پذیری $8/09$ می باشد که نسبت به نمونه J2U به مقدار ۲۲٪ افزایش نشان می دهد.



(ب)

المان محدود در نمونه J1D کمتر و در نمونه J2U بیشتر از از سایر نمونه ها می باشد. مطابق شکل (۲۰) و جدول (۱۰) در دو گروه، اتصال های اول هر گروه (J1D و J2D) که دارای خاموت FRP شکل پذیر می باشند دارای ضریب شکل پذیری بالاتری نسبت به اتصالات بدون خاموت FRP شکل پذیر (J1U و J2U) می باشند.



(الف)

شکل ۱۹- منحنی نیرو- تغییر مکان دو گروه اتصال: (الف) گروه اول، (ب) گروه دوم

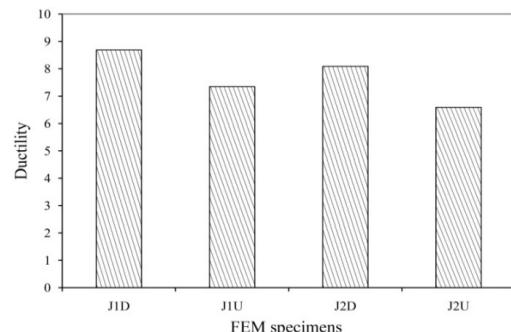
جدول ۱۰- بار و تغییر مکان تسليم و نهایی و ضریب شکل پذیری نمونه های المان محدود

نمونه	Δ_y (mm)	M_y (kN.m)	Δ_u (mm)	M_u (kN.m)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
J1D	۱۶/۱	۵۷/۱۵	۱۴۰	۱۳۵/۶	۸/۶۹
J1U	۱۹/۰۵	۶۵/۶	۱۴۰	۱۲۲/۹	۷/۳۵
J2D	۱۷/۳	۱۳۸/۷	۱۴۰	۳۶۵/۳	۸/۰۹
J2U	۲۱/۲۳	۱۴۲/۲	۱۴۰	۳۳۸/۶	۶/۵۹

نمونه دارای خاموت FRP غیر شکل پذیر دارای اضافه ظرفیتی به میزان ۱۲٪ بود.

-۲- در نمونه JFD، اولین تسليم شدگی آرماتورهای طولی تیر در تغییر مکان $9/89$ mm و در نمونه $12/44$ mm رخ داد. به طوری که تغییر مکانی که در آن اولین تسليم شدگی در نمونه JFD رخ داده نسبت به تغییر مکان تسليم شدگی نمونه JFU ۲۰٪ کاهش نشان می دهد. میزان شکل پذیری نمونه بر اساس نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان جاری شدن (Δ_y / Δ_u) در نمونه های JFD و JFU به ترتیب $8/6$ و $6/8$ بود. همچنین ضریب شکل پذیر برای اتصال دارای خاموت گذاری FRP شکل پذیر $26/۲$ ٪ بیشتر از نمونه دارای خاموت غیر شکل پذیر می باشد.

-۳- مطابق با نتایج به دست آمده از آزمایش دو اتصال، ملاحظه گردید که حداکثر کرنش نمونه های JFD و JFU در انتهای بارگذاری در خاموت های موجود در چشم اتصال به ترتیب $24/۰$ و $26/۰$ ٪ می باشد. در نمونه JFU که دارای خاموت با شرایط غیر شکل پذیر می باشد حداکثر کرنش تحمل شده توسط



شکل ۲۰- منحنی تغییرات شکل پذیری نمونه های دو گروه اتصال

۱۱- نتیجه گیری

۱- مطابق آزمایشات انجام شده ملاحظه گردید که در طول دوره بارگذاری، کاهش مقاومتی در نمونه های آزمایشگاهی مشاهده نگردید و تقریباً هر دو اتصال دوره بارگذاری را بدون افت مقاومت سپری کردند. نمونه دارای خاموت FRP شکل پذیر نسبت به

- Numerical Analysis", Journal of Composite Structures, 2012, 94, (3), 830-838.
- [6] Seyed. S., Mahini, Hamid, R., Ronagh, "Strength and Ductility of FRP Web-Bonded RC Beams for the Assessment of Retrofitted Beam-Column joints", Journal of Composite Structures 2010, 92, 1325-1332.
- [7] Ghobarah, A., Said, A., "Shear Strengthening of Beam-Column Joints", Journal of Engineering Structures 2002, 24, 881-888.
- [8] Mukherjee, A., Joshi, M., "FRPC Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Cyclic excitation", Journal of Composite Structures 2005, 70, 185-199.
- [9] ACI Committee 440 "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", ACI440.1R-03, American Concrete Institute, USA, 41p, 2003.
- [10] Canadian Standards Association, "S806-02: Design and Construction of Building Components with Fiber - Reinforced Polymers", CSA, Rexdale Ontario, 2002.
- [11] Japanese Society of Civil Engineers (JSCE), "Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials", Concrete Engineering Series 23, Tokyo, 1997.
- [12] Nanni, A., "North America Design Guidelines for Concrete Reinforcement and Strengthening Using FRP: Principles, Applications, and Unresolved Issues", Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Hong Kong, 2001.
- [13] ACI Committee 318 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971.
- [14] Sharbatdar, M. K., Saatcioglu, M. Benmokrane, B., "Experimental Investigation Behaviour of Concrete Connections Reinforced with CFRP Bars & Grids" Composite Structures, 2011, 93 (10), 2439-2449.
- [15] ANSYS User's Manual, 1996, 9th ed., SAS IP, Inc.

خاموت چشمeh اتصال ۱/۵ برابر مقادیر مجاز آیننامهای معادل ۰/۴٪ می‌باشد.

۴- حداکثر دوران مقطع برای نمونه‌های JFD و JFU به ترتیب برابر ۰/۰۵۸ و ۰/۰۵۷ رادیان می‌باشد. حداکثر زاویه انحصار برای نمونه JFD نسبت به نمونه JFU ۲ درصد بیشتر می‌باشد. همچنین نمونه JFD دارای مقدار جذب انرژی بیشتر بود؛ به طوری که حداکثر مقدار جذب انرژی برای این نمونه در دریفت ۰/۷ ۳۶۱ kN.mm می‌باشد که ۱/۱۸ برابر حداکثر انرژی جذب شده در دریفت ۰/۷٪ برای نمونه‌های JFU می‌باشد.

۵- مطابق آنالیز المان محدود در دو گروه، استفاده از خاموت‌های FRP با رعایت ضوابط شکل‌پذیری نسبت به حالاتی که فواصل خاموت‌ها بیشتر باشد، موجب افزایش میزان باربری می‌گردد. به طوری که در گروه اول، نمونه J1D دارای حداکثر ممان ۱۳۵/۶ kN.m می‌باشد که نسبت به نمونه J1U اضافه ظرفیتی ۰/۸٪ از خود نشان می‌دهد. در گروه دوم نیز به همین ترتیب اتصال J2D دارای حداکثر ممان ۳۶۵/۳ kN.m می‌باشد که نسبت به اتصال J2U ۰/۷٪ افزایش نشان می‌دهد.

۱۲- مراجع

- [1] Fukuyama, H., Masuda, Y., "Structural Performances of Concrete Frame Reinforced with FRP Reinforcement", Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, E&FN Spon, London, 1995, pp. 275-286.
- [2] Sharbatdar, M. K., "Concrete Columns and Beams Reinforced with FRP Bars and Grids under Monotonic and Reversed Cyclic Loading", PhD. Thesis, University of Ottawa, Ottawa, Canada, 2003.
- [3] Theodorakopoulos, D. D., Swamy, R. N., "A Design Model for Punching Shear of FRP-Reinforced Slab-column Connections", Journal of Cement & Concrete Composites, 2008, 30, 544-555.
- [4] Ceroni, F., "Experimental Performances of RC Beams Strengthened with FRP Materials", Journal of Construction and Building Materials 2010, 24, 1547-1559.
- [5] Si-Larbi, A., Agbossou, A., Ferrier, E., Michel, L., "Strengthening RC Beams with Composite Fiber Cement Plate Reinforced by Prestressed FRP Rods: Experimental and

EXTENDED ABSTRACT

Experimental and Finite Element Investigations of FRP Stirrups Effects on Cyclic Behavior of Concrete Joints

Mohammad Kazem Sharbatdar*, Ahmad Dalvand, Aboozar Hamzenezhadi, Ali Nikui

Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Semnan, Iran

Received: 26 May 2012; **Accepted:** 16 October 2012

Keywords:

RC Connections, FRP stirrup, Experimental tests, Finite element analysis, Ductility, Allowable strain, closed spacing

1. Introduction

In recent decades, the use of FRP fibres in concrete structures has been considered by researchers due to their high corrosion resistance. The use of FRP composites in strengthening members of reinforced concrete structures such as beams and joints has been of great interest for civil engineers in recent years. Various designing codes for using FRP material in concrete structures were presented. Many existing reinforced concrete buildings were already designed for gravity loads and lateral forces that may be much smaller than those prescribed by existing building codes. Berg and others have studied on cost analysis of an FRP reinforced concrete bridge deck. Their conclusions showed that construction of an FRP reinforced concrete bridge deck using conventional construction technology and labor was accomplished with a 57% savings in construction labor over nominally identical steel rebar reinforced deck.

2. Methodology

2.1. Experimental study

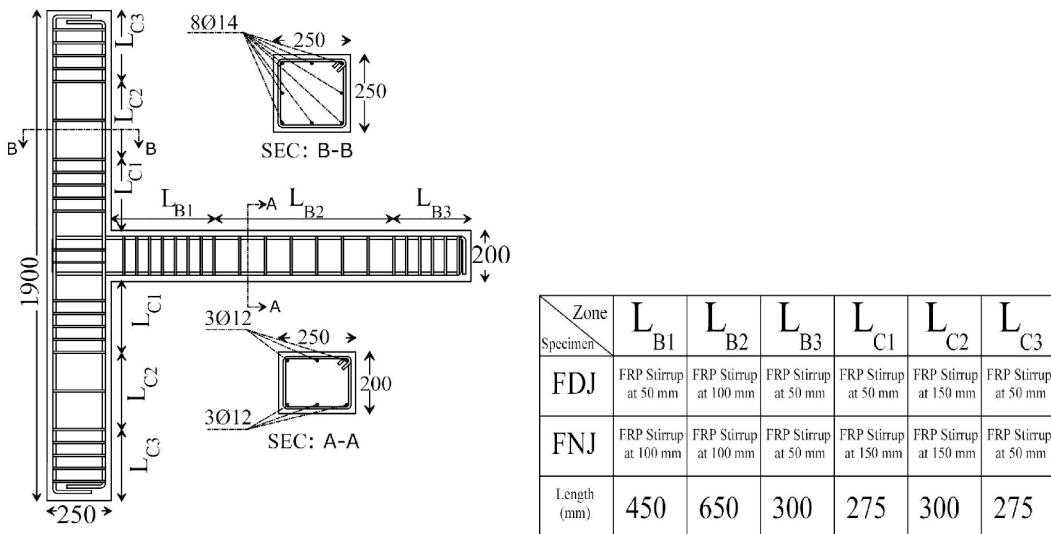
In order to examine the effect of FRP stirrups distance on the cyclic behavior of concrete joints, two half-scale specimens were constructed with the same steel longitudinal bars ($8\phi 14$ in columns and totally $6\phi 12$ at the top and bottom of the beams) and same dimensions, 250 mm square columns and 200 by 250 mm beams (height by width). The first joint had closed space FRP stirrups considering design code ductility regulations and was introduced as FDJ (FRP Ductile Joints), and the other had wider double spaced FRP stirrups and was introduced as FNJ (FRP Non-ductile Joints). Characteristics of the joints have been shown in Fig. 1 and given in Table 1.

2.2. FE modeling

ANSYS finite element program was used to examine the behaviour of these two connections (with different distances of stirrups) and the calibration or prepared models against laboratory test results. The finite element models were generated at two different groups, each group with two different stirrup spacing.

* Corresponding Author

E-mail addresses: msharbatdar@semnan.ac.ir (Mohammad Kazem Sharbatdar) A_dalvand@sun.semnan.ac.ir (Ahmad Dalvand), A_hamzenezhadi@sun.semnan.ac.ir (Abouzar Hamzenezhadi), A_nikui@sun.semnan.ac.ir (Ali Nikue)

**Fig. 1.** Schematic of joint specimens**Table 1.** Details of experimental joint specimens with CFRP materials

Specimen	Number of rods (14 mm)	Number of rods (12 mm)		Stirrups Distance in the ductile region (mm)		Stirrups Distance in the non-ductile region (mm)		Number of stirrups in joint
		Bottom	Top	Beam	Column	Beam	Column	
FDJ	8	3	3	50	50	100	150	2
FNJ	8	3	3	100	100	100	150	1

3. Results and discussion

The distance between stirrups has an important effect on the cyclic behaviour of connections and the amount of energy absorption and dissipation. The distance between stirrups is much influential on the behaviour of RC connections. To design the FRP stirrups cross section, equivalent cross section of steel stirrup was adopted by assuming 6 mm diameter steel stirrups and 28.3 mm^2 cross section and 260 MPa yield strength. According to design code regulations of ACI 318, shear capacity of steel stirrups was calculated by Eq. (1).

$$V_s = \frac{A_{sv} F_y d}{S_s} \quad (1)$$

Where A_{sv} , F_y , d and S_s are the sum of the areas of two steel stirrups legs, steel bar yield strength, effective height and spacing of steel stirrups, respectively. If FRP fibers are used, shear capacity of FRP stirrups is calculated by Eq. (2) based on ACI 440 and Canadian design code CSA.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \quad (2)$$

Where V_f , A_{fv} , f_{fv} and s are shear capacity of FRP stirrups, the sum of the areas of two FRP stirrups legs, spacing of stirrups, and effective tensile strength of FRP stirrups. According to ACI-440-R1, effective tensile strength in FRP stirrups is assumed to be $0.004 E_f$ when E_f is the modulus of elasticity of FRP stirrups. Required equivalent cross section of FRP stirrups was calculated according to Eq. (3) by assuming 0.4% strain for FRP stirrups and equality of shear capacity of FRP and steel stirrups.

$$A_f = \frac{A_{sv} F_y}{0.004 E_f} \quad (3)$$

4. Conclusions

The experimental results showed that the additional capacity of the specimen with closely spacing stirrups was 12% more than that of the companion specimen with widely spacing stirrups, and also the ductility coefficient of the former specimen was 26% higher than of that of the later specimen. The results also showed that the maximum strains gained at the connection panel stirrups was about 50% more than the maximum allowable amount given at the design code provisions. Numerical analysis showed that all specimens reinforced with FRP stirrups designed based on design code ductility regulations at closed space had averagely 8% higher loading capacity and joints with closed ductile stirrups had higher ductility coefficients up to 20% compared to joints with wide stirrup spacing.