



کد مقاله: ۱-۱۶۳

بررسی تحلیلی اتصال تیر به ستون بتنی مقاوم سازی شده با CFRP

غلامرضا هوائی^۱

۱-عضو هیأت علمی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، havaei@aut.ac.ir

چکیده

عملکرد صحیح اتصالات از مهمترین عوامل موثر بر رفتار قاب خمشی تحت بار جانبی می باشد. در مواقعی که قاب خمشی بتن آرمه تحت بار جانبی قرار می گیرد در اتصالات آن نیروهای برشی قابل توجه ایجاد می شود که با تغییر شکل های زیادی همراه است. در این مقاله تقویت اتصالات غیرلرزه‌ای با استفاده از پلیمر های الیافی تقویت شده با فیبر کربن (CFRP) مورد مطالعه قرار گرفته است. تمرکز این مطالعه بر روی استفاده از ورقه‌های CFRP برای رسیدن به یک راه موثر و کارآمد برای ارتقاء و بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات از لحاظ باربری، جذب انرژی، شکل پذیری و سختی اولیه می باشد. نتایج به دست آمده نشان می دهد که تطابق مناسبی بین نتایج مدل مذکور و نتایج مطالعات آزمایشگاهی پیشین وجود دارد. همچنین اضافه کردن مناسب کامپوزیت‌های CFRP به نمونه‌های غیر لرزه‌ای میزان بیشینه باربری، جذب انرژی، سختی اولیه و شکل پذیری نمونه‌ی مورد بررسی را به طور قابل توجهی افزایش می دهد.

کلمات کلیدی: اتصال بتن آرمه ، مقاوم سازی ، ورقه های CFRP ، باربری، جذب انرژی

۱- مقدمه

از میان ضعف های موجود در اتصالات ضعف برشی به دلیل عدم تعبیه میلگرد های عرضی محصور کننده در ناحیه اتصال ساختمانهای بتن مسلح ، آسیب پذیرترین المان را در این نواحی ایجاد می کند که منجر به خرابی زود هنگام اتصال قبل از رسیدن اعضای آن به مقاومت نهایی خود می گردد. در شکل ۱ خرابی اتصالات در زلزله ۱۹۹۹ کوچی ترکیه نشان داده شده است [1]. یکی از روشهای مقاوم سازی برای انواع ساختمان ها استفاده از الیاف پلیمری می باشد. این روش به لحاظ اقتصادی با روش های سنتی قابل رقابت بوده و همچنین دارای قابلیت اجرای سریع و آسان می باشد. استفاده از مواد مرکب ساخته شده از الیاف در محیط رزین پلیمری به عنوان پلیمر های مسلح شده با الیاف بعنوان یک ضرورت در جایگزینی مصالح سنتی و شیوه های موجود می باشد.



شکل ۱: خرابی اتصالات در زلزله ۱۹۹۹ کوچی ترکیه

به علت وجود تیر عرضی ارائه یک روش تقویت از طریق قنطاق کردن بتن هسته این ناحیه در نتیجه بالا بردن مقاومت برشی ناحیه اتصال به گونه ای که حالت خرابی به سمت تشکیل مفصل پلاستیک تیر سوق یابد عملاً کار چندان ساده ای نیست. در مورد اتصالات خصوصاً با استفاده از پلیمرهای مسلح به الیاف تقریباً تمامی مطالعات انجام گرفته بر روی نمونه های ساده شده و یکطرفه اتصالات می باشند و از اثرات وجود تیر عرضی در ممانعت از قنطاق کردن ناحیه اتصال صرف نظر شده است (شکل ۲-a) [1]. همچنین در نمونه های ساده شده ورقه های تقویتی بر روی ناحیه اتصال نصب میگردد که الیاف از بروز ترکها و شکست در این ناحیه جلوگیری میکند (شکل ۲-b) [2]. در سازه های واقعی تیر فرعی امکان نصب ورق های تقویتی در ناحیه اتصال را نمی دهد بنابراین تکنیک های پیشنهاد شده تا این زمان مستقیماً قابل کاربرد در مورد سازه های واقعی نمی باشد.



(a)



(b)

شکل ۲: مدل های مطالعاتی پیشین

در زمینه تقویت اتصالات داخلی با CFRP، محققین زیادی به تحقیق پرداخته اند. بیشتر مطالعات آزمایشگاهی بر روی تعمیر اتصالات آسیب دیده با FRP بوده و در زمینه مقاوم سازی اتصال قبل از تخریب مطالعات محدودی انجام گرفته است. نتایج حاصل از مطالعه مسلم [3] نشان می دهد که تعمیر اتصالات ترک خورده با استفاده از پوشش کامل کامپوزیت باعث افزایش مقاومت خمشی و شکل پذیری می شود.

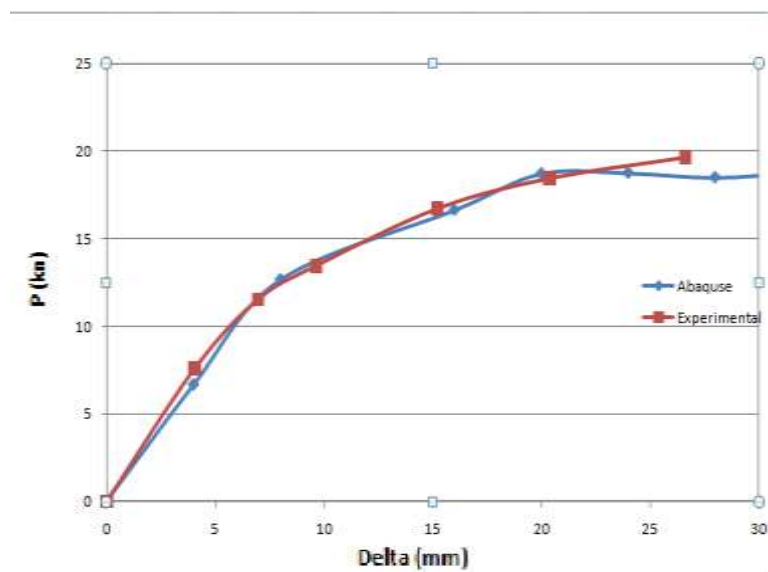
برگی و گرجی [4] با مقاوم سازی اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه FRP رفتار مقاومتی و شکل پذیری آن را در برابر نیروهای جانبی وارد بر قاب خمشی مورد مطالعه قرار دادند. مقایسه نتایج تحلیل بین نمونه های تقویت شده و نشده نشان داد که با استفاده از این تقویت، سختی، ظرفیت باربری و همین طور شکل پذیری نهایی اتصالات تا حد زیادی بهبود می یابد.

لی و همکاران [5] استراتژی نوسازی برای افزایش مقاومت و سختی اتصال تیر به ستون را مورد بررسی قرار دادند. این محققین یک مدل تحلیلی را برای پیش بینی برش اتصالات مقاوم سازی شده با CFRP پیشنهاد نمودند. نتایج حاصل از مطالعه ی آنها نشان داد که اتصالات تیر به ستون مقاوم سازی شده توسط CFRP می تواند سختی، مقاومت و ظرفیت اتلاف انرژی آنها را افزایش دهد. استراتژی نوسازی آنها برای افزایش انعطاف پذیری اتصال و انتقال مود خرابی به تیر یا به تاخیر اندازی مود شکست برشی موثر بود.

لی ترونک و همکاران یک مطالعه آزمایشگاهی [6] و یک مطالعه تحلیلی [7] بر مدلسازی اتصالات تیر- ستون خارجی بتن مسلح تقویت شده با استفاده از ترکیبات پلیمر کربن مسلح شده با فیبر CFRP در معرض بارگذاری جانبی انجام دادند. مطالعه آنها بر تاثیر استفاده از ورقهای CFRP برای افزایش مقاومت و انعطاف پذیری اتصالات تیر به ستون غیر لرزه ای متمرکز بود. نتایج آزمایش نشان داد که افزودن مناسب ترکیبات CFRP به نمونه های غیر لرزه ای به وضوح مقاومت جانبی را به مانند انعطاف پذیری نمونه های تست شده بهبود داده است. علی الخصوص، پیکربندی پوشش X شکل، نوار بر روی ستون و دو لایه از ورقهای CFRP منجر به عملکرد بهتر در مورد انعطاف پذیری و مقاومت شده است.

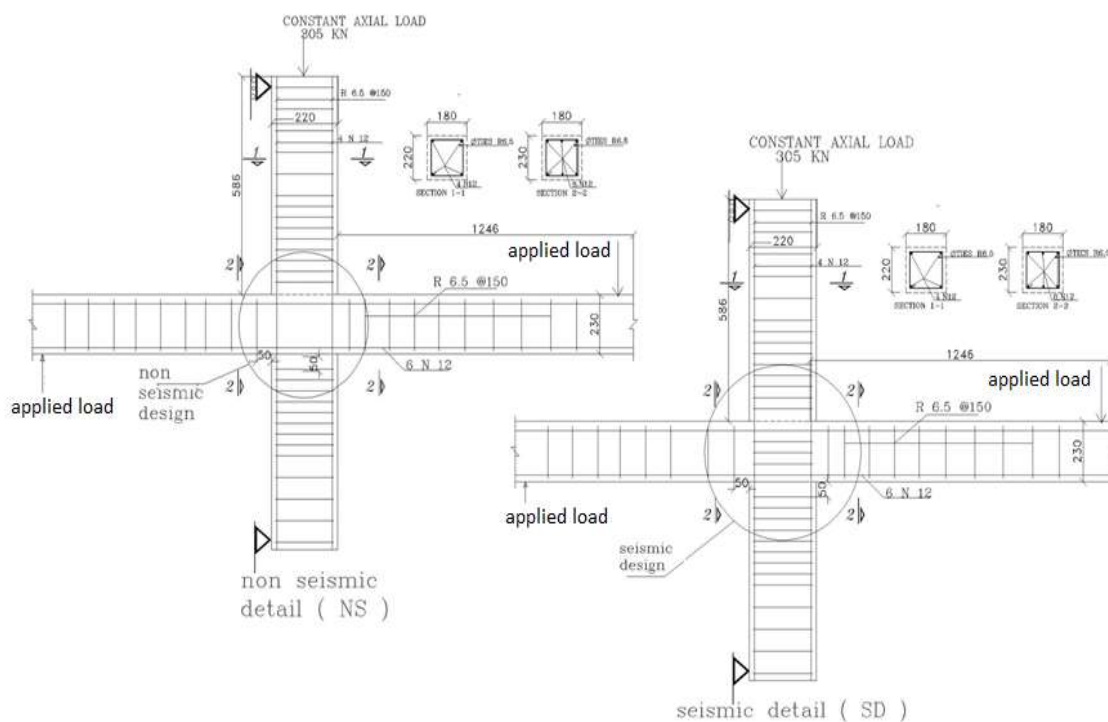
۲- مدلسازی اجزا محدود

یک مدل با استفاده از نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS بر اساس مدل آزمایشگاهی مهبینی و همکارانش [8] ساخته شده و مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل ۳ نمودار بار-تغییر مکان برای نمونه کنترلی می باشد که صحت روند مدلسازی بین مدل عددی و آزمایشگاهی را نشان می دهد.



شکل ۳: منحنی بار - تغییر مکان اتصال

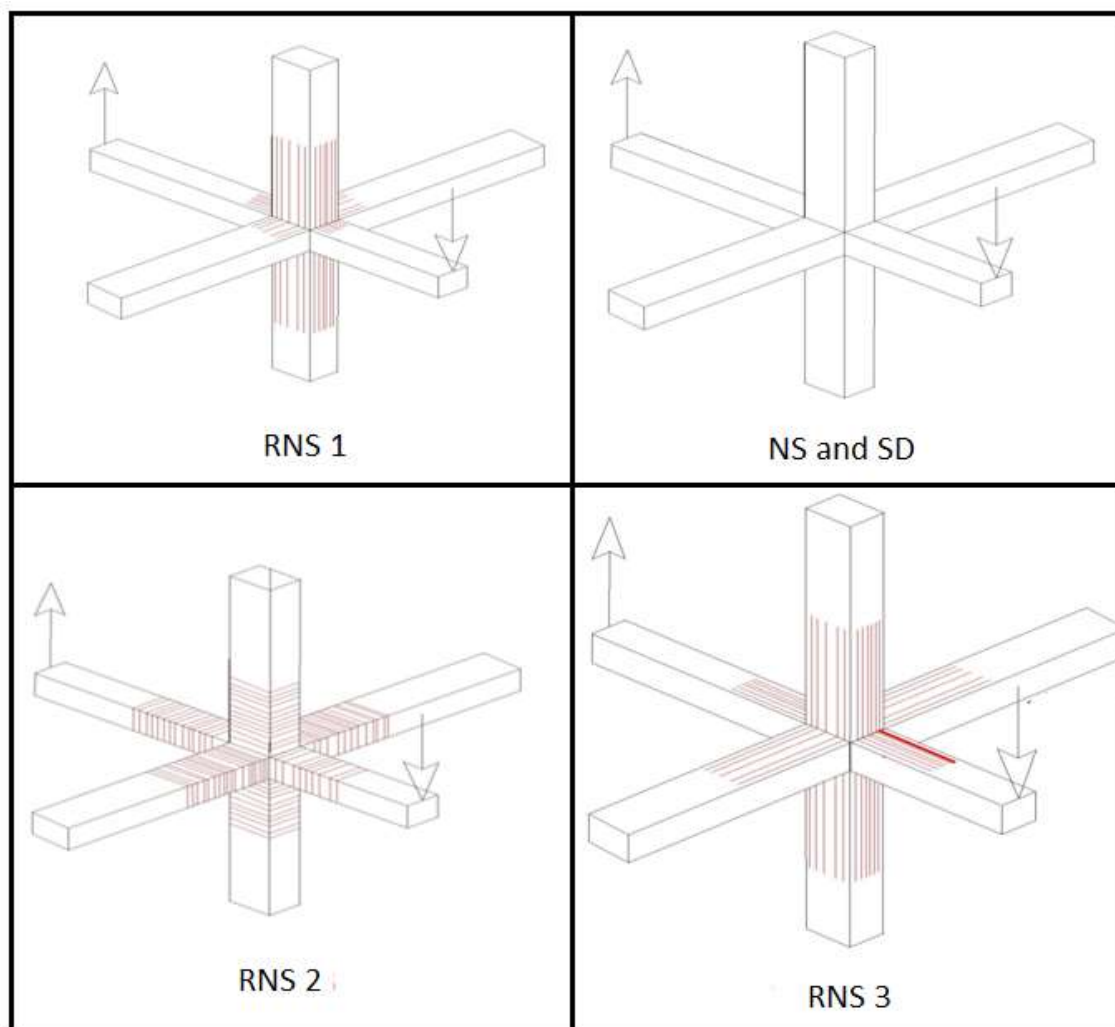
برای مدل‌سازی سه بخش (Part) در نرم افزار شامل: بتن، آرماتور و CFRP در نرم افزار ساخته شد. همچنین، برای رفتار بتن تحت بار یکنواخت از مدل رفتاری Concrete damage plasticity در نرم افزار استفاده شد. به هنگام مدل‌سازی رفتار بتن را به وسیله تنش تسلیم در مقابل کرنش غیر خطی مدل گردید. همچنین برای تعریف مدول الاستیسیته از مدول سکانتی که برابر است با شیب خط مستقیمی که مبداء را به نقطه ای با مختصات $0.4 f'_c$ متصل می کند، استفاده گردید. تیرها و ستون‌ها هر کدام دارای آرماتورهای طولی به قطر ۱۲ میلیمتر و به مقاومت ۵۰۰ مگا پاسکال می باشند که در چهار گوشه مقطع قرار دارند. میلگرد های عرضی به قطر ۶٫۵ میلیمتر و به مقاومت ۳۸۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شده اند. برای تقویت نمونه نیز از یک لایه ورق CFRP با مقاومت کششی ۳۹۰۰ مگا پاسکال و ضخامت ۰٫۱۶۵ میلیمتر استفاده شده است. برای ارزیابی رفتار بار جابجایی نوک تیر، یک بار مونوتونیک بر تیر اعمال گردیده است. شکل ۴ جزئیات نمونه‌های NS (غیر لرزه‌ای) و SD (طراحی لرزه‌ای) را نشان می‌دهد. ابعاد و تعداد تقویت‌های طولی این دو نمونه مثل هم است. وجه تمایز نمونه‌ی NS با دیگر نمونه (SD) عدم دارا بودن تقویت‌های عرضی در منطقه‌ی اتصال تیر-ستون است.



شکل ۴: جزئیات مدل‌ها

مدل‌های تقویت شده با CFRP بر اساس نمونه‌ی NS ساخته شده‌اند اما نحوه‌ی لفافه کردن آن‌ها توسط ورقه‌های CFRP در اتصالات، متفاوت بوده که در شکل ۵ آورده شده است. مدل RNS 2 و RNS 3 در طول برابر با ۲۰ درصد طول تیر و ستون با الیف

کامپوزیت تقویت شده اند. در نمونه RNS 1 طول الیاف تقویتی بر روی ستون برابر با ۲۰ درصد طول ستون و بر روی تیر برابر با ۵ درصد طول تیر میباشد. همچنین در مدل RNS 1 و RNS 3 امتداد راستای اصلی الیاف موازی محور طولی تیر و ستون است در حالی که در در مدل RNS 2 عمود بر امتداد محور طولی تیر ستون است و به صورت دورپیچ استفاده شده است.



شکل ۵

در این مطالعه از تحلیل پوش آور استفاده شده است. آنالیز مورد نظر در سه مرحله انجام گردیده است. ابتدا شرایط تکیه گاهی به سازه اعمال گردید سپس بار افزایشی ۳۰۵ کیلونیوتن بر روی ستون اعمال گردید، به نحوی که در مراحل بعدی به صورت ثابت باقی می ماند. در انتها در نوک تیر بار افزایشی با کنترل جابجایی اعمال شد. در این تحلیل برای مدلسازی بتن، CFRP و آرماتور ها در ABAQUS به ترتیب از المانهای S8R، C3D8R و المان خطی دو گره ای T3D2 استفاده گردیده است. مشخصات مورد استفاده مصالح در جدول ۲، ۳ و ۴ نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات بتن مورد استفاده

Speciment	$F_c (Mpa)$	$f_r (Mpa)$	$E_c (Gpa)$	ϵ_c	ν_c
C_0	40	3.79	26.7	0.003	0.2

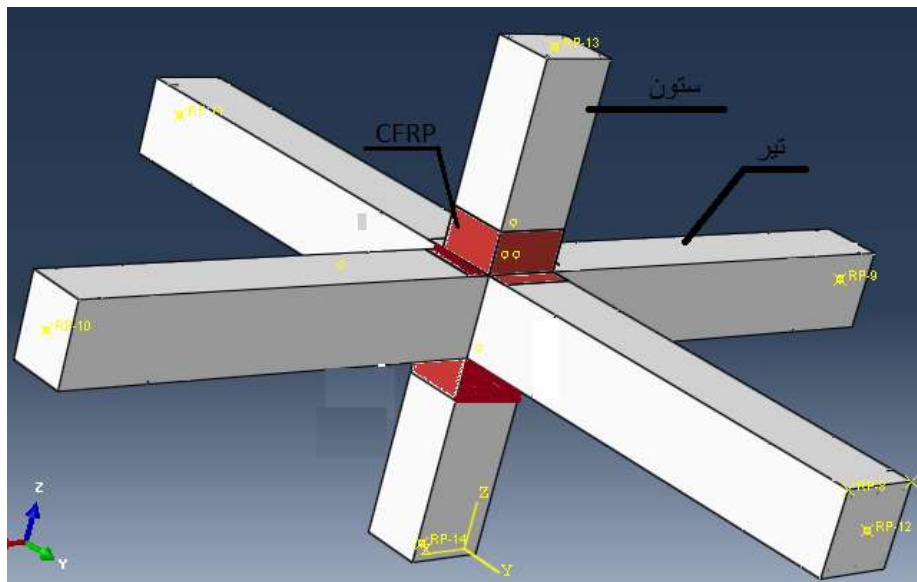
جدول ۲: مشخصات فولاد مصرفی

Steel	$f_y (Mpa)$	$E_s (Gpa)$	ϵ_s	ν_s
N_{12}	500	200	0.004	0.3
$R_{6.5}$	380	200	0.002	0.3

جدول ۳: مشخصات الیاف CFRP مورد استفاده

Speciment	$t_f (mm)$	$f_{frp} (Mpa)$	$E_{frp} (Gpa)$	ϵ_{frp}	ν_{frp}
$CFRP$	0.165	3900	240	0.0155	0.2

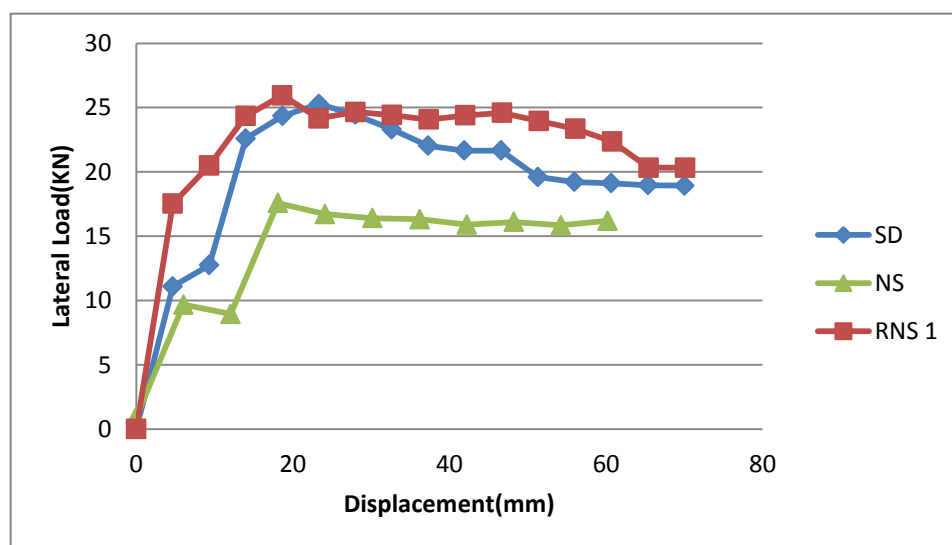
در شکل ۶، مدل RNS 1 ایجاد شده در نرم افزار نشان داده شده است.



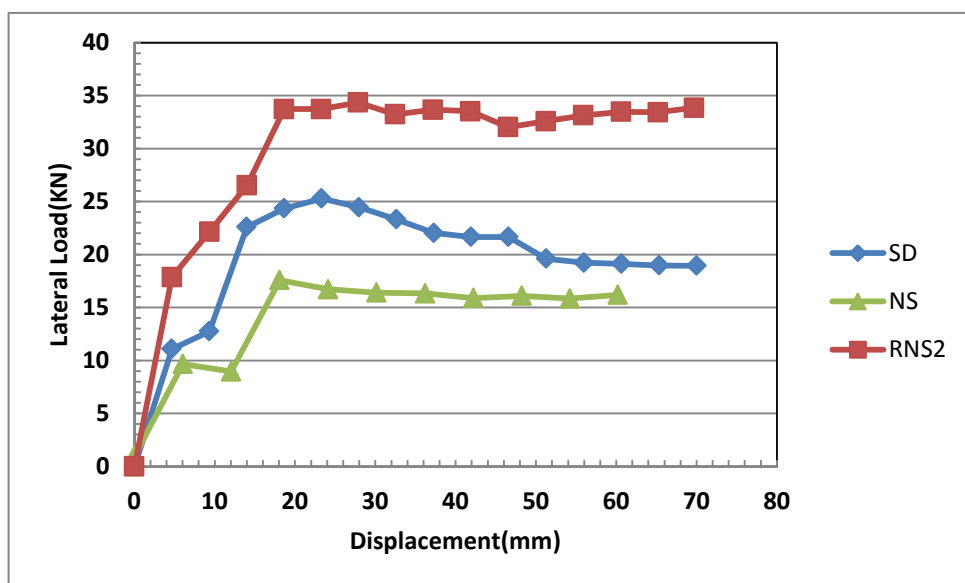
شکل ۶

۳- نتایج آنالیز غیر خطی

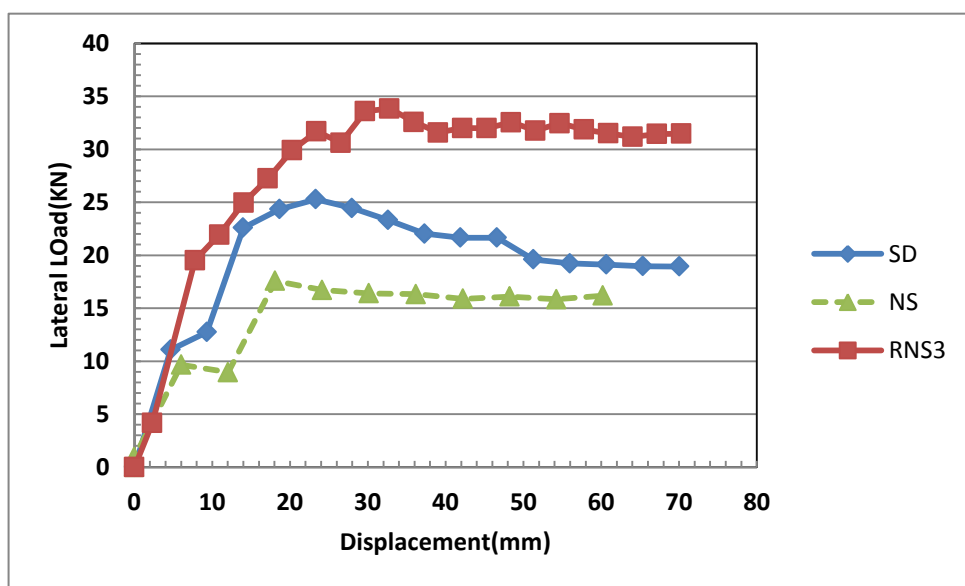
پس از تحلیل غیر خطی نمونه ها در نرم افزار، نتایج تحلیل برای ۵ اتصال به صورت منحنی بار تغییر مکان ترسیم شده اند. در شکل ۷، منحنی بار جابجایی نمونه مبنا NS، SD با منحنی نمونه تقویت شده RNS 1 ترسیم شده است. شکل کلی این منحنی برای هر دو نمونه SD، RNS 1 مشابه یکدیگر می باشد. با بررسی نتایج مدل پیشنهادی مشاهده می گردد که منحنی ها از چندین بخش متفاوت تشکیل شده است. قسمت اول خطی منحنی ها مربوط به قسمت ارتجاعی نمونه قبل از شروع ترک خوردگی نمونه می باشد. پس از بخش خطی در نمودار یک پرش جزئی اتفاق می افتد که مربوط به شروع ترک خوردگی می باشد. در ادامه منحنی با شیب ثابتی ادامه می یابد که ناشی از روند ترک خوردگی در اتصال می باشد. پس از ترک خوردگی در اتصال، شیب منحنی دچار تغییر شده و تا نقطه حداکثر بار قابل تحمل مدل پیش می رود. این بخش از نمودار مربوط به ناحیه پلاستیک میلگرد ها می باشد. نهایتاً منحنی حالت نزولی پیدا کرده و با افزایش جابجایی بار کمتری را تحمل می نماید. در این شکل منحنی مدل NS در جابجایی ۷٫۸ میلیمتر بعد از تحمل بار ۹٫۶ KN با کاهش ناگهانی باربری روبرو میگردد که نشان از شکست برشی ترد و ناگهانی اتصال می باشد. در شکل های ۶ و ۷ منحنی بار جابجایی نمونه مبنا NS، SD با منحنی نمونه های تقویت شده RNS 2 و RNS 3 ترسیم شده است. در شکل ۷ مشاهده میگردد زمانی که مدل RNS 2 جابجایی ۲۰ میلیمتر را تجربه میکند یک کاهش ناگهانی بار اتفاق می افتد. دلیل کاهش بار جدا شدن ورقه های لایه های تقویتی از بتن و تخریب بتن زیر ورقه های تقویتی میباشد [5].



شکل ۷: منحنی بار-تغییر مکان نمونه RNS 1 و نمونه های مبنا



شکل ۸: منحنی بار-تغییر مکان نمونه RNS2 و نمونه های مینا



شکل ۹: منحنی بار-تغییر مکان نمونه RNS3 و نمونه های مینا

جدول ۴:

نام اتصال	بار نهایی نمونه (kN)	سبب بار نهایی نمونه به بار نهایی نمونه	سبب بار نهایی نمونه به بار نهایی نمونه
NS	17.58	1	SD
SD	25.28	1.437998	1
RNS 1	25.95	1.476109	1.026503
RNS 2	34.34	1.953356	1.358386
RNS 3	33.84	1.924915	1.338608

با بررسی جدول ۴ مشاهده میگردد نمونه های RNS 2 و RNS 3 با افزایش ۹۵ و ۹۲ درصدی بار حداکثر قابل تحمل نسبت به نمونه NS عملکرد خیلی خوبی داشتند. علاوه بر این با افزایش ۳۵ درصدی بار نهایی نسبت به نمونه SD، به خوبی توانسته اند عدم وجود آرماتورهای عرضی در ناحیه اتصال را جبران کنند. مدل RNS 1 نیز در افزایش باربری نسبت به نمونه های مبنا عملکرد قابل قبولی داشت. همچنین مشاهده میگردد که نبود خاموت در ناحیه اتصال در نمونه NS باعث کاهش ۳۰ درصدی باربری نسبت به نمونه SD که در ناحیه اتصال آن از خاموت استفاده شده است، میگردد.

با توجه به اینکه الیاف کامپوزیت دارای سختی بالایی هستند، میتوانند با افزایش سختی اتصال، تغییر شکلها و جابجایی ها را کنترل نمایند.

جدول ۵:

نام اتصال	سختی اولیه نمونه (KN / mm)	نسبت سختی اولیه نمونه به سختی اولیه نمونه NS	نسبت سختی اولیه نمونه به سختی اولیه نمونه SD
NS	1.6	1	0.672778
SD	2.378282	1.486426	1
RNS 1	3.761455	2.35091	1.58164
RNS 2	3.816566	2.385354	1.604813
RNS 3	2.504941	1.565588	1.053293

در جدول ۵ با بررسی سختی اولیه مدلها مشاهده میگردد نمونه های RNS 1 و RNS 2 دارای افزایش 135 درصدی سختی اولیه نسبت به نمونه NS هستند. علاوه بر این با افزایش ۵۸ درصدی سختی اولیه نسبت به نمونه SD، به خوبی توانسته اند عدم وجود آرماتورهای عرضی در ناحیه اتصال را جبران کنند. همچنین مشاهده میگردد که نبود خاموت در ناحیه اتصال در نمونه NS باعث کاهش ۳۳ درصدی سختی اولیه نسبت به نمونه SD که در ناحیه اتصال آن از خاموت استفاده شده است، میگردد. همچنین مدل تقویتی شماره ۳ نیز عملکرد قابل قبولی در افزایش سختی اولیه داشته و تقریباً سختی اولیه برابر با مدل SD دارد.

زلزلهی Kocaeli ترکیه که در سال ۱۹۹۹ رخ داد دوباره اهمیت طراحی برای رفتار شکل پذیری سازه های بتنی را آشکار کرد. شکل پذیری را می توان به عنوان توانایی سازه یا اجزای آن یا مواد استفاده شده در آن برای مقاومت در دامنه ی غیر ارتجاعی واکنش تعریف کرد. با توجه به این قابلیت یک مساله در اینجا مطرح است که آیا استفاده از مواد CFRP یک راه حل موثر جایگزین برای افزایش شکل پذیری و ظرفیت برشی این سازه هایی که در معرض بارهای زلزله ای قرار می گیرند باشد یا خیر. در این بررسی [۱] شکل پذیری یک نمونه را می توان از معادله ی زیر به دست آورد:

(۱)

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

که در آن Δu جابجایی نهایی به عنوان جابجایی که برابر با ۱۰٪ تنزل قدرت نهایی (P_{max}) نمونه است تعریف می شود و در جابجایی جاری شدن Δy مقدار جابجایی برابر با اولین جاری شدن میلگرد های طولی تیر است. با توجه به نمودار داریم:

جدول ۶:

نسبت شکل پذیری نمونه به شکل پذیری نمونه SD	نسبت شکل پذیری مونه به شکل پذیری نمونه NS	شکل پذیری نمونه	Δ_U نمونه (mm)	Δ_y نمونه (mm)	نام اتصال
0.715351	1	5.833333	35	6	NS
1	1.397915	8.154506	38	4.66	SD
1.467386	2.051282	11.96581	56	4.68	RNS 1
1.834233	2.564103	14.95726	70	4.68	RNS 2
1.101953	1.540436	8.985879	70	7.79	RNS 3

با مطالعه جدول ۶ در می یابیم مدل تقویت شده RNS2 با افزایش ۱۵۰ درصدی شکل پذیری بهترین عملکرد را دارد. همچنین تمامی نمونه های تقویت شده علاوه بر اینکه توانسته اند کاهش ۲۸ درصدی شکل پذیری ناشی از عدم استفاده از خاموت را جبران کرده عملکرد به مراتب بهتری از نمونه SD دارند.

یکی دیگر از مهمترین فاکتورهای سازه های مقاوم در برابر زلزله، میزان جذب و استهلاک انرژیهای وارده توسط آن سازه میباشد. سطح زیر منحنی بار-جابجایی بیانگر میزان جذب انرژی مدل های پیشنهادی میباشد.

جدول ۷:

سبت جذب انرژی مدل به جذب انرژی مدل SD	سبت جذب انرژی مدل به جذب انرژی مدل NS	میزان جذب انرژی مدل	نام اتصال
0.774413	1	1023	NS
1.000513	1.291963	1321.678	SD
1.186204	1.531745	1566.975	RNS 1
1.582696	2.043736	2090.742	RNS 2
1.493946	1.929132	1973.502	RNS 3

با بررسی جدول ۷ مشاهده میگردد مدل پیشنهادی RNS 2 با افزایش ۱۰۴ درصدی میزان جذب انرژی نسبت به نمونه NS بهترین عملکرد را نسبت به سایر مدل های پیشنهادی دارد. همچنین مدل های RNS 1 و RNS 2 به ترتیب با افزایش ۹۲ و ۵۳ درصدی عملکرد خیلی خوبی در افزایش جذب انرژی دارند. تمامی مدل های تقویت شده دارای جذب انرژی بیشتری از مدل SD میباشند که نشان از توانایی مدل های تقویتی پیشنهادی در جبران کاهش جذب انرژی به دلیل عدم استفاده خاموت در اتصال می باشد. همچنین مشاهده میگردد که نبود خاموت در ناحیه اتصال در مدل NS باعث کاهش ۲۳ درصدی جذب انرژی نسبت به نمونه SD که در ناحیه اتصال آن از خاموت استفاده شده است، میگردد.

۴-نتیجه گیری

مدل های تقویت شده به خوبی توانسته اند عدم وجود آرماتورهای عرضی در ناحیه اتصال را جبران کنند. علاوه بر این عملکرد به مراتب بهتری از نمونه SD را دارا می باشند. رفتار و شکل کلی منحنی بار-جابجایی مربوط به مدل های تقویت شده مشابه نمونه SD (طراحی لرزه ای) می باشد. با توجه به نتایج خروجی منحنی های بار-جابجایی مشاهده می گردد بهترین عملکرد را مدل RNS2 با افزایش ۹۵ درصدی بار حداکثر قابل تحمل، همچنین افزایش ۱۵۰ درصدی شکل پذیری، ۱۳۸ درصدی سختی اولیه و ۱۰۸ درصدی میزان جذب انرژی نسبت به نمونه NS دارا میباشد. نتایج فوق نشان میدهد برای افزایش باربری، سختی اولیه، میزان جذب انرژی و شکل پذیری، دورپیچ کردن و محصور کردن ناحیه اتصال با CFRP، بهترین عملکرد را نسبت به سایر حالت های چسباندن CFRP بر روی وجوه تیر و ستون دارد. همچنین مطالعه نتایج خروجی منحنی های بار-جابجایی و مقایسه منحنی های مدل های NS و SD نشان از کاهش ۳۰ درصدی بار حداکثر قابل تحمل، همچنین کاهش ۲۸ درصدی شکل پذیری، ۳۳ درصدی سختی اولیه و ۲۳ درصدی میزان جذب انرژی مدل NS نسبت به مدل SD دارد. همچنین عدم استفاده از خاموت در ناحیه اتصال باعث بروز شکست ترد برشی اتصال میگردد که مغایر با توصیه های معتبر میباشد

مراجع

- [1] Ghobarah A, Said A. "Shear strengthening of beam-column joint", *Engineering Structures, Volume 24, Issue 7, July 2002, Pages 881-888*
- [2] Guo-Lin Wang, Jian-Guo Dai, J.G. Teng "Shear strength model for RC beam-column joints under seismic loading" *Engineering Structures, Volume 40 (2012) Pages 350-360*
- [3] Mosallam, A.S. Strength and Ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates. *Composites: Part B 31 (2000) 481±497.*
- [۴] برگگی، خ. صفری گرجی، م. مقاوم سازی اتصالات بتن آرمه با ورقه های FRP در مقابل نیروهای جانبی وارد بر قاب خمشی، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله. ۱۳۸۶.
- [5] Lee, W.T. Chiu, Y.J. Shih, M.H. "Reinforced concrete beam-column joint strengthened with carbon fiber reinforced polymer". *Composite Structures, Volume 92, Issue 1, Pages 48-60, 2010.*
- [6] Le-Trung, K. Lee, K. Lee, J. Lee, D.H. Woo, S. Experimental study of RC beam column joints strengthened using CFRP composites. *Journal of Structural Engineering, Composit Part B – Eng 2010;41(1):76-85.*
- [7] Le Trung, Kien. Lee, Kihak. Myoungsu, Shin. Lee, Johang. Analytical assessment and modeling of RC beam-column connections strengthened with CFRP composites. *Composites Part B: Engineering, Volume 42, Issue 7, October 2011, Pages 1786-1798.*
- [8] Mahini SS, Ronagh HR. Web-bonded FRPs for relocation of plastic hinges away from the column face in exterior RC joints. In: *Composite Structures Volume 93 (2011) 2460-2472*