



مقاوم سازی اتصالات بتن آرمه با ورقه های FRP در مقابل نیروهای جانبی وارد بر قاب خمشی

* خسرو برگی**؛ میثم صفری گرجی

چکیده

هنگامی که قاب خمشی بتن آرمه تحت تاثیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله قرار می گیرد، در اتصالات آن نیروهای برشی قابل توجهی ایجاد می شود که با تغییر شکل های زیادی همراه است، لذا عملکرد صحیح اتصالات از مهم ترین عوامل مؤثر بر رفتار مناسب قاب خمشی هنگام وقوع زلزله می باشد. در این تحقیق هدف بر این است که با مقاوم سازی اتصالات بتن آرمه با استفاده از ورقه های FRP رفتار مقاومتی و شکل پذیری این گونه اتصالات را در برابر نیروهای جانبی وارد بر قاب خمشی بهبود بخشیم. برای این کار، یک نمونه اتصال داخلی، یک نمونه اتصال خارجی و همچنین یک نمونه اتصال گوشه، با ابعاد و آرماتورگذاری مشخص، مطرح شده اند. هر یک از نمونه ها با متد های ارائه شده، با استفاده از ورقه های FRP از جنس کربن تقویت شده اند. متد تقویت، ترکیبی از بکارگیری ورقه ها در راستاهای مختلف در ناحیه اتصال می باشد. اتصالات یاد شده، با استفاده از روش المان محدود توسط نرم افزار ANSYS مدل سازی سه بعدی و تحت بار استاتیکی آنالیز غیر خطی شده اند. مقایسه نتایج تحلیل بین نمونه های تقویت شده و تقویت نشده برای هر سه نوع اتصال نشان می دهد که با استفاده از تقویت صورت گرفته در این تحقیق، سختی، ظرفیت باربری و همچنین شکل پذیری نهایی اتصالات، تا حدود زیادی بهبود یافته است.

واژه های کلیدی: مقاوم سازی، قاب خمشی، اتصال بتن آرمه، ورقه FRP

۱- مقدمه

اتصالات سهم زیادی در رفتار قاب در سیستم های خمشی شکل پذیر دارند. کاهش در سختی و مقاومت اتصالات، اثر زیادی بر رفتار قاب در مقابل بارهای جانبی دارد. به همین دلیل اتصالات در سیستم های خمشی شکل پذیر یک خط ضعف شناخته میشوند. در هنگام زلزله، خرابی اتصالات باعث افزایش تغییر مکان طبقه میگردد و تشدید اثر $P-\Delta$ امکان خرابی سازه را افزایش می دهد. برای جذب انرژی و کنترل تغییر شکل نسبی طبقات در هنگام زلزله، در سازه های خمشی شکل پذیر بتن آرمه، ضابطه طراحی تیر ضعیف - ستون قوی رعایت می گردد، این ضابطه قاب را چنان طراحی می کند که ستون و اتصال تحت اثر بار زلزله، تقریباً در محدوده الاستیک عمل کنند. در اکثر آئین نامه ها با افزایش آرایش خاص میلگردها سعی در شکل پذیر نمودن گره اتصال میگردد، ولی تراکم میلگرد در ناحیه محدود اتصال مانع از استفاده صحیح و بیبراتور می باشد. در نتیجه بتن ناحیه اتصال از مقاومت کمتری برخوردار خواهد شد، کاهش مقاومت بتن روی مقاومت پیوستگی و ظرفیت کل اتصال اثر منفی خواهد گذاشت. با این اوصاف تقویت اتصالات بتن آرمه امری حائز اهمیت محسوب می گردد. در سالهای اخیر با توجه به پیشرفت روشهای تولید FRP که با کاهش

* استاد دانشکده عمران، دانشگاه تهران : g_730@yahoo.com

** دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه تهران : meisamsafari_40@yahoo.com

قیمت آن همراه بوده است، استفاده از صفحات کامپوزیتی در ترمیم و بهسازی سازه ها علاوه بر اینکه سرعت اجرای عملیات را بالا می برد، روش اقتصادی و مؤثرتری نیز میباشد. مخصوصاً روش های متداول فولادی که نسبت به دیگر روش ها از وزن کمتری برخوردار هستند در ترمیم و بهسازی سطوح نامنظم ضعف دارند ولی این سطوح را می توان به راحتی با ورقه های FRP ترمیم کرد. تحقیقات انجام شده در زمینه تقویت اتصالات بتن آرمه توسط FRP به اندازه تحقیقات صورت گرفته در مورد تقویت سایر اجزاء سازه ای نیست.

در زمینه تقویت اتصالات خارجی می توان به تحقیقات انجام شده توسط پروین و گراناتا اشاره کرد، تحقیقات ایشان به دو صورت آزمایشگاهی و مدلسازی عددی بوده است. ایشان در تقویت نمونه ها به صورت L شکل پرداخته اند و در بیان نتایج تحقیقات خود به افزایش مقاومت خمشی و کاهش شکل پذیری اشاره نموده اند [۱]، [۲]. همچنین پانتیدلیس و همکارانش طی انجام تحقیقی آزمایشگاهی به تقویت اتصال خارجی پرداخته اند که مهمترین نتایج تحقیق ایشان افزایش مقاومت برشی اتصال و افزایش ظرفیت باربری ستون میباشد [۳]. در زمینه تقویت اتصالات داخلی، مسلم در دانشگاه کالیفرنیا با تعمیر اتصالات ترک خورده با استفاده از پوشش کامل کامپوزیت آنها را تحت بارگذاری سیکلی قرار داده است، افزایش مقاومت خمشی و شکل پذیری از نتایج بارز تحقیق ایشان بوده است [۴]. همچنین سلمی و همکارانش در دانشگاه سیدنی به تقویت اتصالات میانی پرداخته اند که افزایش ظرفیت باربری مهمترین نتیجه آزمایشات ایشان است [۵]. متأسفانه در تحقیقات ارزشمند مسلم و سلمی به ذکر جزئیات آرماتور گذاری و ابعاد و راستای بکارگیری ورقه های FRP در تقویت، پرداخته نشده است. در این زمینه مدل سازی عددی نیز صورت نگرفته است. با توجه به بررسی های نگارنده در تحقیقات محققین پیشین، موردی از تقویت اتصالات گوشه (زانوئی) توسط ورقه های FRP به چشم نمی خورد. در اتصال گوشه به دلیل این که هسته اتصال از محصورشدگی کمتری برخوردار است از دو نوع اتصال خارجی و داخلی، بحرانی تر است. این مسأله، ضرورت بررسی در زمینه تقویت اتصالات گوشه توسط ورقه های FRP را یادآور می شود. در این تحقیق پس معرفی اتصالات گوشه، خارجی و داخلی مینا، به تقویت هر سه نوع اتصال پرداخته می شود، سپس مدل های سه بعدی المان محدود ساخته شده توسط نرم افزار ANSYS آنالیز غیرخطی می شوند و نتایج تحلیل برای نمونه های تقویت شده و نمونه های مینا با هم مقایسه می گردند.

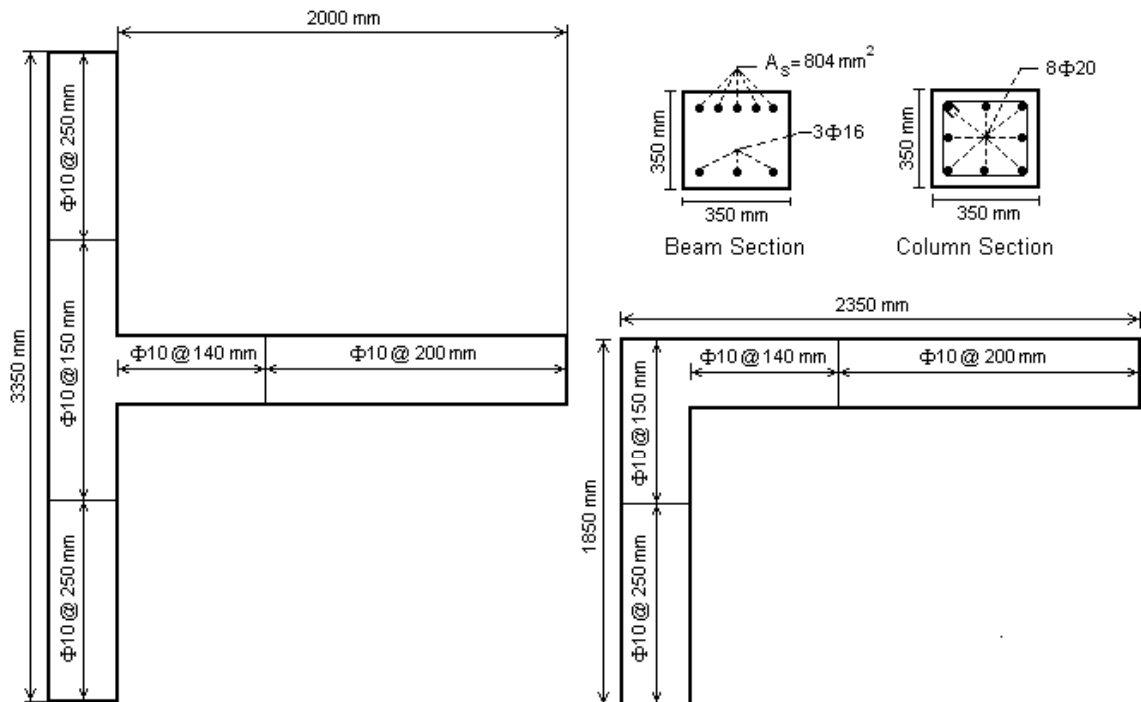
۲- مدل المان محدود

در این تحقیق، بتن با استفاده از المان هشت گرهی *SOLID 65* مدل شده است، این المان قادر به مدل کردن پلاستیسیته بتن، خزش، ترک خوردگی بتن در کشش و خرد شدگی در فشار می باشد. معیار شکست حاکم بر بتن معیار ویلیام - وارنک است و ترکها در این المان به صورت پخش شده (*Smeared*) می باشند. در تحلیل های انجام شده مشخص گردید که اگر قابلیت خرد شدگی در المان های بتن وجود داشته باشد، آنالیزها با شکست زود هنگام مواجه می شود. شکست فشاری بتن چندان محتمل نیست، در آزمایش فشاری هم که نمونه بتنی تحت تنش فشاری تک محوره قرار می گیرد تنش های ثانویه کششی که در اثر پدیده پواسون ایجاد می گردند باعث ترک خوردگی و شکست نمونه بتنی می گردند، زیرا که بتن در کشش ضعیف است. برای رفع مشکل شکست زود رس، قابلیت خرد شدگی را از المانهای بتن سلب می کنیم [۶]. برای معرفی منحنی تنش - کرنش فشاری بتن از منحنی شش خطی پیشنهادی کریشنان استفاده شده است [۷]. مقاومت فشاری بتن 25 Mpa و مقاومت کششی آن $3/15 \text{ Mpa}$ در نظر گرفته شده است. آرماتورهای بکار رفته در نمونه ها با استفاده از المان خریائی *LINK 8* مدل شده اند. آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب دارای تنش تسلیم 410 Mpa و 280 Mpa می باشند. ورقه های FRP مورد استفاده در تقویت نمونه ها با المان حجمی هشت گرهی *SOLID 45* مدلسازی شده اند. لازم به ذکر است که ارتباط بین المان های هشت گرهی بتن و FRP به صورت کامل در نظر گرفته شده است. خصوصیات CFRP بکار رفته در این تحقیق در جدول (۱) آمده است. برای تقویت نمونه ها در کلیه موارد از سه لایه FRP استفاده شده است. برای جلوگیری از تمرکز تنش در تکیه گاهها و همچنین نقاط اعمال بار از صفحات فولادی استفاده شده است. این صفحه ها در نرم افزار بصورت الاستیک خطی معرفی شده اند دارای مدول الاستیسیته 200 GPa و نسبت پواسون $0/3$ میباشند. برای مدلسازی لغزش مهار در اتصالات خارجی و گوشه از مدل فنرهای غیرخطی استفاده شده است، برای این منظور، ارتباط بین المان های بتن و آرماتور کششی تیر در ناحیه اتصال، با استفاده از المانهای واسطه *COMBIN 39* صورت گرفته است [۹]، [۱۰]. شکل (۱) سه نوع اتصال مینا مورد بررسی در این تحقیق را نشان می دهد.

جدول (1): خصوصیات CFRP به کار رفته در تقویت اتصالات [A]

ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (MPa)	مدول برشی (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	ضخامت هر لایه (mm)
$\nu_{12}=0.216$ $\nu_{13}=0.216$ $\nu_{23}=0.3$	$E_1=62050$ $E_2=4826$ $E_3=4826$	$G_{12}=3266$ $G_{13}=3266$ $G_{23}=1862$	$\sigma_{t1}=958$ $\sigma_{t2}=28$ $\sigma_{t3}=19$	$\sigma_{c1}=12$ $\sigma_{c2}=599$ $\sigma_{c3}=227.972$	1.067

شکل (الف): اتصال داخلی مینا

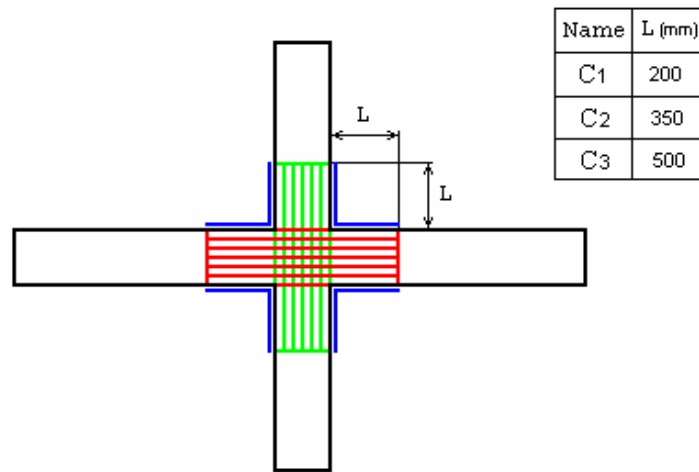


شکل (ب): اتصال گوشه مینا

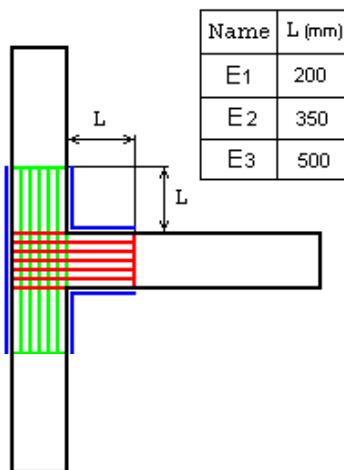
شکل (ج): اتصال خارجی مینا

شکل (1): نمونه اتصالات مینا

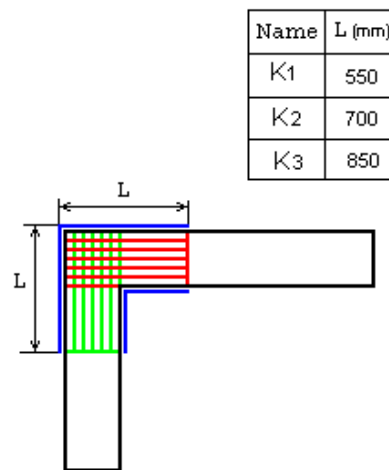
آرماتور گذاری در تیر و ستون به گونه ای است که ضابطه طراحی تیر ضعیف - ستون قوی در نمونه ها رعایت گردیده است. در شکل (۲) نمونه های تقویت شده سه نوع اتصال و جهت ییاف بکار رفته در تقویت، نشان داده شده است. برای نامگذاری اتصالات تقویت شده داخلی، خارجی و گوشه به ترتیب از حروف C ، E و K استفاده شده است.



شکل (۲الف): اتصال داخلی تقویت شده

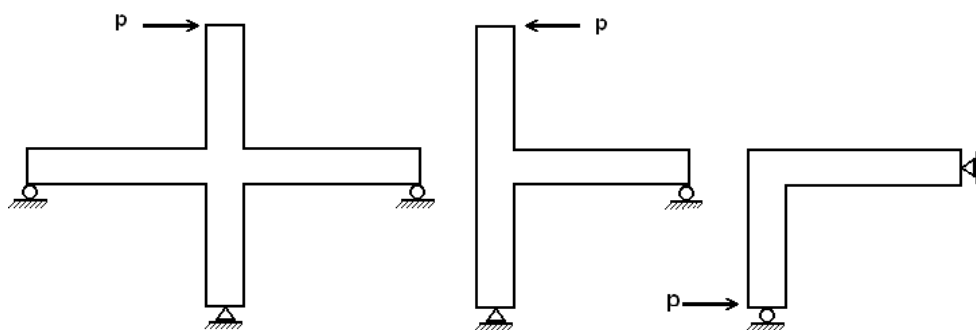


شکل (۲ج): اتصال خارجی تقویت شده



شکل (۲ب): اتصال گوشه تقویت شده

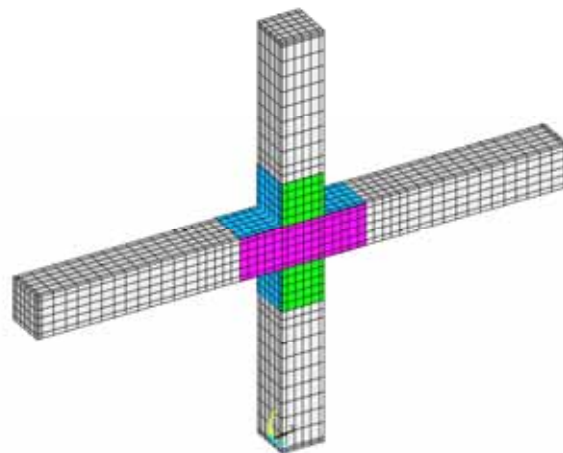
شکل (۲): نمونه اتصالات تقویت شده



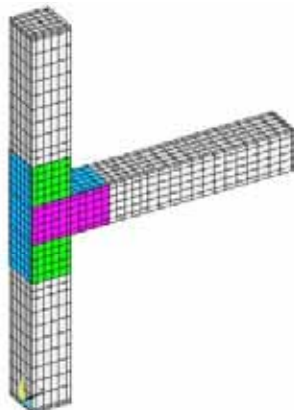
شکل (۳): شرایط تکیه گاهی و بارگذاری نمونه های مورد بررسی در این تحقیق

در نمونه تقویت شده اتصالات همان طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، ورقه های *FRP* مورد استفاده در جناحین تیر، به منظور تقویت خمشی تیر و به تأخیر انداختن ترک خوردگی در تیر و همچنین دور کردن مقطع بحرانی در تیر از لبه ستون می باشد. چون می دانیم که تیر ضعیف و ستون قوی است به همین دلیل بیشترین کرنش در آرماتورهای طولی تیر، در لبه ستون رخ می دهد، لذا با کاهش کرنش در آرماتورهای طولی تیر در بر ستون وانتقال مقطع بحرانی به نقاط دورتر می توان از شدت کشیده شدن ناحیه تسلیم آرماتور به درون هسته اتصال کاست و شکست اتصال را به تأخیر انداخت. ورقه های بکار رفته در راستای ستون به منظور تقویت ستون و به تأخیر انداختن ترک خوردگی در ستون می باشد تا منطق ستون قوی - تیر ضعیف قوت یابد و همچنان بر اتصال حاکم باشد. هدف از به کار بردن ورقه های *L* شکل نشان داده شده در شکل (۲) اولاً بهبود ظرفیت برشی در اتصال می باشد، ثانیاً این ورقه ها به مقاومت خمشی تیر و ستون در ناحیه اتصال کمک زیادی می کنند که انتظار می رود، با افزایش طول ورقه های *L* شکل اثر مورد دوم ذکر شده، شدت یابد. لازم به ذکر است که جهت الیاف موازی محور تیر و ستون می باشد. در اتصالات خارجی علاوه بر ورقه های به کار رفته در جناحین ستون، همان طور که در شکل (۲ب) نمایان است، در پشت اتصال نیز از ورقه *FRP* استفاده شده است که راستای الیاف موازی محور ستون می باشد. تقویت اتصالات در سه طول مختلف صورت گرفته که در شکل (۲) نشان داده شده است. شکل (۳) شرایط تکیه گاهی و همچنین بارگذاری استاتیکی به کار رفته در این تحقیق را نشان میدهد. این بار در طی گامهای بارگذاری و به تدریج بر اتصالات وارد گردیده است. برای رسیدن به همگرایی بهتر، در لحظه شروع ترک خوردگی و همچنین در لحظه تسلیم آرماتورها و در مراحل بعد از آن، گامهای کوچکتری برای بارگذاری لحاظ شده است.

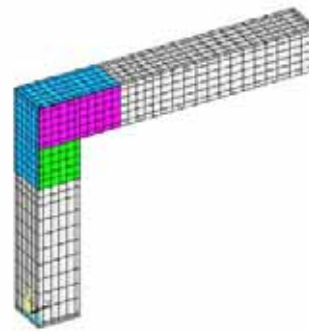
شکل (۴) مدل های المان محدود سه اتصال *C2*، *K2* و *E2* ساخته شده در نرم افزار را نشان می دهد.



شکل (۴الف): اتصال *C2*



شکل (۴ج): اتصال *E2*

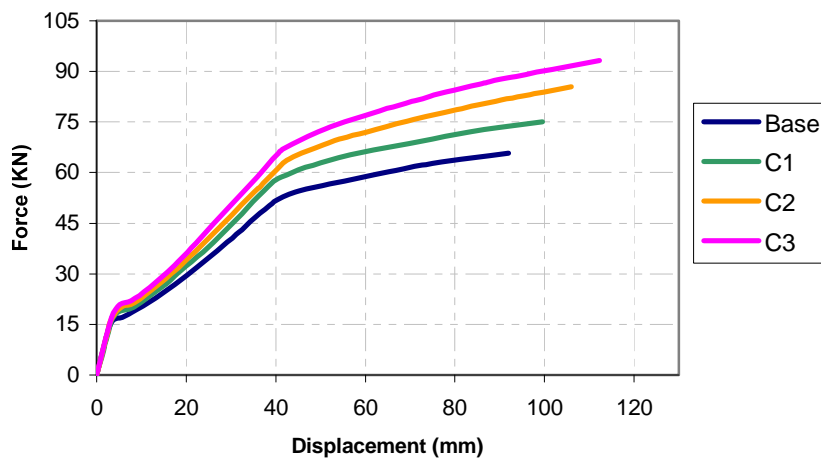


شکل (۴ب): اتصال *K2*

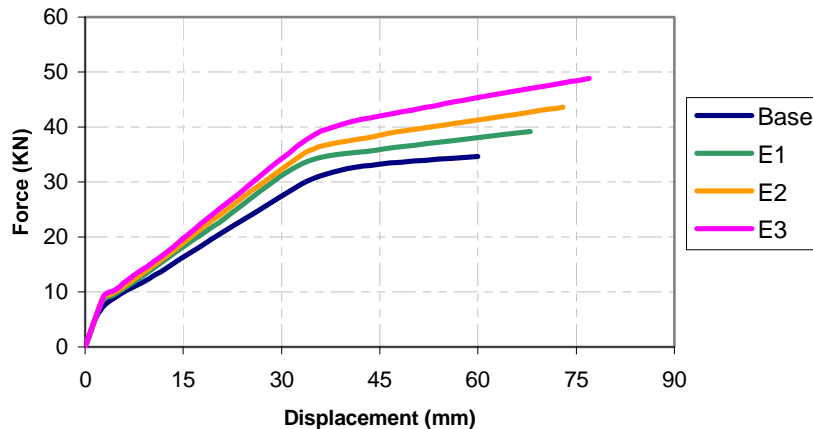
شکل (۴): مدل های المان محدود سه نوع اتصال

۳- نتایج آنالیز غیر خطی

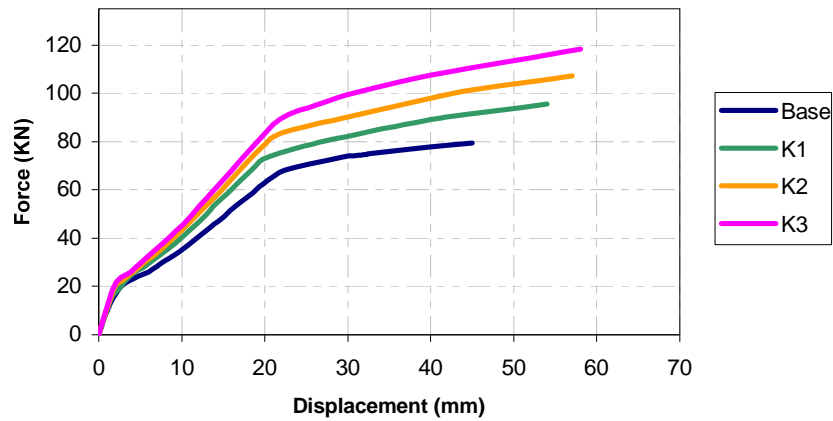
پس از انجام تحلیل های غیر خطی نمونه ها در نرم افزار، نتایج تحلیل برای سه نوع اتصال به صورت منحنی بار- تغییر مکان ترسیم شده اند. همانطور که در شکل (۵)، (۶) و (۷) ملاحظه می کنیم، منحنی نمونه های تقویت شده در سه طول مختلف، برای هر نوع اتصال در کنار منحنی نمونه مبنای آن رسم شده اند. شکل کلی این منحنی ها برای هر سه نوع اتصال داخلی، خارجی و گوشه مشابه می باشد. با توجه به اشکال، کلیه منحنی ها از سه بخش متمایز تشکیل شده اند که قسمت اول منحنی ها که خطی می باشد مربوط به رفتار ارتجاعی نمونه ها قبل از شروع ترک خوردگی است. در انتهای این قسمت یک پرش افقی مشاهده می گردد که مربوط به شروع ترک خوردگی می باشد، در ادامه بخش دوم منحنی هاست که تا شروع تسلیم آرماتور ها شیب تقریباً ثابتی دارد و ناشی از روند ترک خوردگی در اتصال می باشد. در قسمت سوم منحنی ها شیب به کلی عوض می شود و منحنی به سمت افقی شدن پیش می رود که ناشی از تسلیم آرماتور های کششی در اتصال است. با استفاده از منحنی های رسم شده برای هر سه نوع اتصال داخلی، خارجی و گوشه به بررسی سه مسأله می پردازیم، اولین مسأله افزایش سختی نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه های مبنای است. با توجه به ثابت بودن تقریبی شیب، در قسمت دوم منحنی ها، این مسأله را برای هر نوع اتصال در باری که آرماتورهای کششی در نمونه مبنای شروع به تسلیم و منحنی ها تغییر شیب پیدا می کنند بررسی می کنیم. مسأله دوم بررسی بار نهایی در لحظه شکست اتصالات می باشد. تغییر مکان نهایی نظیر بار نهایی سومین موردی است که به آن می پردازیم. نتایج بدست آمده برای سه نوع اتصال داخلی، خارجی و گوشه در طی جداول (۲)، (۳) و (۴) ارائه شده اند.



شکل (۵): منحنی بار - تغییر مکان اتصالات داخلی



شکل (۶): منحنی بار - تغییر مکان اتصالات خارجی



شکل (۷): منحنی بار - تغییر مکان اتصالات گوشه

جدول (۲): نتایج آنالیز برای اتصالات داخلی

نام اتصال	نسبت سختی به سختی نمونه مینا در بار ۵۰ KN (بار تسلیم نمونه مینا)	بار نهایی (KN)	نسبت بار نهایی به بار نهایی نمونه مینا	تغییر شکل نهایی (mm)	نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل نهایی نمونه مینا
Base	۱	۶۶	۱	۹۲	۱
C1	۱/۱۵	۷۵/۹	۱/۱۵	۹۹	۱/۰۸
C2	۱/۲۲	۸۴/۵	۱/۲۸	۱۰۶	۱/۱۵
C3	۱/۳۰	۹۲/۵	۱/۴۰	۱۱۳	۱/۲۳

جدول (۳): نتایج آنالیز برای اتصالات خارجی

	(mm)	(KN)	KN	
Base		/		
E1		/	/	
E2		/	/	
E3		/	/	

جدول (۴): نتایج آنالیز برای اتصالات گوشه

نام اتصال	نسبت سختی به سختی نمونه مینا در بار ۶۷/۵ KN (بار تسلیم نمونه مینا)	بار نهایی (KN)	نسبت بار نهایی به بار نهایی نمونه مینا	تغییر شکل نهایی (mm)	نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل نهایی نمونه مینا
Base	۱	۷۹/۵	۱	۴۵	۱
K1	۱/۲۲	۹۵/۵	۱/۲	۵۴	۱/۲
K2	۱/۳۱	۱۰۷/۱	۱/۳۵	۵۷	۱/۲۷
K3	۱/۳۹	۱۱۸/۳	۱/۴۹	۵۹	۱/۳۱

۴- نتیجه

با توجه به نتایج ارائه شده در جداول، موارد زیر مشهود است:

- برای هر سه نوع اتصال، سختی نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه های مینا افزایش یافته است، (برای اتصال داخلی تا ۳۰٪، برای اتصال خارجی تا ۳۳٪ و برای اتصال گوشه تا ۳۹٪)
- ظرفیت باربری نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه های مینا در سه نوع اتصال، افزایش چشمگیری داشته است، (تا ۴۰٪ در اتصال داخلی، تا ۴۲٪ در اتصال خارجی و تا ۴۹٪ در اتصال گوشه)
- شکل پذیری نهایی در هر سه نوع اتصال داخلی، خارجی و گوشه افزایش یافته است. (تا ۲۳٪ در اتصال داخلی، تا ۲۸٪ در اتصال خارجی و تا ۳۱٪ در اتصال گوشه)
- با افزایش طول تقویت در نمونه ها، روند افزایش سختی، ظرفیت باربری و شکل پذیری، نهایی شدت یافته است.

مراجع

- [1] Parvin, A. and Granata, P., *An experimental study on Kevlar strengthening of beam-column connections*, Composite structures, No. 53, 163-171, 2001
- [2] Parvin, A. and Granata, P., *Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints*, Composites: Part B, No. 31, 499-509, 2000
- [3] Pantelides, C.P., Clyde, C. and Reaveley, L.D., *Rehabilitation of R/C building joints with FRP composites*, 12th world conf. on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000
- [4] Mosallam, A. S., *Strength and ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates*, Composites: Part B, No. 31, 481-497, 2000
- [5] Samali, B., Li, J., Ye, L. and Bakoss, S., *Behaviour of concrete beam-column connections reinforced with hybrid FRP sheet*, Composite Structures, No 57, 357-365, 2002
- [6] Kachlakev, D., Miller, T. and Yim, S., *Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates*, Final Report for Oregon Department of Transportation Research Group, May, 2001
- [7] Krishnan, S and Desayi, P, *Equation for the stress-strain curve of concrete*, J. of the American Concrete Institute, No 61, 345-350, March 1964
- [8] Kachlakev, D., Ph.D., P.E., *Finite element analysis of historic bridge strengthened with FRP laminates*, California Polytechnic State University
- [9] Soroushian, P., Obaseki, K., and Nagi, M., *Pullout behaviour of hooked bars in Exterior beam-column connections*, ACI Structural J., Vol 85, No 6, 269-279, 1988
- [10] Ueda, T., Lin, I. and Hawkins, N., *Beam bar anchorage in exterior column-beam connections*, ACI J., 412-422, 1987
- [11] Shaoliang, B., Jianping, F. and Chuan, Z., *Experimental investigation on seismic behaviour of Knee joints in reinforced concrete frames*, 12th world conf. on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000