

## بررسی اجزای محدود رفتار تیرهای بتنی تقویت شده پلها با مواد کامپوزیتی

ابوالفضل عربزاده (مسئول مکاتبات)، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران  
رامی عبدالصمد، کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران  
فرهاد دانشجو، استاد، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

E-mail: aarabzade@modares.ac.ir

دریافت: ۹۰/۱۲/۱۰ پذیرش: ۹۱/۰۳/۲۰

### چکیده

نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهند که تقویت خمشی تیرهای بتنی با پلیمرهای مسلح شده با الیاف کربنی CFRP رضایت بخش است. در این مقاله از روش چسباندن خارجی (EB) و جایگذاری نزدیک سطح (NSM) برای تقویت تیرهای بتن مسلح در پلها استفاده شده است و میزان کارآمدی روشهای نامبرده بر افزایش ظرفیت خمشی تیرهای بتنی یی که تحت بارهای یکنواخت قرار گرفته‌اند، ارزیابی شده است. ابتدا، نتایج آزمایشگاهی سه تیر دارای ویژگیهای مختلف با نتایج به دست آمده از مدل عددی و نتایج محاسبه شده بر اساس آیین نامه ACI مقایسه شده است. نتایج، سازگاری مناسبی با نتایج مدل‌های ساخته شده توسط Ansys دارند. سپس تاثیر نحوه آرایش، تعداد لایه‌ها، مقدار ورق CFRP در روش EB، و تعداد شیارها و ابعاد شیار در روش NSM و تاثیر مقاوم‌سازی بر سازه‌های پیش بارگذاری شده، بر روی شاه تیرهای بتنی واقعی پل ۴۲ ساله‌ای Interstate که توسط Aidoo و همکارانش، به نام نمونه کنترل و نمونه‌های تقویت شده به روش EB و NSM تحت بار یکنواخت تا مرحله شکست، مورد آزمایش قرار گرفته بودند، به وسیله مدل‌های رایانه ای، ساخته شده و مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان می‌دهند که نمودار بار- تغییر مکان با نتایج آزمایشهای گزارش شده تطابق خوبی دارند، و با افزایش نسبت CFRP در مقطع، ظرفیت باربری نمونه‌ها تا ۳۰٪ افزایش یافته، ولی با تغییر تدریجی تعداد لایه‌های ورق CFRP از ۴ لایه در وسط تا یک لایه در نواحی تکیه گاه در طول تیر نسبت به تیر کنترل افزایش مقاومت برابر ۳/۳۲٪ است. همچنین با افزایش یک نسبت یکسان از CFRP، تیرهای تقویت شده به روش NSM، به مقاومت نهایی بیشتری (۱۰٪) نسبت به تیرهای تقویت شده به روش EB رسیده‌اند. در ضمن مقاومت نهایی تیرهای تقویت شده به پیش بارگذاری تیرها وابسته نیست.

واژه‌های کلیدی: بتن مسلح، پل، تقویت خمشی، CFRP، چسباندن خارجی، جایگذاری نزدیک سطح.

## ۱. مقدمه

شده‌اند، ممکن است تحت اثر عوامل گوناگونی مانند گسیختگی فولاد، پارگی ورق کامپوزیتی، خرد شدن بتن در منطقه فشاری، ترک خوردگیهای خمشی و برشی در بتن و یا جدایی ورق از زیر تیر بتنی، تخریب شوند. بنابراین دستیابی به یک مدل‌سازی صحیح از رفتار خرابی یک تیر بتنی تقویت شده با الیاف مرکب مستلزم در نظر گرفتن عوامل متعددی است. در این مقاله به ایجاد یک مدل سه بعدی مناسب برای تیرهای بتنی تقویت شده به وسیله دو روش: چسباندن خارجی ورق FRP و جایگذاری نزدیک سطح پرداخته شده است. همچنین در این مقاله شاه تیرهای بتنی واقعی بکار رفته در پل که توسط Aidoo و همکارانش در سال ۲۰۰۶ تحت عنوان نمونه شاهد و نمونه‌های تقویت شده با ورق CFRP به روش چسباندن خارجی و جایگذاری نزدیک سطح مورد آزمایش قرار گرفتند، با استفاده از نرم افزار ۲۰۰۵، Ansys، به روش اجزاء محدود مدل سازی شده‌اند، و در ناحیه خطی و غیرخطی مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته‌اند. سپس با مدل‌سازی ورقهای CFRP بر روی مدل عددی تیر تأثیر نحوه آرایش، تعداد لایه‌ها و مقدار ورق CFRP در روش چسباندن خارجی، و همچنین تعداد شیارها و عرض شیار در روش جایگذاری نزدیک سطح و تأثیر مقاومت‌سازی بر سازه‌های پیش‌بارگذاری شده بر میزان افزایش ظرفیت خمشی تغییر مکان و مقاومت نهایی تیر مورد مطالعه قرار گرفته است.

## ۲. مطالعات تحلیلی

نحوه محاسبه تقویت خمشی یک عضو بتنی مسلح با اضافه کردن لایه‌های FRP در ناحیه کششی آن، به‌گونه‌ای که راستای الیاف آن در جهت تنش اصلی کششی عضو خمشی باشد، بر اساس روابط آیین‌نامه ۲۰۰۹، ACI440.2R-02، بررسی می‌شود. به‌علت سادگی محاسبات بعضی از فرضیات که در محاسبه تقویت خمشی مقطع بتنی به وسیله ورق FRP بکار می‌روند، عبارتند از:

- کرنشها در بتن و مصالح FRP خطی و متناسب با فاصله آنها از محور خنثی است.

عوامل و دلایل متعددی از جمله اصلاح خطاهای موجود در طراحی و ساخت پل، جلوگیری از خرابی ناشی از عوامل طبیعی و محیطی، نیروهای ناشی از زمین لرزه، یا مقاوم‌سازی سازه‌ای پل برای تحمل بارهای بیشتر، نیاز به تقویت پل را افزایش می‌دهد. مقاوم‌سازی معمولاً بر عنصری خاص در پل اعمال می‌شود، مثلاً پی، ستون، سرستون تیر و عرشه، هر یک ممکن است مورد مقاوم‌سازی قرار گیرند. همچنین از دیدگاه اقتصادی مقاوم‌سازی پلها در مقایسه با گزینه تعویض و نوسازی عموماً ترجیح داده می‌شود و در همین رابطه فنون طراحی و اجرایی توسط Ryall در سال ۱۹۹۵ [Ryall, 1995] ارایه شده است. در سال ۱۹۹۵، Picard و همکارانش مطالعات پارامتری گسترده‌ای انجام دادند که بر اهمیت مقاومت فشاری بتن تأکید کردند. در حالی که An و همکارانش در سال ۱۹۹۱ بر روی مقدار آرماتورهای فولادی تأکید کرده‌اند. مطالعاتی توسط Challal و Benmokrane در سال ۱۹۹۶ بر روی مقاومت خمشی تیرهای دارای میلگردهای FRP انجام پذیرفته است. در این مطالعات نشان داده شد که با استفاده از میلگردهای FRP می‌توان ترک موجود در تیرها را کاهش و مقاومت را افزایش داد. افزون بر آن چسبندگی خوبی بین میلگردهای فوق و بتن مشاهده شد. نتایج آزمایشگاهی توسط Ross و Jerome در سال ۱۹۹۹ نشانگر آنست که مقاومت خمشی تیرهای تقویت شده با لایه‌های FRP بین ۳۰٪ تا ۷۰٪ افزایش می‌یابد، اما شکل پذیری حدود ۴۰٪ کم می‌شود. Pe dhari و همکارانش در سال ۲۰۰۸ نشان دادند یکی از روشهای نوینی که در سالهای اخیر به علت محاسن زیادی که نسبت به سایر روشها دارد بیشتر مورد استفاده قرار گرفته است مقاوم‌سازی سازه‌های موجود با استفاده از مواد مرکب است. در این زمینه تحقیقات بسیاری صورت گرفته است و آیین‌نامه‌های مقدماتی توسط Oehlers و همکارانش در سال ۲۰۰۷ تهیه شده است [Oehlers, Liu and Seracino, 2007].

از مطالعات انجام شده توسط Smith و Teng در سال ۲۰۰۲ مشاهده می‌شود که تیرهای بتنی که به منظور تحمل خمشی تقویت

شده با FRP از رابطه (۲) به دست می آید.

$$M_u = \psi \cdot M_n = \psi \left[ A_s f_s \left( d - \frac{a}{2} \right) + \psi_f A_{frp} \left( E_{frp} \varepsilon_{frp} \right) \left( h - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2)$$

نکته ۱: در صورت جاری شدن فولاد، در روابط فوق مقدار  $f_s$  با  $f_y$  جایگزین می شود.

نکته ۲: در صورت جاری شدن FRP، در روابط فوق مقدار  $\varepsilon_{frp}$  با  $\varepsilon_{frpu}$  جایگزین می شود.

نکته ۳: در صورت شکست تیر ناشی از خرد شدن بتن و FRP به حد جاری شدن نرسیده کرنش در FRP از رابطه (۳) محاسبه می شود.

$$\varepsilon_{frpe} = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{a} \right) (\beta_1 h - a) - \varepsilon_{bi} \quad (3)$$

نکته ۴: مقدار  $a$  با حل معادله درجه دوم رابطه (۴) نسبت به  $a$  به دست می آید.

$$0.85 f_c' b a^2 + [A_{frp} E_{frp} (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{bi}) - A_s f_y] a - \beta_1 A_{frp} E_{frp} \varepsilon_{cu} h = 0 \quad (4)$$

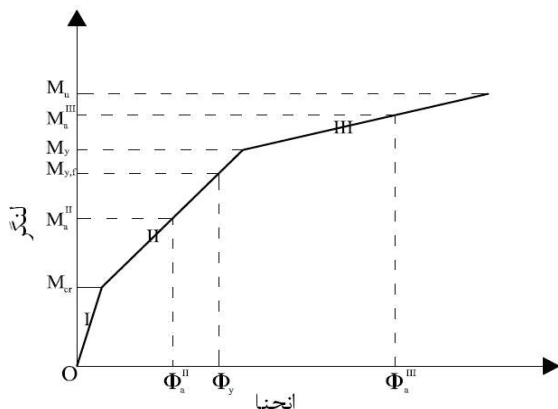
## ۲-۲ تعیین نمودار بار-افت تیر مقاوم سازی شده

در نمودار ممان-انحنای شکل (۲) سه مرحله وجود دارد:

مرحله ۱: قبل از ترک خوردگی بتن ( $M_a < M_{cr}$ ).

مرحله ۲: پس از ترک خوردگی بتن ( $M_y > M_a > M_{cr}$ ).

مرحله ۳: پس از تسلیم تیر (ترکهای زیاد) ( $M_a > M_y$ ).



شکل ۲. نمودار ممان-انحنای [Branson, 1996]

- هیچ نوع لغزش نسبی بین لایه های FRP و بتن رخ نمی دهد.

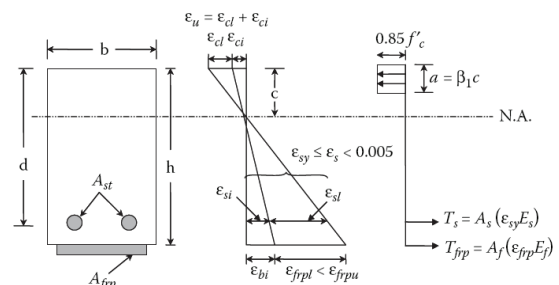
- تغییر شکل برشی در لایه چسب نادیده گرفته می شود.

- حد اکثر کرنش فشاری بتن  $0.003$  فرض می شود.

- از مقاومت کششی بتن چشم پوشی می شود.

## ۱-۲ مقاومت نهایی تیرهای بتنی مستطیل

شکل (۱) تنش و کرنش بتن، FRP و فولاد مقطع مستطیلی تحت خمش را در حالت حدی نهایی نشان می دهد.



شکل ۱. نمودار تنش-کرنش مقطع مستطیلی تحت خمش [Benmorkrane, Chaallal and Masmoudi, 1996]

نمودار تنش فشاری بتن را می توان با قبول بیشینه تغییر شکل نسبی بتن، در دورترین تار فشاری برابر با  $0.003$ ، به وسیله توزیع تنش مستطیلی معادل با مشخصات زیر تأمین کرد:

الف: تنش برابر با  $0.85 \phi_c f_c'$ ، که به طور یکنواخت روی یک ناحیه فشاری معادل، که به کناره های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله  $\beta_1 x$  از دورترین تار فشاری محدود می شود، اثر می کند.

ب: فاصله تیر نظیر بیشینه تغییر شکل نسبی از محور خنثی،  $X$ ، در امتداد عمود بر محور خنثی اندازه گیری می شود.

ج: ضریب  $\beta_1$  برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا  $30 \text{ MPa}$ ، برابر  $0.85$  است. برای مقاومت های بیشتر به ازای هر مگاپاسکال افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقدار  $\beta_1$  به صورت خطی به اندازه  $0.008$  کاهش می یابد. حداقل مقدار به  $0.65$  محدود می شود. رابطه (۱) عبارت فوق را توصیف می کند:

$$0.65 \leq \beta_1 = 1.09 - 0.008 f_c' \leq 0.85 \quad (1)$$

با حل معادلات تعادل مقطع، مقاومت حدی مقطع مستطیل تقویت

استفاده می شود که در رابطه (۱۲) آمده است.

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_{gt} + \left[ I - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (12)$$

مرحله ۳:

در این مرحله بار متناظر با ممان  $M_a^{III}$  و تغییر شکل مربوطه محاسبه می شود. در این مرحله پس از تشکیل ترکهای فراوان در

طول تیر لنگر مقطع به لنگر تسلیم  $M_y$  می رسد.

برپایه مطالعات Said (۲۰۱۰) لنگر موثر در این مرحله بر حسب

رابطه (۱۳) محاسبه می شود.

$$I_e^{III} = I_{cr,sh} / \left[ I - \left( I - I_{cr,sh} / I_{e,y} \right) \left( \frac{M_y}{M_a^{III}} \right)^2 \right] \quad (13)$$

که در آن  $I_{cr,sh}$  با روشی همانند روش محاسبه  $I_{cr}$  تعیین

می شود، با این تفاوت که به جای  $E_s$  از  $E_{s,sh}$  استفاده می شود و

در صورت دسترسی نداشتن به اطلاعات کافی درباره  $E_{s,sh}$  مقدار

$(E_{s,sh} = E_s / 1.0)$  به عنوان یک تقریب مقبول بکار گرفته می شود.

پس از محاسبه ممان اینرسی موثر مقطع، افت در وسط دهانه تیر

بر اساس فرمول الاستیک (رابطه ۱۴) که توسط ACI (۲۰۰۵)

پیشنهاد شده، تعیین می شود.

$$\delta = \frac{5M_a l^2}{48E_c I_e} \quad (14)$$

### ۳. مدل سازی عددی

#### ۳-۱ المانهای برگزیده

بررسی رفتار سازه های مرکب به دلیل رفتارهای غیرهمسان،

غیرهمگن و غیرخطی آنها بسیار دشوار است. بنابراین برای انجام

چنین بررسی پیچیده ای، استفاده از برنامه های آنالیز عددی جامع

با قابلیت های بالا مورد نیاز است. در این مقاله از برنامه Ansys

نگارش ۱۲ (۲۰۰۹) استفاده شده است. فرضیات ساده کننده که

برای مدل عددی در نظر گرفته شده است، عبارتند از:

- از لایه چسبنده در مدل تیرهای بتنی تقویت شده به روش

چسباندن خارجی چشم پوشی می شود.

- برای مدل کردن ترکها از روش پخش ترک<sup>۳</sup> استفاده شده است.

- بارگذاری، شرایط تکیه گاه، محل اعمال بارها و فاصله بارها از

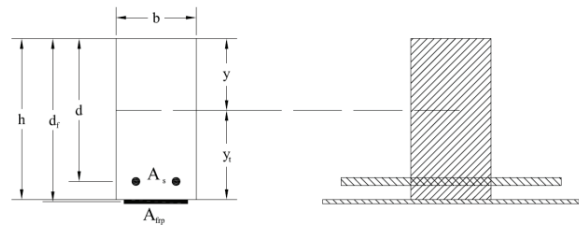
مرحله ۱: در این مرحله بار متناظر با ممان ترک خوردگی  $M_{cr}$

و تغییر شکل مربوطه محاسبه می شود که برای این منظور ممان

اینرسی مقطع تبدیل یافته ترک نخورده بکار گرفته شد. در شکل

(۳) مقطع تبدیل یافته ترک نخورده نشان داده که در محاسبات، از

چسب چشم پوشی شده است.



شکل ۳. مقطع تبدیل یافته ترک نخورده

در این محاسبات، از ممان اینرسی موثر مقطع که برابر با ممان

اینرسی مقطع تبدیل یافته ترک نخورده است، استفاده شد.

$$I_{un} = I_{gt} = \frac{bh^3}{12} + bh(\bar{y} - \frac{h}{2})^2 + (n_s - I)A_s(d - \bar{y})^2 + n_f A_f(d_f - \bar{y})^2 \quad (5)$$

که در آن

$$n_s = \frac{E_s}{E_c}, \quad n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad (6)$$

$$\bar{y} = \frac{(bh^2/2) + (n_s - I)A_s d + n_f A_f d_f}{bh + (n_s - I)A_s + n_f A_f} \quad (7)$$

و ممان لحظه ترک خوردگی از رابطه (۸) محاسبه می شود

$$M_{cr} = \frac{I_{gt} f_r}{y_t} \quad (8)$$

که در آن

$$y_t = h - \bar{y} \quad (9)$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f_c'} \quad (N/mm^2) \quad (10)$$

مرحله ۲: در این مرحله بار متناظر با ممان  $M_a^{II}$  و تغییر شکل

مربوطه محاسبه می شود. در این مرحله، ترک خوردگی شروع

و در بتن منتشر می شود، به این معنی که پس از این لحظه رفتار

ارتجاعی نبوده و ممان اینرسی موثر مقطع کاهش می یابد.

مقدار ممان اینرسی ترک خوردگی به صورت زیر تعیین می شود:

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + n_s A_s(d - c)^2 + n_f A_f(d_f - c)^2 \quad (11)$$

برای محاسبه ممان اینرسی موثر از فرمول (Branson ۱۹۶۵)

یکدیگر کاملاً مشابه آزمایشهاست.

تنش- کرنش در بتن از روابط (۱۵)، (۱۶)، (۱۷) و (۱۸) استفاده خواهد شد.

$$E_c = 4733\sqrt{f'_c} \quad (Mpa) \quad (15)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (16)$$

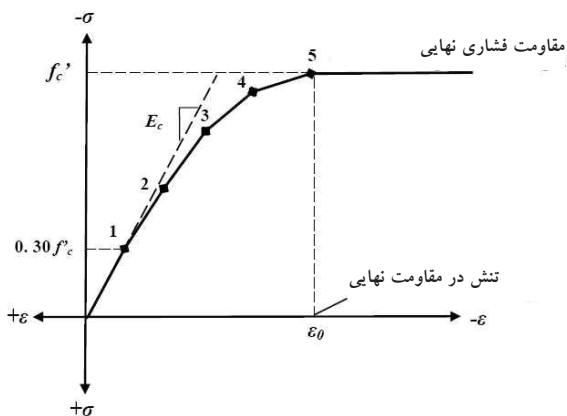
$$f = 0.3f'_c \Rightarrow E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (17)$$

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (18)$$

که:  $f$ : تنش مقابل کرنش  $\varepsilon$

$\varepsilon_0$ : کرنش فشاری نهایی در بتن

شکل (۵) ساده شده رابطه تنش و کرنش در مقاومت فشاری بتن را نشان می‌دهد.



شکل ۵ ساده شده منحنی تنش-کرنش در مقاومت فشاری ACI(۲۰۰۵)

مقاومت کششی در بتن را می‌توان توسط معادلات پیشنهادی توسط Kachlakev, ۲۰۰۱ به دست آورد:

$$f_r = 0.623\sqrt{f'_c} \quad (19)$$

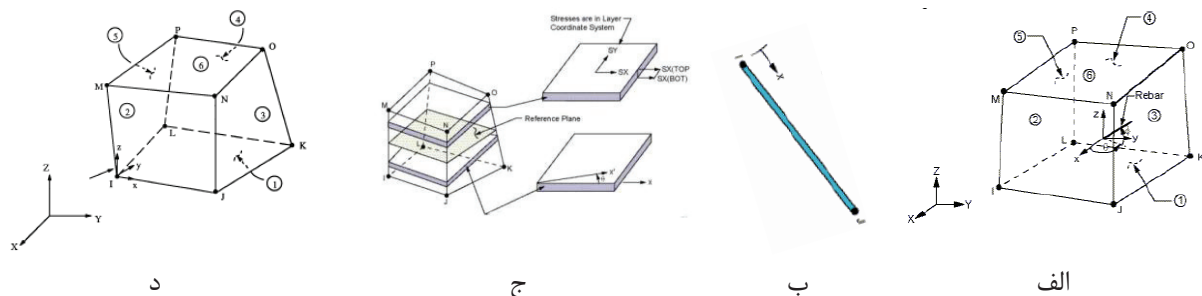
ضریب پواسون بر اساس آزمایشهای صورت گرفته توسط - Ba

جهت مدل سازی بتن از المان SOLID65 که یک المان سه بعدی هشت گرهی است و هر گره المان دارای سه درجه آزادی انتقالی  $U_x$  و  $U_z$  است، استفاده شده است (شکل ۴-الف). این المان قابلیت ترک خوردگی در کشش و خردشدگی در فشار را دارد. اگرچه در این المان می‌توان میلگردها را به صورت نسبت حجم آنها به حجم بتن مدل کرد، ولی برای مدل سازی میلگردها از المان LINK8 که یک المان دو گرهی که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی است (شکل ۴-ب)، و برای مدل سازی تکیه‌گاهها و محل اعمال بار در تیرها، و چسب اپوکسی در مدل تیرهای تقویت شده با روش NSM از المان SOLID45 (شکل ۴-ج) که یک المان از نوع ۸ گرهی که هر گره دارای سه درجه آزادی جابجایی در جهات محورها اصلی است، و برای ورقهای FRP از المان SOLID46 استفاده شده است (شکل ۴-د). این المان همانند المان SOLID65 از نوع ۸ گرهی، که هر گره دارای سه درجه آزادی جابجایی در جهات محورها اصلی است، و می‌توان به راحتی تا ۱۰۰ لایه مواد گوناگون با خواص اورتوتروپیک را مدل کرد.

### ۲-۳-۳ خواص مواد بکار گرفته شده

#### ۱-۲-۳ بتن

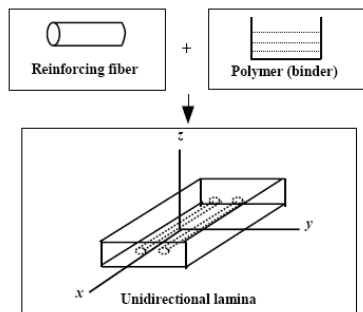
در نرم افزار Ansys(۲۰۰۵)، به رابطه تنش-کرنش فشاری در بتن نیاز است. در این تحقیق روابطی که توسط Desayi و Krishnan در سال ۱۹۶۴ بر اساس آزمایشهای مختلف ارائه شده است مورد استفاده قرار گرفته است. برای ساخت منحنی



شکل ۴. شکل هندسی و موقعیت گره‌های المان [۵] الف) SOLID65، ب) LINK8، ج) SOLID46 و د) SOLID45

### ۳-۲-۳ الیاف کامپوزیتی FRP

الیاف FRP از نوع مواد هستند که خصوصیات آنها در همه جهات یکسان نیست و همان گونه که در شکل (۷) نشان داده شده است، ورقه‌های تک جهتی هستند که خصوصیات این مواد نسبت به سه صفحه متعامد تقارن دارند (صفحات  $XY, YZ, XZ$ ). محورهای  $X, Y, Z$  با محورهای مواد جابجا می‌شوند، یا به عبارتی از محورهای مختصات متناسب با مواد استفاده می‌شود، جایی که محور  $X$  همان جهت الیاف است و محورهای  $Y, Z$  عمود بر راستای  $X$  هستند.



شکل ۷. شماتیک از ترکیبات FRP پیشنهادی توسط [Kachla - ev,2001]

### ۳-۲-۴ چسب اپوکسی

چسب اپوکسی دارای رفتار الاستیک خطی تا مرحله شکست است. بعضی از خواص مکانیکی اپوکسی که در برنامه تعریف می‌شود، عبارتند از: مدول ارتجاعی، ضریب پواسون و کرنش نهایی.

### ۳-۳ هندسه المانها و نحوه مدل‌سازی

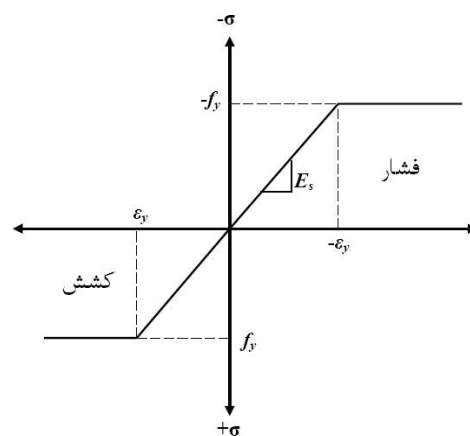
در این مقاله پیوند کامل بین مصالح فرض شده است. برای انجام این کار المان لینک بین گره‌های هر المان بتن مجاور بسته می‌شود. با فرض اینکه چسب اپوکسی موجب چسبیدن کامل لایه‌های FRP به بتن می‌شود، نقاط مختلف الیاف با المان بتن به یکدیگر بسته می‌شوند. به عبارت دیگر هر دو المان در مرز تماسی خود دارای یک تنش و کرنش خواهند بود.

نرم‌افزار Ansys (۲۰۰۵) برای تحلیل از روش Newton-

gash، (۱۹۸۹) برابر  $0.2$  در نظر گرفته می‌شود، ضریب انتقال برش  $\beta_f$  بستگی به ترکهای ایجاد شده در بتن و وضعیت قرار گیری آنها دارد. مقدار این ضریب، بین صفر و یک متغیر است. وقتی که عدد صفر استفاده می‌شود، به آن مفهوم است که سطح بتن صاف و بدون انتقال برش، وقتی عدد یک اختیار شود به این مفهوم است که ترکهای ایجاد شده بسیار درشت هستند و انتقال برش وجود دارد. مقدار که در بررسی سازه‌های بتنی استفاده می‌شود، بین  $0.05$  تا  $0.25$  متغیر است. با استفاده از روشها و آزمایشهای گوناگونی که توسط پژوهشگران برای به دست آمدن ضریب انتقال برش انجام شده است، یک عدد پیشنهاد شد. همگرایی مسئله سبب خواهد شد که ضریب انتقال برش کمتر از  $0.2$  اعمال شود، بنابراین ضریب انتقال برش در این مقاله متوسط مساوی با  $0.2$  در نظر گرفته می‌شود. معیار شکست مورد استفاده نرم‌افزار برای بررسی رفتار چند محوره بتن معیار ویلیام- وارنک (۱۹۷۵) است [William and Warnke, 1975]. در اینجا قابلیت خردشدگی این المان نادیده گرفته شده و ترک خوردگی در بتن، شکست را کنترل می‌کند.

### ۳-۲-۳ فولاد میلگردها و ورق فولادی

در مدل المان محدود فرض می‌شود که رفتار در کشش و فشار الاستیک- پلاستیک کامل باشد، شکل (۶).



شکل ۶ منحنی تنش-کرنش فولاد میلگردهای پیشنهادی توسط [chlakev,2001]

برای مدل سازی ورقهای فولادی تکیه‌گاه‌ها، فرض شده که این ورقها دارای رفتار الاستیک- خطی هستند.

آزمایشگاهی موجود در مقالات مقایسه شده است. مشخصات این تیرها در جدول (۱) آمده است. با استفاده از اطلاعات موجود در مقالات، ترک خوردگی، بار تسلیم، بار نهایی، و افت وسط تیر مربوط به بار تسلیم و بار نهایی توسط رابطه‌های آیین نامه (۲۰۰۶) ACI و رابطه (۱۴) انجام شده است که در جدول (۲) با نتایج حاصل از نمونه آزمایشگاهی و نتایج ناشی از A - (۲۰۰۵) SYS مقایسه شده است.

Raphson استفاده می‌کند. در این روش در انتهای هر گام نیاز به تأمین همگرایی تیر در حدود تیرانس است، که در اینجا ۰/۵٪ برای کنترل نیرو و ۵٪ برای کنترل تغییر مکان در نظر گرفته شده است.

#### ۴. مقایسه نتایج

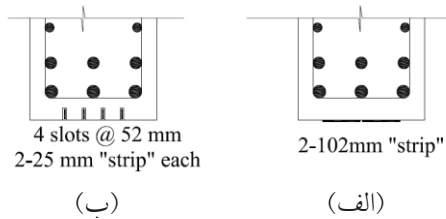
برای کنترل نتایج روش تحلیلی و نتایج حاصل از مدل اجزای محدود (۲۰۰۵) Ansys نتایج این دو روش با برخی از نتایج

جدول ۱. مشخصات نمونه‌ها

نمونه	روش تقویت	طول×عرض×ارتفاع (mm×mm×mm)	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (GPa)	$A_{ftp}$ (mm <sup>2</sup> )	$E_{ftp}$ (GPa)	$\varepsilon_{ftp}$
۱ [۱۱]	EB	۳۰۵×۷۶۸/۴×۶۰۹۶	۱۳/۷۵	۴۱۰	۱۷۲۹	۲۰۰	۱۳۶۵	۶۲	۰/۰۱۷
۲ [۱۴]	NSM	۱۵۰×۳۰۰×۳۲۰۰	۳۵	۵۳۲	۲۳۰	۲۱۰	۳۲	۱۵۱	۰/۰۱۳۷
۳ [۱۵]	EB	۲۰۰×۳۰۰×۲۲۰۰	۲۵	۴۰۰	۵۲۵	۲۰۰	۷۰	۲۳۰	۰/۰۲۱
۴ [۱۵]	NSM	۲۰۰×۳۰۰×۲۲۰۰	۲۵	۴۰۰	۵۲۵	۲۰۰	۸۴	۱۹۵	۰/۰۱۲

جدول ۲. مقایسه نتایج عددی و تحلیلی و تجربی

نمونه	مدل	بار ترک خوردگی (kN)	بار تسلیم فولاد (kN)	بار نهایی (kN)	تغییر مکان تسلیم (mm)	تغییر مکان نهایی (mm)
۱	عددی	۹۹/۲	۵۵۰	۶۰۷/۲	۲۰/۳	۲۶/۷۳
	تحلیلی	۹۶/۳	۵۸۳/۵	۵۹۱/۴	۲۰/۸۸	۲۱/۷
	آزمایشگاهی	۹۶/۵	-	۶۸۹/۷	-	۳۰/۴۸
۲	عددی	۱۴/۳۲	۶۴/۲	۱۰۵/۸	۱۲/۶	۳۶/۴
	تحلیلی	۱۵/۵۳	۵۸/۱	۷۹/۴	۱۱/۰۳	۲۸/۱
	آزمایشگاهی	۱۶/۵	۷۰/۶	۹۹/۸	۱۵/۲۹	۴۴/۴۲
۳	عددی	۲۶/۹	۱۱۶/۶۵	۱۴۹/۳	۵/۲۶	۲۳/۴۳
	تحلیلی	۲۳/۴	۱۲۷/۱	۱۶۴/۳	۵/۷۶	۱۰/۶۸
	آزمایشگاهی	۱۹/۸	۱۱۵	۱۴۹/۹۷	۵/۶۲	۱۴/۵۸
۴	عددی	۱۴/۹۵	۱۱۳	۱۵۶/۶	۵/۴۵	۲۴/۶۴
	تحلیلی	۲۳/۳	۱۲۷/۵	۱۶۴/۹	۵/۷۷	۱۰/۶۶
	آزمایشگاهی	۱۹/۸	۱۱۰/۵	۱۵۷/۶	۵/۰۹	۱۷/۰۸

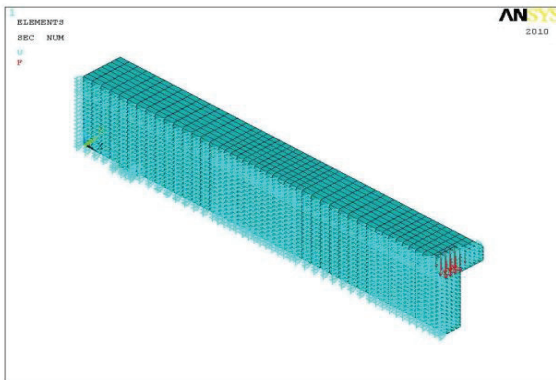


شکل ۱۰. روشهای تقویت خمشی تیر با روش (الف) EB و (ب) NSM.

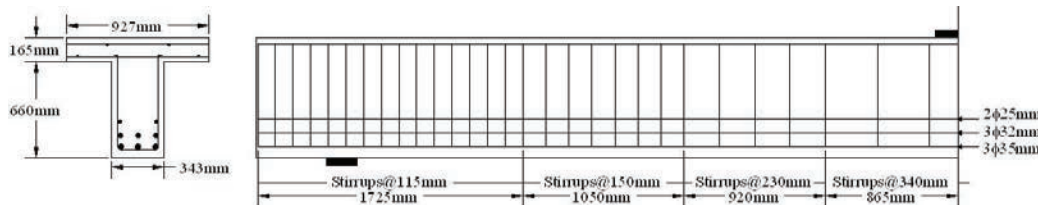
### ۵-۲ نحوه مدل سازی تیرها

با استفاده از تقارن تیرها، فقط یک چهارم تیر مدل شده است. برای مدل سازی تقارن، گرههای واقع بر سطوح تقارن در جهت عمود بر آن سطوح مقید شدند. نحوه چیدن المانهای Solid65 برای مدل سازی بتن و المانهای Solid45 برای مدل سازی تکیه گاه و محل اعمال بار در شکل (۱۱) مشاهده می شود. در شکل (۱۲) آرایش و نحوه مدل سازی میلگردها با استفاده از المان Link8 در نرم افزار در تطبیق با تیر آزمایش شده، مشاهده می شود.

شکل (۱۳) نحوه مدل سازی CFRP در هر دو روش را و شکل (۱۴) نحوه مدل سازی ورق فولادی در محل اعمال بار و تکیه گاه را نشان می دهد.



شکل ۱۱. نحوه مدل سازی بتن و تکیه گاه.



شکل ۹. موقعیت آرماتورها و ابعاد تیر Aidoo و همکارانش، (۲۰۰۹)

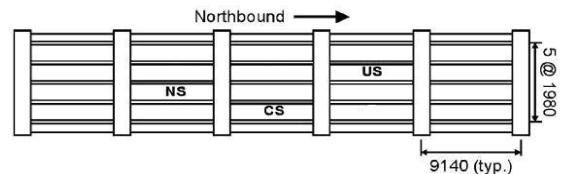
با مقایسه نتایج می توان گفت که نتایج مدل های عددی در مقایسه با نتایج تحلیلی تا مرحله II با نتایج آزمایشگاهی به خوبی مطابقت می کند. اما در ناحیه III نتایج مدل عددی با دقت بیشتری با نتایج حاصل از آزمایش تطبیق دارد.

در حل تحلیلی، فرض شده که مد جداشدگی در مقطع مقاوم شده رخ ندهد و به علت دسترسی نداشتن به اطلاعات کافی درباره مدول ارتجاعی بعد از تسلیم فولاد، ممکن است نتیجه در مرحله III با نتایج آزمایشی تفاوت داشته باشد.

### ۵. بررسی نتایج حاصل از تحلیل شاهتیرهای پل

#### ۱-۵ مشخصات تیرها

پل مورد مطالعه دارای پنج دهانه ساده ۹۱۴۰ mm است که هر دهانه دارای پنج تیر بوده و فاصله بین تیرها ۱۹۸۰ mm است (شکل ۸). تیر مورد نظر دارای ارتفاع ۸۲۵ mm (شامل ۱۶۵ ارتفاع عرشه)، عرض عرشه ۹۲۷ mm است. شکل (۹) موقعیت آرماتورها و ابعاد تیر اصلی را نشان می دهد.



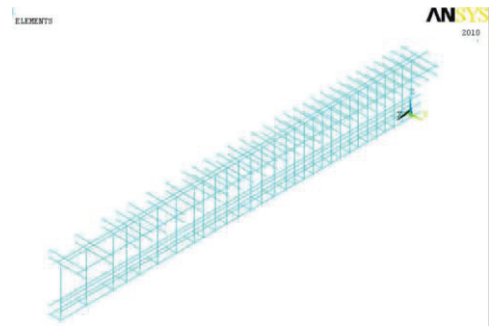
شکل ۸. ابعاد پل و موقعیت تیرهای آن Aidoo و همکارانش، (۲۰۰۹). برای تقویت تیرها با CFRP از دو روش زیر در آزمایشها استفاده شده است:

- ۱- روش چسباندن خارجی (EB) (شکل ۱۰ الف).
- ۲- روش جایگذاری نزدیک سطح (NSM) (شکل ۱۰ ب). لازم به یاد آوری است در هر دو روش از مقدار مساوی CFRP استفاده شده است.



### ۳-۵ مشخصات مصالح

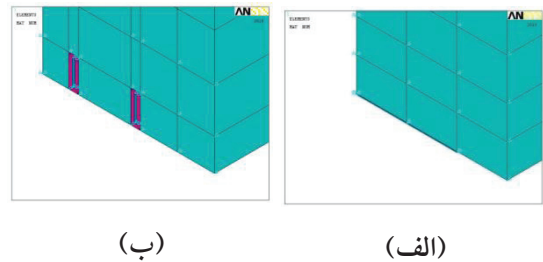
مشخصات مصالح نمونه‌های واقعی در جدول (۳) آورده شده است. الیاف CFRP استفاده شده است در این تحقیق از نوع فیبر کربنی که زاویه قرارگیری الیاف صفر درجه در راستای محور طولی، محصول شرکت Fyfe(۲۰۰۰) است مشخصات این مصالح در جدول (۴) آمده است.



شکل ۱۲. نحوه مدل کردن میلگردها

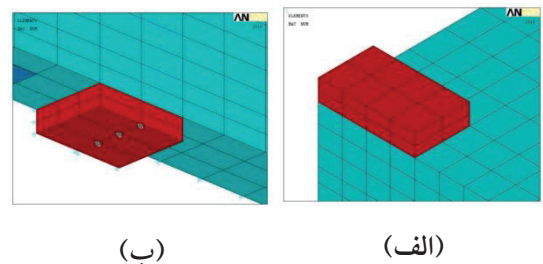
### ۴-۵ کالیبراسیون مدلها

پس از مدل‌سازی تیر کنترل EX-CB و تحلیل آن در نرم‌افزار جهت بررسی میزان مقاومت و افت وسط دهانه، نمودار بار-تغییر مکان وسط دهانه آن در کنار نمودار بار-افت تیر کنترل رسم شده است، (شکل ۱۵). انطباق بسیار قابل قبولی، هم در میزان بارنهایی، و هم در تغییر مکان وسط دهانه تیر به گونه ای آشکارمشاهده می‌شود، به طوری که حداکثر خطای موجود میان مدل آزمایشگاهی و مدل عددی در مقاومت نهایی حدود ۰/۸٪ است.



شکل ۱۳. نحوه مدل سازی ورق CFRP در روش (الف) EB و (ب) NSM.

تیرهای EX-EB و EX-NSM تقویت شده با ورقهای CFRP با نرم‌افزار Ansys(۲۰۰۵) مدل‌سازی شده است و تا مرحله شکست مورد بررسی قرار گرفته است.



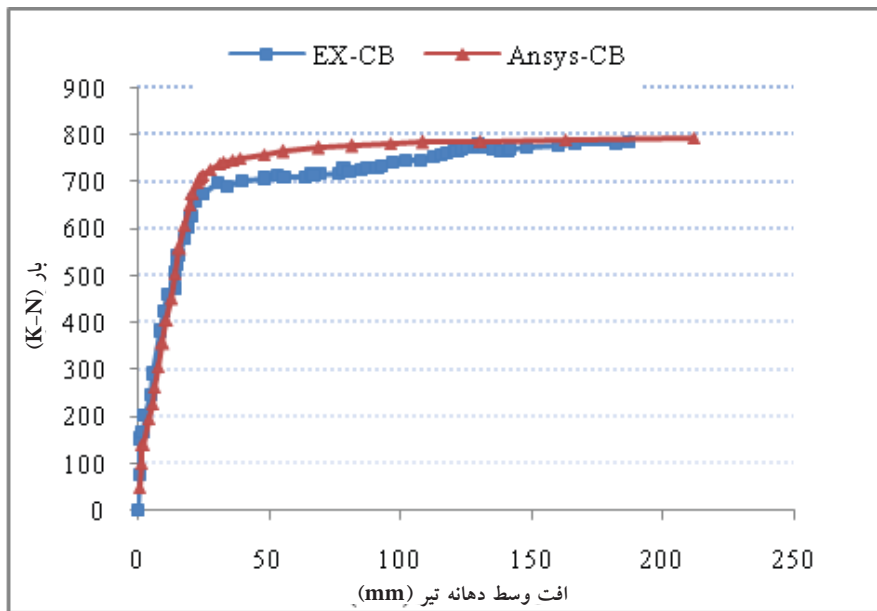
شکل ۱۴. نحوه مدل سازی ورق فولادی برای: (الف) محل اعمال بار (ب) تکیه‌گاه.

در این مرحله نیز همان‌طور که از نمودار بار-تغییر مکان شکل (۱۶) و شکل (۱۷) مشاهده می‌شود، شیب نواحی سه‌گانه به خوبی با نتیجه آزمایش سازگار است. اگرچه شیب مرحله سوم جدول ۳. مشخصات مصالح بتن و فولاد و اپوکسی

$\nu_{epoxy}$	$\epsilon_{epoxy}$	$E_{epoxy}$	$\nu_y$	$f_y$	$E_s$	$f_r$	$f'_c$	$E_c$
		(GPa)		(MPa)	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
۰/۳۷	۰/۰۲۲	۳۲۰۰	۰/۳	۳۰۰	۲۰۰	۴/۱۸	۴۵	۳۱۷۵۰

جدول ۴. مشخصات FRP محصول شرکت Fyfe(۲۰۰۰)

ضخامت لایه (mm)	مدول برشی (MPa)	کرنش نهایی	ضریب پواسون	مدول الاستیسیته (MPa)	FRP
۱/۲۵	$G_{xy}=۳۲۷۰$	٪۱/۸	$\nu_{xy}=۰/۲۲$	$E_x=۶۲۰۰۰$	الیاف کربن CFRP
	$G_{xz}=۳۲۷۰$		$\nu_{xz}=۰/۲۲$	$E_y=۴۸۰۰$	
	$G_{yz}=۱۸۶۰$		$\nu_{yz}=۰/۳$	$E_z=۴۸۰۰$	



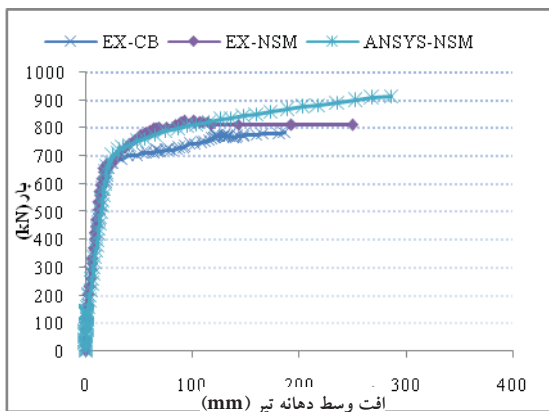
شکل ۱۵. نمودار بار تغییرمکان وسط دهانه مدل آزمایشگاهی تیر کنترل و نمونه مدل شده در نرم افزار

حدود ۱۴۰ kN به وجود می‌آید. زمانی که تنشهای کششی اصلی از کشش قابل تحمل توسط المان بتن تجاوز کنند دوایر ترک به صورت خطهای عمودی در راستای تنشهای اصلی ظاهر می‌شوند. در نرم افزار، ترکهای ایجاد شده در هر گام بارگذاری ثبت می‌شوند. هنگامی که بر میزان بار افزوده می‌شود، ترک عمودی به صورت افقی از وسط تیر به سوی تکیه‌گاه گسترش می‌یابد. سپس در بارهای بیشتر، ترکهای قطری کششی پدیدار می‌شوند. با افزایش بارگذاری تعداد ترکهای خمشی و کششی قطری افزایش می‌یابد. سرانجام ترکهای فشاری در نزدیکی محل اعمال بار ظاهر می‌شوند.

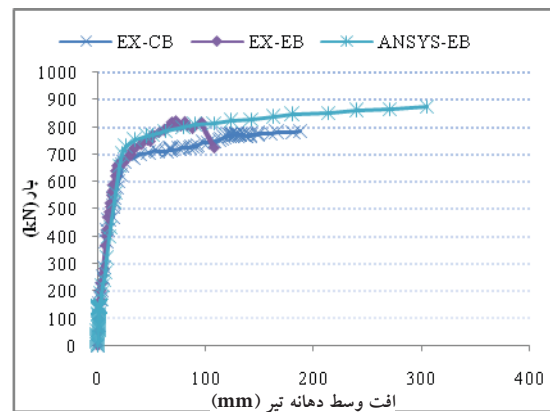
در دو روش تطبیق خوبی دارند، ولی بار نهایی و تغییر مکان در دو روش عددی بیشتر از نتیجه آزمایش به دست آمده است. همچنین پیشینه تفاوت میان مقاومت نهایی در مدل آزمایشگاهی و مدل عددی حدود ۶٪ است.

### ۵-۵ شکل‌گیری ترکها

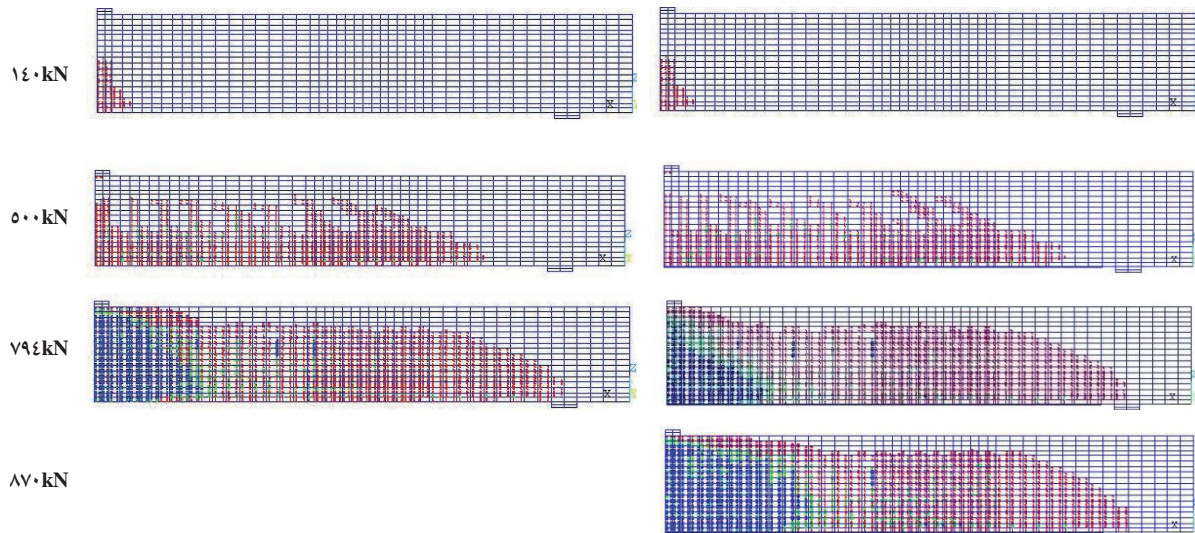
در نرم‌افزار Ansys (۲۰۰۵) ترک خوردگی بتن با علامت دایره نشان داده شده است که شامل ترک عمودی خمشی، ترک دایره‌ای فشاری و ترک قطری کششی است. اولین ترکها در تیرهای مدل شده، ترکهای خمشی در وسط دهانه است. این ترکها در باری



شکل ۱۷. نمودار بار تغییرمکان وسط دهانه مدل آزمایشگاهی تیر EX-NSM و نمونه مدل شده در نرم افزار



شکل ۱۶. نمودار بار تغییرمکان وسط دهانه مدل آزمایشگاهی تیر EX-EB و نمونه مدل شده در نرم افزار



(ب) تیر کنترل

(الف) تیر تقویت شده روش EB

شکل ۱۸. گسترش ترکهای تیر کنترل و تیر تقویت شده

نحوه ترک خوردگی در شکل (۱۸) نشان داده شده است.

#### ۷-۵ مطالعات پارامتریک

۷-۵-۱ تأثیر تعداد لایه‌های ورق CFRP در روش چسباندن

##### روی سطح

برای بررسی تأثیر تعداد لایه‌های ورق CFRP در روش چسباندن روی سطح تیر، تیر EB-Ansys که دارای یک ورق لایه ورق CFRP بوده، به عنوان مدل EB\Layer در نظر گرفته شد. سپس سه مدل اجزای محدود دیگر از همان تیر، با این تفاوت که به ترتیب با دو، سه و چهار لایه ورق CFRP تقویت شده بودند ساخته شده است. و هر کدام از آنها تا تحلیل در نرم افزار و اگر شود، بارگذاری شده است. نتایج حاصل از تحلیلها در جدول (۶) و شکل (۲۰) نشان داده شده است.

بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۲۰) و جدول (۶)، ظرفیت باربری تیرها، با افزودن تعداد لایه‌های ورق CFRP، افزایش پیدا می‌کند و محدوده این افزایش باربری نسبت به تیر کنترل از ۱۰/۵ تا ۲۹/۷٪ است، ولی تغییر مکان وسط دهانه تیر به دلیل افزودن CFRP و ترد شدن، باید کمتر شود. دلیل این که برنامه و نمودار تغییر مکان‌های غیر واقعی (بزرگ تر) را نشان می‌دهند، ممکن است به دلیل محدودیت های برنامه که مد گسیختگی CFRP و چسب اپوکسی را نشان نمی‌دهد، باشد.

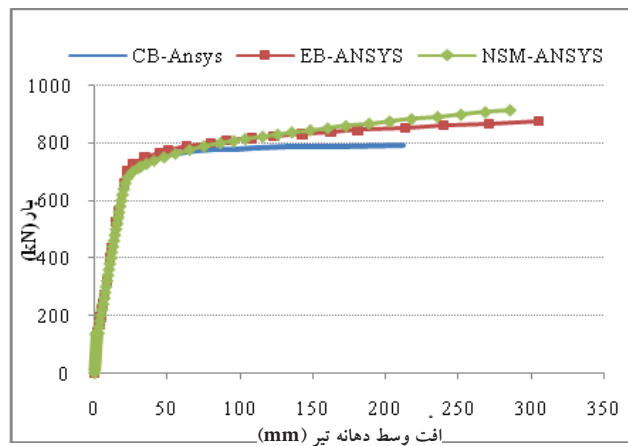
۶-۵ مقایسه عملکرد تیرهای بتنی تقویت شده با دو روش

#### EB و NSM

همان‌طور که از نمودار بار-تغییر مکان شکل (۱۹) نشان داده شده، با تغییر آرایش ورقهای CFRP در مدل عددی، با وجود ثابت نگه‌داشتن مقدار CFRP استفاده شده، مقاومت و تغییر مکان تیرهای مدل شده تغییر می‌کند. با توجه به شکل (۱۹)، مشاهده می‌شود بیشترین افزایش در بار نهایی مربوط به تیری است که با روش NSM تقویت شده است، که با توجه به جدول (۵) میزان افزایش نسبت به تیر کنترل ۱۵/۵٪ است، در حالی که در تیر تقویت شده با روش EB این افزایش به ۱۰/۵٪ رسیده است.

جدول ۵. مقایسه نتایج مدل‌های عددی تقویت شده به روش EB و NSM

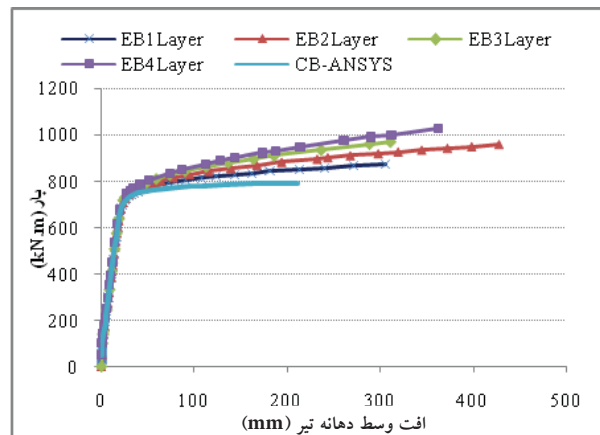
تیر	تغییر مکان (mm)	بار نهایی (kN)	اختلاف در افت %	اختلاف در بار نهایی %
CB-Ansys	۲۱۱/۷	۷۹۱/۳۲	-	-
EB-Ansys	۳۰۵	۸۷۴/۳	۴۴/۱	۱۰/۵
NSM-Ansys	۲۸۵/۸	۹۱۴/۲	۳۵	۱۵/۵



شکل ۱۹. نمودار بار- تغییرمکان وسط دهانه تیرهای تقویت شده به روش NSM و EB

جدول ۶. مقایسه نتایج مدل‌های عددی تیرهای تقویت شده با لایه‌های مختلف

تیر	تغییرمکان (mm)	بار نهایی (kN)	اختلاف در بار نهایی %	اختلاف در افت %
CB-Ansys	۲۱۱/۷	۷۹۱/۳۲	-	-
EB1Layer	۳۰۵	۸۷۴/۳	۱۰/۵	۴۴/۱
EB2Layer	۴۲۷/۵	۹۵۶/۵	۲۰/۹	۱۰۱/۹
EB3Layer	۳۱۱/۱	۹۶۸	۲۲/۳	۴۲/۲
EB4Layer	۳۶۱/۶	۱۰۲۶/۶	۲۹/۷	۷۰/۸

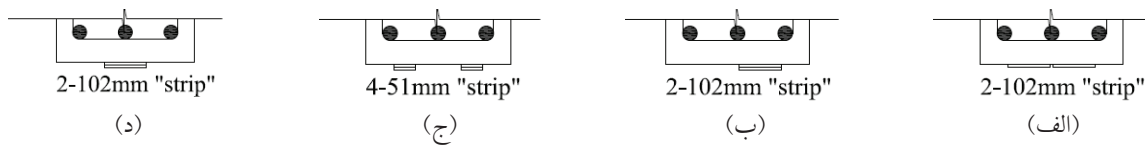


شکل ۲۰. نمودار بار تغییرمکان وسط دهانه تیرهای تقویت شده با لایه‌های مختلف

#### ۵-۷-۲ تأثیر نحوه آرایش ورقهای CFRP

برای بررسی تأثیر نحوه‌های آرایش ورقهای CFRP، در تقویت تیرهای بتن مسلح، تیرکنترل مورد نظر را با مقدار یکسان ورق CFRP ولی با آرایشهای مختلف، در نرم‌افزار Ansys مدل‌سازی شده است، و تا مرحله شکست تحت بارگذاری قرار گرفته است. چگونگی آرایش ورقهای CFRP در مدل‌های ساخته شده در شکل (۲۱) آورده شده است.

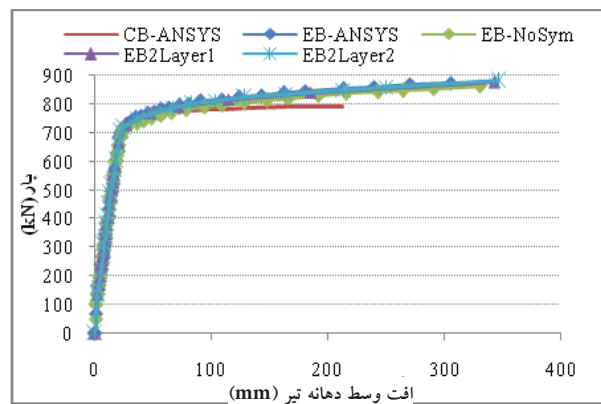
اما تغییرمکان تیرهای تقویت شده متناسب با بار نهایی تیر کنترل (۷۹۱/۳۲ kN) به ترتیب نسبت به تعداد لایه‌ها (۶۷/۶۸، ۵۷/۴۵، ۴۸/۶۹ و ۴۶ mm) است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت تا حدودی افزودن FRP باعث افزایش مقاومت و کم شدن تغییر مکان وسط تیر می‌شود.



شکل ۲۱. آرایش ورقهای CFRP در روش EB در مدل (الف)-دو لایه در وسط، EB-Ansys، (ب) دو لایه روی هم به صورت نامتقارن، EB-NoSym، (ج) چهار لایه روی هم به صورت متقارن، EB<sub>2</sub>-Layer<sub>1</sub>، (د) دو لایه روی هم در وسط، EB<sub>2</sub>-Layer<sub>2</sub>

جدول ۷. مقایسه نتایج تیرهای تقویت شده با آرایشهای مختلف و مقدار یکسان از CFRP

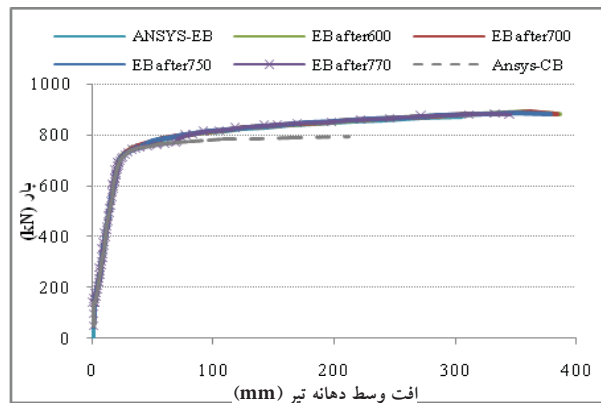
تیر	تغییر مکان (mm)	بار نهایی (kN)	اختلاف در افت %	اختلاف در بار نهایی %
CB-Ansys	۲۱۱/۷	۷۹۱/۳۲	-	-
EB-Ansys	۳۰۵	۸۷۴/۳	۴۴/۱	۱۰/۵
EB-NoSym	۳۳۰/۱	۸۶۳/۶	۵۵/۹	۹/۱
EB <sub>2</sub> Layer <sub>1</sub>	۳۴۲/۴	۸۷۵/۱	۶۱/۷	۱۰/۶
EB <sub>2</sub> Layer <sub>2</sub>	۳۳۰/۲۱	۸۷۶/۴	۵۶	۱۰/۸



شکل ۲۲. نمودار بار تغییر مکان وسط دهانه تیرهای تقویت شده با آرایشهای مختلف و مقدار یکسان از CFRP

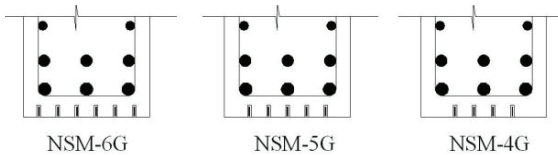
۵-۷-۳ تأثیر پیش بارگذاری بر رفتار تیرهای تقویت شده. برای بررسی چگونگی تأثیر پیش بارگذاری بر میزان ظرفیت باربری و تغییر مکان وسط دهانه تیرهای بتن مسلح تقویت شده با ورقهای CFRP با روش EB، چهار مدل در نرم افزار Ansys ساخته شده که پس از اعمال بارهای ۶۰۰، ۷۰۰، ۷۵۰ و ۷۷۰ kN که بار سرویس همین تیرهای قبل از تقویت با ورقهای CFRP بوده است، با یک لایه ورق CFRP تقویت شده و تا واگرا شدن تحلیل بارگذاری شدند. منحنی بار- تغییر مکان تیرهای اخیر و تیری که پیش بارگذاری را تجربه نکرده است (EB-Ansys) در شکل (۲۳) آمده است. در واقع هدف از این مطالعه بررسی عملکرد تیرهای تقویت شده، بعد از ترک خوردن تحت بار سرویس بوده است.

بر اساس نتایج ارایه شده در جدول (۷) و شکل (۲۲)، افزایش ظرفیت باربری تیرهای تقویت شده به صورت متقارن و دارای مقدار یکسانی از ورق CFRP (مقدار ثابت در طول و عرض تیر) تقریباً ثابت باقی می ماند، و این افزایش باربری نسبت به تیر کنترل حدود ۱۰/۶٪ است. اما تیر تقویت شده به صورت نامتقارن پیش از سایر تیرها تسلیم شده و برای آن افزایش باربری نسبت به تیر کنترل حدود ۹/۱٪ است. علت آن است که در حالت نامتقارن بودن محل CFRP در مقطع، بار کمتری به CFRP می رسد و در نتیجه در این حالت در مقایسه با حالت متقارن ورقهای CFRP نیروی محوری کمتری تحمل می کنند.



شکل ۲۳. نمودار بار تغییر مکان وسط دهانه تیرهای پیش بارگذاری شده در مقایسه با تیر پیش بارگذاری نشده

جدول (۸) و شکل (۲۵) آمده است. با توجه به پیشنهاد Kang و همکارانش (۲۰۰۵) برای تقویت تیر نمی توان بیشتر از شش شیار استفاده کرد، به عبارت دیگر فاصله بین شیارها نباید کمتر از ۴۰ mm باشد، تا هر شیار به صورت مستقل رفتار کند و فاصله شیار تا لبه تیر باید بیشتر از ۴۰ mm باشد تا از جدا شدگی بتن اطراف جلوگیری شود.



شکل ۲۴. تقویت تیر به روش NSM با تعداد شیار مختلف.

بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۲۵) و جدول (۸)، بر ظرفیت باربری تیرهای تقویت شده با افزایش تعداد شیارهای مقاوم سازی افزوده می شود و این افزایش باربری نسبت به تیر کنترل در محدوده ۱۵/۵ تا ۳۷/۴٪ است. با توجه به شکل (۲۵) مشاهده می شود سختی همه تیرها در ناحیه اول و دوم یکسان است، ولی در ناحیه سوم که با تسلیم میلگردها آغاز می شود، نمودارها اندک اندک از هم فاصله می گیرند تا آنجا که مقاومت نمونه تقویت

بر اساس نتایج ارائه شده در نمودار بار- تغییر مکان شکل (۲۳)، مقاومت نهایی تیرهای تقویت شده با ورق CFRP وابسته به پیش بارگذاری نیست. با توجه به نمودار بار تغییر مکان شکل (۲۳) مشاهده می شود که سختی همه تیرها در نواحی سه گانه یکسان است، به جز تیری که پس از پیش بارگذاری ۷۷۰ kN تقویت شده است، این تیر در مرحله پیش بارگذاری تسلیم شده و سختی آن همانند تیر کنترل، کمتر از سختی بقیه تیرها در آن مرحله است، ولی بعد از تقویت با ورق CFRP بر سختی اش افزوده شده و به مانند بقیه تیرها رفتار می کند.

#### ۵-۷-۴ تأثیر تعداد شیارها در روش NSM

برای بررسی تأثیر تعداد شیارها در روش جایگذاری نزدیک سطح، تیر Ansys-NSM که دارای چهار شیار است به عنوان مدل NSM-۴G در نظر گرفته شد. سپس دو مدل اجزای محدود دیگر از همان تیر، با این تفاوت که به ترتیب با پنج و شش شیار تقویت شده بودند ساخته شد، شکل (۲۴). و هر یک از آنها تا واگرا شدن تحلیل بارگذاری شد. نتایج حاصل از تحلیلها در

جدول ۸. مقایسه نتایج مدل های عددی تیرهای تقویت شده به روش NSM با شیارهای مختلف

تیر	تغییر مکان (mm)	بار نهایی (kN)	اختلاف در افت %	اختلاف در بار نهایی %
CB-Ansys	۲۱۱/۷	۷۹۱/۳۲	-	-
NSM-4G	۲۸۵/۸	۹۱۴/۲	۳۵	۱۵/۵
NSM-5G	۳۰۶/۵	۹۵۲/۸	۴۴/۸	۲۰/۴
NSM-6G	۲۱۸/۱	۱۰۸۶/۹	۲/۵	۳۷/۴

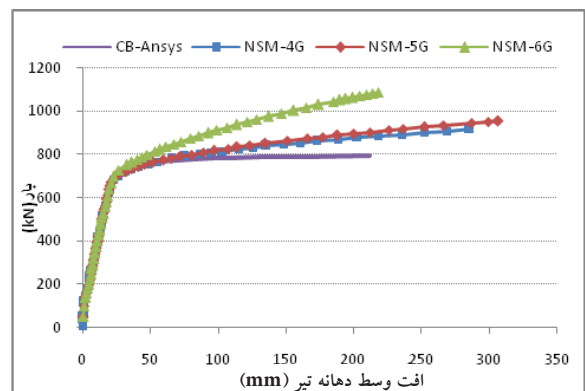
مدل شده با شیارهایی با ابعاد مختلف در شکل (۲۶) نشان داده شده است. نتایج حاصل از تحلیلها در جدول (۹) و شکل (۲۷) آمده است.

همانند سایر مقایسه‌ها، بررسی جدول (۹) و شکل (۲۷) نشان می‌دهد، که در ناحیه اول و دوم، مقاومت و افت وسط دهانه هر سه مدل یکسان بوده است. با توجه به این که در دو ناحیه مزبور ترک خوردگی بتن و تسلیم فولاد رخ می‌دهد، بنابراین تقویت با ورقهای CFRP چندان مؤثر نیست. در ناحیه سوم تیرهای دارای شیار عریض‌تر تغییر مکان و مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان می‌دهند، به گونه‌ای که برای تیر دارای عریض‌ترین شیار در مقایسه با تیر کنترل، مقدار افزایش ظرفیت باربری ۹/۲۵٪ و مقدار افزایش تغییر مکان وسط دهانه ۱/۸۷٪ است. در حالی که در تیر دارای باریک‌ترین شیار در مقایسه با تیر کنترل، مقدار افزایش ظرفیت باربری ۵/۴٪ و مقدار کاهش تغییر مکان ۱/۲۸ است. نتایج به دست آمده، توسط Nanni و Parretti مبنی بر این که نباید عرض شیار کمتر از ۳ برابر عرض نوار باشد، تأیید می‌کند. [Pa -] retti and Nanni, 2004

## ۶. نتیجه‌گیری

۱- برای تیرهای تقویت شده با CFRP، مقایسه نمودارهای بار-تغییر شکل مدل‌های عددی و تحلیلی و آزمایشگاهی، نشان می‌دهد که در ناحیه ارتجاعی و ارتجاعی-خمیری به خوبی با یکدیگر و با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارند، اما در ناحیه خمیری، نتایج

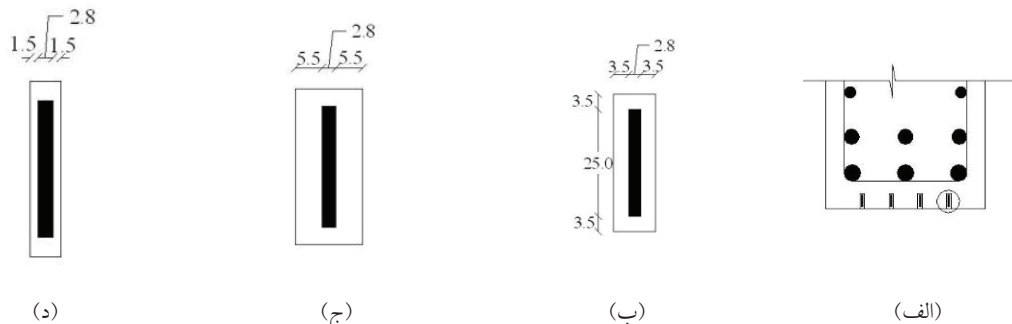
شده با ۶ شیار مقاومتی حدود ۲۱/۹٪ بیشتر از مقاومت نمونه تقویت شده با ۴ شیار می‌شود. از مقایسه منحنی‌های بار-تغییر مکان وسط دهانه تیر تقویت شده با ۵ شیار با تیر تقویت شده با ۴ شیار، دیده می‌شود که مقاومت تیر NSM-5G فقط ۴/۹٪ بیش از مقاومت تیر NSM-4G است و با توجه به مطالعات [do, 2006] علت آن است که ایجاد شیار زیر محل قرارگیری میلگردهای فولادی به تشکیل سطح افقی ضعیفی زیر طبقه میلگرد می‌انجامد که بر احتمال گسیختگی در آن منطقه می‌افزاید.



شکل ۲۵. نمودار بار تغییر مکان وسط دهانه تیرهای تقویت شده به روش NSM با شیارهای مختلف

## ۵-۷-۵ تأثیر ابعاد شیار در روش NSM

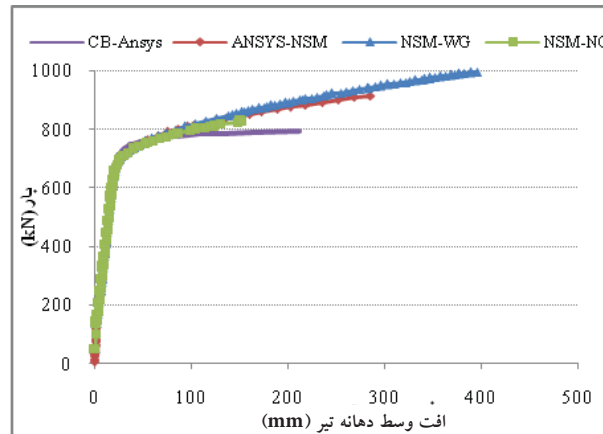
برای بررسی تأثیر ابعاد شیار در تقویت تیرهای بتن مسلح به روش NSM، تیر کنترل با استفاده از همان مقدار ورق CFRP و همان تعداد شیارها، ولی با ابعاد مختلف در ۲۰۰۵، Ansys مدل شده و تا واگرا شدن تحت بارگذاری قرار گرفت. مقطع تیرهای



شکل ۲۶ (الف) سطح مقطع تیر و ابعاد شیار در تیر (ب)-مدل رایانه ای برای نزدیک سطح (NSM-Ansys)، (ج) مدل یارانه ای برای نزدیک سطح (NSM-WG) و (د) مدل رایانه ای برای نزدیک سطح (NSM-NG).

جدول ۹. مقایسه نتایج مدل‌های عددی تیرهای تقویت شده با NSM با شیارهای با ابعاد مختلف

تیر	تغییر مکان (mm)	بار نهایی (kN)	اختلاف در افت %	اختلاف در بار نهایی %
CB-Ansys	۲۱۱/۷	۷۹۱/۳۲	-	-
NSM-Ansys	۲۸۵/۸	۹۱۴/۲	۳۵	۱۵/۵
NSM-WG	۳۹۶/۱	۹۹۶/۲	۸۷/۱	۲۵/۹
NSM-NG	۱۵۲/۳	۸۲۷	-۲۸/۱	۴/۵



شکل ۲۷. نمودار بار تغییر مکان وسط دهانه تیرهای تقویت شده به روش NSM با شیارهای با ابعاد مختلف

به صورت متقارن، تغییر قابل توجهی در افزایش باربری تیر به وجود نمی‌آید، و این افزایش باربری نسبت به تیر کنترل حدود ۰/۵٪ است. اما تیر تقویت شده به صورت نامتقارن زودتر از سایر تیرها تسلیم شده و افزایش باربری نسبت به تیر کنترل حدود ۹٪ است.

۵- مقاومت نهایی تیرهای تقویت شده با ورق CFRP وابسته به پیش بارگذاری نیست.

۶- با رعایت مقررات، افزایش تعداد شیارهای مقاوم‌سازی بر ظرفیت باربری تیرهای تقویت شده افزوده می‌شود و این افزایش باربری نسبت به تیر کنترل حدود ۱۵/۵٪ تا ۳۷/۴٪ است.

۷- به دلیل آنکه با افزایش ابعاد شیار، تنش برشی در لایه چسب و تنش کششی در ورق CFRP کاسته می‌شود، تیرهای دارای شیار عریض‌تر، تغییر مکان و مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان می‌دهند به گونه‌ای که برای تیر دارای عریض‌ترین شیار در مقایسه با تیر کنترل، مقدار افزایش ظرفیت باربری حدود ۲۶٪ و مقدار افزایش تغییر مکان وسط دهانه حدود ۸۷٪ است. در حالی که تیر

حاصل از مدل عددی در مقایسه با نتایج مدل تحلیلی با دقت بیشتری با نتایج حاصل از آزمایش تطبیق دارد. علت این امر ممکن است این باشد که در حل تحلیلی، فرض شده است مد جدانشدگی در مقطع مقاوم شده رخ نمی‌دهد و یا دسترسی نداشتن به اطلاعات کافی درباره مدول ارتجاعی، بعد از تسلیم فولاد باشد. ۲- با ثابت نگه داشتن مقدار CFRP استفاده شده، بار نهایی مربوط به تیر تقویت شده با روش NSM بیشتر از بار نهایی مربوط به تیر تقویت شده با روش EB بوده است که میزان افزایش نسبت به تیر کنترل ۱۵/۵٪ است، در حالی که در تیر تقویت شده با روش EB به ۱۰/۵٪ رسیده است، این امر به دلیل دارا بودن سطح تماس بیشتر ورق CFRP در روش NSM است.

۳- افزودن CFRP تا حدودی، ۳۰٪ مقاومت نهایی را افزایش می‌دهد، پس از آن، نه تنها مقاومت افزایش نیافته بلکه به دلیل ترد شدن بیش از حد، شکست زود رس به وجود خواهد آمد که این شکست مورد علاقه طراحان و مهندسين محاسب سازه‌ای نیست. ۴- در صورت ثابت نگهداشتن مقدار CFRP و تغییر آرایش آن



$\epsilon_{bi}$ : کرنش اولیه در سطح کششی بتن

$\epsilon_c$ : کرنش بتن

$\epsilon_{cu}$ : کرنش نهایی بتن

$\epsilon_{frp}$ : کرنش مصالح FRP

$\epsilon_{frpe}$ : کرنش مؤثر مصالح FRP

$\epsilon_{frpu}$ : کرنش نهایی مصالح FRP

$\epsilon_y$ : کرنش نهایی فولاد

$\nu$ : ضریب جزیی ایمنی

$\nu_c$ : ضریب جزیی ایمنی بتن

$\nu_{frp}$ : ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

$\nu_s$ : ضریب جزیی ایمنی فولاد

$\phi_y$ : انحنای تیر لحظه‌ی تسلیم آرماتور فولاد

$\phi_{y,f}$ : انحنا لحظه‌ی تسلیم فولاد

## ۹. مراجع

- Aidoo, J., Harries, K. and Petrou, M. (2006) "Full-scale experimental investigation of repair of reinforced concrete interstate bridge using CFRP materials", Journal of Bridge Engineering, ASCE 11(3), pp. 350-358.

- Ansys (2009) "Ansys User's Manual Release 12.0" Ansys, Inc.

- American Concrete Institute Technical Committee 440, (20020) "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", ACI 440.2R-02.

- American Concrete Institute, ACI (2005) "Building code requirements for structural concrete and commentary", ACI 318M-05.

- Bangash, M.Y. H. (1989) "Concrete and Concrete structures: Numerical modeling and applications", Elsevier Science Publishers Ltd, London, England.

- Benmorkrane, B., Chaallal, O. and Masmoudi, R. (1996) "Flexural response of concrete beam reinforced with FRP reinforcing bars", ACI Structural

دارای باریک‌ترین شیار در مقایسه با تیر کنترل، مقدار افزایش ظرفیت باربری ۴/۵٪ و مقدار کاهش تغییر مکان حدود ۲۸٪ است.

## ۷. پی‌نوشتها

- 1- Externally Bonded
- 2- Near Surface Mounted
- 3- Smearred Crack

## ۸. علایم و نشانه‌ها

a: ارتفاع بلوک فشاری بتن

$A_{frp}$ : سطح مقطع مصالح FRP

$A_s$ : سطح مقطع کل آرماتور کششی

c: محل تار خنثی

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی

$d_f$ : فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز ورق FRP

$E_c$ : مدول الاستیسیته بتن

$E_{frp}$ : مدول الاستیسیته مصالح FRP

$E_s$ : مدول الاستیسیته فولاد

$E_{s,sh}$ : مدول مرحله سخت شدگی فولاد

$f_{frp}$ : تنش کششی در مصالح FRP

$f_r$ : مقاومت کششی بتن

$f_s$ : تنش کششی در فولاد کششی

$f'_s$ : تنش فشاری در فولاد فشاری

$f_y$ : مقاومت جاری شدن فولاد

h: ارتفاع کل مقطع

$M_a$ : ممان ناشی از بار اعمال شده

$M_{cr}$ : ممان لحظه‌ی ترک خوردگی

$M_n$ : لنگر خمشی مقاوم اسمی

$M_u$ : لنگر خمشی مقاوم نهایی

$M_y$ : ممان تسلیم تیر

x: فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری

$B_1$ : نسبت عمق مستطیل تنش معادل به عمق تیر خنثی

$B_t$ : ضریب انتقال برش

- Ross, A., Jerome, M. and Tedesco, J. (1999) "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates", *ACI Structural Journal*, Mar-Apr , pp. 212-220.
- Pendhari, S., Kant, T. and Desai, Y.M. (2008) "Application of polymer composites in civil construction: A general review", *Composite Structures*, 84, pp. 114-124.
- Said, H. (2010) "Deflection prediction for FRP-strengthened concrete beams", *ASCE J. Composite Construction* 14(2), pp. 244-248.
- Smith, S.T. and Teng, J. G. (2002) "FRP-strengthened RC beams. I. Review of debonding strength models", *Engineering Structures*, 24, pp. 385-395.
- Teng, J. G., De Lorenzis, L., Wang, B., Rong, L., Wong, T.N. and Lam, L. (2006) "Debonding failures of RC beams strengthened with near-surface mounted CFRP strips", *J. Composite Construction*, ASCE 10(2), pp. 92-105.
- William, K. J. and Warnke, E. P. (1975) "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete", *Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering*, ISMES, Bergamo, Italy.
- Journal, Jan-Feb, pp. 46-55.
- Branson, D.E. (1965) "Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams", *Alabama Highway Dept., Bureau of Public Roads HPR Rep. No. 7, Dept. of Civil Engineering and Auburn Research Foundation, Auburn Univ., Part 1.*
- Desayi, P. and Krishnan, S.(1964) "Equation for the stress-strain curve of concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 61, pp. 345-350.
- Fyfe Company (2000) "LLC Fyfe, Tyfo systems product literature", *Fyfe Company, LLC, San Diego.*
- Gee-Joo, H., Yun-Yong, K. and Chang-Geun, C. (2008) "Groove and embedding techniques using CFRP trapezoidal bars for strengthening of concrete structures", *Engineering Structures*, 30, pp.1067-1078.
- Kachlakev, D. (2001) "Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates-final Report", *Oregon Department of Transportation, [1] Ryall M.J., "Bridge Management", Butterworth-Heinemann.*
- Kang, J. Y., Park, Y. H., Park J. S., You, Y. J. and Jung, W. T.(2005) "Analytical evaluation of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP laminates", *7th International Symposium on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-7, Kansas City, MO, USA, pp.2005: 779-794*
- Oehlers, D. J., Liu, I. and Seracino, R. (2007) "A generic design approach for EB and NSM longitudinally plated RC beams", *Construction and Building Materials*, 21, pp. 697-708.
- Parretti, R. and Nanni, A.(2004) "Strengthening of RC members using near surface mounted FRP composites: design overview", *Advanced Structural Engineering*, 7(6), pp. 469-83.
- Picard, A., Massicotte, B. and Boucher, E. (1995) "Strengthening of reinforced concrete beam with composite materials: Theoretical study", *Composite Structures*, Vol 33, pp. 63-75.