# مدلی ساده برای تحلیل تیر های پیوند عمیق با آرماتور گذاری قطری

مسعود ریاضی<sup>۱</sup> و محمدرضا اصفهانی<sup>۲</sup> <sup>۱</sup>دانش آموخته دکتری سازه – دانشکده مهندسی – دانشگاه فردوسی مشهد <sup>۲</sup>استاد گروه عمران – دانشکده مهندسی – دانشگاه فردوسی مشهد ( ۱۱ ,

### چکیدہ

در این پژوهش، با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده و تلفیق آن با یک مدل خرپایی، مدل جدیدی برای بررسی رفتار برشی تیرهای پیوند با آرماتور گذاری قطری ارائه میشود. این مدل قادر به در نظر گرفتن اثرات هم زمان برش و خمش و همچنین نیروی محوری می باشد. مدل ارائه شده شامل یک فنر غیر خطی برشی، یک فنر محوری، دو عضو خرپایی مورب و چند فنر غیر خطی برای به حساب آوردن تغییر شکل های خمشی است. مدل پیشنهادی با نتایج تعداد زیادی از آزمایش های انجام شده توسط مؤلفین این مقاله و سایر مقایسه گردیده است. این مقایسه نشان می دهد که مدل پیشنهادی به خوبی می تواند رفتار برشی تیرهای پیوند را پیش بینی کند.

واژه های کلیدی: بتن مسلح - تیر پیوند - آرماتور گذاری قطری - دیوار برشی - دیوار کوپل - میدان فشاری

#### مقدمه

با توجه به این که رفتار دیوار برشی کوپل (شـکل ۱) به شدت متأثر از سختی، مقاومت و شکل پذیری تیره ای پیوند می باشد، شناخت رفتار و همچنین طراحی اصولی این نوع تیرها از اهمیت ویژه ای برخوردار است. پائولی [۱،۲] نشان داد که تیر های پیوند با نسبت دهانه به ارتفاع کم با آرماتورگذاری متعارف دارای شکست بسیار ترد بوده و مکانیسم گسیختگی در این نوع تیرها با سایر تیرهای بتنی تفاوت عمده ای دارد. پائولی و بینے [۳] در سال ۱۹۷۴ به منظور بهبود شکل پذیری تیرهای پیوند، استفاده از آرماتور گذاری قطری را پیشنهاد نمودند. در حال حاضر بسیاری از آیین نامه های طراحی دنیا استفاده از این نوع آرماتورگذاری را برای طراحی لرزه ای تیر های پیوند الزامی کرده اند. مطابق پیشنهاد پژوهشگران فوق مقاومت تیر پیوند  $V_{\mu}$ ، با در نظر گرفتن ظرفیت آرماتور های قطری از رابطه زیر به دست می آید.  $V_{\mu} = 2A_{sd}f_{vd}\sin\alpha$ (1)که در آن  $A_{sd}$  مساحت آرماتور های قطری،  $f_{yd}$  تنش تسليم اين آرماتورها و  $\alpha$  نيز زاويه آرماتورهاى قطرى نسبت به افق می باشد. در صورتی که مقدار آرماتورهای خمشی و برشی قابل توجه باشد رابطه ۱ دقت کافی در پیش بینی بار نهایی را نخواهد داشت و لازم است که علاوه بر آرماتورهای قطری اثر سایر آرماتورهای طولی و عرضی نیز در نظر گرفته شود.

زائو و همکاران [۴] در سال ۲۰۰۴ برای نخستین بار به رابطه بار – تغییر مکان این نوع تیرها توجه نمودند. در پژوهش یاد شده با استفاده از مدل اجـزاء محـدود، رفتـار غیر خطی تیرهای پیوند با آرماتور گذاری معمولی بررسـی گردید. همچنین ملاحظه شد که مقید سازی طـولی تیـر پیوند می تواند باعث تغییر مشخصات رفتـاری تیـر شـامل سختی، مقاومت و شکل پذیری گردد.

هندی و حسن [۵] نیز در سال ۲۰۰۴ با استفاده از یک مدل خریایی توانستند منحنی بار – تغییر مکان تیرهای پیوند با آرماتور گذاری قطری را پیش بینی نمایند. ایشان ظرفیت فشاری بتن محصور در آرماتورهای قطری را نیز در نظر گرفتند. نتایج حاصل از مدل مذکور از نظر پیش بینی ظرفیت، تطابق خوبی با نتایج آزمایش های پژوهشگران قبلی داشت. بعد از آن هندی و حسن [۶] با ساده تر کردن فرضیات مدل خود، روش ساده تـری بـرای پیش بینی رفتار تیرهای پیوند ارائه نمودند. در هیچ کدام از دو روش ارائه شده توسط ایشان ظرفیت آرماتورهای طولی و عرضی در نظر گرفته نشده است. اگر چه هندی و حسن با مقایسه مدل های خود و آزمایش های پژوهشگران قبلی کفایت روش خود را نشان داده اند، لیکن به نظر می رسد که آرماتـورهای طـولی بـه کـار رفتـه در نمونه های پژوهشگران مورد اشاره آنها نا چیز بوده است. در این پژوهش سعی شده است تا با آزمایش ۳ تیر پیونـد شکل (۱) وضعیت تعادل یک تیر پیوند را نشان

می دهد. در واقع این تیر تحت یک برش یکنواخت و یک

لنگر پاد متقارن قرار گرفته و بدیهی است که مقدار لنگر

در وسط تیر برابر صفر می باشد. در این پژوهش، روابط بار

تغییر مکان برای نیمی از تیر بررسی شده و یس از آن با

دو برابر کردن جا به جایی این نیمه، جا به جایی کل تیر

شکل ۱ : وضعیت تعادل در تیر پیوند.

سختی و مقاومت عناصر اصلی آن نظیر آرماتورهای طولی،

عرضی و قطری و همچنین بتن می باشد. لذا در این

پژوهش هر کدام از این عناصر توسط یک سری فنـر مـدل

سازی شده اند. شکل (۲) مدل ماکروی تیر پیوند را

واضح است که سختی و مقاومت تیر پیوند ترکیبی از

مدل سازی

مدل ماکرو'

به دست آمده است.

با آرماتور گذاری قطری، اثر آرماتورهای طولی و عرضی نیز بررسی شود. مقدار آرماتورهای طولی و عرضی در ایـن ۳ نمونه نسبت به آرماتورهای قطری قابل توجه می باشد.

اخیراً نگارندگان [۷] با استفاده از تئوری میدان فشاري اصلاح شده و استفاده از يک مدل ماكرو، رابطه بار – تغییر مکان تیر های پیوند با آرماتور گذاری معمولی را مورد بررسی قرار دادند. یکی از روش هایی که در چند سال اخیر برای بررسی رابطه بار – تغییر مکان اعضا بتنے مورد توجه بوده است، تئوری میدان فشاری اصلاح شده می باشد. این تئوری که نخستین بار توسط وکچیو و کولینز [۸] ارائه گردید، علی رغم سادگی تطابق بسیار خوبی با نتاج آزمایشگاهی داشته است. در این پژوهش، با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده و تلفیق آن با یک مدل خرپایی، رابطه غیر خطی بار – تغییر مکان در تیر های پیوند بررسی می شود. با توجه به سادگی روش ارائمه شمده و دقمت قابمل قبول آن در پمیش بینمی مشخصه های رفتاری تیر پیوند، می توان با استفاده از آن اثرات عوامل مختلف را مطالعه نمود. كفايت روش پیشنهادی با استفاده از نتایج چندین نمونه آزمایشگاهی بررسی می گردد. در این پژوهش هم چنین اثر قید طولی دیافراگم کف بر تیر های پیوند با آرماتور گذاری قطری مطالعه شده است.



الف- مدل ماکروی تیر پیوند با آرماتور گذاری متعارف



٨

ب- ابعادنیمی از یک تیر پیوند

ج-مدل ماکروی تیر پیوند با آرماتور گذاری متعارفوقطری

شکل۲: مدل ماکروی تیر پیوند.

نگارنـدگان [۷] بـا اسـتفاده از مـدل پیشـنهادی شـکل (۲-الف) رفتار تیرهای پیوند با آرماتور گـذاری متعـارف را بررسی نموده اند. در این مدل مشـابه بـا پیشـنهاد لینـد و بچمن [۹] در مورد دیوارهای برشـی، فنـر برشـی در یـک سوم میانی طول تیر قرار داده شود. مشخصات این فنـر بـا استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شـده و بـا ارضـای فولاد و بتن قابل دست یـابی است. ضـمناً نگارنـدگان بـا وکچیو و کولینز [۱۱،۱۰] معرفی شد، اثر هم زمان نیـروی محوری وخمش را به همراه برش اعمال کردند. مشخصات فنـر هـای فولادی و بتنی انتهـایی نیـز مطـابق بـا روش پیشنهادی قبارا و یوسف [۱۲] برای مدل سازی دیوارهای برشی محاسبه می گردد.

در اکثر آزمایش های انجام شده، تغییر مکان طولی نمونه آزاد بوده که این مسئله با شرایط واقعی تیرهای پیوند مغایرت دارد زیرا به علت وجود دال دیافراگم و همچنین صلبیت دیوارهای جانبی، تغییر مکان های طولی نمونه ناچیز هستند [۴]. در مدل ارائه شده با معرفی یک فنر طولی، می توان اثر دال دیافراگم با سختی های متفاوت را مدل نمود. در واقع با معرفی سختی بی نهایت برای این فنر می توان شرایط صلبیت محوری را فراهم کرد. برای محاسبه تغییر مکان طولی فرض می شود که مقداری که در محل فنر برشی محاسبه می گردد. تغییر مکان متوسط فنرهای فولادی و بتنی انتهایی نیز به این مقدار افزوده می شود.

در پژوهش حاضراثر آرماتور های قطری و بتن محصور در آنها با المانهای خرپایی مشابه شکل (۲- ج) اعمال گردیده است. هندی و حسن [۵] برای محاسبه نیروی قطر کششی (T) و نیروی قطر فشاری (C) از روابط زیر استفاده نمودند.

 $T = A_s f_s^+ = A_s f(\varepsilon_s^+), \qquad (\Upsilon)$   $C = A_s f_s^- + A_c f_c^- = A_s f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_s^-)$   $\Delta s \text{ cr} (f_c) = A_c f(\varepsilon_s^-) + A_c$ 

نمایانگر کشش و فشار بوده و کرنش های بتن و فولاد در وجه فشاری را می توان برابر پنداشت. هندی و حسن [۵] کرنش در راستاهای فشاری و کششی را نیز برابر در نظر گرفته اند. لیکن در صورت تغییر طول نمونه این فرض برقرار نیست. پائولی [۱۳] بر اساس یافته های آزمایشگاهی کرنش وجه فشاری را در حالت حدی حدوداً ۲/۲ کرنش وجه کششی گزارش کرده است. در این پژوهش ارتباط کرنش های وجه فشاری و کششی مطابق رابطه زیر در نظر گرفته شده است.

 $\varepsilon_s^- = \varepsilon_c^- = \beta \varepsilon_s^+$  (۳) ضریب  $\beta$  برای هر گام زمانی به ترتیبی که بعداً توضیح داده خواهد شد محاسبه می گردد.

جا به جایی تیر پیوند  $(\delta)$ ، با استفاده از جا به جایی محوری قطر های فشاری و کششی قابل محاسبه است.

$$\delta = \frac{\varepsilon_s^+ L}{\sin(2\alpha)} + \frac{\varepsilon_s^- L}{\sin(2\alpha)} = \frac{(1+\beta)\varepsilon_s^+ L}{\sin(2\alpha)} \tag{(f)}$$

که L در رابطه فوق طول تیرپیونـد مـی باشـد. از سـوی دیگر مقدار نیروی برشی کـه قطرهـای فشـاری و کششـی قادر به تحمل آن هستند با استفاده از رابطه زیـر محاسـبه می گردد:

 $V_d = (T+C)\sin\alpha$ 

با فرض کردن کرنش میل گرد های قطری کششی با فرض کردن کرنش میل گرد های قطری کششی ( $\mathcal{E}_s^+$ ) می توان جا به جایی تیر پیوند را از رابطه ( $\mathcal{P}$ ) پیدا نمود. اگر رابطه تنش – کرنش در فولاد و بتن مشخص گردد می توان با در اختیار داشتن کرنش، تنش های آرماتور های قطری و هم چنین بتن فشاری محصور در آنها را به دست آورد و به دنبال آن نیروهای کششی C و آنها را به دست آورد و به دنبال آن نیروهای کششی C و آنها را به دست آورد و به دنبال آن تروهای کششی C و آز رابطه (۵) محاسبه می شود. به این ترتیب متناظر با هر جا به جایی  $\delta$  برش  $V_d$  قابل محاسبه می باشد.

### مشخصات مصالح

(۵)

روابط تنش – کرنش مصالح به کار رفته در فنر های قطری متفاوت با بقیه اجزا در نظر گرفته شده اند. در واقع در فنر های قطری، بتن محصور شده است و آرماتور های فشاری مستعد کمانش می باشند. از این رو مشخصات در شکل (۴) ،  $v_{sh}$  ،  $z_{sh}$  و  $v_{sh}$  به ترتیب کرنش تسلیم، کرنش در ابتدای سخت شدگی و کرنش نهایی فولاد های میلگرد های قطری کششی می باشند.  $f_y$ و  $v_f$  نیز تنش تسلیم و تنش حداکثر در فولاد کششی هستند.  $\sigma_{sd}^{+}$  تنش کششی آرماتورهای قطری می باشد. در نمونه هایی که توسط نگارندگان آزمایش مده است مقادیر  $\sigma_{sd}^{+}$  و  $v_{s}$  در آزمایشگاه توسط تست می باشد. در نمونه هایی که توسط نگارندگان آزمایش مورد نمونه های سایر پژوهشگران  $\sigma_{sd}^{+}$  و  $v_{s}^{-}$  به ترتیب برابر با ۵ و ۳۰ برابر کرنش تسلیم در نظر گرفته شده اند. به هر حال در نظر گرفتن اثرات کرنش سختی فولاد تأثیر جدی در ظرفیت نهایی تیر های پیوند ندارد [۵].

یکی از مواردی که در رفتار فشاری آرماتورهای قطری تاثیر چشمگیری دارد طول کمانش هر یک از این آرماتور ها است. در این پژوهش فرض شده است که این طول برابر فاصله بین دو خاموت قطری می باشد که در شکل (۵) با عامل  $S_d$  نشان داده شده است. بدیهی است آرماتورهای عرضی نیز می توانند از کمانش آرماتور های قطری جلوگیری کنند. از این رو محدودیت زیر نیز برای طول کمانش آرماتورها (S) اعمال شده است.

$$S = S_d \leq \frac{S_t}{\cos \alpha}$$

در رابطه فوق فاصله خاموتهای عرضی تیر و مطابق با $S_t$  شکل (۵) می باشد.



شکل۵: نمایش فاصله خاموتهای قطری و عرضی.

همان طور که قبلا نیز اشاره شد رفتار فشاری میلگرد و رفتار کششی آن با هم متفاوت است. در این پژوهش رفتار فشاری میلگرد مطابق با پیشنهاد زاکال و مائکاوا [۱۵] مدل گردیده است. در شکل (۶) رفتار آرماتور مصالح در دو بخش جداگانه مورد بررسی قرار می گیرد. در ارائه مشخصات مصالح در اعضا قطری و سایر اجزاء از مدل های مختلفی استفاده شده است که توسط سایر پژوهشگران پیشنهاد شده اند. با توجه به اینکه ارائه تمام این روابط باعث طولانی شدن بحث می گردد، صرفاً به ذکر نکات کلی و اصلی این مدل ها اکتفا شده است.

الف - مشخصات مصالح در اعضا (فنر های)قطری: بـتن در قطر فشاری به علت محصور شدگی دارای رفتار متفاوتی نسبت به بتن معمولی می باشد. منحنی تنش – کرنش در این ناحیه توسط شکل (۳) تعریف شده است. این منحنی می تواند بـا اسـتفاده از مختصات سه نقطـه A، B و C می تواند بـا اسـتفاده از مختصات سه نقطـه A، B و C می تواند بـا اسـتفاده از مختصات سه نقطـه A، و ع ترسیم گردد. برای رسم ایـن منحنی، کـرنش هـای  $\mathcal{E}_{cc}$ مورد نیاز ترمیم  $\mathcal{E}_{cc}$  و هم چنین تنش حداکثر  $f_{cc}$  مورد نیاز هستند. در این پژوهش، برای یافتن این عامل هـا از مـدل پیشنهادی چانگ و همکاران [۱۴] استفاده شده است. در مدل مذکور، مقادیر عامل های یاد شده به صورت آماری و با در نظر گرفتن ابعاد ناحیه محصور شده، اثـرات مقاومت بـتن و همچنـین اثـرات مقاومـت تنـگ هـا بـه دست می آیند.



فولاد های آرماتور های قطری، در یک راستا تحت کشش و در راستای دیگرتحت فشار قرار می گیرند. منحنی تنش – کرنش فولاد های قطری کششی به صورت شکل (۴) در نظر گرفته شده است.





رابطه تنش – کرنش فـولاد در آرماتورهـای طـولی و عرضی به صورت کشسان – مومسان کامل در نظر گرفتـه شده است[۷].



کولینز و همکاران [۱۶] در سال ۱۹۹۳ رابطه تنش-کرنش را برای بتن تحت فشار پیشنهاد کردند. ایـن رابطـه بعد ها توسط گوپتا و رنگان [۱۸،۱۷] بـرای مـدل سـازی دیوارهای برشی اسـتفاده شـد. بـدلیل شـباهت دیوارهـای برشی و تیرهای پیوند که در قسمت قبل نیز اشاره شد، در این پژوهش از رابطه یادشده استفاده مـی گـردد. لازم بـه ذکر است این رابطه با در نظـر گـرفتن وضـعیت تـنش دو محوره ارائه شده است.

رفتار کششی بتن نیز نظیر شکل (۸) و مطابق با پیشنهاد گوپتا و رنگان [۱۸،۱۷] در نظر گرفته شده است. جزئیات بیشتر در تعریف مقادیر کرنش های  $\mathcal{B}_{ut}$  و  $\mathcal{B}_{c}$ و حداکثر مقاومت کششی  $f'_{ct}$  در مرجع [۷] قابل دسترسی می باشد.



روش حل

تصویر الف از شکل (۹) یک تیر پیوند با کلیه آرماتورهای طولی، عرضی و قطری را نمایش می دهد. می توان نیروهای داخلی این تیر را از مجموع نیروهای داخلی تصاویر ب و ج بدست آورد. در واقع در تصویر ب صرفا" آرماتورهای قطری و در تصویر ج سایر آرماتورها به همراه بتن در نظر گرفته شده اند.

بدیهی است نیروهای C و T در حالت ب از شکل بدیهی است نیروهای C و T در حالت ب از شکل (۹) با یک دیگر برابر نیستند. از این رو مجموع مؤلفه های افقی آن ها برابر صفر نمی شود و نیرویی افقی تولید می کند. این نیرو در ادامه نیروی افقی نامیزان نامیده می شود و در هر گام از رابطه زیر محاسبه می شود. (۲)  $N_{ub} = (C - T) \cos \alpha$  (۲) نیروی محوری بدست آمده از رابطه (۷) در هر گام نیروی مقید کننده دیافراگم ( $N_{const}$ ) به تیر c از شکل (۹) اعمال می گردد. یعنی:  $N = N_{ub} - N_{const}$  (۸)

از آن جایی که تیر c از شکل (۹) یک تیرپیوند با آرماتورگذاری متعارف محسوب می شود، نیروی برشی آن با استفاده از روش تئوری میدان فشاری اصلاح شده قابل محاسبه می باشد. این قسمت به صورت کامل در مرجع [۲] توضیح داده شده است. برش حاصل از این مرحله [۷] نام گذاری گردیده است. در واقع برش کل از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$V = V_d + V_{mcft} \tag{9}$$

یکی از مشکلات اساسی حل، جدا نمودن تغییر مکان برشی از تغییر مکان کل می باشـد. بـرای ایـن منظـور در اولین گام  $\delta_v$ ، تغییر شکل برشی نصف تغییر مکـان کلـی  $\delta$  انتخاب می شود. در پایان هر گام  $\delta$  محاسـبه شـده و نسبت آن با  $\delta_v$  مربوط به آن گام به دست می آید. یعنی:  $\lambda_2 = \frac{\delta}{\delta_v}$  (۱۰)

اکنون در شروع گام بعدی می توان با تقریب خـوب  $\delta$  را از تقسیم  $\delta$  بر نسبت  $\lambda_2$  محاسبه نمود.

همان طور که قبلا نیز اشاره شد، کرنش قطر فشاری و کششی همواره برابر نیستند. اگر تغییر طول محوری و تغییر مکان قائم تیر مشخص باشد می توان با استفاده از اصول مقاومت مصالح تغییر طول هر قطر را پیدا نمود. از تقسیم تغییر طول قطر فشاری به کششی مقدار  $\beta$  در انتهای هر گام قابل محاسبه است. با استفاده از این روش می توان رابطه زیر را برای محاسبه  $\beta$  به دست آورد:

$$\beta = \frac{Tan\alpha - \delta_h}{Tan\alpha + \delta_h}$$
(11)

 $\delta_h$  در رابطه فوق تغییر مکان افقی تیر می باشد. به این ترتیب در انتهای هر گام با در اختیار داشتن  $\delta_h$  و  $\delta$  مقدار  $\beta$  محاسبه می شود. از این مقدار می توان با تقریب خوب در گام بعدی استفاده کرد و با استفاده از



روش حل در نمودار شکل (۱۰) نمایش داده شده است. در ابتدا کاربر با توجه به میزان دقتی که برای رسم نمودارها در نظر دارد، مقدار نمو تغییر مکان را انتخاب می کند. در شروع هر گام مقدار جا به جایی با افزودن نمو تغییر مکان به جا به جایی مرحله قبل محاسبه و در انتهای هر مرحله برش متناظر با آن جا به جایی تعیین می شود. این محاسبات تا رسیدن به یکی از دو حالت نهایی، یکی گسیختگی نهایی تیر متناظر با ناپایداری عددی و دیگری رسیدن به مقدار جا به جایی مورد نظر کاربر تکرار شده و عملیات به اتمام می رسد.

# برنامه أزمايش

برنامه آزمایش حاضر قسمتی از یک سری مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار تیر های پیوند میباشد که اخیراً در آزمایشگاه سازه دانشگاه فردوسی انجام شده است. در این قسمت از برنامه ۳ نمونه بتنی ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. از این سه نمونه، نمونه های 22 و P6 در امتداد طولی نامقید و نمونه P8 مقید می باشد. ابعاد نمونه ها و نحوه مسلح سازی آنها در شکل (۱۱) نمایش داده شده است.  $f_c'$  در هر سه نمونه برابر ۲۰/۹ مگا پاسکال می باشد. مقاومت های تسلیم و نهایی میلگردهای مصرفی با استفاده از آزمایش کشش استاندارد فولاد به دست آمده است.

مقاومت تسلیم برای آرماتورهای نمره ۶, ۸, ۱۲ و ۱۶ به ترتیب برابر با ۲۳۵, ۴۲۷, ۴۴۵ و ۵۱۰ مگاپاسکال می باشد. مقاومت نهایی میلگردهای نمره ۱۲ که به عنوان آرماتورهای قطری استفاده شده اند برابر۶۴۹ مگاپاسکال می باشد.





www.SID.ir



www.SID.ir

منبع	نمونه	L (mm)	h (mm)	b (mm)	<i>f</i> 'с (МРа)	ابعای عضو قطری (mm <sup>2</sup> ) a'×b'	آرماتور قطری		آرماتورخمشی		آرماتورعرضی		تنگ	تنش تس		
							$A_{sd}(mm^2)$	f <sub>yd</sub> (MPa)	$f_u(MPa)$	$A_{sb}(mm^2)$	f <sub>by</sub> (MPa)	$\rho_v \times 10^3$	f <sub>vy</sub> (MPa)	های قطری	ليم تنگ قطری	α
پائولی و بینی[3]	317-1	1016	787	152	50.7	76x76	1521	270	-	402	288	2.57	288	@100	288	33
							14/3	306	-							
	317-2	1016	787	152	50.7	-	14/3	306	-	402	288	2.57	288	-	-	33
							1521	270	-					0.100		
	395-1	1016	991	152	35.5	76x76	1521	260	-	402	288	2.57	288	@100	288	41
							14/3	289	-							
	395-2	1016	991	152	35.5	-	14/3	289	-	402	288	2.57	288	-	-	41
تاسيوس و همكاران[19]	CB-2A	500	500	130	28.5	44x44	314	504	764	113	281	4.35	281	6@50	281	39
	CB-2B	500	300	130	28.5	44x44	314	504	764	113	281	4.35	281	6@50	281	23
گالانو و ویگنولی[20]	P05	600	400	150	39.9	74x74	314	567	660	85	567	3.14	567	-	-	28.5
	P07	600	400	150	54.0	74x74	314	567	660	85	567	3.14	567	-	-	28.5
	P10	600	400	150	46.8	74x74	314	567	660	85	567	2.52	567	@100	567	28.5
	P11	600	400	150	39.9	74x74	314	567	660	85	567	2.52	567	@100	567	28.5
	P12	600	400	150	41.6	74x74	314	567	660	85	567	2.52	567	@100	567	28.5

جدول ۱ : مشخصات نمونه های پژوهشگران قبلی.

آرماتورهای قطری در هر سه نمونه در درون خاموت های نمره ۶ قرار گرفته اند. این خاموت ها در نمونه های P6 و P8 دارای ابعاد ۲۰×۲۰ میلی مترمربع و در نمونه 2C دارای ابعاد ۲۰۰ میلی متری از یک دیگر می باشند که در فواصل ۱۰۰ میلی متری از یک دیگر جاگذاری شده اند. در طراحی این نمونه ها آرماتور خمشی و برشی به نحوی طراحی شده اند که به تنهایی ظرفیتی در حدود ظرفیت اسمی آرماتورهای قطری داشته باشند. به عبارت دیگر مقدار آرماتورهای طولی و عرضی در مقایسه با آرماتورهای قطری قابل توجه می باشد.

برای اعمال اثرات مقیدسازی دال در نمونه P8، قبل از بتن ریزی یک لوله پلی اتیلن با قطر ۳۰ میلی متر در وسط نمونه تعبیه شده است. با عبور دادن یک میلگرد فولادی مقاومت بالا با قطر ۲۰ میلی متر از داخل این لوله و محکم کردن دو انتهای آن از انبساط و افزایش طول نمونه جلوگیری می شود. بر اساس مطالعات پیشین [۴،۲]، نمونه در هنگام بارگذاری همواره تمایل به افزایش طول دارد، لذا میلگرد یاد شده نیز همواره در کشش خواهد بود. این نیرو توسط دستگاه نیروسنج (Load Cell) که به یک

انتهای میله متصل است قرائت می گردد. دستگاه آزمایش در شکل (۱۲) و تاریخچه بارگذاری نمونه ها نیز در شکل (۱۳) قابل ملاحظه می باشد. در شکل اخیر، جا به جایی تسلیم، جا به جایی متناظر با ظرفیت آرماتورهای قطری در نظر گرفته شده است. این نیرو را می توان از رابطه ۱ استخراج نمود.

آزمایش های پژوهشگران قبلی

تا کنون آزمایش های مختلفی بر روی تیر های پیوند با آرماتور گذاری قطری در سراسر دنیا انجام شده است. مشخصات برخی از این تیرها با توجه به شکل (۱۴) و مطابق با جدول (۱) می باشد. این نمونه ها با توجه به روش ارائه شده در این مقاله تحلیل شده و بار نهایی آنها محاسبه گردیده است. در نمونه هایی که دارای تعداد آرماتورهای طولی بیشتر ازمقدار نشان داده شده در شکل (۱۴) می باشد، از مساحت معادل آرماتورها و هم چنین مقاومت تسلیم میانگین استفاده شده است.  $A_{sb}$  در این شکل مساحت میلگردهای اصلی خمشی در یک وجه و شکل مساحت میلگردهای اصلی خمشی در یک وجه و

مساحت میلگردهای یک قطر است. با توجه به این که پائولی در آزمایش های خود از آرماتورهای غیر یکسان در دو قطر استفاده کرده است، مشخصات نمونه های این پژوهشگر با شماره های جداگانه مربوط به امتداد قطری ۱ و امتداد قطری ۲ ارائه شده اند.

## تحليل نتايج

# بار گسیختگی و نمودار بار – تغییر مکان

در شـکل هـای (۱۵)، (۱۶) و (۱۷) نمودارهـای بـار تغییر مکان آزمایشگاهی و تئوریک تعدادی از نمونـه هـای آزمایش شده توسط پژوهشگران قبلی نشان داده شده اند. لازم به یاد آوری است کـه در شـکل (۱۵) منحنـی هـای رفـت و برگشـت بـه علـت متفـاوت بـودن مشخصـات آرماتورهای قطری در دو امتداد با یک دیگر اختلاف دارند. آرماتورهای قطری در دو امتداد با یک دیگر اختلاف دارند. یکسان هستند. کلیه نمونه ها توسط هنـدی و حسـن [۵] نیز بررسی نظری شده اند. از ایـن رو در شـکل هـای یـاد شده، مـدل هنـدی و حسـن بـا مـدل ارائـه شـده توسـط نگارندگان مقایسه گردیده است.

ملاحظه می شود که رفتار پیش بینی شده در اکثر موارد نسبت به مدل هندی و حسن دارای تطابق بهتری با نتایج آزمایش می باشد. لازم به یاد آوری است که در مدل مذکور از اثر آرماتورهای طولی و عرضی صرف نظر می شود و در صورتی که مقدار این آرماتورها زیاد باشد میزان خطا در پیش بینی رفتار عضو افزایش می یابد. نگارندگان به منظور مطالعه اثر آرماتورهای طولی و عرضی، نمونه های خود را به نحوی طراحی نمودند که مقادیر میلگردهای یاد شده در مقایسه با آرماتورهای مقادیر میلگردهای یاد شده در مقایسه با آرماتورهای قطری قابل توجه باشند. نتایج آزمایش این نمونه های P6

P8 و C2 به ترتیب ۲/۵ , ۲/۴ و ۳/۳ برابر مقادیری است که از رابطه (۱) محاسبه می شود. همان طور که در شکل (۱۸) ملاحظه می شود، مقاومت این سری از نمونه ها پس از رسیدن به حد ظرفیت به شدت کاهش پیدا می کند. به عبارت دیگر شکل پذیری این نمونه ها قابل توجه نیست. به نظر می رسد با افزایش مقادیر آرماتورهای طولی و عرضی می توان مقاوت تیر را افزایش داد ولی شکل پذیری آن کاهش می یابد. به بیان ساده همان طور که در شکل (٩) نیز نمایش داده شده است، می توان رفتار یک تیر پیوند را حاصل جمع دو حالت الف- تیر با آرماتور گذاری قطری و ب- تیر با آرماتور گذاری معمولی فرض نمود. بدیهی است در حالت الف شکل پذیری، مناسب و در حالت ب شکل پذیری، کم می باشد. از این رو اگر مقادیرآرماتورهای طولی و عرضی به نسبت آرماتور قطری زیاد یاشند رفتار تیر به سمت حالت ب متمایل شده و شکل پذیری کاهش می یابد. اگر در طراحی، مقاومت تیـر برابر با رابطه ۱ در نظر گرفته شود، می توان شکل پذیری نمونه را در این تراز بار قابل قبول و مناسب تلقی کرد و از اضافه مقاومت ناشی از آرماتورهای طولی و عرضی نیےز در جهت اطمینان صرف نظر نمود. بر عکس مطلب فوق می توان نتیجه گرفت که با به حساب آوردن ظرفیت آرماتورهای طولی و عرضی در طراحی تیر پیوند دیگر نمی توان روی شکل پذیری بالای مقطع حساب کرد. در حال حاضر برخی از آیین نامه های دنیا نظیر ACI، به حساب آوردن ظرفیت آرماتورهای خمشیی را مجاز می شمارند که عکس نتیجه گیری فوق است [۲۱]. ظرفیت محاسباتی و آزمایشگاهی نمونه ها در جدول (۲) مقایسه شده است. ظرفیت محاسبه شده توسط رابطه ۱ در این جدول  $V_p$  نام گذاری شده است



شکل۱۴ : جزئیات تیر های پیوند.



شکل ۱۶ : نمودارهای بار- تغییر مکان نمونه های CB-2A و CB-2B .



شکل ۱۸ : نمودارهای بار - تغییر مکان نمونه های نگارندگان.

منبع	نمونه	مقاومت برشی روش پیشنهادی، کیلو نیوتن V <sub>cal</sub>	مقاومت برشی از رابطه ۱، کیلو نیوتن V <sub>p</sub>	مقاومت برشی آزمایش، کیلو نیوتن V <sub>test</sub>	$\frac{V_{cal}}{V_{test}}$	$\frac{V_p}{V_{test}}$
	317-1	739	469.5	600	1.23	0.78
پائو <sup>ل</sup> بينك	317-2	647	469.5	535	1.21	0.88
ى ر	395-1	794	469	650	1.22	0.72
	395-2	771	469	535	1.44	0.88
تاسيو همک 9]	CB-2A	303	199.2	283	1.07	0.70
س و اران 1	CB-2B	203	123.7	170	1.19	0.73
_	P05	263	169.9	239	1.10	0.71
ڰ	P07	279	169.9	238	1.17	0.71
الأنو لي [	P10	236	169.9	241	0.98	0.70
و 20]	P11	250	169.9	239	1.05	0.71
	P12	265	169.9	240	1.10	0.71
بو	P6	536	216.7	538	1.00	0.40
سندگ	P8	549	216.7	522	1.05	0.42
L.	C2	493	159.8	537	0.92	0.30

جدول ۲ : مقایسه مقاومت های تئوری و آزمایشگاهی.



شکل ۱۹: نیروی قید طولی در نمونه P8.

در شکل (۱۹) نیز نیروی قید طولی در نمونه P8 در دو حالت آزمایشگاهی و تئوری مقایسه شده است. همان طور که در این شکل ملاحظه می شود قید طولی همواره در کشش است یا به عبارت دیگر نمونه در اثر اعمال بار تمایل به افزایش طول دارد.

مقایسه رفتار مشاهده شده نمونه P6 و نمونه مقید P8 در این پژوهش تفاوت معنا داری را که ناشی از اثر دیافراگم کف باشد نشان نمی دهد (شکل ۱۸). به نظر می رسد وجود آرماتور های قطری تا حد زیادی از تغییر برای مدل سازی اثر قید طولی در نمونه P8 سختی فنر طولی در برنامه برابر با  $\frac{EA}{L}$  مربوط به میله فولادی وارد شده است. نگارندگان پیش از این نشان داده اند که دیافراگم می تواند باعث افزایش سختی و مقاومت تیر های پیوند با آرماتور گذاری معمولی گردد [۲۲،۷]. این اثر در تیرهای با آرماتور خمشی کم (یا آرماتور برشی زیاد) شدیدتر می باشد. همچنین اثر دیافراگم در این تیرها موجب کاهش شکل پذیری و ایجاد گسیختگی ترد می شود [۲۲،۷]. فنر محوری می توان شرایط کاملا صلب محوری را فراهم

نمود. این شرایط مطابق وضعیت واقعی تیر پیوند در

گرفتن اندرکنش خمش و برش و همچنین نیروی محوری

میان خاموت های قطری و همچنین پدیده کمانش

مناسب آن امکان مطالعه پارامتری تیر های پیونـد فـراهم

می شود. در حال حاضر مطالعه بر روی نسبت بهینه

آرماتور های طولی و عرضی، یافتن ابعاد و فواصل مناسب

خاموت های قطری، اثر دیافراگم کف و هم چنین امکان

جایگزینی پوشش های پلیمری به جای آرماتور توسط

میلگردهای قطری در نظر گرفته شده است.

نگارندگان در حال انجام می باشد.

۳- با استفاده از مدل پیشنهادی امکان در نظر

۴- در مدل پیشنهادی اثر محصور شدگی بـتن در

۵- با توجـه بـه سـادگی مـدل پیشـنهادی و دقـت

دیوارهای برشی است.

میسر می شود.

طول نمونه جلوگیری می کند و به تبع آن نیروهای ناشی از دیافراگم کف کاهش می یابد. بـه هـر حـال مطالعـات بیشتر در این زمینه پیشنهاد می شود.

## نتيجه گيري

در پـژوهش حاضـر رفتـار تیرهـای پیونـد بـا آرماتورگذاری قطری مورد بررسی قـرار گرفت. بـر اسـاس نتایج آزمایش های انجام شـده و مقایسـه آنهـا بـا مقـادیر محاسبه شده توسط روش پیشنهادی، نتایج زیر قابل ارائـه است:

۱- مدل پیشنهادی از نظر پیش بینی مقاومت نهایی،
تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایش دارد. متوسط نسبت
مقادیرمقاومت محاسباتی به آزمایشگاهی برابر ۱/۱۲ با
انحراف معیار استاندارد برابر با ۱/۱۳ میباشد. سختی و
جا به جایی محاسبه شده نیز با نمونه های آزمایشگاهی
تطابق خوبی دارد.
۲- با استفاده از مدل پیشنهادی می توان اثر دال

۱- با استفاده از مدل پیشنهادی می توان اتر دال دیافراگم کف را نیز اعمال کرد. با اعمال صلبیت زیاد بـرای

مراجع

- 1 Paulay, T. (1971). "Coupling beams of reinforced concrete shear walls." *Journal of Structural Division*, Vol. 97, No. ST3, PP. 843-862.
- 2 Paulay, T. (1971). "Simulated seismic loading of spandrel beams." *Journal of Structural Division*, Vol. 97, No. ST9, PP. 2407-2419.
- 3 Paulay, T. and Binney, J. R. (1974). "Diagonally reinforced coupling beams of shear walls." Shear in Reinforced Concrete, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hill, Mich., PP. 579-598.
- 4 Zhao, Z. Z. Kwan, A. K. H. and He, X. G. (2004). "Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams." *Engineering Structures*, Vol. 26, PP. 13-25.
- 5 Hindi, R. A. and Hassan, M. A. (2004). "Shear capacity of diagonally reinforced coupling beams." *Engineering Structures*, Vol. 26, PP. 1437-1446.
- 6 Hindi, R. A. and Hassan, M. A. (2005). "A simplified procedure to predict the force-displacement behavior of concrete coupling beams." 1<sup>st</sup> Canadian Conference on Effective Design of Structures, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.
- 7 Riyazi, M. and Esfahani. M. R. (2007). "Modeling of deep coupling beams of shear walls using conventional reinforcement." *Journal of University College of Engineering* (Special issue on: Civil Engineering) University of Tehran, Vol. 41, No. 1, PP. 47-60
- 8 Vecchio, F. J. and Collins, M. P. (1986). "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear." *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 2, PP. 219-231.
- 9 Linde, P. and Bachmann, H. (1994). "Dynamic modeling and design of earthquake-resistant walls."

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, No. 12, PP. 1331-1350.

- 10 Vecchio, F. J. (1987). "Nonlinear analysis of reinforced concrete frames subjected to thermal and mechanical loads." ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 6, PP. 492-501.
- 11 Vecchio, F. J. and Collins, M. P. (1988). "Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression-field theory." *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 3, PP. 258-268.
- 12 Ghobarah, A. and Youssef, M. "Modeling of reinforced concrete structural walls." *Engineering Structures*, Vol. 21, PP. 912-923.
- 13 Paulay, T. (2001). "Seismic response of structural walls: recent developments." *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 28, PP. 922-937
- 14 Chung, H. S., Yang, K. H., Lee, Y. H. and Eun, H. C. (2002). "Stress strain curve of laterally c onfined concrete." *Engineering Structures*, Vol. 24, PP. 1153-1163.
- 15 Dhakal, R. P. and Maekawa, K. (2002). "Path dependent cyclic stress strain relationship of reinforcing bar including buckling." *Engineering Structures*, Vol. 24, PP. 1383-1396.
- 16 Collins, M. P., Michell, D. and Macgregor, J. G. (1993). "Structural design considerations for high-strength concrete." *ACI Concrete International*, PP. 27-34.
- 17 Gupta, A. and Rangan, B. V. (1996). Studies on Reinforced Concrete Structural Walls. Research Report No.2/96, School of Civil Engineering, Curtin University of Technology, 165 PP.
- 18 Gupta, A. and Rangan, B. V. (1998). "High-strength concrete (HSC) structural walls." ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 2, PP. 194-204.
- 19 Tassios, T. P., Moretti, M. and Bezas, A. (1996). "On the behavior and ductility of reinforced concrete coupling Beams of shear walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, PP. 711-720.
- 20 Galano, L. and Vignoli, A. (2000). "Seismic behavior of short coupling beams with different deinforcement layouts." *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 6, PP. 876-885.
- 21 ACI Committee 318, (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- 22 Riyazi, M. Mohammadi, H. and Esfahani, M. R. (2006). *The Effect of CFRP Sheets on rehabilitation and strengthening of Coupling Beams*, 7<sup>th</sup> ICCE Conference, Tarbiat Modarres University, Tehran, Iran.

واژههای انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1- Macro Element Analysis

2 - Sectional Analysis