

مدلی ساده برای تحلیل تیرهای پیوند عمیق با آرماتورگذاری قطری

مسعود ریاضی^۱ و محمدرضا اصفهانی^{۲*}

^۱دانش آموخته دکتری سازه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

^۲استاد گروه عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

(// // // //)

چکیده

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 می‌باشد. 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 پژوهشگران مقایسه گردیده است. این مقایسه نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی به خوبی می‌تواند 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

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 اجزاء محدود، رفتار غیر خطی تیرهای پیوند با آرماتور گذاری معمولی بررسی گردید. همچنین ملاحظه شد که مقید سازی طولی تیر پیوند می‌تواند باعث تغییر مشخصات رفتاری تیر شامل سختی، مقاومت و شکل پذیری گردد.

هندی و حسن [۵] نیز در سال ۲۰۰۴ با استفاده از یک مدل خرپایی 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 تری برای 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 می‌رسد که آرماتورهای طولی به کار رفته در نمونه های پژوهشگران مورد اشاره آنها نا چیز بوده است. در این پژوهش سعی شده است تا با آزمایش ۳ تیر پیوند

با توجه به این که رفتار دیوار برشی کوپل (شکل ۱) به شدت متأثر از سختی، مقاومت و شکل پذیری تیرهای پیوند می‌باشد، 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 آرماتور گذاری متعارف دارای شکست بسیار ترد بوده و مکانیسم گسیختگی در این نوع تیرها با سایر تیرهای بتنی تفاوت عمده ای دارد. پائولی و بینی [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 آرماتور گذاری را برای طراحی لرزه ای تیر های پیوند الزامی کرده اند. مطابق پیشنهاد پژوهشگران فوق مقاومت تیر پیوند V_u ، با در نظر گرفتن ظرفیت آرماتور های قطری از رابطه زیر به دست می‌آید.

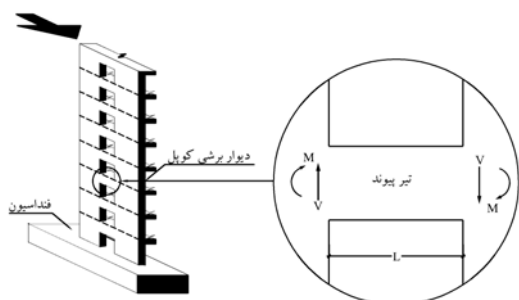
$$V_u = 2A_{sd}f_{yd} \sin \alpha \quad (1)$$

که در آن A_{sd} مساحت آرماتور های قطری، f_{yd} تنش تسلیم این آرماتورها و α نیز زاویه آرماتورهای قطری نسبت به افق می‌باشد. 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.

مدل سازی

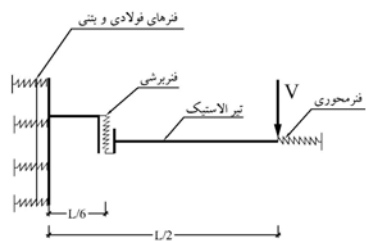
مدل ماکرو^۱

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 نیمه از تیر بررسی شده و پس از آن با دو برابر کردن جا به جایی این نیمه، جا به جایی کل تیر به دست آمده است.

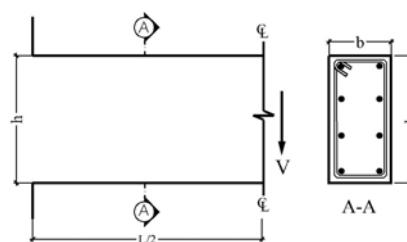


شکل ۱: وضعیت تعادل در تیر پیوند.

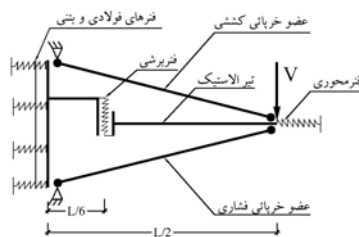
واضح است که سختی و مقاومت تیر پیوند ترکیبی از سختی و مقاومت عناصر اصلی آن نظیر آرماتورهای طولی، عرضی و قطری و همچنین بتن می باشد. لذا در این پژوهش هر کدام از این عناصر توسط یک سری فنر مدل سازی شده اند. شکل (۲) مدل ماکروی تیر پیوند را نمایش می دهد.



الف- مدل ماکروی تیر پیوند با آرماتور گذاری متعارف



ب- ابعادنیمی از یک تیر پیوند



ج- مدل ماکروی تیر پیوند با آرماتور گذاری متعارف و قطری

شکل ۲: مدل ماکروی تیر پیوند.

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

اخیراً نگارندگان [۷] با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده و استفاده از یک مدل ماکرو، 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 بتنی مورد توجه بوده است، تئوری میدان فشاری اصلاح شده می باشد. این تئوری که نخستین بار توسط وکچینو و کولینز [۸] ارائه گردید، علی رغم سادگی تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته است. در این پژوهش، با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده و تلفیق آن با یک مدل خرابایی، رابطه غیر خطی بار - تغییر مکان در تیر های پیوند بررسی می شود. با توجه به سادگی روش ارائه شده و دقت قابل قبول آن در پیش بینی مشخصه های رفتاری تیر پیوند، می توان با استفاده از آن اثرات عوامل مختلف را مطالعه نمود. کفایت 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.

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 $0/3$ کرنش وجه کششی گزارش کرده است. در این پژوهش ارتباط کرنش های وجه فشاری و کششی مطابق رابطه زیر در نظر گرفته شده است.

$$\varepsilon_s^- = \varepsilon_c^- = \beta \varepsilon_s^+ \quad (3)$$

ضریب β برای هر گام زمانی به ترتیبی که بعداً توضیح داده خواهد شد محاسبه می گردد.

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

$$\delta = \frac{\varepsilon_s^+ L}{\sin(2\alpha)} + \frac{\varepsilon_s^- L}{\sin(2\alpha)} = \frac{(1+\beta)\varepsilon_s^+ L}{\sin(2\alpha)} \quad (4)$$

که L در رابطه فوق طول تیر پیوند می باشد. از سوی دیگر مقدار نیروی برشی که قطر های فشاری و کششی قادر به تحمل آن هستند با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V_d = (T + C) \sin \alpha \quad (5)$$

با فرض کردن کرنش میل گرد های قطری کششی (ε_s^+) می توان جا به جایی تیر پیوند را از رابطه (۴) 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 T نیز قابل محاسبه بوده و با مشخص بودن آنها برش V_d از رابطه (۵) محاسبه می شود. به این ترتیب متناظر با هر جا به جایی δ برش V_d قابل محاسبه می باشد.

مشخصات مصالح

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

نگارندگان [۷] با استفاده از مدل پیشنهادی شکل (۲-الف) رفتار تیرهای پیوند با آرماتور گذاری متعارف را بررسی نموده اند. در این مدل مشابه با پیشنهاد لیند و بچمن [۹] در مورد دیوارهای برشی، فنر برشی در یک سوم میانی طول تیر قرار داده شود. مشخصات این فنر با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده و با ارضای شرایط تعادل، سازگاری و هم چنین روابط تنش - کرنش فولاد و بتن قابل دست یابی است. ضمناً نگارندگان با استفاده از روش تحلیل مقطع^۲ که نخستین بار توسط وکچیو و کولینز [۱۱،۱۰] معرفی شد، اثر هم زمان نیروی محوری و خمش را به همراه برش اعمال کردند. مشخصات فنر های فولادی و بتنی انتهایی نیز مطابق با 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 کرنش طولی تار میانی در تمام طول تیر برابر است با 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 حاضر اثر آرماتور های قطری و بتن محصور در آنها با المانهای خریایی 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.

$$T = A_s f_s^+ = A_s f(\varepsilon_s^+), \quad (2)$$

$$C = A_s f_s^- + A_c f_c^- = A_s f(\varepsilon_s^-) + A_c f(\varepsilon_c^-)$$

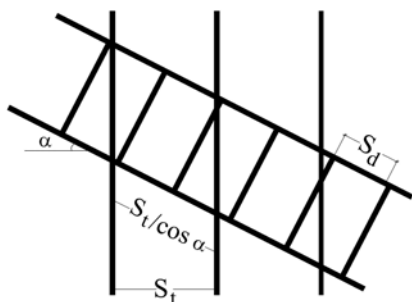
که در آن A_c مساحت بتن محصور در آرماتورهای قطری، f_c و f_s به ترتیب تنش های بتن و فولاد و ε_c و ε_s نیز به ترتیب کرنش های بتن و فولاد می باشند. علامت های مثبت و منفی به ترتیب

در شکل (۴) ε_y ، ε_{sh} و ε_u به ترتیب کرنش تسلیم، کرنش در ابتدای سخت شدگی و کرنش نهایی فولاد های میلگرد های قطری کششی می باشند. f_y و f_u نیز تنش تسلیم و تنش حداکثر در فولاد کششی هستند. σ_{sd}^+ تنش کششی آرماتورهای قطری می باشد. در نمونه هایی که توسط نگرانندگان آزمایش شده است مقادیر ε_{sh} و ε_u در آزمایشگاه توسط تست کشش استاندارد میل گرد به دست آمده است. در مورد نمونه های سایر پژوهشگران ε_{sh} و ε_u 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 تأثیر 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.

$$S = S_d \leq \frac{S_t}{\cos \alpha} \quad (6)$$

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

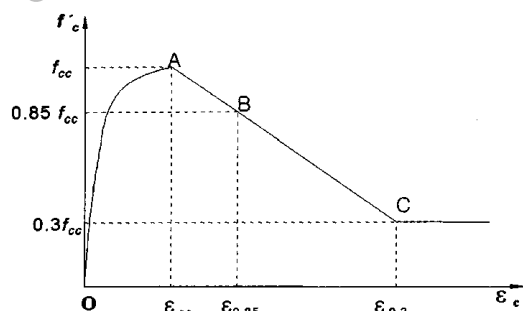


شکل ۵: نمایش فاصله خاموتهای قطری و عرضی.

همان طور که قبلاً 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 مائاکاوا [۱۵] مدل گردیده است. در شکل (۶) رفتار آرماتور

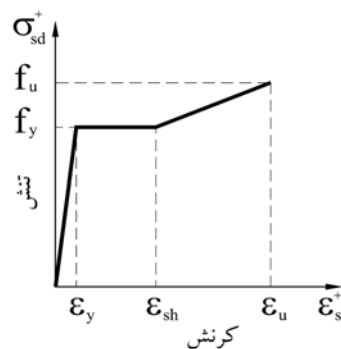
مصالح در دو بخش جداگانه مورد بررسی قرار می گیرد. در ارائه مشخصات مصالح در اعضا قطری و سایر اجزاء از مدل های مختلفی استفاده شده است که توسط سایر پژوهشگران پیشنهاد شده اند. با توجه به اینکه ارائه تمام این روابط باعث طولانی شدن بحث می گردد، صرفاً به ذکر نکات کلی و اصلی این مدل ها اکتفا شده است.

الف- مشخصات مصالح در اعضا (فتر های) قطری: بتن 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 با استفاده از مختصات سه نقطه A، B و C ترسیم گردد. برای رسم این منحنی، کرنش های ε_{cc} ، $\varepsilon_{0.85}$ و $\varepsilon_{0.3}$ و هم چنین تنش حداکثر f_{cc} مورد نیاز هستند. در این پژوهش، برای یافتن این عامل ها از مدل 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، اثرات مقاومت بتن و همچنین اثرات مقاومت تنگ ها به دست می آیند.



شکل ۳: منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده [۱۴].

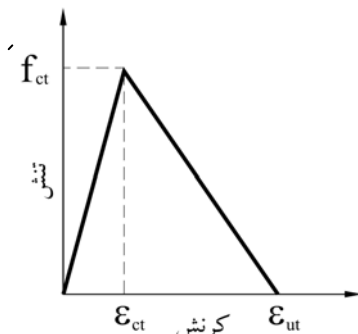
فولاد های آرماتور های قطری، در یک راستا تحت کشش و در راستای دیگر تحت فشار قرار می گیرند. منحنی تنش - کرنش فولاد های قطری کششی به صورت شکل (۴) در نظر گرفته شده است.



شکل ۴: منحنی تنش-کرنش در آرماتور های قطری کششی.

کولینز و همکاران [۱۶] در سال ۱۹۹۳ رابطه تنش- کرنش را برای بتن تحت فشار پیشنهاد کردند. این رابطه بعد ها توسط گوپتا و رنگان [۱۸،۱۷] برای مدل سازی دیوارهای برشی استفاده شد. بدلیل شباهت دیوارهای برشی و تیرهای پیوند که در قسمت قبل نیز اشاره شد، در این پژوهش از رابطه یادشده استفاده می گردد. لازم به ذکر است این رابطه با در نظر گرفتن وضعیت تنش 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 ϵ_{ct} و ϵ_{ut} حداکثر مقاومت کششی f'_{ct} در مرجع [۷] قابل دسترسی می باشد.



شکل ۸: مدل فرضی برای رفتار کششی بتن.

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 صرفاً آرماتورهای قطری و در تصویر ج سایر آرماتورها به همراه بتن در نظر گرفته شده اند.

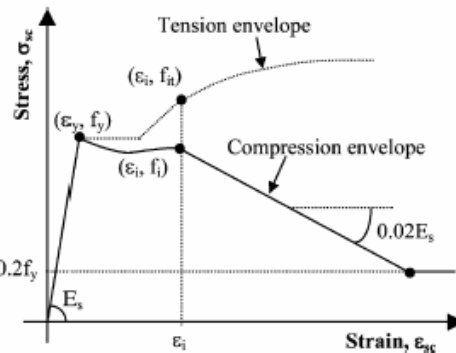
بدیهی است نیروهای C و T در حالت ب از شکل (۹) با یک دیگر برابر نیستند. از این رو مجموع مؤلفه های افقی آن ها برابر صفر نمی شود و نیرویی افقی تولید می کند. این نیرو در ادامه نیروی افقی نامیزان نامیده می شود و در هر گام از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$N_{ub} = (C - T) \cos \alpha \quad (7)$$

نیروی محوری بدست آمده از رابطه (۷) در هر گام به همراه نیروی مقید کننده دیافراگم ($N_{const.}$) به تیر c از شکل (۹) اعمال می گردد. یعنی:

$$N = N_{ub} - N_{const.} \quad (8)$$

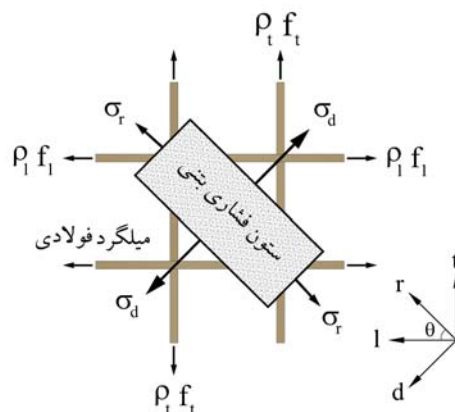
فشاری به صورت شماتیک نشان داده شده است. در این مدل، به صورت تجربی پوش منحنی فشاری آرماتور با استفاده از منحنی کششی استخراج گردیده است. اختلاف بین پوش منحنی فشاری و کششی به عواملی نظیر قطر آرماتور، فاصله تکیه گاه های جانبی و مقاومت تسلیم میلگرد بستگی دارد.



شکل ۶: رفتار شماتیک آرماتور فشاری [۱۵].

ب- مشخصات مصالح در بقیه اعضا: به غیر از آرماتورهای قطری، تیر پیوند دارای یک شبکه آرماتور طولی و عرضی است. در تئوری میدان فشاری اصلاح شده فرض می شود که یک المان ترک خورده دارای تنش هایی مطابق شکل (۷) می باشد. در این شکل راستاهای طولی و عرضی به ترتیب با نمایه های l و t مشخص شده اند. امتدادهای r و d نیز به ترتیب امتدادهای موازی و عمود بر ترک می باشند. در این شکل θ زاویه ترک خوردگی است. برای نوشتن معادلات تعادل و سازگاری در روش تئوری میدان فشاری اصلاح شده لازم است که رابطه تنش - کرنش فولاد و بتن مشخص باشد.

رابطه تنش - کرنش فولاد در آرماتورهای طولی و عرضی به صورت کشسان - مومسان کامل در نظر گرفته شده است [۷].



شکل ۷: المان ترک خورده تیر با آرماتورگذاری طولی و عرضی.

رابطه ۷ کرنش های قطر کششی و فشاری را به هم مربوط نمود.

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 آزمایش

برنامه آزمایش حاضر قسمتی از یک سری مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار تیر های پیوند می باشد 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 C2 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 ۳۳۵، ۴۲۷، ۴۴۵ و ۵۱۰ مگا پاسکال می باشد. مقاومت نهایی میلگردهای نمره ۱۲ که به عنوان آرماتورهای قطری استفاده شده اند برابر ۶۴۹ مگا پاسکال می باشد.

از آن جایی که تیر c از شکل (۹) یک تیر پیوند 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 [۷] توضیح داده شده است. برش حاصل از این مرحله V_{mcft} نام گذاری گردیده است. در واقع برش کل از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$V = V_d + V_{mcft} \quad (9)$$

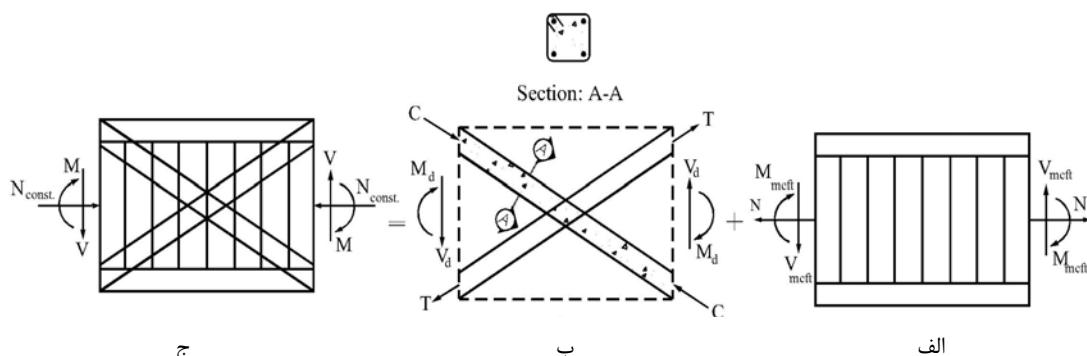
یکی از مشکلات اساسی حل، جدا نمودن تغییر مکان برشی از تغییر مکان کل می باشد. برای این منظور در اولین گام δ_v ، تغییر شکل برشی نصف تغییر مکان کلی δ انتخاب می شود. در پایان هر گام δ محاسبه شده و نسبت آن با δ_v مربوط به آن گام به دست می آید. یعنی:

$$\lambda_2 = \frac{\delta}{\delta_v} \quad (10)$$

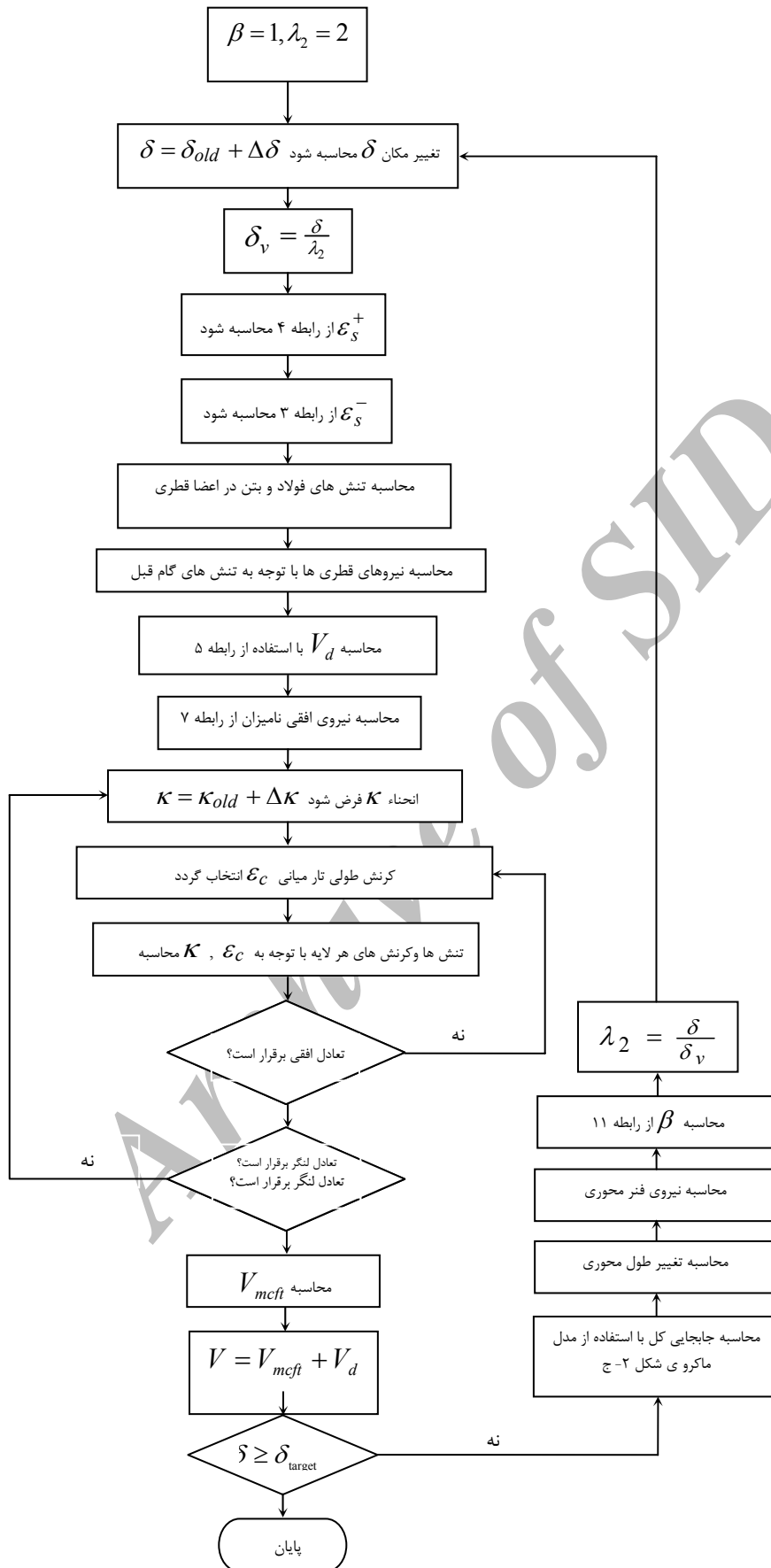
اکنون در شروع گام بعدی می توان با تقریب خوب δ_v را از تقسیم δ بر نسبت λ_2 محاسبه نمود. همان طور که قبلاً نیز اشاره شد، کرنش قطر فشاری و کششی همواره برابر نیستند. اگر تغییر طول محوری و تغییر مکان قائم تیر مشخص باشد می توان با استفاده از اصول مقاومت مصالح تغییر طول هر قطر را پیدا نمود. از تقسیم تغییر طول قطر فشاری به کششی مقدار β در انتهای هر گام قابل محاسبه است. با استفاده از این روش می توان رابطه زیر را برای محاسبه β به دست آورد:

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

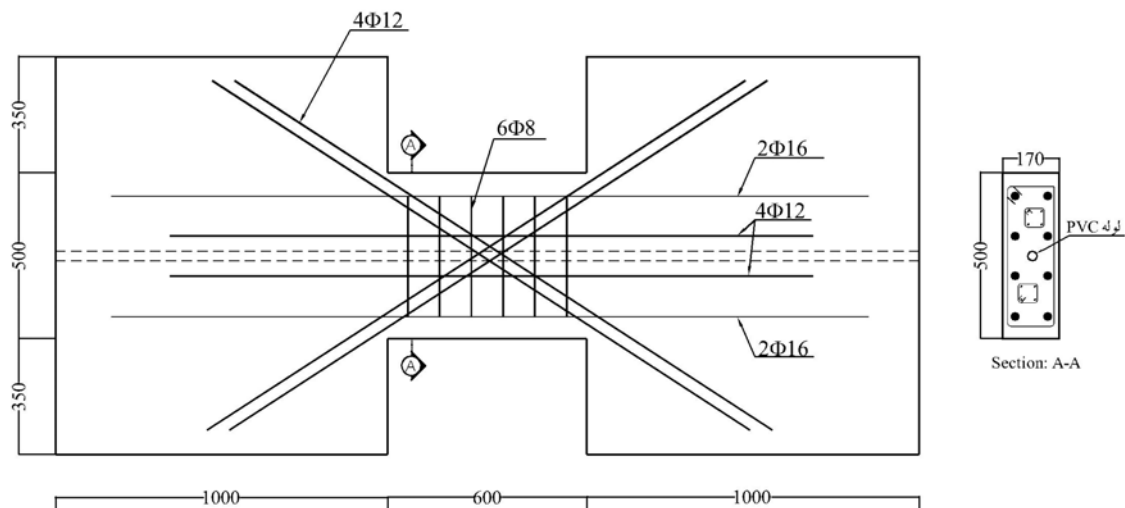
در رابطه فوق تغییر مکان افقی تیر می باشد. به این ترتیب در انتهای هر گام با در اختیار داشتن δ و δ_h مقدار β محاسبه می شود. از این مقدار می توان با تقریب خوب در گام بعدی استفاده کرد و با استفاده از



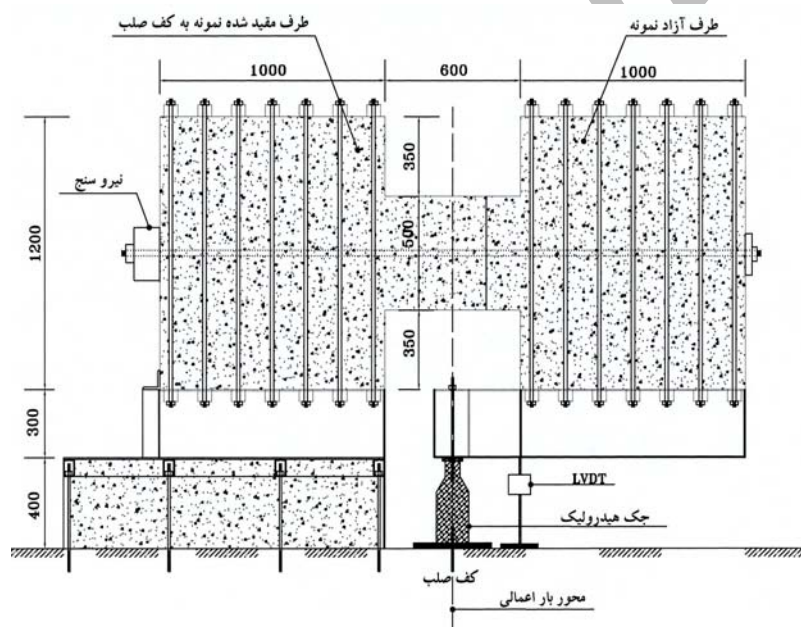
شکل ۹: نمایش نیروهای انتهایی در تیر پیوند.



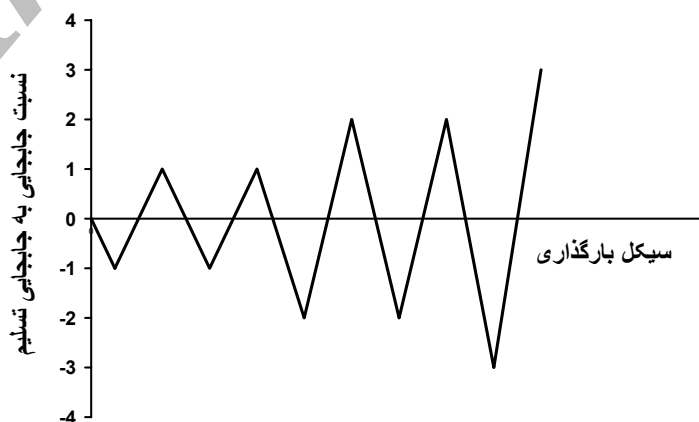
شکل ۱۰: نمودار گردش حل مسئله.



شکل ۱۱ : ابعاد نمونه و آرماتورگذاری.



شکل ۱۲ : دستگاه آزمایش.



شکل ۱۳ : تاریخچه بار گذاری.

جدول ۱: مشخصات نمونه های پژوهشگران قبلی.

منبع	نمونه	L (mm)	h (mm)	b (mm)	f'_c (MPa)	ابعای عضو قطری (mm^2) $a' \times b'$	آرماتور قطری			آرماتور خمشی		آرماتور عرضی		تنگ های قطری	تنش تسلیم تنگ قطری	α
							$A_{sd}(mm^2)$	$f_{yd}(MPa)$	$f_u(MPa)$	$A_{sb}(mm^2)$	$f_{by}(MPa)$	$\rho_v \times 10^3$	$f_{vy}(MPa)$			
پانولی و نبشی [3]	317-1	1016	787	152	50.7	76x76	1521	270	-	402	288	2.57	288	@100	288	33
							1473	306	-							
	317-2	1016	787	152	50.7	-	1473	306	-	402	288	2.57	288	-	-	33
							1521	270	-							
	395-1	1016	991	152	35.5	76x76	1521	260	-	402	288	2.57	288	@100	288	41
							1473	289	-							
	395-2	1016	991	152	35.5	-	1473	289	-	402	288	2.57	288	-	-	41
							1521	260	-							
تاسیوس و همکاران [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 ونگتولی [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

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 از مقدار 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 ρ_v نسبت سطحی آرماتورهای برشی می باشند. A_{sd} نیز

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 70×70 میلی مترمربع و در نمونه C2 دارای ابعاد 70×190 میلی مترمربع 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

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 مقاومت تیر را افزایش داد ولی شکل پذیری آن کاهش می یابد. به بیان ساده همان طور که در شکل (۹) نیز نمایش داده شده است، می توان رفتار یک تیر پیوند را حاصل جمع دو حالت الف- تیر با آرماتورگذاری 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 مقادیر آرماتورهای طولی و عرضی به نسبت آرماتور قطری زیاد باشند رفتار تیر به سمت حالت ب متمایل شده و شکل پذیری کاهش می یابد. اگر در طراحی، مقاومت تیر 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 نیز 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 خمشی 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

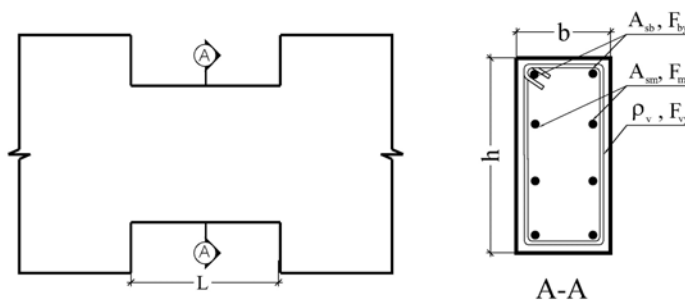
مساحت میلگردهای یک قطر است. با توجه به این که پائولی در آزمایش های خود از آرماتورهای غیر یکسان در دو قطر استفاده کرده است، مشخصات نمونه های این پژوهشگر با شماره های جداگانه مربوط به امتداد قطری ۱ و امتداد قطری ۲ ارائه شده اند.

تحلیل نتایج

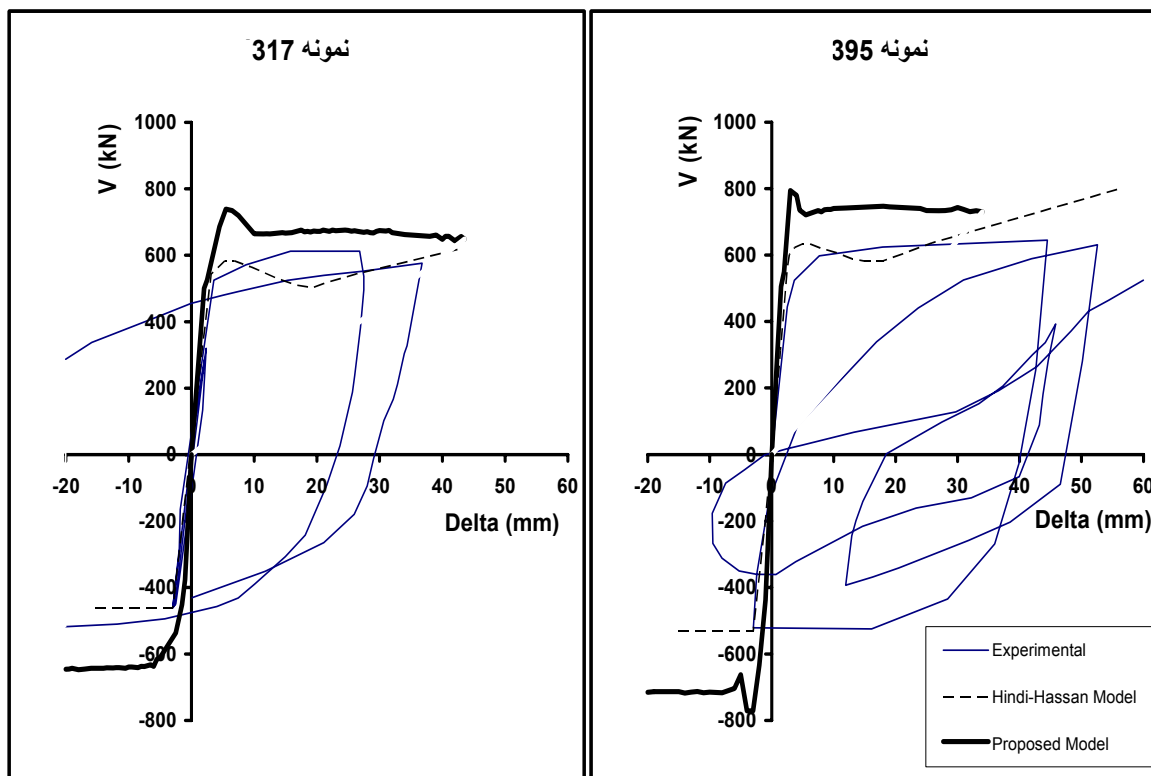
بار گسیختگی و نمودار بار- تغییر مکان

در شکل های (۱۵)، (۱۶) و (۱۷) نمودارهای بار تغییر مکان آزمایشگاهی و تئوریک تعدادی از نمونه های آزمایش شده توسط پژوهشگران قبلی نشان داده شده اند. لازم به یاد آوری است که در شکل (۱۵) منحنی های رفت و برگشت به علت متفاوت بودن مشخصات آرماتورهای قطری در دو امتداد با یک دیگر اختلاف دارند. در سایر نمونه ها آرماتورهای قطری در هر دو امتداد یکسان هستند. کلیه نمونه ها توسط هندی و حسن [۵] نیز بررسی نظری شده اند. از این رو در شکل های یاد شده، مدل هندی و حسن با مدل ارائه شده توسط نگارندگان مقایسه گردیده است.

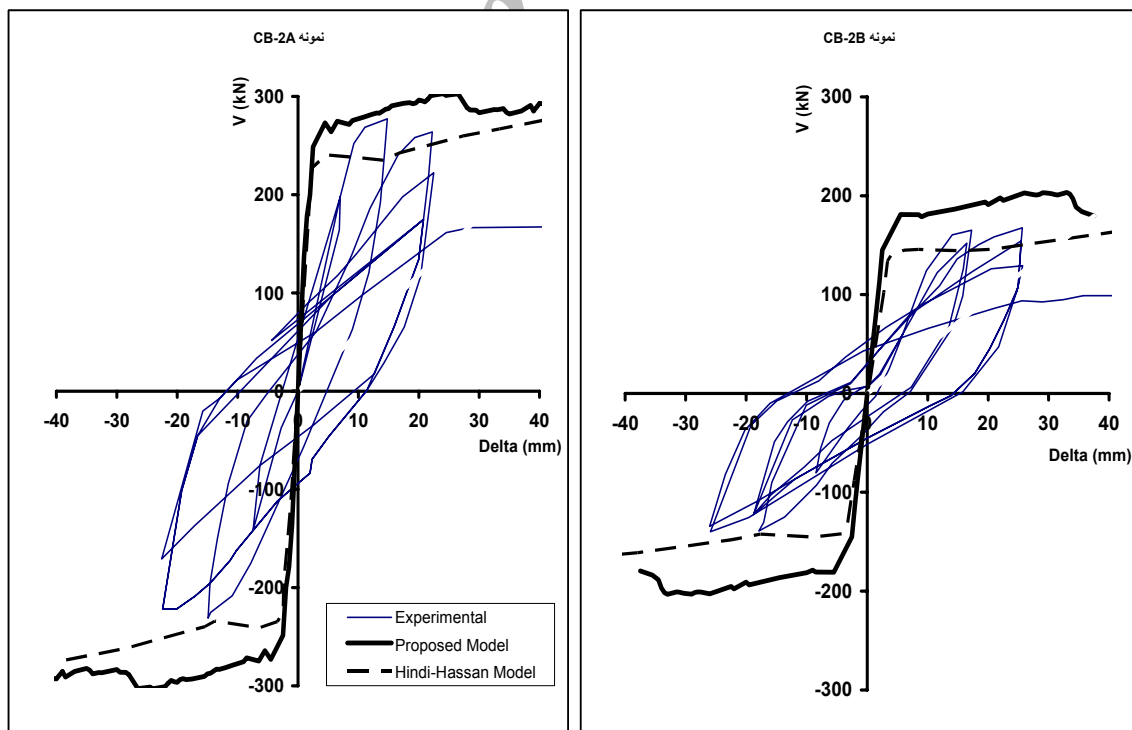
ملاحظه می شود که رفتار پیش بینی شده در اکثر موارد نسبت به مدل هندی و حسن دارای تطابق بهتری با نتایج آزمایش می باشد. لازم به یاد آوری است که در مدل مذکور از اثر آرماتورهای طولی و عرضی صرف نظر می شود و در صورتی که مقدار این آرماتورها زیاد باشد میزان خطا در پیش بینی رفتار عضو افزایش می یابد. نگارندگان به منظور مطالعه اثر آرماتورهای طولی و عرضی، نمونه های خود را به نحوی طراحی نمودند که مقادیر میلگردهای یاد شده در مقایسه با آرماتورهای قطری قابل توجه باشند. نتایج آزمایش این نمونه ها در شکل (۱۸) نشان داده شده است. ظرفیت نمونه های P6،



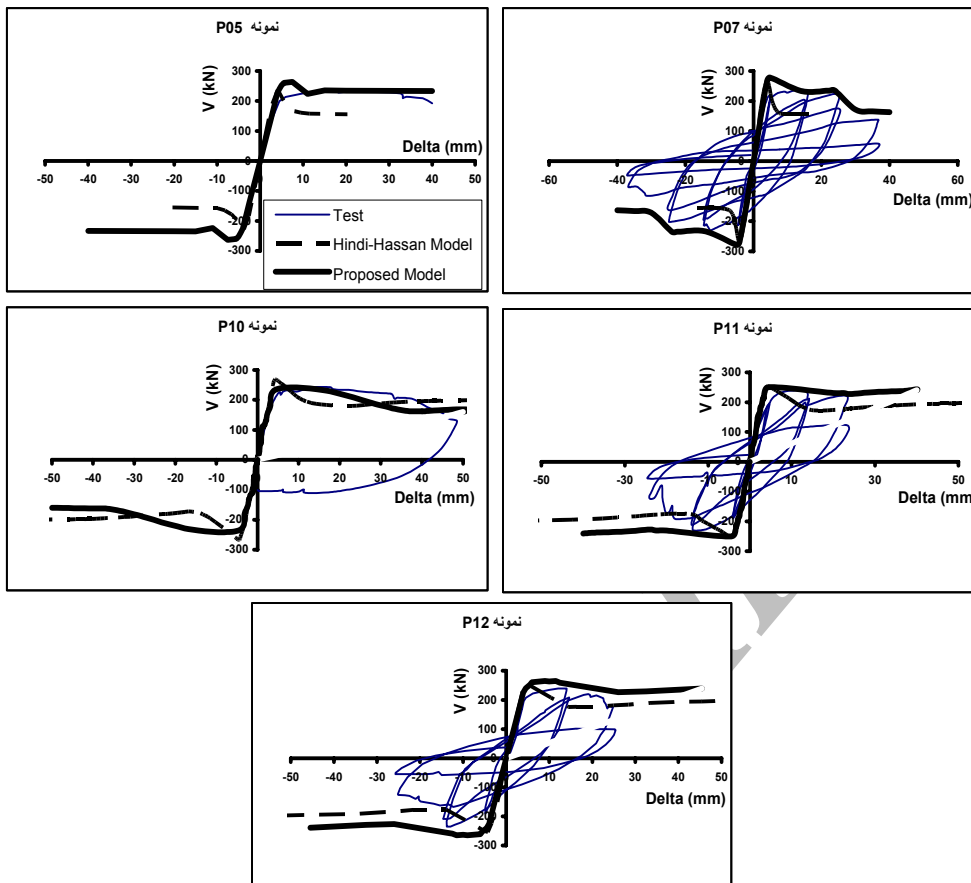
شکل ۱۴: جزئیات تیر های پیوند.



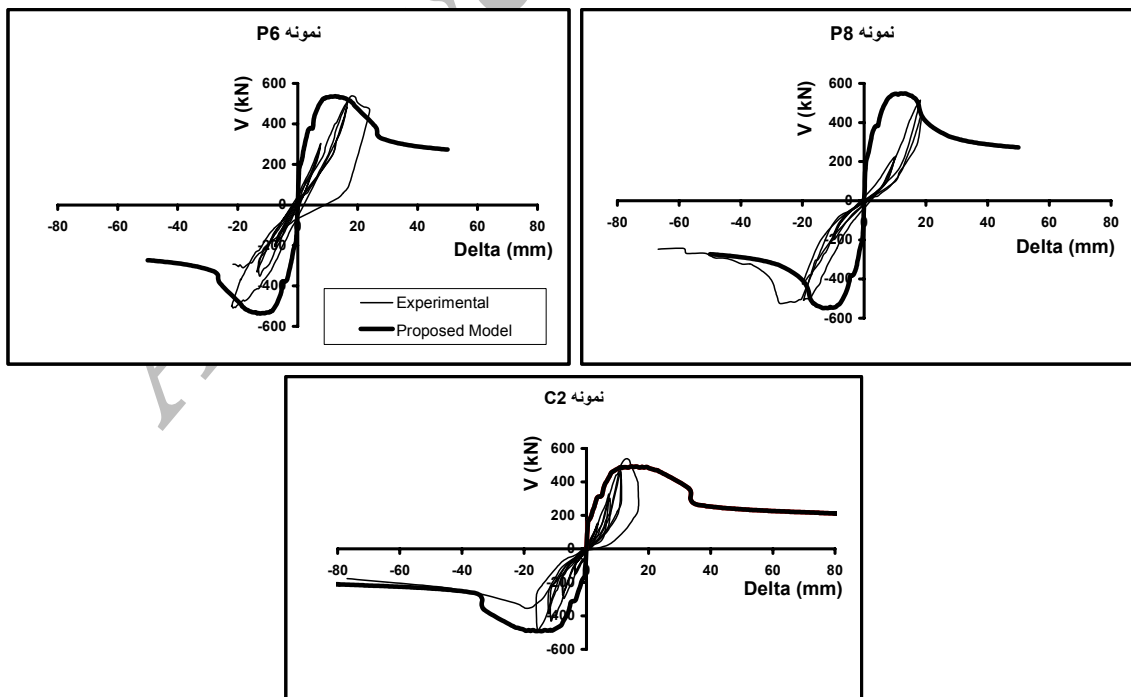
شکل ۱۵: نمودارهای بار-تغییر مکان نمونه های ۳۹۵ و ۳۱۷.



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



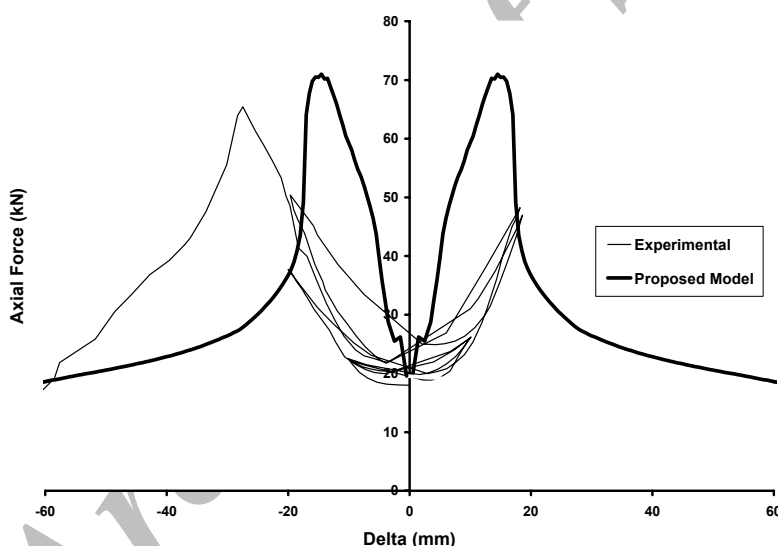
شکل ۱۷: نمودارهای بار-تغییر مکان نمونه های P05, P07, P10, P11 و P12.



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

جدول ۲: مقایسه مقاومت های تئوری و آزمایشگاهی.

منبع	نمونه	مقاومت برشی روش پیشنهادی، کیلو نیوتن V_{cal}	مقاومت برشی از رابطه ۱، کیلو نیوتن V_p	مقاومت برشی آزمایش، کیلو نیوتن V_{test}	$\frac{V_{cal}}{V_{test}}$	$\frac{V_p}{V_{test}}$
بیتی [3] پاولی و همکاران	317-1	739	469.5	600	1.23	0.78
	317-2	647	469.5	535	1.21	0.88
	395-1	794	469	650	1.22	0.72
	395-2	771	469	535	1.44	0.88
تاسیوس و همکاران [19]	CB-2A	303	199.2	283	1.07	0.70
	CB-2B	203	123.7	170	1.19	0.73
ویگنولی [20] گالانو و	P05	263	169.9	239	1.10	0.71
	P07	279	169.9	238	1.17	0.71
	P10	236	169.9	241	0.98	0.70
	P11	250	169.9	239	1.05	0.71
	P12	265	169.9	240	1.10	0.71
نویسندگان	P6	536	216.7	538	1.00	0.40
	P8	549	216.7	522	1.05	0.42
	C2	493	159.8	537	0.92	0.30



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 (با آرماتور برشی زیاد) شدیدتر می باشد. همچنین اثر دیافراگم در این تیرها موجب کاهش شکل پذیری و ایجاد گسیختگی ترد می شود [۲۲،۷].

طول نمونه جلوگیری می کند و به تبع آن نیروهای ناشی از دیافراگم کف کاهش می یابد. به هر حال مطالعات بیشتر در این زمینه پیشنهاد می شود.

نتیجه گیری

در پژوهش حاضر رفتار تیرهای پیوند با آرماتورگذاری قطری مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج آزمایش های انجام شده و مقایسه آنها با مقادیر محاسبه شده توسط روش پیشنهادی، نتایج زیر قابل ارائه است:

۱- مدل پیشنهادی از نظر پیش بینی مقاومت نهایی، تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایش دارد. متوسط نسبت مقادیر مقاومت محاسباتی به آزمایشگاهی برابر $1/12$ با انحراف معیار استاندارد برابر با $0/13$ می باشد. 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 دیافراگم کف را نیز اعمال کرد. با اعمال صلبیت زیاد برای

فنر محوری می توان شرایط کاملاً صلب محوری را فراهم نمود. این شرایط مطابق وضعیت واقعی تیر پیوند در دیوارهای برشی است.

۳- با استفاده از مدل پیشنهادی امکان در نظر گرفتن اندرکنش خمش و برش و همچنین نیروی محوری میسر می شود.

۴- در مدل پیشنهادی اثر محصور شدگی بتن در میان خاموت های قطری و همچنین پدیده کمانش میلگردهای قطری در نظر گرفته شده است.

۵- با توجه به سادگی مدل پیشنهادی و دقت مناسب آن امکان مطالعه پارامتری تیر های پیوند فراهم 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 نگارندگان در حال انجام می باشد.

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." *1st 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 confined 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., Mitchell, 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 reinforcement 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*, 7th ICCE Conference, Tarbiat Modarres University, Tehran, Iran.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1- Macro Element Analysis
2 - Sectional Analysis