

رابطه ای برای در نظر گرفتن اثر آرماتور جانبی در مقاومت پیوستگی بین آرماتور و بتن (بتن معمولی و بتن با مقاومت بالا)

محمد رضا اصفهانی

استادیار دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

(تاریخ دریافت ۷۸/۵/۲، تاریخ تصویب ۷۹/۲/۳)

چکیده

در این تحقیق اثر آرماتور جانبی (خاموت) در ظرفیت پیوستگی وصله های تعبیه شده در تیرهای بتن آرمه مطالعه می شود. کلیه وصله ها اعم از محصور شده و غیر محصور در آرماتور جانبی مورد توجه قرار گرفته و معادله ای برای تعیین ظرفیت پیوستگی آنها ارائه می گردد. این معادله برای تیرهای ساخته شده از بتن معمولی و بتن با مقاومت بالا قابل استفاده خواهد بود. برای تعداد ۱۳۸ نتیجه آزمایشگاهی موجود در مورد بتن با مقاومت معمولی، میانگین نسبت ظرفیت پیوستگی آزمایشی به محاسباتی برابر ۱٫۰۰۴ با انحراف معیار ۰٫۱۰۱ می باشد. این اعداد نشان می دهند که معادله ارائه شده به مراتب دقیق تر از سایر معادلات پیشنهادی و ضوابط آیین نامه های مختلف، ظرفیت پیوستگی در وصله ها را محاسبه می کند. مقایسه مقادیر محاسباتی با نتایج آزمایش های مربوط به بتن با مقاومت بالا (HSC) نشان می دهد که این معادله به خوبی برای پیش بینی ظرفیت پیوستگی بین آرماتور و بتن با مقاومت بالا نیز قابل استفاده است.

واژه های کلیدی: آرماتور جانبی، بتن آرمه، بتن با مقاومت بالا، پیوستگی، طول مهاری، وصله

مقدمه

تئوری و تجربی قابل استفاده برای بتن با مقاومت بالا نخواهند بود. از طرفی کاهش ابعاد مقاطع اعضاء بتن آرمه ساخته شده از بتن با مقاومت بالا باعث تمرکز آرماتور در اتصالات اعضاء می شود. هر گونه بهبود در پیوستگی آرماتور و بتن این تمرکز را کاهش خواهد داد. مطالعه بیشتر در زمینه پیوستگی ممکن است از طرفی منجر به تولید آرماتور با آجهای بهینه شده و از طرف دیگر باعث کاهش طول پیوستگی و در نتیجه کاهش تمرکز آرماتور گردد.

نتایج آزمایش وصله ها نشان می دهند که آرماتور جانبی ظرفیت مقاومتی وصله را افزایش می دهد. اثر آرماتور جانبی بر ظرفیت پیوستگی را می توان به کمک عوامل A_t یا A_{tr} ، s و f_{yt} به حساب آورد. A_t سطح مقطع یک آرماتور جانبی، A_{tr} سطح کل آرماتور جانبی که در فاصله s توسط سطح شکست قطع می شود، s فاصله آرماتورهای جانبی و f_{yt} تنش جاری شدن آرماتور جانبی است. مطالعات اخیر نشان داده است که ظرفیت وصله، عموماً به تنش جاری شدن آرماتور جانبی f_{yt} بستگی ندارد.

پیوستگی بین بتن و آرماتور مهم ترین مکانیزم برای مقاومت سازه های بتن آرمه در برابر بارهای وارده می باشد. از آنجا که وجود وصله ها در سازه های بتن آرمه اجتناب ناپذیر است، موضوع پیوستگی در وصله ها مورد علاقه و توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. علیرغم اینکه ده ها سال از مطالعه روی موضوع پیوستگی می گذرد، هنوز یک مدل تئوریک که بتواند اثر عوامل مختلف را به خوبی در برداشته و با نتایج آزمایشگاهی تطبیق نماید ارائه نشده است. در مطالعات مختلف از هر دو روش آنالیز الاستیک و پلاستیک استفاده شده است لیکن به علت پیچیدگی پدیده پیوستگی تا کنون عموماً روشهای تجربی جوابگو بوده اند.

همزمان با تقاضای روزافزون برای بتن با مقاومت بالا در صنعت سازه های بتن آرمه لازم است که مدلها و ضوابط موجود برای تعیین ظرفیت پیوستگی هر چه سریعتر مورد تجدید نظر قرار گیرند چرا که مدلهای موجود بر پایه نتایج آزمایشی روی بتن معمولی می باشند و بدون پشتوانه های

هدف از پژوهش

هدف از انجام این طرح پژوهشی بدست آوردن مدلی برای تعیین ظرفیت پیوستگی بین آرماتور و بتن در وصله های محصور شده در آرماتور جانبی می باشد. در ابتدا نتایج آزمایشی مربوط به وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی جمع آوری شده، سپس با استفاده از نتایج آزمایشی و تئوری های موجود مدلی برای محاسبه ظرفیت وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی ارائه و سرانجام مدل پیشنهادی با سایر معادلات ارائه شده و ضوابط آیین نامه ها مقایسه خواهد شد.

مروری بر کارهای انجام شده تا کنون

اولین مطالعه در مورد پیوستگی آرماتور و بتن به آبرامز نسبت داده می شود [۱]. او نشان داد که در آرماتورهای آجدار، نیروها از آرماتور به بتن اطراف به صورت فشاری و مورب منتقل می شود. مطالعات اولیه بسیاری از محققین نشان داد که شکل هندسی آجها در ظرفیت پیوستگی مؤثرند. در سالهای اخیر اثر شکل هندسی آجها در ظرفیت پیوستگی توسط بسیاری از محققین مطالعه شده است [۸-۲].

Orangun et al (1977) اثر عوامل مختلف را روی پیوستگی به کمک روشهای آماری مطالعه و با استفاده از روش آنالیز برازش غیر خطی معادله ای تجربی ارائه نمودند (۹). مطالعه آنها نشان داد که ظرفیت پیوستگی طولهای مهارتی تفاوت قابل ملاحظه ای با ظرفیت پیوستگی وصله ها ندارد. همچنین مشخص شد که ظرفیت پیوستگی با افزایش فاصله بین آرماتور ها اضافه می شود. Darwin et al (1996) معادله تجربی پیشنهادی Orangun et al (1977) را با در نظر گرفتن نسبت پوششهای بتنی جانبی، تحتانی و فاصله آرماتور ها اصلاح نمودند [۸].

اثر آرماتور جانبی در ظرفیت پیوستگی را می توان توسط پارامترهای A_1 یا A_{11} ، s و f_{yt} به حساب آورد [۹]. A_1 سطح مقطع یک آرماتور جانبی، A_{11} سطح کل آرماتور جانبی است که در فاصله s توسط سطح شکست قطع می شود، f_{yt} تنش جاری شدن آرماتور جانبی، s فاصله بین آرماتورهای جانبی و d_b قطر آرماتور جانبی است.

آزمایش های انجام شده توسط Reynolds and Beeby (1982) و Morita and Fujii (1982) تنشهای بسیار کمی را در آرماتور جانبی در موقع شکست نشان داد [۱۱-۱۰]. به همین دلیل نتیجه گیری شد که نیازی به در نظر گرفتن f_{yt} در پارامتر مربوط به آرماتور جانبی نیست. Darwin et al (1996) عبارت NA_{11}/n را به عنوان پارامتر مؤثر در نظر گرفتند. N تعداد آرماتور جانبی است که در طول وصله قطع می شوند. n تعداد وصله ها در صفحه شکست می باشد [۸].

Tepfers (1973) توزیع تنش های حلقوی در پهنای پوشش بتنی اطراف آرماتور را به کمک تئوری الاستیسیته مطالعه نمود [۱۲]. تنش های حلقوی در اثر نیرو های شعاعی مورب که از آرماتور به بتن اطراف اعمال می شوند، ایجاد می گردند. Tepfers (1973) برای محاسبه ظرفیت پیوستگی ترک خوردگی در طولهای کوتاه، تئوری استوانه ضخیم نیمه ترک خورده را پیشنهاد نمود. در این تئوری فرض می شود که یک حلقه بتنی ترک نخورده وجود دارد که بتن ترک خورده و آرماتور را در بر می گیرد. این حلقه ترک نخورده نیروهای شعاعی مورب را که با زاویه α از آرماتور به بتن اعمال می شوند، تحمل می کند.

برخلاف طول های کوتاه که در آنها توزیع تنش های پیوستگی تقریباً یکنواخت است، در طول های عملی و بلند تنش های پیوستگی در طول وصله و یا طول مهارتی به مقدار قابل ملاحظه ای تغییر می کند. این امر باعث می شود که ظرفیت پیوستگی u در طول های بلند کاهش یابد. چگونگی توزیع تنشهای پیوستگی بین آرماتور و بتن در طول وصله توسط بسیاری از محققین انجام شده است. Tepfers (1973) به کمک تئوری جایجایی^۱ معادله ای برای توزیع تنشهای پیوستگی در طول وصله ها ارائه نمود [۱۲]. وی سپس توزیع تنشهای تئوریک را با مقادیر آزمایشی مقایسه کرد و نشان داد که تئوری جایجایی به خوبی برای پیش بینی توزیع تنشها قابل استفاده می باشد. طبق تئوری جایجایی تغییر تنش پیوستگی در طول وصله به صورت زیر داده می شود.

$$u(x) = K.S(x)$$

(۱)

جایجایی عبارتست از تفاوت کرنشها در بتن و آرماتور. کرنشها توسط فرضیات قانون هوک محاسبه

از انجام فرضیاتی رابطه زیر را برای توزیع تنشهای پیوستگی در طول وصله بدست آورد.

$$u_1 = -u_2 = -\frac{A_s \sigma_{s0} j}{2\pi d_b} \frac{\cosh(jx)}{\sinh(jL/2)} \quad (7)$$

به طوری که:

$$j^2 = \frac{K\pi d_b}{A_s E_s} \quad (8)$$

(Esfahani and Rangan (1998) تئوری استوانه جدار ضخیم نیمه ترک خورده Tepfers را با در نظر گرفتن زاویه α اصلاح نموده و معادله ای برای ظرفیت پیوستگی موضعی بدست آوردند [۱۳]. همچنین ایشان معادله γ را ساده کرده و معادله ای برای توزیع تنشهای پیوستگی در طول وصله بدست آوردند [۱۴]. سپس با استفاده از نتایج آزمایشی گذشته در مورد وصله ها، ظرفیت پیوستگی موضعی و معادله بدست آمده برای توزیع تنشهای پیوستگی، مدلی تحلیلی برای پیش بینی ظرفیت وصله های محصور نشده در آرماتور جانبی بدست آوردند [۱۴]. این معادله به صورت زیر می باشد.

$$u = u_c \frac{1+1/M}{0.85+0.024\sqrt{M}} (0.88+0.12 \frac{C_{med}}{C}) \quad (9)$$

می شوند. تغییر تنش پیوستگی برای هر جزء طول dx که ناشی از جابجایی بین آرماتور و بتن می باشد برای هر دو قسمت وصله عبارتست از:

$$\frac{du_1}{dx} = K \left(\frac{\sigma_{s1}}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (2)$$

$$\frac{du_2}{dx} = K \left(\frac{\sigma_{s2}}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3)$$

σ_{s1} و σ_{s2} تنش های کششی آرماتورهای یک وصله و σ_c تنش کششی در بتن می باشد.

شرط تعادل برای وصله عبارتست از (شکل ۱):

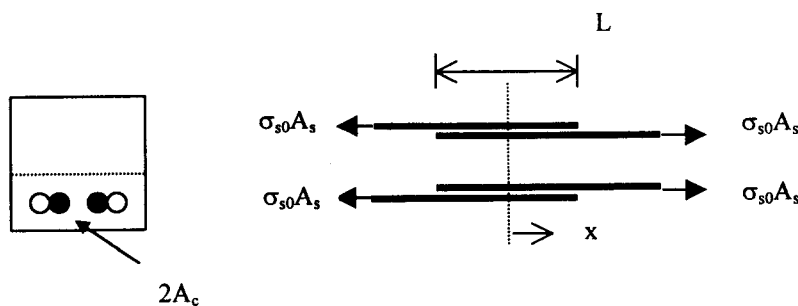
$$\sigma_{s0} A_s = \sigma_c A_c + \sigma_{s1} A_s + \sigma_{s2} A_s \quad (4)$$

رابطه بین تنش پیوستگی و تنش محوری آرماتور به صورت زیر است.

$$u_1 = \frac{A_s d\sigma_{s1}}{\pi d_b dx} \Rightarrow \frac{d\sigma_{s1}}{dx} = \frac{\pi d_b}{A_s} u_1 \quad (5)$$

$$u_2 = \frac{A_s d\sigma_{s2}}{\pi d_b dx} \Rightarrow \frac{d\sigma_{s2}}{dx} = \frac{\pi d_b}{A_s} u_2 \quad (6)$$

با ترکیب معادله های ۲ تا ۶ یک معادله دیفرانسیل بدست می آید. (Tepfers (1973) این معادله را حل نموده و پس



شکل ۱: وصله های کششی.

که در آن

$$M = \cosh(0.0022L \sqrt{r \frac{f_c'}{d_b}}) \quad (10)$$

در معادلات ۱۳ و ۱۴، μ ظرفیت پیوستگی مربوط به آرماتور جانبی، A_{tr} سطح آرماتور جانبی عمود بر صفحه شکستی که از وصله ها می گذرد (شکل ۲)، f_{tr} تنش جاری شدن آرماتور جانبی، C کمترین مقادیر پوشش های بتنی C_x, C_y و نصف فاصله آزاد وصله ها $C_s/2$ ، d_b قطر آرماتور و s فاصله بین آرماتور های جانبی می باشد.

$$u_c = 4.9 \frac{C/d_b + 0.5}{C/d_b + 3.6} f_{ct} \quad (\text{برای بتن معمولی}) \quad (11)$$

در معادلات ۱۳ و ۱۴ فرض شده است که آرماتور جانبی قبل از شکست پیوستگی جاری شده باشد. مطالعات اخیر نشان داده اند که ظرفیت پیوستگی عموماً به تنش جاری شدن آرماتور جانبی بستگی ندارد. در بخش بعد، بر اساس نتیجه گیری های فوق عاملی برای در نظر گرفتن آرماتور جانبی در محاسبه ظرفیت وصله پیشنهاد می شود.

$$u_c = 8.6 \frac{C/d_b + 0.5}{C/d_b + 5.5} f_{ct} \quad (\text{برای بتن با مقاومت بالا}) \quad (12)$$

وصله های محصور نشده توسط آرماتور جانبی

در کار پژوهشی قبلی [۱۳ و ۱۴] پیوستگی موضعی و ظرفیت پیوستگی وصله ها مورد مطالعه قرار گرفتند و معادله ۹ برای محاسبه ظرفیت پیوستگی وصله ها در تیرها پیشنهاد شد. مقایسه بین مقادیر محاسبه شده و نتایج آزمایشی نشان داد که معادله پیشنهادی با دقت خوبی ظرفیت پیوستگی را محاسبه می کند. البته در مطالعه قبلی نتایج مربوط به وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی مورد بحث و تحلیل قرار نگرفت. برای ارزیابی اثر آرماتور جانبی در ظرفیت پیوستگی، معادله ۹ را در مورد نتایج آزمایشی وصله های محصور شده بکار می بریم. سپس با احتساب عاملی برای آرماتور جانبی، معادله ۹ برای وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی تعمیم داده می شود.

در روابط بالا، L طول وصله، $f_{ct} = 0.55(f_c')^{0.5}$ مقاومت کششی بتن، d_b قطر آرماتور و r عاملی است که به شکل هندسی آنها بستگی دارد و برای آرماتورهایی که مطابق استاندارد ASTM A615 ساخته شده اند برابر ۳ می باشد. تعریف پارامترهای C, C_{med}, C_y, C_x و C_s در بخش نشانه ها آورده شده است.

در معادله ۹، اثر آرماتور جانبی در ظرفیت پیوستگی در نظر گرفته نشده است. در این تحقیق با استفاده از نتایج آزمایشی وصله های محصور شده، معادله ۹ برای محاسبه ظرفیت پیوستگی کلیه وصله ها تعمیم داده می شود.

ظرفیت پیوستگی وصله ها

نتایج حاصل از آزمایش ها نشان می دهند که آرماتور جانبی ظرفیت وصله را افزایش می دهد [۹-۱۱]. برای در نظر گرفتن اثر آرماتور جانبی رابطه های زیر توسط (Orangun et al (1977) ارائه شده اند.

$$\frac{u_{tr}}{\sqrt{f_c'}} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{500s d_b} \leq \quad (\text{واحد انگلیسی}) \quad (13)$$

وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی

نتایج ۵۷ آزمایش انجام شده توسط محققین مختلف [۸ و ۱۵-۱۹] در مورد اثر آرماتور جانبی بر ظرفیت پیوستگی جمع آوری شده است. برای جزئیات مربوط به این آزمایشها به گزارش مطالعاتی مربوطه مراجعه گردد [۲۰]. جدول (۱) خلاصه نتایج آزمایشی وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی می باشد.

$$\frac{u}{\sqrt{f_c'}} = 1.2 + \frac{3C}{d_b} + \frac{50d_b}{L} + \frac{A_{tr} f_{yt}}{500s d_b} \quad (\text{واحد انگلیسی}) \quad (14)$$

وصله هایی که توسط آرماتور جانبی محصور شده اند بزرگتر از میانگین نسبت مذکور برای وصله های غیر محصور شده (یعنی ۱/۰۰۰) می باشند. به عنوان مثال، در سری آزمایش انجام شده توسط (Rezansoff et al (1993 میانگین u_t/u_p آزمایش ها برابر ۱/۳۶۸ می باشد. بنابراین، ظرفیت پیوستگی به علت وجود آرماتور جانبی در وصله های محصور شده افزایش یافته است.

به منظور ارزیابی اثر آرماتور جانبی در افزایش ظرفیت پیوستگی، عاملهای A_{tr}/s , A_{tr}/s_d , A_t/s و A_t/s_d مورد نظر و آزمون قرار می گیرند. A_t سطح مقطع یک آرماتور جانبی و s فاصله بین آرماتور های جانبی می باشند. عامل A_{tr} که توسط (Orangun et al (1977 استفاده شده است [۹] مطابق شکل (۲) تعیین می شود. رابطه بین u_t/u_p و A_t/s برای وصله ها در شکل (۳) رسم شده است. u_t ظرفیت پیوستگی آزمایشی و u_p ظرفیت پیوستگی محاسباتی می باشند. برای نقاط شکل (۳) بهترین رابطه خطی که از نقطه $(u_t/u_p=1, A_t/s=0)$ بگذرد عبارتست از:

$$\frac{u_t}{u_p} = 1 + 0.28 \frac{A_t}{s}$$

(۱۵)

مشابه شکل (۳) برای تعیین رابطه بین u_t/u_p با مقادیر بدست A_{tr}/s_d , A_{tr}/s , A_t/s_d ، (۴)، (۵) و (۶) می آیند. مقایسه بین روابط مندرج در شکل های (۳)، (۴)، (۵) و (۶) نشان می دهد که استفاده از عامل A_t/s نه تنها به سادگی محاسبات کمک می کند بلکه اثر آرماتور

مجموعه نتایج مندرج در این جدول ها با توجه به محدودیت های زیر از مراجع مختلف استخراج شده است.

- $C/d_p \geq 1$
- آزمایش هایی که در آنها دو یا بیش از دو وصله موجود بوده و آرماتورها در یک محل وصله شده اند.
- در موقع بتن ریزی، آرماتور در پایین قالب واقع شده باشد.
- در موقع شکست، تنش کششی آرماتورها کمتر از حد جاری شدن باشد.
- شکست از نوع شکست پیوستگی باشد.

در جدول (۱) سری های مختلف آزمایشی معرفی و در هر سری تعداد نمونه های آزمایشی و میانگین نسبت ظرفیت پیوستگی آزمایشی به محاسباتی u_t/u_p نمونه های آن سری ارائه شده است. در سطر دوم جدول (۱)، نتایج آزمایشهای تمام وصله های محصور نشده، که در مطالعه قبلی به صورت مجزا و مفصل بررسی گردید [۱۴]، به صورت یک مجموعه در نظر گرفته شده و میانگین u_t/u_p مربوط به تمام آنها محاسبه شده است. همچنان که ملاحظه می شود، برای تمام وصله های محصور نشده، میانگین نسبت ظرفیت پیوستگی آزمایشی به محاسباتی u_t/u_p برای معادله ۹ برابر ۱/۰۰ است. این معادله قبلا بر اساس نتایج وصله های محصور نشده ارائه شده بود (۱۴). در جدول (۱)، سری های مختلف وصله های محصور شده نیز ارائه و با استفاده از معادله ۹ مقادیر u_t/u_p برای این سری ها محاسبه شده اند (سطر های ۳ تا ۸). همچنانکه پیش بینی می شد، میانگین نسبت ظرفیت پیوستگی آزمایشی به محاسباتی u_t/u_p در سری های مختلف

جدول ۱: سری های آزمایشی مربوط به وصله های محصور شده در آرماتور جانبی.

سری های آزمایشی	تعداد آزمایش	میانگین (u_t/u_p) (معادله ۹)
تمام وصله های محصور نشده	۸۱	۱/۰۰۰
Ferguson et al (1965)	۵	۱/۱۰۹
Ferguson et al (1971)	۳	۱/۲۱۴
Thompson et al (1979)	۴	۱/۲۸۲
Hester et al (1993)	۱۰	۰/۹۹۴
Darwin et al (1996)	۲۴	۱/۲۱۱
Rezansoff et al (1993)	۱۱	۱/۳۶۸

آزمایشی به محاسباتی برابر با ۱۲/۱۰ با انحراف معیار ۰/۱۱۴ می باشد. بنابراین معادله ۱۶ به خوبی برای بتن با مقاومت بالا قابل استفاده می باشد. جدول ۳ مقادیر ظرفیت پیوستگی محاسبه شده توسط معادله ۱۶ را با مقادیر حاصله از ضوابط آیین نامه ACI318-95 [۲۲] مقایسه می کند. آیین نامه ACI 318-95 برای محاسبه طول مهارى یا وصله روابطی را پیشنهاد می کند. بر اساس این روابط و استفاده از رابطه $u = A_s f_y / (\pi d_b L) = d_b f_y / (4L)$ می توان مقادیر ظرفیت پیوستگی u را به شرح زیر محاسبه کرد.

برای حالتی که طول مهارى یا وصله در امتداد خود توسط آرماتور جانبی محصور شده باشد، ظرفیت پیوستگی به صورت زیر خواهد بود.

$$u = (40/12)(C + K_{tr}) \sqrt{f'_c} / (\alpha \beta \gamma \lambda d_b) \quad (17)$$

در روابط فوق $\alpha = 1$ برای آرماتور واقع در پایین قالب (ضخامت بتن زیر آرماتور کمتر از ۳۰ سانتیمتر)، $\beta = 1$ برای آرماتورهای بدون پوشش اپوکسی، $\gamma = 1$ برای آرماتورهای با قطر مساوی یا بیشتر از ۲۰ میلیمتر و $\lambda = 1$ برای بتن معمولی (بتنی که سبک نباشد). در جدول (۳) ملاحظه می شود که معادله ۱۶ مقاومت پیوستگی را به مقدار زیادی دقیق تر از آیین نامه ACI 318-95 محاسبه می کند

مثال

آزمایش 2.1-8S0 که توسط Darwin et al (1996) انجام شده مورد آزمون قرار می گیرد. داده های آزمایش عبارتند از:

ظرفیت پیوستگی محاسباتی بر اساس آیین نامه ACI 318-95 (حالت بدون آرماتور جانبی).

	آرماتور با قطر کمتر از ۲۰ mm	آرماتور با قطر مساوی و بیشتر از ۲۰ mm
$C_s > d_b$, C_x & $C_y > d_b$ $A_v/s > (A_v/s)_{min}$ یا $C_s > 2d_b$, C_x & $C_y > d_b$	$u = (25/4) \sqrt{f'_c} / (\alpha \beta \lambda)$	$u = 5 \sqrt{f'_c} / (\alpha \beta \lambda)$
سایر حالات	$u = (50/12) \sqrt{f'_c} / (\alpha \beta \lambda)$	$u = (40/12) \sqrt{f'_c} / (\alpha \beta \lambda)$

جانبی را در ظرفیت پیوستگی با دقت بیشتری به حساب می آورد. با جایگزینی مقدار u از رابطه ۹ در معادله ۱۵ بجای u_p داریم:

$$u = u_t \frac{1 + 1/M}{0.85 + 0.024 \sqrt{M}} (0.88 + 0.12 \frac{C_{cmd}}{C}) (1 + 0.28 \frac{A_s}{s}) \quad (16)$$

به طوری که M و u_t توسط معادلات ۱۰ و ۱۱ یا ۱۲ محاسبه می شوند. در جدول (۲) نتایج ۵۷ آزمایش مربوط به وصله های محصور شده در آرماتور جانبی با مقادیر محاسبه شده توسط معادله ۱۶ مقایسه شده است. برای معادله ۱۶ میانگین مقادیر نسبت ظرفیت آزمایشی به ظرفیت محاسباتی برابر ۱۱/۱۰ با انحراف معیار ۰/۱۲۸ است.

مقایسه نتایج آزمایش با معادله پیشنهادی و ضوابط آیین نامه ACI

مجموعاً نتایج ۱۳۸ آزمایش وصله (۵۷ آزمایش مربوط به وصله محصور شده و ۸۱ آزمایش مربوط به وصله محصور نشده) در نظر گرفته شده اند (جدول ۲). ظرفیت پیوستگی وصله ها به کمک معادله ۱۶ محاسبه می شوند. میانگین مقادیر نسبت آزمایشی به محاسباتی ظرفیت وصله ها برابر با ۱/۰۰۴ با انحراف معیار ۰/۱۰۱ می باشد. این اعداد نشان می دهند که معادله ۱۶ با دقت خوبی ظرفیت وصله را محاسبه می کند. نتایج ۸ آزمایش در مورد بتن با مقاومت بالا [۲۱] که توسط Hwang et al (1996) ارائه شده اند نیز در جدول (۲) آورده شده اند. برای این آزمایشها، میانگین نسبت ظرفیت پیوستگی

جدول ۲: مقایسه بین ظرفیت های پیوستگی محاسباتی و آزمایشی در مورد وصله های محصور شده و محصور نشده در آرمانور جانبی.

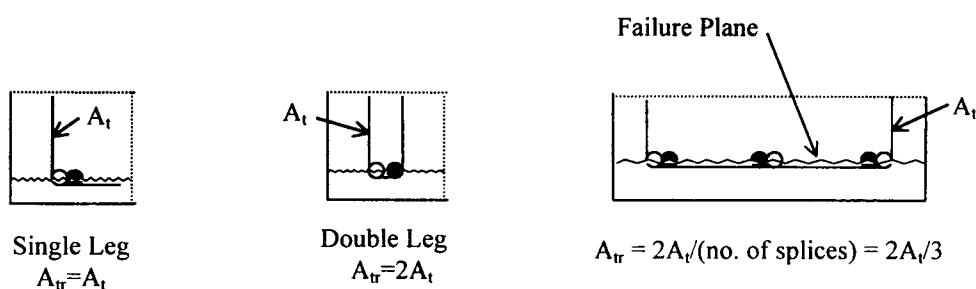
انحراف معیار (u _r /u _p) معادله ۱۶	میانگین (u _r /u _p) معادله ۱۶	تعداد آزمایش ها	سری های آزمایشی
۰/۰۷۷	۱/۰۰۰	۸۱	وصله های محصور نشده in Esfahani and Rangan (1998)
۰/۱۰۷	۱/۰۲۷	۵	وصله های محصور شده (NSC)*
۰/۰۸۸	۱/۰۵۵	۳	
۰/۰۶۷	۱/۰۸۲	۴	
۰/۰۷۲	۰/۸۹۰	۱۰	
۰/۰۸۶	۰/۹۹۱	۲۴	
۰/۱۶۶	۱/۱۱۶	۱۱	
۰/۱۲۸	۱/۰۱۱	۵۷	تمام وصله های محصور شده
۰/۱۰۱	۱/۰۰۴	۱۳۸	تمام آزمایش های (NSC)*
۰/۱۱۴	۱/۰۱۲	۸	آزمایش های (HSC)** Hwang et al (1996)

* بتن با مقاومت معمولی $f_c' < 50 \text{ MPa}$

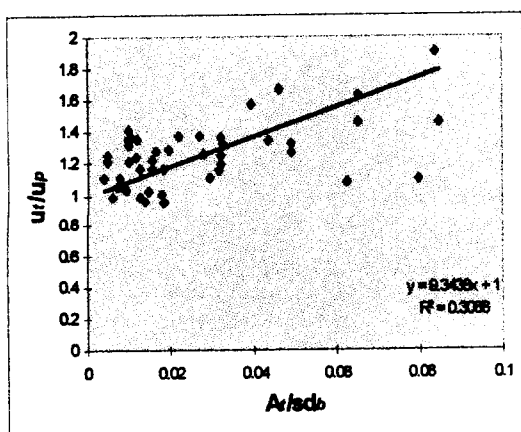
** بتن با مقاومت بالا (HSC) $f_c' \geq 50 \text{ MPa}$

جدول ۳: مقایسه بین معادله ۱۶ و ضوابط آیین نامه ACI 318-95.

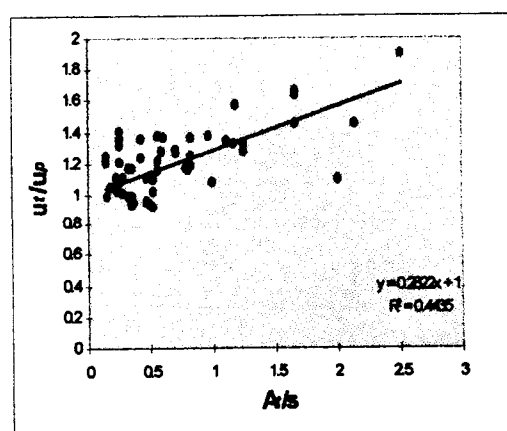
		معادله ۱۶		ضوابط ACI 318-95	
سری های آزمایشی	تعداد آزمایشها	میانگین (u _r /u _p)	انحراف معیار (u _r /u _p)	میانگین (u _r /u _p)	انحراف معیار (u _r /u _p)
وصله های محصور نشده	۸۱	۱/۰۰۰	۰/۰۷۷	۱/۷۳۹	۰/۳۹۲
وصله های محصور شده	۵۷	۱/۰۱۱	۰/۱۲۸	۱/۵۱۷	۰/۵۳۲
آزمایشهای (HSC)	۸	۱/۰۱۲	۰/۱۱۴	۲/۱۵۱	۰/۳۶۷



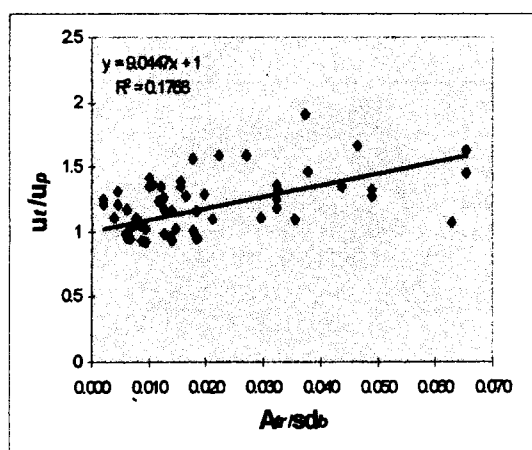
شکل ۲: تعریف A_{tr} توسط (Orangun et al, 1977).



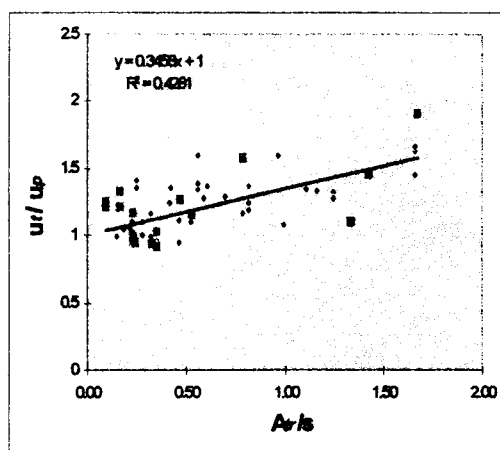
شکل ۴: رابطه u_{tr}/u_p با A_t/sd_b برای معادله ۹.



شکل ۳: رابطه u_{tr}/u_p با A_t/s برای معادله ۹.



شکل ۶: رابطه u_{tr}/u_p با A_{tr}/sd_b برای معادله ۹.



شکل ۵: رابطه u_{tr}/u_p با A_{tr}/s برای معادله ۹.

با نتایج آزمایش های مربوط به بتن با مقاومت بالا (HSC) نشان می دهد که این معادله به خوبی برای پیش بینی ظرفیت پیوستگی بین آرماتور و بتن با مقاومت بالا نیز قابل استفاده است.

تشکر و قدردانی

مقاله ارائه شده مربوط به طرح پژوهشی شماره ۴۳۰ از طرح های مصوب دانشگاه فردوسی می باشد. هزینه های این طرح توسط دانشگاه فردوسی تأمین شده است. نویسنده از این همکاری قدردانی می کند.

نشانه ها

- A_b : سطح مقطع آرماتور
- A_t : سطح مقطع یک آرماتور جانبی
- A_{tr} : سطح کل آرماتور جانبی که در فاصله s توسط سطح شکست قطع می شود
- C_x : پوشش جانبی
- C_y : پوشش تحتانی
- C_s : فاصله بین وصله ها
- $C=C_{min}$: $[C_x, C_y, (C_s+d_b)/2]$ حداقل
- C_{med} : $[C_x, C_y, (C_s+d_b)/2]$ مقدار میانی
- C_{max} : $[C_x, C_y, (C_s+d_b)/2]$ حداکثر
- d_b : قطر آرماتور
- E_c : مدول الاستیسیته بتن
- f_{ct} : ظرفیت کششی بتن
- f_s : تنش کششی فولاد
- J : عامل سختی
- K : مدول جابجایی
- L : طول وصله
- M : $\cosh(jL/2)$
- n : تعداد وصله در مقطع تیر
- R : سطح نسبی آج = تصویر سطح آج روی سطح عمود بر امتداد آرماتور تقسیم بر $u(x)$: (محیط اسمی آرماتور ضرب در فاصله مرکز تا مرکز آجها) تنش پیوستگی در فاصله x از مبدأ
- u_c : تنش پیوستگی در ترک خوردگی پوشش بتنی

$$d_b = 25.4 \text{ mm}$$

$$C_x = 57.2 \text{ mm}, C_y = 33.7 \text{ mm}, C_s = 86.7 \text{ mm}$$

$$A_t/s = 0.82$$

$$u_t = 4.55 \text{ MPa}, f_{s(test)} = 437 \text{ Mpa}$$

با توجه به داده های فوق داریم:

$$C/d_b = 1.33, C_{med}/C = 1.66$$

$$M = 8.2 \quad \text{معادله ۱۰}$$

$$u = 4.7 \text{ MPa} \quad \text{معادله ۱۶}$$

$$u_t/u = 0.97$$

نتیجه گیری

در این تحقیق معادله ای برای تعیین ظرفیت وصله های محصور شده در آرماتور جانبی، ارائه گردید. در ابتدا نتایج آزمایشی مربوط به وصله های محصور شده توسط آرماتور جانبی جمع آوری، سپس با استفاده از این نتایج آزمایشی معادله ای برای وصله های محصور شده حاصل شد. این معادله بر اساس مدل قبلی که برای وصله های غیر محصور ارائه شده بود، بدست آمد. برای در نظر گرفتن اثر آرماتور جانبی بر ظرفیت پیوستگی، عامل های A_{tr}/sd_b , A_{tr}/s , A_t/sd_b , A_t/s آزمایش شدند. نتایج آزمایش های مربوط به بتن با مقاومت بالا (HSC) نیز مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. بر اساس تحلیل داده های آزمایشی و مقایسه آنها با مقادیر محاسبه شده توسط معادله پیشنهادی نتایج زیر بدست می آیند.

۱- تحلیل داده های آزمایشی نشان می دهد که A_t/s عامل مناسبی برای در نظر گرفتن اثر آرماتور جانبی در ظرفیت پیوستگی می باشد. استفاده از این عامل نه تنها باعث سادگی محاسبات شده بلکه دقت نتایج را نیز افزایش می دهد.

۲- مقایسه مقادیر محاسباتی با نتایج آزمایشی نشان می دهد که برای کلیه وصله ها چه محصور شده و چه نشده، معادله پیشنهادی با دقت خوبی ظرفیت وصله را محاسبه می کند. برای تعداد ۱۳۸ نتیجه آزمایشگاهی موجود در مورد بتن با مقاومت معمولی، میانگین نسبت ظرفیت پیوستگی آزمایشی به محاسباتی برابر $1/0.04$ با انحراف معیار $0/1.01$ می باشد. مقایسه مقادیر محاسباتی

S	: لغزش بین بتن و آرماتور	$u=u_m=u_p$: نش پیوستگی یکنواخت معادل در لحظه
s	: فاصله بین آرماتورهای جانبی		شکست (مقاومت پیوستگی)
α	: زاویه امتداد نیروی مورب از آرماتور به بتن	K/f_c'	: r

مراجع

- 1 - Abrams, Duff A. (1913). "Tests of bond between concrete and steel." *Bulletin No. 71*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, 238 PP.
- 2 - Rehm, G. (1961). "Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton." *Heft 138*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 59 PP.
- 3 - Lutz, L. A. and Gregely, P. (1967). "Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete." *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 64, No. 11, PP. 711-721.
- 4 - Goto, Y. (1971). "Cracks formed in concrete around deformed tension bars." *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 68, No. 4, PP. 244-251.
- 5 - Soretz, S. and Holzenbein, H. (1979). "Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability." *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 76, No. 1, PP. 111-125.
- 6 - Darwin, D. and Graham, E. K. (1993). "Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars." *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 6, PP. 646-657.
- 7 - Akashi, J., Fujii, S. and Morita, S. (1993). "Bond-slip behaviour of deformed bars in high strength concrete." *First Meeting of the Multi-lateral Project on the use of High Strength Concrete (Translated from Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol. 13-2, 1991) Topic 1*, Kyoto, Japan, PP. 2-13.
- 8 - Darwin, D., Tholen, M. L., Idun, E. K. and Zuo, J. (1996). "Splice strength of high relative rib area reinforcing bars." *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, PP. 95-107.
- 9 - Orangun, C. O., Jirsa, J. O. and Breen, J. E. (1977). "A reevaluation of test data on development length and splices." *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 74, No. 3, PP. 114-122.
- 10 - Reynolds, G.C. and Beeby, A.W. (1982). "Bond strength of deformed bars." *Proceeding of the International Conference on Bond in Concrete*, Paisley, Scotland, PP. 434-445.
- 11 - Morita S. and Fujii S. (1982). "Bond capacity of deformed bars due to splitting of surrounding concrete." *Proceeding of the International Conference on Bond in Concrete*, Paisley, Scotland, PP. 331-341.
- 12 - Tepfers, R. (1973). "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars." *Publication No. 73:2, Division of Concrete Structures*, Chalmers University of Technology, Goteborg, 328 PP.
- 13 - Esfahani, M. R. and Rangan, B. V. (1998). "Local bond strength of reinforcing bars in normal strength and high strength concrete (HSC)." *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 2, PP. 96-106.
- 14 - Esfahani, M. R. and Rangan, B. V. (1998). "Bond between normal strength and high strength concrete (HSC) and reinforcing bars in splices in beams." *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 3, PP. 272-280.
- 15 - Ferguson, P. M. and Breen, J. (1965). "Lapped splices for high strength reinforcing bars." *ACI Journal*, Vol. 62, No. 9, PP. 1063-1078.

- 16 - Ferguson, P. M. and Krishnaswamy, C. N. (1971). *Tensile lap splices- Part 2: Design recommendation for retaining wall splices and large bar splices*. Research Report No. 113-3, Center for Highway Research, University of Texas at Austin.
 - 17 - Thompson, M. A., Jirsa, J. O., Breen, J. E. and Meinheit, D. F. (1979). "Behaviour of multiple lap splices in wide sections." *ACI Journal*, PP. 227-248.
 - 18 - Hester, C. J., Salamizavaregh, S., Darwin, D. and McCabe, S. L. (1993). "Bond of epoxy-coated reinforcement: Splices." *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 1, PP. 89-102.
 - 19 - Rezanoff, T., Akanni, A. and Sparling, B. (1993). "Tensile lap splices under static loading: A review of the proposed ACI 318 code provisions." *ACI Structural Journal Proceedings*, Vol. 90, No. 4, PP. 374-384.
 - 20 - Esfahani, M. R. *The effect of transverse reinforcement on reinforcing steel-concrete bond*. Research Report No. 430, Ferdowsi University, Mashhad, Iran, 30 PP.
 - 21 - Hwang S. J., Leu Y. R. and Hwang H. L. (1996). "Tensile bond of deformed bars of high-strength concrete." *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, PP. 11-20.
 - 22 - ACI Committee 318, "Building code reinforcements for structural concrete and commentary." *ACI 318/318R-95*. American Concrete Institute, Farmington Hills, 369 pp.
-

