می‌سر لیم و نباید بیشتر از $1.05\rho_b$ است. ρ_{bd} حدوداً مساوی

بنابراین ماده آئین‌نامه برای راحتی کار خودمان ρ_b را با عبارت ρ_b نشان می‌دهیم

و ρ_{bd} را برابر با $1.05\rho_b$ به حساب می‌آوریم.

— حداقل فولاد کششی:

برای اطمینان از اینکه تیر دکیل می‌کند، فولاد کششی می‌بایست بیشتر از حدی باشد. این حد ρ_{min} نامیده

شده است.

ρ_{min} کوچکترین دو مقدار زیر است:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

www.vepub.com
Publish Your Mind

اگر $\frac{14}{f_y}$ را برای کار خودمان برای فولاد 4000 به $\rho_{min} = 0.0035$ می‌رسیم. یعنی این عبارت

آن است که فولاد تیر نباید کمتر از این مقدار باشد. اگر کمتر از این مقدار بدست آید بدان

آن است که مقطع بزرگ انتخاب شده است. می‌توانیم برویم و مقطع را کوچک کنیم مثلاً برای

جای 60x40 ← 50x40 را بنویسیم. اما این کار همواره محلی نیست. اکثراً ما مجبوریم

مقطع را طوری انتخاب کنیم که حداقل فولاد در این صورت این ρ را باید در تیر بکار ببریم یعنی در تیر فولاد

اضافی بکار ببریم. به طور کلی در تیرها در هر مقطعی که محل وجود دارد می‌بایست تنش باید انجام شود، فولاد

min مانده برای تیر

فلسفه تولید min آن است که ظرفیت عضو بری تیر بعد از آنکه تیر ترک خورد حداقل برابر با ظرفیت آن در قبل از ترک خوردن باشد البته در این رابطه ضریب اطمینانی هم دخیل است.

مثال: فرض کنیم تیری با تقطع 40x60 داریم، در قبالی که حل کردیم دیدیم این تیر، تا قبل از آنکه ترک بخورد به حدود 6 t.m می‌رسد، ترک می‌خورد، ولی تیر ترک خورده ما شد فولادی برای تحمل خمشی باز هم می‌ماند بنابراین می‌توانیم بگوییم که ظرفیت تیر ما بعد از ترک خوردن حدود 6 t.m می‌باشد حال اگر تیری تصور کنیم که ترک نخورده است و فولاد هم ندارد به طوری که ظرفیت آن به 6 t.m می‌رسد، تیر ترک نخورده ما فاصله زیادی تا شکست دارد ولی تیر ترک خورده ما فاصله زیادی تا شکست ندارد. حداقل فولاد min آن است که ما در تیر به اندازه‌ای فولاد داشته باشیم که اگر تیر ترک خورد، تیر با تقطع ترک خورده بتواند 6 t.m را با تقریب ضریب اطمینانی تحمل کند. در این مثال ما 2 تا 5 فی 12 داریم که 10 عدد میلگرد می‌شود که هر کدام 1.6 تن ظرفیت دارند که می‌شود 1.6x6=9.6 t.m. فولاد min به اندازه‌ای است که تیر بتواند 9.6 t.m تحمل کند.

— فولاد فشاری:

دیدیم که در محاسبات بری فولادی $\rho > \rho_b$ شد فولادی جاری نمی‌شود و این اصلا در قبول این نامطلوبیت. بنابراین ما باید بیشتر دم و تقطع را زیاد کنیم تا مقدار فولاد لازم کاهش پیدا کند و $\rho < \rho_b$ شود. حال اگر به دلیلی نخواهیم تقطع را عوض کنیم، ناچاریم از فولاد فشاری کمک

نکته مهم این توضیح در رابطه قبل است و کسی نمانده آن را تأیید می کند. برای این مانده می توانیم
علاقه مند به کاربری فولاد فشاری شدید، مقدار فولاد فشاری را طوری در نظر بگیریم که $\rho - \rho' \leq \rho_b$ شود
یعنی فولاد کششی حتماً جاری شود. حال بیم چگونه باید عمل کند

در شروع طراحی گفتیم که تعداد مجاهیل از معادلات است و گفتیم سه مجاهیل را باید انتخاب کنیم و به طور
را انتخاب کردیم و $A_s' = 0$ قرار دادیم حال نمی خواهیم که فولاد فشاری بکار ببریم، یکی از مجهولات
را از دست می دهیم و دوباره با حل مسئله دچار مشکل می شویم مگر اینکه به نحوی مجهول سوم را انتخاب کنیم

تدبیری که برای این منظور اندیشیده ایم این است که قرار بود ما فولاد فشاری بکار نبریم ولی حالا مجبور
شدیم بکار ببریم در عین حال آیین نامه دقیقه کرد که در این شرایط $\rho - \rho' \leq \rho_b$ انتخاب شود. بنابراین منطقی
آن است ما برای آنکه فولاد فشاری را به حداقل برسانیم، $\rho - \rho'$ را بسازی ρ_b انتخاب کنیم با این
ترتیب ما رابطه ای را فرض کرده ایم که آن $\rho - \rho' = \rho_b$ است یعنی عملاً مجهول سوم را از معادلات
خارج کرده ایم. بنابراین تحت این شرایط می توانیم عملیات زیر را به پیش ببریم..

سه ریزول حالی که برای بیان مقادیر پیدا کردیم را جمع بندی کنیم در شرایطی که فولادها هم جاری می شوند به دو
رابطه ای زیر رسیدیم

$$a = \frac{(A_s - A_s')f_{yd}}{0.85 f_{cd} b}$$

$$M_r^{M_u} = 0.85 f_{cd} b a (d - a/2) + A_s' f_{yd} (d - d')$$

$$M_r^{M_u} = \underbrace{(A_s - A_s') f_{yd} (d - a/2)}_{M_1} + \underbrace{A_s' f_{yd} (d - d')}_{M_2}$$

105

با توجه به آنکه $\rho - \rho' = \rho_b$ در تیرها عددی است (مثلاً $f_{ck}=20$ و $f_y=400$) ρ_b

$\Rightarrow$ تفاضل میلگردها در دست است.

$$\overline{A_s} = A_s - A_s' = \rho_b \, db$$

حال که تفاضل فولادها در دست است می‌توان ابتدا همه را در نظر گرفت و سپس آن را در ریل دوم قرار داد و A_s' را بدست آورد. توجه شود که در ریل دوم به جای M_u باید M_2 را قرار داد.

یعنی می‌دانیم که A_s بعلاوه بیشتر از A_s' مقدار A_s هم از رابطه‌ی $\overline{A_s}$ بدست می‌آید.

بنابراین همه‌ی میلگردها تعیین شدند. این نکته را با یک شرح زیر تکمیل می‌کنم:

$$\rho - \rho' = \rho_b$$

$$\overline{A_s} = A_s - A_s' \rightarrow a = \frac{\overline{A_s} f_{yd}}{0.85 f_{cd} b} \quad \checkmark$$

$$M_1 = \overline{A_s} f_{yd} (d - a/2) \,, \quad M_2 = M_u - M_1$$

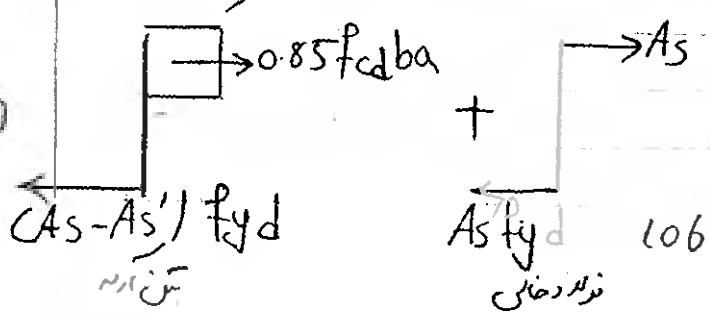
$$A_s' = \frac{M_2}{f_{yd}(d-d')} \Rightarrow A_s = \overline{A_s} + A_s'$$

بدیهی است

ملاحظه می‌شود که M_u از دو قسمت M_1 و M_2 تشکیل می‌شود.

در فولادهای تغییر شکل محل می‌کند، M_2 می‌دانیم که فولادهای فشاری و فولادهای کششی تغییر شکل می‌کنند.

به شکل زیر توجه کنید:



عدد M_2 تقریباً توسط فولاد در بالا در فولاد در پایین تحمل می‌شود یعنی درست عین یک تقطع I

تحمل ← بال بالا در فشار پایین در کشش.

در اینجا فاصله‌ای که انجام داده‌ام این است که تقریباً تقطع توجه است، تقریباً باید آن را بزرد

کنیم ولی تنها بدلیلی تقطع را بزرگ نکرده‌ام در مقابل فولاد فشاری بکار برده‌ام یعنی در بالا

تقاری فولاد فشاری قرار داده‌ام در پایین به همان مقدار فولاد فشاری به فولاد کششی افزوده‌ام

یعنی در واقع تمامی آن را به صورت سازه فولادی قرار داده‌ام. "تقریباً" تقریب می‌خوانیم عدد

$20\ t.m$ را تحمل کنیم تقطع اتفاقی که چند است آنرا $\rho = \rho_b$ می‌شد این تقطع می‌توانست

تنها $16\ t.m$ تحمل کند اما $4\ t.m$ اضافی توسط فولاد در بالا در پایین تحمل کرده‌ام یعنی تقریباً

$5\ cm^2$ فولاد در بالا و $5\ cm^2$ در پایین نگاه برده شده است یعنی بر فولادی که برای $16\ t.m$

بود $5\ cm^2$ در هر اضافه کرده‌ام.

می‌توان نشان داد می‌ان M_2 در ارتفاع d برابر است با $f_{cd} b d^2 R_b$ است که قدری

عملیات را ساده‌تر می‌کند.

www.vepub.com
Publish Your Mind

* ایراد در عملیات:

عملیات بالا تنها یک ایراد دارد و آن اینکه فرض کردیم فولادها جدی می‌شوند در مورد فولاد

کششی مجبوری نداریم چون $\rho_b = \rho - \rho'$ گرفتیم و ρ_b خود از ρ_{bd} کوچکتر است بنابراین

فولاد تنش تقریبا جاری می‌شود اما فولاد فشاری تولید نمی‌شود جاری می‌شود بنابراین مانند کنترل کنیم

دو حالت می‌شود فولاد فشاری جاری می‌شود از دو طریق می‌توان این کنترل را انجام داد. روش اول

می‌توانیم $\rho - \rho'$ را به ازای ρ_b بزرگتر از $\rho_{min} - \rho'$ که "تقریبا" بدست آورده‌ایم مقایسه کنیم و ببینیم آیا

شرط جاری شدن فولاد فشاری برقرار است یا خیر. روش دوم اینکه فاصله بالا a را برای سطح بحرانی که

پس می‌توان محاسبه کرد و سپس تنش آن را محاسبه و f_s را بدست آورد.

آوردیم. با این ترتیب می‌توان کنترل کرد که فولاد فشاری جاری شده است یا نه!

حال بیایم اگر فولاد فشاری جاری نشده باشد چه باید کرد؟ P تقریبا می‌توان مساوی بالا را به کار برد. اما

راه حل بالا را انگار بیزم سالها قدری پیچیده خواهد شد از آنجایی که خود فولاد فشاری مقدار چندان تاثیری ندارد

و قدری کم یا زیاد بودن آن روی کل مهمی در محاسبات نمی‌گذارد ما حتی می‌توانیم سیستم بالا را به هم

بزنیم و ساده‌تر قدری با ترتیب حل بنامیم. راه حل پیشنهادی این است که ما فولاد فشاری را

از اش دهیم. بدین معنا که:

از فولاد فشاری چشم‌پوشی می‌کنیم مانند $A_s' = 0$ یک عددی نیاز داشتیم یعنی برداری نیروی $A_s' f_{yd}$

حساب نکردیم حالا مقدار می‌توانیم فولاد فشاری جاری نمی‌شود و تقریبا به $\frac{1}{2} f_{yd}$ می‌رسد برای

آنکه نیروی $A_s' f_{yd}$ را تقریبی دقیق تامین کرده باشیم مقدار فولاد را دوبرابر می‌کنیم یعنی $2A_s'$ ، A_s'

و بجای f_{yd} ، $\frac{1}{2} f_{yd}$ را در طرف دوم در نظر گرفتن نیز تامین می‌شود.

با توجه جاری شدن فولاد، مانند فولاد فشاری $10 cm^2$ نیاز داشتیم یعنی نیروی لازم $10 \times 3.4 = 34$ ton

لود حالدی بیم فولادجاری شده برتنش تسلیم f_{yd} یعنی 1.7 رسیده است با فولادرا
در اجرای بیم یعنی $2 \times 1.7 = 34$ ton
توجه شود این باریک حرکت تقویتی است و مقدار این سیت که با این حرکت فولادرسناری جاری
شود در آبرهایی که فولادرسناری را کم کنیم یا بیم افقی کردیم یعنی خلدف حت حرکت کرده.
دقیقاً فولادجاری عن شود ولی تقریبی دوربیاز را تامین می کند.

براساس آنچه گفته شد:

$$A_s' = A_s' \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_s'}$$

$$A_s = \overline{A_s} + \overline{A_s'}$$

ـ ارتفاع حداکثر در تیرها:

براساس آنچه در بالا گفته شد، اگر بخواهیم ارتفاع تیر حداکثر باشد باید حداکثر فولاد کششی را به
کار ببریم یعنی $\rho = \rho_b$ باشد که در اینصورت $R = R_b$ خواهد بود.
اگر در رابطه‌ای R، R_b را قرار دهیم به رابطه‌ای زیر می‌رسیم:

$$R = \frac{Mu}{f_{cd}\, b d^2} = R_b$$

$$\Rightarrow d = \sqrt{\frac{Mu}{f_{cd} b R_b}} \longrightarrow \text{ارتفاع حداکثر تیر}$$

جلسه

۸۹/۹/۲

- انتخاب میلگردها:

حال که مراحل تیرها را به پایان رساندیم زمان آن رسیده که میلگردها را انتخاب کنیم. ابتدا می خواهیم ببینیم نحوه تعیین میلگردها به چه صورت است. برای این کار در ابتدا تعداد یا مقدار میلگرد کششی را، برای تیر مورد نظر، که $A_s = 30\ cm^2$ به دست آمده است، پیش رو داریم. آهن آلات طولی را به صورت جدول زیر می نویسیم:

$5\phi 30$	محیط این 5 میلگرد $\simeq 47cm$	می توانیم از میلگرد 28	
استفاده کنیم که آن هم طبق جدول $5\phi 28$ می شود که محیط کلی آن ها $\simeq 92$ می شود. اگر از میلگرد 26			
باشد طبق جدول $6\phi 26$ که محیطا $\simeq 98$			
اگر 24 انتخاب کنیم	$7\phi 24$	محیطا $\simeq 52$	
" 22 "	$8\phi 22$	" $\simeq 55$	
" 20 "	$10\phi 20$	" $\simeq 63$	
" 18 "	$12\phi 20$	" $\simeq 68$	

همه ی این انتخاب ها قابل قبول است حال ما کدام یک یا ضوابطی که در زیر عنوان می کنیم حواسمان را

تیری دارد:

در حالت کلی ما برای انتخاب میلگردها باید به تعداد لایه هایی که طبق جدول حرکت کنیم حواسمان هر چه لایه ها کمتر باشد

برای یک سطح مقطع مشخص تعداد میلگردها کمتر و در نتیجه سطح جانبی میلگردها کمتر خواهد شد. سطح جانبی

کمتر به نفع ما است که سطح تماس بتن با میلگردها کمتر است، چند میلگرد کمتر به میلگردی جهت

وضعیت را حتی نیز از یک برداری تشکیل می‌شود. بنابراین این اصل را در حسینه‌ی تیر آرام تجزیه‌ی

آن خواهد بود که در انتخاب سلیر دهانه باید به چه نوع‌های کوچک و تعداد آن تیر آرام حرکت کنیم. یعنی در لیست

باید سعی آن است که 12@18 انتخاب شود. ولی مسائل دیگری است که ما باید رعایت شود که

تیر به سائل اجرایی برخوردی نکند در این مورد سه ضابطه را نیز در خود دارد:

تعداد سلیر دهانه باید طوری انتخاب شود که با فاصله آن دهانه از یک سلیر (تیر تایر) از اعداد زیر کمتر باشد

الف - تعداد سلیر دهانه

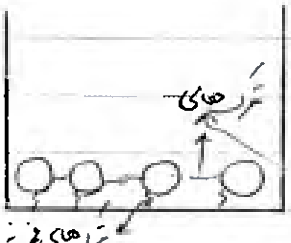
ب - 1.33 برابر بیشترین سایز بتن های درشت

ج - 25cm

بنابراین ما باید در انتخاب تعداد به مسائلی که لیست توجه کنیم. مزیت دیگر بودن فاصله بین

سلیر دهانه از اندازه بتن های آن است که بتن بتواند بین آن ها عبور کند و دانه بتن خلوی این عبور

را نگیرد.



معمولاً تیرهای فرعی که در تیر مرکب بتن ظاهر می‌شود شکل فوق دارد.

آزمایشات نشان می‌دهد که اگر فاصله سلیر دهانه از یک سلیر کمتر از یک و یا کمتر از

2.5 cm باشد تیرک ها اجرای می‌شود در چنین وضعیتی این امکان وجود دارد که بتن ریزی سلیر دهانه طوری

کمی جدا شود و بعد تولید حسینه‌ی مایل خود را با بتن از دست بدهد این است که رعایت با فاصله 2.5

و یا تر سلیر ضروری است

حداقل پوشش بتنی میلگرد دهانه

ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید از حدی کمتر در نظر گرفته شود. این حد در تیرها و ستون ها در سری آب و هوای غیر خورنده 4cm توصیه شده است. توجه شود این حداقل برای ضخامت هاست بنابراین اگر بخواهیم پوشش بتنی روی میلگردهای طولی را در نظر بگیریم باید به این ضخامت 1cm اضافه کنیم تا به حدود 5cm برسد. ضخامت هاست اضافه کنیم این است که در تنش ایجاد شده توسط پوشش را از روی میلگرد طولی حداقل به حساب بیاوریم در نتیجه d و d' صحیحا باید در نظر فرد دهانه را در نظر گرفت و یا میلگردان ها را به این پوشش اضافه کرد.

در سری آب و هوای خورنده مانند سواحل جنوبی خلیج فارس میزان پوشش بتنی باید بیشتر در نظر گرفته شود در سواحل جنوبی خلیج فارس این رطوبت وجود دارد که به علت وجود نمک زیاد در دریا و تبخیر آب در هوا مقداری از این نمک در هوا وجود دارد. این نمک ها تاثیر زیادی خوبی است برای اینکه این نمک ها تولید آنیون کلر کند و فولاد آنیون کلر را جذب کند و زنگ بزند و خورده شود به این علت است که هم سازه های فولادی در خطر زنگ خوردن اند و هم میلگرد داخل بتن. این است که در ساختمان های سواحل جنوبی خلیج فارس میزان پوشش بتنی را بیشتر در نظر گرفت در آیین نامه جزئیات این پوشش آورده شده است ضخامت پوشش حدود آبه ها می باشد. در مورد ساختمان های سواحل جنوبی خلیج فارس باید توجه داشت که در ساخت بتن از آب دریا استفاده نکرد. در بتن آب دریا استفاده کرد بتن را تا حد امکان متراکم ساخت یعنی نسبت آب به سیمان تا حد امکان کمتر در نظر گرفت نسبت آب به سیمان 0.4 تا 0.45 خوب است برای

تأمین روانی بتن و تسلیح کردن بتن بدین ترتیب در بالاترین جاهای تیر و تقریباً از نوار مصالح پرکن گذشته استفاده کنیم.

بطور کلی توصیه می شود که در سواحل خلیج فارس ساده های بتنی داریم برای انتخاب سیمان که هم شامل سولفات و هم یون کلر است حتماً باید از سیمان تیپ ۵ و حتماً از آب شیرین استفاده شود و حتماً از ماسه شسته استفاده شود در مورد بتن ریزی کنترل ۱۵۵ لازم است و حتماً از آب شیرین

عنوان استفاده شود:

با توجه به مقاومتی که در بالا گفته شد سیمان خلیج باید تو دو تعداد نرده ها را در نظر بگیریم

فرض کنیم می خواهیم 12Φ18 انتخاب کنیم.

$12 \times 1.8 \simeq 20$

$11 \times 2.5 \simeq 28$

$2 \times 5 \simeq 10$

58

اگر عرض تیر 60 cm باشد می توان این را انتخاب کرد دیگر نمی توانیم 12 میلگرد را در دو ردیف قرار دهیم. بنابراین فقط نداریم به دو ردیف در بیاریم زیرا امکانات تیری در اختیار ما هست.

فرض کنیم تقسیم کنیم 8Φ22 کار کنیم:

$8 \times 2.2 \simeq 18$

$7 \times 2.5 \simeq 17$

$2 \times 5 = 10$

45

یعنی اگر عرض تیر ما 95 باشد می توانیم 8Φ22 بکار ببریم.

وقتی که عرض تیر ما 40cm باشد می بینیم که می توانیم 6Φ26 بکار ببریم

$6 \times 2.6 \simeq 15.6$

$5 \times 2.5 \simeq 12.5$

$2 \times 5 = 10$

38.1

اگر مجبور شدیم میلگردها را در دو یا سه ردیف انتخاب کنیم حواسمان باشد این میلگردها به صورتی باشد که آن ها روی هم قرار نگیرند.

✓ ○○○○○○
○○○○○○

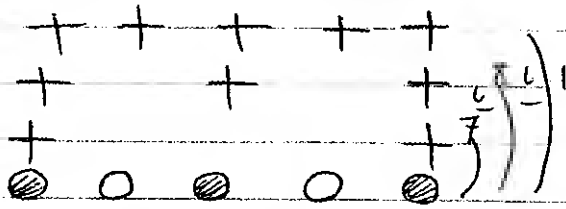
X ○○○○○○
○○○○○○

* فاصله ی این دو ردیف هم از میلگردها باید از دانه ضوابط رعایت کند.

علاوه بر این ضوابط و محدودیت ها که عنوان شد نکات دیگری هم مطرح است که باید به آن توجه شود.

از جمله این که به عنوان "راه حل درستی" است که مهندس است میلگردها را در جهتی خودش قرار دهد به صورتی که مازاد باشد است شود، آن را انتخاب کند، مقدار آنده صلاح است عددی تقریبا در کارگاه معرفی شود. روش کار چنین است که قبل از انتخاب میلگردها، با بازار مشورت خواهد شد و دیده می شود چه میلگردهایی در بازار موجود است و صحبت مناسب دارد و بعد از این میلگردها محدودی از قطرها را انتخاب کرد. عنوان" توالی در سایز قطرها هم به صورتی باشد تا نتوانیم که در کارگاه به راحتی

قابل تحقیق باشد. تیله‌ی تراز آبی تنها به تله‌های 16، 20، 29 و 30 را تیله عمل را دارد و همین را برای این روال انتخاب کنید. همچنین ترازهای تیله‌ی دریایی تنها تیله" یک را انتخاب نمی‌کنند تا تیله" 30 29 +20 30 تیله‌ی دوم تیله" سعی نمی‌کند باید تیله‌ی تنها تیله" داشته باشد تیله" فکر کنید ما تعداد تیله‌ها را در هر ردیف 5 تیله در انتخاب می‌کنیم. اگر تعداد تیله‌ها از این خواسته نمی‌شود به ردیف دوم می‌رویم. صلاح آن است که تا حداکثر تیله‌ها است به محور تیله‌ها از انتخاب نمی‌کنند. تیله" اگر به ردیف دوم رسیدم تعداد تیله‌ها را به ترتیب 5+2 و 5+3 یا 5+5 خواهد شد.

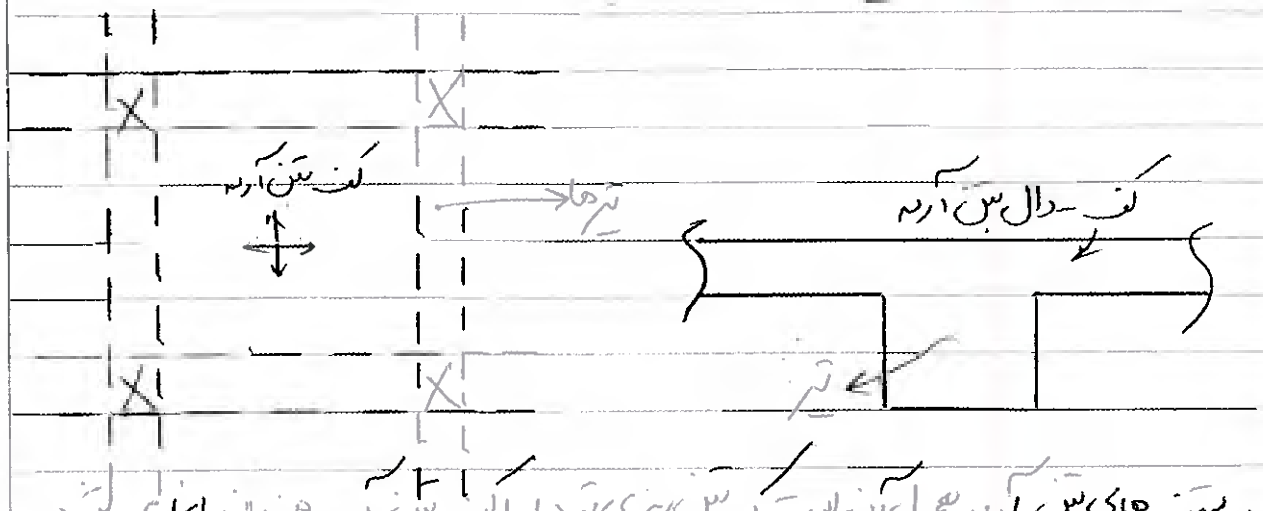


باید توجه داشت آنچه در بالا اشاره شد ما باید به تعداد تله‌های کوچک و تعداد تیله حرکت کنیم دلی تیله‌ی ندارد در این ارتباط ما نیز زیاده‌روی کنیم، ما بعد" خواهیم دید که چگونه باید حسینی بن تیله‌ی بن را انجام کرد، چه ضوابطی در این راستا وجود دارد، این ضوابط را برای ما تیله نمی‌کند تیله‌ی ندارد از آن حرکت کنیم بنابراین تیله انتخاب ما حتماً به تعداد تیله حرکت نمی‌کند چنین هم صحیح است تیله‌ی تیله است به تعداد تیله تا حداکثر ضوابط مربوط به حسینی را بتوسلی را انجام نمی‌دهد حرکت غایم

جلسه ۸

۸۹/۹/۷

- تحلیل دو راهی تیرهای با مقطع T شکل برای خمش:



- در سقف های بتن آرمه معمول آن است که بتن ریزی تیرها با کف بتن آرمه همزمان انجام گیرد.

حیدیدال آرماتورها در تیر و حیدیدال آرماتورها در کف دقایقی است که در تحلیل مقاطع این دو در یکدیگر

در دیدرا صفر احتمالاً به یکدیگر یافته می شوند در نتیجه دقتی تیرهم می شود. دال را هم بطور به پایین می کشند

هم می کند دال x بالای تیر قرار دارد دقایقی که به بتن تیر در بالا تحت فشار قرار می گیرد، بتن دال هم تحت

فشار قرار می گیرد در نتیجه دال در اینجا با یک فشار اضافی در دال روبه رو هستیم که متقابلاً هم در بتن آرمه دال وارد

نتیجه ی این دو آن به یک عامل مقاوم اضافی خواهیم داشت یعنی اگر تیر به تنهایی قادر به تحمل ۹۵ T-m بود در این جا ۵۵ T-m تحمل می کند. ۱۵ T-m اضافی کلی است که دال به تیر می دهد می خواهیم

بدانیم این کمک چه اندازه است و چگونه می توان آن را برآورد کرد. در بحث ربوط به تیرهای با مقطع T

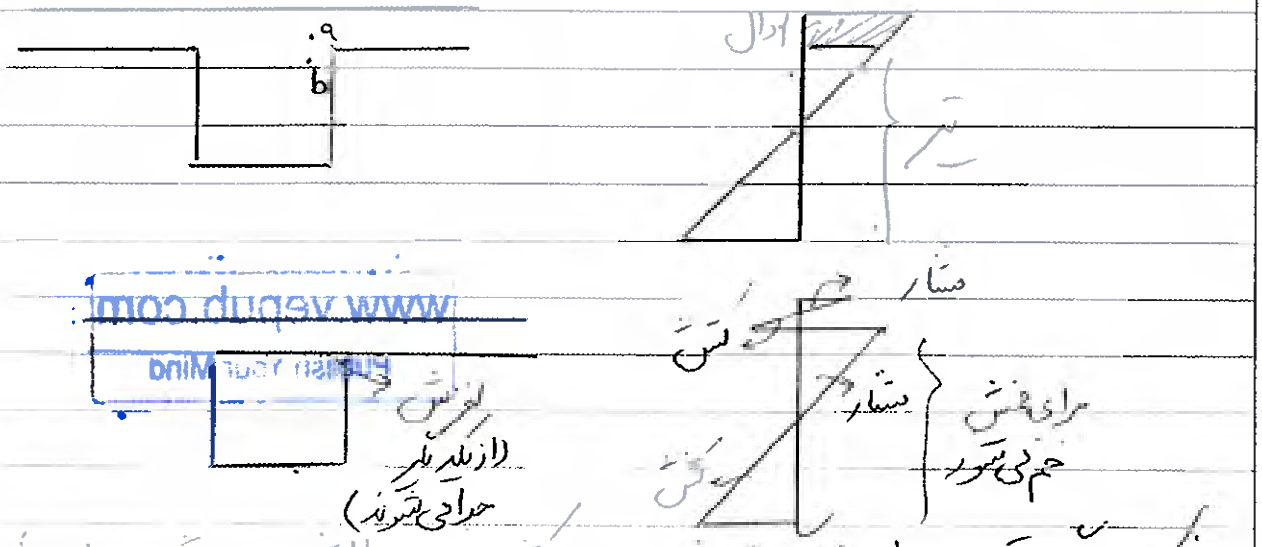
مشکل موضوع بررسی آن است که میزان کمک چه اندازه است.

برای درک بیشتر است در مقطعی که در زیر کشیده ایم با یکدیگر مقایسه خواهیم در مقطعی که دال با تیر همکاری

می کند و میزان کمک می دهد دیاگرام تنش در تیر و دال بصورتی است که نشان داده ایم

نکته حواستان باشد که در دال کنسول کاری نداریم اما نکته مهم در آن وجود دارد ولی کنسول به تیر قائل نیست حواستان باشد

تیر است. در ردی دیاگرام تنش به صورتی است که نشان داده ایم

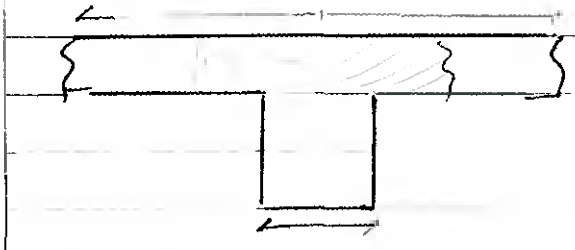


در شکل دوم اگر در a و b در نوار نرفته شود، a در کشش است و طولش زیادی شود، b در فشار است و طولش کاهش پیدا می کند. من این در سازه ها برای تیر شکل ها خود دارد. در این جا بین در a و b نیز تنش ایجاد می شود در حالی که در شکل اول ها هم در a و هم در b فشار داریم و نیرو نیز من آن دو ایجاد می شود

با آنچه در بالا گفته شد این نتیجه گیری درست می آید که در سقف های برخی شده به صورت یکپارچه دال بر تیر عمل می کند و مانند تیر خم می شود. در واقع می توان این طور نتیجه گرفت که در سقف هایی که تیر با تقطع مستطیلی داشته باشیم، تیر با تقطع T شکل داریم. در واقع تقطع T شکل مانند با تقطع مستطیلی می شود که آن هم T شکل است. با تقطع L شکل که ترکیب از دال ها و جان است می توان در سقف های بتن آرمه دال و تیر با هم کار می کنند و با تقطع T شکل سر کار داریم. موضوع تیر های T شکل دارد" این تقطع T شکل چه تفاوت هندسی دارد، ثانیاً" چه اندازه بر تیر مستطیلی شکل برتری دارد.

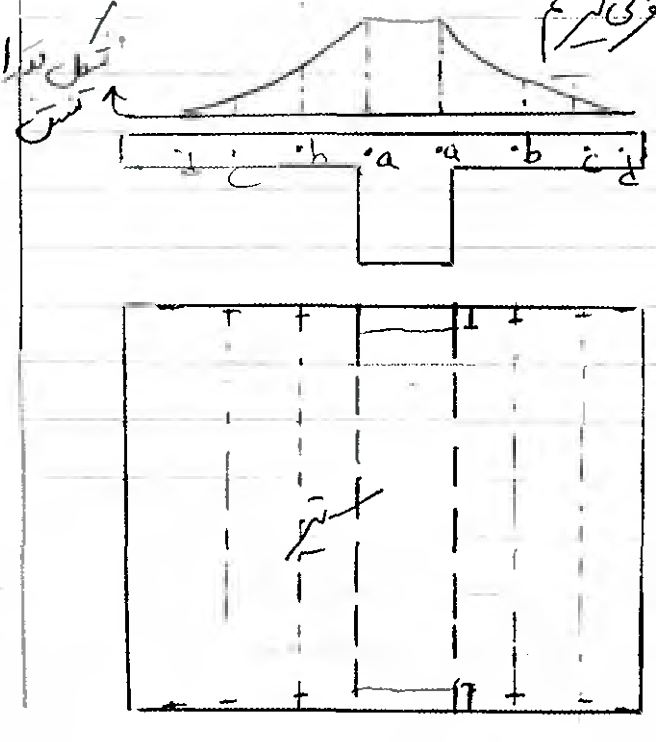
عرض موثر تیر T: (effective width)

در تقویه با بتن دال با تیر همزمان خم می‌شود و عکس‌العمل این دو با یکدیگر برابر است که مانعی مستطیل شکل تشکیل می‌دهد. حال باید ببینیم اگر بار دالی را که با تیر داریم به ازای چه عرضی با تقریب خوبی اندازه از دال به تیر منتقل می‌شود، آیا ما مجازیم تا عرض همه‌ی دال به تیر کمک می‌کند یا تنها از آن و اردعمل می‌گیرد



www.vepub.com
Publish Your Mind

حق در اینجا به این صورت است که ما با یک تیری می‌توانیم همه‌ی عرض دال را تحت تأثیر قرار دهد و دارای لنگر خم شود در تیر عکس عمل. نه توانی بگوییم که این کار درست است یا نه تیر قاعدتاً باید تمامی از دال را تحت تأثیر قرار دهد بنابراین ابتدای کار باید بدانیم چه اندازه از دال دارد عمل می‌کند و نه توانیم تقدار آن را حساب کنیم. برای روشن شدن مسأله تیر زیر را در نظر می‌گیریم



این تیر را از سه پاره تیر دیگر تشکیل داده‌ایم، تیر خم می‌شود دال را هم با خود خم می‌کند. نحوه‌ی خم شدن این دو به این صورت است که تارهای a به شدت دچار کشش می‌شوند و تارهای b تحت فشار قرار می‌گیرند طرفشان کوتاه می‌شود کوتاه شدن تارهای a

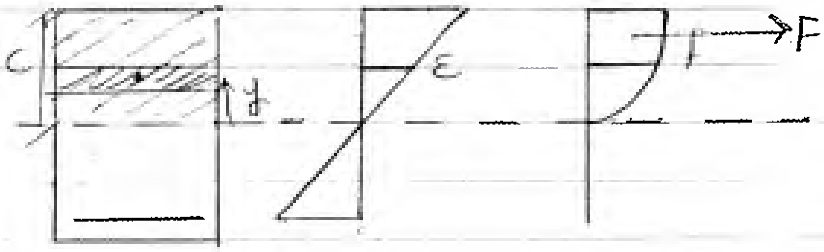
در بلبرینگ مطابق شکل است تارهای b هم تحت تنش قرار می‌گیرند و کوتاه می‌شوند ولی به راحتی می‌توان دید که تارهای b به اندازه‌ی a کوتاه نمی‌شوند، کمتر کوتاه می‌شوند چرا که از محل بار دورتر هستند. تارهای c هم کوتاه می‌شوند ولی کوتاه شدگی آن‌ها از b و a کمتر است و بالطبع می‌توان به این نتیجه رسید که تارهایی مانند b اصلاً کوتاه نمی‌شوند. این کوتاه شدگی را می‌توان به زبان تنش بیان کرد. از کوتاه شدگی (Δl) می‌توان تنش به دست آورد و از تنش به نیرو و ... مثال تنش به شکلی که

مثال داده‌ایم در می‌آید

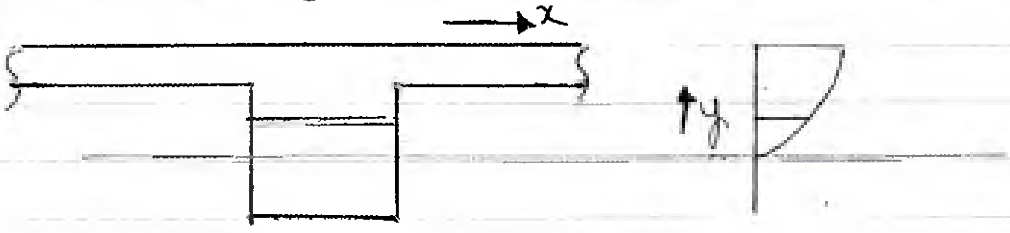
آخر در بالا به صورت تحلیلی عمران شد، ما در آزمایشگاه می‌توانیم تنش را اندازه بگیریم. همین تیر را الان در آزمایشگاه زیر بار می‌بریم و کوتاه شدگی‌ها را محاسبه کنیم، و بالطبع تنش به صورتی که در مثال آن است. تیر دیگری دال را می‌تواند تحت تاثیر قرار دهد. در پروژه‌ی پل فلزی تیر است، کوتاه شدگی تار تیر است و دال نیز تحت تاثیر قرار می‌گیرد و در پروژه‌ی دوم ارزشی، دال کمتر تحت تاثیر قرار می‌گیرد و تنش در دال‌ها کمتر است. ما این اعداد را نه تنها می‌توانیم در آزمایشگاه بیابیم بلکه به صورت تئوری هم می‌توانیم مثال دهم. در مورد صفحات که ما در مورد تحت آن عمران نداریم ما می‌توانیم این صفحه را مطابق شکل تحت تنش قرار دهیم و نحوه تنش را در آن محاسبه نمائیم. در صفحات هم عیناً مانند تیرها کوتاه شدگی‌ها را مثل حکم تیر صفحه داریم که با حل آن می‌توانیم نحوه تنش را به دست آوریم.

مسابقه‌ی ما در اینجا آن است که می‌خواهیم بدانیم، دال چه اندازه به مقاومت تیر کمک می‌کند؟ برای رسیدن به این هدف کافی است مطابق فصول گذشته، المان‌هایی را ایجاد کنیم، و بالطبع المان‌های کرنش و تنش

را در نظر بگیریم، معادلات تعادل را برای این بار وارد بر تیر (در حالت کلی) بدست آوردیم یعنی می‌توانیم در تیر مستقل یک تنش در نظر بگیریم و تیر را برای تنش‌های عمل کنند، در این حالت تیر تنش در بال‌ها، هر تیری تنش‌های عمل کنند و بنابراین این را به تنش وارد بر تیر خلاصه کنند. بیان این مطلب ساده است یک تیر عمل کند تنش‌های عمل کنند به همراه دارد تیر این تنش‌های چیست؟



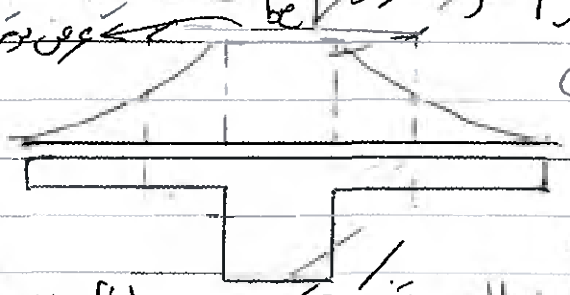
$$\int_{A} dF = F$$



شکل مادر این حالت است که مادر بال‌ها با تنش تک‌محوری روبه‌رو نیستیم، در حالت تنش‌ها تغییر می‌کنند و بنابراین آن حضوری که در تیر مستقل وجود داشت دیگر نداریم. یک تیر در تعادل است و تنش‌های برآیند آن یک نیروی نسبی نیستیم، در این حالت وجود ندارد، در نتیجه اگر مادر مستقل عادی، یک انتگرال یک بعدی سر و کار می‌کردیم در این جا با یک انتگرال دو بعدی سر و کار خواهیم داشت یعنی انتگرال دوبل. در این وضع کار ما دشوار می‌کند، این است که مادر برخورد با این نوع تیرها در متن ارائه به دنبال راه‌حل ساده‌تری می‌گردیم کار ما را سریع‌تر انجام می‌دهد و محاسبات زودتر به نتیجه می‌رسد.

برای این کار فرض کرده ایم بجای آنکه تنش ها را در بال ها متمرکز در نظر بگیریم آن ها را بطور خفت در قوسی پهن

در مقابل عرض دال را که بیشتر کمک می دهد کمی در دو طرف جان در قوسی پهن تر تحمل فرض کنیم:



قوسی که در تحمل تنش فشاری شرکت می کند، مانند تنش یکنواختی را که برای

دال در نظر گرفته ایم تحمل نمی کند بلکه تنش ها را کمتر می کند

تجربه نشان داده است که در مقابل عرض مؤثر دال می توان بدون کم کردن از مقدار تنش اندازه ای در نظر

گرفت که مساحت مستطیل حاصل با مساحت سطح زیر منحنی یکسان باشد این طول (be) عرض موثر نامیده می شود.

بنابراین عرض موثر در تیر T را این طور می توان تعریف کرد:

- عرضی است از دال که اگر زیر اثر تنش یکنواخت به اندازه ای تنش max قرار گیرد، یک نیروی مساوی

با اندازه ای که کل دال تحمل می کند (تنش غیر یکنواخت تحمل می کند) بدست می آید.

در این جا هدف ما این است که مستطیل را تا حدی عرض دهیم آن است که دیگر نیازی به

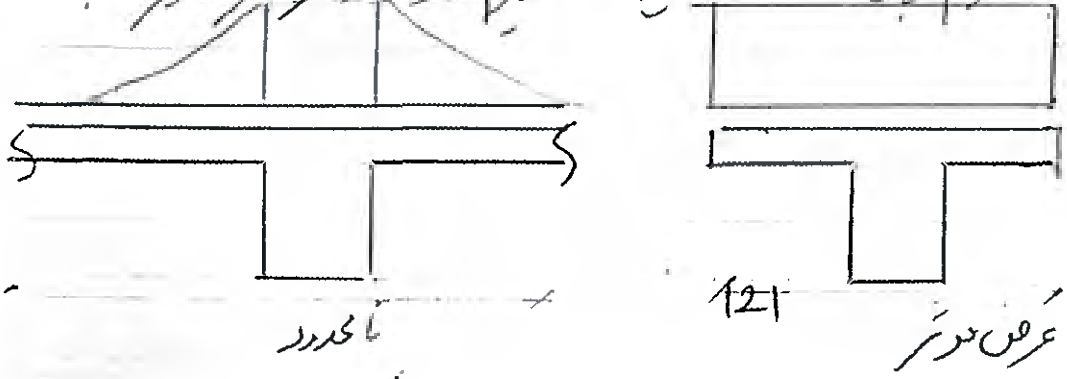
آن نیروی x نداریم و می توانیم مقادیر حدود y آن نیروی را داشته باشیم یعنی در دست داشته باشیم.

در واقع عادی، تمام این تحلیل ها در مورد تیرهای که دال بالای آن قرار می گیرد

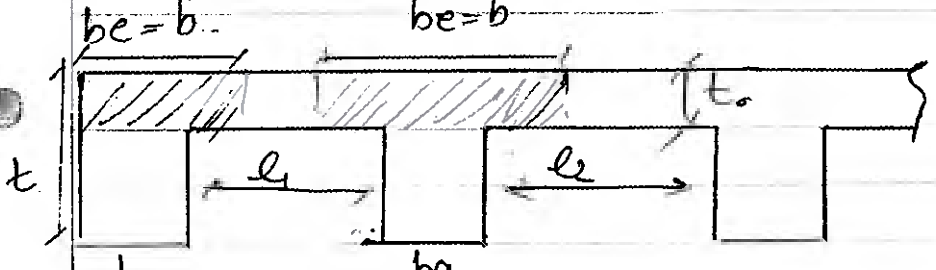
یا تیرهای که دارای بال بالایی اند هدف دال را داریم بحث کنیم و آن نیروی x عامل عرض موثر

آن را داریم بحث می کنیم و نحوه تنش را در آن یکنواخت فرض می کنیم و هر چه از تار خنثی نیروی

می دهیم.



+ حال بیم خارجه باید عرض موثر را تعیین کرد. راه حل ساده به کمک جداول تئوری راحت است، ولی برای اینکه با استفاده از تئوری الاستیسیته نحوه تنش در دال را بدست آوریم. و بعد انتگرال تنش را بدست آورده و بعد عرض مستطیل را پیدا کنیم که همودیم محاسبه کرد. این کار البته شدنی است ولی ما می‌خواهیم به کمک تئوری مساله را حل کنیم. تنها گرفتاری که در این حالت پیش می‌آید این است که تعداد بارگذاری‌های وارد عمل بسیار زیاد است. ضخامت دال، ارتفاع تیر، عرض تیر، نوع بارگذاری، تیر لبه یا تیر میانی، به کمک جداول داده شده یا ساده بودن وارد عمل می‌شوند (جداول دهانه دال نیز ...) دهانه ساده، پیچیده و پیچیده‌تر می‌رود یعنی ما برای انجام محاسبه یک تیر ناگزیر هستیم کلی عملیات انجام دهیم. این است که ما مطابق معمول تیر بتنی تئوری نمی‌کنیم و یکسره به ازمایشگاه می‌رویم و سعی می‌کنیم با بکارگیری آزمایش، با بارگذاری‌های مختلف را بررسی کرده و یک رابطه ساده برای عرض موثر پیدا کنیم. این کار انجام شده و نتیجه‌گیری زیر بدست آمده است:



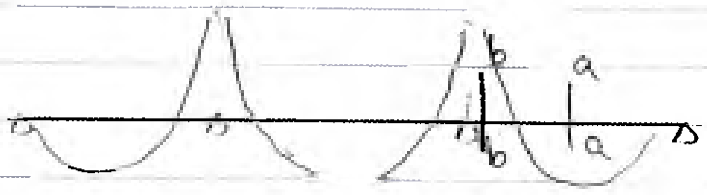
$b \leq b_0 + l/2$	$b \leq l/4$ (در تیر یکسره)	$b \leq 0.7\,l$ (در تیر ساده)
$b \leq b_0 + 6t_0$	$b \leq b_0 + 16t_0$	
$b \leq b_0 + l_1/2$	$b \leq b_0 + (l_1+l_2)/2$	

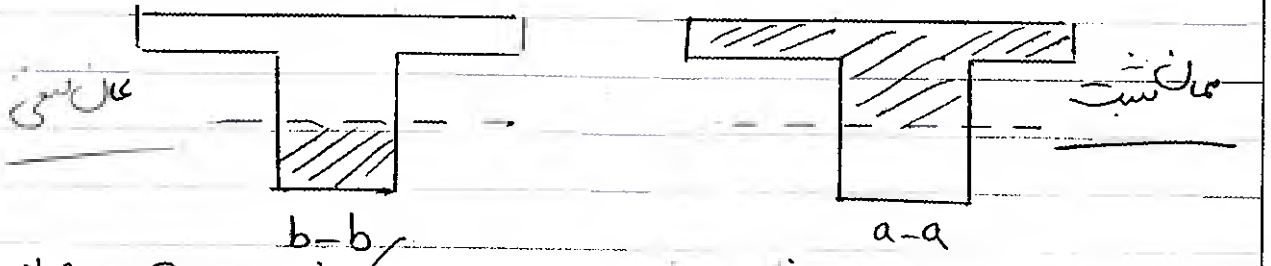
در این روابط l طول دهانه تیر است.

حاشیه

۱۹۹

برای هر یک از تیرهای حاری و دیواری سه رابطه داده شده در جدول در حداکثر این اعداد به دست آمده از آن هاست. علاوه بر این باید در هر جور در باسیم هایی که به صورت تیر دال اجرا می شوند ابتدا عرض موثر تیر را پیدا کنیم و بعد مقطع تیر T سر و کار داریم، تیر آیی که از بال ها در بالا در برابر با b بطابق T داده شده است. این مقطع را هم با تیر یک مقطع عادی (مستطیلی) در نظر می گیریم یعنی همه تیرهایی که سر یک نقطه از خواص خواهند دارای یک تنش اند بنابراین اسکلت بندی مطابق معمول انجام می شود

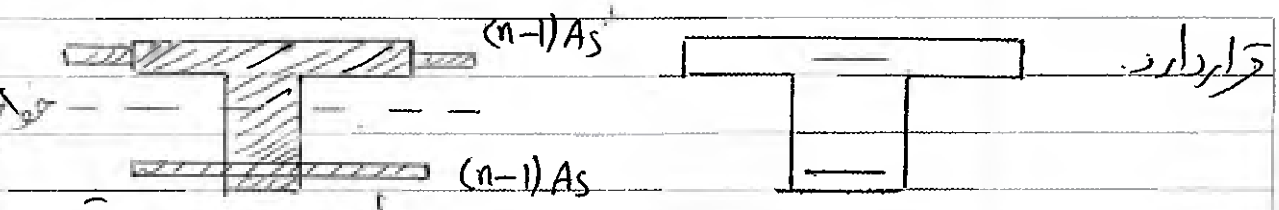




تیر T داریم، دال در فشار است . دال در کشش است، تیر T معنی ندارد

تحلیل تیرهای تیر عیناً مانند تحلیل تیرهای مستطیلی صورت می پذیرد. در این جا هم می توانیم تیر را در سه مرحله بررسی کنیم در هر مرحله همان نتیجه گیری هایی که در مستطیل به دست آوردیم در نوا بلیم.

در مرحله اول که بتن ترک نخورده است تنش فشاری خطی است با ایده ی مقطع معادل را اجرا کردیم، با استفاده از این ایده خواص هندسی مقطع معادل را به دست آوردیم از فرمول خمش برای تعیین تنش ها استفاده می کردیم. تنش در فولادها هم n برابر تنش در بتن است که به موازات آن



در مرحله دوم تحلیل بتن کششی ترک خورده است و تنش مشارکتی برشی حفاظی دارد و باز هم از مقطع معادل استفاده می‌کنیم (همان مقطع معادل قبل است تنها با این تفاوت که به جای (n-1)As، nAs داریم) و مانند قبل شکل محل حفاظی تعیین می‌شود و سپس محاسبات تعیین تنش در دو راه که گفته شد انجام می‌شود.

در این حالت می‌توان از روابطی که برای ستقل ترکیب استفاده کرد با این تفاوت که دوباره لنگر را باید دست و عملیات را انجام داد.

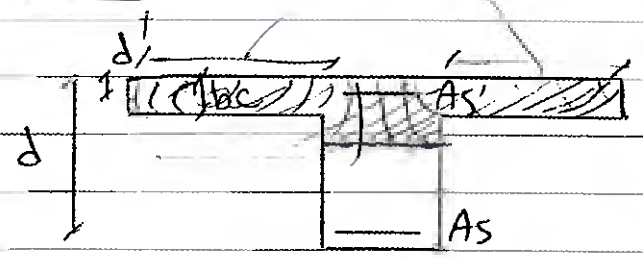
در مرحله سوم تحلیل به تنش کششی ترک خورده است و تنش مشارکتی برشی حفاظی دارد، عملیات عیناً مثل قبل است با این تفاوت که انقباض بتن هم در ناحیه ستقل دهم در ناحیه بال‌ها انجام می‌شود و مانند قبل باید از روش کلی مسائل را حل کرد و نیز می‌توان ایده مقطع معادل را به کار برد و ساده‌سازی کرد و محاسبات عیناً مثل قبل است و مقادیر این جابال‌ها اضافه شده‌اند.

تعیین مکان مرکز ثقل مقاطع تیر T شکل

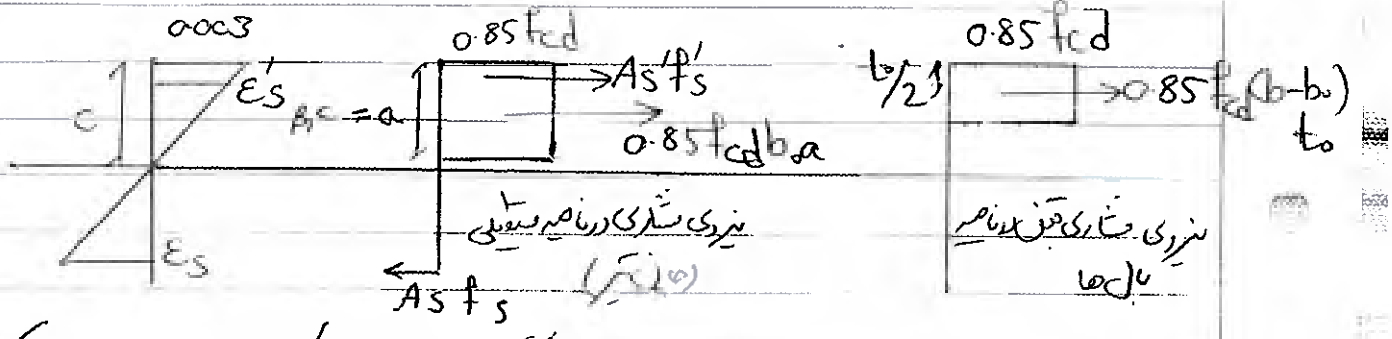
در تعیین مکان مرکز ثقل مقاطع تیر T هم مانند آنچه در بالا گفتیم حرف تازه‌ای وجود ندارد و عملیات عیناً مانند ستقل پیش می‌رود در این حالت هم با ستقل تنش معادل را جابجا می‌کنیم و معادلات تعادل را می‌نویسیم و بعد با استفاده از معادلات سازگاری کرنش‌ها، محل مرکز ثقل را به دست می‌آوریم. محاسبات لازم

M_r

تکراری است ولی در اینجا باز تکرار می کنیم. حالت کلی حل مساله در حالت حدی نهایی



به صورت زیر است:



در این جا ناحیه فشاری، بال ها و قسمتی از جان را در بر می گیرد. این ناحیه در شکل ها تیره تر نشان داده شده است. بنابراین در نخواهیم نیروی فشاری را بدست آوریم، باید مساحت این ناحیه ها ضرب در $0.85 f_{cd}$ کنیم و بعد بیان کنیم نیروی فشاری در مرکز ثقل این شکل را دارد یعنی در مرکز ثقل شکل را هم بدست آوریم. این کار دردناکی طولانی است. ما برای اینکه عملیات را ساده تر کنیم به صورتی که در شکل نشان دادیم عمل می کنیم، نیروی ایجاد شده در ناحیه مستطیلی را جداگانه و نیروی ایجاد شده در بال ها را جداگانه محاسبه کرده و در محل خود قرار می دهیم.

با توجه به شکل فوق معادلات به صورت زیر نوشته می شود:

$$0.85 f_{cd} b_0 a + 0.85 f_{cd}(b-b_0)t_0 + A_s' f_s' - A_s f_s = 0$$

$$M_r = 0.85 f_{cd} b_0 a (d - a/2) + 0.85 f_{cd}(b-b_0)t_0(d - t_0/2) + A_s' f_s' (d-d')$$

عیناً مانند قبل باید معادلات سازگاری نوشته شود، ε_s و ε'_s :

③ $\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \times 0.003$ $\quad$ $\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \times 0.003$

و معادلات تعادل:

که در این حالت مانند قبل به علت اینکه تحت فولاد دوخطی است باز هم فرض را بر این می گیریم که عملیات را با تقسیم فولاد به جاری می شود و یکی می شود و یکی هم جاری نمی شود و بعد جایگزینی ها صورت می پذیرد معادلات حل شود. به این ترتیب اول مجهول "c" را می دهد و بعد آن می آوریم بر حسب آن بقیه را حساب می کنیم.

در صحت نبودن یا بودن فرض را عوض می کنیم و عملیات را از نو انجام داده و به فرض صحیح می رسیم. معادلاتی که ما داریم را باید بست آوریم. به طوری که ملاحظه می شود عیناً عملیات مانند قبل است.

حالت خاص:

— فولادها هر دو جاری می شوند.

$f_s = f_y$ $\quad$ $f'_s = f_y$ می دهد.

① $0.85 f_{cd} b_0 a + 0.85 f_{cd} (b - b_0) t_0 + A'_s f_{yd} - A_s f_{yd} = 0$

جمله دوم در این رابطه نیروی شاری است که در بال ها ایجاد می شود. منفی است که برای این نیروی شاری ما باید نیروی کششی معادلی در بالا داشته باشیم یعنی نیمی از فولاد کششی باید برای مقابله

بنابراین برای ایجاد تنش در بال ها خود در این تنش نیز مقدار این نیرو را برای ترانس نیز را به این صورت بدست آوردیم:

$$0.85 f_{cd}(b-b_0)t_0 = A_{sf} \cdot f_{yd}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{0.85 f_{cd}(b-b_0)t_0}{f_{yd}}$$

با این نامگذاری می توان معادله اول را به صورت زیر نوشت:

$$0.85 f_{cd} b_0 a + A_{sf} f_{yd} + A_s' f_{yd} - A_s f_{yd} = 0$$

$$\Rightarrow 0.85 f_{cd} b_0 a + A_s' f_{yd} - A_{sw} f_{yd} = 0$$

که در این جا $(A_s - A_{sf}) = A_{sw}$ می باشد.

با این ترتیب معادله دوم را می توان به صورت زیر نوشت:

$$M_r = 0.85 f_{cd} b_0 a (d - a/2) + A_{sf} f_{yd} (d - t_0/2) + A_s' f_{yd} (d - d')$$

$$\Rightarrow M_f = A_{sf} f_{yd} (d - t_0/2)$$

* M_f همانی است که بال ها و تنش نیز آن در این تحمل می نمایند.

بنابراین M_r را می توان به صورت زیر نوشت:

$$M_r = 0.85 f_{cd} b_0 a (d - a/2) + M_f + A_s' f_{yd} (d - d')$$

همان $M_r - M_f$ همانی است که جان تحمل می کند که ما می توانیم آن را با M_w نشان

مثال دهم:

$$M_w = 0.85 f_{cd} b_0 a (d - a/2) + A_s' f_{yd} (d - d')$$

با تعیین این عملیات آن مقدار لنگر (M_r) از رابطه $M_f + M_w$ تشکیل می‌شود

$$M_r = M_w + M_f$$

M_f همان است که بال‌ها در تولید لنگر مثال در بالا عمل می‌کنند

M_w " " " حال با تولید هاتی که عبارت باشد از A_s' در بالا و A_{sw} در پایین عمل می‌کنند

بنابراین ما می‌توانیم مطابق آنچه در مثال انجام دادیم، این مقدار M_w را پیدا کنیم M_f را که قبلاً به سادگی پیدا کرده‌ایم. جمع این دو M_r را به دست می‌دهد

عملیات تا این جا به جریان عادی می‌باشد است و نیازی به این همه تحت نداشت ولی حسن این عملیات در این است که بیان می‌شود این مقدار یک تیر از روی تحت حال مقادیر بال‌ها در این مقادیر حال تشکیل می‌شود. این مقادیر حال را می‌توان مطابق آنچه در مثال پیدا کردیم پیدا کرد. بنابراین با استفاده از همان روابطی که در مثال دیدیم می‌توان تعیین کرد آیا تولیدها جاری شده‌اند یا نه. اگر جاری شده‌اند عملیات فوق صحیح است در غیر این صورت عملیات صحیح نیست و باید روش کلی را تغییر کرد. بنابراین محاسبات به شرح زیر خلاصه می‌شود

1) A_s بدست آورده می‌شود.

2) A_{sw} تعیین می‌شود، سپس ρ_w بدست می‌آید $\rho_w = A_{sw}$

3) ρ' "

4) $\rho - \rho'$ برای ρ_w بدست می‌آید و با $(\rho - \rho')_{min}$ مقایسه می‌شود تا مشخص شود که آیا کنترل شده است یا کنترل نشده است. اگر کنترل شده باشد M_p و M_{sw} مطابق معمول محاسبه می‌شود و M_r برابر است با M_r

در غیر این صورت این راه درست نیست و باید محاسبات طبق راه دوم انجام شود.

M_r

آنچه در بالا نوشته شد تئوری است. اینک ایراد کار چیست؟

در عملیات نوک حفاری در نوار نوشته شده a بزرگتر از t فرض شده است. این به آن معناست که ما فرض می‌کنیم که عملاً بال در فشار کار می‌کند در حالیکه ممکن است این کار صحیح نباشد و a کوچکتر از t باشد. در این حالت چه باید کرد؟

www.dvqev.com

از این رابطه نمی‌توان برای A_{sf} نوشت بنابراین روشی که تنها برای ما باقی می‌ماند!

در این حالت می‌توان استدلال نمود که رفتار تیر T، مانند رفتار مستطیلی است به ابعاد $b \times t$

است. (مستقل مزدوج). چرا این امر صحیح است؟ علت آن است که با ارسین کسی

صرفنظر می‌کنیم بنابراین بردن یا نبردن دو ناصر مستقلی در زیر لفافه‌ی ریاضی تغییری

بنابراین تجدیدی آن که ما در a<to بردن فاکتوری نیم با مستقل مزدوج سر و کار داریم دیگر نداریم

مستقل مزدوج را انتخاب می‌کنیم.

حال چگونه می‌توان عین مزدوج a<to است؟

برای این کار ساده‌ترین راه این است که فاکتورهای مزدوج مستقل را در فرض تم

تولید کنیم. یعنی a را در $\frac{fyd(As-As')}{0.85fdb}$ ضرب می‌کنیم. اگر a<to

بود فرض مستقل مزدوج صحیح است. عملیات را ادامه می‌دهیم. اگر a>to بود، باید عملیات

تیر T را ادامه دهیم.

دانستن یک نکته این جا ضروری است و آن اینکه در تیر T چون بال‌ها در فشار هستند

مایل بتن است تحمل مقاومت فشاری دارد بنابراین وضع جاری شدن فولادهای

جدول فرق می‌کند. اگر در این حالت دوم تعهد برای طراحی ساده است که اگر به جز علت

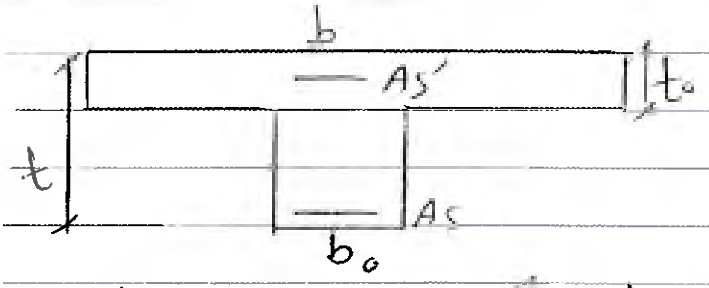
فولاد فشاری هم وجود داشت می‌توانیم عملیات را این

www.vepub.com
Publish Your Mind

جلسه

۸۹/۹/۱۴

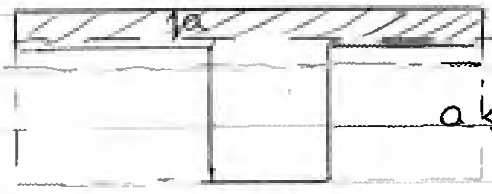
- طراحی تیرهای T:



در موضوع طراحی تیرهای T با همان وضعی که در تیرهای مستطیل صحبت کردیم روبه رو هستیم در این جا فقط بال ها عرض بیشتر b اضافه شده است. بنابراین به نوعی سهم تعدادی از تیرهای مجهول در این جا زیاد می شود ولی این چنین نیست. ضخامت بال ها یعنی t_0 اساساً مربوط به تیر T است. این ضخامت در طراحی دال ها بدست آورده می شود. بنابراین دیگر جهت از طراحی تیر T نمی شود، این ضخامت تعیین شده است عرض مؤثر b هم با یک روابطی که تبدیل تعریف کردیم قابل محاسبه شدن می باشد. بنابراین در موضوع تیرهای T ما با بحث جدیدی در مقایسه با تیرهای مستطیل روبه رو نیستیم. با این تفاوت که ابعاد هندسی مستطیل است بنابراین b_0 و t و مقادیر مقاومت مصالح نیز در فرمول ها و ... طراحی آن ها، عیناً همان روندی است که در مستطیل اشاره کردیم. در آن جا به این نتیجه رسیدیم که تعادلی تیر یعنی b_0 و t را انتخاب می کنیم و فولاد مشاری را محاسبه می کنیم. برای محاسبه فولاد کششی داریم عمل می کنیم. با استفاده از دو معادله تعادل می توانیم ارتفاع مفید یعنی d هم به این سری را بدست آوردیم. در این جا هم عیناً همان روش را در بال ها با این تفاوت که در این بال ها هم آرماتور شده اند برای طراحی تیر T هم آن ها را هم در محاسبه کنیم. بنابراین روش کار چنین می شود که ابعاد هندسی را انتخاب می کنیم و $A_s' = 0$ قرار می دهیم و فولاد کششی را بدست می آوریم. اگر میزان فولاد مشاری هم تعیین شود دیگر "به آن می پردازیم. پس روش

تا اینجا صحبتی است. در مورد تحلیل تیرهای T دیدیم که با اساسا" در این تیرها با دو حالت سر و کار داریم. حالت $a<t_0$ و حالت $t_0<a$. در پایان طراحی هم این دو حالت وجود دارد برای جلوگیری از این حالت نیم رشته ها را جلو نیاورید.

حالت اول: $t_0>a$



در این حالت به راحتی می توان دید که ما می توانیم تیر T را به صورت مستطیل بزرگ بنویسیم. بنابراین بهترین حالت این است که از ما خواسته شده باشد مستطیل بزرگ را برای یک M_u طراحی کنیم. عملیات عینا" مستطیل پیش می رود. تفاوت چندانی در آن وجود ندارد

$$R=\frac{M_u}{f_{cd}\,b\,d^2} \rightarrow q\checkmark \rightarrow \rho\checkmark \rightarrow A_s\checkmark$$

در این حالت ممکن است با یک مساله روبرو شویم و آن اینکه ρ بدست آمده از ρ_{min} کمتر باشد. تبلد" نقشه ام در چنین حالتی باید ρ را برابر ρ_{min} قرار دهد و عملیات را پیش ببرد و فولادی را که بدلی در مستطیل بزرگ تعیین از پیش خیالی است وجود خارجی ندارد بنابراین منطقی است که با ρ_{min} داری $b\,d$ اثر دهیم تا کدوما" با باید ρ_{min} روی $b\,d$ اثر دهیم. بنابراین عملیات به این صورت پیش می رود که با یکبار خود ρ حقیقی روی $b\,d$ اثر می دهیم و فولاد را بدست می آوریم با دو بار ρ_{min} روی $b\,d$ اثر می دهیم و دوباره فولاد را بدست می آوریم هر کدام بیشتر بود همان را بکار می بریم.

مثلاً: درون تیر بتنی به ابعاد 90x60 که d=54 است، عرض موثر برابر 200 cm باشد. درنظر گرفته شده است. حداقل میلگرد کششی مورد نیاز را محاسبه کنید.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035$$

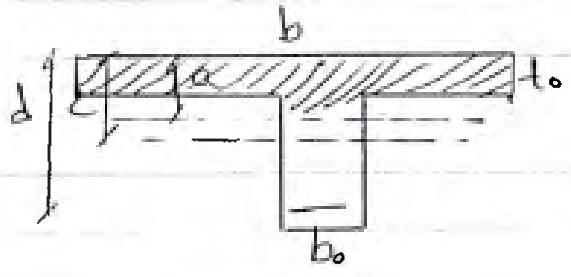
$$A_s = \rho b d = 0.0035 \times 200 \times 54$$

$$A_s = \rho_{min} b_0 d = 0.0035 \times 90 \times 54$$

فولاد اول بزرگتر است و باید به کار برده شود.

نکته: اگر بخواهیم در تیر T شکل، ρ_{min} را روی سطح بتن حساب کنیم، b_0 را باید به کار ببریم.

حالت دوم: $a > t_0$



در این حالت محاسبات تیر T الزام است.

در این حالت عملیات به صورت تیر سپری می‌شود.

فولاد لازم برای بال‌ها:

$$A_{sf} = \frac{0.85 f_{cd} (b - b_0) t_0}{f_{yd}}$$

لنگر بال‌ها که A_{sf} عمل می‌کند:

$$M_f = A_{sf} f_{yd} (d - t_0/2)$$

لنگری که باید جان تحمل کند:

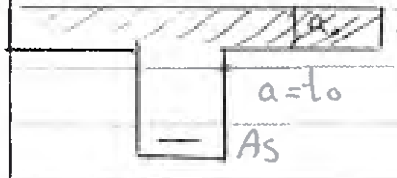
$$M_w = M_u - M_f$$

حال برای محاسبه M_w طراحی می‌شود در تیرها (تیر دیافراگم و دیوار برشی) محاسبه می‌شود

عملیات عیناً مانند مقطع مستطیل است. همان فرمول‌ها و روابطی که در مقطع مستطیل گفتیم در این جا هم صادق است.

$\rho_w \geq \rho_{min}$ باشد و $\rho_w \leq \rho_b$ باید در محدوده‌ای باشد که ρ_w باید بزرگتر از ρ_{min} باشد و در عین حال کوچکتر از ρ_b باشد. یعنی $\rho_w - \rho' \leq \rho_b$ باشد. عملیات طراحی عیناً مانند مقطع مستطیل است.

- حالتی نمی‌توان در نظر گرفت که $a > t_0$ یا بزرگتر از آن است.



اگر فرض کنیم $a = t_0$ باشد

$$\overline{M} = 0.85 f_{cd} b t_0 (d - t_0/2)$$

اگر $a = t_0$ باشد، یعنی کرانه‌ای تری توانند عمل کند $\overline{M}$ است. حال می‌توان با مقایسه M_u و $\overline{M}$

در نظر گرفت که a در چه وضعیتی قرار دارد. اگر $M_u < \overline{M}$ باشد $\Leftarrow a < t_0$

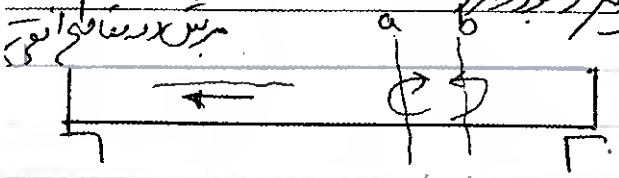
" $M_u > \overline{M}$ باشد $\Leftarrow a > t_0$

۸۹/۹/۲۱

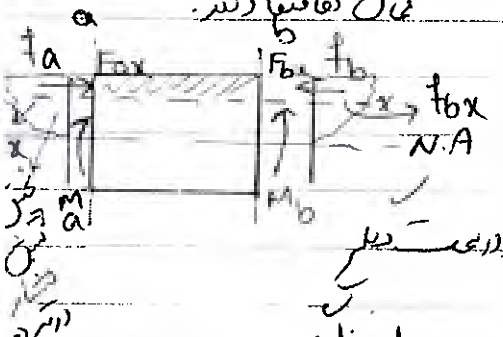
- تحلیل و طراحی تیرها برای برش:

۱- تئوری برش در تیرها: ۱-۱- برش در مقاطع افقی:

برش در تیرها عموماً در مقاطع افقی تیر و در اطراف آن ایجاد می‌شود. علت بوجود آمدن این برش در مقاطع افقی اختلاف لنگر خمشی است که در مقاطع مختلف یک تیر وجود دارد.

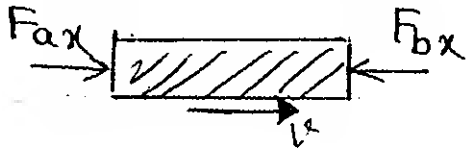


در دو مقطع a و b به ترتیب لنگارت M_a و M_b داریم. این دو مقطع را توسط دو صفحه موازی و به فاصله dx از هم جدا می‌کنیم.



این دو مقطع تنش‌هایی در مقاطع خود ایجاد می‌کنند که برایند آن‌ها را محاسبه می‌کنیم. آن‌ها را در شکل نشان داده‌ایم. در یک سمت تنش‌های f_a و در سمت دیگر تنش‌های f_b را رسم می‌کنیم. حال المان مقطعی به ضخامت dx بین a و b در نظر می‌گیریم.

حال اگر نیروی ناشی از توزیع تنش‌های f_a در ناحیه‌ی مقطع x-x را محاسبه کنیم، یعنی نیروی برآیند تنش‌ها در سطح مقطع x-x را بدست آوریم، به F_{ax} می‌رسیم. این نیرو باید با F_{bx} برابر باشد زیرا که لنگارت M_a و M_b با هم تفاوت دارند و در نتیجه تنش‌هایی که این لنگارها در دو مقطع ایجاد می‌کنند با هم متفاوت‌اند و در نتیجه برآیند این نیروها هم با هم تفاوت خواهد داشت. مثلاً $F_{ax} < F_{bx}$ خواهد بود. حال المان تعادل ناحیه‌ی هاشور خورده را در روی سطح زیرین بررسی می‌کنیم خواهیم دید که به علت تفاوت بودن F_{ax} و F_{bx}، تأثیر هم در مقطع x-x نیروی برشی V داشته باشیم به طوری که $F_{ax} + V = F_{bx}$ گردد.



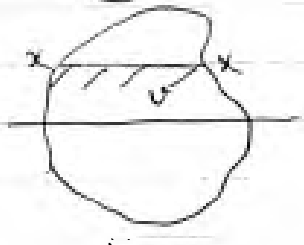
جلوگیری از لغزش در سطح x-x برش داریم این بدان مفهوم است که به علت اختلاف در نیروی F_{bx} و F_{ax}، تعدادی سطوح خورده علاقه مند است در سطح x-x بر روی تیر بلغزد و دلیل این لغزش امکان پذیر نیست در این سطح ما برش خواهیم داشت. علت این عدم لغزش و به وجود آمدن برش این است که دانه های بتن در هم درونه آنرا به هم چسبیده اند و جلوگیری امکان پذیر لغزش بین بتن ها وجود نیست بنابراین بین بتن ها تنش ایجاد می شود که از نوع برشی است.

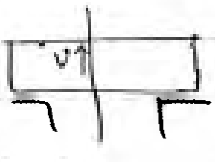
این لغزش را اما به راحتی می توانیم در یک تیری که از چند لایه ی جدا از هم تشکیل شده تصور کنیم تا جلوگیری حرکت برداری هم داشته باشیم

یعنی در این سطح در لایه ها ی هم لغزیده اند

بنابراین نتیجه ای این است که ما به علت وجود اختلاف فشار بین دو سطح مجاور در لایه های افقی برش داریم، برشی که علاقه مند است که لایه ها را روی یکدیگر بلغزاند.

تغییر مقدار این برش که در لایه های افقی ایجاد می شود در مقاومت مصالح می سنجیده است در آن حالتی که داده شده





تنش برشی در سطح مورد نظر $= \frac{VQ}{Ib}$ ← عرض سطح x-x ← گشتاور سطح خورده نسبت به محور خنثی ← برش موجود در سطح

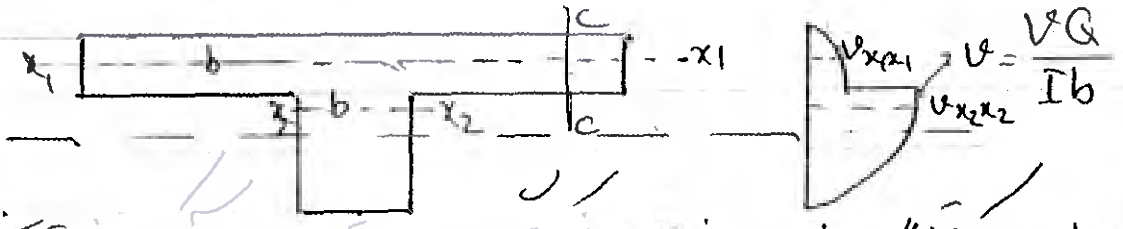
تنش برشی در مقاطع انتهایی یک تیر ساده صفر است. ادامه

تنش برشی بیشترین مقدار خود را در نقاطی که به محور خنثی نزدیک‌تر هستند دارد و هرچه به محور خنثی دورتر می‌شویم مقدار تنش کاهش می‌یابد به طوری که در لبه‌های بالا و پایین تیر به صفر می‌رسد.

این شکل نشان می‌دهد که بیشترین تنش برشی برای مقطع مستطیلی است که محل است بر محور خنثی باشد.

نحوه تغییرات تنش برشی در تیرهای T شکل به چه صورت است؟

مانند آنچه در تیرهای معمولی گفتیم در مقاطع انتهایی برش داریم. تنش برشی هم در ارتفاع به همان



صورت بیان است که قبلاً دیده‌ایم. در این بحث

می‌بینید حال ما با عرض برشی سر و کار داریم در بعضی مسائل کوچک است در حال حل این است

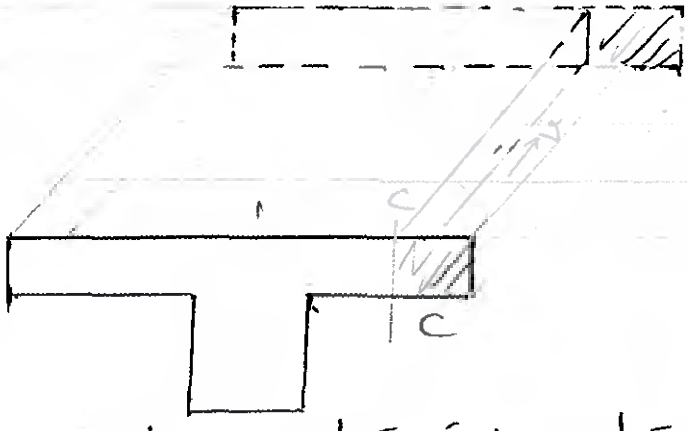
b و Q و I و V همان تعریف خود را دارند.

در تیرهای T در مقطع مانند ۲-۲ هم ما در حال تیر برش داریم یعنی در جهت محور به مقطع نیرو اعمال کرده

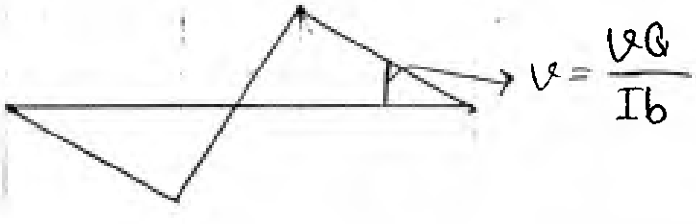
در حال بررسی داریم، چرا؟

در این حالتم وضعیت عینا همان است که قبلا در تیر مستطیل شکل داشتیم اگر تیر T را به صورت سه بعدی

بینیم



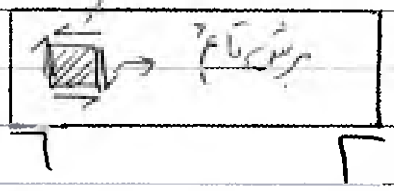
بحث عینا مانند قبل پیش می رود با این تفاوت که در مقطع مجاز بحرانی تفاوت داریم، برروی بال در تیری تفاوت ایجاد می شود در صفحه ای که از مقطع x-x می گذرد، تنشی مطابق با شکل داریم در این حالتم این برش از همان رابطه $\frac{VQ}{Ib}$ بدست می آید، Q همان اول سطح هاشور خورده نسبت به خنثی است در این حالت دیاگرام برش به صورت دیاگرام زیر است.



۱-۲- برش در مقاطع قائم

در مقاومت مصالح این موضوع عنوان شده که اگر با بررسی یک جسم کوچک در مقاطع افقی برش داشته باشیم در مقاطع قائم آن جسم هم برش خواهیم داشت.

برش افقی



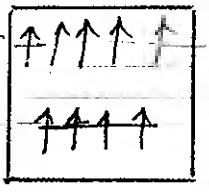
این بحث ما را به این نتیجه می رساند که در تیرها هم

ما در مقاطع قائم هم برش داریم

اگر یک تیر مستطیلی در نظر بگیریم به صورتی است که نشان می دهیم

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

www.vepub.com
Publish Your Mind

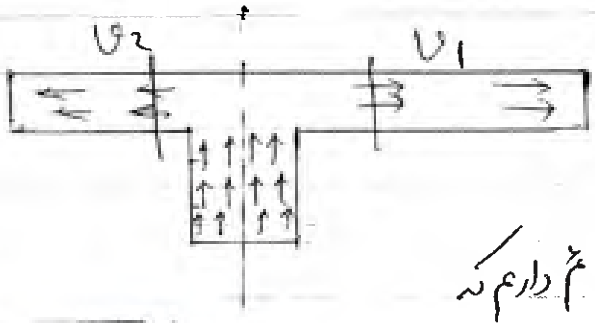


$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

تقاریر در دو برش ما را به این نتیجه می رساند که در تمل نشان دادیم. در این جا هم تحت تنش سهمی تمل است که نمی آن در تمل نشان داده شده است. بررسی خواص تیر در بالا در باین تنش ها به صورتی است جهت برش ها در مقاطع افقی و قائم به صورت نشان داده شده است. جهت برش ها افقی در بالا در باین خواص عکس یکدیگرند ⟸ برآیند در بالا در باین خواص یکدیگر را خنثی می کنند. در برش قائم موضوع این طور نیست، جهت نیرو در بالا در باین خواص یکی است من است که با در تمل تعلق برآیند داریم برآیند برش را می توانیم با انتگرال گیری نیروی مستطیل بدست آوریم.

این برآیند برابر است با نیروی برشی موجود در مقطع یعنی V است. پس این موضوع در آبه طی شکل در می آید.

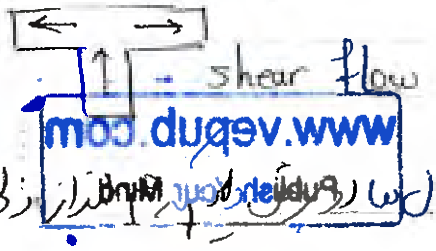
مرکز برشی



همینه که در شکل نشان دادیم را این دو با هم برابرند

یعنی بال‌ها برآیند تقاطع خنثی می‌کنند در تقاطع برش تأثیر دارم که

برآیندشان همان برش خارجی یعنی V است.

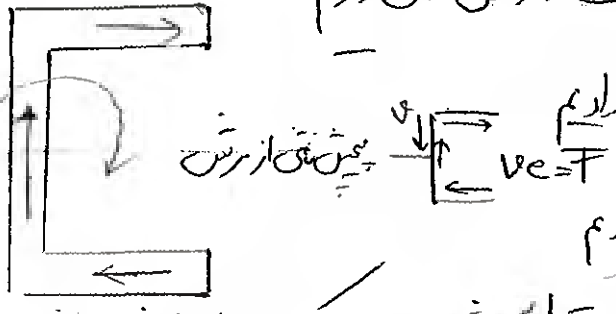


moo.duqev.www

حال در تیر T برآیندشان دادیم در جان برش تأثیر دارم ولی در بال‌ها دو برش تأثیر دارد ولی

مختلف الجهت اند در بال برآیند را خنثی می‌کنند این است که این برش فرانند اثری در تقاطع ندارد.

این وضعیت در یک تیر با تقاطع ناودانی به صورتی است که در شکل نشان دادیم



در یک ناودانی جریان برش به صورتی است که نشان دادیم

در بال‌ها در تیری داری دلی مختلف الجهت داریم

این دو برآیند را خنثی می‌کنند ولی جان آن‌ها در محل تقاطع پیچش ایجاد می‌کند (پیچش ناشی از برش)

این موضوع نشان می‌دهد که در تیرهای با تقاطع ناودانی برای تحت خمش قرار گرفتن نیز یک پیچش اضافی ناخواسته

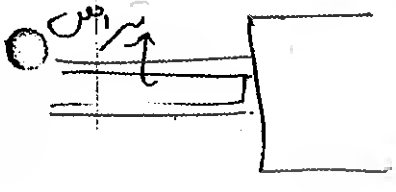
هم در آن‌ها ایجاد می‌شود که اگر ما به نحوی جلوی آن پیچش را بگیریم ناودانی خواهد پیچید. در این حالت جریان

جریان برشی است که نشان دادیم. البته به لحاظ انتزاعی گفته می‌شود که اگر بخواهیم ناودانی نپیچد باید

یک نیرو به صورتی که در شکل نشان دادیم به آن جریان برش نیم‌بار گفته اجباری داریم که به نیرو برسد.

اجرای چنین مرزبندی در عمل مشکل است بار اغلب توان به راحتی سربرای نیرو دارد مگر در مقاطعی که گفته

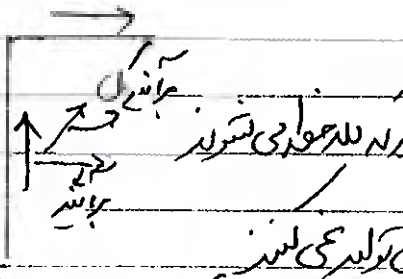
شد به لحاظ انتزاعی کمتر است و کاربرد عملی و اجرایی ندارد.



راه حل آن است که بتوانیم تنش عمود بر آن را کنترل کنیم و از آن جلوگیری کنیم.

البته باید توجه داشته باشیم که این کار همیشه ممکن نیست و ما همیشه نمی‌توانیم جلوی آن را بگیریم.

در تیرهای با مقطع Z جریان برش به صورت زیر نشان داده شده است.



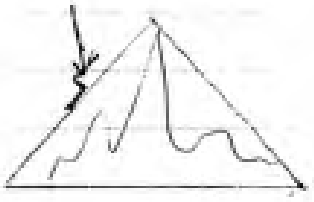
در پروفیل Z در بال‌ها برش داریم که همانطور که گفتیم جهت‌داری نشدند

هم جهت از این در بالا هم جهتی نشدند ولی عامل تولید می‌کنند

یعنی در پروفیل Z اگر بار را به صورت تمام بررسی جان Z داریم عملاً در جهت y هم نیرو ایجاد می‌کند

در پروفیل Z محض خواهیم داشت یعنی علاوه بر محض در جهت x، در جهت y هم داریم.

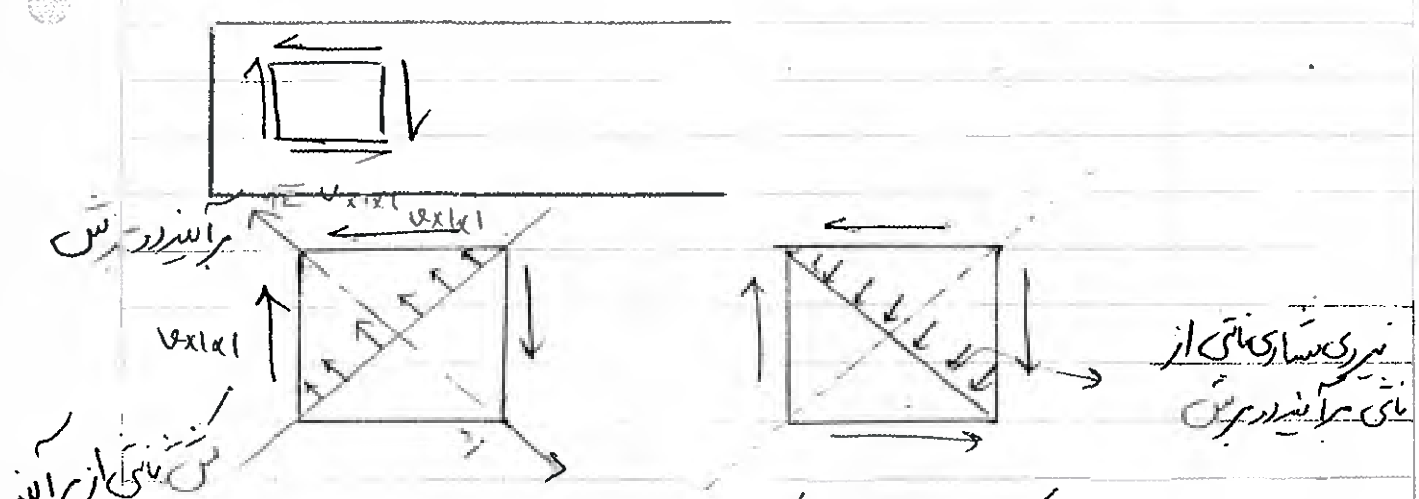
به این علت است که باید مرکز برش پروفیل Z را در نظر گرفت و به صورت انتقی بکار می‌بریم. پروفیل Z معمولاً در سقف‌های شیبدار برای استفاده قرار می‌گیرد. در یک سطح شیبدار بار وارد بر بام ناشی از برف به صورت عمود است مطابق شکل



در مثال‌های بالا آثار نامطلوب از برش نامی که در مقاطع نیز ایجاد می‌کرد نشان دادیم.

۱-۳- کنش و برش تیری:

برش‌هایی که در یک مقطع انتقی و تمام بوجود آمدند باید طوری محاسبه و ترکیب می‌شدند در بررسی مقاطع دیگر، کنش یا تنش ایجاد می‌کنند



همانطور که ملاحظه می شود ما بررسی کلی از تقاطع تنش داریم و بررسی دقیق تری نداریم. مقادیر این تنش ها در برش دقیقا برابر است با همان تنش برشی ۷ است.

ملاحظه می شود که در تیری که تحت خمش قرار دارد ما هم برش افقی داریم هم برش قائم داریم، هم تنش قائم هم تنش برشی. بنابراین اگر بار بیرونی تیر زیاد شود خمش هم و لذا این آن زیاد می شود و این کاری که ما انجام دادیم به همین ترتیب زیاد می شود. یعنی به طور خلاصه ما بررسی یک تیر یک طرفه ناموری از همه ی این تنش ها داریم حال باید دید ماده در مقابل این ماده ناموزون چه عکس العمل نشان می دهد تنها در اینجا برش را مطرح می کنیم و به خمش کاری نداریم.

اگر ماده در برش ضعیف باشد، در برش خواهد شکست تیرهای چوبی از این نوع اند تیرهای چوبی از تعدادی تیرهای چوبی به هم چسبیده درحال تیر موجودی آیند این تیرها را اندازه ارتفاع در جهت اندر تیر هم در جهت اندازه ساخته می شود این تیرها در برش و مشاهدات خوبی دارند ولی اتصال چسبی آن در مقایسه با تیر بسیار ضعیف است بنابراین چوب در برش ضعیف است و تیرهای چوبی

حلسم

۱۹۰۹،۲۳

زیرا تیر بر تن ترک می خورند.

تن در تنش صعیف ← پرتاب در برتن مقاومت خوبی دارد به این علت اندام تن در تنش است. تن تنهای که در تیر اجابی نشود، موجب می شود که تیر به صورت تنهای تر نخورد. فولاد در مقابل خود صعف نشان می دهد. تیرهای فولادی بحث اثر بشاری تنهای جامدتر می خورد اما "حیدری" بر می دارد.

ما شکل برش را در تیرهای چوبی با بیخ حل می کنیم، شکل تن در تیرهای تنی را با فولاد نرمی اما در حل می کنیم و شکل بشار در تیرها را با بحث تنشه ها حل می کنیم.

— رفتار تیرهای تنی در تنش آمده در برش:

در تیرهای تنی هنوز که تا کنون یاد نداده ایم، تن در تنش صعیف است و در تنش تحقیری بیان دارد و تنش ترک می خورد بنابراین در تیرهای تنی باید انتظار داشته باشیم که بحث اثر برش یا در تنش تنهای شکل دارم و نه با خود در تنش تن در برش مقاومت خوبی نشان می دهد ولی از برش امکان ایجاد تنش تنهای دارند باشد. تیر در تنش تنهای صعیف است و با ترک های قوای در پیرو خواهد بود.

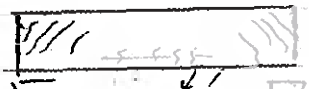
در یک تیر تنش آمده معمولی محور "ما" را برابر برش به صورت نشان داده شده است. برش در نزدیک تکیه ها بیشتر است و هرچه به وسط تیر نزدیک تر شویم برش کمتری گرفته می شود نتیجه این امر آنکه صدمه در نزدیک تکیه ها باید انتظار اثر برش را داشته باشیم یعنی هر اتفاقی قرار است در جریان برش رخ

دهد تا عدداً بار وارد بر تکیه گاه ها را بدست آورد. حال برش برروی المان های ترک خورده بر تکیه گاه ها

مطلوبی است که ترسیم کردیم.

برش ها، نیرو های محوری به شکل داده شده ایجاد می کند بنابراین باید انتظار داشته

ترک های مطابق شکل داشته باشیم.



این ترک ها به دو دسته اند. حضور ترک های کششی بدون آن هاست

مانند احتمال ترک های ناشی از خمش عبور کرد. ترک های خمشی معمولاً به صورت قائم اند بنابراین

شکل. بنابراین بدست بدست باشد. مانند این ترک ها آشنا شدیم و نوع ضرورت بدانیم ترک

از نوع خمشی یا برشی و لذا یک دسته تقسیم بندی کلی اند. قائم بودن حضور ترک های خمشی است

و مورب بودن حضور ترک های برشی است

ترک های برشی معمولاً در نزدیکی تکیه گاه ها زاویه ای در حدود 45° با این تکیه گاه ها دارند.

بطور مثال نوع زاویه عمل این ترک ها بر تیر می تواند بر حسب نوع تکیه گاه تیر ترک

به صورت قائم در آید البته با توجه به اینکه در وسط تیر برش بیشتر نزدیک می شود، معمولاً ترک های

خمشی را در وسط تیر داریم، ترک های برشی نیز نزدیک تکیه گاه ها اتفاق می افتد.

اما حالتی وجود دارد که تیر بر علت خمش در نواحی میانی دچار ترک شده به سمت بالای مقطع و در نزدیکی تکیه‌گاه به سمت بالای مقطع ناحیه بتن فشاری را کم می‌کند و در نتیجه ارتفاع بتن فشاری کم می‌شود، بنابراین عملاً این است که تمام نیروی کششی توسط آرماتورهای کششی تأمین می‌شود. این است که در ناحیه میانی تیر تعدادی ترک‌ها به صورت قائم تیر را می‌شکنند ولی بعد از آن که به بالای مقطع می‌رسند به صورت مورب ادامه پیدا می‌کنند این ترک‌ها باعث کم شدن بتن فشاری و خالص شدن مقدار بتن‌هایی که در بتن است

ناحیه فشاری

اما ناحیه اصلی ترک خوردن تیرهای بتن آرمه در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها است. در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها به خاطر اینکه تیر برای هر بتن مقدار این است که ما این ترک خوردگی را مقابله کنیم یا بگذاریم ترک بخورد و با این ترک خوردگی سازه آن شود. راه حلی که قاعدتاً باید انتخاب کنیم این است که بیاییم از میلگردهای فولادی استفاده کنیم و آن‌ها را طوری بکار ببریم که با بتن تقویت شده در مقابل نیروی کششی و نیز جهت ترک‌ها در شکل‌های قبل نشان دادیم بنابراین اگر بخواهیم با این بتن مقابله کنیم باید میلگردها را طوری نشان داده شده بکار ببریم. میلگردهای عرضی برای مقابله با برش

ترک

میلگرد عرضی

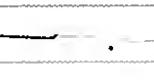
ها نظیر به میلگردهای شیب‌دار هستند در اندازه‌گیری که در بعضی از تیرها عمود بر ترک‌ها است

اگر ترک‌ها 90° باشند قاعدتاً اندازه میلگردهای عرضی باید 135° باشد

میلگرد عرضی

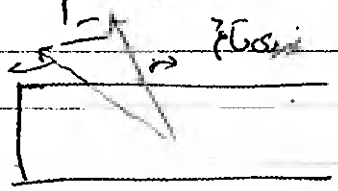
برای مقابله با ترک‌های

ترجیحاً اعضای سازه‌ای که در آن‌ها تیرهای عرضی به‌صورت فرعی به تیرهای اصلی متصل می‌شوند، به‌دلیل اینکه اجرای آن‌ها راحت‌تر است، تیرهای عرضی را به‌صورت قائم اجرا می‌کنیم.



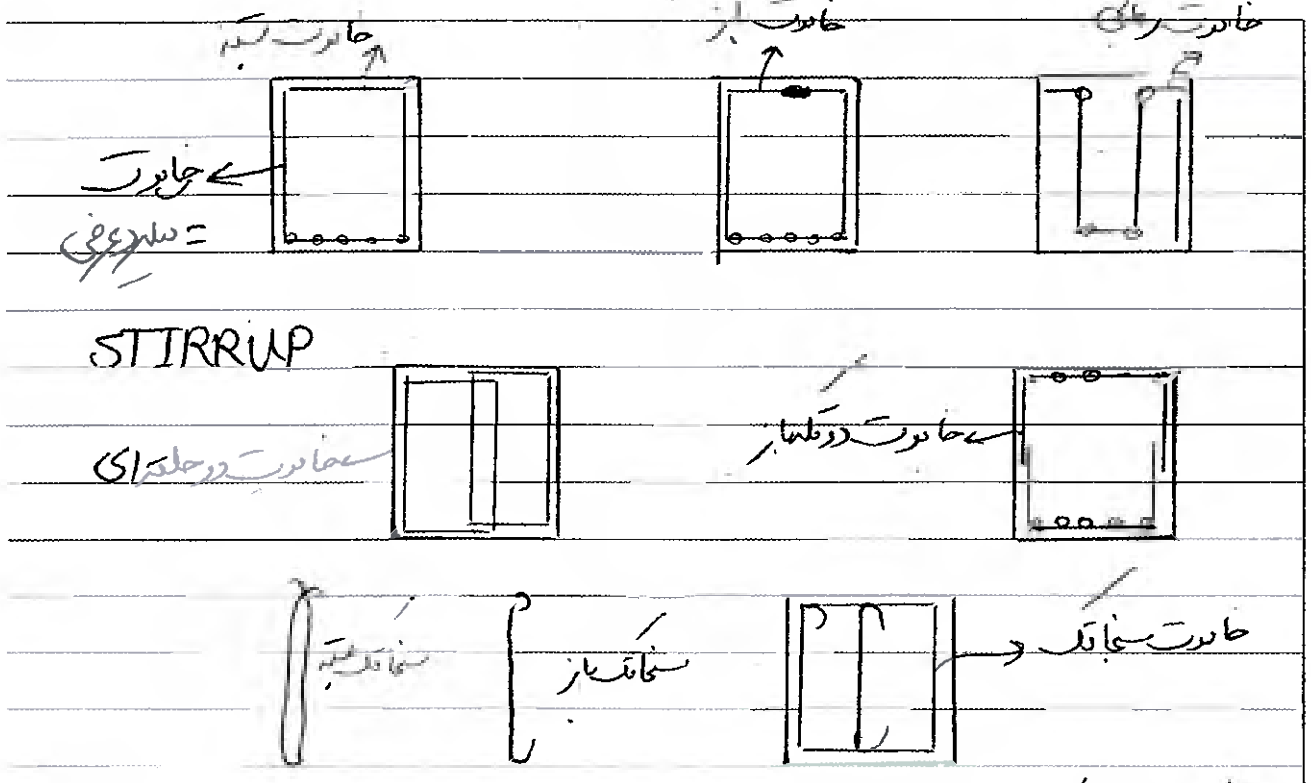
در پل‌ها معمولاً تیرها را در زیر عرشه قرار می‌دهند و تیرهای عرضی را نیز در زیر تیرهای طولی اجرا می‌کنند. در ساختمان‌ها معمولاً تیرهای عرضی را به‌صورت قائم اجرا می‌کنند.

به‌راحتی می‌توان حدس زد که تیرهای عرضی به‌علت نیروی برشی که در اثر نیروهای جانبی در آن‌ها ایجاد می‌شود، باید با تنش برشی مجاز کار کنند. اگر تیر طولی به‌صورت مستقیماً در امتداد تنش قائم اجرا شود، نیروی برشی که در آن ایجاد می‌شود برابر با نیروی تنش قائم است. ولی اگر تیر قائم با تیر طولی زاویه‌ای بسازد، نیروی برشی که در آن ایجاد می‌شود برابر نیروی تنش قائم است. در این وضعیت نیروی ایجاد شده در تیر باید به‌اندازه‌ای باشد که برآیند آن در امتداد تنش قائم باشد. مثلاً اگر اندازه‌ی زاویه 45° باشد، نیروی تیر قائم باید 1.0 نیروی تنش برشی باشد که برآیند آن یعنی $1.0 \cos 45^\circ = 0.7$ برابر با یک نیرو شود. نتیجه‌ی این عمل این است که با به‌کارگیری تیرهای عرضی قائم نمی‌توانیم در عملیات ساخت را آسان‌تر کنیم.



اجرای تیرهای قائم، راحت‌تر و سریع‌تر است.

تیرهای عرضی معمولاً به شکل‌های زیر دیده می‌شوند:



stirrup

خاموت - تنگ - سنجاقک - حلقه ← نام های فولادی عرضی

Hoop hair-pin Tie

Transversal عرضی

Longitudinal طولی

در بحث طراحی تیرها برای برش ما همواره این موضوع را مد نظر داریم که اندازه تنش قوای برشی ایجاد شده در مقطع چه اندازه فولاد برای مقابله با آن نیاز داریم بنابراین در کلیات این سوال را مطرح می کنیم که برش حداکثر به سازه در بحث برای مقابله با آن به چه اندازه فولاد نیاز داریم برای اینکه بتوانیم پاسخ به این سوال را مشخص کنیم ابتدای کار با این سوال را پاسخ دهیم تیرهای بتنی بدون خاموت چه اندازه برش تحمل می کنند در واقع مقاومت برشی خود بتن به تنهایی چه اندازه است؟ برای پاسخ به این سوال مطابق معمول باید به آزمایشگاه رفت و داده ها را تحلیل و پاسخ را یافت.

مقاومت تیرهای بتنی بدون خاموت در برش:

برای پاسخ به این سوال پیچیده حالت تحلیلی را که تحلیل است در تیرها را جوری انجام دهیم که آزمایش در آزمایشگاه بر روی تیر انجام شده است و مقاومت بتن را از آن بدست آورده شود

گروه اول تیرهایی هستند که برش در آن غالب است و محور لنگر برش عبور می کند. این تیرها محور لنگر دارند بنابراین یکی از تیرها با ابعاد مختلف بدون خاموت در آزمایشگاه بارگذاری شده و واحدی بار از این داده شده تیر در یک نقطه ها تا گسیختگی خرد و دو نیم شود.

نتایج آزمایشات حاکی از آن است که آلرفا تحریفی برای تنش برشی به صورت رابطه زیر پیشنهاد شده تیرهای آزمایش اثبات کرده است که مقاومت برشی بتن بین دو عدد زیر باشد

$$v = \frac{V}{bd}$$

$$1.1\sqrt{f'_{cc}} \leq v_{cc} \leq 1.6\sqrt{f'_{cc}}$$

در این جا لازم است ارلد به تعریف برش توجه شود در تیرهای متعارفی که تغییرات تنش های برشی در ارتفاع تیر به صورت شکل بود در $\frac{VQ}{Ib}$ رابطه ای حاکم بر آن بود. این رابطه زمانی صحیح است که اندازه هندسی داخلی باشد و تنش در نظر مقاومت یکسانی داشته باشد در تیرهای بتن آرمه با چنین وضعیتی

رو به رو یم . از لحاظ تنش برشی خورد تا ایا" رفتارش هم غیر خطی است بنابراین به کاربری رابطه ای که

عنوان شد اصرار "لی" نمی است . ما فقط برای سهولت در محاسبات بعدی به کاربرد رابطه ای را انجام می دهیم

که تقریب برای تنش برشی انتخاب کرده ام تنش برشی را به صورتی محاسبه می کنیم ($\frac{V}{bd}$) تقریبی کم دارد

تقریب راحت جا بکاری برم چه تیر ترک خورده باشد چه تیر ترک خورده نباشد در مجموع این تیر همواره حاصلضرب

bxd دیده می شود که نمی دانیم در واقع این است که تیر ترک خورده تنش برشی را به صورت بگیرد است در آن

در نظر می گیریم تنش برشی در این سطح در نظر می گیریم این تقریب است و ربطی به واقعیت ندارد .

بنابراین این تیر فقط تنش برشی در سطح 90x60 تحت اثر برش $5\ kg/cm^2$ دارد و مقاومت این است

که $V = 90 \times 54 \times 5\ kg/cm^2 = 110\ Ton$ می باشد یعنی برش وارده بر تیر 11T

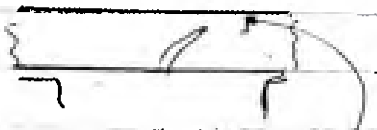
است . V_{cc} در واقع مقاومت تیر ترک خوردن بتن تیر در برش است و اگر بخواهیم بدانیم تیر تحت

اثر چه برشی ترک خوردگی می دهد به V_{cc} دار در bd ضرب می نیم .

در اینجا در تیرها دهانه تیرها را برای انتخاب شده است در این دهانه ها فرض "محبس غالب" بتن و میله

ما مثل از آنکه زیر اولی طبیعی ها صاف باترک های مرتبی سر و کار داشته باشیم با فاصله بالای تیر با ترک های خمشی سر و کار

داریم ولی به تدریج ترک های خمشی به صورت مورب در می آیند و برشی می شوند .



بتن تحت بیشتر برش تا بل

ملاحظه ای است (=) در برش

شکسته می شود و تیر رو نیم می شود .

www.vepub.com
Publish Your Mind

در این نوع تیرها مقاومت برشی بتن کمتر است از حالت قبل، رابطه‌ی زیر برای آن در نظر گرفته شده است

$$V_{cc} \geq 0.6 \sqrt{f_{cc}}$$

برای بتن 200 به حدود 8 و 9 می‌رسیم

ما باید به ملاحظاتی که در مقاومت برشی بار شده دوم f_{cc} مناسب می‌کردیم در این تیرها برویم به تحقیق بتن دیدیم که مقاومت برشی بار شده دوم f_{cc} بستگی دارد به این که چه مقدار بتن در این ناحیه بتن فولادی است و مقاومت در برش کمتر از آن مقاومت در بتن فولادی است.

مقایسه خواهیم با این دو نوع تیر که شان می‌دهد که در مورد دوم مقاومت برشی کمتر است. اگر مشکل تیرها مورد توجه قرار دهیم ملاحظه می‌کنیم که برش در ناحیه‌ی بالای تیر وقتی که در بالا قرار گرفته تحمل می‌کند این بتن قدرت مشارکت دارد تا باید مقاومت تیری در برش از خود نشان دهد در حالیکه در این جا مقاومت کمتری نشان می‌دهد علت این کار این است که بار در تنش برشی (تنوین) جای اینکه ارتفاع صحیح ناحیه‌ی فشاری را بکار ببریم در همه جا d را بکار می‌بریم. در تیرهای سرده دو اگر ما ارتفاع واقعی ناحیه‌ی فشاری را به کار ببریم آن V_{cc} به V_{cc} بزرگتری می‌رسیم با این عبارت را به کار می‌بریم بلکه به جای d، d را بکار می‌بریم که تقریباً $0.2d$ تا $0.3d$ است بنابراین اگر مقدار ارتفاع واقعی آن در را به کار برده شود، مقاومت V_{cc} به حدود 2 برابر $\sqrt{f_{cc}}$ می‌رسد.

www.dvgsv.com

در برده سوم تیرهایی شده تیرهای معمولی که تیر بار بحرانی‌ی تعیین کننده بار برده می‌شود

آزمایش تیر ... رسمی شده برای آن رابطه‌ای کاربردی تر ... رابطه زیر برای تیرهای بتن‌آرمه

ارائه شده است $V_{cc} = 0.8\sqrt{f'_{cc}} + 200\rho \frac{V_u d}{M_u} \leq 1.1\sqrt{f'_{cc}}$

در این رابطه V_u و M_u مربوط به مقطعی است که در فاصله d از بر تکیه‌گاه قرار دارد.

ρ درصد فولاد کششی است. برای به دست آوردن

این رابطه تیرهای آزمایشی شده و با اطمینان زیادی در محدوده استفاده عادی قرار گرفته است. این رابطه

نتیجه این معادله است $\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0$ باید

دلیل دوم به این است که آزمایشات بر روی بتن برای تعیین مقاومت برشی هم اکنون در حال انجام است.

اساس آئین‌نامه بر این است که در تعیین مقاومت برشی بتن، بتن را به تنهایی

تحلیل می‌کند. بنابراین این دو رابطه "طراحی" با تعیین مقاومت برشی بتن تفاوت دارد و باید

در این جا دیدن کنم برای مقاومت برشی بتن می‌خالب است. دلیل آن است که هرچه ρ کمتر باشد

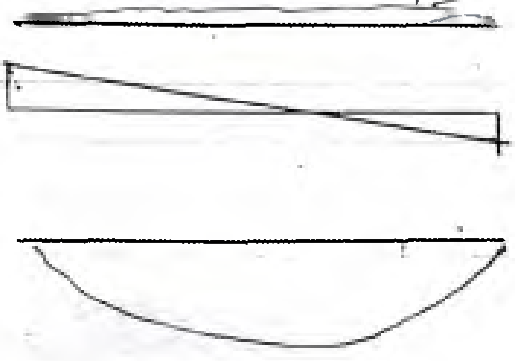
ترک بیشتر است و بیشتر ترک‌ها به‌جهت مایل به طور طبیعی در حدود ... نزدیک تکیه‌گاه

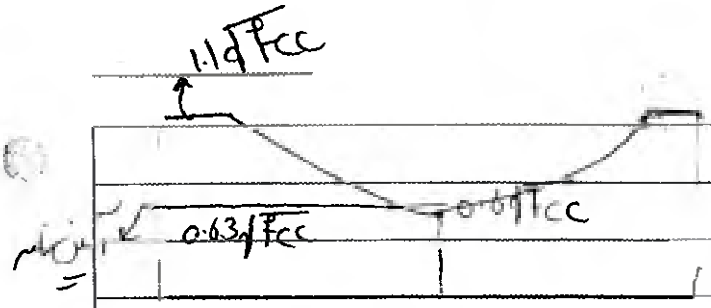
و در این نیروها عمدتاً برش تیر را تأثیر عمل می‌نمایند. به همین دلیل این رابطه جزئی برای مقاومت برشی بتن در تیرهای

عادی نوشته شده است. [kg/cm²] است

در بحث بررسی این رابطه قدری تعمیل تر دیم (قدری دقت عام)

یک تیر را در نظر می‌گیریم که زیر اثر بارگذاری است.





رسم f_{cc} :

این نامه

در نظر به معنی شاخص می‌باشد مقاومت مشخصه بتن در سن ۲۸ روزگی است. تنها چیزی که به رابطه تیر و چه به رابطه تیر ستون مقدار f_{cc} افزایش می‌یابد. بنابراین ما برای محاسبه مقاومت مشخصه بتن را همین فرض می‌کنیم در هر مقطعی از تیر یا ستون M_u و P_u را داریم به عنوان مقاومت مشخصه بتن را از این رابطه بدست آوردیم.

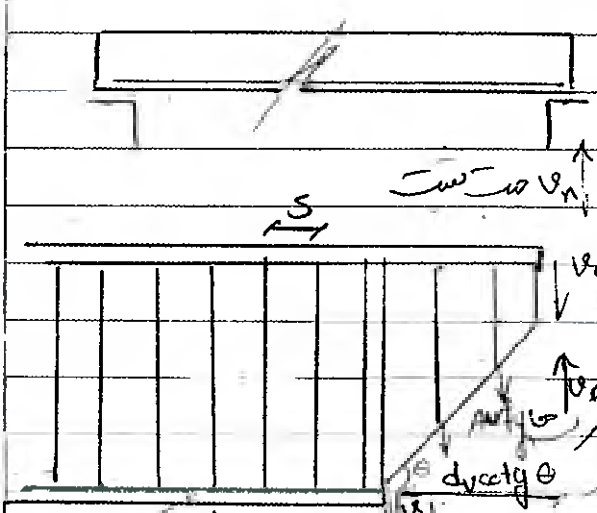
آیین نامه برای ساده کردن کار پیشنهاد کرده که به جای استفاده از این رابطه f_{cc} = $0.63\sqrt{f'_{cc}}$ در نظر گرفته شود و طراحی‌ها برای بتن‌ها با این رابطه انجام شود.

فارغ به مقاومت مشخصه بتن را در محاسبات همین $0.63\sqrt{f'_{cc}}$ فرض می‌کنیم ولی باید در نظر داشته باشیم که چه زاویه می‌توان مقاومت مشخصه بتن را از رابطه اصلی محاسبه کرد یا از رابطه ساده شده بدان معتقد است که رابطه اصلی فقط از رابطه شده است این کار دقت طراحی را برای سهولت در عملیات محاسباتی است.

جلسه

۸۹/۹/۲۸

- مقاومت تیرهای بتن آرمه با خاموت در برش :



در تیرهایی که خاموت ندارند یا خاموت کافی

تحمل برش به بتن یاری می دهد در قسمتی که نشان داده ایم V_n صفر است

در صورتی که یک تیر را در طول دهانه برشی خورده باشد

نشان داده ایم، هرچه بتن در برش در این تیر بیشتر تحمل کند

تیر بتنی در طول تیر سرایی کند و هم تیر به علت بالا خزیدگی ناشی از عامل به علاوه عرض ترک ها هم

تیر بازی شود، نتیجه این عمل ایجاد اثرات عرضی (خاموت ها) در فاصله ای بتن دوطرف ترک بکاری آید

رفتن بتن از کار می افتد، هرچه ترک خوردگی بیشتر شود، طبعاً بتن کمتری در خاموت ها ایجاد می شود، مانع را

فرض کنیم در حد نهایی خاموت ها جاری می شوند، بنابراین اگر بتوانیم مقاومت برش را در نواحی هم تقطع به صورت

نشان داده شده حواهیم است در بالای تیر بتن کاری را داریم که در برش هم مقاومت می کند، در ناحیه

ترک خاموت ها را داریم که در بتن جاری شده اند و با این هم فولادی داریم که تا حدی می تواند در برش

تحمل عامل همه این تیرها باید بتوانند در حال تعادل باشند

V_d: برشی که آرماتورها تحمل می کنند

V_c: برشی که بتن تحمل می کند

V_n : برش جاری

در این شکل رابطه ای تعادل را می توان به صورت زیر نوشت :

$$V_n = V_c + V_d + n A_v f_y$$

در این رابطه V_c برشی است که بتن تحمل می کند

برشی که بتن تحمل می کند $V_c = V_{cc}\, b d$

برشی که آرماتورهای برشی با اثر متقابل تحمل می کنند $V_s \approx 0.0$

برای V_n قبلی رابطه‌ای $V_{cc} b d$ برابر دست آوردیم که V_c احتمال مقاومت برشی بتن است که راجع به آن بحث کرده‌ایم

V_s برشی است که آرماتورهای برشی عرضی می‌توانند تحمل کنند این برش به اثر برشی برای موارد لیست. دو تا هست، به علت اینکه اثر آرماتورهای برشی زیادی است برش حرارتی زیاد نمی‌شود این بتن می‌رود، خودش را می‌سکند از بین می‌برد، ما می‌گوئیم V_c اثر و جا سبات می‌کنیم آن را اثر ناشی از برش می‌گیریم

ولی V_s مقدار دارد و مقدار آن کوچک است. به هر حال در مقاومت برشی تیر خالت داده می‌شود

n تعداد خاموت‌هایی است که در طول تیر قطع می‌شوند. اگر بخواهیم تعداد آن‌ها را به دست آوریم می‌توانیم از رابطه‌ای $n = \frac{d_v \cot g\theta}{s}$ ، s در این رابطه فاصله‌ی خاموت‌ها از یکدیگر است

بنابراین رابطه‌ای اصلی ما به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$V_n = V_c + \frac{d_v}{s} A_v f_y \cot g\theta$$

این رابطه در عمل معمولاً به صورت زیر نوشته می‌شود:

$d_v = d$

$$\Rightarrow V_n = V_c + \frac{d}{s} A_v f_y$$

$\theta = 45°$

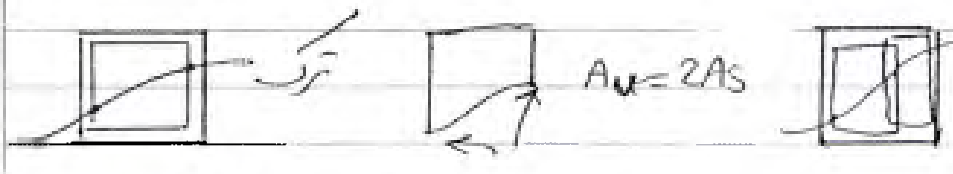
ما معمولاً مقاومت برشی تیرها را توسط خاموت‌های قائم در آن‌ها استفاده می‌کنیم از این رابطه

www.vepub.com
Publish Your Mind

بدست می آوریم

همانطور که ملاحظه می شود

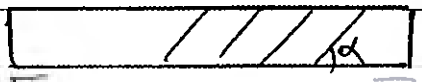
در مورد A_v باید توجه داشت که A_v سطح مقطع خاموت هایی است که قطع می شود



در تعیین A_v باید به تعداد شاخه ها توجه داشت. مقدار آن برابر با تعداد شاخه های سطح مقطع عرضی باید

رابطه ی بالا برای خاموت ها بصورت مایل به کار برده شوند به صورت رابطه زیر در می آید:

$$V_n = V_c + \frac{d}{s} A_v f_y (\sin\alpha + \cos\alpha)$$



به زاویه است که خاموت ها با خط آن جهت می شوند

همانطور که ملاحظه کردید این فرمول برای خاموت های مایل به طرفین ۱ جهت آن ها عمود بر سطح ترک هست

و معمولاً خاموت در راستای تنش فشاری قرار می گیرد خوب است ولی در ساختمان به ابعاد تیرها نسبتاً کوچک

است و اجرایی با اشکال روبه رو است و کاربرد برای کاربری متداول فشل می کند این است که ما تمرین به

خاموت ها را قائم نگاه می کنیم ولی همواره می توان خاموت ها را مایل نگاه داشت و در تقی به عنوان شد استفاده

کرد.

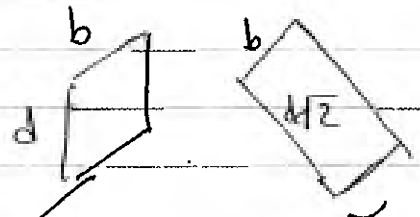
زاویه ی بین 30° تا 60° انتخاب می شود ولی معمولاً 45° می باشد به لحاظ اجرایی بهتر است

که حاصل جمع زاویه 45° و زاویه شیب آن $\alpha = 45^\circ$ و زاویه بار هم را نظر به صورت زیر می‌آید:

$$V_n = V_c + \frac{d}{s} A_v f_y \sqrt{2}$$

www.dugev.com
Publish Your Mind

یعنی جمله دوم در مقایسه با دیگری که خاموت عمود بود 1.4 برابر شده است. مفهوم این امر آن است که ما می‌توانیم با A_v کوچکتر همان V_n مقاوم را در برابر داشته باشیم. یعنی با مایل قرار دادن خاموت مقاومت آن را مقاوم‌تر کرده‌ایم. در واقع جای خاموت را به نقاط حرکتی می‌دهد 40% در سطح انقطاع خاموت مورد بحث قرار گرفته است یعنی اگر در مقطع با خاموت قائم A_v $10\,cm^2$ نگاه می‌کردیم تا مقاومت $V_n = 40^+$ را داشته باشیم در این حالت می‌توانیم $7\,cm^2$ خاموت بگذاریم و همان $V_n = 40$ را بدست آوریم دلیل این امر همان است که گفتیم اندازه قدرت دوتی خاموت مایل است تحقیقاً در اندازه‌گیری نیز تنش تحلیل داریم چون در دلی خاموت قائم است این نوع باری به صورت قیم است پس خاموت قائم بهتر می‌تواند تأثیر عمل کند به عبارتی در لحظه آن در صحت توای مرا جود تنش توای باشد این است که بازده بیشتری است. اما 40% مورد بحث در سطح انقطاع به معنای 40% مورد بحث در تمام خاموت نیست.



همانطور که در شکل دیده می‌شود دوتی خاموت مایل است طول شاخه‌های آن در عمل از این رو اندازه بیشتر است از این رو برای $\alpha = 45^\circ$، $\frac{d}{2}$ برابر است یعنی اگر طول در این جا به اندازه $\frac{d}{2}$ برابر شود از این رو اندازه بیشتری در مقاومت خاموت بدست آمد. ولی در مایل مزیت خاموت بیشتر می‌شود و مقطع

طول آن نیز الزامی می‌باید بتنی لبری محیط ... انکربا بکاربری خاصیت قابل ... / 0 متر بیشتر می‌شود ولی
در حدود / 15 متر در جوی‌ی عام در بیشتر هی به ارتفاع آن نزدیک است تا زن آن را دارد به خاصیت
قابل عکاس ارائه شده.

- طراحی تیرها برای برش:

1- مقاومت تیر در حالت حدی نهایی:

در این قسمت به ادامه طراحی برای حالت حدی نهایی انجام می‌دهیم و همانطور که
تاکنون دیده‌ایم مقاومت مصالح هم ضرایب ϕ_s و ϕ_c را دارد. برای برش در حالت حدی
نهایی به صورت زیر نوشته می‌شود:

مقاومت برشی تیر در حالت حدی نهایی $V_r = V_{cd} + \frac{d}{s} A_v f_{yd}$

$V_{cd} = v_{cd} \cdot b d$

$v_{cd} = \phi_c v_{cc}$; $\phi_c = 0.6$, $v_{cc} = 0.63\sqrt{f_{cc}}$

$f_{yd} = \phi_s f_y$

* V_n: مقاومت برشی نهایی اسمی

2- کنترل تیر برای برش:

الزامی است مقاومت برشی یک تیر که مشخصات آن معلوم است را محاسبه کنیم.

رابطه‌ی اصلی $V_n = V_{cd} + \frac{d}{s} A_v f_{yd}$ را به کار بردیم. همه‌ی پارامترهای این رابطه برای ما تعریف شده و معلوم است. بنابراین به راحتی می‌توان V_n را به دست آورد. بنابراین فرآیند ما به این شکل است که A_v سطح مقطع خاموت‌های مورد استفاده است و S فاصله‌ی بین خاموت‌ها است.

- طراحی تیرها برای برش:

در طراحی برش دارای سه حالت (V_u) مهم است. همانطور که قبلاً گفته‌ایم باید طراحی به صورتی انجام شود که $V_u < V_n$ باشد. می‌توانیم $V_n = V_u$ قرار دهیم. بنابراین:

$$V_u = V_{cd} + \frac{d}{s} A_v f_{yd}$$

در این رابطه دو مجهول وجود دارد: A_v و S

بقیه از جمله V_u معلوم است.

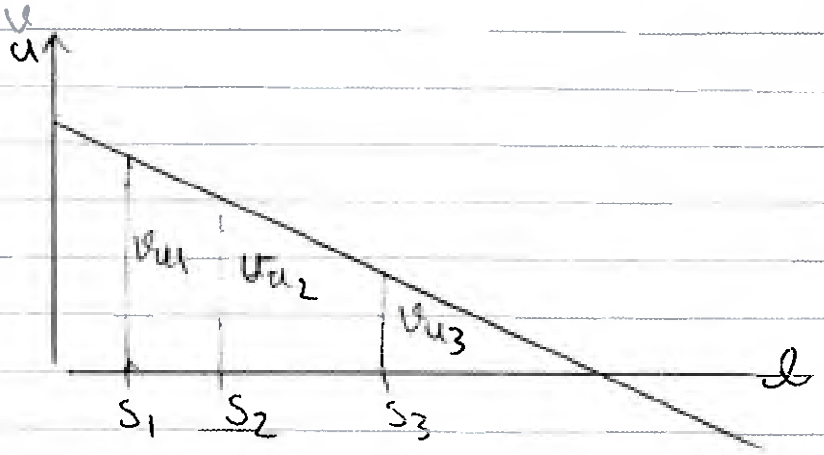
پس اگر بخواهیم تیر را طراحی کنیم کافی است یکی از این دو پارامتر را انتخاب و دیگری را محاسبه کنیم. ما معمولاً A_v را انتخاب می‌کنیم بنابراین ترتیب بندی می‌کنیم که مثلاً علاقه‌مندیم $2\phi 12$ در یک حلقه بکار ببریم پس $A_v = 2 \times 1.13$ می‌شود. حالا می‌توانیم بیاییم در حلقه خاموت 10 بکار ببریم $= 3.1 \text{ cm}^2$ $A_v = 4 \times \frac{79}{100} = 3.1$ خواهد بود. حالا دوباره برای خاموت‌های حاشیه $4\phi 12$ انتخاب می‌شود. در مورد اینکه صلاح در آن است که یک حلقه خاموت بکار برده شود یا از دو حلقه خاموت بکار ببریم با یک حلقه و یک ساقه

با انتخاب A_v ، S را می‌توان از رابطه فوق بدست آورد ولی بعد الزامی دارد

که برای S محدودیت‌هایی وجود دارد. اگر محدودیت‌ها خواسته داده نشده باید A_v عوض شود و تغییرات

از همان ابتدا شروع کند تا بالاخره بین انتخاب A_v و S بدست آید.

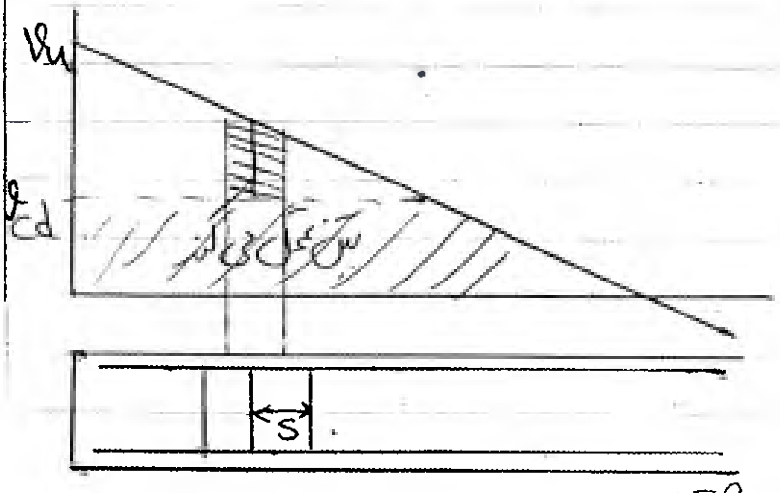
در مجاورت V_c به علت اینکه تنش برشی اشکال وجود دارد و آن اینکه V_u در طول تیر متغیر است



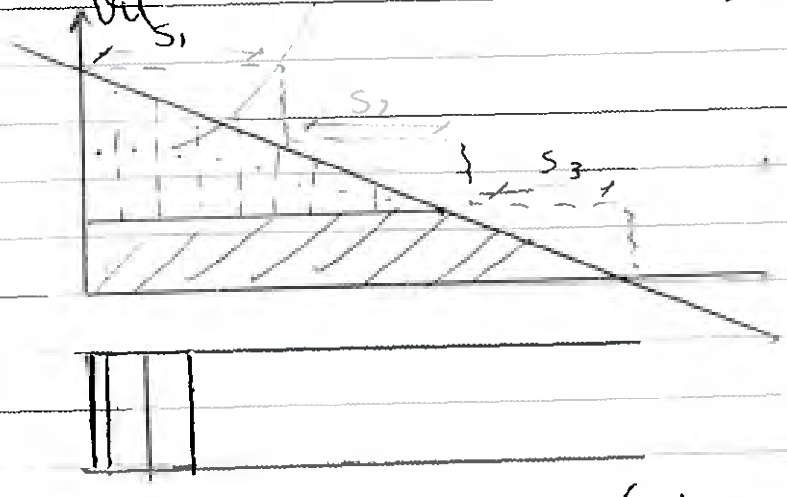
به راحتی می‌توان دید که V_u در طول تیر متغیر است بنابراین با Sهای متغیر سر و کار خواهیم داشت

ابتدای کار ما نیم الزامی در حل مسئله را حل کنیم راه حل چیست. راه‌حل اصلی را می‌توان به صورت زیر نوشت

$$(V_u - V_{cd}) S \cdot \frac{1}{d} = A_v f_{yd}$$



مساحت هاتور خورده زیر بار حرف با $(V_u - V_{cd})s$ است که اگر به d تقسیم شود برابر با $A_v f_{yd}$ می‌شود. اگر فرض کنیم A_v ثابت باشد، $A_v f_{yd}$ در طراحی ثابت خواهد بود. این به مفهوم آن است که مساحت زیر دیاگرام برش را باید به طوری مساوی تقسیم نمود تا بعد از این سطوح تقسیم شود هر یک از این سطوح برابر $A_v f_{yd}$ باشد. بعد از این کار را ادامه داده تا دیاگرام و مساحت زیر دیاگرام را به تعدادی سطوح مساوی تقسیم نمود این سطوح $A_v f_{yd} d x d$ هستند

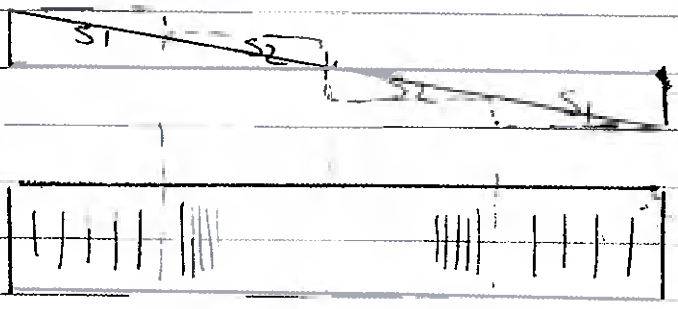


تقسیم کردن سطح زیر دیاگرام برش به سطوح مساوی کار شکلی است (البته) می‌توان راه‌های دیگری نیز برای این کار پیدا کرد. بر اساس این فاصله‌های S را به سطوح مساوی را باید ست می‌دهند. شیوه غیر ریاضی نیز کار بعدی عملی نیز بدست می‌دهد. که اساس این عمل مانند زیر خواهد بود. ابتدا با فاصله‌ی دلخواه مساوی در طول تیر تقسیم بندی انجام می‌دهیم. یک لیست تهیه می‌کنیم و در این لیست کار را شروع می‌کنیم از اولین فاصله‌ی S سانتی‌متر از لبه تیر روی $15\,cm$ از اولی سومی $12\,cm$ و چهارمی $15\,cm$ و ... اثر این کار اصلاح عملی است کار در حرکات عملیات استاندارد کنترل عملیات هم شکل خواهد بود. دیاگرام این کار با این دیدگاه بی معنی است. ما در عمل سعی می‌کنیم دیاگرام برش را به صورت یک دیاگرام پلکانی

در بعاد دیم. شاخص این دسته‌ها می‌دهیم در دو سر اول فاصله 15 با است در دو سر دیگری 20 cm و در بعدی
دسته به 30 cm از این داده شود.

در ساختمان‌ها معمولاً دانه‌بندی‌ها با یکدیگر تفاوت دارند. دیاگرام برش عرضی به صورت زیر است

با عرض دهانه‌ها را



دسته‌ای در یک تیر 8 تیری در 1.5 m یا 2 m اول فاصله خاموت‌ها دسته‌ای 5 cm است همین فاصله

در 1.5 m یا 2 m ابتدای ادامه می‌دهد. نقطه طول در ناحیه میانی خاموت‌ها دسته‌ای فاصله 25 cm

دارند

ضوابط طراحی برش:

این ضوابط به نقل از آیین نامه بتن می‌شود:

(1) در کلیه تیرهایی که در آن‌ها $V_u \geq \frac{1}{2}\phi V_c$ است خاموت‌گذاری باید انجام شود یعنی در کلیه
نواحی که برش وارده از $\frac{1}{2}$ ظرفیتی که خود بتن به تنهایی می‌تواند به تنهایی عمل کند خاموت‌گذاری
الزامی است.

بر اساس این ضابطه در قسمتی که برش از $\frac{1}{2}$ کمتر است می‌توان خاموت‌گذاری نکرد ولی لازم است

این ضابطه نادیده گرفته شود در صورتی که در تمام طول تیر خاموت گذاری شود یعنی فاصله بین خاموت ها از حد مجاز تجاوز نکند.

(2) حداقل خاموت از رابطه زیر بدست می آید:

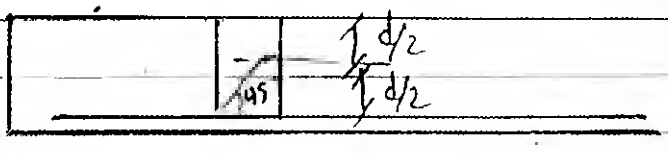
$$A_v = 3.5 \frac{bs}{f_y}$$

توجه شود که در این رابطه f_y بکار برده شده نه f_{yd}.

(3) حداکثر برشی که می توان به یک تیر وارد کرد S برابر برشی است که بتن به تنهایی می تواند تحمل کند. بنابراین V_u وارده باید کوچکتر از S برابر V_{cd} باشد ($V_u \leq SV_{cd}$)

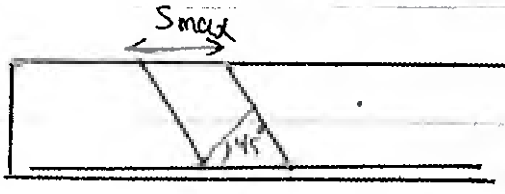
اندازه S در حین رابطه ای برای آئین نامه است که به لحاظ بتن کوچک است تا باید تعداد خاموت ها و فاصله خاموت گذاری اضافی نمی توان این ضابطه را نادیده گرفت

(4) فاصله خاموت ها از یکدیگر باید در حدی باشد که هر ترکی از زاویه 45° شیب ترک خورده باشد حداقل یک خاموت را قطع کرده باشد.



حداکثر فاصله مجاز خاموت ها از یکدیگر طبق ضابطه $d/2$ ($S_{max} = d/2$) است

اگر خاموت ها مایل باشند $3/4\,d$ است.



$S_{max} = (1 + \cot g\alpha)\, 3/8\, d$

$\alpha = 45°$

$\Rightarrow S_{max} = 3/4\, d$

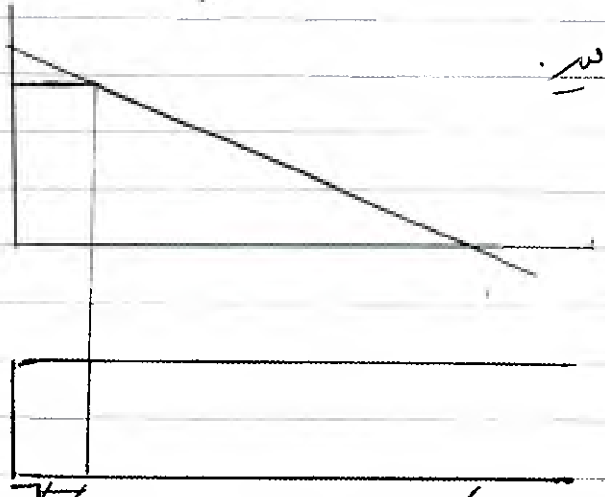
(5) اگر برش دارده بیشتر از $3b_0 d$ باشد (از برش باشد) حداکثر فاصله خاموت (بالا) باید نصف شود

یعنی $S_{max} = 3/8\, d$ به $S_{max} = d/4$ در دو دهانه آئین نامه حساب است

که برش زیاد است یک ترک جا" توسعه در خاموت وقوع شود.

(6) طراحی برای برش راحتی توان از نمودار برش در فاصله d از بر تکیه‌گاه اعتبار برد نمودار برش در این فاصله

را ثابت در نظر بگیرید برش در فاصله d از بر تکیه‌گاه باشد.



www.vepub.com
Publish Your Mind

دلیل این کار آن است که تیرها دارای ترک‌های مایل بین بر تکیه‌گاه و محل شروع ترک‌های برشی در جهت

تیر هم محل شروع ترک‌های برشی در این حالت دقیقا" محل شروع ترک‌های برشی نیز از نمودار عبور کرده است

بنابراین با اجازه می‌دهد این نمودار نیز در محاسبات منظور شود ولی چون ما می‌خواهیم سیستم عملیات را به هم نزنیم

آئین نامه در نمودار خود برش تخفیف داده یعنی بجای اینکه برش را در بر تکیه‌گاه منظور کند از فاصله‌ای d از تکیه‌گاه

منظور کرده و مقدار برش V_{max} را همان ولی در فاصله d در نظر می‌گیرد و در این فاصله d عوض

نمی‌شود.

www.vepub.com
Publish Your Mind

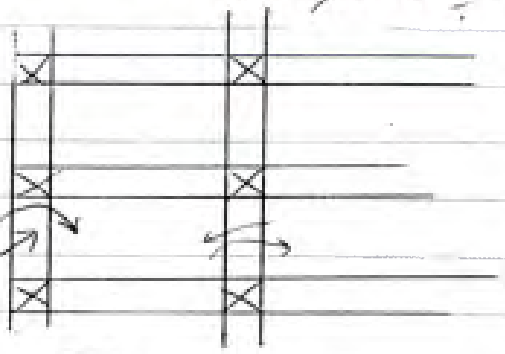
جلسه

۹۰/۹/۳۰

www.vsdug.com
Publish Your Mine

پیچش در تیرها:

موضوع پیچش در سازه‌های معمولاً در سازه‌های خطی یعنی در راستای ستون‌ها یا تیرها وجود دارد. در ستون‌ها اثر با انتقال حرکت بین دو نقطه در دو سر روبرو هستیم که لازمه آن این است که تقوی‌ای را بین این دو با پیچش کار کنند. معمولاً استفاده‌ای از این ظرفیت را در ستون‌ها به عهده می‌گیرند. در سازه‌های ساختمانی و اساساً کمتر با موضوع پیچش سر و کار پیدا می‌کنیم شاید بیشترین تقوی‌ای که در ساختمان‌ها زیر اثر پیچش قرار می‌گیرد در تیرهای لبه در لف‌ها است



در تیرهای لبه در لبه‌ها این‌طور می‌شود

همان‌طور که در شکل دیده می‌شود دال سمت راست بارش را می‌دهد

دو حالت می‌شود تیر را بررسی کرد اینجا یعنی تیر زیر اثر

پیچش قرار می‌گیرد در لف‌ها معمولاً در این تیرها پیچش

قابل ملاحظه داریم در تیرهای میانی هم پیچش خواهیم داشت

چرا که دال‌هایی که در دو سمت تیر قرار می‌گیرند از بارهای ثقلی لبه تفاضل در بار به

به صورت پیچش وارد می‌شود یعنی تیر

اثر پیچش قرار می‌گیرد ولی مقدار آن‌ها معمولاً چندان

زیاد نیست و معمولاً در تیرهای میانی کمتر نیاز به طراحی برای پیچش پیدا می‌کنیم به هر حال ما هی اوقات در

تیرها با پیچش داریم و ناچار هم موضوع را برای پیچش زیاد دستورکار قرار دهیم. در زیر ابتدا در مختصر

خواهیم داشت مروری بر پیچش در تقوی‌ات می‌کنیم که در تقوی‌ات سازه‌ای ساختمان‌ها پیچش چگونه

برای پیچش می‌گیرد طراحی می‌کنیم. پیچش در دال‌ها حائز اهمیت است چرا که بار دارای

سازگار است.

www.vepub.com
Publish Your Mind

تئوری پیچش:

۱- در مقطعات دایره‌ای:

زمانی که پیچش در مقطعات وجود دارد در مقاطع برش ایجاد شود یعنی تنش‌های ایجاد شده در مقاطع از نوع تنش‌های برشی اند. در پیچش برخلاف کشش صفحات عمود بر محور پس از تغییر شکل باقی می‌مانند و تنها لغزش به صورت پیچیدن یک صفحه روی دیگری ایجاد می‌شود در مقاومت مصالح نشان داده می‌شود که در مقطع یک میله استوانه‌ای مانند شکل زیر که تحت پیچش برشی به اندازه‌ی T قرار دارد تنش عمود بر هر جزء سطح است که از رابطه‌ی $\tau = \frac{T \cdot x}{I_p}$ به دست می‌آید.

در این رابطه T پیچش وارده به مقطع، x فاصله‌ی هر نقطه دلخواه تا مرکز دایره یا نقطه مورد نظر و I_p ممان اینرسی قطبی مقطع دایره‌ای است. همانطور که ملاحظه می‌شود رابطه به دست آمده برای رابطه تنش خمشی است در رابطه تنش خمشی ما با ممان اینرسی حول محور خنثی سر و کار داشتیم در اینجا با ممان اینرسی سر و کار داریم که همان ممان اینرسی قطبی است. در یک مقطع دایره $I_p = \frac{\pi r^4}{2}$. این رابطه نشان می‌دهد که برش ماکزیمم در سطح جانبی استوانه اتفاق می‌افتد یعنی (جایی که $x = r$) است.

$$\tau_{max} = \frac{T \cdot r}{I_p} = \frac{T}{\frac{1}{2}\pi r^3}$$

رابطه تنش برای برش به صورت زیر نوشته:

$$T = \frac{1}{2}\pi r^3 \tau_{max}$$

که در آن τ_{max} مقاومت برشی داده به حساب آوردیم این رابطه نشان می‌دهد که هر چه شعاع

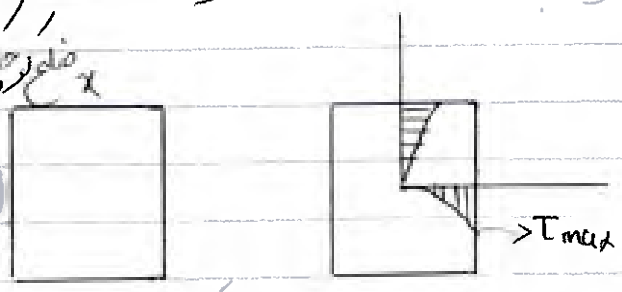
برای توان به این تقطه وارد کرد.

۲ در مقطعات با مقطع ربع مستطیل:

برای بحث در مقطعات ربع مستطیل به سادگی رابطه فوق نیست. اساساً برای حل مسائله بحث در این نوع مقطعات، باید وارد موضوع تئوری الاستیسیته شد و در آن حاصل بانک معادله دیفرانسیل بر ماژ حوالیم داشت

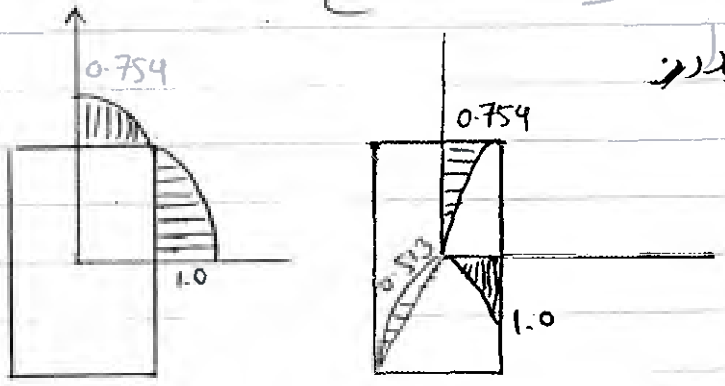
معادله مشاً طولانی به موضوع می دهد. برای حل مسائل در مقطعات سازه ای فانالز برسته ام که توسعه جهان

بطار بیم دارد روابط ساده ای استفاده کنیم در زیر از این رابطه ساده نشان داده می شود.



تغییرات تنش برشی در مقطع

در این مقطع تنش صفر است و هر چه به عمق پیش اصول تنش برشی مقادیر تنش بیشتری تغییرات تنش ها نسبت همی دارد. تنش های برشی بحرانی در وسط ضلع جایی برابر اتفاق می افتد محلی به شکل نشان داده ام. در یک مقطع مستطیلی به نسبت در ضلع حدود 3 است تغییرات تنش را می توان به صورت زیر نشان داد.



تغییرات تنش برشی در مقطع بانسبت $b/x = 3$

برای مقاطع مستطیلی سعی شده رابطه‌ای تقریبی به صورت زیر ارائه شود:

$T = \alpha x^2 y \tau_{max}$

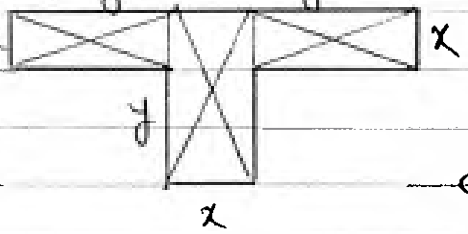
y/x	1.0	2.0	3.0	5.0	∞
α	0.208	0.248	0267	0.291	0.333

x ضلع کوچکتر، y ضلع بزرگتر، τ_{max} حداکثر برشی است که در وسط ضلع بزرگتر اتفاق می‌افتد.

مقدار α یک ضریب ثابت است که به نسبت y/x بستگی دارد. مقادیر α برای نسبت‌های مختلف y/x در جدول زیر است. به راحتی می‌توان از مقایسه این جدول دید که برای مقاطع باریک به نسبت y/x به بی‌نهایت میل کند، α برابر با $1/3$ خواهد شد. با در نظر گرفتن این نکته رابطه را با تقریب به صورت رابطه $T = 1/3 x^2 y \tau_{max}$ می‌نویسیم.

۳ـ در مقطعات با مقاطع T شکل:

رابطه پیش در این نوع مقاطع طبعاً پیچیده‌تر از مقاطع مستطیلی است. با این حال سعی شده یک رابطه تقریبی برای آن هم نوشته شود. پیشنهاد این است که مقاطع T شکل را به چند مستطیل تقسیم کنیم و در رابطه پیش را برای هر مستطیل جداگانه بنویسیم.



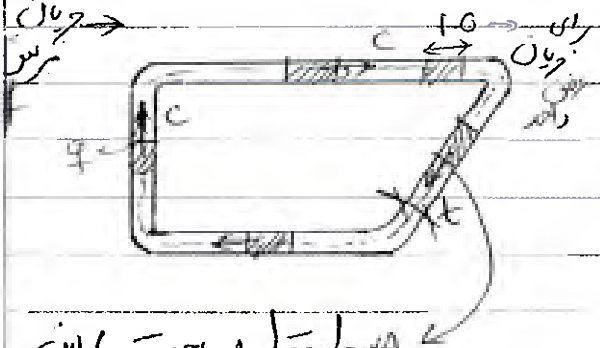
برش مقاوم مجموع مقاومت‌های x است به به x مستطیل.

بزرگترین تقسیم می‌کنیم، τ_{max} مقاومت برشی بتن است.

$$T = \frac{1}{x_{max}} \sum 1/3 x^3 y \tau_{max}$$

۴- در مقطعات با مقاطع توخالی تک سلولی:

خصوصیت مقاطع توخالی تک سلولی که در سازه‌ها در استفاده‌ی زیادی دارد (مثل بال هواپیما و فولادی) این است که بتوانند حداره‌های این مقاطع نازک اند بنابراین می‌توان بالاترین حدی تنش مجاز که در فلز است حداره‌ها با تغییرات تنش انجامی ندارم و تنش را از توان بگیرند احت تر فرض کرد. در این نوع مقاطع برای پیدا کردن رابطه‌ی ساده‌ی $T = \frac{T}{2At}$ به دست آورده می‌شود



توجه کنید که در این رابطه فرض بر آن است که حداره نازک است که بتوانند جریان برش تشکیل تقاطع را بدهند

به طور ضروری نوده نباشد

A سطح مقطع (مساحت) این خط چین است.

$q = \tau \cdot t = \frac{T}{2A}$ (جریان برش) (نیروی برشی در واحد عرض)

بر اساس این رابطه هیچ مقطعی را نمی‌توان تحمل کند را می‌توان به صورت زیر نوشت:

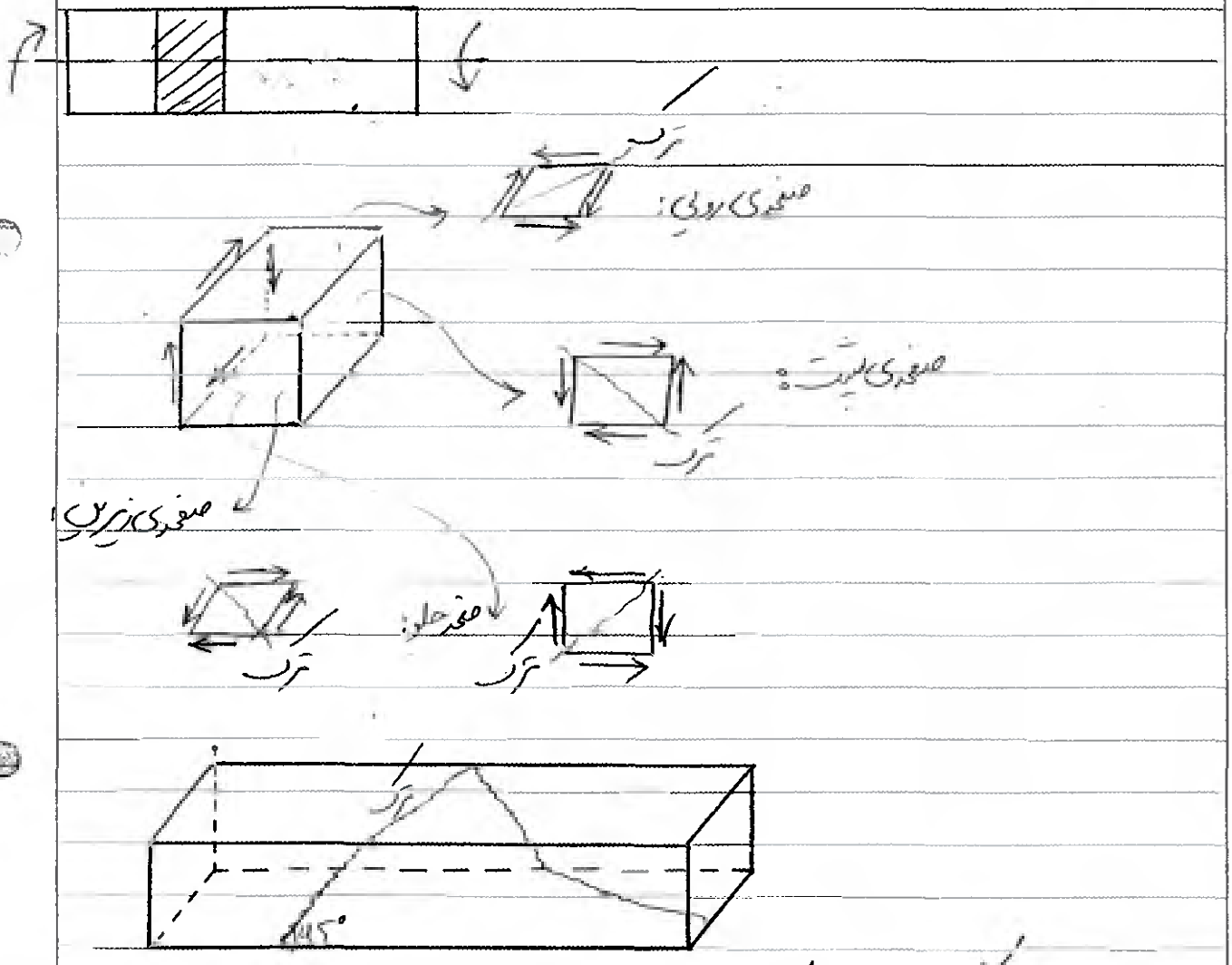
$$T = 2At\tau_{max} = 2Aq_{max}$$

در این نوع مقاطع q که نیروی برشی موجود در واحد عرض حداره است را جریان برش می‌نامند. (shear flow)

این همان جریان برشی است که در بحث برش خمشی مقاطع به آن اشاره کردیم

- تیرهای سن‌ونان در برش:

می‌خواهیم ببینیم یک تیر بتنی آرمه بدون اینکه دوبلاژهای لازم را برای مقابله با خمش داشته باشد در اثر خمش چگونه رفتار می‌کند.



در اشکال بالا در صفحه‌ی جلو پس از بوجود آمدن ترک، راستای آن را در سطوح مختلف تیر نشان داده‌ایم. هم در صفحات بالا و پایین و هم در صفحات جانبی پس از بوجود آمدن ترک‌ها، از طول تیر تنها به عاملی که آن را خم می‌کند، مقاومت می‌کند. یعنی آن قسمت از سطح که در حین خم شدن تیر، کشیده می‌شود، در طول تیر با یک عامل خارجی به نام بتن مقاومت می‌کند.

ترک هایی که در بین آنها طاعتی می شود در طول شب، حلاوتی دارند با این تربیت بلد حقوقی می شود که

بعضی تمرین های بین آنها به سادگی قابل حل نیست و الزاماً باید به فکر راه حل دیگری بود. راه حلی که اندیشیده

شده است اما با یک تمرین آنها به صورت یک بیم با تقطع جدید دیده شود که در عرض و در طول تقریب

شده اند. بخلاف این مثلث ها با بین مهمی است که یک جای هندسی ایجاد می شود در آن خوب مثلث ها

طولی و عرضی بعضی محل بین و بین بعضی محل بسیار را به عهده خواهید داشت. اندازه های بین آنها به

بعضی را به این صورت بین می برم. اما اگر با تقطع استقلالی را تبدیل به بیم با تقطع لزومی نمی بینم پس در طول بیم در

حداقل ها در عرض بیم در حداقل ها مثلث ها را داری می بینم و مجموعه مثلث ها را به صورت یک بعض مثلثی می بینم

که از مثلث های طولی و عرضی تشکیل شده و همه ای بین آن ها را این بیم در بر گرفته است. هر کجا بین به دو یا بیشتر

که مقدار همان بین های است مثلث ها را در عمل می شوند هر کجا بعضا بیم شده همان شاخه های

با شدت بین دارد عمل می شود. بنابراین با توجه به این که بین های شاخه های مختلف

در آن ها تغییر دارند الزاماً با یک بین بعضی را برای مقابله با آن ها بین می بینم نتیجه این عمل این است که

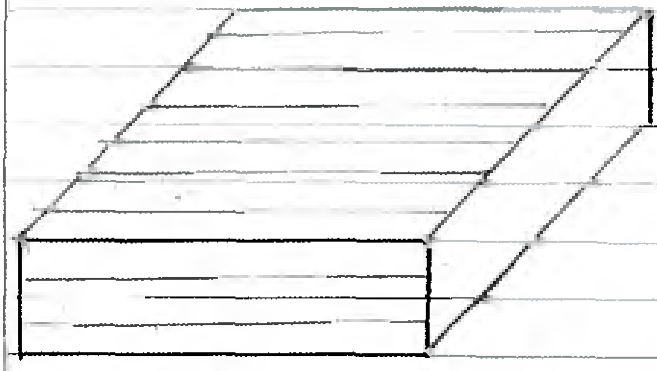
بین در بین مرحله ای بازی می کند در بین دهم که مرحله ای بازی می کرد، بین در این جایها در شاخه های بازی

می کند به عبارتی مثلث ها آن مقاومت بین بعضی بین را نمی توانی بینم.

جلسه ۵ ۱۰ ۸۹

طراحی تیرها برای پیچش

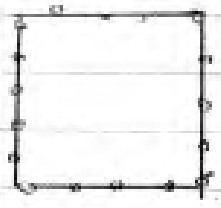
پیچش در تیرهای بتن آرمه ایجاد ترک در نزدیکی لبه در سطوح عمودی در اطراف تیر می‌شوند. مقاومت و جلوگیری از انتشار ترک‌ها عمدتاً به مقاومت خود بتن در برابر پیچش بستگی دارد. در تیرها برای پیچش سوال پیش می‌آید به این علت این عامل وجود دارد که اساساً از مقاومت برشی بتن برای پیچش صرف نظر شده و سعی می‌شود مکانیزم دیگری برای تحمل پیچش در نظر گرفته شود. طراحی تیرها برای پیچش مانند آنچه که قبلاً اشاره شد بر مبنای تئوری خرپای فضایی قرار دارد. بر این مبنا یک قسمی از مقاطع بین آرماتورهای طولی که در طول تیر قرار می‌گیرند و آرماتورهای عرضی که در اطراف عضو حول تیر قرار می‌گیرند ساخته می‌شود.

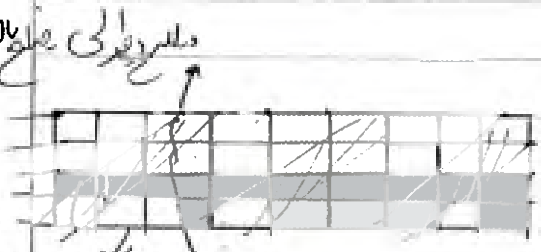


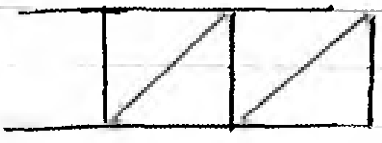
فضای بین این آرماتورها را پر می‌کند.

در نتیجه نیروهای کششی که در بتن ایجاد می‌شود توسط آرماتورهای طولی و عرضی برشی تحمل می‌شود.

توسط خود بتن تحمل می‌شود برای اینکه تئوری تقریباً مشابهی از رفتار این قسمت داشته باشیم شکل زیر را می‌توانیم بیان کنیم.







میلگرد طولی

میلگرد عرضی

بالاخره تریدی خرید های تعطیل شده سلیل ها می توانند از اتاق خوابی به صورت سلیل در اتاق های عرفی به صورت سلیل در بیرون. به طوری که عنوان شده نیروهای قوی سلیل در اتاق ها قوی سلیل تبدیل می کنند

در این بررسی برای نرم ها نیروی به ترتیب برداشته می شود:

(1) مقطع حجمه ای تعادل مقطع توپر:

نیروی
های تولید در لحظه بحرانی در مقدمه نیم. نیلر

بحرانی در مقاطع مرتبط ایجاد می کند. مقدار

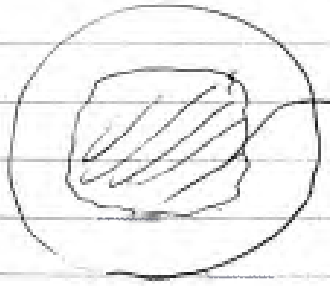
مرتبط در مقطعه صورت هوجود به علت محیط مقطعه نیلر شوم

نیروهای مرتبط از این بیرون می توان نیلر را در

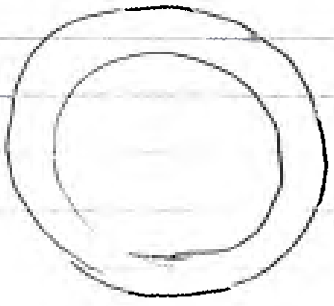
نیروهای مرتبط در ناحیه میانی توجه از یک حفره ای به مقاومت بحرانی مقطع دهند به این ترتیب

می توان ناحیه میانی مقطع را نادیده مرتبط در مقطعه را ایجاد کرد که با مقطع توپر مرتبط به صورت یک مقطع

حجمه ای تغییر یافته تبدیل نمود

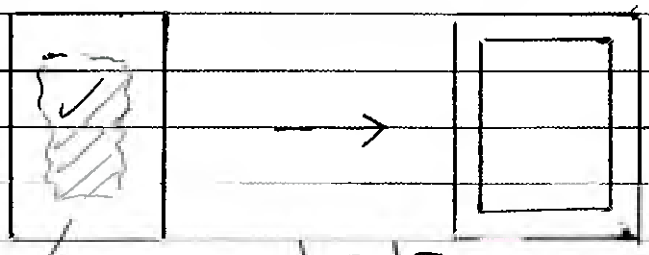


نادیده مرتبط



تبدیل مقطع توپر دایره ای به یک لوله

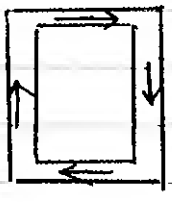
www.vepub.com
Publish Your Mind



تبدیل مقطع مستطیلی توپر به مقطعی بسته

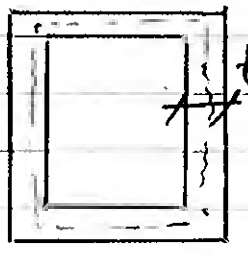
می توان نشان داد که این تبدیل به کمک رابطه ساده به صورت $t = \frac{A_c}{P_c} \times 0.75$ محاسبه می شود. (A_c مساحت مقطع و P_c محیط مقطع است)

مثلاً یک مقطع 60×40 را می توان به یک مقطعی با ضخامت $9\,cm$ تبدیل کرد. می توان نشان داد که بهترین حالت بسته ای که این کار را انجام می دهد بیضی است. توجه شود که تنش های برشی در مقطع حفره ای یکنواخت نیست و در نزدیکتر شود یعنی تنش برشی در حوالی حفره مقدار بیشتری است.



در یک مقطع دایره می توان نشان داد که ضخامت لوله برابر یا $3/8R$ است که R شعاع خارجی دایره می باشد.

(۲) مقاومت پیچشی مقطع حفره ای بسته:



$$T = 2At_c \cdot V_{max}$$

تنش برشی در یک نقطه حفره ای نشان دادیم تنش برشی V برای این مقطع از رابطه $V_{max} = \frac{T}{2At_c}$ بدست آورد. A مساحت بسته حفاظین است، حفاظین از سطح اندازه گیری می گذرد.

در اینجا می‌توانیم جای تنش v_{max} مقاومت برشی بتن را در پیچش بگذاریم. آزمایشاتی که بر روی مقاطع تیرها در پیچش انجام شده حاکی از آن است که این مقاومت برشی را می‌توان با تقریب نسبتاً خوبی برابر $2v_{cc}$ یعنی 2 برابر مقاومت برشی بتن در برش عادی گرفت.

$$v = v_{ct} = 2v_{cc} = 2\times 0.63\sqrt{f_{cc}}$$

یعنی مطابق آیین‌نامه ACI این مقاومت برشی مساوی $2\times 0.63\sqrt{f_{cc}}$ خواهد بود. اگر f_{cc} برابر 200 باشد $v_{cc}=8.5\ kg/cm^2$ و $v_{ct}=17\ kg/cm^2$ می‌باشد. این مقادیر همگی از آزمایشات بدست آورده شده است. اکنون در رابطه‌ی پیچش جای v_{max} مقاومت برشی بتن در پیچش را قرار دهیم ($T=T_{ncr}$ یعنی لنگر پیچشی مقاوم ترک خوردگی)

خواهیم داشت:

$$T = T_{ncr} = 2A\cdot 0.75\frac{A_c}{P_c}\cdot 2v_{cc}$$

A که سطح محصور شده خط جریان برشی است را می‌توان با تقریب خوبی برابر با $\frac{2}{3}A_c$ دانست. اگر این جایگزینی را در رابطه انجام دهیم به عبارت زیر می‌رسیم:

$$T_{ncr} = 2\frac{A_c^2}{P_c}v_{cc}$$

یعنی این حداکثر مقداری است که یک تیری می‌تواند قبل از ترک خوردن در برابر لنگر پیچشی تحمل کند. مثلاً یک تیر 40×60 با بتن

$$f_{cc}=200 \Rightarrow v_{cc}=8.9\ kg/cm^2$$

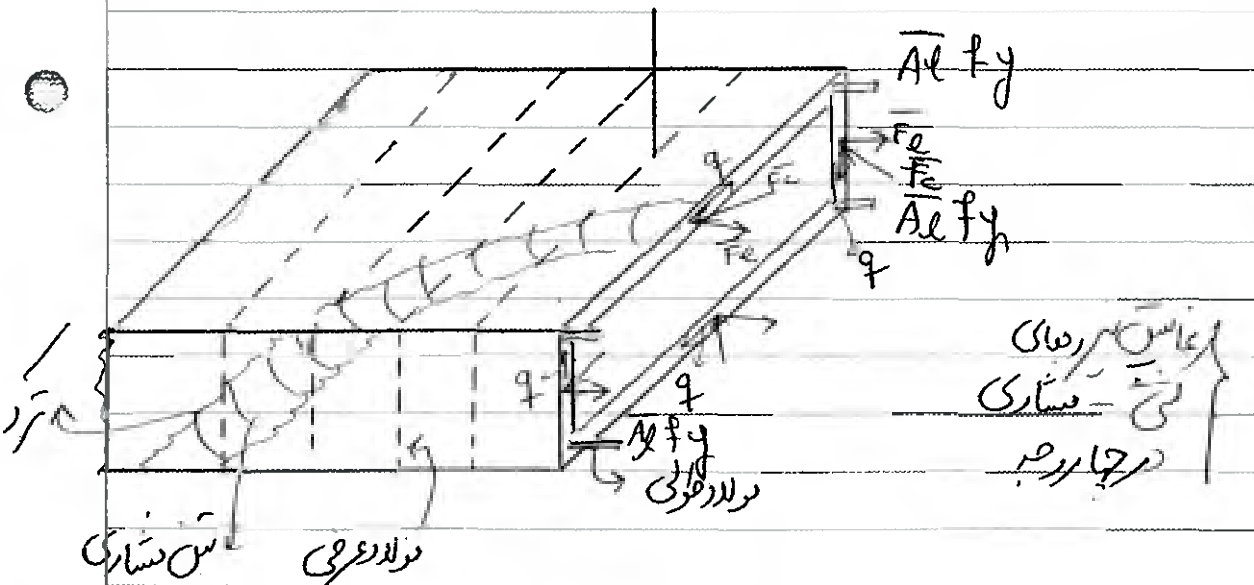
$$T_{ncr} = 2\times\frac{(40\times 60)^2}{2(40+60)}\times 8.9$$

$$= 5.1\times 10^5\ kg-cm = 5.1\ T-m$$

یعنی یک تیر 40×60 با بار 5.1 T-m تحت بی خمش می باشد.

این را بطوری تواند نشان دهد که با اندازه بار بی تواند به تیر وارد شود تیر تحت خمش باشد.

(۳) محاسبه ی ارماتورهای عرضی و طولی مورد نیاز چیست؟



در شکل نشان داده شده یک مقطع عضوی است که در امتداد طولی تیر ارماتورهای طولی و در امتداد عرضی ارماتورهای عرضی نشان داده شده اند. ارماتورهای طولی در مقطع با ۴ میله در گوشه نشان داده شده اند. ارماتورهای عرضی خطوط خط چین هستند در این تیر امتداد تنش ها همانطور که قبلاً نشان داده ایم با خطوط مانند آی زیر نشان داده شده (۱-۱) زمین فشاری ها شکل زده شده است.

در مقطع طولی جریان برش q مربوط به ۴ میله نشان داده شده است. q نیروی برشی موجود در واحد عرض جداره است. این نیرو با نیروی F_c و F_c مقابله می شود. F_c در جهت

طولی تر است و عامل نیروی طولی است که در اثر تنش‌های طولی بوجود آمده F_c عامل نیروی

فشاری است که در تیر فشاری ایجاد می‌کند. برآیند هر کدام از این سه نیرو با هم در حال تعادل است. نیروی

حرارتی Q توسط اثر تنش‌های عرضی یا خمشی عمل می‌کند. نیروی F_b که در جهت طول تیر دارد

توسط اثر تنش‌های طولی که در جهت‌های این تنش‌ها ایجاد شده عمل می‌کند نیروی F_c توسط تنشی که در

هر جهت وارد می‌شود عمل می‌کند. این مثل حالتی از آن است که ما برای عمل کردن باید از بیش از این

دو عامل استفاده کنیم به عبارت دیگر ما باید اثر طولی نیاز داریم یعنی می‌توان تنها با تنش اثر عرضی

این تنش را اثر داد. حالب توجه است که نقشه تنش‌های خمشی برای بیش از عمر بیش از

۵ تا ۱۰ سال مدار دقیق آن تنش‌های خمشی برای بیش از ۱۰ سال تکرار می‌شود ابتدا تصور می‌شد که با تکرار اثر

عرضی به تنهایی می‌توان جوابگوی تنش‌های بیش از بیش باشد. عمل مخلوط این خمشی‌ها با عمل عکس

آن مقدار تنش عادی مقایسه می‌شد در واقع دوباره نشان می‌دهد که تنش‌های بیش از بیش هم مانند تنش‌های عادی

است. در بیماران هم بصورت تنش عادی است. اما به بررسی نشان داده شده که این نظر صحیح نیست

در تیرهایی که تنها خمشی دارای شده بودند حفره‌های کمی از بیش ترک خورده اند در

سلسله شده. بنابراین باید به این نتیجه رسید که باید علاوه بر خمشی نیز اثر طولی هم به کار

از آزمایشات با مقادیر مختلف اثر تنش طولی ادامه پیدا کرد. ابتدا حجم اثر تنش طولی مساوی $\frac{1}{3}$ حجم

خمشی مقادیر تنش شده، تیرها ترک خوردند بعد از این نسبت به $\frac{1}{2}$ از آن تنش داده شده باز

تیرها ترک خوردند این عمل ادامه پیدا کرد تا اینکه حجم اثر تنش طولی = حجم خمشی مقادیر تنش شده.

از ویژگی‌های جریان برشی در این حالت خوب است. تیرهای تیر لبه‌ی خورندگی سلسله

تنش‌های برشی را تحمل می‌کنند. در شکل نشان داده شده در مثال F_q یعنی برآیند نیروی برشی

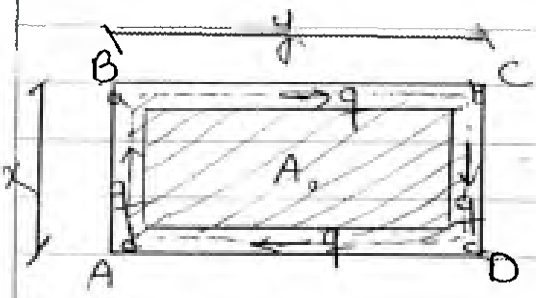
برابر q است یعنی همان نیروی طولی که لازم است تا بتوانند تنش‌ها را به مقدار q در واحد عرض

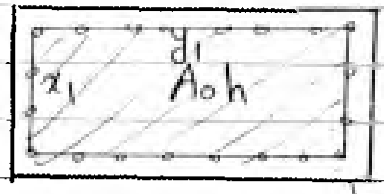
جدا کند است. یعنی اگر تیر را در راستای برش بتوانند و از نقطه‌ای که در آن تنش برشی خواسته‌ای

نشان داده می‌شود عبور دهند. به هر حال شکل نشان داده شده تنش‌ها را در صفحه نیز دهاست و بر

اساس آن دهانه‌ی آن جاری‌ها و نیروی طولی را می‌سنجد

الف ـ محاسبه‌ی جاری‌ها:





A_0 مساحت مستطیل حفاصین ، P محیط حفاصین

(در وسط جداره)

A_0h مساحت محصور به جاری‌ها

P_h محیط ″ ″ ″

تقطع تیر و جاری‌ها ناری آن

$T_{ner} = 2\frac{A_c^2}{P_c} v_{cc}$

مقدار برش در واحد عرض $q = \frac{T}{2A_0}$

$V = q \cdot ab \simeq qy_1 = \frac{Ty_1}{2A_0}$

نیروی کل برش در جداره BC

با استفاده از رابطه $V_S = A_v f_y d/s$ در جداره BC می‌توان نوشت:

$$A_t = V_{BC} \cdot s/f_y \cdot d = T y_1 s/2A_0 f_y y_1$$

$$A_t = T \cdot s/2A_0 f_y \qquad d \simeq y_1$$

$$\Rightarrow T = 2A_0 A_t f_y/s$$

A_t سطح تقطع یک شاخه‌ی خاموت است.

همانطور که بالاتر گفته‌ایم مقدار q برای پیچش از رابطه $T/2A_0$ بدست آورده می‌شود که این مقدار برای کل دیواره‌ی جداره وجود است. اگر بخواهیم کل برش را حساب کنیم باید q را در طول ab ضرب کنیم و این برآیند کل برش در جداره bc بدست می‌آید. حال فرض کنیم می‌خواهیم تنها برای برش V_{BC} جداره BC محاسبه کنیم. همان رابطه برش را در دیواره‌ها در نظر گرفتیم و این جا نیز هم می‌توان برش را از رابطه‌ی $\tau = VQ/Ib$ محاسبه کرد.

moc.duqsv.www

منتهی توسط خاموت‌ها تحمل می‌کنیم در این جا نیز در کار است. بنابراین همه‌ی برش خود بتن تحمل نمی‌کند و برش موجود در جداره BC تنها باید توسط خاموت‌ها تحمل شود. در این جا نیز جداره BC یک شاخه خاموت با سطح تقطع A_t داریم که برابر این رابطه‌ای که در نظر گرفتیم A_t را بدست آوردیم. اینجا نیز برای انجام به $T = 2A_0 A_t f_y/s$ می‌رسیم. اگر این عبارت را در سه جداره دیگر هم تکرار کنیم به همین رابطه خواهیم رسید. تنها نکته‌ی تفاوت در رابطه‌ی ساده است در "برش" می‌توان محاسبات را برای 2 دیواره A_t را بدست آورد. بنابراین برش کاربه این صورت می‌شود:

الف) T_c نامی سه شود

ب) A_0 ✓

ج) رابطه اصلی بین نوشته شده و A_t/s بدست آورده می شود. یکی از این دو را می توان برای محاسبه نمود

می توان نشان داد به ترتیب جوابی A_0 را می توان $0.85\,A_h$ دوست. این رابطه را این مانع هم اجازه ی دهد هیچ از این دو را T_c آ A_0 ی سه شود کافی است A_0 را با استفاده از این رابطه از A_h بدست آوریم A_h یکی است که خانوده مقاله ردیف اند در شکل نشان دادیم

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ب) A_0 را بدست آورید.

ج) واسطه‌ای اصلی چین بوشته شده و $\frac{A_t}{5}$ بدست آورده می‌شود. یکی از این 2 راه را برای آن انتخاب کرده و دیگری را امتحان کنید.

می‌توان نشان داد که با تقریب خوبی، A_0 در مثال $A_0 \approx 0.85\, A_{0h}$ است.

این واسطه را آیین نامه هم اجازه می‌دهد به کار برد، بنابراین دیگر لزومی ندارد A_0 محاسبه شود کافی است، A_0 را از این واسطه از A_{0l} بدست آوریم. A_{0h} سطحی است که خاموشگاه برگشته ایجاد کرده است.

دستکش سنگ بدهید.

Subject:

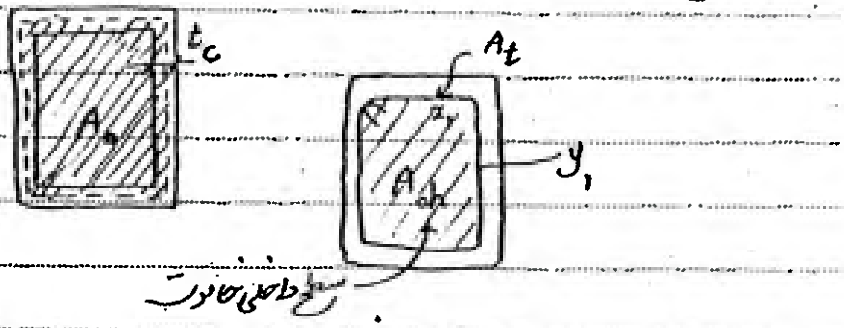
Year. Month. Date. ( )

1389, 10, 7

جلسه‌ی بیست و هشتم:

محاسبه‌ی آرماتور طولی:

$T = 2A_o A_t f_{sy}/s$



$A_o \approx 0.85 A_{oh}$

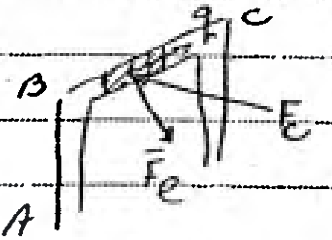
اگر من کنسم ترک‌های ایجاد شده در اثر پیچش، همان امتداد 45° را داشته باشند، ما می‌توانیم قبول کنیم که F_c برابر q است. ($F_c = q$). اگر به خاطر داشته باشیم، ما در بحث مربوط به برش دیدیم که در دو طرف یک جزء کوچک برش‌ها با هم مساوی بودند. در اینجا هم بررسی هر یک از صفحات آن یک المان کوچک را در نظر بگیرم چنین روابطی وجود دارد. برش‌ها با هم مساوی بودند و برابرند با q. طبیعتاً در دست دیگر هم F_c داریم. در اینجا با طی تنش‌های برشی (τ) به صورت q، F_c ظاهر شدند که عمل طولی را انجام دادیم. نیروی داخل عرض خاموت‌ها است q از حاصلضرب τ در عرض t به دست آورده شده است. یعنی از صورت تنش به صورت نیرو در المان جدا شده شده است. F_c هم به همین صورت.

اگر این وضعیت را بدیریم، می‌توانیم فولاد لازم در جهت طولی را محاسبه نمائیم. مطابق زیر را می‌توان نوشت

PqPCO

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: ____

$$A_{e(\text{در طول ضلع})} = \frac{F_e}{f_y} = \frac{\bar{F}_e y_1}{f_y} = \frac{q y_1}{f_y}$$



در طول ضلع AB رابطه ی بالا به صورت زیر نوشته می شود:

$$A_{e(\text{در طول AB})} = \frac{q x_1}{f_y}$$

با برابر دیدن چهار ضلع:

$$A_e = 2q(x_1+y_1)/f_y = q P_h / f_y$$

اگر برش جریان q، مقدار $\frac{T}{2A_0}$ را قرار دهیم:

$$q = \frac{T}{2A_0} = \frac{2A_0 A_t f_y}{2A_0 S} = \frac{A_t f_y}{S}$$

$$A_e = A_t P_h / S \quad \Rightarrow \quad A_e \cdot S = A_t \cdot P_h$$

بنابراین ملاحظه می شود که سلول جدار نازک و آرماتور طولی از این رابطه به دست آورده می شود. نتیجه گیری این مطلب آن که ما بعد از آنکه A_t سطح مقطع عرضی آرماتور به دست آوردیم می توانیم A_e را از رابطه ی فوق به دست آوریم.

ملاحظه می شود که تحمل بخش داخلی آنقدر ناز صلابت برشی بتن مسلح کمک هم به آرماتور عرضی (خاموتها)

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: ____

نیاز به تنگ هم به آرماتور طولی و حجم این تنگ هم باید با تنگ مساوی باشد.

این جهت که بحث در مقاطع برشی ایجاد می کند به کار گیری آرماتور عرضی تحت فشار است که

می باشد. ما هم به آرماتور عرضی نیاز به تنگ هم به آرماتور طولی.

رابطه بحث در آباد

روابطی که تا کنون نوشتیم همگی در حد نهایی است یعنی عملی ابعاد و آرماتورها هستند که می توان

در آزمایشگاه آن را بدست آورد. این روابط یک بار دیگر در زیر خلاصه می شود:

* مقاومت نهایی پیچشی تیر

$$T_n = T_s = 2 A_o A_t f_y / s$$

(n: nominal)

$$A_o \simeq 0.85 A_{oh}$$

$$A_\ell = A_t \cdot P_h / s$$

مقاومت تنگ خرپایی

$$T_{ncr} = 2 \frac{A_c^2}{P_c} \nu_{cc}$$

روابط فوق در آباد بحث در حالات حدی که به صورت زیر نوشته می شود. همان طور که ملاحظه کردید

مواد آباد بتنی از ضرایب اطمینان را به مقاومتها کاهش و فولاد می دهیم. برای این روابط به صورت زیر

$$T_{cr} = 2 \frac{A_c^2}{P_c} \nu_{cd}$$

مقاومت تنگ خرپایی در حالت حدی

می شود:

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: ____

$T_r = 2A_o A_t f_{yt}/s$ مقاومت پیچشی تیر در حالت حدی نهایی

$A_\ell = A_t P_h/s$

$A_o \simeq 0.85 A_h$

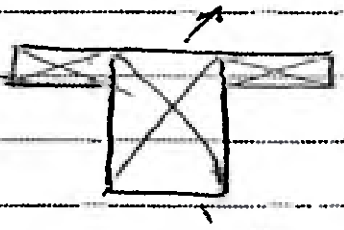
$T_{cr} = 2\frac{A_c^2}{P_c} \times \gamma_{cd}$ مقاومت ترک‌خوردگی در حالت حدی

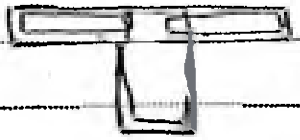
در مقاطع T شکل، T_r به صورت زیر نوشته می‌شود:

$T_r = \sum 2A_o A_t f_{yd}/s$

$A_\ell = \sum A_t P_h/s$

ناصاف



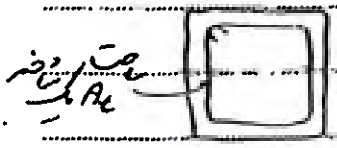


در خصوص گام‌های پیچشی باید به این نکته توجه داشت

که برش‌هایی از پیچش، در نواحی حداکثر، مقطع بحرانی است. بنابراین خاموت باید در طول مقطع

مانند شکل گسترش داده شود. قرار گرفتن در اینجا، مانند خاموت گذاری برای برش نیست. در خاموت گذاری

برای برش، همه‌ی ساق‌های خاموت چه در کنار مقطع، چه در میانه‌ی مقطع شرکت دارند.



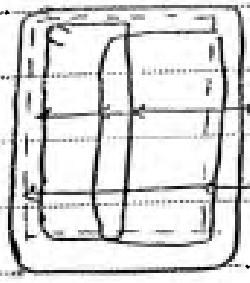
سطح مقطع ساق خاموت A_v

سطح مقطع خاموت A_t

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: ____

خاصیت های پیچشی باید حتماً در محیط جداگانه باشند. بنابراین اگر برای طبقه ای برش و پیچش توأم بررسی شود برای

برش نیاز به هردو شاخه است.



یعنی شاخه ها میانی در پیچش روی هم بازی می کنند.

حالتی که گفتیم بدان معنی است که ما این دو را از هم جدا کنیم و با پیچش

می توانیم دو سطح جداره ای خاصیت را با هم جمع کنیم. فقط باید دقت داشته باشیم که در مقابل پیچش

حتماً خاصیت جداره ای باید در نظر گرفته شود.

بعداً خواهیم دید که هر کجا خواهیم خاصیت لازم برای پیچش را با خاصیت لازم برای برش جمع کنیم عبارت

بدست زیر بدست می آید.

$$2A_t + A_v$$

که چنین مواردی می گیم

ضوابط طراحی برای پیچش

الف) طراحی برای پیچش، در صورتی لازم است که تنش پیچشی وارده بیشتر از $T_{cr} \times 0.25$

$(0.25\, T_{cr})$ بزرگتر باشد.

$$\begin{cases} T_u \geq 0.25\, T_{cr} \\ T_{cr} = 2 \cdot \dfrac{A_c^2}{P_c} \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

این بدان معناست که اگر یک مقطع پیچش برای T_{cr} ها ترک نخورد، دیگر صورتی به پیچش وارده از $T_{cr} \times 0.25$

Year. ____ Month. ____ Day ____ Subject: ____

ج) حداقل سطح مقطع خاموت لازم برای مقابله با برش و پیچش توأما باید

$$A_v + 2A_t = 3.5 \frac{b \times s}{f_y}$$

ما قبلاً این عبارت را برای برش تحلیل کرده بودیم. در این جا جمع برش و پیچش مطرح شده است.

د) خاموت های پیچشی حتماً باید به صورت بسته باشند. (حتماً باید قطع گوجه)

ه) خاموت ها باید در محلی که مجدداً در آنها لازم است، به اندازه ی طول $b+d$ امتداد پیدا کنند.

و) فاصله ی خاموت ها از یکدیگر نباید بیشتر از $\frac{P_h}{8}$ یا 30cm باشد.

ز) آرماتورهای طولی باید حتی الامکان به طور یکنواخت در طول مقطع توزیع شوند و گوشه های خاموت حتماً باید یک خاموت نگاه داشته شود. فاصله آرماتورهای طولی باید چنان انتخاب شود که فاصله ی آن ها از یکدیگر از 30cm بیشتر نشود.

طراحی در برش و پیچش همزمان:

تا کنون با طراحی در برش و پیچش به صورت جداگانه آشنا شدیم. حال می خواهیم بدانیم اگر این دو همزمان با یکدیگر در اعضا تأثیر بگذارند چه باید کرد؟

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: ____

این اعداد مجموعاً می‌شد یعنی حاصل جمع ۱۵ بود با برش و پیچش توأمان روبه‌رو بودیم.

بنابراین چه باید کرد؟

در شکل‌های ارائه‌شده برای پیچش دیدیم که از مقاومت برشی آن به‌طور مستقیم استفاده نمی‌شود. این به‌خاطر آن است که ما مقاومت برشی بتن را فقط به برش اختصاص داده‌ایم. بنابراین منطقی است که در طراحی برای پیچش نیز به‌صورت توأمان با جریان مستقل عمل می‌کند. بنابراین برای برش طراحی شود.

البته مقاومت برشی بتن هم داده می‌شود و باز دیگر برای پیچش طراحی می‌شود و بتن تنها نادیده گرفته می‌شود. علت خاصیت‌هایی که از این دو به دست می‌آید با یکدیگر جمع می‌شوند. این ساده‌ترین روش کار است که این روزها مورد استفاده در طراحی قرار می‌گیرد.

جهت اطلاع بیشتر دانسته شود که در برش نیز از خرابی دهانه‌ای و صرف‌نظر کردن از مقاومت آن به‌طور کلی، بررسی کار این بود که بتن در مقاومت پیچشی وارد می‌شود. بنابراین این سؤال پیش می‌آمد که چه اندازه از مقاومت برشی بتن در برش می‌ماند و چه اندازه به پیچش می‌رسد. برای جواب به این سؤال باید کار محاسبات طراحی مطرح می‌شد و نتیجه‌ی آن مقاله این بود که اگر مقاومت برشی بتن در برش تنها ۵kg بود، ۵kg آن به کل برای برش در برش مستقیم و 3kg آن برای کل برش در پیچش به‌کار گرفته می‌شد.

(اختصاص داده می‌شد)

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: ____

و اما همان طور که در تئوری پیچش در ابتدا دیدیم، پیچش طولی و پیچش خالص در تیر به وجود آورنده‌ی کشش‌های قطری در مقاطع قطری بودند. ما کشش‌های قطری را جداگانه کنترل کردیم یعنی به صورت مجموعه‌ی این کشش بیان کردیم. یعنی آنها را جمع به صورت مشخصی نکرده‌ایم. در طراحی‌ها برای پیچش تنها عنوان کردیم که تیر می‌تواند برشی بیشتر از 5 برابر V_c را تحمل کند. و اگر چنین اتفاقی بیفتد و در پیچش ... بیشتر از این مقدار باشد، باید مقطع تیر را عوض کرده و بزرگتر نمود. این امر به خاطر فشار قطری است که ممکن است بتن را در فشار بشکند. حالا که بحث برش و پیچش مطرح است. مسأله قدری پیچیده‌تر می‌شود. چرا که بتن هم تحت تأثیر فشار قطری ناشی از برش تنها و هم تحت تأثیر برش‌های ناشی از پیچش تنها قرار می‌گیرد. بنابراین باید انتظار داشت مسأله پیچیده‌تر شود.

آیین‌نامه برای اینکه این مسأله را حل کند، فشارهای قطری ناشی از برش و پیچش را به طور جداگانه محاسبه می‌کند و با یکدیگر جمع می‌نماید. جمع این دو نباید از حدی تجاوز کند. این مطلب را آیین‌نامه به صورت زیر نمایش می‌دهد:

$$\frac{V_u}{bd} + \frac{T_u P_h}{A_{oh}^2} \le 0.25 f_{cd}$$

$\frac{V_u}{bd}$: فشار قطری ناشی از برش تنها

$\frac{T_u P_h}{A_{oh}^2}$: فشار قطری ناشی از پیچش تنها

اگر این رابطه برقرار نشود مقطع تیر باید عوض شود و بزرگتر گردد.

Year. ____ Month. ____ Day. ____ Subject: طراحی لرزه‌ای ساختمان

در تیرها آسئل رابطه به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\frac{V_u}{b_o d} + \frac{T_u}{\sum A_h^2 / P_h} \leq 0.25 f_{cd}$$

1389/10/12

حالت حدی بهره‌برداری (serviceability limit state):

1. ترک خوردگی 2. تغییر شکل

آیین‌نامه در رابطه با طراحی سازه‌ها که محاسبات اول مطرح شده، بیان شده که آیین‌نامه‌ای که در ایران سازه‌ها در 2 حالت حدی بررسی شده و کنترل می‌شود. این دو عبارت عبارتند از:

حالت حدی مقاومت و حالت حدی بهره‌برداری. در حالت حدی مقاومت موضوع بر سر میزان باربری که سازه‌ها می‌توانند در برابر اعضای کاری تحمل نمایند، یعنی موضوع مقاومت آن مطرح بود. مانند خرابی تیرها، برای جلوگیری از برش و پیچش و جلوگیری از مقاومت تیر، برای این آنالیز کردیم. تیر چه باری را می‌تواند تحمل کند، چه باری را نمی‌تواند تحمل کند و... موضوع این جلسه، حالت حدی بهره‌برداری است. در حالت بهره‌برداری، موضوع بیشتر تحمل این است که سازه در حالت عادی به چه صورت است. منظور آنکه زیادتر در شرایطی که بارها بدون ایجاد خرابی اطمینان به آن وارد

New Clasic

جلسه

۸۹/۱۰/۱۲

حالت حدی بهره برداری در تیرها Serviceability limit state

۱- انعطافی ۲- ترک خوردگی

در مورد تیرها به طراحی سازه ها در حساب اول بعد از سد بتن گفته که در آیین نامه بتن ایران سازه ها در دو حالت حدی بررسی شده و کنترل می شوند این دو عبارتند از: حالت حدی مقاومت و حالت حدی بهره برداری. در حالت حدی مقاومت موضوع بررسی این بود که قطعات می توانستند با ضریب اطمینان کافی تحمل عناصر یعنی موضوع مقاومت آن ها طراحی بود. در طراحی تیر دیدیم برای محاسبه و بررسی در چنین حالتی عبارت از مقاومت تیر برای این آثار کردیم. تیر چه باری را می تواند در خش عمل کند چه باری را می تواند در تیر تحمل کند و... موضوع این جلسه حالت حدی بهره برداری در تیرها است و در حالت بهره برداری موضوع تیر حول این محور بیشتر است که رفتار تیر در حالت جاری به چه صورت است. منظور این که رفتار تیر در تیرهایی که بارها بدون اعمال ضرایب اطمینان به آن وارد می شود چگونه رفتار می کند. در این رابطه دو موضوع حائز اهمیت است که در طراحی آن هستیم یکی انعطافی است که منظور آن است که تیر چه اندازه در اثر بار تغییر مکان قائم پیدا می کند دوم ترک خوردگی است که می خواهیم بدانیم میزان ترک خوردگی در تیر چه اندازه است هریک از این آثار به گونه ای برای ما حائز اهمیت است. این که این است که علاقه مندیم آن ها را بررسی کنیم و چنانچه تیری در عمده ی برآورده کردن انتظارات طراحی نباید طراحی آن عوض شود منظور این که یا ابعاد مقطع باید تغییر کند و یا این که میزان فولادها افزایش داده شود.

بنابراین موضوع کنترل تیرها در حالت حدی بهره برداری به همان اندازه حائز اهمیت است که طراحی

تیر به‌منظور مقاومت آن در مقابل خمش بسیار حائز اهمیت می‌باشد. در این فرآیند تغییر شکل تیر بررسی می‌شود.

۱- ابتدایی: "Deflection"

موضوع ابتدایی مقدمات است که بدون یک تیر

زیر اثر بارداره چه اندازه تغییر مکان قائم می‌دهد. در شکل تغییر مکان قائم و همچنین آن که δ باشد عاملی دارد. موضوع δ برای ما از چند نوع حائز اهمیت است که در زیر به آن اشاره داریم. بعد از این اشاره به‌خوبی به بررسی δ می‌پردازیم و مطالبی که برای خود دارد و بعد خواهیم دید که ضوابط کنترلی آن چیست. ۱۴ دو از δ از چه چیزها تاثیر پذیرفته‌اند.

قبل از ادامه به این مطالب پرداختن لازم است یادآور شویم که کلمه‌ی ابتدایی در ادبیات با نام‌های "خیز"، "خیز بیشتر" و "تغییر مکان قائم" آورده شده است. بنابراین الف در ادبیات با این عنوان‌ها روبرو شویم. بطور مثال کلمه‌ی تغییر مکان قائم اسم بهتری باشد و طولانی‌تر است. ترجیح داده می‌شود از یک اسم کوتاه‌تر استفاده کنیم.

① چرا δ حائز اهمیت است؟

کنترل δ از چند نظر برای ما حائز اهمیت است.

الف) به لحاظ ظاهر (شکل تیر)

اگر میزان δ زیاد شود به طوری که این زیادی با چشم غیر مسلح دیده شود در اذهان بیننده عامل چندان خوشایندی نیست و همین است که برای ابتدایی بودن زیر تیر زندگی می‌کند بایست دقت داشته

ترین سرانگیزی با تنش برش نقاله محلی است دوم احساس کشش ناشی از سلامت کافی برخوردار است

و محلی است تکیه شود در سوم مربع آن حساب شود

ب) اگر Δ زیاد باشد بدان است که این تیر و تغییر زیادی در حرکتی که بررسی آن

صورت می گیرد ایجاد می کند این ارتعاش محلی است بنابراین نباید با تنش ناشی از این ارتعاش با تنش

ایجاد شود در چنین شرایطی باید این موضوع مخصوصاً در پل ها حائز اهمیت است. زیرا که در آن ها ارتعاش

در حالت رفت و آمد در اثر ارتعاشات زیاد شود برای بررسی های ارتعاش بنابراین نباید می شود.

ج) اگر دیواری در زیر تیر قرار دارد با تنش محلی است ابتدایی تیر بر روی دیوار خم شده

فرو نشود. اگر دیوار زیر مثلاً از نوع گچی یا شیشه ای باشد محلی است زیادی Δ بر روی دیوار ایجاد

د) اگر دیواری روی تیر با تنش زیادی Δ برخورد می کند دیوار هم دچار تغییر شکل شود و سرانجام

خورد می شود ایده آل است با تنش برخورد آلیاژ است

هـ) در تیرهای بتن آرمه معمولاً آرماتورها در ناحیه کششی بتن قرار می گیرند که Δ در طول زمان

از این رو آلیاژ این محل است تا با تغییر شکل ها در سطح تحت فشار قرار گیرد و بعد از

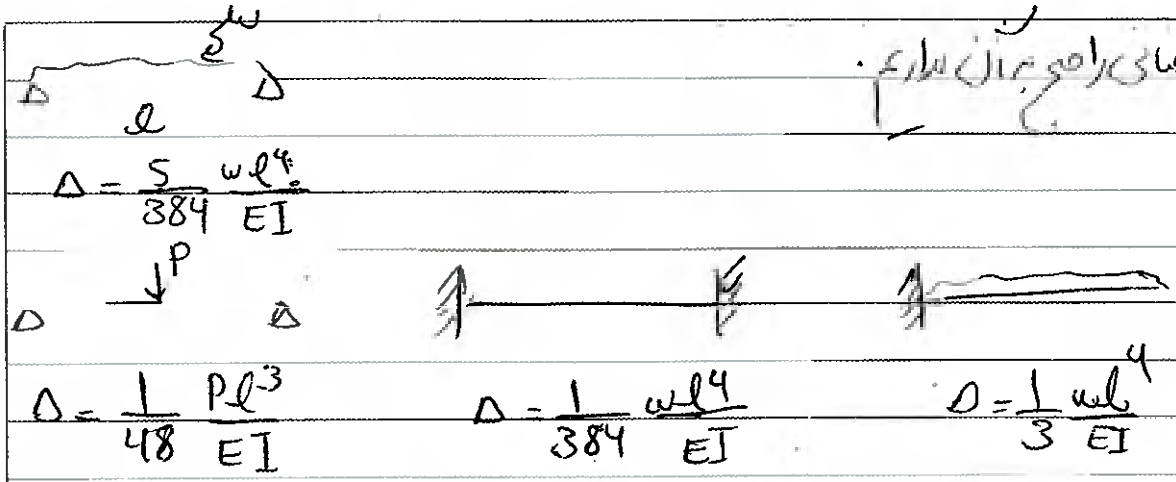
چند سال تغییر شکل ها در بعضی از نقاط به بالا می رسد. این پدیده را مخصوصاً در ساختمان های بتنی می توان

تجربه کرد یعنی تغییر شکل می شوند و به بالا می روند که داستان آن همین موضوع ابتدایی است.

— محاسبه ی ابتدایی در تیرها:

محاسبه ی ابتدایی تیرها بر اساس روش هایی که در تحلیل تیرها آموخته ایم انجام می شود. علاوه بر این

ی - اصلی را حتی بدان ندارم.



به هر حال در فرع می‌بینی Δ به کلیل سازه‌های بزرگ از روزها اوقات زیادی برای محاسبه‌ی Δ دارم که می‌توان به‌ی سایت کامپیوتری اشاره داشت. یکی دیگر از روش‌ها در مورد بارهای متمرکز و بارهای گسترده‌ی یکنواخت و مثلثی شکل و ... استفاده کرد. این روش‌ها در کتاب‌های فنی Hand book آورده شده می‌توان استفاده کرد. نیم در این مورد به یک فرمول کلی رسیدیم که به طور خلاصه می‌توان به هر حال Δ را از رابطه‌ای مانند $\frac{KQl^3}{EI}$ محاسبه کرد. Q در این کل بار است. مثلاً در مورد بار مثلثی Q = wl/2 است. K هم یک ضریب ثابت است که به نوع بارگذاری یا به عبارتی به شکل بار بستگی دارد. در این عبارت دو پارامتر E و I به کار رفته شده در این دو جا حرف دارد.

این رابطه برای تیرهای ساخته شده از یک ماده در تیر رفتار خطی دارد مانند فولاد. در این رابطه بین تنش و کرنش رفتار خطی دارد E ثابت است و این رابطه را چگونه شکل می‌گیرد اما از آنجایی که محاسبات ما در حالت حدی کار می‌کند بار به صورت تنش‌های ایجاد شده در این تعریف" از یک جایی را خطی است باید برای متن کار از این وضعیت یک ماده‌ی خطی فرض کنیم و بدان باشد با ماده‌های خطی سر و کار داریم.

۲۰۲۹

بنابراین مادولی لیبدی E ، Δ ثابت فرض کرده و آن را برابر با همان مدول یانگ تعریف کرده ایم

در تعادلی بیم

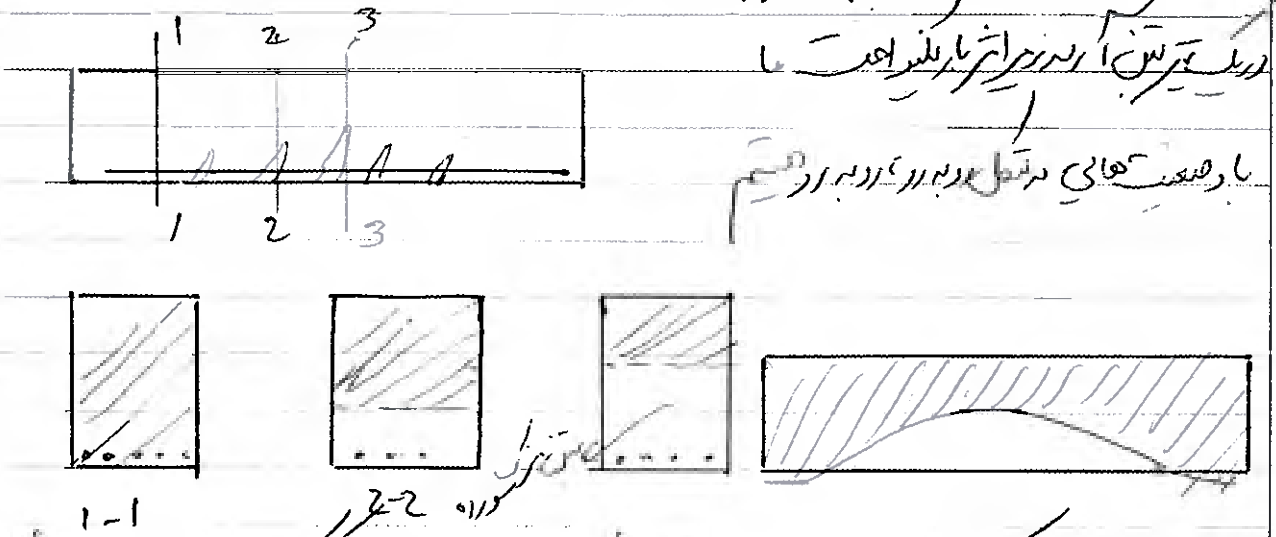
برای بتن $E_c = 15800\sqrt{f'_c}$ و برای بتن $E_c = 210000$ ، 200 بدست آمده است.

و اما I . این رابطه برای حالتی است که ممان اینرسی I در طول تیر ثابت است در تیرهای بتن آرمه

این حالت وجود ندارد زیرا همانطور که میدانیم تیر ترک می خورد بنابراین در محل ترک ها ممان اینرسی کاهش پیدا می کند

در یک تیر بتن آرمه در اثر بار خارجی

با وضعیت های مختلف مربوط به ترک خوردگی



در مقطع ۱-۱ تیر ترک نخورده است. تمام مقطع تیر به ممان اینرسی کلی عمل می کند در مقطع ۲-۲

تیر تا حدی ترک خورده است. و در مقطع ۳-۳ تیر بیشترین ترک را خورده است در مقاطع ترک

خورده تقریبا تمام فشاری در فولادها در زیر ممان اینرسی بالایی را عهده دار می شود ممان اینرسی تیر از حالتی

است که تیر ترک نخورده است بنابراین برحسب اینکه مقطع بیشتری ترک خورده باشد ما باید تیر را در مقطع

آن در طول تیر ثابت است ولی عمدتا مقطع ترک خورده است و ما فرض ما در این جا بر این است که تیر با مقطع ترک

خورده محاسبه کار می کنیم و Δ را برای آن محاسبه می کنیم.

اگر بخواهیم با کمک رابطه فوق تقریبی داشته باشیم و میزان ترک خوردگی تیر را با دقت خوبی بدست آوریم کار

مشکل خواهد بود و به همین دلیل در آئین نامه ها روش دیگری غیر از این راه حلی پیشنهاد شده است که ما آنرا در جلسه آینده

به علت عدم انجام این کار را انجام دادیم. بنابراین با توجه به اینکه با افزایش بار ابعاد مقطع تغییر می‌کند، ابعاد مقطع را در هر مرحله از بارگذاری تغییر داده و مجدداً محاسبات را انجام می‌دهیم. این کار تا زمانی که تغییرات ابعاد مقطع در دو مرحله متوالی ناچیز باشد ادامه می‌یابد.

برای محاسبه ممان اینرسی مؤثر I_e از رابطه‌ای که توسط بransom پیشنهاد شده است استفاده می‌کنیم. این رابطه به صورت زیر است:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3$$

M_{cr} ممان ترک‌خوردگی است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

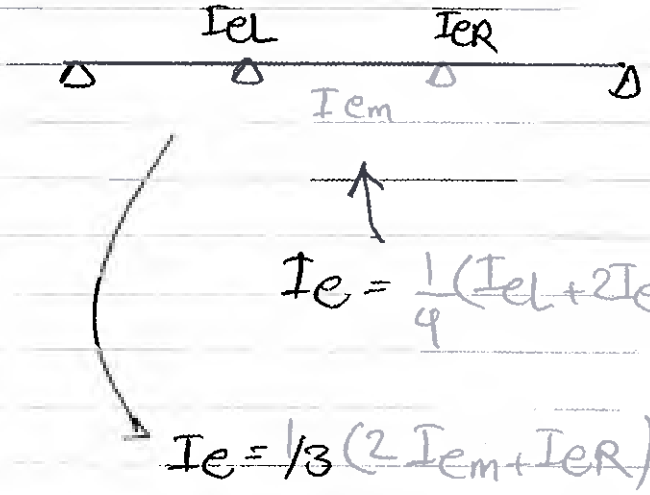
$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

در این رابطه I_{cr} ممان اینرسی ترک‌خورده است. f_r تنش ترک‌خوردگی است که برابر است با:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

I_g ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده است که در مرحله اول آنالیز به دست آمده است. در این مرحله آنچنان ترک‌خوردگی در تیر وجود ندارد و I_g تأثیر چندانی ندارد. این است که این رابطه برای ممان اینرسی خود مقطع بدون در نظر گرفتن ترک‌خوردگی است. M_{max} لنگر ماکزیمم است که برابر است با M_{cr}. $I_g = \frac{1}{12} b t^3$ ممان اینرسی است که تیر را به ترک خوردن می‌اندازد. این رابطه را می‌توان به راحتی از رابطه‌ای که در مقاومت مصالح دیده‌ایم به دست آورد. y_t فاصله محور خنثی تا دورترین تار کششی تیر است. f_r هم مدول گسیختگی بتن یا مقاومت کششی بتن در خمش است.

این رابطه برای تیرهای ساده‌ای که در بالا ذکر شد است. در تیرهای یک سره یا



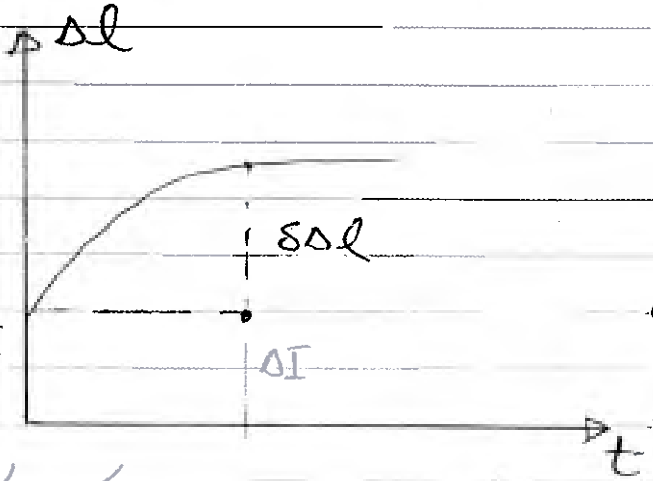
$$I_e = \frac{1}{9}(I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR})$$

$$I_e = 1/3\,(2I_{em} + I_{eR})$$

همانطور که در جلسات قبلی گفته شد یکی از خصوصیات ذاتی بتن خزش آن است. در
این خصوصیت بتن زیر اثر بارهای دائمی در طول زمان تغییر شکلهایش افزایش پیدا می‌کند. مثلاً اگر
نمونه ای زیر اثر باری معادل 100ton قرار بگیرد و 2mm تغییر شکل داشته باشد در طول زمان این نمونه
زیر اثر بار 100^{ton} تغییر شکلش از 2 به 6^{mm} می‌رسد. این خصوصیت بتن در این حالت [illegible]
تغییر شکلهای خزشی است وارد عمل می‌شود. دلیل اینکه Δ در طول زمان افزایش پیدا می‌کند البته این
افزایش زیر اثر بارهایی است که به طور دائم به تیر وارد می‌شود. یعنی بار زنده به تیر متناسب با آن
که اثرش غیر دائمی است وارد این تغییر شکل دراز مدت نمی‌شود. حال باید ببینیم در تیرها تغییر شکل
درازمدت تیر را چگونه باید وارد کنیم. [illegible] مشاهدات آزمایشگاهی برای تغییر شکل‌های درازمدت (ΔL)
یک منحنی به این شکل نشان می‌دهد. یک تیر زیر اثر باری که به آن وارد می‌شود در لحظه‌ی ابتدایی تغییر شکلی
به اندازه‌ی Δ_I دارد (Initial Deflection). در زمان‌های کوتاه منحنی نسبتاً سریع
بالا می‌رود ولی هرچه زمان بگذرد شیب آن به تدریج کاهش پیدا می‌کند به طوری که بعد از مدتی عملاً تغییر چندانی در آن
دیده نمی‌شود. زمانی که لازم است این تغییر شکل تقریباً به انتهای خود برسد بین 3 تا 5 سال طول
می‌کشد. این زمان بسته به شرایط آب و هوایی مخصوصاً رطوبت هوا دارد. در مکان‌هایی که رطوبت
زیاد است این زمان طولانی‌تر می‌شود [illegible] زمان 3 تا 5 سال
[illegible] شرایط آب و هوایی معتدل و میزان رطوبت [illegible] به بالا دارد. در شرایط خشک [illegible] است
[illegible] است [illegible] به نقطه‌ی انتهایی می‌رسیم. حال مشاهدات آزمایشات حتی از آن

است که در طول زمان چند سال تغییر شکل های اولیه حرارتی بارز نیست یعنی زمانی که از حدود 3 برابر از این بیشتر است.

در ادبیات بتن آرمه رسم چنین شده که Δl به صورت زیر نشان داده شود یعنی مقدار Δl از ابعاد



زیر می تواند باشد:

$$\Delta l = \Delta_I + \delta\Delta l$$

می توان به سادگی تغییر طولی آنی (اولیه) بعد از گذشت زمان بی نهایت را به صورت

$$\delta_{\Delta l} = \lambda \Delta_I$$

نشان داد که λ ضریب تغییر شکل های تغییر ابتدایی در اثر مدت بار است. در واقع این ضریب نشان می دهد که برای دستیابی به $\delta\Delta l$ یک رابطه ای بدست آورده شود رابطه به صورت زیر نوشته می شود

$$\delta_{\Delta l} = \lambda \Delta_I$$

یعنی تغییر شکل های دراز مدت خود تابعی است از تغییر شکل های آنی به علاوه ی عامل زمان.

مقدار λ همانطور که می توان حدس زد بستگی به طول زمان دارد در زمان های طولانی مثلاً 5 یا 6 سال λ حدود 2 است در یک سال به حدود 1.4 تقلیل می یابد و چند صد بین 3 تا 5 سال λ به عدد 2 می رسد یعنی بیشترین مقداری که λ به خود می گیرد در حدود 2 است.

از جمله پارامترهایی که بر روی مقدار λ تأثیر می گذارد رطوبت نسبی هوا است.

همانطور که در شکل نشان داده ایم در تیرها ناحیه ی فشاری تیر نیز تحت تنش است بنابراین آن نیز باید

تیر دارای تنش تسلیم از این پدیده یعنی ناحیه‌ی خاصی از تیر حال این ناحیه
ماده‌ی دارای انعطاف‌پذیری است هم‌راستا با هم‌راستا شده تنش تسلیم دارای پدیده‌ی
پدیده‌ای در اثر این عمل می‌کند و به طور طبیعی باعث می‌شود که تیر به عبارت دیگر باعث
این می‌شود که این تغییر شکل‌های دراز مدت یعنی δ کوچک‌تر شود و مقدار
آن‌ها می‌توانند از رابطه‌ای به صورت زیر بدست آید.

$$\lambda_{max} = \frac{2}{1+50\rho'}$$

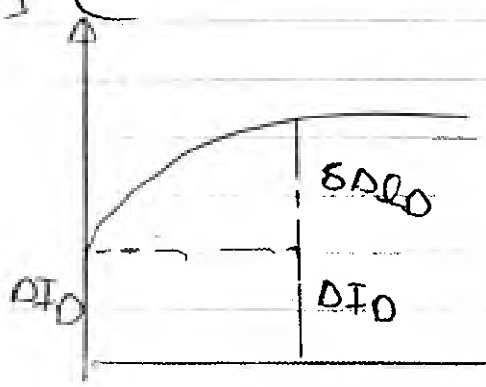
مقدار حداکثری شود یا اگر تیر دارای تنش $\lambda = 2$ خواهد بود و اگر تیر دارای تنش λ
λ کوچک‌تر می‌شود مثلاً اگر $\rho' = 1\%$ باشد مقدار λ برابر 1.5 می‌شود یعنی $\lambda = \frac{2}{1.5}$
حدود 1.33 خواهد بود این اثر تنش دارای است بنابراین یک راه‌حل برای اینکه میزان
λ را کاهش دهیم و در رابطه Δ را کاهش دهیم این است که تنش دارای را زیاد کنیم اگر بتوانیم
تنش δ را خیلی زیاد کنیم از این راه‌حل استفاده کنیم.

تیر دارای تنش تنها در اثر بارهای دائم اتفاق می‌افتد بنابراین در این حالت باید این ضریب
را بر روی Δ_D (یعنی تغییر مکان ناشی از بار مرده) تأثیر دهیم و حتی را به صورت زیر اصلاح کنیم.

بنابراین اگر بخواهیم رابطه‌ای برای تغییر شکل درازمدت
تیر تنش تسلیم به صورت زیر نوشته می‌شود

$$\Delta_l = \Delta_{I0} + \lambda \Delta_{I0} + \Delta_{IL}$$

Δ_{I0} ناشی از بار زنده — Δ درازمدت بار مرده — Δ_{IL} ناشی از بار مرده



$\Rightarrow \Delta\ell = (1+\lambda)\Delta_{ID} + \Delta_{IL}$

مثلاً: زمین لیمی میراثبرد بارانداری تغییراتی ناشی از بارهای زنده $2cm$ و تغییر ناشی از بار زنده $1cm$

باشد ($\Delta_{IL}=1^{cm}$ ، $\Delta_{ID}=2^{cm}$) زمین لیمی در اثر بهره‌برداری با به حدی است که $\lambda = 1.5$

خواهد بود $\Rightarrow \Delta\ell = (1+1.5)2 + 1$

www.dvqev.com
Publish Your Mind

$\Rightarrow \Delta\ell = 2.5\times 2 + 1 = 6\,cm$

یعنی این عملیات این است که در درازمدت با بارهای انتظار بتن‌ریزی‌های تیر دیوار را تنها باشیم بیاییم این

از دوره تیر دیواری وجود دارد باید انتظار سلسله تیرزن تیر در بالا در تیرهای دیوار بیاید

این افتادی در درازمدت وجود می‌شود تیر به عواملی که در زیر آن قرار دارند مانند دیوارها و پیچ و مهارها دارد لذا در

شاطری را در آن جاهایی که دیوار شکننده و غیره به صورتی در آید که به راحتی باز شود.

ضوابط کنترل افتادی در تیرها:

در صنعتی 17 از برله حدی آورده شده که در آن قدرت‌های رفع و به افتادی در تیرها آورده شده لازم در

برای مرتبات به برله مراجعه شود.

ترک خوردگی (cracking):

- همانطور که تاکنون استباط کرده‌ام ما در بتن آرمه و ضرع ضعف بتن را در کشش در بر گرفته‌ام آن را

پذیرفته‌ام. برای حل این روش کنترل از عزلدار استفاده می‌کنیم که به استان آن را تاکنون در قطعات

تحلیل دیده ایم. در موضوعی که اردیبهشت داریم بحث بر سر آن است که چه کسانی بیشتر ترک خودرو می‌کنند. بحث بر سر آن است که چه کسانی بیشتر ترک‌های اجباری سر می‌زنند و وضعیتی به وجود می‌آید که برای مردم آسان‌تر باشد. به این لحاظ تلاش کرده‌ایم برای عرض ترک خودرو حساب دقیق‌تری را به وجود بیاوریم.

www.vepub.com
Publish Your Mind

بنابراین در موضوع ترک خودروی بحث بر سر آن است که چه عواملی در میزان بازسنجی ترک حالت دارند و چگونه می‌توانیم این بازسنجی را اندازه‌گیری کنیم. اشاره نمی‌کنیم ارجحی بیشتر دلیل این ارزیابی‌ها به صورت زیر جلوه می‌کند:

الف ـ به لحاظ منفعت

بازسنجی ترک‌ها در تمام آن‌ها حاضر به حدی می‌رسد که دیده شود و یا آنکه در بازار کاری سعی به وجود آورد. زیرا خوب این است علاوه بر آنکه عمل است به عملیات بی‌بری و بی‌کاری که در سعی انجام شده زیان وارد کند عمل است بر دردم‌ترین ایجاد کند

ب ـ اگر ترک خودروی زیاد باشد عمل است رعایت بوجود در حوزه‌ای محیط به داخل ترک‌ها نزدیک شود موجب خودروی ارفاقی‌تر شود یعنی ارفاقی‌تر زنند بر این شکلی که در بین اهل خلیج فارس داریم. در خلیج فارس به نسبت اینکه بدان طرز دقیقا وجود است چنانکه رعایت کرده‌اند دارد شرح خودروی ارفاقی‌تر بیشتر می‌شود در سرعت بیش می‌رود علاوه سلامت تیرانه خطوطی اندازه این است که در بین اهل خلیج فارس هستند

دارد می‌گوید هم پوشش روی آزمایشگر تغییر نمود هم نسبت به ترک خوردگی حساسیت تغییری نشان داده شود

در مورد عرض ترک خوردگی بتن از پایه‌ها مورد بررسی گرفته‌ایم سعی کرده‌ایم برای عرض ترک‌ها رابطه‌ای عرضه بدهیم

که رابطه‌ای که در آیین‌نامه عنوان شده به صورت زیر است:

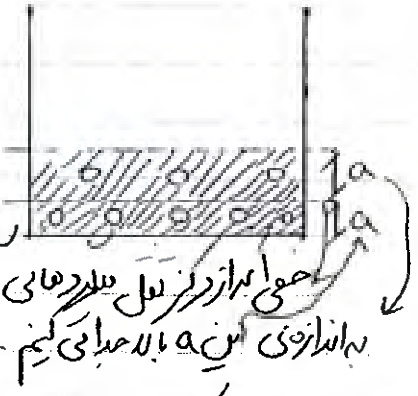
$$W = 13 \times 10^{-6} f_s^3 \sqrt{d_c A}$$

در این رابطه f_s تنش در فولاد کششی است. T/m^2

d_c به (cm) پوشش بتنی روی میلگرد

W به (cm) عرض ترک

A پارامتری است که به صورت زیر تعریف شده است.



$$A = \frac{\text{مساحت هاشور خورده}}{\text{تعداد میلگردها}}$$

حول میلگردهای کششی یک سطح هاشور خورده فرضی ایجاد می‌کنیم به اندازه‌ی بتن a با حداکثر

هاشور خورده سطح‌هایی است که بحث تأثیر تنش‌های کششی میلگردها را روی بتن

مورد این سطح بیشتر باشد شان آن است که بتن بیشتری تحت تأثیر تنش میلگردها واقع می‌شود و باید انتظار

بازشدگی ترک بیشتری داشت. پارامتر A در واقع سطحی از بتن متعلق به یک میلگرد است این

رابطه تجربی با استفاده از شاخص‌های آزمایشگاهی درست شده و برای استفاده از آن باید به راهنمای

تا سر در بیاریم توجه کنید نکته‌ی مهم این است که در این جا برای بارهای جدید این محاسبه می‌شود

یعنی بارهای قبل در نظر گرفته نمی‌شوند. کنترل تغییر مکان جدید برای بارهای جدید است و بنابراین بارهای قبلی

حد max تغییر مکان خوردگی:

حد max تغییر مکان خوردگی در این تابع برابر $w_{max} = 0.035\ cm$ است

این حد تغییر مکان خوردگی نباید از حد مجاز تابع بیشتر شود.

www.vepub.com
Publish Your Mind