

دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
( پلی تکنیک تهران )

# خلاصه درس سازه های بتنی

(بر مبنای کتاب سری عمران جدید)

تهیه و تنظیم : مصطفی رحیمی

E-MAIL: [nce.rahimi@yahoo.com](mailto:nce.rahimi@yahoo.com)

بهار سال ۱۳۹۴



## مقدمه :

خلاصه ای که پیش روی شماست، خلاصه درس سازه های بتنی بر مبنای کتاب سری عمران جدید چاپ ۱۳۹۳ می باشد. دقت شود که بعضی از فصول در این درس از ارزش علمی کمی در کنکور کارشناسی ارشد برخوردار می باشند که به آن فصول توجه کمتری شده است.

ترتیب فصول نیز بعضا شاید مانند کتاب سری عمران نباشد که این ناموازی به علت برنامه کنکورهای آزمایشی می باشد که بعضا برنامه ی آزمونهای آن ها با سر فصل کتاب سری عمران متفاوت بوده است. در این مجموعه سعی شده است که بعضی از نکات مهم آزمون های مختلف نیز گنجانده شود.

امید است که مورد رضایت مهندسین عزیز واقع شود ...

در مورد نحوه ی خواندن درس سازه های بتنی و توضیح بیشتر در مورد این درس، پی دی افی آماده گردیده که پیشنهاد می شود قبل از مطالعه این درس آن پی دی اف نیز مطالعه شود.

لطفا هرگونه انتقاد و پیشنهاد در مورد این جزوه را از طریق ایمیل [nce.rahimi@yahoo.com](mailto:nce.rahimi@yahoo.com) با بنده در میان بگذارید.

به امید موفقیت شما مهندسین عزیز در کنکور کارشناسی ارشد

مصطفی (میمی)

(تبه ۳۴ کنکور کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران سال ۱۳۹۴)

... شماره های پیوسته ...

## عوامل مؤثر بر مقاومت بتن:

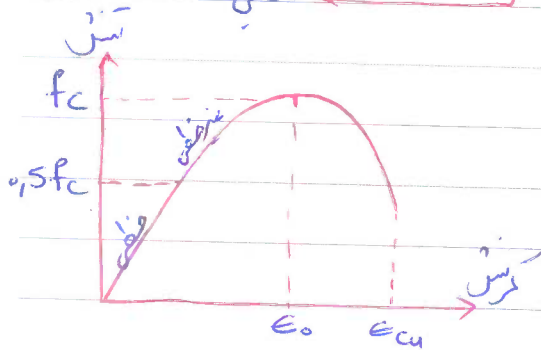
ضریب انبساط حرارتی بتن و فولاد مهم ترین است. بتن با تغییر دما می تواند باعث ایجاد تنش های قابل توجه شود. پوشش (Cover) بتن موجود در دیوارها و سقفها مقاومت در برابر خوردگی و نفوذ رطوبت و گازها را افزایش می دهد.

مقاومت بتن بستگی به عوامل زیر دارد:

- نسبت مصالح (W/C) (آب به سیمان)
- نسبت مصالح بتن به سیمان
- رطوبت و درجه خشکی دانه ها
- افزودنی های بتن

گروه خوردگی بتن بر اساس:

- استوانه ای  $15 \times 30 \text{ cm}$
- مربعی  $15 \times 15 \text{ cm}$
- مربعی  $20 \times 20 \text{ cm}$



$f_c$  → بیشترین مقاومت بتن در نمونه  
 $0.5 f_c$  → تا این تنش خوردگی رخ می دهد  
 $\epsilon_0$  → کرنش مقاومت بتن در نمونه  $(f_c)$   
 $\epsilon_{cu}$  → کرنش در نقطه تسلیم

$$\epsilon_0 \rightarrow 0.0015 \text{ to } 0.002$$

$$\epsilon_{cu} \rightarrow 0.003 \text{ to } 0.005$$

ACI

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

معیار 9

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

مقایسه ی نمونه های مختلف:

$$f_{cu}(15 \times 15) > f_{cu}(20 \times 20) > f_c(15 \times 30)$$

نمونه استوانه ای به سبب بیشتر بودن واقعیت

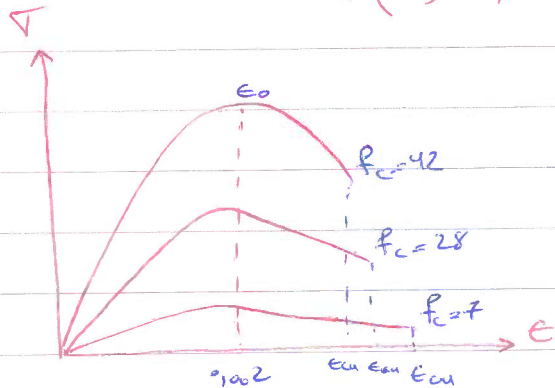
Subject:

Date:

No:

برای بتن مسلح  $f_c(15 \times 30) = 0.18 f_{cu}(15 \times 15) = 0.83 f_{cu}^{(20 \times 20)}$

برای بتن سبک وزن  $f_c(\text{مکعبی}) = f_c(\text{استوانه‌ای})$



نکته مهم: با افزایش  $f_c$  شیب منحنی بتن کمتر می‌شود  $\leftarrow$   $\epsilon_0$  تقریباً ثابت  $\leftarrow$

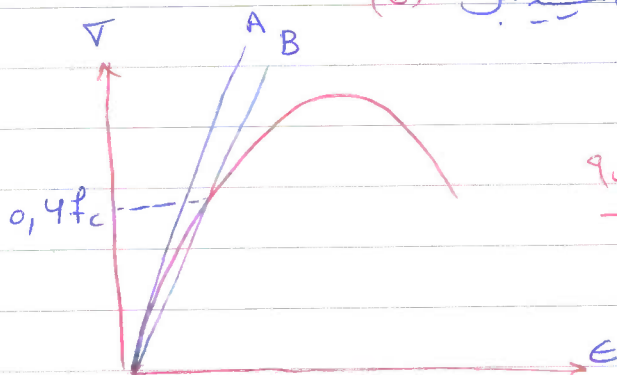
افزایش سرعت یزدی  $f_c$  بیشتر  $\leftarrow$   
 $\epsilon_0$  بیشتر  $\leftarrow$   
 $\epsilon_u$  کمتر  $\leftarrow$  (مخوابش کمتر کشیده تر می‌شود)

$$\nu = \frac{\text{کشش جانبی}}{\text{کشش محوری}} \rightarrow 0.1 \leq \nu \leq 0.2$$

تن مقاومت بالا  $\leftarrow$  بواسطه کمتر  
 ایجاد ترک در بتن  $\leftarrow$  بواسطه افزایش

$\alpha_c = 1 \times 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$   $\leftarrow$  ضریب انبساط حرارتی  
 $\gamma_c = 15 \sim 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$   $\leftarrow$  وزن مخصوص  
 $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$  و  $\nu = 0.3$   $\leftarrow$  بواسطه

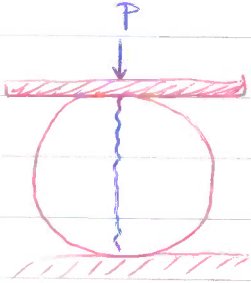
مدول الاستیک  $\leftarrow$  همبستگی اولیه  $\leftarrow$  شیب خط مماس بر منحنی در مبدأ است (A)  
 $\leftarrow$  مسطحی  $\leftarrow$  شیب خط مماس بر منحنی در نقطه‌ای روی منحنی، متناظر با  $f_c$  و  $\epsilon_c$   $\leftarrow$  مدول الاستیک متغیر  $\leftarrow$  (B)



معنی  $\rightarrow E_c = 5000 \sqrt{f_c} = 15100 \sqrt{f_c}$   
 MPa  $\text{kg/cm}^2$

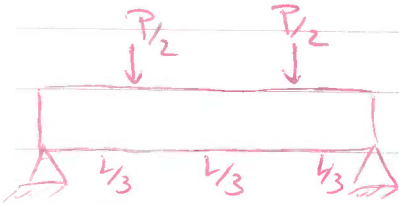
افزایش رطوبت در بتن ← ۱۵٪ افزایش مدول الاستیکه بتن

آرایش تسخاوص (برزلی):



$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi D}$$

آرایش محس:



$$f_r = \frac{MC}{I} = \frac{\frac{PL}{6} \times \frac{h}{2}}{\frac{bh^3}{12}} = \frac{PL}{bh^2}$$

ارتباط بین مقاومت فشاری و مقاومت کششی:

$$f_r = \alpha \sqrt{f_c}$$

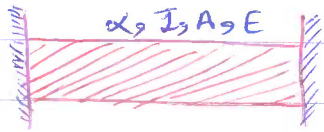
$$f_c \begin{cases} \text{MPa} \rightarrow 0.6 < \alpha < 0.7 \\ \frac{kg}{cm^2} \rightarrow 1.9 < \alpha < 2.2 \end{cases}$$

مدول کششی بتن یا تسخاوص

تنگر مد سروس  $\times$  ضریب بار مرده = تنگر مد نهایی

$$\alpha = 0.6$$

این رطوبت استعاره شود



$$\frac{Fl}{AE} - \alpha l \Delta T = 0 \rightarrow \Delta T = \frac{f_r}{E\alpha}$$

تغییر دما:

بنی قابل قبول در کارگاه توسط آیین نامه:

الف) در آیین نامه نمونه متوالی، مقاومت هیچ کدام از نمونه حاکم از مقاومت فشاری مشخصه نباشد

$$x_{1,2,3} \geq f_c$$

ب) متوسط مقاومت نمونه ها، حداقل ۵٪ بالاتر از مقاومت مشخصه باشد. همچنین کوچکترین مقاومت نمونه ها از مقاومت مشخصه نهایی منهای ۴٪ بالاتر باشد.

$$x \geq f_c + 1.5$$

$$x_{min} \geq f_c - 4$$

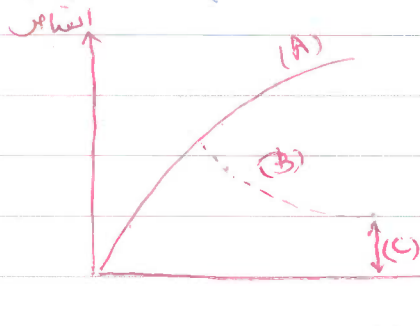
خصوصاً کرن سن ← افزایش مقاومت فنی  
← افزایش کرنش نهایی

افت یا انقباض سن :

هنگام آن Shrinkage نیز می گویند. جمع شدن و کاهش حجم سن است که با ازدکست رفتن و بیابج شدن آب موجود در سازه و غیر سیمان اتفاق می افتد.

مهمترین عوامل  
→ جذب آب در فرآیند هیدراتاسیون و کرنش سیمان  
→ تغییر آب از سطح سن یا جذب آب توسط سن منتهی شده زیرین  
→ خارج شدن آب بر دلیل قرار گرفتن نوزاد محلی با رطوبت سنی کم

میزبسی عوامل انقباض - زمان :



قسمت A : نشان دهنده ایجاد افت سن است که سرعت افزایش آن در طول زمان کم می شود.

قسمت B : اگر نمونه سنی که تا حدی انقباض داشته است در آب قرار گیرد و مقدار آن از افت جبران می شود.

قسمت C : حتی اگر نمونه در معرض آب باشد قسمتی از افت حاصل جزا نیست (افت جبران پذیر).

ندیده انقباض سن ← عیب  
← افزایش درگیری سن و آرماتور

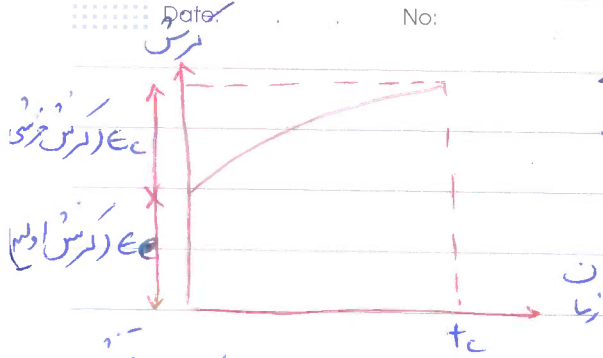
خزش (Creep) :

حفظی که یک ماده تحت اثر تنش ثابت قرار گیرد، در طول زمان دچار خزش یا وارفتگی می شود.

در سن خزش تغییر شکل اولیه اثرات سنی می باشد تا حی برابر

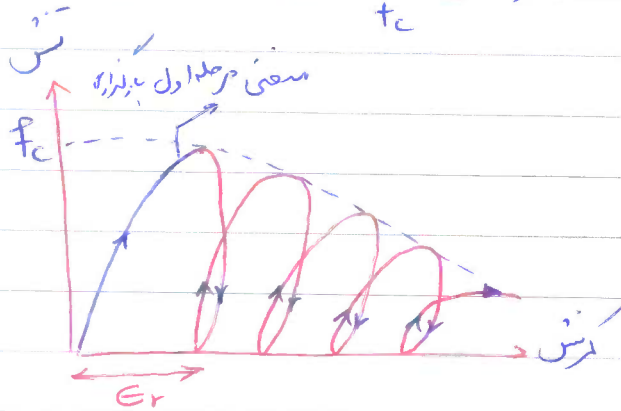
(imp) خروج آب منتهی سطحی از سازه می شود در سن علت اصلی خزش





سرعت رخ دادن کرنش با گذشتن زمان کاهش می یابد  
پس از گذشتن 2 الی 5 سال بعد کرنش متوقف می شود

این نوع تست ثابت فشاری  $f_y$  و  $f_u$  قرار گیرد، بعد از  
مدتی نمونه را از نیرو بیرون می کشند



**هستلی بتن:**  
بدینجه تخت بارهای تکراری متناسب با تعداد تکرار بار  
قرار گیرد. هستلی بوجود می آید

پس از هر بار بارایی، مقدار قابل توجهی کرنش می آید  $(\epsilon_r)$  در نمونه بتنی باقی می ماند. مقدار  $\epsilon_r$   
ر نشان داده شده در شکل فوق، کرنش پس از بارگذاری اول، بارگذاری دوباره بارگذاری است  
که این مقدار در سیکل های بعدی افزایش می یابد

### مسلک در بتن:

استفاده از مسلک های ساده (به دون عیج) به جز در توریج چهار سیم

نماد مسلک ساده  $\Phi$

نماد مسلک علامه دار  $\Phi$  یا  $T$

گروه مسلک	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
مسلک AI	220	380
مسلک AII	300	500
مسلک AIII	400	600

انرژی مقاومیت

کشی سطح پذیری

\* ترک خوردگی بتن پس از بارگذاری تدریجی است

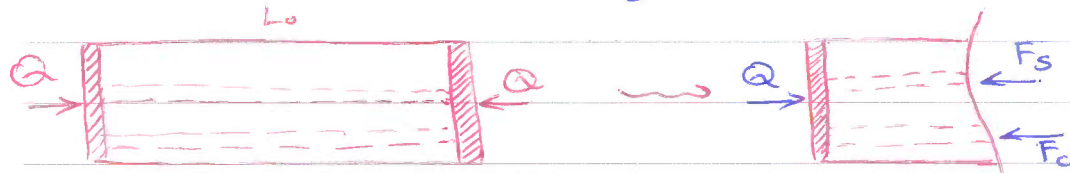
Subject:

Date:

No:

تین پس تینده :

اول میلر درو من کیم . تین من دریم روش سفت شد کس میلر درو مقطع من کیم  
از این روش من توان از ترک خوردگی تین در ناحیه کستی جلوگیری کرد .  
ایده من اصل استفاده از تین پس تینده به این صورت است که ستن ها فاری لفه شده با ستن ها  
کستی که بعد از مقطع وارد شد ، فنی شود . در این صورت احتمال ترک خوردگی تین در ناحیه کستی  
حاش من بیند



$$F_s + F_c = Q$$

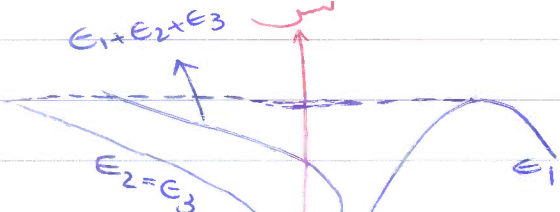
$$\Delta L_c = \Delta L_s \Rightarrow \frac{F_c L_0}{A_c E_c} = \frac{F_s L_0}{A_s E_s} \Rightarrow f_{s2} = \frac{F_s}{A_s} \Rightarrow f_{c2} = \frac{F_c}{A_c}$$

$$\begin{cases} f_s = f_{s1} + f_{s2} \\ f_c = f_{c1} + f_{c2} \end{cases}$$

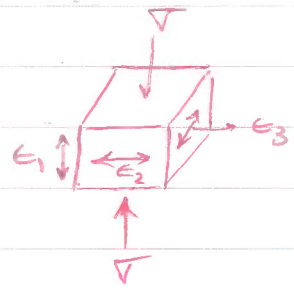
در صورت وجود میلر ها کستی در مقطع تغییر شکل از اینک حضور از خزش کستی من باید  
افزایش بار مرده  $\leftarrow$  افزایش تغییر شکل کستی  
خزش به طور معکوس متناسب با مقاومت تین است  $\leftarrow$  مقاومت  $\uparrow$  خزش  $\downarrow$

خودار کش کش (کش محوری و کش جانبی) نمونه استوانه ای 3

نکته : از نمونه استوانه ای گیریم



کش منبری  
(-)



کش منبری  
(+)



به دلیل وجود تئران  $\epsilon_2 = \epsilon_3$  نمودار تغییرات  $\epsilon_1$  بر حسب تنش، همان نمودار متداول تنش کرنش است که در آن یک ضابطه محوری است اما به دلیل اثر پواسون، نمودار تحت فشار از دو طرف منطبق می شود به همین دلیل کرنش های  $\epsilon_2$  و  $\epsilon_3$  از همان ابتدای کرنش به هم مرتبط گشتی هستند

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

نمودار  $\epsilon_v$  نشان می دهد که با افزایش بارگذاری، ابتدا حجم نمونه ثابت می شود، اما با نزدیک شدن به تنش حداکثر، کرنش های جانبی آنقدر زیاد می شود که باعث افزایش حجم نمونه می شود.

هنداصمحیط:

کرنش خالص: کرنش خالصی که در یک واحد تنش

ضریب کرنش ( $\phi$ ): نسبت کرنش خالص به کرنش الاستیک اولیه

ضریب ارتعاشی موثر ( $E_{eff}$ ): ضریب ارتعاشی که در نظر گرفتن تغییر کرنش به دست می آید

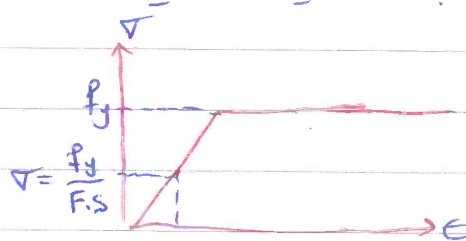
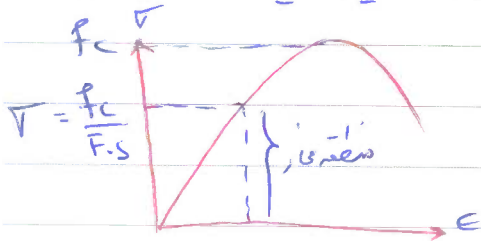
$$E_{eff} = \frac{E_c}{1 + \phi}$$

طراحی سازه بتنی:

۱) روش تنش های مجاز (ASD)

۱۱) بارگذاری بر اساس بارهای مرئی ضریب است

۱۲) تنش های مجاز با تقسیم تنش تسلیم فولاد و مقاومت بتن بر ضریب ایمنی (F.S) تعیین می شود



۳) تحلیل به روش لایه ای است

۴) ترک خوردگی در این روش به جداتل محاسب می شود و مناسب برای طراحی مجاز

- (5) در این روش طراح در محدوده‌ی ضعیف است و با  $\alpha$  برابر کمین یا بزرگاری، تنش‌ها ایجاد شده در نما  $\alpha$  برابر می‌شوند.
- (6) از آنجا که ضرایب نامساوی و ابعاد است  $\rightarrow$  میزان خطا در تعیین بزرگاری  $\alpha$  نمی‌شود.

- (2) روش طراح مقاومت نهایی (روش ایمن ضرایب بر روی مقاومت کل)
- (3) روش طراح حالت مرئی (روش ایمن ضرایب بر روی مقاومت خاص خود)

- (1) در هر روش مجاز به استفاده در محدوده غیر خطی هستیم  $\rightarrow$  اما کتب روی تسلط پذیری سازه
- (2) برای طراح در هر روش از ضرایب ضعیف در استفاده می‌کنیم.

$$ACI \rightarrow \text{روش طراح نهایی} \rightarrow 1.2DL + 1.6LL$$

- (3) روش مقاومت نهایی یا ضرایب کل، ابتدا مقاومت اسمی سازه می‌سازیم و بعد  $\phi$  ضرایب را می‌گذاریم. در نهایت مقاومت اسمی سازه را در ضرایب خاص  $\phi$  ضرب می‌کنیم و سپس کفایت عملکرد را بررسی می‌کنیم.

کارنداری وارد بر سازه نامی از ضرایب ضعیف داریم  $\phi$  مقاومت اسمی سازه  $\times \phi$

مقایسه  $ACI$

- (4) روش حالت مرئی یا ضرایب خرد، ابتدا مقاومت  $\phi$  تن و فولاد در ضرایب خرد  $\phi_m$  (  $\phi_m$  ) ضرب می‌شوند و سپس کفایت عملکرد را بررسی می‌شود (این نامه ایران)

$$\phi_c = 0.6 \text{ و } \phi_s = 0.85$$

کارنداری وارد بر سازه نامی از ضرایب ضعیف داریم  $\phi$  مقاومت سازه  $\times$  استفاده از ضرایب خرد

- (5) روش ضابطه کل - این تر از روش ضابطه جز
- (6) در هر دو روش برای کنترل شرایط بهره برداری از سازه / وضعیت خیز و ترک را برعکس بارهای بدون ضربه بارها به سازه وارد کنیم و سازه را در رفتار خاص بررسی کنیم

لے بیارم

- (7) در روش تنش مجاز، کنترل ایمنی و قابلیت بهره برداری در هم ادغام شده اند.
- (8) روش طراح تنش مجاز - طرح ایمن ولی غیر اقتصادی

نکات ست حاد

- \* در روش مدک، ابتدا طراح سازه برای بارهای سس کنترل در حالت بهره برداری
- نزدیک تر از حد گشت از بارها  $\rightarrow$  مقاومت نهایی یا حداکثر ظرفیت باربری عضو (با اعمال ضربه مجاز است و موزان)
- یا حدی ضربه ملا
- \* روش حد نهایی (ضربه غیر) - استفاده برای محدوده بارگذاری به غیر بار زلزله

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{شرایط معمولی} \rightarrow E_0 = E_{cp} = 0.002 \\ \text{شرایط محصورشدگی} \rightarrow E_0 = E_{cp} > 0.002 \end{array} \right. \rightarrow \text{درین}$$

- \* سرعت بارگذاری بیشتر - رفتار نمونه تردتر - سطح زیر نمودار کمتر - ضربه انرژی کمتر

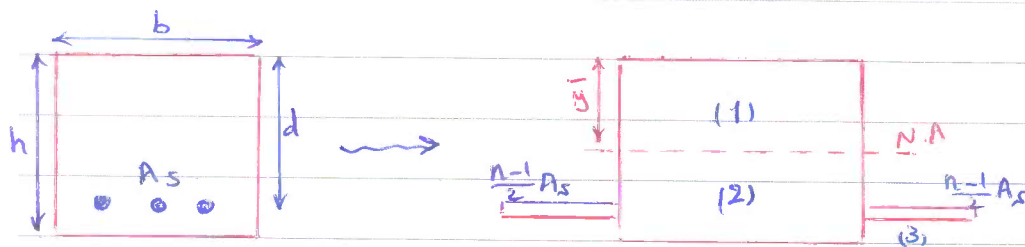




انواع شکست مقطع در محورها:

نمودارها	توضیح	شکست
	<p>بیشتر فولاد به فولاد می‌رسد و می‌تواند فولاد را جاری کند خود فولاد به &lt;math&gt;\epsilon_s&lt;/math&gt; می‌رسد &lt;math&gt;f_s &lt; f_{cu}&lt;/math&gt;</p>	۱
	<p>بیشتر می‌تواند قبل از خراب شدن فولادها را جاری کند لرزش فولاد &lt;math&gt;\epsilon_s&lt;/math&gt; &lt;math&gt;f_s = f_{cu}&lt;/math&gt;</p>	۲
	<p>واقعاً همگامی در بیش به &lt;math&gt;\epsilon_{cu}&lt;/math&gt; می‌رسد کاهش در فولاد نسبت به &lt;math&gt;\epsilon_s&lt;/math&gt; می‌رسد مقدار فولاد &lt;math&gt;A_{sb}&lt;/math&gt;</p>	۳

بیشترین ارتفاع پایه خاکی  
مقطع فولاد  $A_s > A_{sb} \Rightarrow$  شکست ترد  
مقطع کم فولاد  $A_s < A_{sb} \Rightarrow$  شکست نرم



حالت الاستیک:

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i} = \frac{bh \times \frac{h}{2} + (n-1)A_s d}{bh + (n-1)A_s}$$

با تبدیل مقاومت مصالح حل می‌شود

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$I_{N.A} = I_1 + I_2 + I_3 = \frac{b\bar{y}^3}{3} + \frac{b(h-\bar{y})^3}{3} + (n-1)A_s(d-\bar{y})^2$$



Subject:

Date:

No:

کنترل در ضربه ال تیر:   
 کنترل عدم ترک خوردن بتن کششی است.

$$f_{max}^+ = \frac{M(h-\bar{y})}{I_{N.A}} \leq f_r \Rightarrow$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{h-\bar{y}}$$

کنترل ترک خوردگی   
 برای بتن در

$$f_{max}^- = \frac{M\bar{y}}{I_{N.A}} < \frac{1}{2} f_c$$

کنترل منقبضه   
 در بتن فای

کشش (این مقطع) است.

کنترل ها

کنترل منقبضه   
 در بتن فای

$$f_s = n \frac{M(d-\bar{y})}{I_{N.A}} < f_y$$

n ضرایب نفوذ

روش تقریبی برای محاسبه کنترل ترک خوردگی ( $M_{cr}$ ):

$$I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{n/2}$$

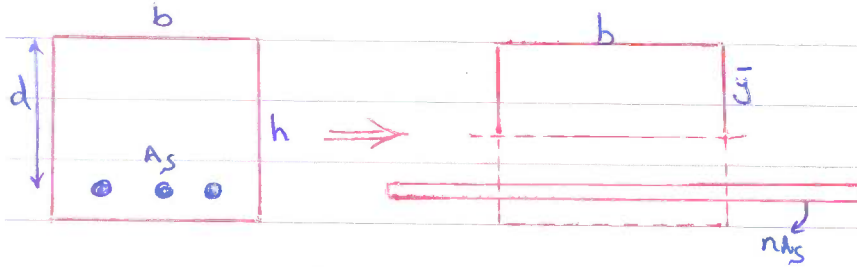
\* مراح در حالت الاستیک - برای محاسبه م - ترک خوردگی اصل ها نسبت

ψ (تأخراتی) - به مقدار بارگذاری ربطی ندارد

- از مقاومت تسلیم فولاد ( $f_y$ ) مستقل است

- فقط به A بستگی دارد.

حالت الاستویا متب ۳



در این حالت ناصبی سنی تن را  
حذف می کنیم

توزیع دقت باقی معط ← کتر شد ← مرکز سطح جوفی کمی بالاتر رود

معین محل جوفی :

$$Q_1 = Q_2$$

از اندازه ی متداول سطح (Q) ←

تبدیل به معادله  
درجه دوم

$$\left( \left( \frac{b}{2} \right) \bar{y}^2 + (nA_s) \bar{y} - nA_s d = 0 \right)$$

$$I_{N.A} = \frac{1}{3} b \bar{y}^3 + nA_s (d - \bar{y})^2$$

کنترل ها

$$f_{max}^c = \frac{M \bar{y}}{I_{N.A}} \leq \frac{1}{2} f_c \Rightarrow M_1 = \frac{1}{2} f_c \frac{I_{N.A}}{\bar{y}}$$

مغولار

$$f_s = n \frac{M (d - \bar{y})}{I_{N.A}} \leq f_y \Rightarrow M_2 = \frac{f_y I_{N.A}}{n (d - \bar{y})}$$

مغولار الاستیک

$$M_e = \min (M_1, M_2)$$

\* الگزارش تشریحی مجازی برای طراحی استفاده کردیم F.S

$$f_{max}^c = \frac{M \bar{y}}{I_{N.A}} \leq \frac{1}{F.S} \frac{1}{2} f_c$$

$$f_s = n \frac{M(d-\bar{y})}{I_{N.A}} \leq \frac{1}{F.S} f_y$$

\* در حالت مری که کنترل سازه در حالت سرویس می باشد در این حالت فرض می شود که مقطع می تواند ترک بخورد ولی رفتار بتن فشاری و فولاد به بار را بر آن حفظ باشد.

نکته: \* اگر از مقاومت بتن در محاسبه صرف نظر نشود، در محدوده الاستیک استیک محوری با تغییر مقدار بتن وارد می شود، اندکی جابجایی می شود.

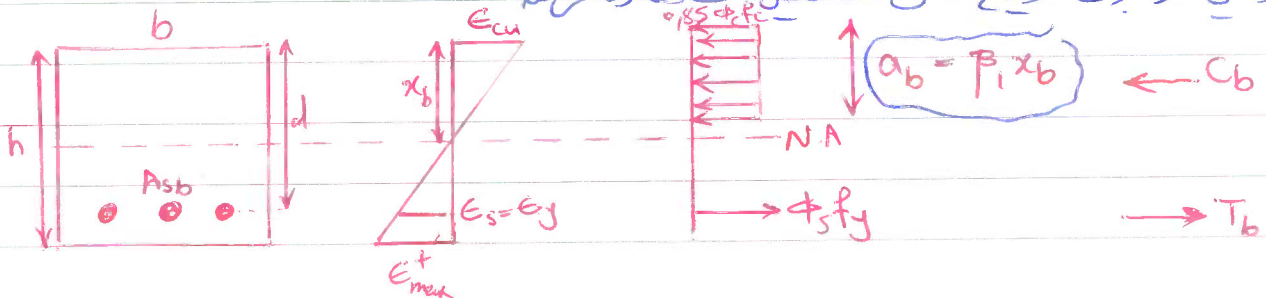
\* **دقت:** اگر محوری به تغییر بین مقطع متغیر باشد  $(\bar{y} > h/2)$  ← مقطع در حالت الاستیک در مقاطع با محور د متغیر ←  $(\bar{y} < h/2)$  ← در حالت الاستیک استیک

**رفتار پلاستیک:**

در این جابجایی مقاطع فاعده نیروی محوری اند ← پس در مقطع کشش = فشار  $(T = C)$

**مدل وینس:**

همچون در حالت پلاستیک یک خط می داریم و توزیع تنش در خط است می به یک مدل را به عنوان توزیع تنش جایگزین در محاسبه برای استفاده کنیم ← مدل وینس ← به حال توزیع تنش واقعی وینس از بلوک توزیع تنش مستطیل استفاده می کنند



الرسول  $\alpha$  و  $\beta$  افوست  $\rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.85 - 0.0015 f_c \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{array} \right.$$

این رسول همانند  $\beta = 0.85$  و  $\alpha = 0.85$   $\rightarrow$  الرسول  $\alpha$  و  $\beta$  رو ندراده بود

دقت شود ارتفاع محوری را این جا  $x_b$  است (بالاس) که داریم:

$$x_b = \frac{E_{cu}}{E_{cu} + E_y} d$$

$\rightarrow E_{cu} = 0.1003 \rightarrow x_b = \frac{600}{600 + f_y} d$

$\rightarrow E_{cu} = 0.10035 \rightarrow x_b = \frac{700}{700 + f_y} d$

\* دقت: تغییر شود  $x_b$  عمق مقطع (d) است. دایره من مقطع مستقل است  
روابط بالاس برای مقاطع دایره ای، مثلثی و دوزنقه برقرار است

$A_{sb}$  مساحت  $\rightarrow$  مقدار فولاد که نسبت متوازن یا بالاس در مقطع ایاری می کند، فولاد متوازن یا بالاس نام دارد  
برای سلب کردن T، اسادی C قرار می دهیم

$$T = \phi_s f_y A_{sb} = \text{مست فولاد} \times \text{تشد فولاد}$$

$$C = 0.85 \phi_c f_c (a_b \times \text{معرض مقطع}) = \text{مست مصالحه موثرین} \times \text{تشد موثرین}$$

$\beta_1 x_b$

$$\Rightarrow A_{sb} = 0.185 \beta_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \left( \frac{E_{cu}}{E_{cu} + E_y} \right) bd$$

$$E_{cu} = 0.0035$$

$$\frac{700}{700 + f_y}$$

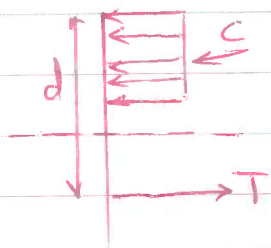
نسبت فولاد ( $\rho_b$ ) :

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd}$$

در یک مقطع مستطیلی :

نسبت فولاد تنه به جنین مصالح وابسته است

نسبتی که در حالت بالاس بر مقطع وارد می شود :



$$d - \frac{a_b}{2} = d - \frac{\beta_1 x_b}{2}$$

$$\Rightarrow M_b = 0.185 \phi_c f_c a_b b \left( d - \frac{a_b}{2} \right)$$

نکته : مقطعی که در  $\phi$  زیرتری دارد، احتیاج به  $\phi$  بیشتری برای رسیدن به حالت بالاس دارد.



کاهش ایجاد شده در توانها

نسبت ترک در مقطع بتن آرمه 3

$$\epsilon_s > \epsilon_y$$

$$x < x_b$$

$$A_s < A_{sb}$$

در نسبت ترک

در این نسبت دلیلی از  $\alpha$  یا  $\beta$  قابل بی نهایت چون مقدار  $\epsilon_s$  را نداریم. برای بی نهایت آوردن  $\alpha$  از روش زیر استفاده می کنیم:

$$T = C \Rightarrow \phi_s f_y A_s = 0.85 \phi_c f_c a b \Rightarrow \left( a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 \phi_c f_c b} \right)$$

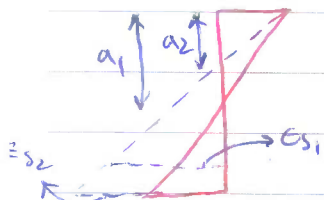
$$\Rightarrow M = \phi_s f_y A_s (d - a/2)$$

\* اگر اندر اسی را از ما خواسته بودند  $\phi_s = \phi_c = 1$  ← **مهم**

\* اگر عرض مقطع 2 را در این حالت 2 برابر کنیم:

برای  $a \Rightarrow$  به متن مبرل

وقتی  $a$  را 2 برابر می شود یعنی معروفش بالا می رود



$$\epsilon_{s2} > \epsilon_{s1} \text{ می شود}$$

وقت می شود چون در نسبت ترک  $\epsilon_s > \epsilon_y$  ← با تغییر عرض مقطع نیروی کششی در مقطع ثابت می ماند

$$T = \phi_s f_y A_s$$

با کوچک شدن  $a$ ، نیروی کششی می باید. البته افزایش میگیرید یعنی کند چون  $a$  در مقابل  $d$  بسیار کوچک است.

$$M_{r2} = \phi_s f_y A_s (d - a/2) \text{ ← افزایش می ده در حدود 15٪}$$

**Result** با فرض عرض (b) و مقاومت فشاری (f<sub>c</sub>) به نسبت مقطع شل پذیرتر که عدم افتراض میزان کشش

نکته مهم: اگر مقدار فولادها (A<sub>s</sub>) در مقطع را کم می‌کنیم، با توجه به فرض a تغییر می‌کند و چون خود a در محاسبه β<sub>1</sub>x به E<sub>cu</sub> و E<sub>s</sub> وابسته است پس می‌توانیم استفاده کنیم:

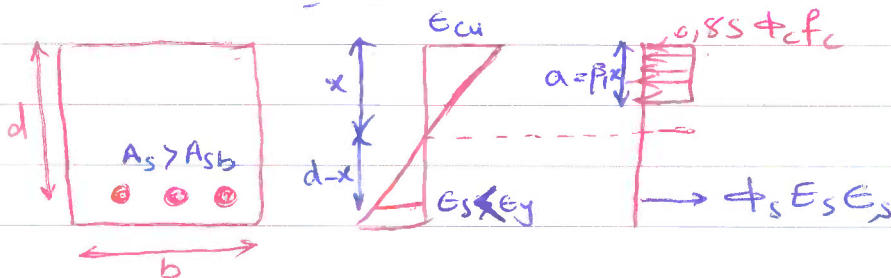
$$\frac{a_2}{a_1} = \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \Rightarrow \boxed{\frac{A_{s2}}{A_{s1}} = \frac{E_{cu} + E_{s1}}{E_{cu} + E_{s2}}}$$

در نسبت ترد کاربرد دارد.

نسبت ترد در مقطع تپی: در این حالت چون A<sub>s</sub> > A<sub>sb</sub> است به مقطع بر فولاد یا فوق ملخ نیروی کشش

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_s > A_{sb} \\ p > p_b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s < \epsilon_y \\ f_s = \phi_s E_s \epsilon_s < \phi_s f_y \end{array} \right.$$

اعت بود در نسبت ترد چون فولاد مقطع جاری شده است می‌توانیم از فرض A<sub>s</sub> f<sub>y</sub> استفاده کنیم و به جای آن از E<sub>s</sub> E<sub>s</sub> E<sub>s</sub> استفاده می‌کنیم



**حل مسائل نسبت ترد:** در این گونه مسائل  $\epsilon_s$  و  $\epsilon_{cu}$  برای ما مجهولند. برای بدست آوردن آن‌ها ابتدا با توجه به نمودار کرنش-استرس رابطه بین  $\epsilon_s$  و  $\epsilon_{cu}$  را بدست می‌آوریم.

$$\frac{\epsilon_{su}}{x} = \frac{\epsilon_s}{d-x} \Rightarrow \boxed{\epsilon_s = \frac{d-x}{x} \epsilon_{cu}}$$

حال با ماسه قرار دادن نیروی کشش و فشاری مقطع رابطه دیگری بین  $\epsilon_s$  و  $\epsilon_{cu}$  را بدست می‌آوریم و دو معادله دو مجهول حل می‌کنیم:

$$T = C \Rightarrow \boxed{\phi_s E_s \epsilon_s A_s = 0.85 \phi_c f_c a b} \quad , \quad a = \beta_1 x$$

بعد از بدست آمدن  $\epsilon_s$  و  $\epsilon_{cu}$  می‌توانیم مقدار مقطع را بدست می‌آوریم:

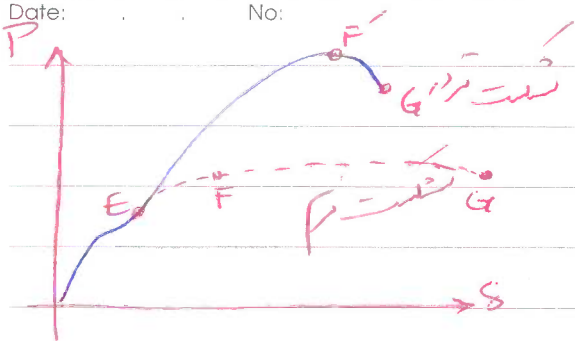
$$M_r = \phi_s E_s \epsilon_s A_s \left( d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

**\* مدل نسبت ترد در آیین نامه محاسباتی:**

**سوال چگونه بدست می‌دهیم مقدار  $\phi_s$  و  $\phi_c$  را؟**

- (1) اضافه کردن فولاد فشاری به عنوان خرابی درجه دوم فشاری
- (2) اضافه کردن مال فشاری به قسمت فشاری (یعنی تبدیل مستطیل را T شکل کنیم)
- (3) عرض مقطع را زیاد کنیم
- (4) بتن قوی‌تری (یعنی  $f_c$  بیشتر) استفاده کنیم

**\* حل مسائل نسبت ترد وقتی شکل می‌گیرد که مایه‌ای می‌ماند ضعیف است و بتن زودتر از فولاد جابجا می‌شود. برای اینکه به نسبت نرم تبدیل شود باید قسمت فشاری مقطع را به گونه‌ای تقویت کنیم.**

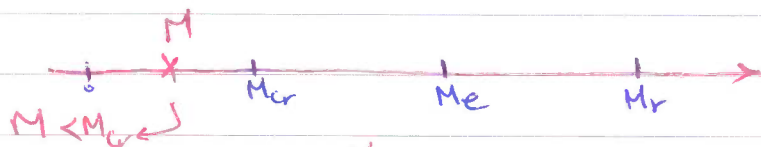


نمودار P-δ

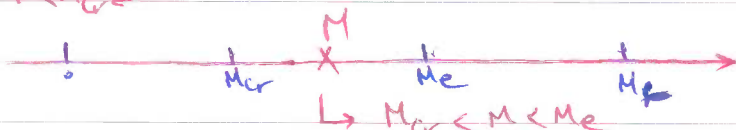
در حالت ترد چون مقطع پرفولار است  
ساخته فولادها هیچ وقت جاری نمی شوند و  
به همین دلیل تغییر شکل مقطع کمتر است  
در حالت ترد تسلیم به صورت ناگهانی و بدون  
تغییر شکل زیاد است

نکته مهم: در حالت تسلیم ترد اگر فولاد مقطع را ضربه کنیم، ظرفیت خمشی مقطع  
تغییر چندانی نمی کند چون فولاد اصلاً در تسلیم ترد جاری نمی شود

نکته: در حالت جاری که سطح می خورد کمتر M را روی مقطع وارد می کنیم آیا مقطع ترک می خورد  
یا فولاد کشی جاری می شود و به ازای آن استفاده شود:



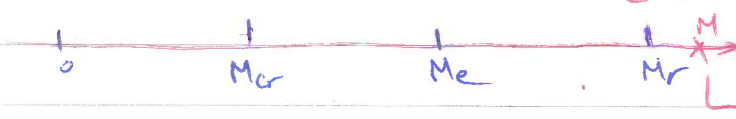
مقطع ترک نمی خورد



مقطع ترک خورده ولی رفتار خمشی ندارد



مقطع ترک خورده و رفتار غیر خطی دارد



مقطع منهدم می شود

$$\begin{cases} M_{cr} = f_r \frac{bh^2}{6} \\ f_r = 2\sqrt{f_c} \end{cases}$$

حاسب  $M_{cr}$  روش تقریبی:

Me و Mr ← از روابط اولی اصل بکست می آید



رقت در حل مسائل: رقت شود اگر در مسئله ای ظرفیت خمشی  $M_r$  مشخص شود یا نه  
 قضا در ابتدا  $A_{sb}$  را به دست بیاورید و با  $A_s$  مقایسه کنید که آیا مقطع نرم است یا ترد  
 بعد  $M_r$  را محاسبه کنید.

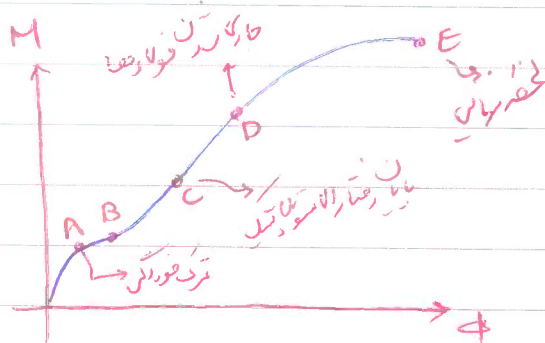
$$A_{sb} = 0.185 \beta_1 \frac{f_c}{f_s} \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} b d$$

نسبت نرم  $A_s < A_{sb}$   
 نسبت ترد  $A_s > A_{sb}$

شکل پذیری در مقاطع تنگ آید و

وقتا شکل پذیری اعضا در یک مقطع خمشی قابلیت جذب انرژی بار در حین زلزله بالا می رود  
 \* هر عاملی که باعث شود بدون کاهش ظرفیت خمشی، کرنش فولاد کششی در لحظه تسلط افزایش  
 یابد، باعث افزایش شکل پذیری و جذب انرژی بیشتر در لحظه خرابی می شود.

\* یعنی حد هر عاملی که باعث به فولاد مقطع زاریب، مقطع دارای نسبت نرم تری می شود  
 و شکل پذیری مقطع افزایش می یابد.



نمودار رفتار - انحنای:

شکل کلی آن مثل نمودار P-δ است

برای مقایسه شکل پذیری می توان از ضریب شکل پذیری

انحنای استفاده کرد. این ضریب نماینده ی فاصله بین

نقطه تسلط مقطع و نقطه تسلیم میگردد.

$\phi_y$ : انحنای مقطع در نقطه تسلط

$\phi_u$ : انحنای مقطع در نقطه تسلیم فولاد

$$\eta_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

هر چه  $\eta_\phi$  ↑ به شکل پذیری مقطع ↑



Subject:

Date: No:

در حالت یکنواخت  $\phi = 1$

مقادیر  $P$  در این رابطه

$$P_{max} = P_b \leq 0.1025 \quad \text{و} \quad P_{max} \leq \min \{ P_b, 0.1025 \}$$

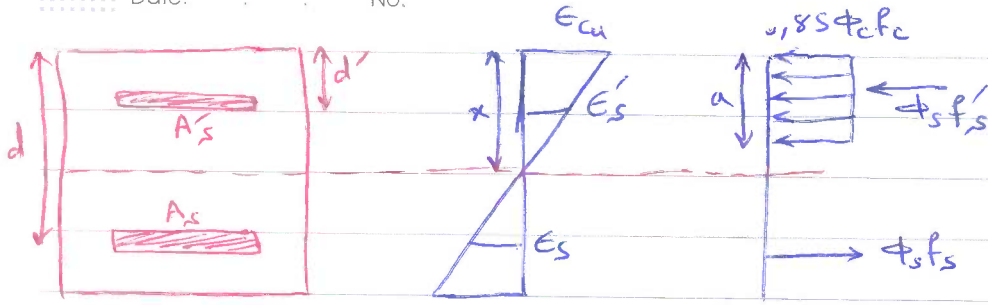
$$P > P_{min} \quad , \quad \text{در این صورت} \quad P_{min} = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y} \quad , \quad \frac{0.125 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\}$$

# فصل سوم: مقاطع دوطبقه آرمه

Subject:

Date:

No:



مقاطع دوطبقه آرمه:

وقتی فولاد یک تیر داریم در محاسبات نیروهای یک تیر حساب شود.

$$T = C_1 + C_2 \Rightarrow \phi_s f_s A_s = 0.85 \phi_c f_c ab + \phi_s f'_s A'_s$$

$$M = 0.85 \phi_c f_c ab (d - a/2) + \phi_s f'_s A'_s (d - d')$$

برای تکر  
نیروی یک فولاد  
نیروی یک فولاد  
نیروی یک فولاد

وقتی فولاد عیار یک به مقطع اضافه می کنیم، محاسبات در س  $\epsilon_s$  بیشتر به مقطع نقل

حالا به وزن فولاد یک  
در مقطع ترک  
در مقطع ترک  
در مقطع ترک  
در مقطع ترک

حالی که فولادها در مقطع  
در محاسبات این است که فولاد هستی قما طاری شود تا مقطع نقل به تیر باشد  
س  $A_s < \bar{A}_{sb}$  باشد فولاد هستی زودتر جاری شود و در این صورت  
حساب می شود:

$$\bar{A}_{sb} = 0.85 \beta_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} bd + \frac{f'_s}{f_y} A'_s$$

وقت شود  $f'_s$  باید چک شود که آیا جاری شده است یا نه.  
 حواسم جمع، به فولاد کششی هدف اینیه که جاری بشه. ممکنه در این فولاد  
 جاری جاری بشه یا جاری نشه! یا به فولاد جاری که تکیه‌ها مشخص بشه.  
 برای این منظور ابتدا  $x_b$  را حساب می‌کنیم و از آن به نسبت ها در فولاد گرس  
 $f'_s$  فولاد جاری و  $\epsilon_s$  فولاد جاری را حساب می‌کنیم و با  $\epsilon_y$  که همان  
 ۰۰۰۲ است چک می‌کنیم.

$$x_b = \frac{\epsilon_{cu} d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \rightarrow \epsilon'_s = \frac{x_b - d'}{x_b} \epsilon_{cu} \rightarrow \begin{cases} \epsilon'_s > \epsilon_y & f'_s = f_y \\ \epsilon'_s < \epsilon_y & f'_s = \epsilon'_s E_s \end{cases}$$

فولاد را پس مقطع با فولاد کششی  
 فولاد را پس مقطع  
 فولاد کششی تنها

$$A_{sb} < A_s \leq A_{sb} + A'_s$$

کمی وقت

$$\bar{P}_b = P_b + \frac{f'_s}{f_y} P'$$

$$P' = \frac{A'_s}{bd}$$

نسبت فولاد را پس

کنترل جاری شدن فولادها جاری در مقطع طول بین آورده

$$\begin{aligned} A_s = \bar{A}_{smin} & \Leftarrow \text{در بخشی که فولاد را به بیش  $\epsilon_y$  می‌رسد ( $\epsilon'_s > \epsilon_y$ )} \\ A_s < \bar{A}_{smin} & \Leftarrow \text{در بخشی که فولاد را به جاری نمی‌رسد ( $\epsilon'_s < \epsilon_y$ )} \\ A_s > \bar{A}_{smin} & \Leftarrow \text{قبل از بخشی که فولاد را به جاری می‌رسد است ( $\epsilon'_s > \epsilon_y$ )} \end{aligned}$$

ناله: مرقها

$$\Rightarrow \bar{A}_{smin} \leq A_s \leq \bar{A}_{sb} \quad \text{فولادها کششی و فشاری هر دو جاری شوند}$$

$$\Rightarrow \bar{A}_{sb} < A_s < \bar{A}_{smin} \quad \text{فولادها کششی و فشاری هر دو جاری نشوند}$$

فولاد رسی جاری شده فولاد رسی جاری شود  $\Rightarrow \begin{cases} A_s \leq \bar{A}_{sb} \\ A_s < \bar{A}_{smin} \end{cases}$

فولاد رسی جاری شده فولاد رسی جاری شود  $\Rightarrow \begin{cases} A_s > \bar{A}_{sb} \\ A_s \geq \bar{A}_{smin} \end{cases}$

\* حالت اول اقتصادترین حالت است حالت دوم هم مجاز است

سوال  $A_{smin}$  را چگونه بدست آوریم؟

میرایم در هنگام  $\bar{A}_{smin}$  فولاد رسی جاری شده است پس دقیقاً مانند رسی های گذشت به هم میزنیم و در آخر صاف می کنیم که آیا فولاد رسی جاری شده است یا خیر PR

$$\bar{A}_{smin} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_s} \frac{f_c}{f_s} \frac{E_{cu}}{E_{cu} - E_y} b d' + \frac{f_y}{f_s} A'_s$$

نسبت  $f_s$   $\begin{cases} E_s \geq E_y & f_s = f_y \\ E_s < E_y & f_s = E_s E_y \end{cases}$

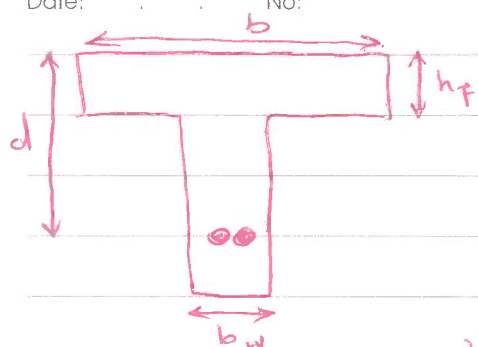
یعنی هم می بینیم فولاد رسی نسبت ما کوچک !!

نکته: اعضای تیرین فولاد رسی را در مقطع ها طعنه کشیده و رسی در تیر در هنگام زلزله بارها رفته و برگشته داریم که فولاد رسی چینی موثر است

Subject:

Date:

No:



$$h_f \geq \frac{1}{2} b_w$$

$$b \leq 4 b_w$$

$$b_e = \min \left\{ \frac{l_n}{4} \leq \frac{2l_n}{5}, 16h_f + b_w, \frac{l_1 + l_2}{2} \right\}$$

در جاتی که رعایت نشود

تکثیر می شود

حالت آ شکل دارد

بررسی مقاطع T شکل

محدودیت ها بین آنها

$l_1$  و  $l_2$  و عامله بین تیرها

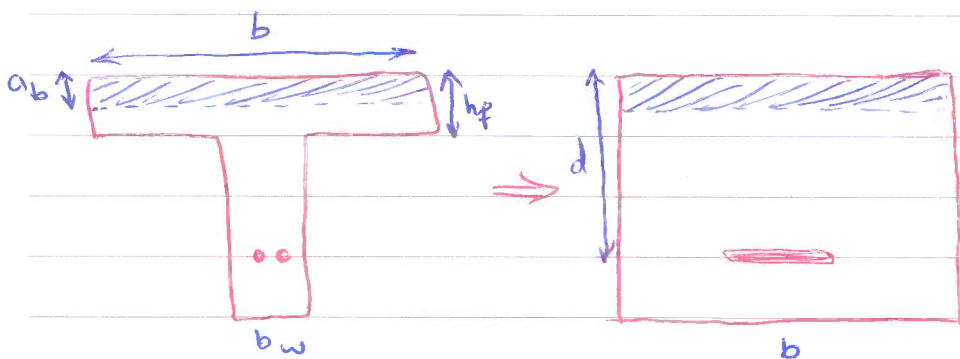
$l_n$  طول دهانه ی آزاد تیرها

بررسی T شکل

ابتدا باید چک کنیم که  $a_b$  که برابر  $\beta_1 x$  است از  $h_f$  که ضخامت فل است بزرگتر است یا خیر؟ اگر  $a_b \leq h_f$  بود دقیقاً مانند تیر مستطیل شکل در تفرقی کنیم و مسئله را حل می کنیم:

حل می کنیم:

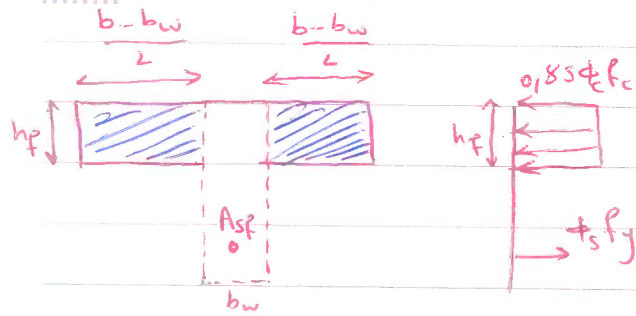
$$a_b \leq h_f \quad (1)$$



$$a_b = \beta_1 \frac{E_{cu}}{E_{cu} + E_y} d \leq h_f \Rightarrow A_{sb} = A_s = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{E_{cu}}{E_{cu} + E_y} b d$$

$$a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 \phi_c f_c b} \Rightarrow \boxed{M_r = \phi_s f_y A_s (d - a/2)}$$

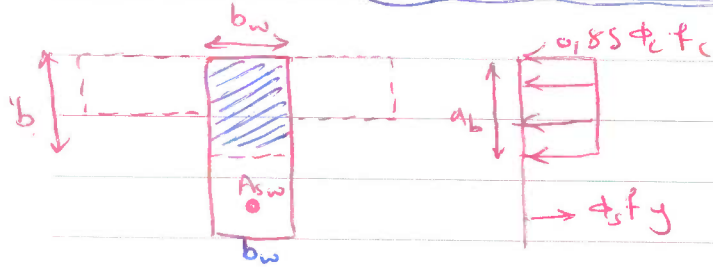




②  $a > h_f$   
 در این حالت به استناد اصل فشاری را به بتن  
 و مقدار بتن را که بتن و فولاد میزنند  
 را معادل و باید داشت که بتن

$$T = C \Rightarrow 0.85 f_c (b - b_w) h_f = f_y A_{sf}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = 0.85 \frac{f_c}{f_y} (b - b_w) h_f$$



در حالت دیگر مثل یک مستطیل در نظر  
 میگیریم که عرض مقطع آن  $b_w$  است

$$T = C \Rightarrow 0.85 f_c b_w a_b = f_y A_{sw}$$

$$\Rightarrow A_{sw} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{E_{cu}}{E_{cu} + E_y} b_w d$$

$$\Rightarrow A_{sb}^T = A_{sw} + A_{sf} \quad \leftarrow \text{سایز زینت مقدار فولاد را پس از جمع دو مورد به دست می آید}$$

$$\frac{A_{sb}^T}{b_w d} = \frac{A_{sf}}{b_w d} + \frac{A_{sw}}{b_w d} \Rightarrow \rho_b^T = \rho_f + \rho_b$$

نسبت فولاد در حالت باکس

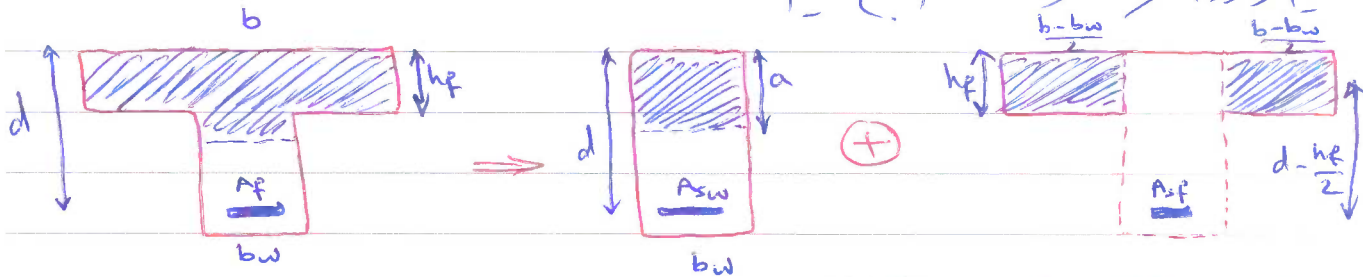
Subject:

Date:

No:

**حواص جمع** اضافه کردن قواص جدید به ناصیه های (به ازای نوع فولاد های و به ازای نوع بار های) همواره فولاد با اس مقطع و شکل یزیدی مقطع را افزایش می دهد.

**حواص جمع (2)** وقتی ما قواص کمتر مقادیر هستی را در T شکل در حالتی که  $a > h_f$  است حساب کنیم باید چهار تک تک مسافت ها را به برای هر تکه حساب کنیم و در بار های خودی هم حساب کنیم و در آخر نظر ها را بهم جمع کنیم.



$$A_{sf} = 0.85 \frac{f_c}{f_s} \frac{f_c}{f_y} (b - b_w) h_f \Rightarrow M_{rf} = \phi_s f_y A_{sf} (d - \frac{h_f}{2})$$

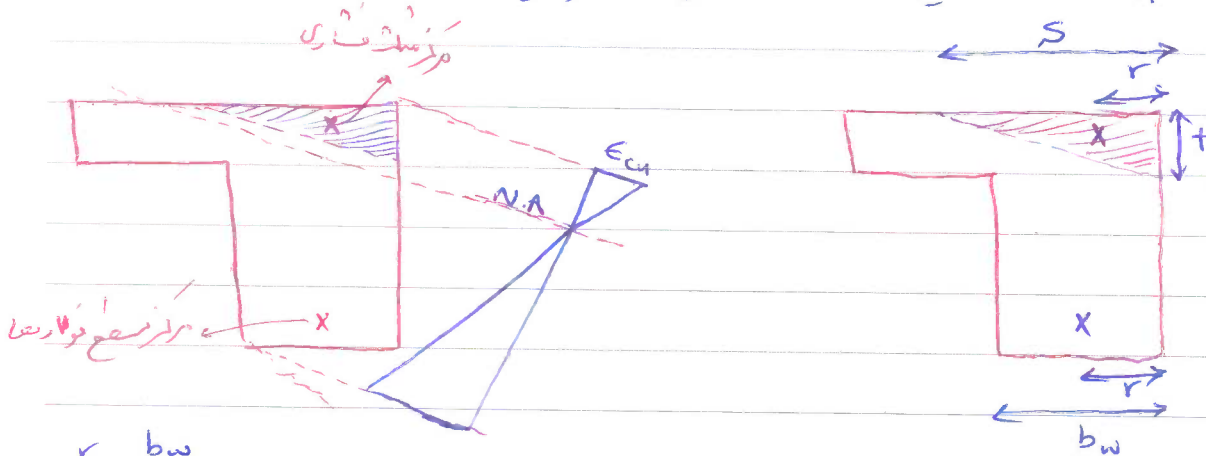
$$A_{sw} = A_s - A_{sf} \Rightarrow M_{rw} = \phi_s f_y A_{sw} (d - a/2)$$

$$\Rightarrow M_r = M_{rf} + M_{rw} = \phi_s f_y A_{sf} (d - \frac{h_f}{2}) + \phi_s f_y A_{sw} (d - a/2)$$

**نکته** در مقطع فولاد آرمه هستیم که فولاد های اضافه کنیم ظرفیت هستی مقطع افزایش می دهد که حدود ۱۰ الی ۱۵ درصد است در این جا نیز وقتی تک تک بار های تنی به مقطع اضافه می کنیم عدالت کمتر هستی ۱۵ درصد افزایش می یابد.

### تحلیل اجزای L شکل ۳

در اعضای L شکل چون متعارف نیستند هموفیتی دیگر ابعادی نیست و زاویه دار است.  
 در این حالت بزرگ فکری نیز به صورت مثلثی در نظر گرفته می شود.



$$r = \frac{b_w}{2}$$

$$r = \frac{S}{3} \Rightarrow S = 3r = \frac{3}{2} b_w \rightarrow \text{رقت}$$

$$A_c = \frac{1}{2} S t = \frac{1}{2} \times \frac{3}{2} b_w t = \frac{3}{4} b_w t$$

$$\begin{cases} C = 0.85 f_c A_c = \frac{3}{4} b_w t (0.85 f_c) \\ T = A_s f_y \end{cases} \Rightarrow \boxed{t = \frac{4 A_s f_y}{3 b_w (0.85 f_c f_y)}} \quad (C=T)$$

$$\boxed{\text{رقت}} \rightarrow \boxed{M_r = A_s f_y \left( d - \frac{t}{3} \right)}$$

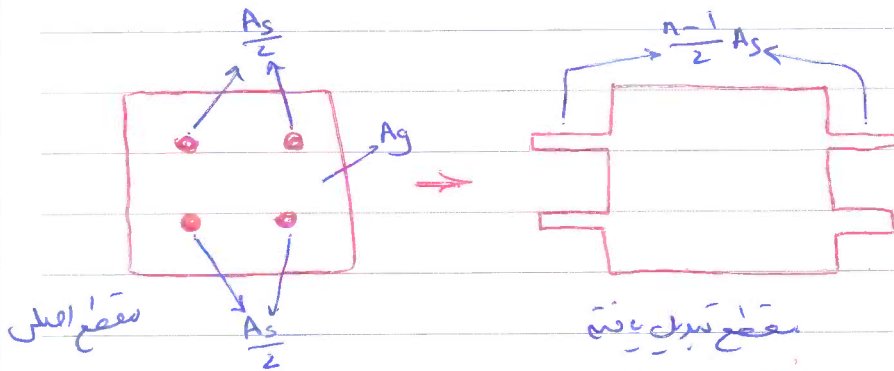
# فصل چهارم: خازن سون های سبک آینه

Subject:

Date:

No:

سون های با محوریت خاص در حالت الاستیک و  
چون الاستیک است از روابط بقا در مصالح استفاده می کنیم:



نسبت در بین  
مقطع مقطع اصلی

$$T_c = \frac{N}{A_g + (n-1)A_s}$$

نیروی محوری

مردن فولاد

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

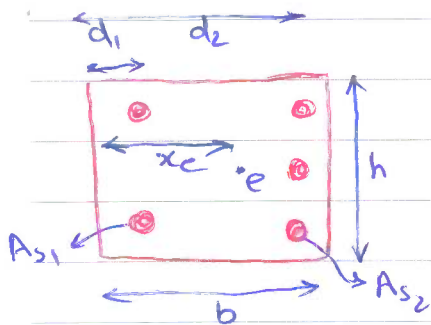
مبدل بین  
مبناست

نسبت فولاد

$$T_s = n T_c = \frac{n N}{A_g + (n-1)A_s}$$

معمول  $8 < n < 12$

\* برای آنکه در مقطع گستره ایجاد شود باید نیروی محوری در مرکز سطح مقطع وارد شود و برای  
بدست آوردن مرکز سطح مقطع داریم:



$$x_e = \frac{\sum n_i A_i x_i}{\sum n_i A_i}$$

$$\begin{cases} \sum n_i = 1 \\ \sum n_i A_i = n = \frac{E_s}{E_c} \end{cases}$$

$$x_e = \frac{A_c x_G + n A_{s1} d_1 + n A_{s2} d_2}{A_c + n A_{s1} + n A_{s2}}$$

نکته مهم: در حل سوال برای راحتی کار  $A_c \approx A_g$  می گیریم یعنی از سطح  
مقطع فولاد صرف نظر می کنیم

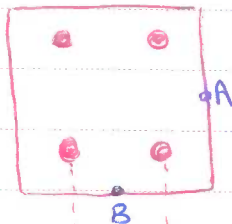
$$\Rightarrow A_g = bh \quad , \quad x_G = \frac{b}{2}$$

شرط افتراض در ستون تحت بار خاص:  
معمولاً بتن و هم فولاد باید رفتار خطی داشته باشند پس:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_s < f_y \\ \tau_c < \frac{1}{2} f_c \end{array} \right.$$

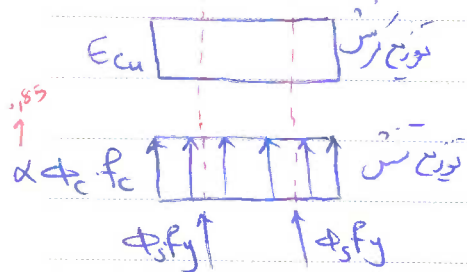
\* برای است آوردن مدل "فدالتز نیروی محوری خالص مجاز"

نسبت کت بار محوری خالص در حالت مدی نیاز؟  
در ستون محاوره تمام در نهادهای فولاد و بتن هر دو جاری می شوند.



$$E_A = E_B = E_{\text{مسلک در}} = E_{cu}$$

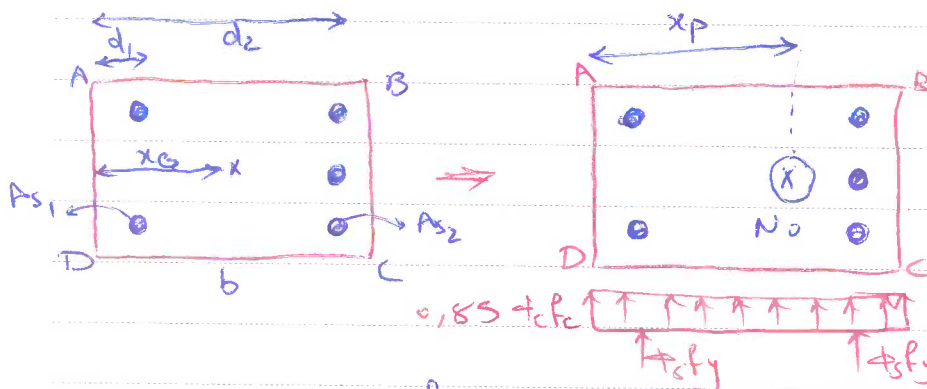
$$N_o = 0.85 f_c A_c + \phi_s f_y A_s$$



$$\Rightarrow N_o = 0.85 f_c (A_g - A_{sb}) + \phi_s f_y A_{sb}$$

بیشترین نیروی فشاری که در ستون می تواند تحمل کند

نیست آوردن مرکز پلاستیک:



$$x_p = \frac{0.85 f_c A_c x_G + \phi_s f_y A_{s1} d_1 + \phi_s f_y A_{s2} d_2}{0.85 f_c A_c + \phi_s f_y A_{s1} + \phi_s f_y A_{s2}}$$



نکته مهم: برای اصفی کار برای سیم سطح مقطع بتن از سطح مقطع فولاد  
صرف نظر کنیم.  $x_G = \frac{b}{2}$  و  $A_g = A_c$

$$\alpha_p = \frac{\sum \text{فاصله} AD_i \times \text{نیرو}_i}{\sum \text{نیرو}_i}$$

معمول ساده ترین مرکزلاستید:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{فاصله} AD_i = \frac{b}{2}, \quad \text{نیروی بتن} = 0.85 f_c A_c \\ \text{فاصله} AD_i = d_1, \quad \text{نیروی فولاد} = \phi_s f_y A_{s1} \\ \text{فاصله} AD_i = d_2, \quad \text{نیروی فولاد} = \phi_s f_y A_{s2} \end{array} \right.$$

\* اگر مقطع دو محوره تقارن داشته باشد مرکزلاستید و مرکز انحنای در محل برخورد محورهاست

نکته مهم: برای بدست آوردن مرکزلاستید از  $\frac{\text{فاصله} \times \text{مست استفاده می کنیم}}$   
و برای بدست آوردن مرکز انحنای از  $\frac{\text{فاصله} \times \text{نیرو}}{\text{مست استفاده می کنیم}}$

نیروی کششی وارد بر ستون:

در محاسبات نیروی کششی نباید وارد بر ستون از اثر کششی بتن صرف نظر شود.

$$T_o = \phi_s f_y A_{s \text{ کل}} \Rightarrow \text{مست فولادها} \times \text{تنس فولادها} = T_o$$

$$\rho = \frac{A_{s \text{ کل}}}{A_g}$$

نسبت سبب فولاد

$$T_o = \phi_s f_y \rho A_g$$

\* آیین نامه برای اینکه اطمینان به طراح بدهد مقدار نیروی محوری را از ۰.۸۵ ضربه می کند  
تا اثر بدون محوری را نیز در نظر بگیرد:

$$N_{max} \leq N_o \times \text{ضربه}$$

Subject:

Year:

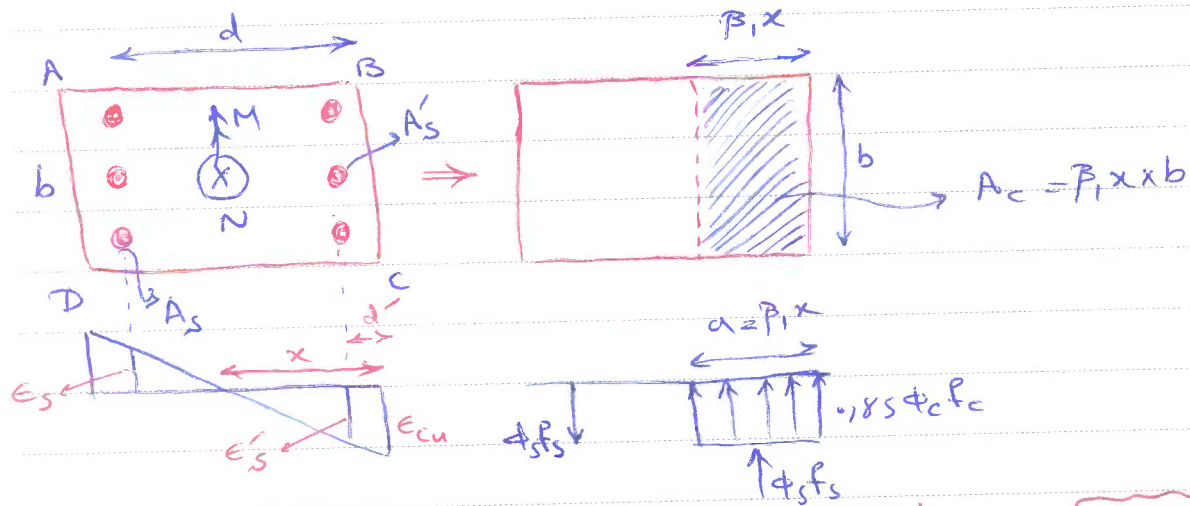
Month:

Date:

( )

نکته: نقش فولادها در محاسبات مرکز پلاستیک بیشتر از مرکز الاستیک است زیرا در عدد نیروی ضربه ای می شود. پس مرکز پلاستیک بیشتر از مرکز الاستیک به سمت بالای مقطع متقابل می شود.

مسئله: بار محوری و لنگر خمشی در هر دو حالت صریحاً می شود.  
وقتی لنگر هم داریم اجزای ترین تار مقطع جاری می شود (یعنی BC)



حالت اول:  $x$  مشخص است.

اگر  $x$  مشخص است پس ما  $a$ ،  $\epsilon_s$  و  $\epsilon'_s$  را داریم. لذا  $f_s$  و  $f'_s$  باید مشخص شوند که آیا جاری شده اند یا خیر؟

$$\epsilon'_s = \frac{x-d'}{x} \epsilon_{cu}, \quad \epsilon_s = \frac{d-x}{x} \epsilon_{cu}$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon'_s < \epsilon_y \Rightarrow f'_s = E_s \epsilon'_s \\ \epsilon'_s > \epsilon_y \Rightarrow f'_s = f_y \end{array} \right\} \text{تعیین } f'_s \quad \left. \begin{array}{l} \epsilon_s < \epsilon_y \Rightarrow f_s = E_s \epsilon_s \\ \epsilon_s > \epsilon_y \Rightarrow f_s = f_y \end{array} \right\} \text{تعیین } f_s$$

**(نکته 8)** در این باره نیروی کششی، نیروی فشاری برابرست چون داریم در مورد ستون بحث می کنیم. در این حالت بوسیله تفاضل نیروی فشاری و کششی برابر نیروی محوری فشاری داریم بر منقطع است.

$$N = \text{نیروی فولاد} A_s - \text{نیروی بتن فشاری} + A_s' f_s' + N$$

$$N = 0.85 f_c (\beta_1 x x b) + \phi_s f_s' A_s' - \phi_s f_s A_s$$

$$M = (0.85 f_c \times \beta_1 x x b) \times (d - \frac{\beta_1 x}{2}) + \phi_s f_s' A_s' (d - d')$$

نیروی بتن فشاری

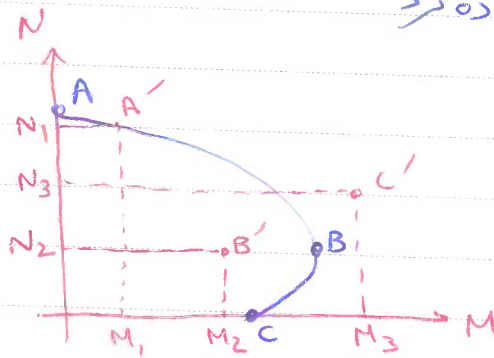
نیروی کششی

نیروی فولاد فشاری

نیروی کششی

**(حالت دوم)** \* منقطع نباشد

در این حالت باید از معنی اندر کشش استفاده کرد



نقطه A ستون در آستانه خرابی

نقطه B ستون ایمن است

نقطه C ستون خراب می شود

من ناحیه داخل معنی اندر کشش نا صاف

ایمن است

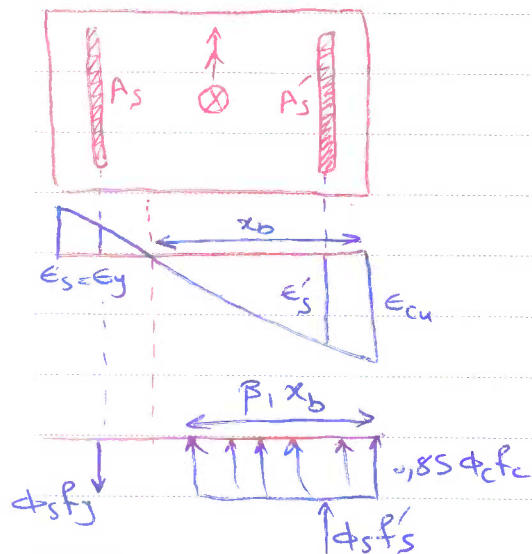
**(نقطه A)** خروج از برتری است و اگر نیروی محوری شود و بار محوری خالص در مرکز بلاستیک ستون وارد می شود سوز کشش در تمام تارها منقطع می شود است

$$N = N_0 = 0.85 f_c (A_g - A_s - A_s') + \phi_s f_y (A_s + A_s')$$

محوری خالص

**در نقطه C:** در این نقطه مقطع تحت تنش خالص است و از روابط محصل گذشت استفاده شود.  $N = 0$ ,  $M = M_0$

**در نقطه B:** در این نقطه بارش لغت می شود و به نسبت متون در این نقطه منگ نسبت به بارش یعنی اولاً در قسمتی از مقطع کش ایجاد شده و ثانیاً در قسمت در نقطه ای که کرنش در درجه ترین تار بتن فشاری به  $\epsilon_{cu}$  می رسد، کرنش در فولاد کششی به  $\epsilon_s$  می رسد.



در حالت بالا من، بیشترین کرنش توسط ستون تحمل می شود

$$x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} d$$

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} d$$

$$N_b = 0.85 f_c f_c (\beta_1 x_b \times b) + \phi_s f'_s A'_s - \phi_s f_y A_s$$

$$M_b = 0.85 f_c f_c (\beta_1 x_b \times b) \times (d - \frac{\beta_1 x_b}{2}) + \phi_s f'_s A'_s (d - d')$$

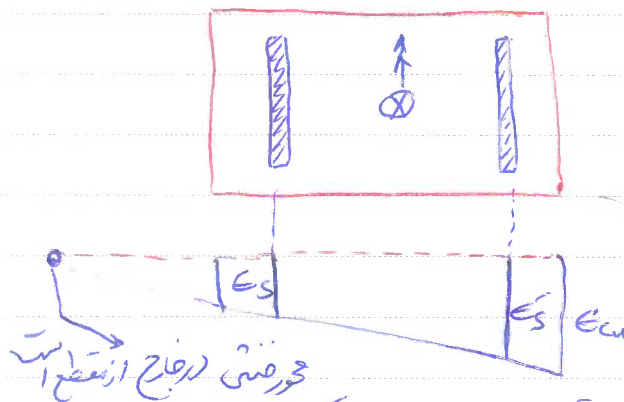
$$e_b = \frac{M_b}{N_b}$$

خرج از مرکز ثقل در حالت بارش

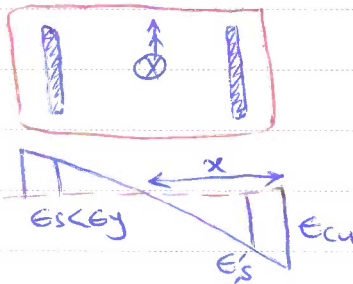
نکته: واقعاً مهم: در محاسبه بارش قسمت AB، نسبت به صورت فشاری و در قسمت BC، نسبت به صورت کششی است.

و تریخی ها خاصه  $AB$  :

تمام ستون تحت فشار است  
در این ناحیه فولادها  $A_s$  نیز که برای  
کشش به کار رفته اند تحت فشار  
قرار دارند.



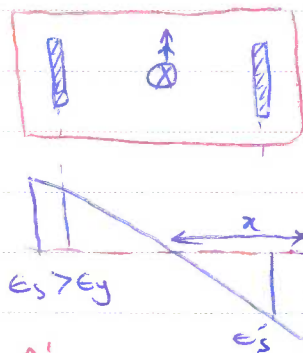
اگر در مرکز نقطه B مقطع ارتقا بگیریم قسمتی از مقطع به کشش می افتد.



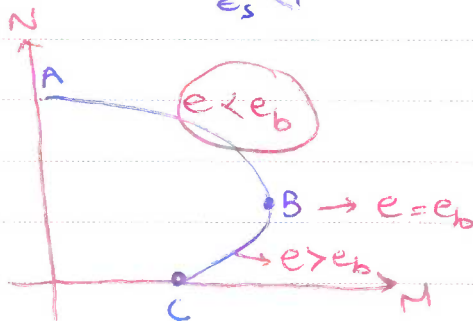
در این حالت آرماتورها کشش تحت فشار قرار  
می گیرند و پس به هیچ وجه جاری نمی شوند.  
 $\epsilon_s < \epsilon_y$

و تریخی ها خاصه  $BC$  :

در این حالت قسمتی از مقطع تحت کشش قرار دارد  
در شانس خرابی ها کشش ظاهر شده اند.



$\epsilon_s > \epsilon_y$  مهم  
آرماتورها کشش جاری شده اند.



$AB$  در  $\epsilon < \epsilon_b$

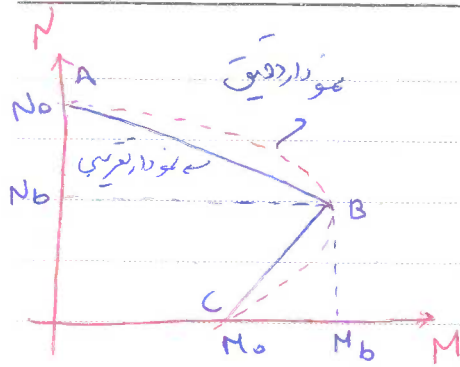
$BC$  در  $\epsilon > \epsilon_b$

Result



Subject :

Year . Month . Date . ( )



تقریب زدن معنی اندر کشش در ستون ها :  
 در این حالت برای راحتی کار اندر کشش را تقریب  
 می زنیم . در این جا معادله خط AB و BC  
 را می نویسیم :

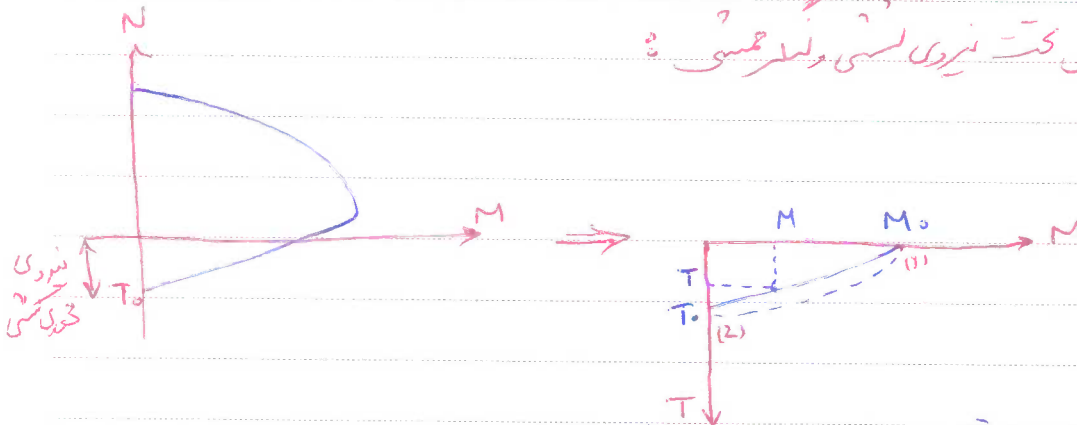
$$\text{شیب } AB = \frac{N_B - N_A}{M_B - M_A} = \frac{N_B - N_0}{M_B}$$

$$\text{معادله خط AB} \Rightarrow N - N_0 = \left( \frac{N_B - N_0}{M_B} \right) (M)$$

معنی درستی آن :

\* اگر از روش تقریب استفاده کنیم نیروی محوری قابل تحمل ستون نسبت به حالت واقعی  
 کمتر در می آید .

معمولاً در اندر کشش تحت نیروی کششی و منظر عکس :

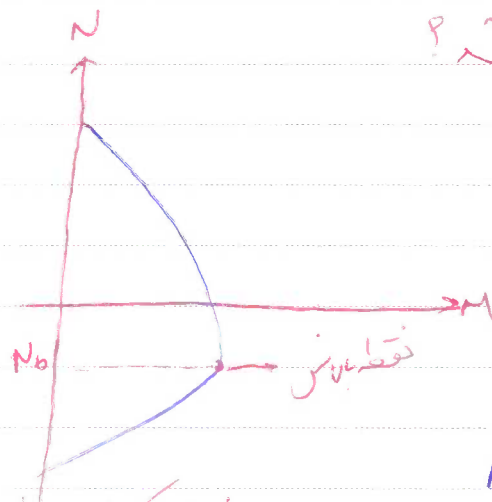


در این حالت به روش تقریب معادله خط را می بینیم :

$$T - 0 = \frac{T_0 - 0}{0 - M_0} (M - M_0) \Rightarrow \left[ \frac{T}{T_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \right]$$

کل درجه آزادی  $f_s$

**سوال** در صورتی که نقطه بارش از مرکز جاذبه خارج شود؟



در این حالت نیروی محوری  $N_b$  منفی است و نقطه خنثی خالص در جبهه کنترل قرار دارد. این موضوع یعنی در حالت خنثی خالص مابین حالت کنترل و مابین فولادها گسستی در مقطع هنوز جاری نشده و کرنش آن ها کمتر از  $\epsilon_y$  است.

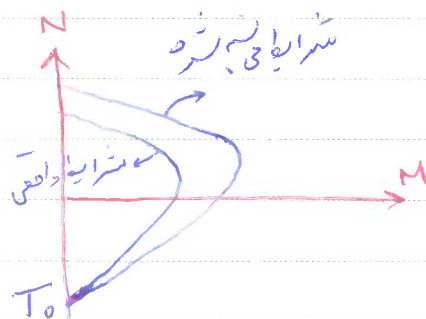
$$N_b = 0.85 f_c (\beta_1 x_b b) + f_s f_s' A_s' - f_s f_y A_s$$

مشرط این به نقطه بارش  $\Rightarrow 0.85 f_c (\beta_1 x_b b) + f_s f_s' A_s' < f_s f_y A_s$   
 نیروی فولاد کششی  $\leftarrow$  نیروی محوری خنثی  $\leftarrow$  نیروی فولاد فشرشی

عامل اصلی در افزایش فولاد کششی (است، است نامی)  $\Leftarrow$  زیاد بودن فولاد کششی در مقطع

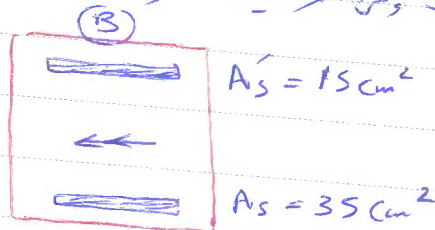
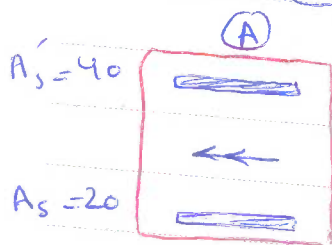
- عوامل اصلی در کاهش نیروی محوری خنثی (است، است نامی)  $\Leftarrow$
- (1) کم بودن مقاومت مابین
  - (2) کوچک بودن ابعاد مقطع (هوا)
  - (3) کم بودن فولاد فشرشی ( $A_s'$ )

**تذکره:** در نمودار اندکس مابین مابین اقل زیاد فولاد را با مقطع نامتعارف بوده است.



**تذکره:** اگر نسبت انقباض بارگذاری بیشتر شود نام مابین حاصل مقاومت مابین نمونه  $N_b$ ،  $M_b$  و  $M_o$  در محاسبات بیشتر به دست می آید. اما  $T_o$  از مقاومت مابین مابین است و در هر دو حالت در نمودار اندکس یکسان است.

نکته جانب: هرگاه در مقطع یکبار هم است مثلاً در شکل زیر باید مجموع فولادها در مقطع A بیشتر است و اگر ظرفیت تنرفشی A از B کمتر است



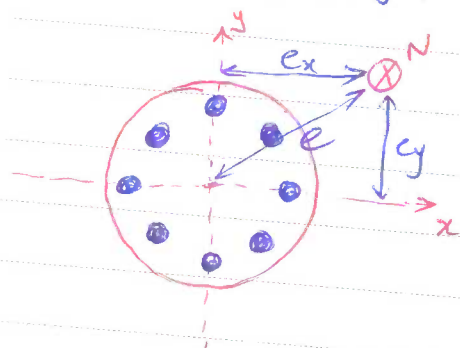
$$M_A < M_B$$

ستون یک بار محوری و تنرفشی دو طرفه  
 در این حالت چون در حالتی قرار داریم می توانیم از آن جمع قوا استفاده کنیم  
 روش بار متقابل یا روش بر سطر

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}$$

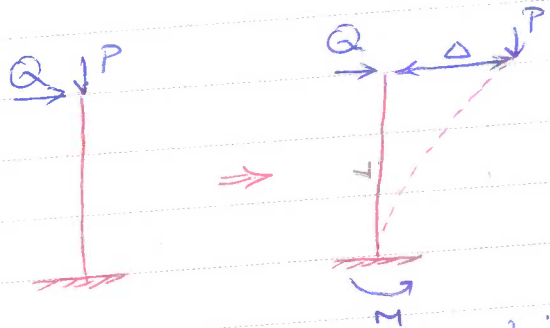
$N_o$ : ظرفیت محوری خالص فشاری ستون  
 $N_r$ : ظرفیت محوری ستون تحت اثر بارهای  $M_x$  و  $M_y$   
 $N_x$ : ظرفیت محوری ستون تحت خراج از مرتبیت  $e_x$  یا اثر  $M_y$   
 $N_y$ : ظرفیت محوری ستون تحت خراج از مرتبیت  $e_y$  یا اثر  $M_x$

مواضع جمع: در ستون های دایروی چون توزیع فولادها یکنواخت است وقتی روی ستون دایروی هستی دو طرفه داریم می توانیم آن را با  $e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$  به هستی یک طرفه تبدیل کنیم



$$e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

ستون های لایغر و مفصل شل در کنار یک ستون بتنی باید  
 اگر یک ستون تحت بار جانبی نیز قرار بگیرد یک لنگر ثانویه در آن به وجود می آید:



$$M_{max} = N(e + \Delta)$$

$$M = QL + PL$$

یعنی

لنگر ثانویه

لنگر اصلی

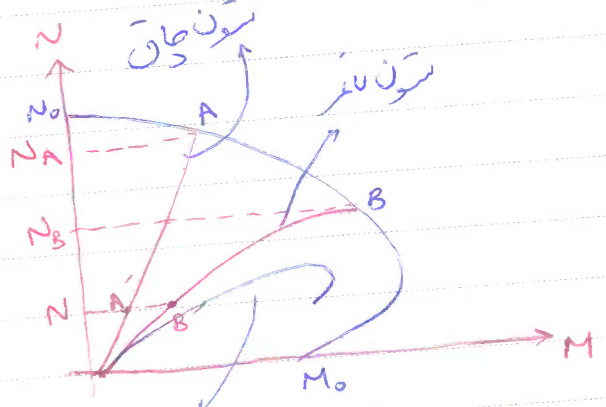
\* در ستون های جانبی اثر لایغر P در نظر گرفته نمی شود  
 \* برای بدست آوردن لنگر ثانویه مهندسان برای راحتی کار به جای در نظر گرفتن لنگر ثانویه  
 ضریب ضریب استاتیکی را افزایش می دهند.

$$M_{طراحی} = \delta_m M_{استاتیکی}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

لایغری

ضریب شل در کنار



\* برای بدست آوردن ضریب ضریب به  
 تسطیح ستون های لایغر و جانبی  
 از نمودار انحرافشی رو به بالا استفاده می کنند.

$$\begin{cases} \text{نقطه A: } M = Ne & \text{ستون جانبی} \\ \text{نقطه B: } M = N(e + \Delta) & \text{ستون لایغر} \end{cases}$$

در این حالت میرایزایی یک مضمّن شده و هنگامی که با مضمّن انحرافشی  
 به صورت کنده (نقطه B) ستون گسسته می شود. وقتی ستون لایغری شود  $N_B \approx N_A$   
 کاهش  $M_A$  به  $M_B$  افزایش می یابد. در ستون های بسیار لایغر قبل از رسیدن  
 بتن خرد شود ستون کمرش می کند.

**Result:** نسبت مصالح  $\leftarrow$  در تیرهای محوری و گنبدی ایجاد شده (اولیه و ثانویه)  
 در لحظی نهایی، به علت خرد شدن بتن در تیرهای تکیه‌ای، برش در این  
 حالت فولاد ممکن است جاری شده یا جاری نشده باشد. نسبت مصالح می‌تواند  
 هم در ستون‌های نامر و هم در ستون‌های دارای اتصالات باشد.  
نسبت بایستی  $\leftarrow$  قبل از اینکه بتن به بین  $\leftarrow$  بر سر ستون‌هایش می‌کند که این  
 حالت منوط به در ستون‌های بسیار نامر اتفاق می‌افتد.

**ضوابط آیین نامه در ستون‌های نامر و جاق:**

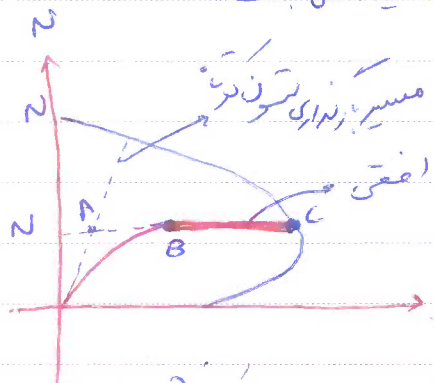
در قاب مهار شده اگر  $\frac{KL}{r} > 22 \leftarrow$  ستون نامر

در قاب مهار شده اگر  $\frac{KL}{r} > \min \left\{ 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}, 40 \right\} \leftarrow$  ستون نامر

$\frac{M_1}{M_2} < 0 \leftarrow$  در اتصالات مضاعف  
 $\frac{M_1}{M_2} > 0 \leftarrow$  در اتصالات ساده

**نکته واقعی مهم:** در ستون‌های کسولی  $K=2 \leftarrow$  ضریب طول موثر ستون  
 در ستون‌های تیر متصل  $K=1 \leftarrow$

**نکته:** در هنگام امان نگرفتنی خالص، لامتری حاضر اهمیت نمی‌باشد



**بریده لاس لغزشی:**

در ستون‌های نامر در دو انت در نقطه B قرار دارد  
 باید نسبت زمان گت نیروهای محوری ثابت، تغییر شکل‌های  
 ستون در اثر خزش افزایش یافته و لامتری آن نیز  
 افزایش می‌یابد. پس منوط به افزایش به صورت خط افقی

به نمودار کشیدگی می‌رسد و در این نمودار قطع می‌کند در این صورت لاس لغزشی داریم



$$M = Ne$$

$$M = N(e + \Delta)$$

$$M = N(e + \Delta + \Delta \text{ فرشی})$$

نکته: ستون توأمان

عوامل آبراتورگذاری ستون ها:

خواص فیزیکی شکل پذیری ستون را افزایش می دهد و تأثیر افت و خیز در ستون را کاهش می دهد.

\* آیین نامه می گوید که باید حداقل آبراتور طول را در مقطع رعایت کنیم  $7.01 A_s \leq A_s$

حدالتر مقدار آبراتور طول نیز در معادله ۹ آورده شده است  $0.06 A_s \leq A_s$

آبراتورگذاری عرضی در ستون ها:

عرضی نقش خاست ها جلوگیری از بی ثباتی آبراتورهای طولی است. (م.م.م.م.م.)

\* آیین نامه پوشش بتنی روی میلگردها طولی را در جلوگیری از بی ثباتی صرف نظر می کند.

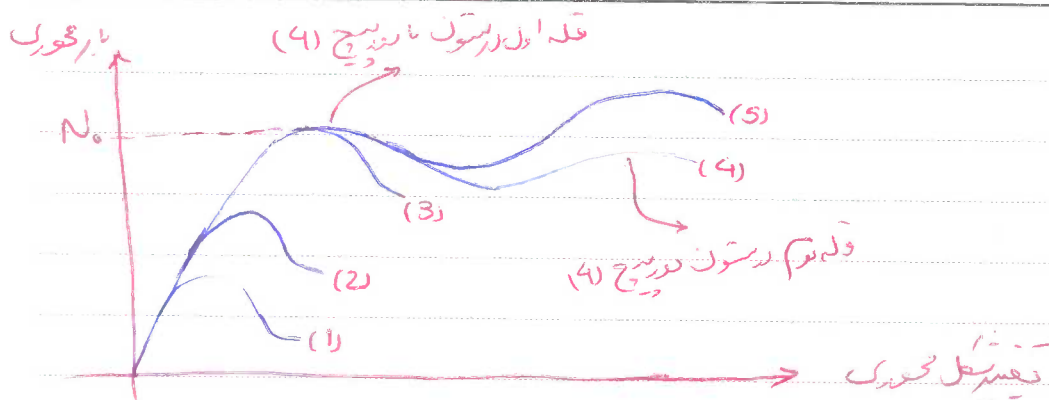
\* آبراتورهای عرضی ظرفیت تحمل برش را در مقطع افزایش می دهد.

\* خاست ها مانع از ارتعاش میلگردها طولی در هنگام بتن ریزی می شوند.

\* خاست ها مانع از ایجاد تغییر شکل جانبی و گریش های عرضی در ستون ها شوند.

تأثیر آبراتورهای عرضی در ظرفیت ستون ها:

- ① ستون عاقد خاست
- ② ستون دارای خاست که فاصلی خاست ها از هم زیاد است
- ③ ستون دارای خاست تنگ بسته که دارای فاصله خاست کم است
- ④ ستون دارای خاست با ریبج با فاصلی خاست زیاد است
- ⑤ ستون دارای خاست با ریبج با فاصلی خاست کم است



### نکات:

1. کمات آنرا بارها کم، خایرته ها آنرا زیاد چون در هر 5 ثانیه در ابتدا هم منصفند.
2. وقت شود که در ستون های 2 و 3 فقط ستون 3 به ظرفیت  $N_0$  رسیده است و بقیه ستون ها قبل از  $N_0$  شکست دارند.
3. علت شکست ستون های 1 و 2 از این روست که پهنای آنها بین اینها است.
4. در رنگ های دوری نمودار این ستون ها دارای دو قله است.
5. در ستون 3 با دوری بعد از رسیدن به  $N_0$  در قله اول، مقداری از پهنای بین از روی آن پهنای طولی هم می شود به همین دلیل مقداری کاهش در (4) و 5 دیده می شود.
6. دوری ها باعث جمع شدن بین می شود. با ایجاد جمع شدن در مقادیر مختلف.
7. بیشتر شده و بارهای ستون دوباره یک مقدار ضعیف تر می رسد. (رسیدن به قله دوم)
8. گسیق در ستون 3 با دوری، شل پهنای ستون مانند شده است زیرا تغییر شل نویی در این ستون ها بیشتر از رنگ شده است.
9. جمع شدن در ستون های دوری غیر فعال است یعنی در بارها کم رفتار آن ها تعادلی مانند شده ندارد.

خواص سازد در برابر حریق ؟

بدت این مقاومت سازه سبکی به عوامل مثل نوع کاربری ساختمان، مقصود هندسی  
نوع مصالح در روپن 30 تا 240 دقیقه انتخاب می شود.

در ستون ها بدت این مقاومت 90 دقیقه بایسته ؟

الف) نا غری به 50 محدود می شود

ب) درصد فولاد به 2 درصد محدود شود.

ج) مسلک دهی طولی در امتداد و صوبه ستون توزیع شده و مسلک دهی عرضی نیز در محیط  
و سطح میانین مقطع توزیع شوند.

د) باید برای محصور کردن از مسجافک محافظت میانین نیز استفاده کرد.



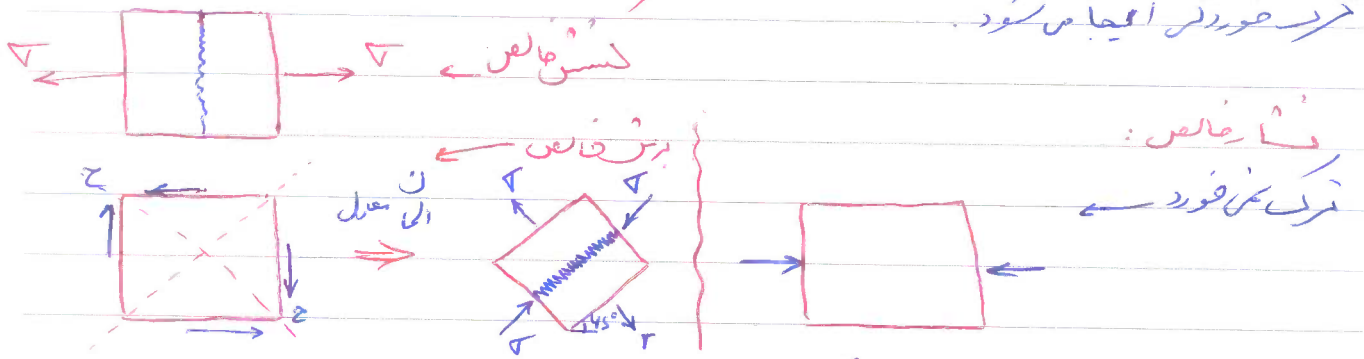
Subject:

Date:

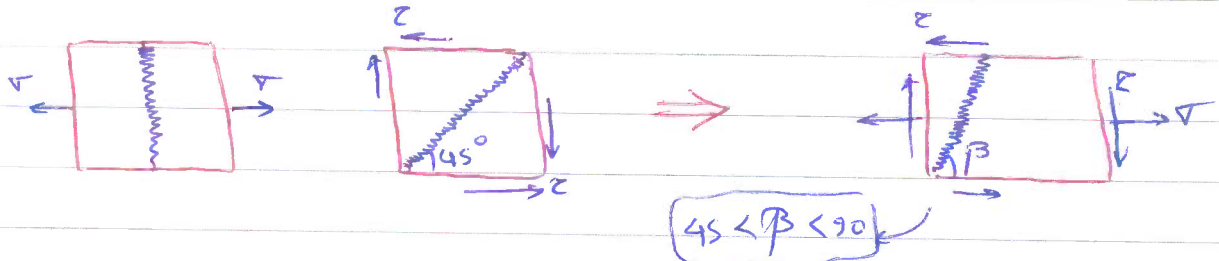
No:

# فصل پنجم: برش در سازه های بتن آرمه

اصل اساسی: در صورتیکه برش بتن آرمه قادر شود، محود برش اساسی اصلی کشش در المان، ترک خوردگی ایجاد نمیشود.



\* المان عمود برش بود عمود کشش داریم



$$\tau_{max} = \tau_r \Rightarrow \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} = \tau_r$$

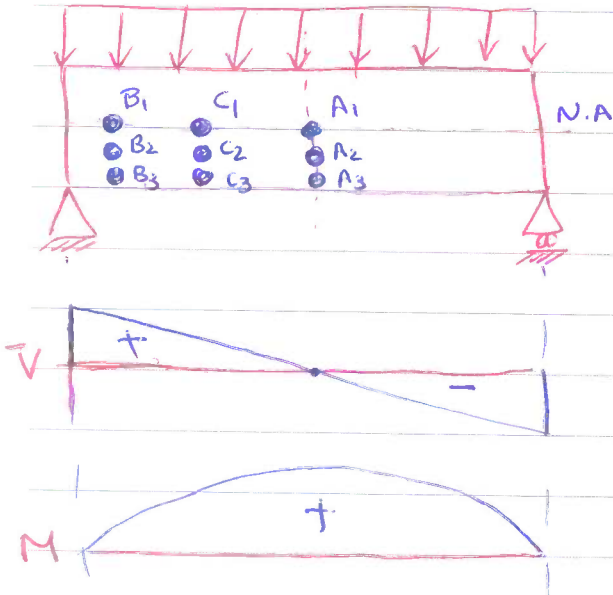
خواه ترک خوردگی در تیرهای دوسر متصل

چون برش در تیرهای متصل است پس المان تحت کشش خالص

در A چون ما داریم کشش  $\tau_{max} = \frac{6M}{bh^2}$

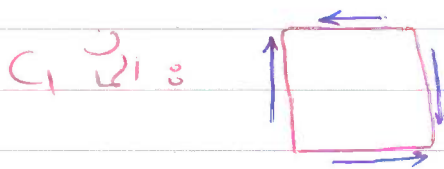
داریم پس در A کشش خالص است

و این کشش در A به هم می پیوندد

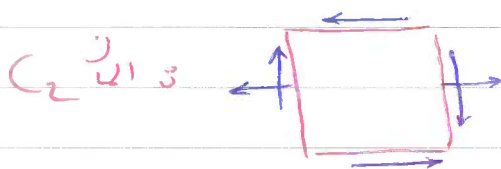


در نقاط  $B_1$  و  $B_2$  و  $B_3$  چون تنش صغری است پس بیش فالس داریم.  
 پس در این نقاط ترک  $45^\circ$  شکل می گیرد.  
 چون  $\max$  بیش در وسط مقطع اتفاق می افتد پس در نقطه  $B_1$  ما ماکزیم تنش بیش  
 داریم و  $B_3$  تنش بیش صغری شود.

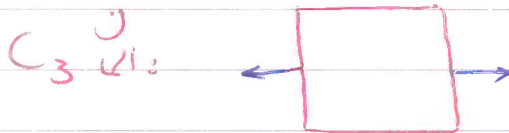
الماها ۱، ۲ و ۳ به شرح زیر است:



الما ۱ روی محور تنش قرار دارد پس  $\sigma = 0$

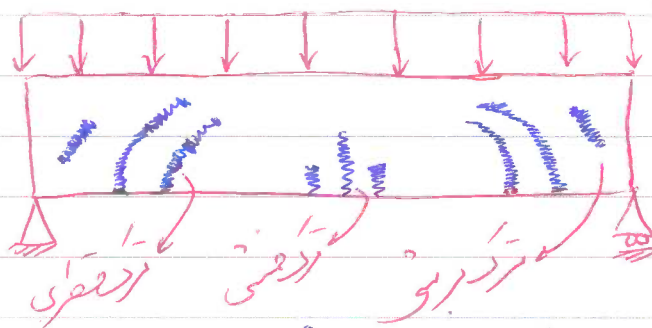


در الما ۲ تنش بیش و کمشی توأک وجود دارد  
 در این حالت باید  $45^\circ < \theta < 135^\circ$  در  
 نظر گرفت.



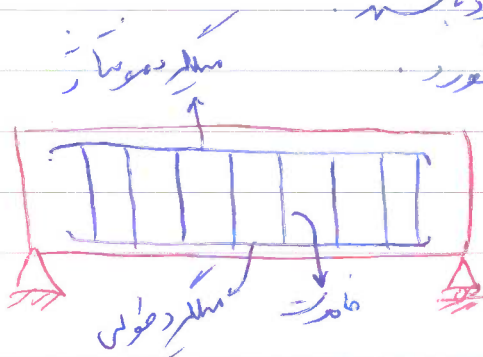
در الما ۳ تنش بیش صغری است و تنش کمشی وجود دارد.

شکل اصل ترک ها در تیر بتنی:



ترک ها قطری این قائم هستند و عرض  
 به بایا می آید افقی تر می شوند.

مسلک ها به طور کلی کشیده شوند که بر این ترک ها محمود باشد.  
 اگر مسلک ها صغری ترک ها کشیده به دردی من فورد.



البته در اجرا بر این دقتی کار آید تا توها را به صورت  
 عقیس آید تا در درست می آید.

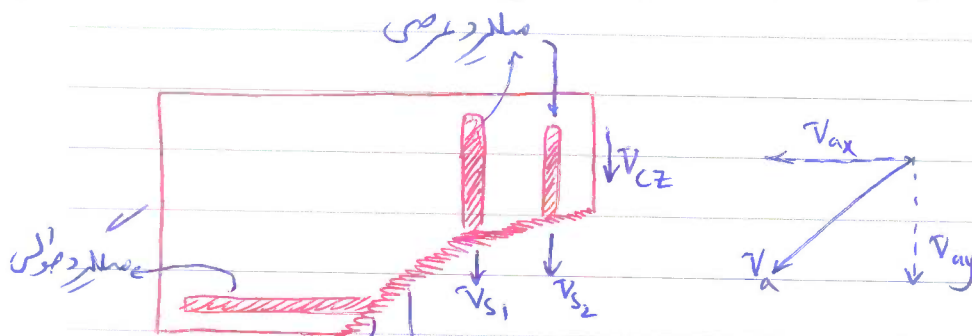


**دقت:** در حالی که نیروی کابری شبیه است حاصلی خاسته از نیروی کششی می شود

\* در اجزای به گونه ای عمل می کنند که نسبت فنی قبل از نسبت در کشش دهد.  
 \*\* با بهر حال که خاسته از مهارتیم (مقابله کنیم). بهر است نسبت مهارت به خاسته در نسبت فنی که نیروی کابری به اتصال ملل در دو بتن بهر انجام شود.

**نکته واقعاً مهم:** اگر ترکها قطری هنوز به وجود نیامده باشند، خاسته حائقی در محل برش ندارند. فقط موقع خاسته مهم می شود که ترک داشته باشیم. یعنی دو تری که یکی خاسته دارد و یکی خاسته ندارد، با هم ترک می خورند و خاسته قبل از ترک مقاومتی را ایجاد می کند. پس اگر در سوال ترک رخ داده است از نیروی خاسته صرف نظر کنیم

**نیروهای مفاد در برابر برش:**



مثلاً: مولده قائم نیروی حاصل از اصطکاک خود تری در بخش برش در ترک

$V_d$ : برش در ملل در طولی

$V_{cz}$ : ظرفیت برشی بتن در ناحیهی ترک خورده ای با مقطع

$V_{s1}$  و  $V_{s2}$ : ظرفیت برشی ملل در عرض مقطع

$$V_c = V_{cz} + V_d + V_{ay}$$

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} + \dots$$

$$V_r = V_c + V_s$$

بله و اما محاسبه آیین نامه میل  $V_s$  حد اکثری تواند 4 برابر  $V_c$  باشد.

$$V_s \leq 4V_c$$

محاسبه  $V_c$ 

$$V_c = 0.12 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad \text{برای تیر}$$

اعضای تیر و خم

$$V_c = 0.19 \phi_c \sqrt{f_c} + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \quad b_w d \leq 0.35 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

یعنی تیر و خم و اگر بر مقطع  
توسط بارگذاری در  $V_c$  نقش دارند

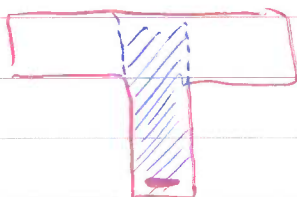
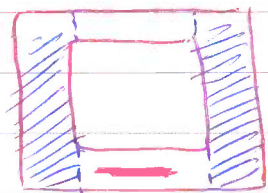
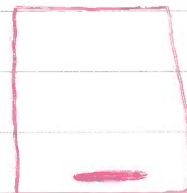
اینجا قبول داریم !!

$$V_c = 0.12 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \left( 1 + \frac{N_u}{12 A_g} \right) \quad \text{برای اعضای تیر و ستون محوری}$$

در حالت فشرده

$$V_c = 0.12 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \left( 1 + \frac{N_u}{3 A_g} \right) \geq 0 \quad \text{برای اعضای تیر و ستون دگس محوری}$$

در حالت کششی

سوال  $b_w$  mm
 $b_w$ 

 $b_w = b_1 + b_2$ 

 $b_w = b$ 

$d$  و  $b_w$  در فرمول ها  $\leftarrow$  mm اندازه می شوند

در تیرهای آ شکل فقط اون قسمتی که آب بارش در مصالح است برش تا تیر دارد و از بقیه صرف نظر می شود.

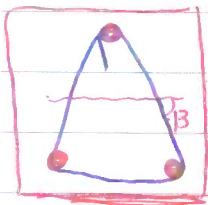
**Result:** نیروی محوری مساوی، افراسی مقدار مشخصه بتن و افراسی نسبت  $\frac{V_u}{M_u}$  است افراسی مقاومت برشی تیرها شوند  
آب بارش طول ضعیفی نقش مستقیم در مقاومت برشی دارد. (در فول ها  $P_w$  داریم)

**نقشه:** مقدار فول در طول در مقاومت برشی نقش دارد ( $P_w$ ) نه مقاومت فول در طول ( $f_y$ )

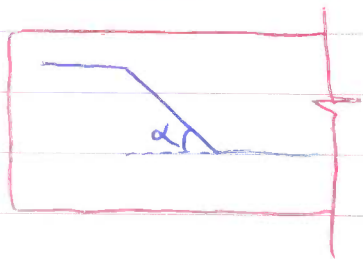
شیب  $V_s$  و عرض مقطع در  $V_s$  اثری ندارد

الرفاقوت ها قائم باشند  $\rightarrow$  
$$V_s = \phi_s f_{yv} A_{sv} \frac{d}{s}$$
 حاصل ظاهر ها داریم

الرفاقوت ها، بر اساس آب بارش طول زاویه  $\alpha$  دارند  $\rightarrow$  
$$V_s = \phi_s f_{yv} A_{sv} \frac{d}{s} (\sin \alpha + \cot \alpha)$$

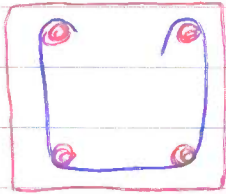


آب بارش مثلثی  $\rightarrow$  
$$V_s = \phi_s f_{yv} A_{sv} \frac{d}{s} \sin p$$



آب بارش برشی هم نه است  $\rightarrow$  
$$V_s = \phi_s f_{yv} A_{sv} \sin \alpha$$

شکل ۱۲  
شکل ۱۳



$$A_{sv} = 2 \times A$$

\*  $A_{sv}$  چیست؟  
مجموع مساحت حلقه های سیمی است

مساحت جانبی

\* اگر جانبی با میلگرد طولی زاویه  $\alpha$  داشته باشد بهترین حالت موقعی است که  $\alpha = 45^\circ$

$$\alpha = \pi/4 \Rightarrow V_s = \sqrt{2} \phi_s f_{yv} A_{sv} \frac{d}{s}$$

نکته مهمی: در انتهای محاسبه ای سعی شود از ردای دقیق ریسمانی  $V_c$  استفاده شود  
طراحی مصالح سیمی در برش

نیازی

$$V_u \leq \frac{V_c}{2}$$

(۳۶)

نیازی به فولاد برشی نداریم

اگر نه

if

$$\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c$$

$$\left( \frac{A_{sv}}{s} \right)_{\min} = 0,35 \frac{b_w}{f_{yv}}$$

$$V_u > V_c$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{V_u - V_c}{\phi_s f_{yv} d} \geq \left( \frac{A_{sv}}{s} \right)_{\min} = 0,35 \frac{b_w}{f_{yv}}$$

بسیار

این حالت

$$V_s = \phi_s f_{yv} A_{sv} \frac{d}{s} = \phi_s f_{yv} d \times 0,35 \frac{b}{f_{yv}} = 0,35 \phi_s b d$$



حضرت اکبرؑ

$$(V_s \leq 4V_c)$$

(2) حد اکثر فاصله ها  $(S_{max})$  :

$$\begin{cases} V_s \leq 2V_c \Rightarrow S_{\max} = \min \{ d/2, 60 \text{ cm} \} \\ V_s > 2V_c \Rightarrow S_{\max} = \min \{ d/4, 30 \text{ cm} \} \end{cases}$$

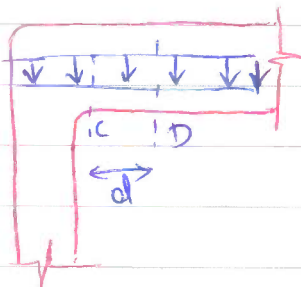
$$400 \text{ MPa} = \underline{460} \text{ } f_{yv \text{ max}} \text{ (3)}$$

**Caution** در دست عا به لفظ .... محاسبه در صورت سوال توجه کنیم!! یعنی در این حالت نیاز نیست کنترل می بالا را انجام دهیم!!!

تعداد درمقاصع رحانی سن ۱۳۸۵ در درس :

تقدیر یعنی مقطع فرائد را به انداز می که از برکتها طلبی ببرد. البته این کار شرطی است.

- (1) عکس العمل تکیه جابجایی است
- (2) جابجایی میسر نزد فاصله ۱۰ تا ۲۰ سانتی متر است
- (3) جابجایی روی تیر و در زیر تکیه تا جایی که مقطع یاب



مبدأ در جمع و در تلفیق مقصود جبر است چون  
شرط نقص شرط است.



# محصول قسم: بیض در سازه های بتن آرمه

Subject:

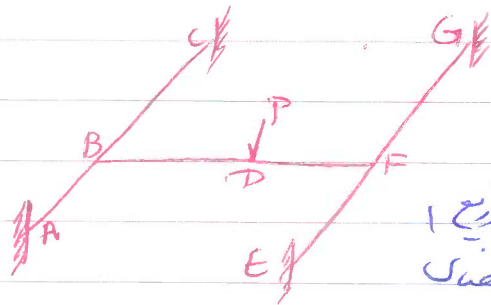
Date:

No:

در سازه های معین سختی اعضا در مقدار نیروی ایجاد شده در آن حاصل می شود و نیروی اعضا ملک روابط استاتیکی به دست می آید. در سازه های نامعین نیروی اعضا به سختی آن معاد است است و اگر در اثر بارگذاری سختی یک عضو کاهش یابد، نیروها مجدداً در سازه توزیع شده و نیروی آن عضو کاهش می یابد.

## سوال: صندوق بیضی داریم؟

① بیضی تعادل: در این حالت کمتر سختی ایجاد شده در اعضا، استفاده از ضوابط تعادل به دست آمده و سختی بیضی اعضا در تعیین مقدار کمتر سختی تعینی ندارد. این بیضی در سازه های معین یا در صورت معین بارهای نامعین به دست می آید. این بیضی قابل افزایش یا کاهش نیست.



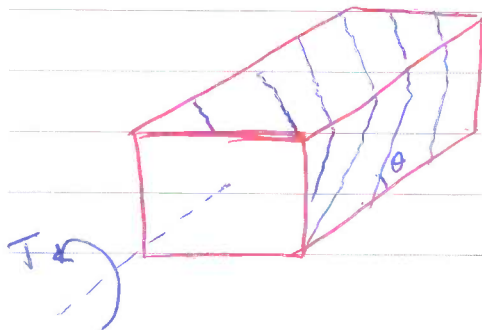
## ② بیضی همبازی

در سازه های نامعین به وجود می آید. اگر سختی بیضی وارده مقطع عضو ترک خورده و سختی آن کاهش یابد، با توجه به سختی های صلب دیگر در سازه توزیع خواهد شد (یا توزیع) و کمتر سختی کمتری در مقاطع عضو باید تحمل شود. بیضی در اعضا ABC و EFG همبازی است.

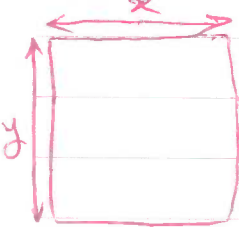
## نحوه ی ترک خوردگی تیر بتنی در هنگام بیضی:



چون هنگام بیضی حالت برش خالص داریم پس زاویه ی ۴۵° ترک ما خورد.



در تیر مایل این صوری هنگام بیضی ترک ما خورد ←



$$\begin{cases} A_c = xy & \text{مساحت مقطع} \\ P_c = 2(x+y) & \text{محیط مقطع} \end{cases}$$

می بینیم که نسبتی ترک خوردگی در

دقت نمود که در ارتفاع مقطع است

متناسب است

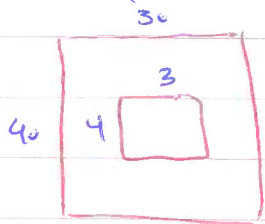
$$T_{cr} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \frac{A_c^2}{P_c}$$

$$T \propto d \propto b^2$$

نسبتی ترک خوردگی

② تذکر مهم

① اگر در خواص میانی ترک سوراخ کوب داشته باشیم (تا حدود 5٪ از مساحت مقطع) از آن در محاسبه  $A_c$  و  $P_c$  صرف نظر می شود.



$$T_{cr} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \frac{A_c^2}{P_c}$$

$$\begin{cases} A_c = xy \\ P_c = 2(x+y) \end{cases}$$

② اگر شرط زیر برقرار باشد نیاز به طرح آرماتور بندی نداریم:

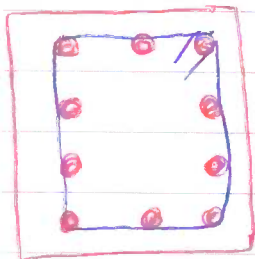
$$T \leq \frac{1}{4} T_{cr}$$

ترک خوردگی

در بعضی موارد به مقطع

مراحل مقاطع بتنی تحت بعضی:

حتماً باید خاموت سیم داشته باشیم و البته در حالت بعضی کارها نمی توانیم این کار را (دقت) به برون خاموت به همراه برون آن فرق دارد!!



آرماتورها طولی تماماً باید وجود داشته باشند

خاموت ها باید تا حد امکان از مرکز مقطع دور باشند  
یعنی اگر سوال بپرسیم که مقطع برای بعضی به چه باید مقطعی را انتخاب کنیم که خاموت ها کنار آن از هم بیفتد است

۳۲۰ \* برای طراحی ست بیضی از مقاومت بتن در برابر بیضی هر قطری بود  $T_c$

$$T_s = 2 \phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{s}$$

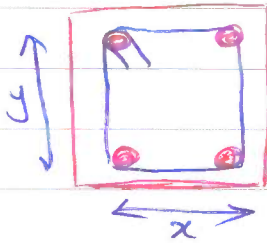
تکریبی مقاومت ناشی از خاتمه به

که فاصله بین خاتمه ها

$A_t$  : سطح مقطع یک ساق از خاتمه

$f_{yv}$  : مقاومت جاری شدن سگاری خاتمه

$A_o$  : سطح محصور شده توسط خاتمه ها



$$\begin{cases} A_o = 0.85 A_{oh} \\ A_{oh} = xy \end{cases}$$

نکته : برای این که خاتمه ها بسته بتوانند عملکرد مناسبی داشته باشند، علاوه بر خاتمه ها بسته از فولادها طول نیز برای مقاومت در برابر بیضی باید استفاده شوند :

مساحت فولادها طولی :  $A_l = \frac{P_h}{s} A_t$

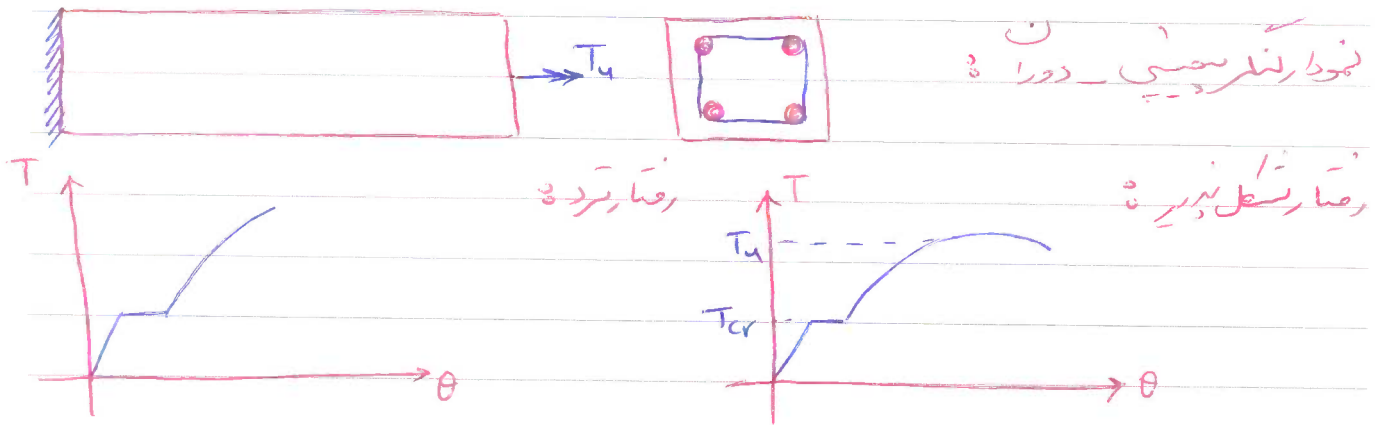
$2(xy)$  : فاصله خاتمه ها بسته

$A_l$  برای مینا بست آمده که حجم آجاتوها طولی مقاوم در برابر بیضی و هم خاتمه ها در یک فاصله  $s$  با هم برابر باشد.

آرئیس جاری شدن فولادها طولی و عرضی با هم برابر باشند :

$$A_l = \frac{P_h}{s} A_t \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

\* ترک خوردگی در بتن از دو سطح ضلع نیز کمتر آغاز می شود و ضایعات بتن نیز معمولاً در دو سطح ضلع نیز کمتر جاری می شود.



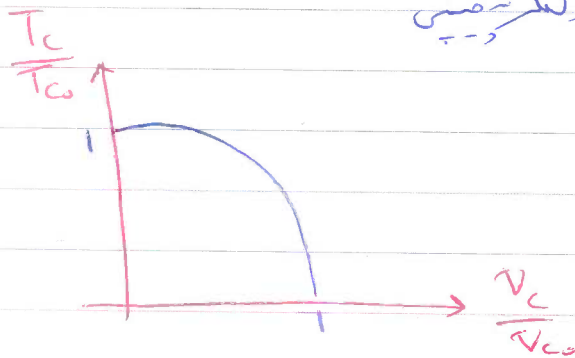
التمقابل برش و پیچش در اعضای بتنی :

$$\left(\frac{V_c}{V_{c0}}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{T_{c0}}\right)^2 = 1$$

در بتن غیر مسلح داریم :

- $V_{c0}$  = مقاومت برشی عضو بتنی غیر مسلح وقتی که تحت نیروی برشی تنها قرار دارد.
- $T_{c0}$  = مقاومت پیچشی عضو بتنی غیر مسلح وقتی که تحت گشت پیچشی تنها قرار دارد  $= 0.4 T_{cr}$
- $V_c$  = مقاومت برشی تحت اثر توأم نیروهای برشی و فشار پیچشی
- $T_c$  = مقاومت پیچشی تحت اثر توأم نیروهای برشی و فشار پیچشی

نمودار در بتن غیر مسلح :



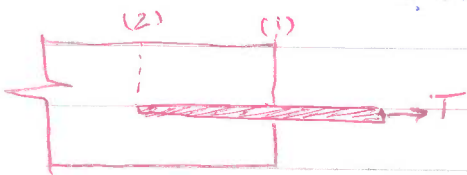




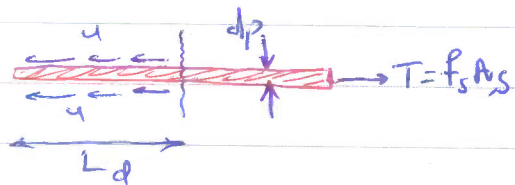


# فصل هفتم: طول مهاري، پرستگر فولاد بتن

مؤثرين عامل پيوستگي بين فولاد و بتن، در تير نشن، آج ميلگرد اينست است



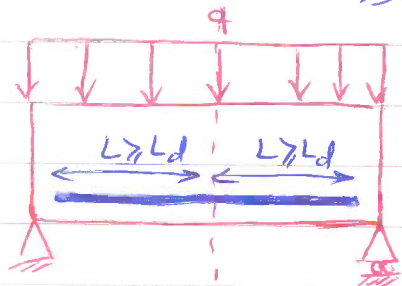
$$\begin{aligned} \text{شيوه ي داخل ميلگرد} &= F_1 = f_s A_s = f_s \frac{\pi d_b^2}{4} \\ \text{شيوه ي سطح ميلگرد} &= F_2 = u \times \pi d_b L \end{aligned}$$



$$\Rightarrow F_1 = F_2 \Rightarrow \boxed{L_d = \frac{f_y d_b}{4u}}$$

طول مهاري ميلگرد

طول مهاري يك ميلگرد برابر حداقل طول است كه ميلگرد بايد داشته باشه تا قبل از پريدن آبرين ميلگرد اينست و ميلگرد ميتواند جاري شود.  
سي در طرزين مقطع بچرازي بابه ميلگرد شيراز طول مهاري ميلگرد داشته باشيم.



$$\Rightarrow \text{حداقل طول ميلگرد لست} \Rightarrow 2L_d$$

**سوال** طول مهاري ميلگرد به چه عواملی وابسته است ؟

$$L_d \propto \begin{cases} f_y \\ d_b \\ \frac{1}{\sqrt{f_c}} \end{cases}$$

مقاومت بتن

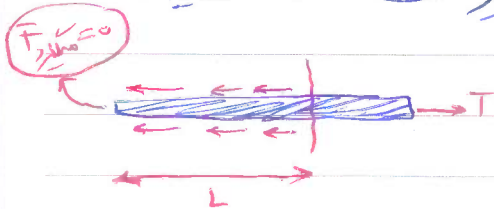
در آيين ۱۰۰۰ به براي طول مهاري يك ضريب اصلاحي در نظر ميگيرد.

$$\boxed{\text{طول مهاري تسوي} \times \text{ضريب اصلاحي} = \text{طول مهاري آيين ۱۰۰۰}}$$

ضرب اصلاح این نامه به عا در زیر بستگی دارد:

- (1) فاصله بین سگله‌ها: اگر فاصله بین سگله‌ها بیشتر طول مهار کمتر
- (2) بتن تازه زیر سگله‌ها: هر چه ضخامت بتن زیر سگله‌ها کم‌تر، موقعی بیشتر، هوای محبوس شده زیر سگله‌ها موقعی بیشتر و بیشتر بین کاتود و بتن کمتر و در نتیجه طول مهار بیشتر می‌شود
- (3) ضرب انولسی: در مناطق مرطوب، خوردگی بیشتر است سگله در انولسی می‌باشد در این حالت سببگی بین فولاد و بتن کمتر و طول مهار بیشتر می‌شود
- (4) ضرب اضافه سگله: می‌توان طول مهار را در ضرب  $\frac{\text{مقدار فولاد}}{\text{مقدار فولاد موجود}}$  ضرب کرد و طول مهار را کاهش داد.
- (5) قطر سگله: هر چه قطر سگله کمتر طول مهار کمتر
- (6) حالت گذاری فشرده: هر چه فاصله خابوت کم‌تر از آن کمتر طول مهار کمتر

نکته مهم: ۱. در محاسبه طول مهار برای جانشین‌های مهار می‌سگله است که اگر خواستیم بتن سببگی را در محاسبه جابجایی کنیم داریم:



$$\text{نیروی ایجاد شده در بتن} = \left( \frac{\sigma + \sigma_c}{2} \right) \times \pi d_b \times L_d = \frac{1}{2} \pi d_b L_d$$

که تنش سببگی متوسط

$$\Rightarrow L_d = \frac{F_s d_b}{2\sigma}$$

\* طول مهار هم در بتن و هم در فولاد تعریف می‌شود. طول مهار برای کاتود در بتن، از طول مهار این در بتن کوتاه‌تر است (صورت اول) یا برابر (در صورت اصلاح) آن طول‌تر است.

طول برای گروه میلگرد

میان بین مفید گروه میلگرد پس می طول برای گروه میلگرد بیشتر می شود.  
در این حالت ما از ضرب افزایش استفاده می کنیم

طول برای گروه منفرد  $\times$  ضریب افزایش = طول برای گروه میلگرد



$$A_s = 2A_o$$

$$P_s = 2P_o$$



$$A_s = 3A_o$$

$$P_s = 2.5P_o$$



$$A_s = 4A_o$$

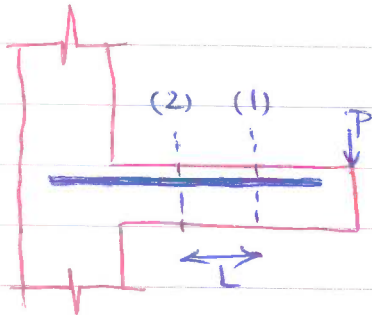
$$P_s = 3P_o$$

$= 1$  ضریب افزایش  $\rightarrow$  گروه منفرد

$= 1.2$  ضریب افزایش  $\rightarrow$  گروه 2

$= 1.33$  ضریب افزایش  $\rightarrow$  گروه 3

$$\text{ضریب افزایش طول برای} = \frac{A_o}{P_o}$$



$$M_2 > M_1 \Rightarrow T_2 > T_1$$

میان M در (2) بیشتر است نیروی کششی به میلگرد وارد می شود.

میان نیروی موثر در دو سمت که با توری مقطع (1) و (2) متفاوت

است برای حفظ تعادل باید تنش ها به صورت متوسط  $M_{ave}$

$$T_2 = T_1 + M_{ave} \times \pi d_b L$$

وارد شود.

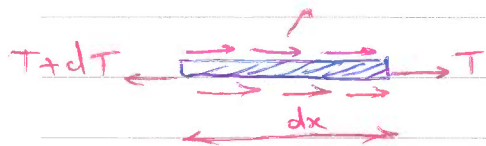
$M_{ave}$



تنش کششی

$$\Rightarrow M_{ave} = \frac{\Delta T}{\pi d_b L} \rightarrow T_2 - T_1$$

$$M_{ave} = \frac{\Delta f_s d_b}{4L}$$



حال اگر چسبندگی را برابر صفر بگیریم:

$$T + dT = T + \mu_x (\pi d_b x dx)$$

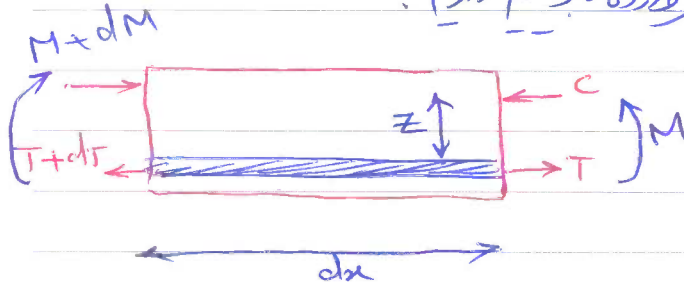
$$\Rightarrow \boxed{\mu = \frac{1}{\pi d_b} \frac{dT}{dx}}$$

یعنی هر چه نیروی کشش بیشتر باشد در میلگرد تغییر کند چسبندگی بین بتن و میلگرد  
باید بیشتر شود تا لغزش رخ ندهد.

$$\text{if } \frac{dT}{dx} = 0 \Rightarrow \mu = 0$$

یعنی اگر نیرو در راستای طول باشد، چسبندگی ندارد.

\* اگر خواستیم رابطه چسبندگی را حسب نیرو وارد کنیم داریم:

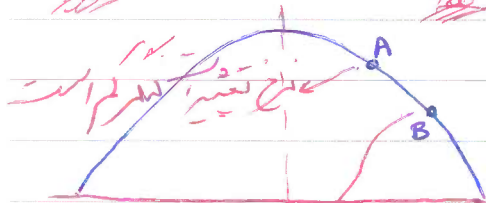
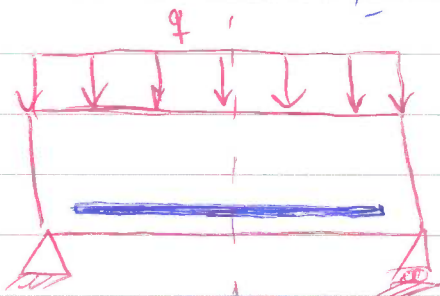


$$M = Tz \Rightarrow T = \frac{M}{z}$$

$$dT = d\left(\frac{M}{z}\right) \Rightarrow \boxed{dT = \frac{dM}{z}}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{1}{\pi d_b z} \frac{dM}{dx} \Rightarrow \boxed{\mu = \frac{T}{\pi d_b z}}$$

Result ← چسبندگی با برش رابطه مستقیم دارد.



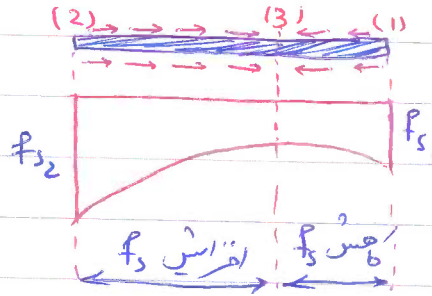
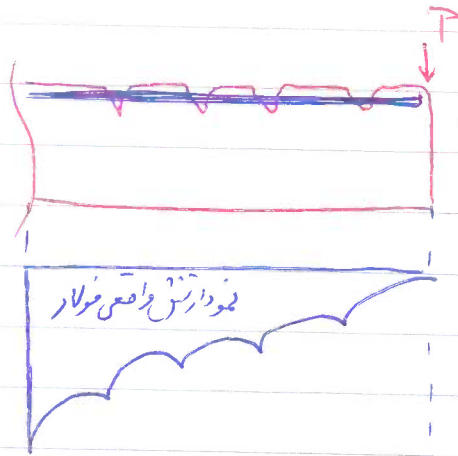
تغییر تغییر در طول زیاد است

اگر در A آرماتور مهار شده باشد، در B نیز فراموش  
کننده است (در B مقدار M بیشتر است)  
اگر آرماتور در B مهار شده باشد، در A نیز فراموش  
مها شده است.

چسبندگی یعنی در یک تیر در مقطعی که چسبندگی در آن بیشتر  
تغییر منگنه بیشتر است. در این حالت ممکن است در  
مقطعی از میلگرد به جودت موضعی میلگرد از بتن جدا  
شود، اما این موضوع سبب خرابی کلی مقطع نمی شود.



تأثیر بتن در سس؟



تنس در میلگرد بتن مستقل  $\Rightarrow$  تنس فولاد در حال چسب  $\Rightarrow$  (در مقطع استهلاک (3))  
 تنس از بتن به میلگرد منتقل می شود  $\Rightarrow$  تنس فولاد در حال افزایش  $\Rightarrow$  (در مقطع مفصل (3))

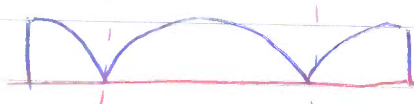
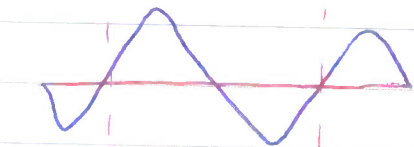
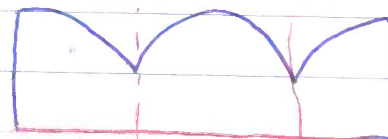
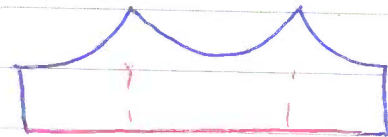
**دک** این موضوع یعنی ابتدا میلگرد به بتن تنس می آید و در شده و هم تنس از تنس فولاد به بتن تنس می دهد اما  
 من از مدست کنایه (در مقطع (3)) بتن تنس می دهد که در محل (2) که ترک ایجاد شده است  
 دیگر نمی تواند تنس تنس تحمل کند و دوباره تنس خارج به میلگرد بازمی گردد.



ممودار M



حد بمودار مهم



تویج تنس میسند

تنس تنس فولاد

تنس تنس بتن

علیت هم تنس فولاد

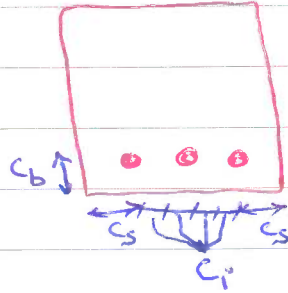
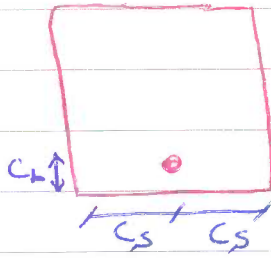
ال انک



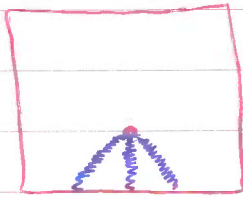
**این نام** در این نام از طول مهارت ها در هر دو طرف مقطع به این وجود داشته باشد  
 باید به این نام از هر دو طرف به این نام به کنترل تنش ها به این نام به این نام

**مکانیسم های احتمالی در مقاطع تنی:**

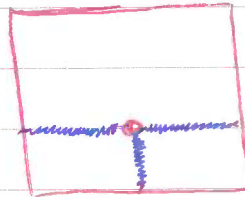
مکانیسم های تنی که در هر طرف که پوسش تنی و میکلر در کنار این احتمال شروع ترک خوردن  
 از آن سمت سمت راست است



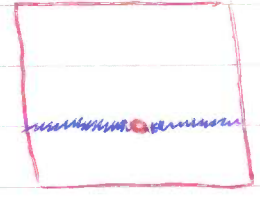
1- نصف فاصله بین میکلر ها  
 2- پوسش بین آرمه بندی  
 3- پوسش بین زبر میکلر



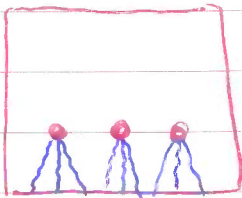
$$c_b < c_s$$



$$c_b = c_s$$

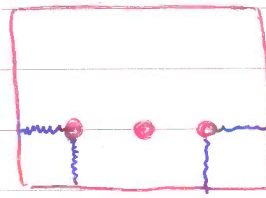


$$c_b > c_s$$



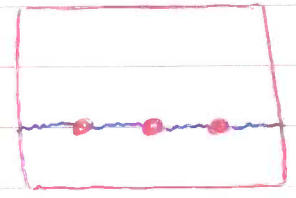
$$c_b < c_s$$

$$c_b < c_i$$



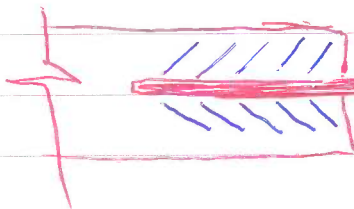
$$c_s < c_b$$

$$c_b < c_i$$



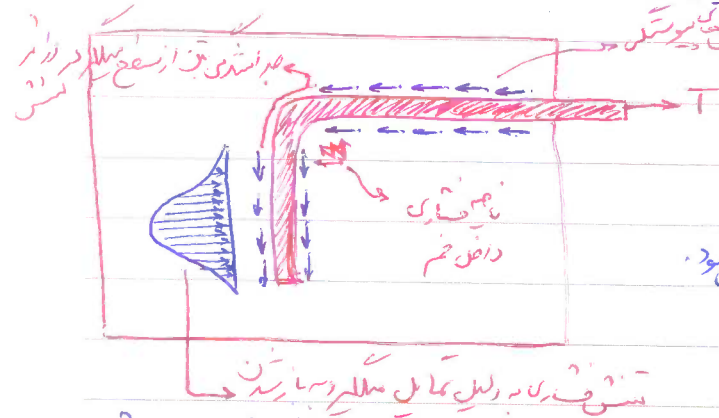
$$c_s < c_b$$

$$c_i < c_b$$



اگر میکلر تنیده شود ترک ها انفجوری در پی می آید

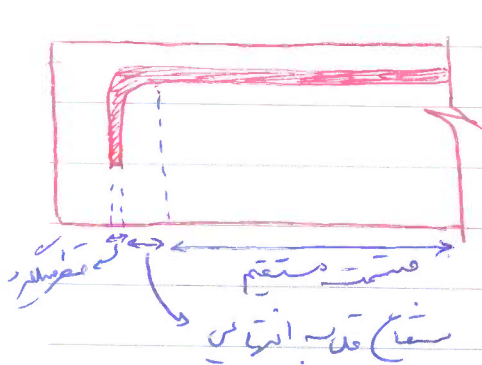
**نکته مهم:** تنش های یونگ در میلگرد ها صاف می باشد و پیچیدگی های و اعطاضات سطحی به سبب تغییر تنش های یونگ در میلگرد ها ایجاد می شود که سبب تغییر ضریب خوردگی



**قالب:** در صورت خم شدن قالب در بتن چسب نمی آید (نکته)  
و بتن در کنار میلگرد ها به بتن چسبیده می شود  
در صورت عدم چسبیدن بتن و بتن یونگ تنش های پیچیدگی متغیری خواهد بود

\* معمولاً علت اصلی سست شدن قالب، فرورفتن بتن موجود در ناحیه های خالی داخل خم می باشد

**نکته مهم:** قالب در مورد آسانسورها کاری کاربرد ندارد



بهرین مقدار طول میزبان از  $L_{dh}$  بیشتر است

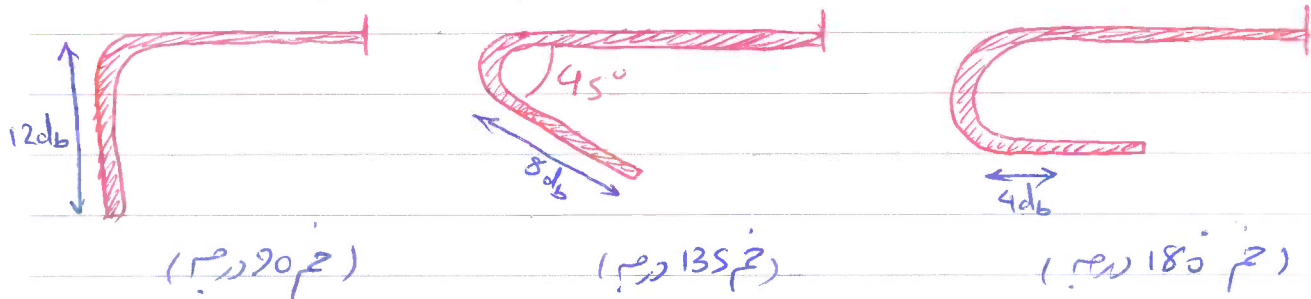
$$L_{dh} = \text{قطر میلگرد} + \text{شعاع خم} + \text{طول مستقیم میلگرد قبل از شروع خم}$$

$L_{dh}$  بسیار کمتر از طول میزبان مستقیم ( $L_d$ ) است

$$L_{dh} = (1/2 \sim 1/3) L_d$$

\* هرچه قطر میلگرد بیشتر باشد، آن را باید، شعاع نیز بزرگتری خم کرد

\* هر اندازه خم سنگرد بیشتر باشد، طول مورد نیاز بعد از خم کاهش می یابد.



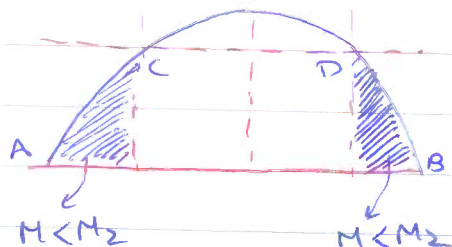
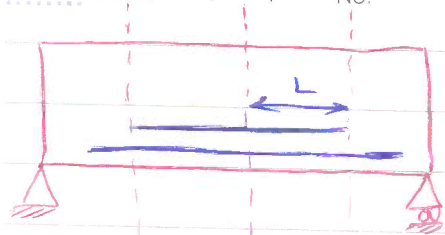
\* هر قدر خم که شعاع قوس نزدیک باشد، طول افقی قبل از قوس را نمی توانیم به طور کامل انجام دهیم. به همین دلیل همواره حداقل برای قسمت افقی قبل از خم نیاز داریم که طول آن در حدود  $\frac{1}{2}L$  الی  $\frac{1}{3}L$  باشد.

مقطع برای تست فشار یا کاربرد دارد

- وصله سنگرد 3  
 (1) وصله بویستی (2) وصله بویستی (3) وصله مکانیکی (4) وصله آبکاری

\* در وصله بویستی اگر فاصله وصله ها از یکدیگر زیاد باشد، وصله طریقی نمی کنند و نیروی یک وصله سنگرد بر دیگری منتقل نمی شود.  
 \* وصله بویستی نباید در خطرها که نزدیکتر از  $\phi 36$  به کار رود.

\* وصله ها بویستی در مکانی که بتوانند نیروی معادل 125٪ از نیروی تسلیم سنگرد را تحمل کنند.  
 \* وصله ها آبکاری فقط و فقط در جاهای توخالی تحت فشار کاربرد دارند.



### ضوابط قطع میلگرد

در تمام موارد ما احتیاج به میلگرد داریم تا نیرو را تحمل کند آن را قطع می‌کنیم چون اگر اتورها معمولاً برای تمرینش صد کتر عرض می‌شوند.

### ضوابط آیین نامه

- ① در بار آیین جدول هفتم، کل قطع اتورها از نقطه ای که محاسب برای آن انجام شده است باید حداقل به اندازه  $1.2d$  ادامه داشته باشد.
- ② میلگرد باید از محلی که از تمرینش وجودش لازم نباشد به اندازه  $\max(d, 1.2d)$  ادامه یابد.
- ③ در تیرهای بتنی که شماره باید حداقل  $3/4$  اتور عرضی مثبت تاروی بتنی که ادامه یابد و اجازه نذاریم که اتورها را قطع کنیم.
- ④ در تیرهای سراسری باید حداقل  $1/4$  اتور عرضی مثبت تاروی بتنی که ادامه یابد.
- ⑤ در تیرهای سراسری باید حداقل  $3/4$  اتور عرضی مثبت موجود در تکیه که تا نصف عرض منفی تغییر شکل (یعنی محلی که کمتر منفی شود) ادامه یابد.



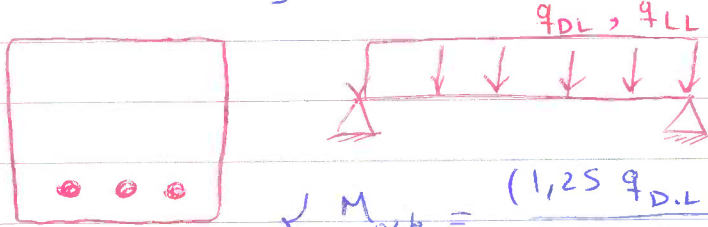
# فصل هشتم: کنترل ضوابط در بارها بتن آرمه

Subject:

Date:

No:

۱) محاسبه عضو در محضری: مقاومت عضو در محضری نباید از بارهای ضریب دار استوار شود.



$$M_{orb} = \frac{(1,25 q_{DL}) L^2}{8} + \frac{(1,5 q_{LL}) L^2}{8}$$

$$M_{مقاوم} = \phi_s f_y A_s (d - a/2), \quad a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0,185 \phi_c f_c b}$$

$$\Rightarrow M_{مقاوم} \geq M_{واری}$$

۲) کنترل عضو: در این حالت که حالت سوس یا لوله میرایی (تکثیر شده می شود) مقطع باید در حالت الاستیک استیک قرار گیرد، یعنی مقطع کار است تحت بارهای بحرانی و رفتار خطی داشته باشد.

کنترل تنش در فولاد:  $f_s \leq f_y$   
کنترل تنش در بتن:  $f_{max} \leq 1/2 f_c$

\* هر چه تعداد ترکها ↑ عرض ترکها ↓

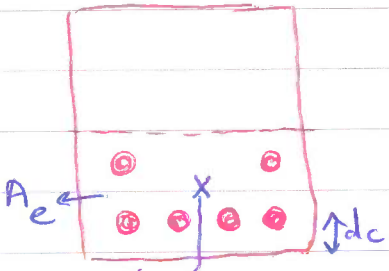
$$0,35 \text{ mm} < \text{مقدار مجاز عرض ترک} < 1 \text{ mm}$$

هوای فک

محافظت محسوس آب

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

حساب عرض ترک (mm)



$f_s$ : تنش در بارین ترین ریف مسلکد کششی ( $0,6 f_y$ )  
 $d_c$ : ضخامت یوسن محاط بتن که از مرکز آخرین ریف مسلکد تا پایین مقطع می باشد (mm)

در هر سطح مسلکد ها

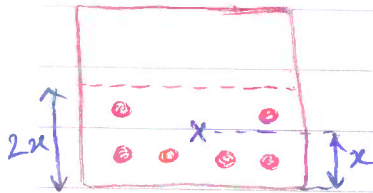


A: مساحت موثر گشتی بتن نسبت به مقدار میلگردها ( $\text{mm}^2$ )

$$A = \frac{A_e}{N}$$

تعداد میلگردها

$A_e$ : مساحت بزرگترین مستطیلی است که در آن بزرگترین سطح میلگردها منطبق است. مثلاً



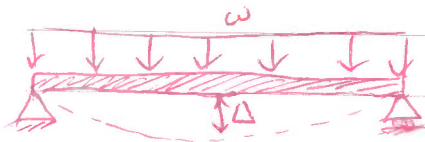
مثلاً اگر فاصله بزرگترین سطح میلگردها از پایین مقطع  $x$  باشد، ارتفاع مستطیلی که نماینده  $A_e$  است برابر  $2x$  و عرض آن برابر  $b$  خواهد بود.

اصلی کلی: اگر در یک مقطع بتنی از مقدار میلگردها بیشتر و با قطر کمتر استفاده شود، عرض ترکها کاهش و تعداد ترکها افزایش می یابد.

نکته مهم: خودی آرایش میلگردها در مقطع در عرض ترک موثر است چون با آرایشهای مختلف  $A_e$ های مختلف برای مقاطع به دست می آید.

سوال: تاثیر خوردن در بازه بتنی، یا تار پوسیدگی آن چه تغییری می کند؟

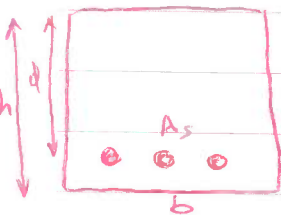
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \rightarrow \quad \downarrow \text{سختی بازه} \quad \rightarrow \quad T \uparrow$$



میدانیم که بتنی؟

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{w L^4}{E I_e} \quad \text{و} \quad E = 50000 \text{ KPa}$$

ممکن است اینرسی موثر مقطع



اگر ترک بتنی در طول موثر خوردن رخ داده باشد، ممکن است اینرسی مقطع به حالت

$$I_g = \frac{b h^3}{12}$$

ترک نخورده برابر است ( $I_e = I_g$ )

از این میلگرد مورد نظر شود

المقطع در بعضی جاها ترک خورده و در بعضی جاها ترک صورت می‌گیرد، مثلاً اثری متوسط استفاده می‌شود. لنگر ترک خورده

$$I_{cr} \leq I_e \leq I_g$$

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

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{\gamma/2}$$

$M_a$ : لنگر حداکثر موجود در مقطع

اصلاً ضربه زار نیست (ضربه مانویه) تیر سیمی و وقتی تیر تحت بار دائمی قرار می‌گیرد، باید نسبت زنا افزایش در تغییر مکان القریبی می‌کند که برای ضربه مانویه می‌گویند.

\* علت اصلی ضربه مانویه به نخ دادن خرش در بتن

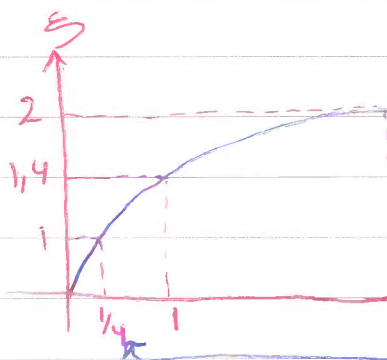
$$\Delta'_{\text{نانونی}} = \lambda \Delta_{\text{کوتاه}} \Rightarrow$$

$$\lambda = \frac{\epsilon}{1 + 50 \rho'}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

نسبت فولاد در تیر

$\epsilon$ : ضربه وابسته به زمان که از نمودار مقابل به دست می‌آید:



مثلاً  $\epsilon = 2$  پس از 5 سال

$\epsilon$  (واقعیت) تأثیر دیرینه خرش در طول زمان است  
برای اینکه  $\epsilon = 1$  سه ماه زمان نیاز است

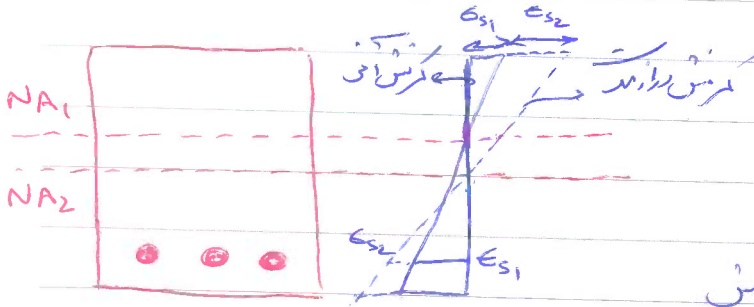
\* تغییر شکل مانویه تحت اثر بارهای ایستایی می‌شود. بارها دائماً شامل کل بار مرده و قسمتی از بار زنده است. پس هر چه درصد بار مرده از کل بار در باره بیشتر باشد، خرش در تیر بیشتر است.

مسئله سوال که بعد از دیدن ضریب ضریب

این ضریب، ضریب ضریب و ضریب

$$\Delta_{\text{کوتاه}} = (1 + \lambda) \Delta_{\text{کوتاه}} = \Delta_{\text{کوتاه}} + \lambda \Delta_{\text{کوتاه}} = \Delta_{\text{کوتاه}} + \Delta_{\text{کوتاه}} = \Delta_{\text{کوتاه}} = \Delta_{\text{کوتاه}}$$

$$\text{if } p' = 0 \text{ و } E = 2 \Rightarrow \lambda = 2 \Rightarrow \Delta_{\text{کوتاه}} = 3 \Delta_{\text{کوتاه}}$$



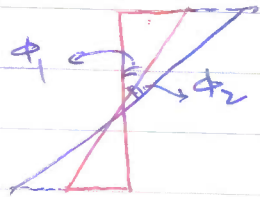
در یک شیار خرس و ضریب ضریب

بسیار است زمان و در دراز مدت، بین از  
تخلی تن شده طای کرده و محض  
به سمت این مقطع طایط شود.  
سرسن ضریب ضریب با اندازه 2 عافراسی

بسیار است  
از آن جاکه بارگذاری دارد به تدریج تغییر کرده است، باید یک مقدار مقطع ثابت باشد. در آن حالت از  
یک سو با افزایش کرنش در فولادها، تنش و نیرو افزایش می یابد و از سوی دیگر با این آمدن محض  
بزرگ تر طای یافته و در مجموع یک طای فصل شده در مقطع (نیرو x بار) ثابت می ماند.

نکته: با رخ دادن خرس، مقدار تنش در تن ضریب ضریب می یابد.  
همچنین نیروی فولادها که گشتی در دراز مدت افزایش می یابد.

\* در صورت استفاده از فولاد فای در مقطع، ضریب ضریب می یابد.  
\* در دراز مدت انعطاف مقطع ( $\Phi$ ) که برابر با ضریب ضریب بود افزایش  
یافته قائم است افزایش می یابد.



$$\Phi_2 > \Phi_1$$

نشر در این ماده

برای ساختمان های متفاوت اگر از حداقل ضوابط تعیین شده برای تیرها استفاده شود، نیازی به نشر خیر آن ها نخواهد بود.

نیازی به نشر خیر در تیر می باشد  $\Rightarrow \frac{\text{طول تیر}}{16} > h \Rightarrow$  تیرها دهانه ساده

اما اگر بخواهم از ارتفاع کمتری برای تیر استفاده کنم، به نشر خیر نشر کنم:

$$\left\{ \frac{\text{طول دهانه}}{180} \leq \text{کوچکترین} \Delta = (1 + \lambda) \Delta_{\text{کل}} \Rightarrow \text{تیرها فاصله از ایستگاه سبب نشر در سازه}$$

# مصل نهيم: اصول طراحی دال ها :

## دال های تک طرفه :

بارها در دیده رانتهاء خم شده در یک راستا به تکیه یا مستقل می کند

## دال های دو طرفه :

(۱) دال تحت (صفحه ای) متکی به ستون ها : در این دال هیچ تیر کناری به دال متصل نیست و دال

مستقیماً به ستون ها چارگوشه متصل می شود.

این دال برای رها - های کوچک و مساحتان ها ، بار یک نما است.

(۲) دال تحت بار ستون و یا تیر : اگر به شدت زیاد به دال دارد شود مثل بارکشی

جانبی در مجاورت ستون ها که در آن منفی تکیه ها می و تنش ناشی از برش زیاد می شود

و ممکن است ستون به خاطر سطح کم دال را سوراخ یا پاره کند در این حالت

به ستون راه صورت خنجره شکل درش آورند

(۳) دال تحت تیر کناری : در دال ها تحت برای طاق ها غیر دال در دهانه ها کناری از

تیر به لبه ای (تیرهای عمیق) استفاده می شود.

(۴) دال دو طرفه ، تیر : در هنگام بارها بسیار سنگین می توان از سیستم دال ، تیر در

چارلبه استفاده کرد. در این حالت مکانیزم انتقال بار ابتدا از دال به تیر و سپس از تیر به

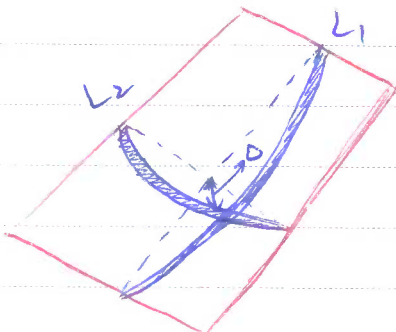
ستون است.

(۵) دال محبوف (مشک) : گاهی اوقات در میانه دهانه مقدار قابل توجهی از بتن به کشتن

می افتد به همین دلیل ضرر ها بسیار دال ایجاد می کنند تا بتن کمتر مصرف شود. البته

بهتر است این کار انجام شود بدون بتن در برش دال نقش خوبی دارد.

## معرفی رفتار خمشی دال :



سهم بار نواری جهت  $L_1$  به  $w_1$

" " " " " "  $L_2$  به  $w_2$

حرکت از نواریا مانند یک تیر دو سر هاد عمل می کند

در نقطه اشتراک دو نواریه هر دو نواریا هم برابر است

$$\frac{5}{384} \frac{w_1 L_1^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{w_2 L_2^4}{EI} \Rightarrow \frac{w_1}{w_2} = \left( \frac{L_2}{L_1} \right)^4$$



نسبت نگرها  $\frac{M_1}{M_2} = \frac{w_1}{w_2} \times \left(\frac{L_1}{L_2}\right)^2 = \left(\frac{L_2}{L_1}\right)^4 \left(\frac{L_1}{L_2}\right)^2 = \left(\frac{L_2}{L_1}\right)^2$

تکلیف: چه موقع عملکرد دال یک طرفه است؟

- ① دال تنها روی دو تکیه‌گاه موازی هم باشد
- ② دال در هر دو طرف تکیه‌گاه داشته باشد و  $\frac{L}{B} > 2$  → (۳۶)
- ③ دال در هر دو طرف تکیه‌گاه داشته باشد و  $\frac{L}{B} < 2$  و در همین حال سختی تکیه‌گاه‌ها در یک راستا بسیار بیشتر از جهت دیگر باشد

طراحی دال‌های یک طرفه:

برای این منظور، دال را برای عرض واحد طراحی می‌کنیم و در آخر عرض واحد را در عرض دال ضرب می‌کنیم.

\* در طراحی دال‌های یک طرفه از ضوابط و ضوابط خاصی استفاده نمی‌شود.

\* طراحی دال‌های یک طرفه به معنی تعیین ضخامت مورد نیاز دال و محاسبی مسلک دال‌ها است.

کنترل فیر دال:

نوع دهانه دال	دهانه‌بند	نسبت‌های تکیه‌ها	نسبت‌های دیر	طرح‌ای
مدال صفت دال	$\frac{L}{20}$	$\frac{L}{24}$	$\frac{L}{28}$	$\frac{L}{10}$

ماده در طراحی دال را به قدری بزرگ بگیریم که کمتر مورد نیاز تأمین شود.

کنترل برش دال:

برش در دال صدها مهم نیست ولی باید محاسب شود.  $d$  به ضریب انتقال می‌شود که برش دهانه  $d$  از تکیه‌گاه از طرفیت برشی بین مقطع کمتر باشد.

$$V_u < V_c = 0.24 f_c b d \Rightarrow d > \frac{V_u}{0.24 f_c b}$$

### تعیین آرماتورها خمشی در دال یک طرفه

تمام سلبه‌های خمشی باید در امتداد عمود بر تکیه‌گاه قرار گیرند.

- ① نواری به عرض یک متر را در نظر گرفته و آن را همانند تیر به دهانه  $L$  خاص می‌کنیم
- ② کمتر طراح دال را به اساس کمتر وسط دال در نظر می‌گیریم

$$M_{max} = \frac{W_u L^2}{8}$$

- ③ مقطع قائم در برابر خمش، مقطعی به عرض یک متر و ارتفاع کل ضخامت دال می‌باشد

$$M_r = \phi_s f_y A_s (d - a/2) \quad , \quad a = \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 \phi_c f_c b} \rightarrow 1m$$

**نکته مهم:** در صورتی که آرماتور موجود در دال، معمولاً کمتر از  $\frac{P_b}{2}$  باشد. بنابراین اگر آرماتور  $\frac{P_b}{2}$  کمتر مورد نظر تأمین نشود، ضخامت دال باید زیاد شود.

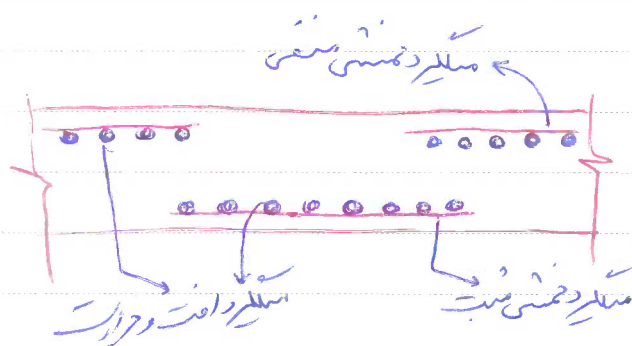
### فولادهای افقی و حرارت در دال یک طرفه

در راستای دال و عمود بر سلبه‌های خمشی سلبه‌ها قرار داده می‌شود که به افقی و حرارت معروف است که مزایای زیر را دارد:

- ① در اثر پدیده افقی و حرارت بین تیرها به گاهی هم دارد که تنش ایجاد می‌کند که این آرماتورها تنش‌ها را جذب می‌کنند
- ② کاهش ترک خوردگی بتن در جهت عمود بر سلبه‌های خمشی
- ③ پوسیدگی و یکپارچگی دال را در جهت عمود بر سلبه‌های خمشی حفظ می‌کند

✳️ تمام آرماتورها افقی و حرارت، کمتر از آرماتورها خمشی است.

### (سوال) مسئله دهنی حرارت در کمان دال قرار داد شوند ؟



در محل های دال ، مسئله مثبت (در سطح ها نه)  
 البته است مسئله دهنی افت و حرارت در پایین  
 مقطع و در کمان مسئله دهنی منشی قرار گیرد  
 و در جابجایی ، مسئله منشی (در سطح ها)  
 البته است در میان مقطع قرار گیرد

(دقت) با افزایش  $\rho$  فولاد ، در عدد فولاد افت و حرارت کاهش می یابد.

نکته جامعاً مهم 3: معیار انتخاب مسئله دهنی حرارت فقط نوع مسئله است و اگر با توجه به نیاز می باشد

برای مسئله دهنی $S240$ و $S340$	$\rho = 0.002$	نسبت فولاد افت و حرارت دال
برای مسئله دهنی $S400$	$\rho = 0.0018$	
برای مسئله دهنی $S500$	$\rho = 0.0015$	

نکته مهم 3: نسبت فولاد افت و حرارت در دال ها به صورت نسبت سطح مقطع فولاد به کل سطح مقطع بتن دال بیان می شود و در نسبت فولاد ها منشی در تیرها و دال ها به صورت نسبت سطح مقطع فولاد به سطح مقطع موثر بتن می باشد می شود.

$$\left. \begin{aligned} \Rightarrow \rho &= \frac{A_s}{bh} \text{ برای فولاد افت و حرارت دال ها} \\ \Rightarrow \rho &= \frac{A_s}{bd} \text{ برای فولاد منشی تیرها و دال ها} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \boxed{\rho_{\text{تیر}} < \rho_{\text{دال}}}$$

لازم می دانم از جناب آقای مهندس غفاری بابت اسکن  
خلاصه این درس تشکر ویژه و صمیمانه داشته باشم

**اگر این جزوه نقشی در موفقیت شما در  
کنکور کارشناسی ارشد و دکتری داشت،  
لطفا ما را از دعای خیر خود  
بی نصیب نگذارید.**

**با تشکر**

**مصطفی رحیمی**

**nce.rahimi@yahoo.com**