

« جزوه‌ی بتن ۱ آقای دکتر محشتم دولتشاهی » روش‌های نوین در

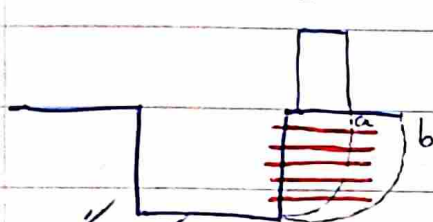
* جلسه ۱ استاد (۶،۲۷)

آله‌باشه ۸ آذر

۴ بهمن

مضرات: تکالیف ۵، حضور غیاب ۲، فاینال ۷، کوئیز یا میان‌ترم ۶

ساختن‌های افکن

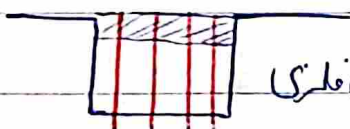


۱. nailing

برای ایجاد گودهای طویل
دو تاراه وجود دارد.

روش nailing سبب می‌شود حوضه‌ی انتقال گسیختگی از
حالت a به حالت b تبدیل شود و به‌این‌ترتیب اتفاق به
دلیل حجم‌زدن دینفقه‌ی خاکی نیروی اصطکاک از
نیروی رونده بیشتر می‌شود و گسیختگی نخواهیم داشت.

۲. Top down



در این روش ابتدا ستون‌های فلزی
معمولی فرو می‌رود و سپس از بالا به
صورت طبقه به طبقه خاک برداری می‌شود.

* فصل ۱: کلیات

* جلسه ۲ استاد (۶،۲۹)

~~در پروژه‌های بتن در همان محل پروژه بتن رومی سازن~~

در پروژه‌های بتن در همان محل پروژه بتن رومی سازن

در کش batching

برای درک فیزیکی بهتر باید از اعداد و بزرگی اون‌ها مطلع باشیم.

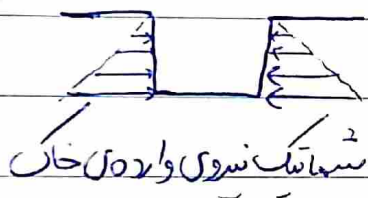
۲

برای مثال فشار در عمق‌های مختلف خاک با رابطه $P = k \gamma h$ بدست

می‌آید و این یعنی در عمق ۲۰ متری $1 \text{ ton} / \text{m}^2 \times 20 \times 0.5$ که برابر است
(k خاک تقریباً ۰.۵ است)
با $10 \text{ ton} / \text{m}^2$ که مقدار زیادی است.

با همین مثال و انجام محاسبات می‌شود متوجه شد که در نگهداری‌های عمیق

چه نیروی عظیم از سوی خاک وارد می‌شود.



شماره یک نیروی واردی خاک

حال در جهت تقسیم بهتر برخی از اعداد ذکر می‌شود

$$P_{\text{خود}} = 7800 \text{ kg} / \text{m}^3 \quad P_{\text{بن}} = 2400 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$P_{\text{خاک}} = 1500 \text{ kg} / \text{m}^3$$

باید برای مثال هر سقف چیزی در حدود $700 \text{ kg} / \text{m}^2$ است. البته در سقف‌های گوبانکس

با توجه به ایجاد حفره سقف سبک‌تری شده و به حدود $500 \text{ kg} / \text{m}^2$ می‌رسد.

در این درس خیلی مهمه که اول فرق تکنولوژی بتن و طراحی بتن رو بدویم.

تکنولوژی بتن یعنی نحوه ساخت بتن و میکسینگ اجزای آن (آب و سیمان و سنگدانه و افزودنی ها)

در حالی که در درس طراحی سازه بتنی ما با خود سازه سروکار داریم و قراره از بتن جهت

طرح سازه استفاده کنیم.

* مکان مقاومت بتن در طراحی ها، بتن ۲۸ روزه می باشد.

انواع تیپ های مختلف سیمان که بردهای متفاوتی دارند. برای مثال سیمان تیپ ۲

کندگیره و باعث کاهش دمای زیاد هیدراسیون، تیپ ۳ کندگیره و سبب افزایش

سرعت پروژس. یا سیمان تیپ ۴ هم کندگیره و خلاصه اینکه در پروژه با توجه به

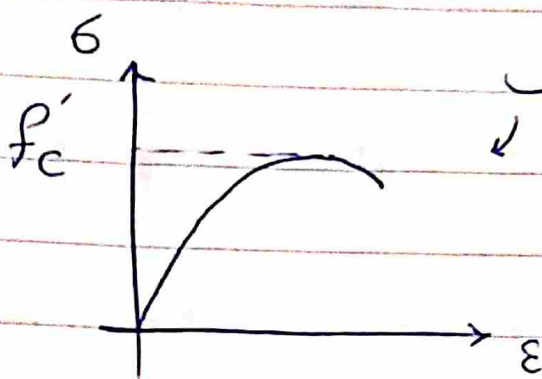
اقتضایات پروژه ممکنه از سیمان های مختلفی استفاده می شن.

سؤال: با فرض حجم تقریباً برابر، نمونه ی ملکی مقاومت بیشتری دارد یا نمونه ی

استوانه ای؟ (برای بتن). جواب: نمونه ی ملکی چون به خاطر میل هندسی

چاق تره لذا مقاومت بالاتری داره.

مر ۴



نمودار تنش کرنش بتن به صورت شماتیک

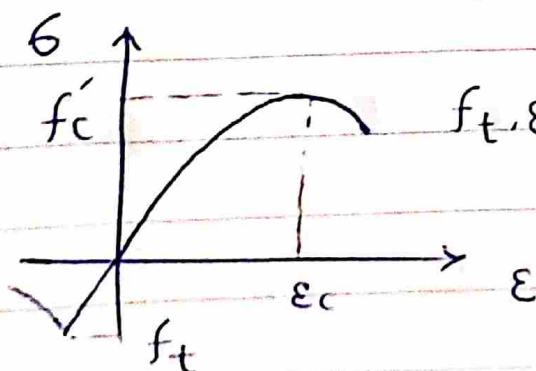
* $20 \text{ MPa} < \sigma_c' < 40 \text{ MPa} \rightarrow 200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \sigma_c' < 400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

الته بتن‌های معمول ایندوگرنه
در تکنولوژی‌های پیشرفته‌تری شده
مقاومت‌های بالاتری هم دارند.

برای سازه‌های معمولی همون حدود 20 MPa به مقاومت بتن مون.

* جلسه ۳ استاد (۷،۳)

نمودار تنش کرنش بتن روی شه شناسنامه‌ی بتن نوشت.



در این نمودار سه مقدار $f_t, \epsilon_c, \sigma_c'$

برای ما اهمیت دارن.

۵

ع_۰ کمترین تنش فشاری قابل تحمل ، ع_۰ کمترین کرنش ایجاد شده و f_t

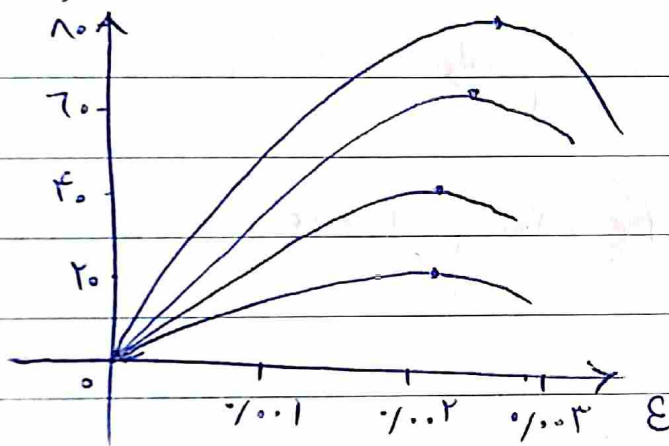
کمترین تنش کششی قابل تحمل است.

مقاومت

از آنجایی که به سبب وجود بتن های یانودارهای متفاوتی برای رفتار بتن

ایجاد می شه ، می توانیم با مقایسه ی اون ها به نتایجی برسیم .

σ (MPa)



(۱) $20 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 80 \text{ MPa}$

(۲) $0.002 \leq \epsilon \leq 0.003$

(۳) E بتن احتمالاً تابعی

از ϵ است .

* (۴) در نمونه های قوی تر به سبب شیب سقوط بیشتر بعد از نقطه ی پیک ،

شکل پذیری کمتری وجود دارد.

نمونه های ۳ و ۴ حدس هایی است که از روی نمودار زده می شه و

مخرج فرضیه می شه . سپس با انجام آزمایش و تحلیل داده ها رد یا قبول می شه .

۶

مطابق آیین نامه آمریکا f'_c بتن برای ساختمان های بتنی (ساختمان های معمول)

حداد 17 MPa باید باشد.

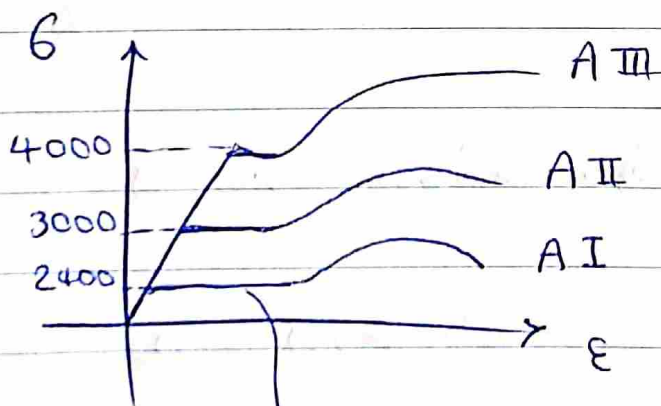
اگر واحد MPa را در تقریب داریم رابطه ی بین E_c و f'_c به صورت زیره

$$* E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

اگر واحد kgf/cm^2 را بگیریم خواهیم داشت: $* E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$

پس اگر در یک سازه ی معمول $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ باشد اون وقت $E_c \approx 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

حال این مقدار E برای بتن روی شیشه با فولاد مقایسه کرد.



شکل پذیری فولاد بسیار بهتر از بتن هست.

E فولاد که نسبت قسمت خطی نمودار با است حدود $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ که در

حدود ۵ برابر بتن با مقاومت 20 MPa هست.

*

مر ۷

مورد آخری که در مصالح اینجا پیش اشاره می شه بحث آرماتورهاست نه

شماره ی اون ها بر حسب قطر شون به میلی متره. مثلاً آرماتور ۲، قطرش

۲ میلی متره. قطرهای آرماتورهای بکول ۶، ۸، ۱۰، ۱۲، ۱۴، ۱۶،

۱۸، ۲۰، ۲۲، ۲۵، ۲۸، ۳۲ میلی متره.

سؤال: به آرماتور ۲۵ چه مقدار تنش رو بکلی نه؟ (با فرض جنس AIII)

$$\phi 25 \rightarrow \text{Area} = \frac{\pi}{4} (2.5)^2 = 4.91 \text{ cm}^2 \text{ جواب}$$

$$4.91 \times 4000 \approx 19600 \text{ kg} \rightarrow \text{تقریباً ۲۰ تن}$$

(F_y برای فولاد سب AIII)

* مبحث دومی سیستم های سازه ای. به طور کلی دو دسته ی عمده ی باربردگی

(Gravity) و باربر جانبی (Lateral) هست.

سیستم های باربردگی مثل سقف تیرچه بلوک نه دستی به یا مدل های

جدیدتری مثل دال ها و سیستم های مشابه.

سیستم‌های باربر جانبی هم به وظیفه‌ی تحمل بارهای جانبی رودارن مثل باد و

زلزله. سیستم‌هایی تغییر قاب خمشی که با ترکیب تیر و ستون و گچ

گیری از اعوجاجات اتصال‌های تیر و ستون همراه یا سیستم دیوار برشی

که در زلزله‌ها دیوارهای برشی وظیفه‌ی ستون‌ها را جمع نیروی انبرشی ایجاد شده

در طبقه و انتقال به سمت فونداسیون.

در حقیقت در سیستم دیوار برشی بار از کف جابجایی می‌شود و به دیوار برشی

انتقال داده می‌شود و بعد به سمت فونداسیون حرکت می‌کند. لذا در طراحی

باید به مسیر حرکت بار دقت کرد چرا که در صورت یکپارچه نبودن مسیر

سلسله و گسختگی ایجاد می‌شود و سازه دافون می‌شود.

* جلسه ۱ تی ای (۷/۶)

تعریف جالب مهندسی: تصمیم گیری در عدم قطعیت! (دکتر عسوی)

فروق طراحی با آنالیز؟ در آنالیز به چیزی هست که باید چک کنیمش ولی در طراحی

اصلاً چیزی نیست و باید از بین اون چیزه رو ایجاد کن یعنی در واقع طراحی مرحله

قبل از آنالیزه (البته نه در حین کار به موازات هم شاید جلو برن).

لیستوفر لیستی از میگردها و انواع و تعداد و مشخصات مورد نیاز آن برای پروژه است.

* جلسه ۴ استاد (۷/۱۰)

$$۲۰ \text{ MPa} \leq f'_c \leq ۸۰ \text{ MPa} \quad \text{یا به سانی دیگر} \quad ۲۰۰ \text{ kgf/cm}^2 \leq f'_c \leq ۸۰۰ \text{ kgf/cm}^2$$

$$\epsilon_c = ۰.۰۰۳$$

برای غونگی استوانه ای

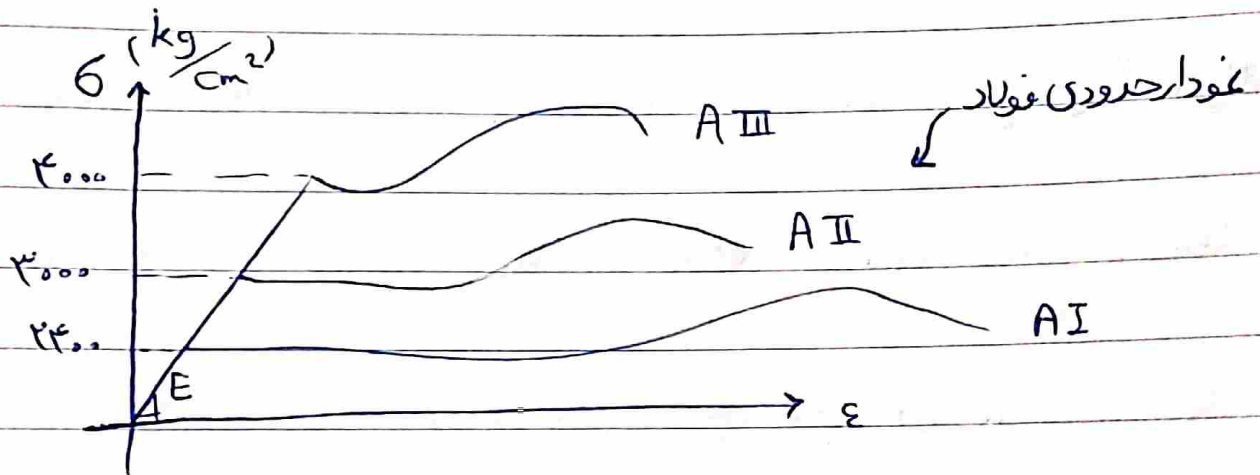
تأیید جایی از رفتار بتن را به صورت خطی تقریبی زن و گس رفتار خطی که حدوداً

$$\epsilon_c \approx \frac{f_c}{E_c} \quad \text{و شیب خط که چون } E_c \text{ بر اساس } \sqrt{f_c} \text{ و } ۴۷۵ \text{ بر حسب MPa}$$

*

برخلاف بتن که با زیاد شدن مقاومت (f_c) ، E ش هم با آن می‌ره ، فولادها E

ثابت دارند و شیب محدوده‌ی خطی شون یکسانه.



~~پایان فصل~~

* فصل ۲: فلسفه طراحی

قدهای کلی اینه که مقاومت کافی ، اعتداری و سرویس دهی مناسب داشته باشه.

↓
از این شات در نقشه شکل مناسب
جهت امنیت روانی.

مبحث ششم + آیین نامه ۲۸۰۰ = بارگذاری

مبحث نهم = طراحی بتن مبحث دهم = طراحی فولادی

مر

بردهای مرده (حاصل از ایمن ها)، زنده (انسان و وسایل و...) و طبیعی (باد،

برف، خاک و زلزله) مورد ارزیابی هستند.

برای بار باد با طول باد مدلسازی می شه.

ضوابط تنغ دولبه هستند (دکتر مقدم) یعنی برای مقاوم سازی غنی شه انقدر

سخت و سخت کرده از حالت اقتصادی بودن سازه خارج بشه.

مقاومت R ، بار Q ، منطبقاً $R \geq Q$ باید باشد. برای Q باید

و حساسات ترین حالت ممکن رود تقریبی و برای R باید حالت ضعیف ترین

واکنش رود تقریبی.

۱. تنش مجاز ← ~~حالت بحرانی~~ پائین آوردن هوشمندان

۲. ضریب بار ← بالا بردن هوشمندان Q

۳. حالت حدی ← به صورت هوشمندان R را پائین میاریم
و Q را بالایی میاریم.

* روش های طراحی

برای بالا بردن Q ها در روش ضریب بار هر چه عدم قطعیت بالاتر باشد ضریب

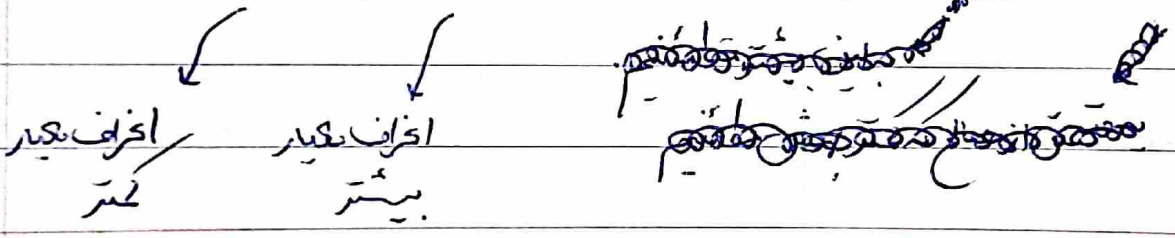
کمتر باشد زده می شه بزرگتره و برعکس همین برای ضرایب R ها هم هست

برای مثال نمودار بار مرده اخلاف معیار کمتر از نمودار بار زنده دایره پی

ضریب پست بار زنده باید بزرگتر باشد چون عدم قطعیت بیشتری دایره

در حالت حدی مثلاً به همین چیزی نه

$$1/2 D + 1/2 L + 1/2 S \leq 0.9 R$$



اگر خود ضریب R تابعی از R_1 و R_2 باشد که به وقت محاسبات R مشخص تر

باشیم اون موقع مثلاً می شه گفت: $R = f(R_1, R_2) = 0.9 R_1 + 0.7 R_2$

در طراحی برای ترکیب بارهای مختلف باید چک بشه مثلاً یک بار بر حسب $1.4 D$

و یک بار بر حسب $1.2 D + 1.2 L$ و هر کدام برای ترکیب شده

همه این ضرایب بر اساس آمار و احتمالات

دو ترکیب بار $U = 1.4D$ و $U = 1.2D + 1.2L$ ترکیب بارهای مثالی اند که

در طراحی اهمیت ویژه‌ای دارند.

در جلسه قبل اشاره شد که هم Q با ضرایب زیادی شده و هم R با ضرایب کم

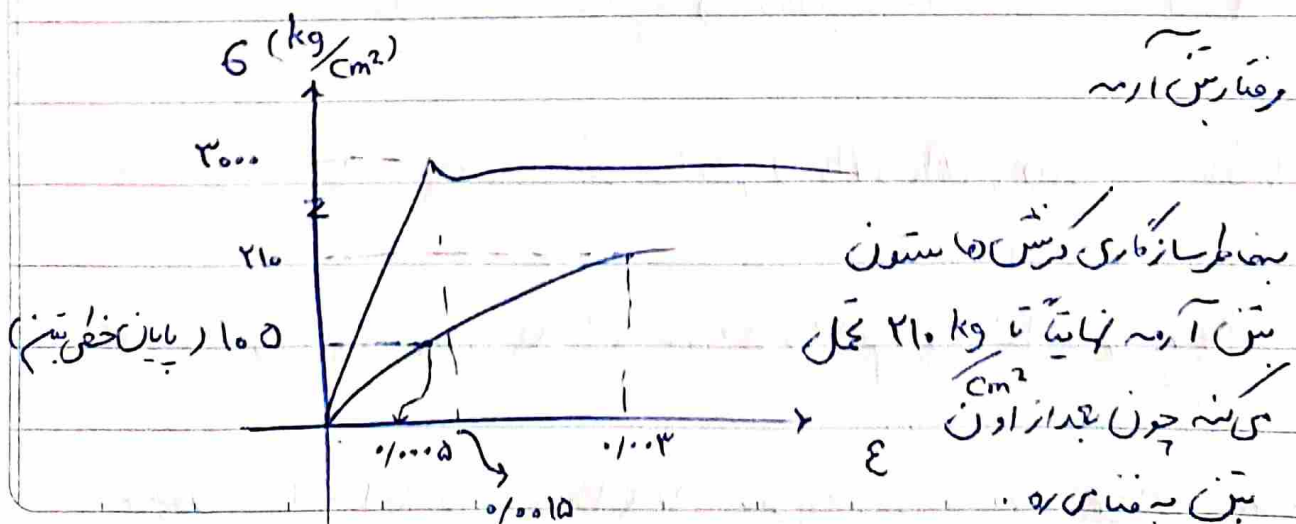
ی شده. حال برای ضرایب کاهش مقاومت داریم: ضرایب مقاومت برشی

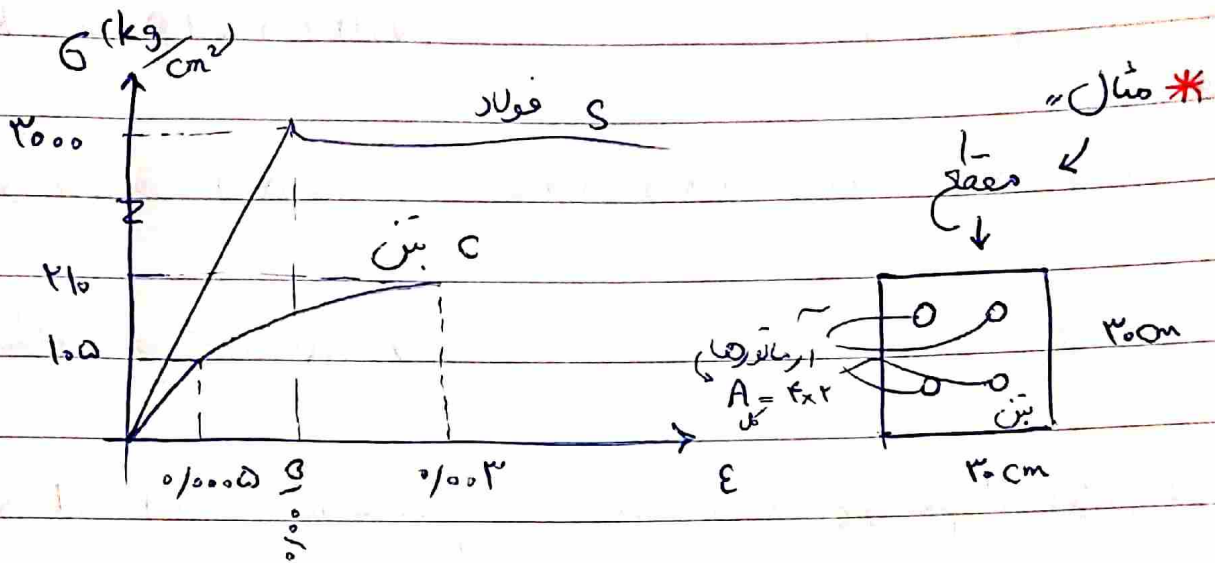
۷۵٪. تنش و فشار و ترکیب این دو با هم ضریب ۶۵٪ تا ۹۰٪. (دلیل این که

تنش و فشار رو با هم گفته به خاطر ستون هاست که تنش و فشار با هم داره ۰.۵)

برای بچش ۷۵٪.

طبعاً برای هر یک از این‌ها آنالیز کرده و بحرانی ترین حالت مسکن رو در نظر می‌گیریم.





الف. $P = 91 \text{ ton}$

$$P = G_c A_c + G_s A_s \quad (I)$$

سازگاری کرنش: $\epsilon_c = \epsilon_s \rightarrow \frac{G_c}{E_c} = \frac{G_s}{E_s} \Rightarrow G_s = \frac{E_s}{E_c} G_c$

$$\rightarrow G_s = 9.1 G_c$$

$$(I) \rightarrow P = G_c A_c + 9.1 G_c A_s = G_c (A_c + n A_s)$$

دقیقاً همین بحث متعلق معادل در ممانیجاسات است

حال با توجه به اینکه مساحت مقاطع روداریم (A_c و A_s) پس می‌توانیم G_c را بدست

آورد و تنش‌های G_c و G_s را می‌توانیم بدست آوریم: $G_c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$, $G_s = 920 \text{ kg/cm}^2$

و چون $10.5 < 2000$ و $920 < 2000$ پس هر دو در محدوده خطی می‌مانند.

ب. P را تا جایی بزرگ کنیم که نهایت مقاومت باشد و اگر از آن بزرگتر باشد ~~مقاومت~~ ~~مقاومت~~

از محدوده خفگی خارج بشیم ؟ $\frac{105}{61} \times 98 \approx 102$: برای بتن

برای فولاد : $\frac{3000}{920} \times 98 \approx 320$

پس $P = 102 \text{ ton}$ $\rightarrow \min \{ 102, 320 \} = 102$
 بشه به آخر محدوده خفگی

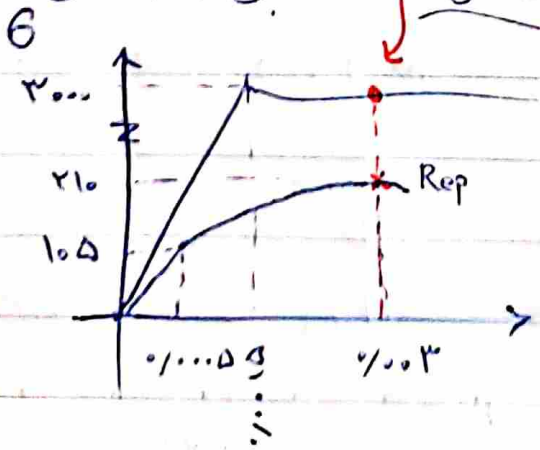
بتن رسیدیم و از این بیشتر حق نداریم بزرگ کنیم

ج. P را تا جایی بزرگ کنیم تا کاملاً داغون بشه ؟

این جا وارد محدوده غیر خطی هم می توئیم بشیم ولی دیکه بتن نباید از 210 kg/cm^2

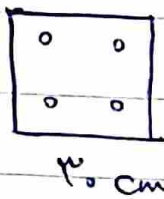
مساحت هر راباتور 3×3 مقطع 3×3
 $P_m = G_c A_c + G_s A_s = G_c (30 \times 30 - 4 \times 2) + G_s \times 8$

$= 210 (892) + 3000 \times 8 = 211 \text{ ton}$
 بتن ۸۹٪ کل
 راباتور ۱۱٪ کل



چون وارد غیر خطی شدیم و کرنش بتن به ۰.۰۰۳ رسیده و
 * سازگاری کرنش بین بتن و فولاد داریم
 پس باید بزرگ و بشیم در نقطه $\epsilon = 0.003$
 چه تنشی برای فولاد بشود.

مقطع مستوی



۳۰ cm

۳۰ cm

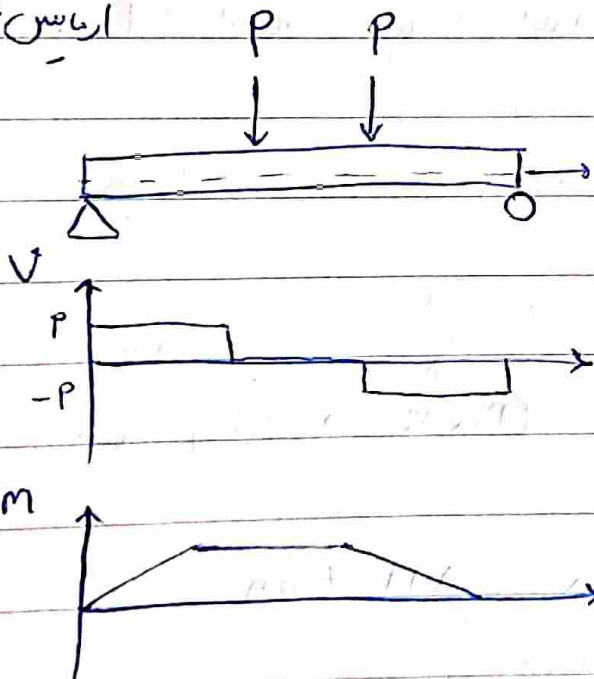
$$\rho_s = \frac{4 \times 2}{30 \times 30} = \frac{\text{مساحت آرماتور}}{\text{مساحت کل}}$$

در این جا می شه ρ_s ۰/۱۹ که غیر قابل قبوله چون باید بین ۰/۱ تا ۰/۲

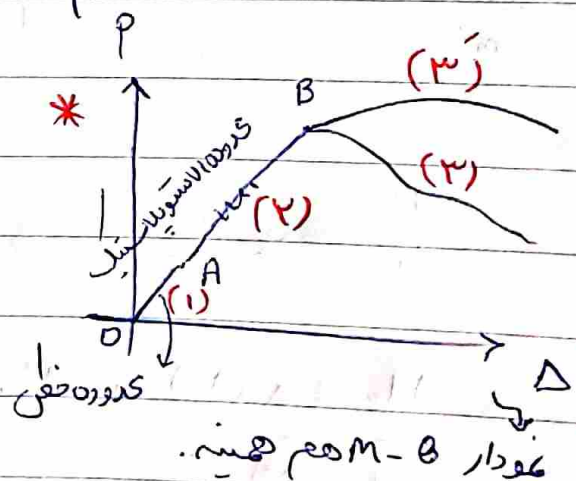
۱ درصد باشه. یعنی مصرف آرماتور هم حد بالاداره هم حد پائین.

* فصل ۳: طراحی خمشی محدود

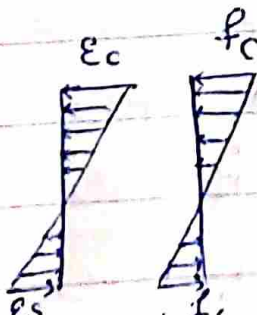
ارزاش آرماتور



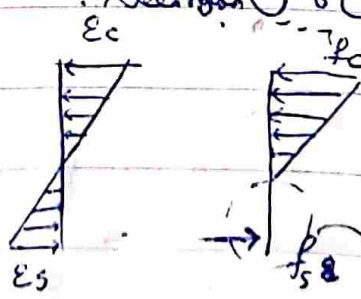
زیر NA روتلا فولادی می رسم $\Rightarrow N.A$



توقع ما ترک خوردن ماسین مقوله



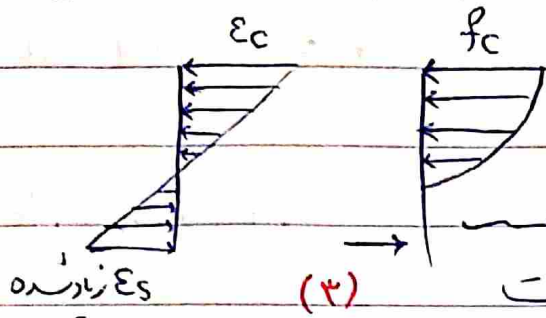
بتن و فولاد در حالت
(۱) قبل از ترک



بتن و فولاد در حالت
(۲) بعد از ترک

فرض می کنیم که
هم فشاره

۱۷



(۳)

باز چون فرض کردیم زیر
به فشار و نیروی کشش نیست
و ~~فشار~~ رفتار دینه خطی نیست.

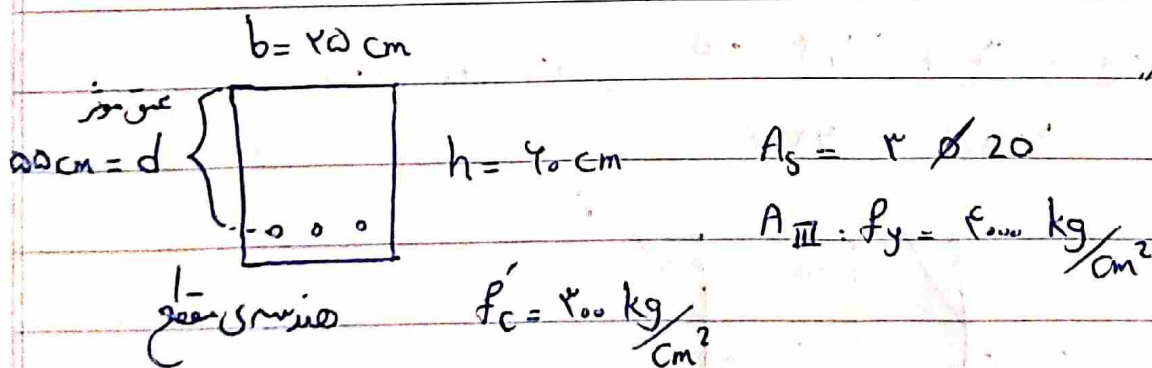
فوق (۳) با (۳) این به در حالت (۳) رفتار کرده ولی (۳) رفتار داکتیل به چرا (۳) کرده؟

چون زیادی آرماتور زدیم و خرد شده پس نباید شورا آرماتور زدن رو در باریم. (مرد بزرگ)

به خاطر همین به برای آرماتور حد بال هم در نظر گرفته شده.

پس حد پایین مقدار آرماتور برای مقاومت و حد بالاس برای رفتار داکتیل به هر دو هنرنا

باید کنترل نشن



* مثال

الف. $m = 4000 \text{ kg/m}$ ، f_c ، f_s ؟ کرده؟

ب. ما زعم m مسن برای مندن در حدود خطی؟

ج. $m = 12000 \text{ kg/m}$ ، f_c و f_s ؟ کرده؟ د. ما زعم m برای الاستیک؟

* جلسه ۷ استاد (۷، ۱۹)

حل مثال جلسه قبل

الف. $M = 4000 \text{ kg.m}$ ، f_c ، f_s ؟

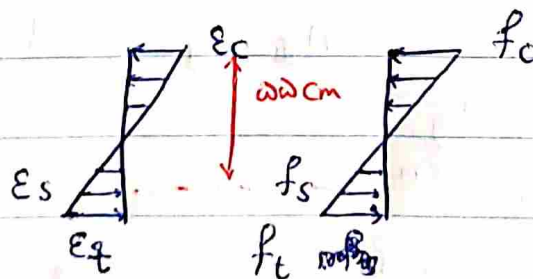
فرض کنیم در حدود الاستیک هستیم (البته چلوتر کنترل می کنیم)

$$A_s = 3 \phi 20 = 3 \times 3.14 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} & \text{از طرف} \quad (n-1) A_s = \frac{r \times b^3}{r} \times 9.42 \\ & (n-1) A_s = 42.4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{r \times b^3}{100 \times \sqrt{300}} = 7.43 \Rightarrow n-1 = 6.43$$

$$\bar{y} = \frac{20 \times 40 \times 30 + 42.4 \times 50}{20 \times 40 + 42.4} = 31 \text{ cm از پ}$$



f_c باید از سقف f_c کمتر باشد یعنی از $150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ، f_t هم به همین حالت

در بتن باید از $2\sqrt{300} = 35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ کمتر باشد

$$f_c = \frac{mc}{I} = \frac{4000 \times 0.31}{I} \quad (1)$$

$$f_t = \frac{mc}{I} = \frac{4000 \times 0.29}{I} \quad (2)$$

$$f_s = \frac{nmc}{I} = \frac{7.23 \times 4000 \times 0.24}{I} \quad (3)$$

$$I = \frac{25 \times 40^3}{12} + \underbrace{25 \times 40 \times 1^2}_{Ad^2} + 42.4 \times 24^2 = 7187 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

از فرم $\frac{1}{12}bh^3$ برای قسمت بیرون زدگی مشتق شد.

$$7187 \times 10^5 \text{ cm}^4 = 7187 \times 10^{-3} \text{ m}^4 = I$$

اگر I را در روابط (۱)، (۲) و (۳) جایگذاری کنیم، داریم:

$$f_c = 25.5 \quad f_t = 23.8 \quad f_s = 150.4 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$f_c < 150 \quad f_t < 25 \quad f_s < 4000 \quad \checkmark$$

پس قطعاً در محدوده الاستیک هستیم. $\checkmark$

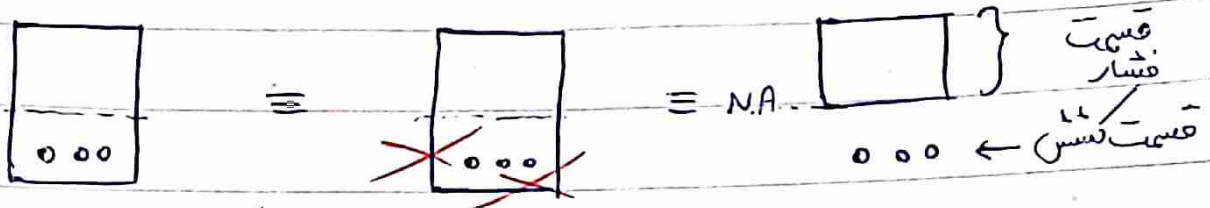
ب. f_t بیش از در مقدار ایستاده به حد انحراف خود نزدیک پس اگر m در ۳۵

$$23.8 \quad (\text{kg.m})$$

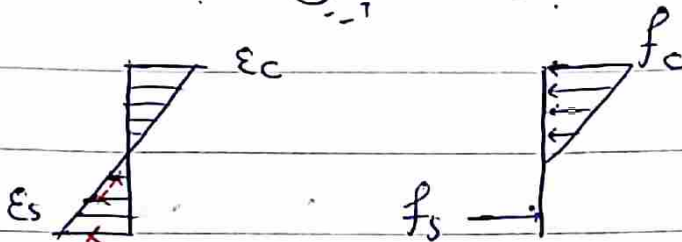
عبر بیشتر حد انحراف یعنی 5800

$$4000 \times \frac{35}{23.8}$$

ج. حل در قسمت الاستوپلاستیک مدل سازی مایه صورت زیر است.



بین قسمت کشش و فشار به تناسب



$$f_c = \frac{m c}{I'}$$

$$f_s = n \frac{m c}{I'}$$

فشارها یعنی بین در کشش
رو بخوبی کشیم.

مقطع الاستوپلاستیک یعنی مقطعی که پلاستیکه می باشد با فرضیات ساده سازی شده

الاستیک در نظر گرفته می شود و حل می کنیم.

$$(*) \bar{y}' = \frac{25 \times 10^6 \times \frac{y'}{I} + 7,43 \times 9,42 \times 10^6}{25 \times 10^6 + 7,43 \times 9,42} = 10,1$$

$$I' = 1,43 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$f_c = \frac{12000000 \times 10,1}{1,43 \times 10^8} = 84,6 < 100 \checkmark$$

$$f_s = 7,43 \times \frac{12000000 \times 39,9}{1,43 \times 10^8} = 2400 < 4000 \checkmark$$

← پس در مورد الاستوپلاستیک

۲۱

$$\alpha_1 = \frac{150}{122} = 1,19 \quad \alpha_2 = \frac{4000}{2200} = 1,81$$

$$\min \{ \alpha_1, \alpha_2 \} = \alpha_1 = 1,19$$

$$\Rightarrow 1,19 \times 12 \text{ ton.m} = \underline{14,2 \text{ ton.m}}$$

سؤال فلسفی: چرا α کمتر از ۱۵,۵ بدست اومد؟

چون الزام منتهی ازین که مانده ۳۱ سانتی متر با نسبت و خفا

چین هایی که روی اشغال بادی صفحه ی قبل است، ربطی به N.A

مسئله الف ندارد و به طور کلی از معادله ی (*) صفحه ی قبل ~~همچنین~~

~~همچنین~~ قسمت باقی مانده ازین بدست می آید. ~~همچنین~~

~~همچنین~~ ~~همچنین~~ لذا مقداری که ازین حذف شده ۲۹ سانتی متر

نیست بلکه حدود ۳۰ سانتی متر است. به بیان دیگر بعد از وارد شدن

به حوزه ی الاستوبیاسیک به نوعی همی محاسبات از اول انجام می شود

و I و α تغییری کنند که خود این مسئله چالش در طراحی سازه های بتنی
است.

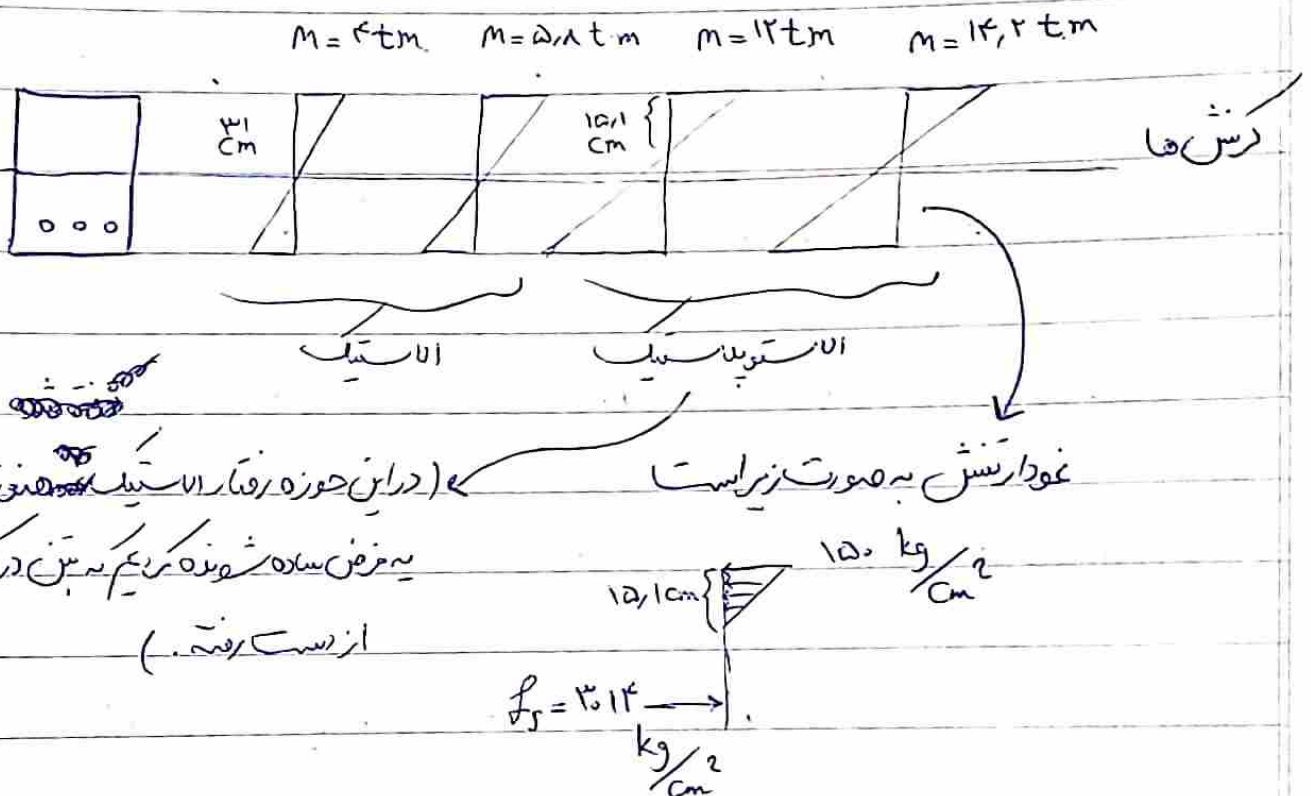
*

* جلسه ۲ - تی ای - (۷, ۲۰)

بررسی ۱ مثال مشابه با مثال کلاس

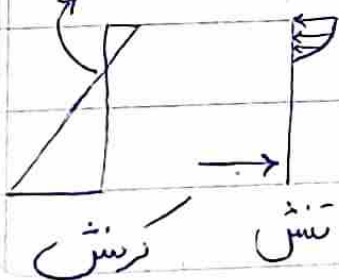
* جلسه ۳ استاد (۷, ۲۴)

ارامی بررسی مثال جلسه ی قبل



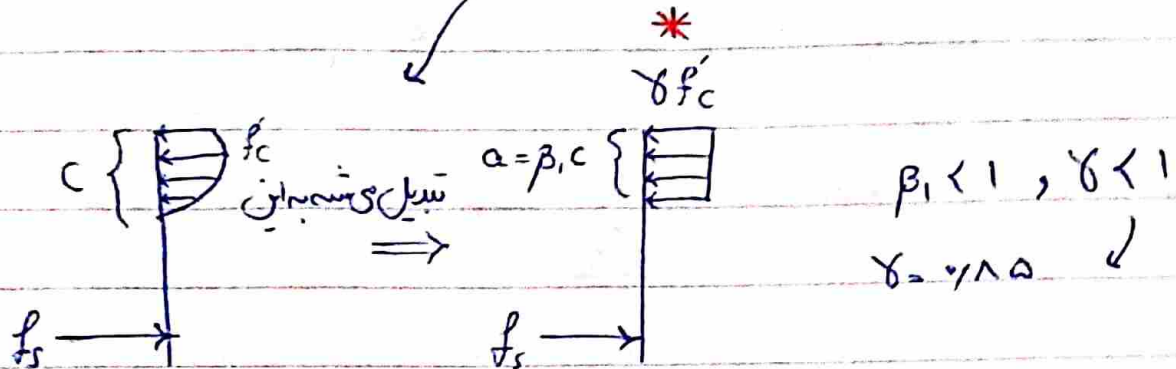
نکده از ناحیه الاستوپلاستیک وارد ناحیه پلاستیک می شیم نه حتماً یا فولاد یا بتن

N.A بار است

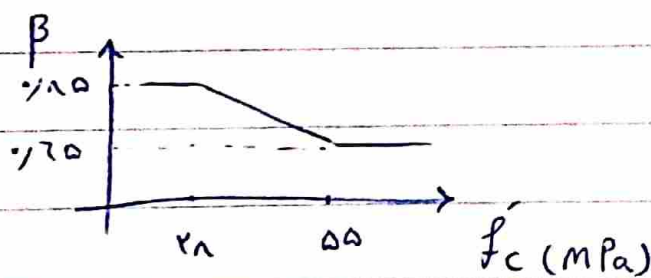


وارد ناحیه غیر خطی می شه و به این صورت می شه :

محو دارش در قسمت پلاستیک در حقیقت اینست *



این شکل یک فرض ساده ساز است نه آقای ویدنی
ارائه کرده و به اون بلوک برای من بلوک ویدنی.



حال با فرض ویدنی داریم، فرض کنیم $f_s \sim f_y$ و f_s رسیده.

$\Sigma F_x = 0 \rightarrow \underbrace{0.85 f_c a b}_{\text{عوض متغیر}} = \underbrace{f_y A_s}_T$

$\Rightarrow a = \frac{f_y A_s}{0.85 f_c b} \quad (I)$

بجای گذاری ابعاد مثال خودمون در اینی a بدست میاد ۵۱٫۹۱ سانتی متر.

۲۴

$$\sum m = 0 \rightarrow C_{\text{کویل}} T = m_{\text{خارجی}} \quad (T = 0)$$

$$\text{کویل} = (d - \frac{a}{4}) T \Rightarrow m_{\text{خارجی}} = (d - \frac{a}{4}) T$$

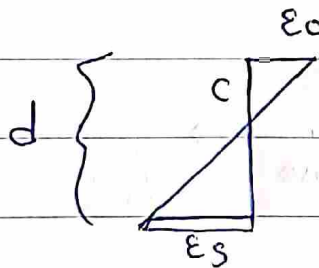
$$\Rightarrow m_{\text{خارجی}} = (d - \frac{a}{4}) A_s f_y \rightarrow \text{پس مکزیم } m_{\text{خارجی}} \text{ از اینجا بدست میاد که}$$

(II)

برای اعداد مثل مای شنه ۱۹.۲ t.m

وقت کندهم (I) و هم (II) با فرض $f_s = f_y$ است درحالی که باید

کنترل بشه که آیا واقعاً f_s به f_y رسیده یا نه. درحقیقت باید ϵ_s رو با ϵ_c



مقایسه کنیم

$$\frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c}$$

ϵ_c برای حالت نرمی می شه ۰.۰۰۳. حال با اعداد مثل ما داریم:

$$\frac{0.003}{51.91 / 0.1836} = \frac{\epsilon_s}{55 - 51.91 / 0.1836} \rightarrow \epsilon_s = 0.002$$

پس $\epsilon_s > \epsilon_y$ بوده و فرض ما درست بوده. $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4000}{2 \times 10^4} = 0.002$

پس طبق همین نامه ما وقتی به حالت مقاومت نهایی می‌رسیم که کرنش بالای بتن به

۰.۰۰۳ برسد، حال سه حالت آرماتور کم، متوسط و زیاد رو بررسی می‌کنیم.

کمتر

$$\epsilon_c = 0.003$$

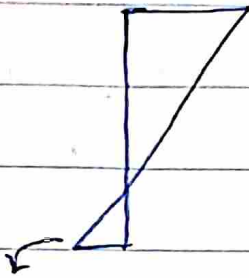
متوسط

$$\epsilon_c = 0.003$$

بیشتر

$$\epsilon_c = 0.003$$

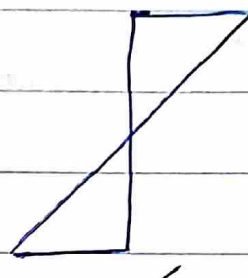
نمودارهای کرنش



زیاد $(\epsilon_s < \epsilon_c)$



متوسط $(\epsilon_s = \epsilon_c)$



کم $(\epsilon_s > \epsilon_c)$

چگالی آرماتور:

بتن از بار خوردگی شدید

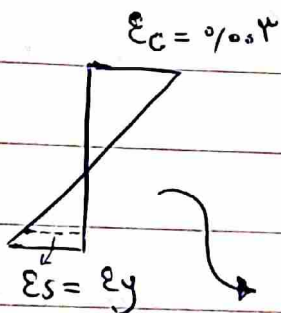
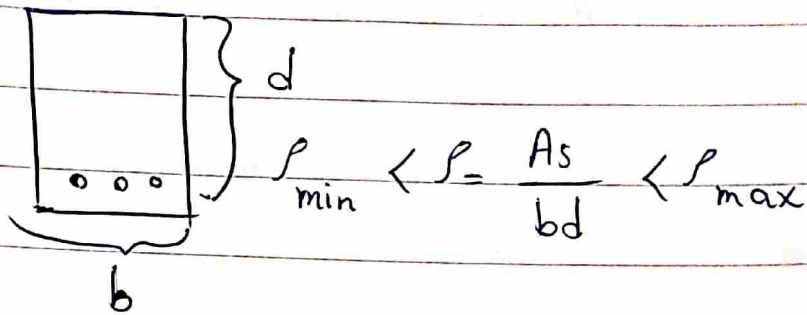
پس اگر آرماتور زیاد باشد دیده مقطع خیلی نشان نداشتن این بدنه و نکته اینست که اتفاق

برای نشان بودن خیلی بهتر هست که حتی ϵ در پایین از ϵ_y بیشتر هم شده

باشد چرا که نشان مده.

ولی از طرفی آرماتور خیلی هم نباید کم باشد که نشان در پایین مقطع رو جواب بده.

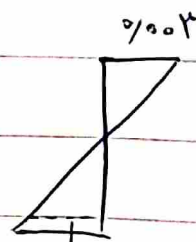
پس چگالی آرماتور حدود ۵ تا ۱۰ درصد.



برای ρ_{max} منفق این که تا مرز $\epsilon_s = \epsilon_y$
 بررسی کنیم ولی این حالت مرزی برای ρ_{bal} است.

این حالت موسوم به ρ_{bal} :

$$\rho < \rho_{max} = \frac{3}{4} \rho_{bal}$$

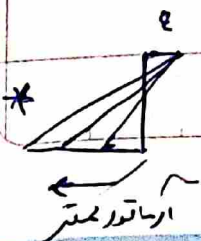


این نام جدید :

$$\epsilon_s \geq 0.003 + \epsilon_y$$

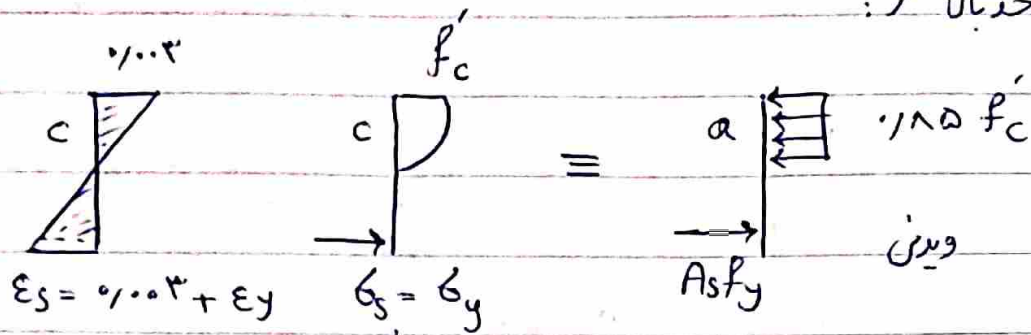
چرا برای ϵ_s کمر این داده؟ چون ϵ_s روانه می‌شود در نظر بگیریم عمده کشش

پایین کم شده و کم ترین حالت ~~کشش~~ کششی به یعنی خشک ترین حالت و یعنی



آرستور زیاد و خوب ϵ_s چون ρ رابطه معکوس دارد.

* مدارین حد بال P :



چرا این حالت مستقر است؟

چون بعد از رسیدن به یک نقطه حلقه هم می‌دهد و چون یک ی‌و

طبق شباهت مثلث‌های هاشور خورده

$$\frac{0.003}{\epsilon_y + 0.003} = \frac{c}{d - c} \quad (I) \quad \frac{0.003}{0.003 + 0.003 + \epsilon_y} = \frac{c}{d} \quad (X)$$

از طرفی $A_s f_y = 0.85 f'_c a b$

$P = \frac{A_s}{b d} \Rightarrow P b d f_y = 0.85 f'_c b \beta c$

$\rightarrow P = \frac{0.85 f'_c \beta c}{f_y d} = \frac{0.85 f'_c \beta}{f_y} \times \frac{c}{d}$

طبق (*) $P = \frac{0.85 f'_c \beta}{f_y} \times \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_s} = \frac{0.85 f'_c \beta}{f_y} \times \frac{0.003}{0.007 + \epsilon_y}$

$\Rightarrow P_{max} = \frac{0.85 f'_c \beta}{f_y} \times \frac{0.003}{0.007 + \epsilon_y} \quad *$

$A_{s, max} = P_{max} b d$

$P_{bal} = \frac{0.85 f'_c \beta}{f_y} \times \frac{0.003}{0.007 + \epsilon_y}$ مشابهت نسبت می‌دارد

* محدود کردن حد پایین برای ρ :

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{1.25 \sqrt{f_c'}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} \quad \text{مطابق آیین نامه داریم:}$$

(ها بر حسب MPa)

آیین نامه برای هر چیزی حدودی در تفریق نکرده.

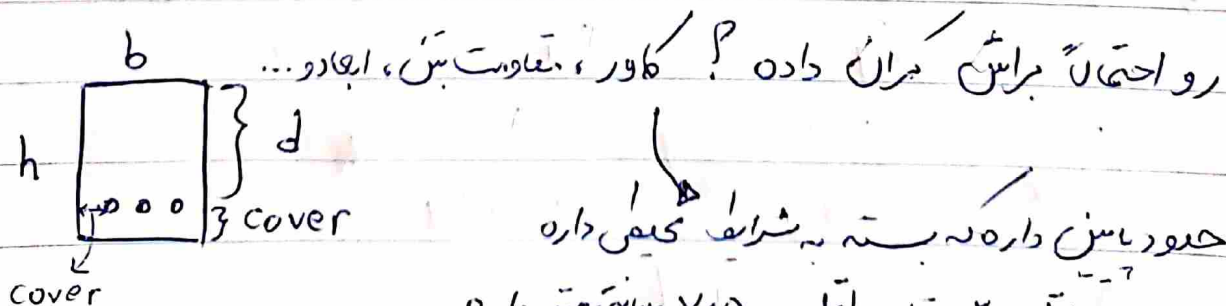
~~فوق حد~~

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad *$$

$$\max \left\{ \frac{1.25 \sqrt{f_c'}}{f_y}, \frac{1.4}{f_y} \right\} < \rho < \frac{1.85 f_c'}{f_y} \leq \frac{1.003}{1.007 + \epsilon_y} \quad *$$

جدادگی وجود دارد که با توجه به انواع f_c' و f_y بر حسب MPa، چگالی مجاز استوار
رو داده.

حال از اون جایی که آیین نامه برای هر چیزی حدودی داده، دیده چه چیزایی

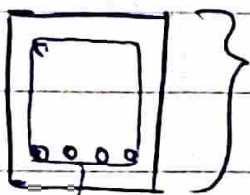


حدود پایین داده بسته به شرایف محیط داره
و از حداقل ۲ تا حداقل ۷/۵ سانتی متر داره.
پس کمران پایین های متفاوتی داره.

برای درک بهتر از شکل سطح مقطع به مثال می‌زنیم.

* مثال: اگر در مقطعی 4 عدد 25 و برای آرماتور و 10 برای خاموت داشته

باشیم و $h = 40 \text{ cm}$ باشد و کاور 4 سانتی متری نیاز باشد،



$h = 40 \text{ cm}$

d چنده؟

فواصل خاموت $\leq 1 \text{ cm}$

$$d = h - \text{cover} - \phi 10 - \frac{\phi 25}{2} = 40 - 4 - 1 - \frac{2.5}{2} = 33.75 \text{ cm}$$

در محاسبات معمولاً کاور ستر و ستون 4 سانتی متری و دال 2 سانتی متری.

محدودیت هایی که برای مآیین نامه در تفریق شده شامل کاور (از هر ضلع)،

فاصله بین خود آرماتورها، نسبت فعل به عرض مقطع و... است که

در جلسات بعد بررسی می‌شود.

* جلسه ۳ فی ای (۷، ۲۷)

بارها روزه نگاه می توغیم لغسم بندی بنیم ~~و بارها روزه نگاه می توغیم لغسم بندی بنیم~~

نگاه اول؛ (بر اساس جهت)

تغلی ↓ (مثل مرده وزنده و برف و ...)

جانبی → (مثل باد و زلزله)

نگاه دوم؛ (بر اساس قنوع)

زنده } بار
مرده }

طبیعی (حرارتی، برف، باران، زلزله و ...)

نگاه سوم؛ (بر اساس حرکت)

استاتیکی (لبره برداری، اجرای سازه و ...)

دینامیکی (عندبه ها، باد و زلزله و ...)

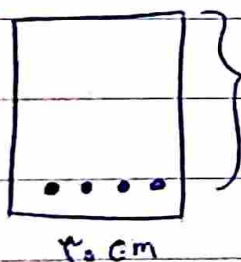
حل فارغ از انواع دسته بندی ها (که البته هر وقت دیر هم می توان دسته بندی کرد)

چیزی که حائز اهمیت است این است که عرفه و تقاضا با هم چگونه و این یعنی

بر اساس مدل سازی و شش مقدار مقاومت مورد نیاز فوری به طراحی پیردازم نه

بایک اطمینان مناسبی، سازه پاسخگو باشد.

* جلسه ۱۰ استاد (۸/۱)



$$۴۴ \text{ cm} \quad f'_c = ۲۸ \text{ MPa}, \quad f_y = ۴۲۰ \text{ MPa}$$

$$4\phi 25 = 1944 \text{ mm}^2$$

* کنترل های لازم رو انجام بید.

cover و ضعیف آرماتورهای کنترل های اولیه (بصری) اند و با ضعیف جداکننده m_n و p_{max} و p_{min}

$$Nominal Str = M_n = \text{مقاومت اسمی}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow A_s f_y = m_n f'_c a b$$

↓
با فرض جدایی شدن بر باید چک شود

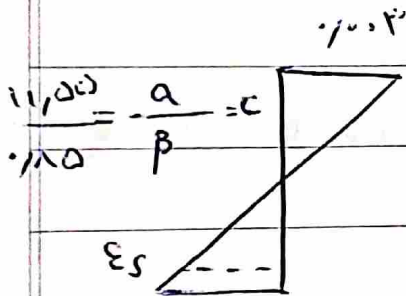
۳۲

$$a = \frac{A_s f_y}{\rho_c b} = \frac{f \times 4,91 \times 4200}{0,18 \times 28 \times 30} = 11,55 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4 \times 4,91 \times 4200 \times \left(44 - \frac{11,55}{2} \right)$$

$$= 315000 \text{ kg cm} = 31,5 \text{ ton.m}$$

حالت کنترل جاری شدن بتن به عاید می باشد.



$$\epsilon_s \geq \underbrace{0,0021 + 0,002}_{\epsilon_y} = 0,0051 \quad \text{باید باشد}$$

$$\frac{\epsilon_s}{30,44} = \frac{0,002}{13,59} \rightarrow \epsilon_s = 0,0027 > 0,0051 \quad \checkmark$$

$$9 \times 31,5 = 283,5 \text{ ton.m} \quad \text{از طرف ضریب اطمینان ۹ درصد داریم پس}$$

بزرگیم M ای می توان باشد.

$$\begin{array}{ccc} P_{min} & < P < P_{max} & \rightarrow \text{بازرسی است باید} \\ & \downarrow & \\ \max \left\{ \frac{1,25 \sqrt{f_c}}{f_r}, \frac{1,4}{f_r} \right\} & \frac{A_s}{b d} = 0,0148 & \end{array}$$

$$= 0,0033 \quad \text{پس مقدار. سقف می توان cover, فاصله, آرماتور ها.}$$

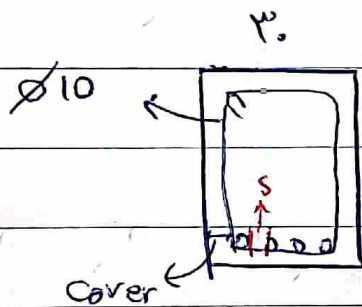
کوردال ۲ سانت و تیردست ۴ سانتی متریه ← ۴ سانتی متر کوری داریم ✓

حداقل فاصله بین آرماتورها باید از رابطه زیر حساب شود

$$S_{min} = \max \left\{ 25 \text{ mm}, d_b, \frac{4}{3} d_{agg} \right\}$$

$\downarrow$ قطر میلگرد $\downarrow$ قطر سنگدانه

در مثل با شکل مقطع اینده



باید $S \geq S_{min}$ باشد

$$S_{min} = \max \left\{ 25, 25, \frac{4}{3} \times 25 \right\} = 33.33$$

$\downarrow$ Cover

$$S = \frac{30 - 2 \times 25 - 2 \times 1 - 4 \times 25}{3} = 33.33$$

$$33.33 = S \geq S_{min} = 33.33 \quad \checkmark$$

پس کنترل ها انجام شد.

کار با تاتالین کنترل بوده و نه عراضی.

حالاتی رسم سراسیمه طراحی (تأیید کارهای کنترل بوده)

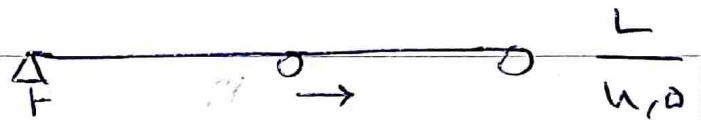
* حداقل عمق تیر:



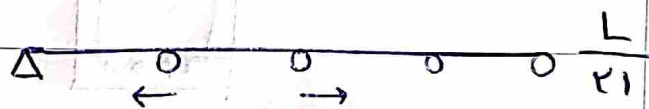
Simply Supported
(در سرنشین)



one end continues
(یک طرف ادامه دارد)



Both end continues
(دو طرف ادامه دارد)



cantilever (کنسول) $\frac{L}{8}$
این نامه برای عمق هر یک از این موارد یک حدی و ارائه می ده.

* طراحی تیر

پس گام اول در طراحی تیر تعیین عمق تیر برای کنترل خیز است که تابعی از طول

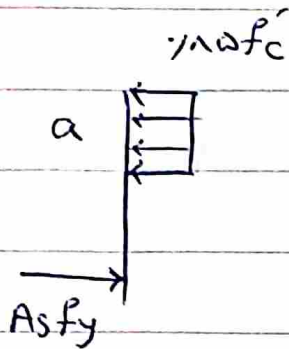
تیر.

گام دوم نسبت $\frac{h}{b}$ که بین ۱,۵ تا ۲,۰.

گام سوم A_s که $f(m_n)$ گام آخر هم کنترل فاست

cover, (P_{min}, P_{max}) $(S_{min}, S_{max}), \dots$

رد



$$\Sigma M = 0 \rightarrow M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (I)$$

$$\Sigma F_x = 0 \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{x \rho f_c' b} \quad (II)$$

جایگزینی (I) در (II) →

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{x \rho f_c' b} \right) = \rho b d f_y \left(d - \frac{\rho b d f_y}{x \rho f_c' b} \right)$$

$$\frac{\rho b d f_y}{x \rho f_c' b} = \rho b d' f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{x f_c'} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{M_n}{b d^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{x f_c'} \right)$$

R_u

وقت کشیدن به f_c' و f_y می کشد

$\phi M_n \geq M_u$ → $M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$ → M_u و b, d معلوم می شود

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad \text{و} \quad M_n \geq \frac{M_u}{\phi} \quad \phi = ?$$

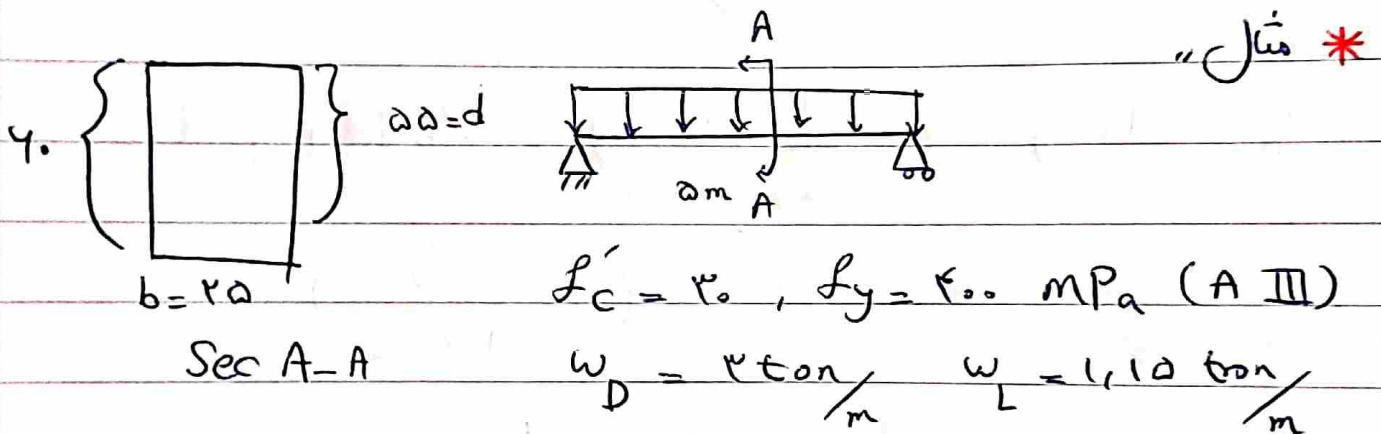
(... , 1.4D + 1.7L , 1.4D) → M_u معلوم

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{x f_c'} \right) \quad * \quad \phi = ?$$

پس با توجه به معادله صفحه‌ای قبلی می‌توانیم P که مجهول رود است بیاریم و حاصل

نمایش می‌شود

$$P_{\min} < P = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\gamma m R_u}{f_y}} \right) < P_{\max}$$



$$m = \frac{f_y}{1.25 f'_c} = 10.67, \quad M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{\Delta^2}{8} w$$

$$w = \max \{ 1.4 D, 1.2 D + 1.6 L \} = 2.44$$

$$\rightarrow M_u = \frac{\Delta^2}{8} \times 2.44 = 14 \text{ ton.m}$$

← من حداثر

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{140000}{0.9 \times 20 \times 50^2} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 10.67 \rightarrow P = \frac{1}{10.67} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\gamma \times 10.67 \times 20}{400}} \right)$$

$$= 0.044$$

با روابط جلیبی قبل p_{min} و p_{max} به ترتیب ۰/۰۰۳۶ و ۰/۰۲

ی‌شنی که این مبنی p دارد و بین این دو عدد

$$\Rightarrow A_s = p b d = 0.0036 \times 25 \times 55 = 9.108 \text{ cm}^2$$

با توجه به جدول ی‌تونیم ۱۲/۹ یا ۱۶/۵ یا ۲۰/۳

بنابراین اعانتی این که هر کدام از این ۳ میل احتمالی یا میل‌های

مختل دید رو باید از لحاظ S_{min} و کاور چک کنیم. مثلاً ۱۲/۹

سبب فواصل بین آرماتورها کم می‌شه که مجاز نیست ولی ۲۰/۳

جواب می‌ده و فواصل بین آرماتورها هم که ۳،۳۳ سانت بر دایه

ی‌کنه

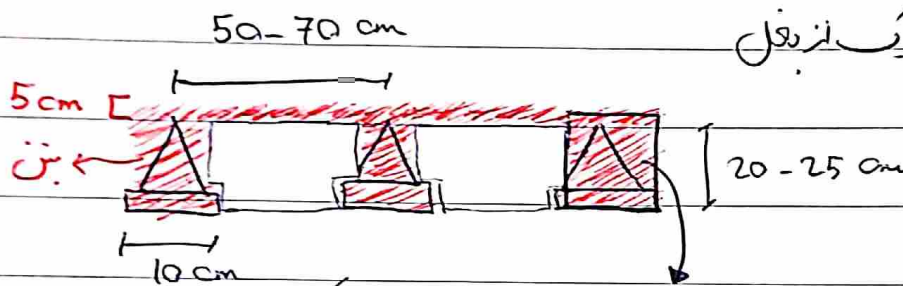
کنترل دیگری که باید انجام دهیم عمق تیر که طبق رابطه $h \geq \frac{L}{16}$

برای تیرهای ساده داریم: $h \geq \frac{500}{16} = 31.25$ که صدقه ✓

* جلسه ۱۱ استاد (۸, ۳)

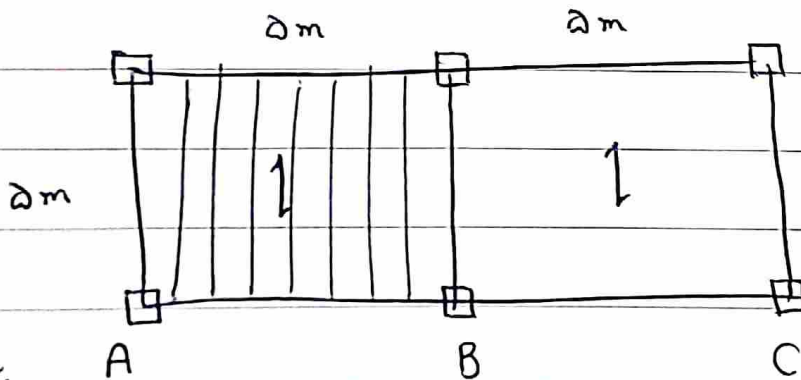
$$P \text{ به صورت دقیق از رابطه } P = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}} \right) \text{ بدست میاد}$$

و $P_{min} < P < P_{max}$ صرفاً برای چک و آنالیزه.



هر تیرچه به نوعی تیری با ابعاد کوچکتر (تقریباً ۱۰ x ۲۵ است).

* مثل سقف تیرچه بلوک

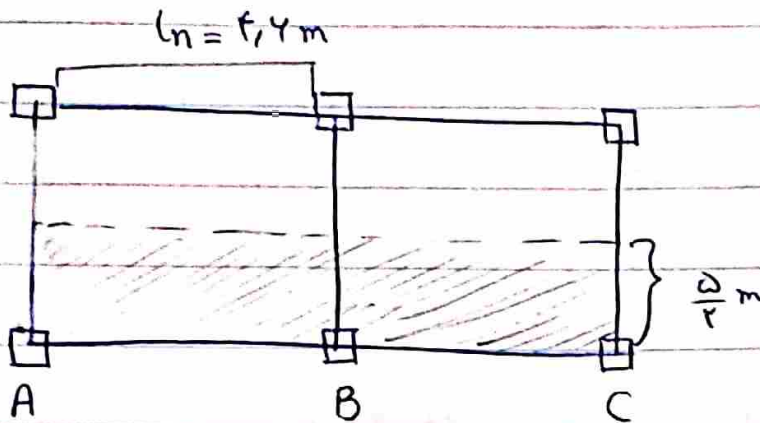


۳. تیر ۴۵

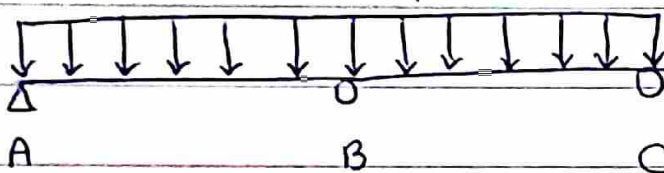
$$\begin{aligned} w_D &= 450 \text{ kg} \\ w_L &= 200 \text{ kg/m}^2 \\ f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 3000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(A II)

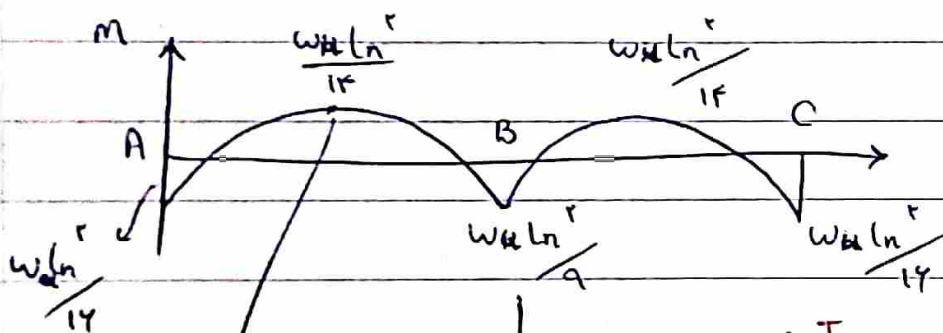
← برای تیر ABC، تیرچه و دال. (با صرف نظر از اثرات آرسنورهای منشاری)



$$w = W \times \frac{5}{r}$$

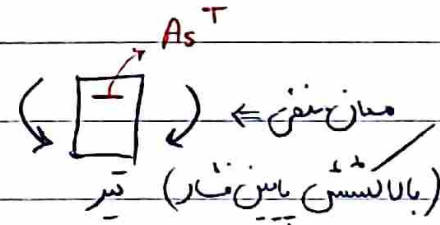


تکین

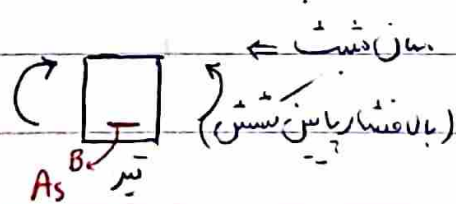


* بر اساس این نامه
و شهرد خویون
بالندى خفا

حد اکثر میان منفی



حد اکثر میان مثبت



پس هم A_s با و هم A_s پایین نیاز به طراحی و بررسی دارد.

$$A_s^T = \rho^T b d = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m R_u}{f_y}} \right) b d$$

$$m = \frac{f_y}{1.25 f'_c} \rightarrow m = 17.11 \quad R_u = \frac{m u}{\phi b d^2}$$

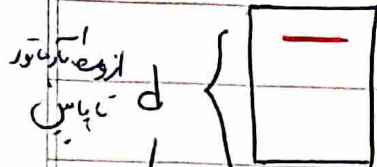
F_u

$$R_u = \frac{m_u}{b d^2} = \frac{w_u l_n^2}{a}$$

$\frac{1}{9} \times 30 \text{ cm} \times 39,2^2$

ابری حل

برای شش ۹



$$d = f_a - f - \frac{\phi 8}{2} - \frac{\phi 20}{2} = 39,2$$

h $\downarrow$ $\downarrow$ $\downarrow$ $\downarrow$
 cover جانبی نصف آرماتور

$$\Rightarrow R_u = \frac{\frac{w_u \times 440^2}{a}}{\frac{1}{9} \times 30 \times 39,2^2}$$

$$W_u = \max \{ 1,5 \times 700 + 1,4 \times 200, 1,5 \times 700 \} = 1100 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 2,2 \times 1100 = 2420 \text{ kg/m} = 24,2 \text{ kg/cm}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{24,2 \times 440^2}{\frac{1}{9} \times 30 \times 39,2^2} = 10,7$$

$$\Rightarrow \rho^T = \frac{1}{17,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,11 \times 10,7}{3000}} \right) = 0,0025$$

$$\rho_{min} = 0,0041 < 0,0025 < \rho_{max} = 0,0202 \checkmark$$

مقدار مورد نیاز

$$\Rightarrow A_s^T = 0,0025 \times 30 \times 39,2 = 2,97 \text{ cm}^2$$

آرماتور بالا

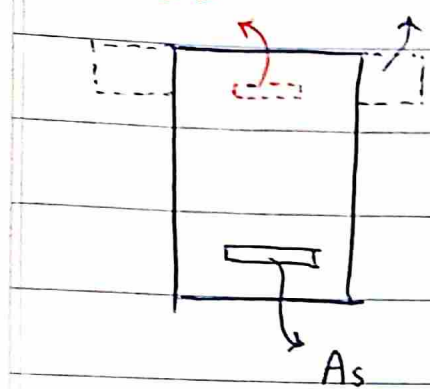
$w_u l_n^2$

برای A_s^B هم همین قیاس فایده ۱۴

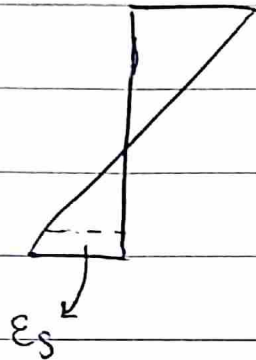
مقدار مورد نیاز آرماتور پایین

افزودن بتن

افزودن آرماتور فشاری



$$\epsilon_c = 0.003$$



$$\epsilon_s > \epsilon_y \quad \text{فرم}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_y \quad \text{مرز}$$

$$\epsilon_s < \epsilon_y \quad \text{نرد}$$

* برای فرم ترک کردن چه کارهایی می شه کرد؟ (۱) کم کردن آرماتور

(۲) اضافه کردن بتن

(۳) تقویت بلوک فشاری و در نتیجه بالاتر

رفتن تارخشی به واسطه افزایش افزودن

آرماتور فشاری.

هر سه تایی این راه حل ها در جهت بالاتر بردن تارخشی انجام شدند به منظر است با

قوی تر کردن بلوک فشاری در برابر بلوک کششی.

* تمرین سری ۱

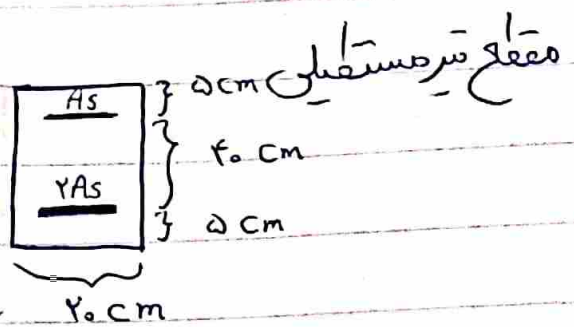
$$f'_c = 3xy \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

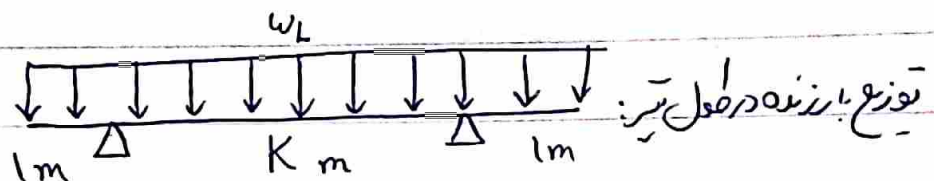
$$y_c = 24xy \text{ kg/cm}^3$$

$$A_s = (5 + K) \text{ cm}^2$$



مقطع با ابعاد فشاری و کششی

$$(98104788 \Rightarrow x=8 \text{ و } y=8 \quad K = \frac{x+y}{2} = 8)$$



۱) حداکثر بار زنده ایجابی قبل از ترک کششی و محل شروع ترک را بدست آورید.

۲) حداکثر بار زنده برای اینده مقطع در محدوده الاستوپلاستیک باشد چقدر است؟

۳) با صرف نظر کردن از اثرات میلگرد فشاری حداکثر بار زنده ای که تیر می تواند تحمل کند را تعیین کنید (رفتار پلاستیک)

۴) نوع شکست در بخش ۳ را تعیین کنید (ترد، نرم، یا سست)

توجه: از واحدهای یکسان استفاده کنید (ترجیحاً تن و متر)

* جلسه ۱۲ استاد (۸، ۸)

ادامه‌ی مثال شروع شده در صفحه ۳۸

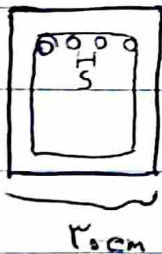
جلسه‌ی قبل به این رسیدیم که $\rho^T = 0.0055$ لذا داریم $A_s^T = \rho^T b d$

$$A_s^T = 0.0055 \times 30 \times 39 = 6.44 \text{ cm}^2$$

(۴۵-۲)

حال بایک جدول درمی یابیم ۱۴ Ø ۵ یا ۱۶ Ø ۴ یا مثلاً ۲۰ Ø ۳ می باشد.

حالا بررسی کنیم کدام بهتره.

حالت (۱) ۱۲ Ø ۴: $\checkmark$ خنوت cover

$$S = \frac{30 - 2 \times 4 - 2 \times 1 - 4 \times 1.2}{1} = 4.53$$

$$> \max \left\{ 2.5, \frac{4}{3} d_{agg}, d_b \right\} = 3.33$$

۳.۳۳ ۱.۶

پس این حالت مورد قبوله.

اگرچه در این مثال با بررسی خواهیم یافت که ~~۲۰ Ø ۳~~ هم اولیه ولی

۱۴ Ø ۵ از حد مطلوب‌تری زنه پس این اولیه نیست.

حالت پلین در تنش ماله + $\Rightarrow M_u^+ = \frac{1}{14} w_u l_n^2$ $\Rightarrow P_u^b$ داریم $\Rightarrow R_u = \frac{M_u^+}{\phi b d^2} = 10.12 \rightarrow P_u^b = 0.0035$

$$M_u^+ = \frac{1}{14} (2.5 \times 11.00) (4.2)^2 = 41.52 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow R_u = \frac{M_u^+}{\phi b d^2} = 10.12 \rightarrow P_u^b = 0.0035$$

ولی $P_{min} = 0.0035$ از P_{min} کمتر بایستی جدول چون $P_{min} = 0.0048$ پس

باید 0.0048 را ملاک بگیریم.

$$A_s^b = 0.0048 \times 30 \times 39 = 5.8 \text{ cm}^2$$

گزینه های انتخابی آرماتور: $3 \phi 16$ یا $4 \phi 12$ یا ...

پس از کنترل در می یابیم $3 \phi 16$ اولیه.

پس شیب برای پلین مقطع ۳ تا آرماتور ۱۲ و برای پلای مقطع ۴ تا آرماتور ۱۲ نیاز.

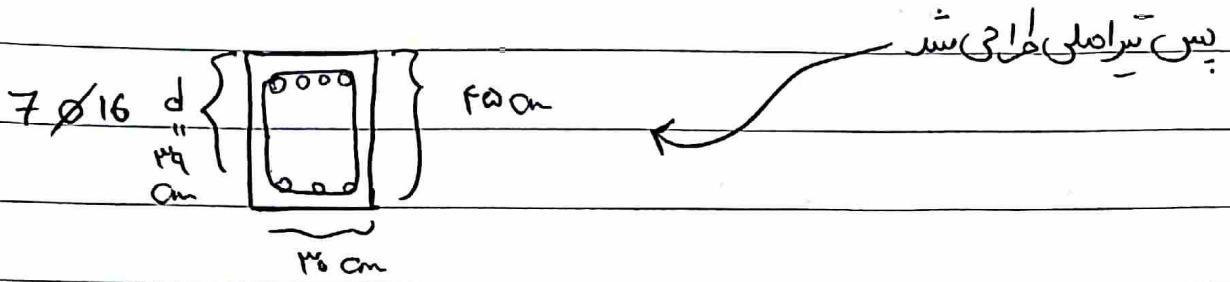
دقت کنید برای محاسبه آرماتور نیاز به R_u داریم و اون هم نیاز به M_u داره

و M_u رو از رابطه $M_u = \frac{1}{14} w_u l_n^2$ بدست میاریم. پس برای طراحی این میسر

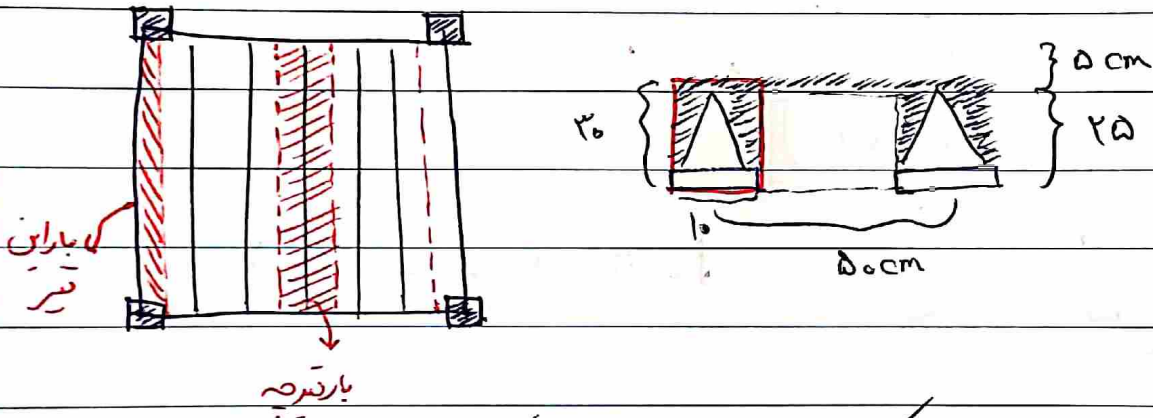
رو بیدگی کنیم و برای آنالیز باید M_n رو از روی A_s و $(d - \frac{a}{4})$ بدست بیاریم و در

خراب کنیم تا مطمئن شویم از M_u حاصله مون بزرگتره.

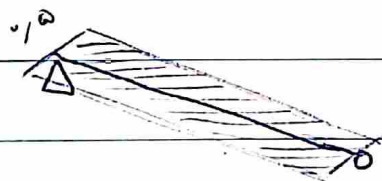
۴۵



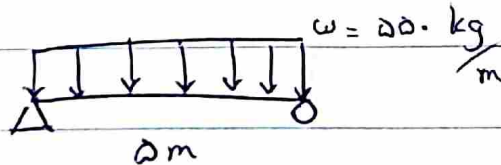
حال سرامیک ها را می کشیم



حال در مثال ما فرض کنیم فواصل هر سرامیک با سرامیک کناری ۵ سانتی متره



$$W_u = W_u \times \frac{1}{2} = 1100 \times \frac{1}{2} = 550 \text{ kg/m}$$

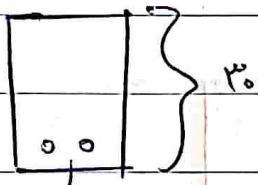


$$M = \frac{550 \times 5^2}{8} = 1718.75 \text{ kg.m} \rightarrow M_u = 1718.75 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{m R_u}{f_y}} \right] (*)$$

$$m = 17.11 \quad f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_u = \frac{m u}{\phi b d^2} = \frac{171100 \text{ kg.cm}}{0.9 \times 10 \times (27.2)^2}$$



$$\text{Cover} = 2 \text{ cm}$$

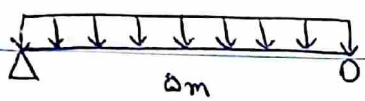
$$\text{شعاع مسدود} = 1.4 \text{ cm}$$

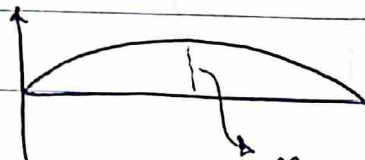
$$\Rightarrow d = 30 - 2 - \frac{1.4}{1.2} = 27.2$$

(*)

$$\Rightarrow \rho = 0.0094 \dots \text{الاستيك يحد}$$

ادامه طراحی تیرچه $w_u = 75 \times 1100 = 82500 \text{ kg}$
 $m = -$





$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{82500 (5)^2}{8} = 127187.5 \text{ kg.m}$$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 25.18 \xrightarrow{\text{جدای}} \rho = 0.009$$

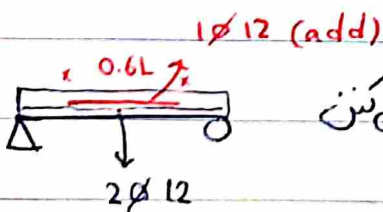


$$d = h - \text{cover} - \frac{\text{قطر میلگرد}}{2}$$

$$\rho_{\min} = 0.0048 < \rho = 0.009 < 0.0202 = \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho b d = 0.009 \times 10 \times 2712 = 244.08 \text{ cm}^2$$

$$\dots 6 \text{ } \phi 14 \quad 3 \text{ } \phi 12$$



در عمل واسه یه اینجایی اقتصادی این طریقی کن
 البته آرماتور ۱۲
 بنفیم:

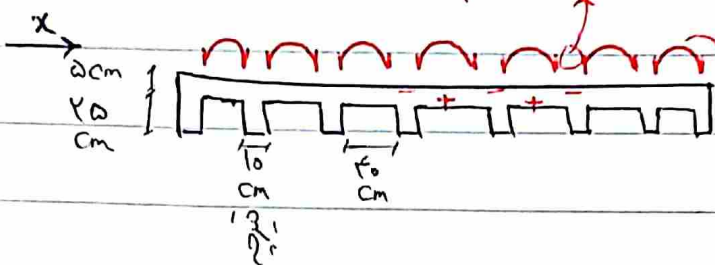
آرماتور add رو فقط در جاهایی که مساحت بهایس می زارن.

پس شد ۲ سانتی متر کاور و کشف آرماتورهای مناسب و کنترل شدن برای تیرچه ها.

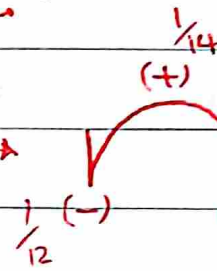
قسمت بعدی طراحی دال است.

این جا عوارضی شده می شه ولی واقعی حالت بحرانی نیست

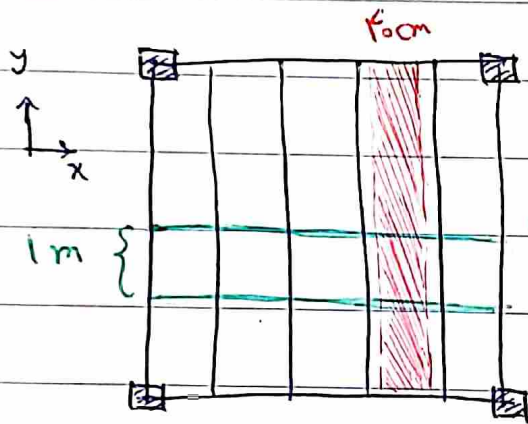
Section دال از بغل



میان دایره



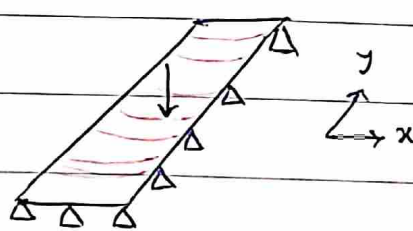
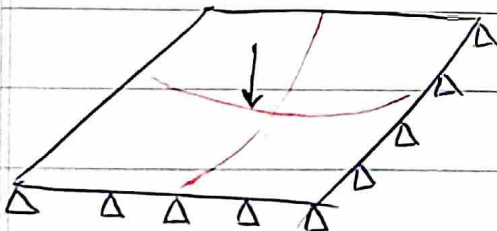
ضرایب
گفتی
اخراج می شه.



این جا دال خام قسمتش ۵ x ۴ متر
است که یعنی نسبت طول به عرض بالای ۲
دارد لذا دال اطرفه است.

دال دو طرفه

دال یک طرفه



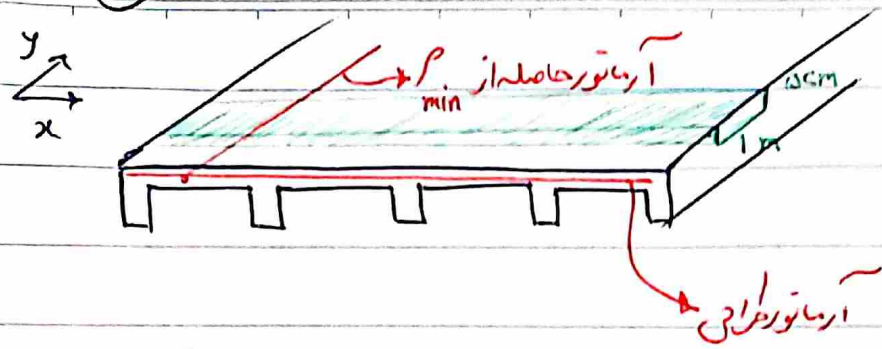
m_x, m_y

$m_x \ll m_y$

دور داریم
و m_x و m_y هر دو طراحی
می شه.

اینجا هم هر دو رو داریم ولی
 m_x خیلی کم و فقط به دونه
پیر بدست می آیم و اون یکی
پیر رو برابر با m_{min} می زنیم.
یعنی هر دو جهت اصلی رو طراحی و
هر دیکتر را m_{min} می زنیم.

توجه به شکل
بالای صفحه می برد



آرماتورهای برای

حال به برای دال بزرگ بردیم. برای طول واحد ۱ متر طراحی می کنیم

$w = 1100 \times 1m = 1100 \text{ kg/m}$

$$M_u = \frac{1}{12} \times 1100 \times \frac{1}{4} = 14,2 \text{ kg.m}$$

فرب بزرگیم
بین $\frac{1}{12}$ و $\frac{1}{14}$

$$R_u = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{14,2 \times 100}{1000 \times (25)^2} = 2,41$$

~~۰.۰۰۴۸~~ $\rightarrow \rho = 0,0009 \rightarrow A_s = 0,0009 \times 1000 \times 25$

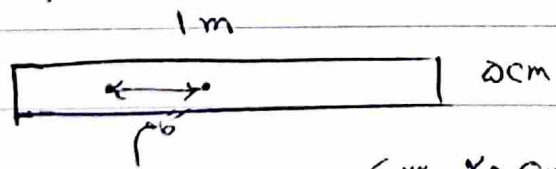
$P_{min} < \rho = 0,0009 < \rho_{max} = 0,0202 = 0,22 \text{ cm}^2$

$$A_{smin} = 0,002 \times 1000 \times 25 = 1 \text{ cm}^2$$

در این جا استفاده می شه برای دال نه d

$A_{smin} > A_s \rightarrow \text{USE } A_{smin}$

پس در هر ۱۰۰ سانتی متر نیاز به ۱ سانتی متر مربع آرماتور داریم.



حال ۶ میل مساحتش 28 cm^2 پس

$$\frac{1 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} = \frac{28 \text{ cm}^2}{S} \rightarrow S = 28 \text{ cm}$$

فاصله می گام $S = 28 \text{ cm}$

ولی فاصله می گام نمی تونه کمتر از ۲۵ سانتی متر باشه پس همین ۲۵

دقت کنید P_{min} برای دال ؛ P_{min} برای تیر و ستون تفاوت و A_{smin} هم همینطور

$$A_{smin} = \rho_{min} b d \quad \text{برای تیر}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} b h \quad \text{برای دال}$$

هم چنین اگر تیرهای افست حداقل ۲cm از پایین ~~و~~ ^h فاصله دال و حداقل

۶mm قمرش باید باشد.

و حداقل فاصله ی بین دو ستون دال ۲۵ سانتی متره. برای دال هم همینطور

★ جلسه ۵ تی ای (۸،۱۱)

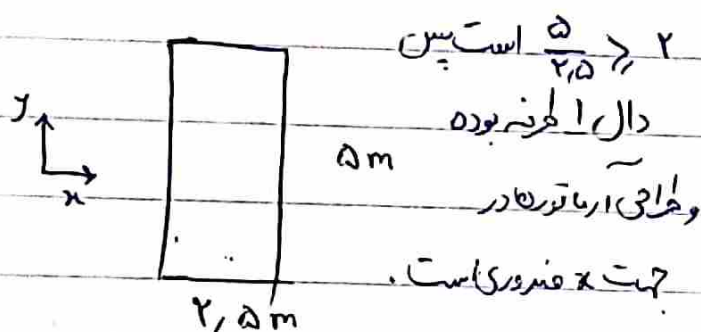
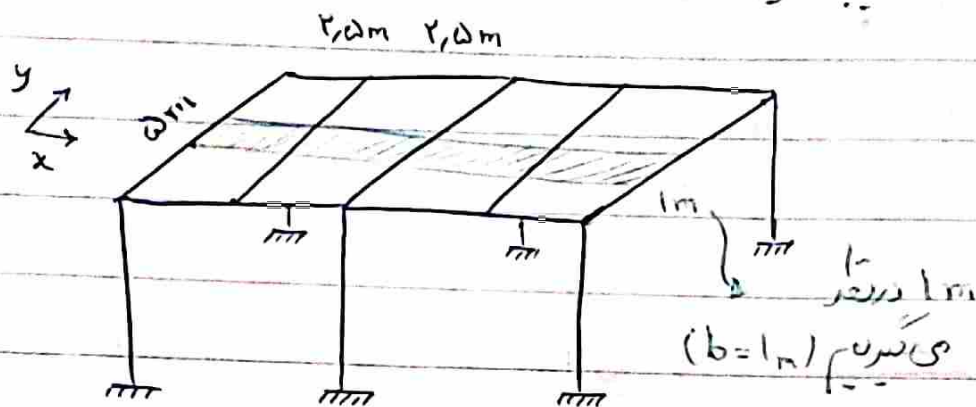
رفع اشکال تمرین سری ۱.

نکات کلی مهم : درک تفاوت M_u و M_n ، بررسی نرمی ، تری یا بایاس بودن

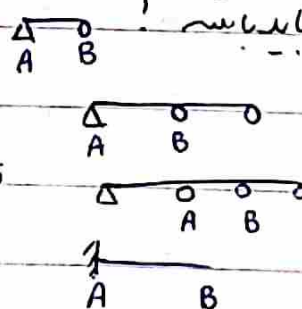
شکست به یک م (سوال ۱۴).

* جلسه ۱۴ استاد (۸، ۱۵)

* مثال جدید نوعی ترکیب تیر و دال.



- * ضخامت دال بتنی چقدر باید باشد ؟
- $L/20$ Simply supported
 - $L/24$ One end continues
 - $L/28$ Both ends continues
 - $L/10$ Cantilever



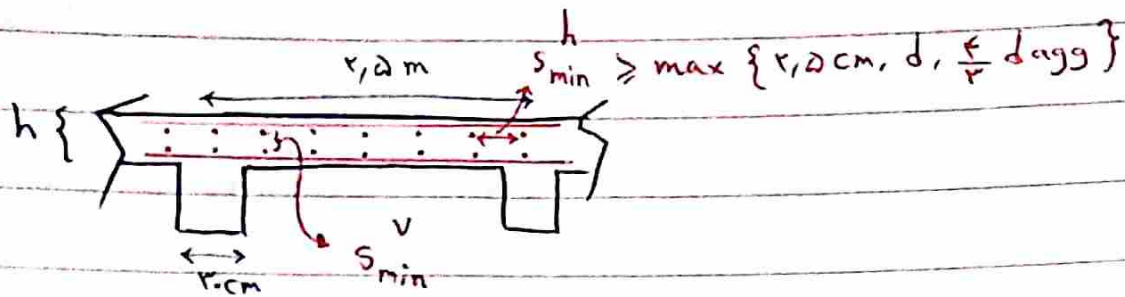
حالا اینجا $\frac{L}{24}$ کنترل نشده پس نه می شه $\frac{2.5m}{24} = 11cm$

تورچه با دایره بین آرماتور خراش



شکل دال از بغل

or



$$h \geq 2 \times 2 + 4 \times 1.0 + 2.5$$

Cover ρ s_min

* سؤال فلسفی: چرا (1) بهتر از (2) است؟

↓ حرارتی و بین اصلی ها ↓ اصلی و بین حرارتی ها

حالت (1) بهتره چون د بیشتر برای آرماتورهای درجه 1 اصلی و دین پایین می سوزد.

$$(m_n \uparrow \Rightarrow d \uparrow) \quad m_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2})$$

$$w_u = w_u \times l \rightarrow b$$

$$\Rightarrow w_u = 11.0 \times 1 = 11.0 \text{ kg/m}$$

$$m_{n_u} = \frac{1}{14} (11.0) \underbrace{(2.5 - 0.3)}_{l_n} = 0.77 \text{ kg.m}$$

$$R_u \checkmark R_{n_u} \rightarrow P_{n_u} \rightarrow P = 7.0 \text{ kg}$$

۵۳

چنانچه حداقل در نظر گرفته شده در ACI

* $A_{smin} = 0.0018 bh$ رابطه

→ $A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2$ ✓

→ $d = h - \text{cover} - \frac{\phi}{2} = 12 - 2 - 0.5$
 $A_{smin} = 0.0019 \times 100 \times 9.5 = 1.8 \text{ cm}^2$ می‌بایستی

پس در هر ۱۰۰ سانتی متر حداقل ۲.۱۶ سانتی متر مربع آرماتور داریم.

$\frac{2.16 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm در هر}} = \frac{0.5 \text{ cm}^2}{S}$ مساحت آرماتور

→ $S = 22.15$ → هر ۲۳ سانت → $VSE \phi 8 @ 23 \text{ cm}$
 یک آرماتور ۸ می‌زنیم.

در این محل $S_{max} = \min \{ 3h, 45 \text{ cm} \} = \min \{ 36, 45 \} = 36 \text{ cm}$

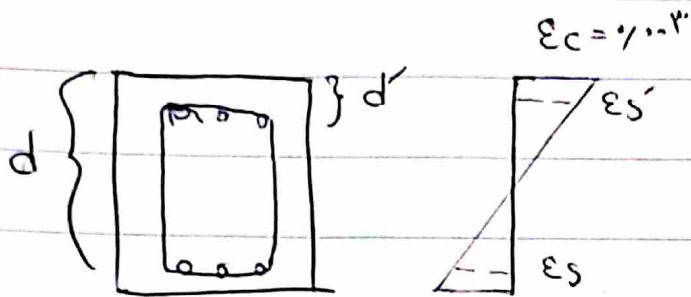
و این یعنی اولی چون $36 < 45$ و از این لحاظ هم کنترل شده.

در جهت ۲ هم از همین $\phi 8 @ 23 \text{ cm}$ می‌شه استفاده کرد چون آرماتور

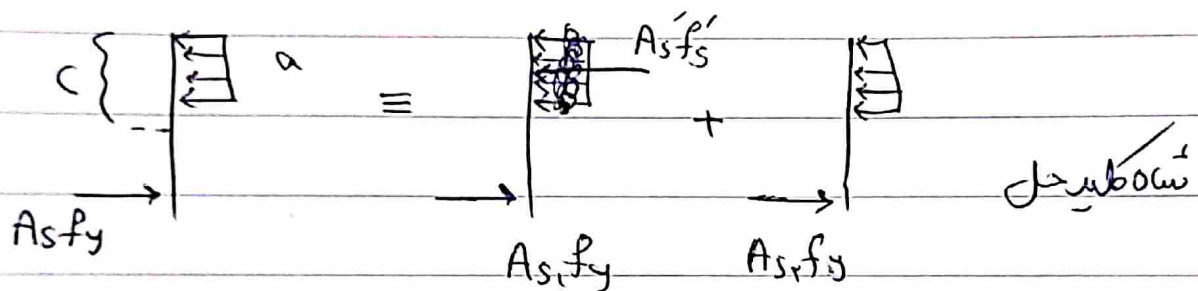
حداقل کنترل کرد و برای S_{max} دادن جهت هم رابطه $\min \{ 45, 5h \}$

→ 45 که 45 منه و $45 < 23$ پس اولی. ← پایین مبادت تصویر اول.

* آرماتور فشاری



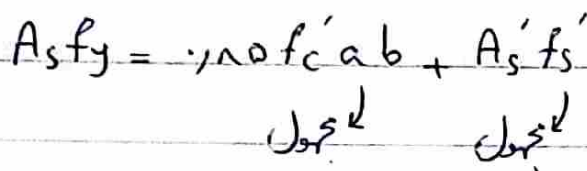
فرضیات بلوک دیدنی
و جاری شدن یا نشدن را باید
در نظر گرفت و بررسی کرد.



$$M_{n2} = A_{s2} f_y (d - d')$$

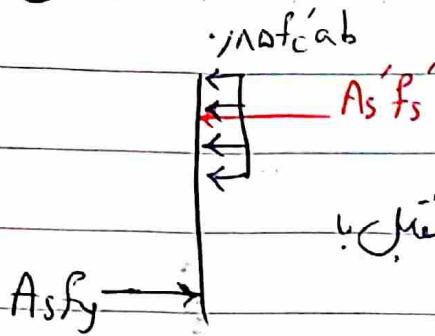
$$M_{n1} = A_{s1} f_y (d - \frac{a}{2})$$

این منحنی صرفاً یک بزرگداشت ذهنی است و شروع اصلی محبت از جلیبی بوده.


$$a = \beta c, \quad \frac{c}{\gamma \beta c} = \frac{c - d'}{\epsilon'_s}$$

شماره ۱: آریاتور فشاری جاری شده (بررسی شماره ۲ در جلدی بعد...)

$$A_s f_y = 1 \Delta f'_c (\beta_c) b + A_s' E \left(\frac{c-d'}{s} \times \rho_{s, \text{top}} \right) *$$



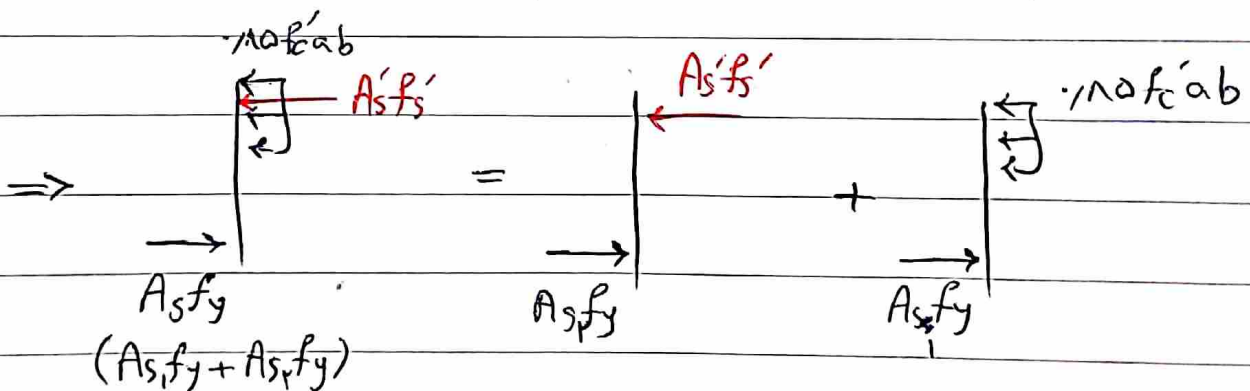
* تفسیر این شکل می‌شود این که انبار Asf_y در مقابل با

$As'f_s'$ و $As'f_s'$ به پس انبار به سمتی از Asf_y با

$As'f_s'$ و قسمت دیگر از Asf_y با $As'f_s'$ در مقابل می‌شود و در مقابلش

با $As'f_s'$ و در مقابلش با $As'f_s'$ در مقابل می‌شود پس از روی زمین

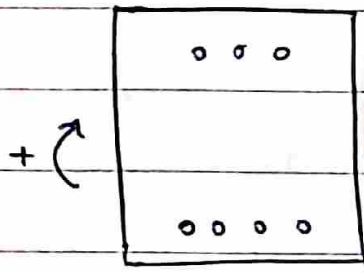
شود می‌آیم Asf_y رو دو قسمت می‌کنیم $Asf_y = As_1f_y + As_2f_y$



$$\Rightarrow M_n = M_{n_1} + M_{n_2} = As_1f_y (d - d') + As_2f_y (d - \frac{a}{2})$$

م

* مثال



$$f'_c = 216 \text{ kg/cm}^2, f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 39 \text{ cm}, d' = 2 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \phi 10, A_s' = 3 \phi 14$$

ظرفیت مقطع؟

$$A_s' = 3 \phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2 \quad A_s = 4 \phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

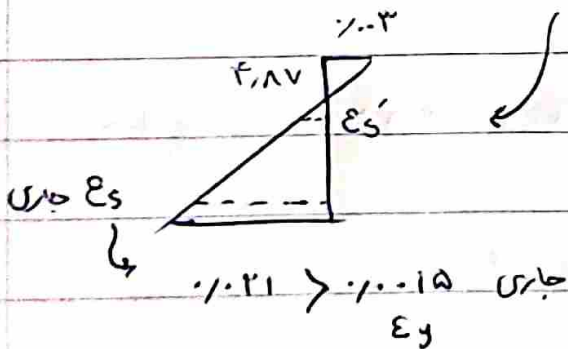
$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.006 \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd} = 0.005$$

$$* A_s f_y = 0.185 f'_c (\beta_c) b + A_s' E \left(\frac{c - d'}{c} \right) \times 0.003$$

جای

$$\Rightarrow c = 4.17 \text{ cm} \rightarrow c < d' \Rightarrow \text{تاریختی بالای}$$

آرماچر فشاری که به یکن آرماتور فشاری افتاده تو کشش



پس انفار پایین مقطع خیلی نرم رفتار کرده. پس که خواهم c رو بیشتر کنم

ی شه پایین رو خشک تر کرد و مثلاً به جای 4 phi 10 رو به 4 phi 12

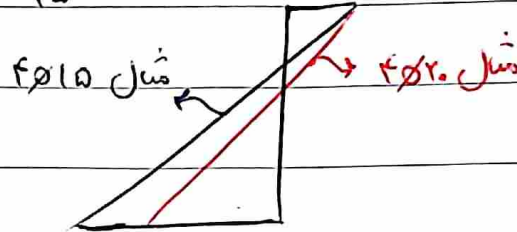
۵۸۵

که به پایین رو ۲۰ میلیمتر می کشیم $c = ۲,۵ \text{ cm}$

$$\frac{\epsilon_s'}{۰,۰۰۳} = \frac{۶,۵ - ۵}{۶,۵}$$

$$\Rightarrow \epsilon_s' < \epsilon_y = ۰,۰۰۱۵$$

$$\frac{\epsilon_s}{۳۹,۵ - ۶,۵} = \frac{۰,۰۰۳}{۶,۵}$$



$$\Rightarrow \epsilon_s > \epsilon_y$$

$$A_{s_r} f_y = A_s' f_s' \Rightarrow A_{s_r} = \frac{A_s' f_s'}{f_y} = ۲,۷۸ \text{ cm}^2$$

از این A_{s_r} هم مثلاً بدست میاد پس M_{n1} و M_{n2} بدست میاد

و با جمع شون M_n حاصل می شه و در نهایت $M_n = ۱۳,۴۳ \text{ t.m}$ می و این

یعنی $M_n = ۱۳,۴ \times ۰,۹ = ۱۲,۰۶ \text{ تن متره}$ که

حال مجدداً ۲۰ میلیمتر با این تفاوت که ۱۲ میلیمتر رو برابر هم حل کنید.

$$a = \frac{A_s f_y}{۰,۸۵ f_c' b} = ۷,۰۴ \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{۲} \right) = ۱۳,۳۷ \text{ t.m}$$

در حالت قبلی ۱۳,۴۳ بود و حال شد ۱۳,۳۷ تن متره پس انکار ناشر را متور

فشاری در حد اکثر میان (میان اسمی) تاثیر چشمگیری نداشت.

حال آنکه پائین مقطع رو خشک تر هم بکنیم و $A_s = 22,2$ سانتی متر مربع بزاریم

C بدست میاد ۱۰,۵ cm یعنی از ۲,۵ به ۱۰,۵ رسید.

دقت کنید در حالتی که آرماتور فشاری نداشتیم هم C به ۸,۵ سانت

میرسد و از ۲,۵ سانت بیشتری شد. دلیلش چیه؟ چون دیگه تمام

کنش در پائین رو باید بتن به تنهایی باهاش مقابله کنه و آرماتور فشاری

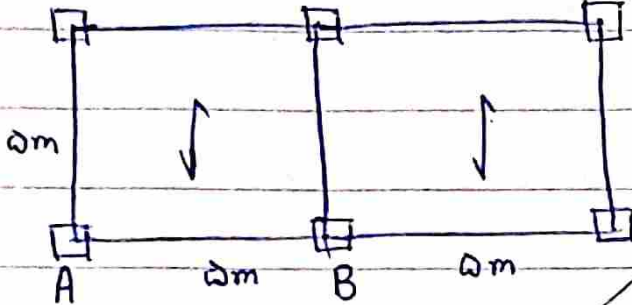
نیست که به کمکش بیاد پس مجبوره مساحت بیشتری ازش درگیر بشه

و این سبب افزایش C عه.

۶۰

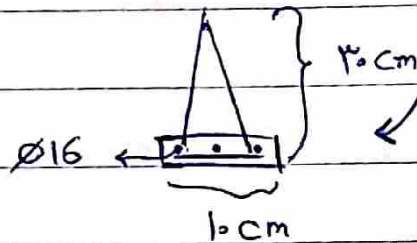
* تمرین سری ۲

دال یک طرفی روبرو را در نظر بگیرید



فاصله ستون‌های گذاشته شده (مرکز تا مرکز) $= 5\text{ m}$

شکل ستون‌ها



ابعاد ستون‌ها $= 40 \times 40\text{ cm}$ ابعاد ستون‌ها $= 30 \times 45\text{ cm}$ $w_D = 420\text{ kg/m}^2$

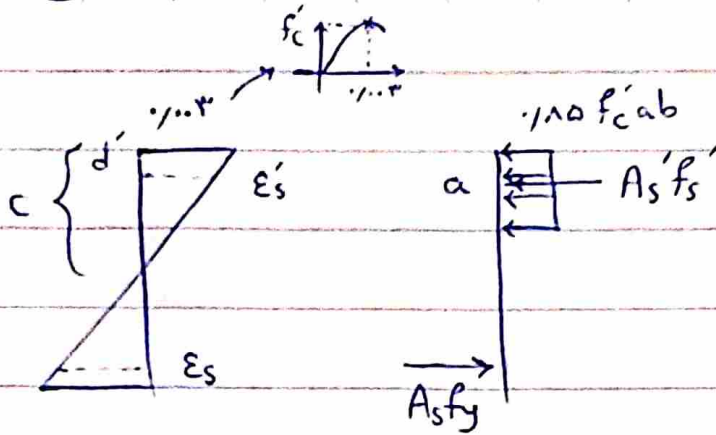
آرماتورهای به کار رفته در ستون $= \phi 18$ $f'_c = 388\text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4000\text{ kg/cm}^2$

۱) حداکثر بار زنده در طراحی ستون AB با صرف نظر از آرماتورهای فشاری چقدر است؟

۲) آیا ستون کشیده شده در بالا بر اساس اطلاعات حاصله از قسمت اول

جواب کوتاه است؟ اگر نیست چه می‌توان کرد؟

نکته: آرماتورهای خمشی مثبت و منفی در ستون‌ها بر مبنای صورت پذیرفته است.



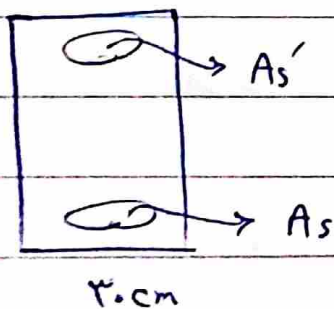
یادآوری

$$(*) A_s f_y = 1.8 f'_c a b + A'_s f'_s \quad , \quad f'_s = \begin{cases} f_y \\ E \epsilon'_s \end{cases}$$

طبق مثال جلسه قبل فرض می‌کنیم آرماتور فشاری در M_n تأثیر زیادی ندارد ولی در

تأثیر دارد.

$$b = 40 \text{ cm} \quad d' = 5 \quad d = 39$$



از A_s رو بجات ما نمی‌خوردش بر رو نمی‌نویسیم

$$A_s = \rho_{max} b d = 0.02 \times 40 \times 39 = 31.32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s f_y = 31.32 \times 300 = 9.4 \text{ ton} \rightarrow \text{فشار هم در بالا متعادل است}$$

$$f_y \text{ باید در } (x) \text{ جای گذاری کرد و از آنجا که } f'_s = 31.32 > 300 \text{ پس } f_y \text{ را باید در } (x) \text{ جای گذاری کرد}$$

۴۲

اگر f_y اجای نزاری کنیم $c = ۱۰.۷$ می شه و همچنین $A_{s_r} = ۲۳.۲۳$ و $A_{s_r} = ۶.۰۳$
 $- ۶.۰۳ = ۱۷.۲ \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \begin{cases} m_{n_i} = A_{s_i} f_y (d - \frac{a}{2}) = ۱۷.۲ \times ۳۰۰۰ \left(۳۹ - \frac{۱۰.۷ \times ۱۷.۲}{2} \right) \\ = ۱۸.۱ \text{ ton} \\ m_{n_r} = A_{s_r} f_y (d - d') = ۶.۰۳ \times ۳۰۰۰ (۳۹ - ۵) = ۶.۱ \text{ ton} \end{cases}$$

~~مجموع~~ $\Rightarrow m_n = ۱۹ (۱۸.۱ + ۶.۱) = ۲۱.۸ \text{ ton}$

این سوال رو با فرض نبودن اثرات دینامیکی حل می کردیم $m_n = ۲۰ \text{ ton}$ می شد ولی

$c = ۱۴.۷$ می شد یعنی همان قابل قبول حد اکثر فرقی نمی برد خیلی ولی c خیلی فرق می کنه.

پس اینه در همان حد اکثر خیلی تأثیری نداره یعنی خیلی بخود دوی مصرفه و به صرفه نیست که

برای عرض ولی نکته اینه که می دانیم $A_s f_y = \rho \frac{1}{16} f_c' a b + A_s' f_s'$
 $\rho b d \downarrow \quad \rho c \quad \rho b d \downarrow$

پس $\frac{1}{16} = \frac{c}{d-c} \quad \rho = \frac{1}{16} \frac{f_c'}{f_y} \rho \frac{c}{d} + \frac{f_s'}{f_y}$ و طبق تاس

یعنی $\frac{c}{d} = \frac{1}{16} \frac{1}{1.7 + \epsilon_y}$ پس $\frac{1}{16} \frac{1}{1.7 + \epsilon_y} = \frac{c}{d-c}$ نه اینه جای نزاری

کنیم $\rho = \frac{1}{16} \frac{f_c'}{f_y} \rho \frac{1}{1.7 + \epsilon_y} + \frac{f_s'}{f_y}$ دقت کنید قبل از اثرات دینامیکی

بدست آوریم $\beta = \frac{0.003}{0.006 + \epsilon_y}$ و در حالت جدید نرم $\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y}$

افزافه شده و این یعنی ρ را به موازات ρ تهرجایی می‌توانیم با ببریم !!!

ولی نکته اینست که برای کران (حدودیت) ρ باید S_{min} را رعایت کنیم و نمی‌توانیم

تاهرحدی آرماتورها رو بهم بدیم یعنی

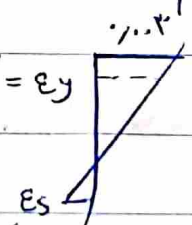
* پس نتیجتاً گمانی که آرماتور فشاری به ما کرد اینست که کران بالا برای ρ را بالا

برد و این سبب افزایش همان گمانی می‌شود. در حقیقت تاجایی به هندسی حساسه

(رعایت S_{min} ها) اجازه بدیم می‌توانیم آرماتور بزاریم.

حالا نکته‌ی بعدی این است که چگالی آرماتور فشاری ~~و کشش~~ رو به مقدار

تنظیم شده‌ی خاصی بزاریم به حالتی می‌توان رسید که $\epsilon'_s = \epsilon_y$ بشه و به این مقدار

چگالی می‌سیم ρ_{cy}  در این حالت $f'_c = f_y$ است و با نوشتن

تقابل نیروها و تالس به این نتیجه می‌رسیم که

* $\rho_{cy} = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \beta \frac{d'}{d} \times \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} + \rho'$

برای اینکه P های بدست آمدن با هم قاطع نشه P ماکزیم بدون محدودیت هندسی در

حالت در تقاطعی آرماتور فشاری را $\bar{P}_{max}$ می نامیم یعنی

$$* \bar{P}_{max} = \frac{1.85 f_c'}{f_y} \beta \frac{1.003}{1.007 + \epsilon_y} + \frac{P' f_s'}{f_y}$$

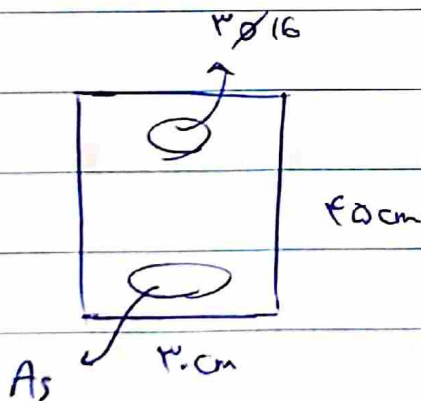
پس اگر $P < \bar{P}_{max}$ ، M_n فرق خاصی نمی کند.

↓ (این $\bar{P}_{max}$ قبلی مد نظر است نه $\bar{P}_{max}$)

اگر $P < \bar{P}_{max}$ و $P_{cy} < P$ اون موقع $f_s' = f_y$ است و فشاری ها جاری شدن.

اگر $P < \bar{P}_{max}$ و $P_{cy} < P$ در نتیجه $f_s' < f_y$ است.

حال حد اکثر M_n در مثال قبل را بدست آورید.



$$d = 39 \text{ cm} \quad d' = 5 \text{ cm}$$

$$\bar{P}_{max} = P_{max} + \frac{P' f_s'}{f_y} \quad \text{جاری}$$

$$\Rightarrow \bar{P}_{max} = 1.022 + \frac{6.03}{30 \times 39} \times \frac{1}{1} = 1.025$$

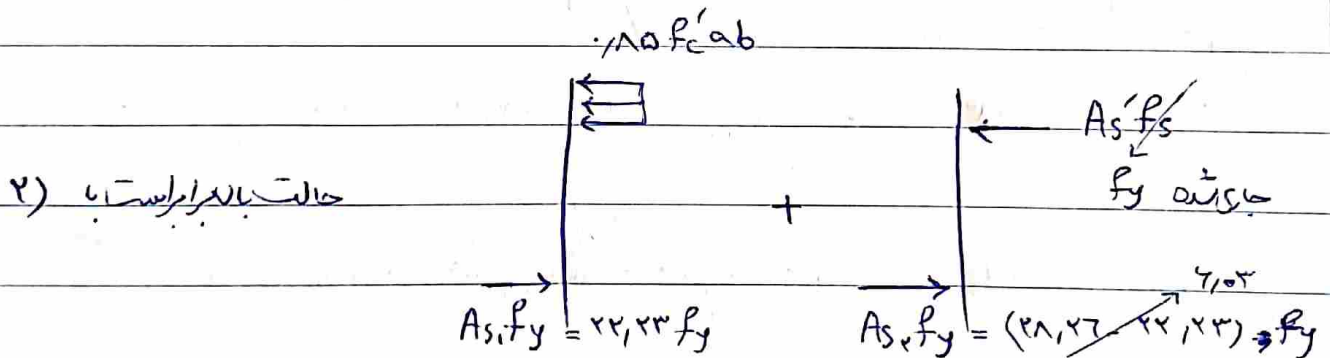
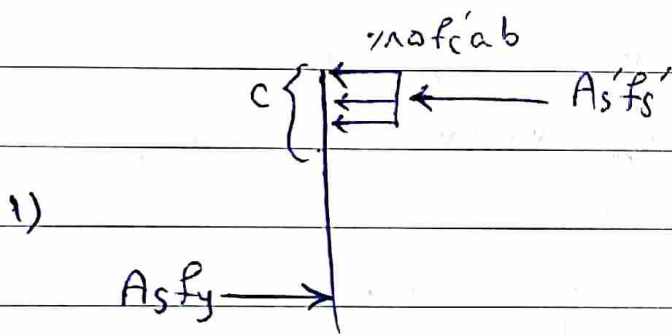
$$\Rightarrow A_s = 1.025 \times 30 \times 39 = 120 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{وزن این } M_n$$

حامل خاصه شده نسبت به قبل تفاوت خیلی داره.

جلسه قبل تا اینجا رفتیم / $A_s = ۲۹ \text{ cm}^2$ و البته دقیقش (۲۸،۲۲ نه)

$$A_s' = ۳ \times ۱۶ = ۴۸ \text{ cm}^2$$

حالت که ~~چون~~ حجم آرماتورها بدست آورد M_n رو بدست می آید.



$$۳) M_{n1} = ۲۲،۲۲ \times ۳.۰۰ \times (d - \frac{a}{2}) = ۲۲،۷۷ \text{ t.m}$$

$$M_{n2} = ۴۸ \times ۳.۰۰ \times (d - d') = ۵،۹۷ \text{ t.m}$$

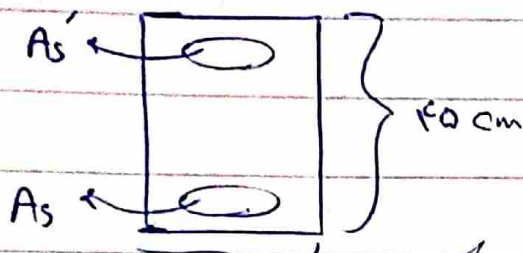
$$۴) M_n = \phi (M_{n1} + M_{n2}) = ۰.۹ (۲۲،۷۷ + ۵،۹۷) = ۲۵،۷ \text{ t.m}$$

پس میان اینجای بیشترین چسبندگی داشت و از 19.7 t.m به 25.7 t.m رسید.

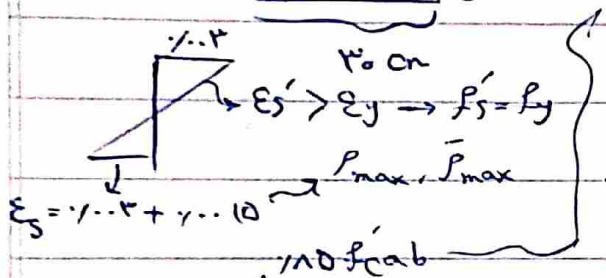
تا اینجا ~~آنالیز~~ رو بکشد کردیم و بخش طراحی فشاری موند.

* مثال " A_s و A_s' رو قوی حساب کنید.

$M_u = 30 \text{ t.m}$ رو جواب بده.



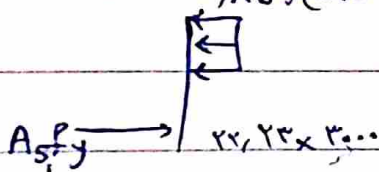
$$d = 29 \quad d' = 5 \text{ cm}$$



$$M_u = 30 \text{ t.m} \rightarrow \phi M_n = 30$$

$$\rightarrow M_n = 33.33 = M_{n1} + M_{n2}$$

فرض اولیه: فقط از تیر کشش داریم.



$$P = P_{max} = 22.23 \rightarrow \phi M_n = 0.19 \times 22.23 \times \left(29 - \frac{a}{2}\right) = 19.77 < 30$$

از اینجا به بعد به ذره اثر کشش اضافه می کنیم، به ذره فشاری و افتد این کار روی نتیجه

از 19.77 به 30 برسیم.

$$\Rightarrow \phi (M_{n1} + M_{n2}) = M_u = 30 \rightarrow \phi M_{n1} + \phi M_{n2} = 30$$

$$\Rightarrow 19.77 + \phi M_{n2} = 30 \rightarrow M_{n2} = 11.23 \text{ t.m} = A_{s2} f_y (d - d')$$

$$\Rightarrow A_{s2} = 11.25 \rightarrow A_{s1} + A_{s2} = 22.23 + 11.25 = 33.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_r} f_{s'} = A_{s_r} f_y$$

علا "کنترل دریم" نه
جاری می شه

$$A_{s'} = 11,25 \text{ cm}^2 \text{ و } A_s = 33,5 \text{ cm}^2$$

حالا از اینجا به بعدی بریم سراغ جدول آرماتورها و سعی می کنیم آرماتوری رو انتخاب کنیم

S_{min} رو فرض کنیم. مثلاً اگر $\phi 25$ پایین بزاریم قاعده "ارض" می کنه وانه بریم

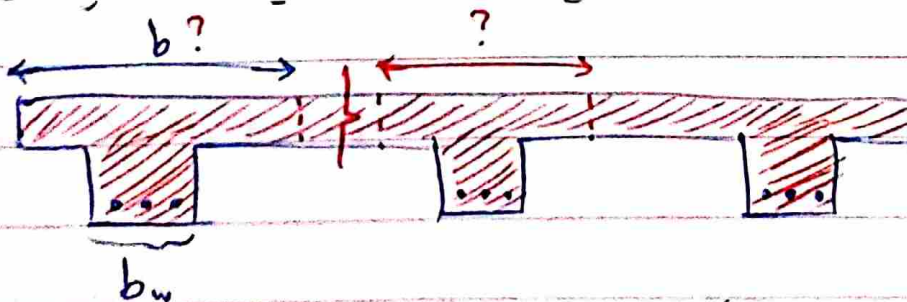
و در بریم می بینیم اگر قرار باشه آرماتورها رو یک ردیفه بزاریم جا نمی شه. پس راجعش

اینه که دور دیفه بزاریم که اینجا می شه و محاسبات از اول می شه

و می تونه این درس دور دیفه نمی کنیم

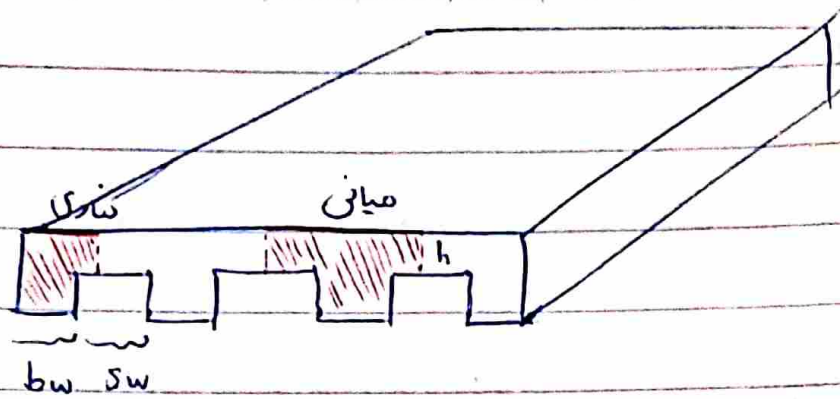
"پایین میجست آرماتور فشاری"

* میجست جدید تیر T شکل است. این تیر حاصل بتن ریزی همزمان تیر و دال است.



حالا سؤال اینه که اون فعلی از دال که با این آرماتوری سازه چه فعلی در تفرقه می شه؟

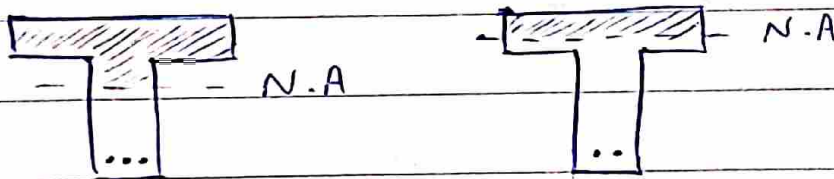
۶۸



$$b_{\text{کناری}} \leq \begin{aligned} & bw + \frac{Sw}{2} \\ & bw + 4h \\ & bw + \frac{lw}{12} \end{aligned}$$

$$b_{\text{میانی}} \leq \begin{aligned} & bw + 2 \times \frac{Sw}{2} \\ & bw + 2 \times nh \\ & bw + 2 \times \frac{lw}{n} \end{aligned}$$

* دو حالت کلی داریم: ۱. N.A در قسمت پایینی T ۲. N.A در قسمت پایینی T



حالت اول بررسی شد خیلی راحت تره.

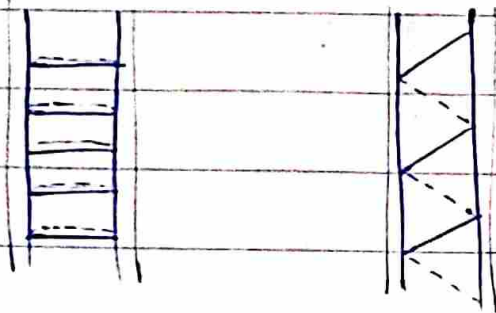
برای حالت دوم می آیم A_s پایین رو باز نویسی خواهیم کرد و... $(A_s = A_{s1} + A_{s2})$

* جلسه ۲ تی ای (۸، ۲۵)

رفع اشکال متدین سری ۲

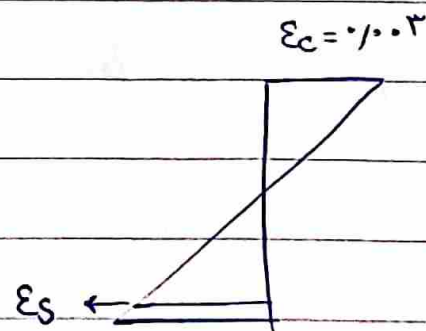
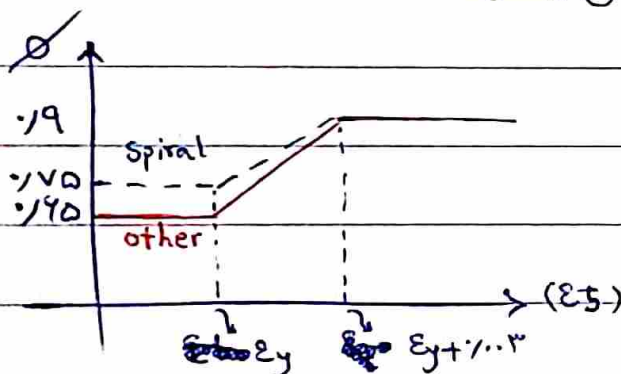
نقاط کلی: استفاده درست از جدول کمک فرای برای اساس n (فاصله خارج به خارج ستون)
چک کردن $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ فراموش نشه.

دو نوع خاموت گذاری داریم: ۱. مارپیچی (Spiral) ، ۲. سایر (حالت عادی).



با توجه دو مدل مذکور ضریب k برای نیروی محوری و یا ترکیب بتن کششی و

نیروی محوری از نمودارهای زیر حاصل می شود.

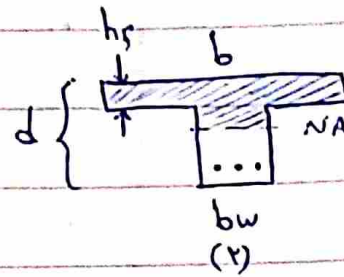
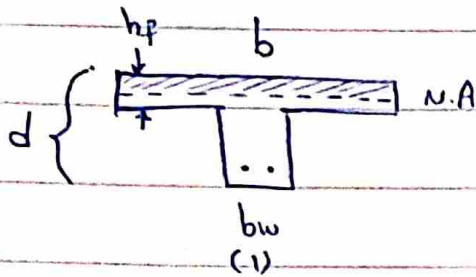


* پس شود کلی این قضا این که هرچی e بیشتر باشد ضریب k بیشتره.

و همچنین حالت مارپیچی ضریب k اش بزرگتر مساوی حالت دیگر است.

پ.ن: از این جایی که تمام مثال های ما تا اینجا بود که $e > e_y + 0.03$ لذا هواره

که ما ۰.۱۹ گرفتیم در بخش



(۱): از آن جایی که N.A در قسمت بالایی T شکل قرار دارد لذا قسمت در فشار افتاده به

صورت مستطیلی است (قسمت هاشور خورده) لذا عملاً منحنی با حالت غیر مستطیلی

ندارد و مطابق با بتن برای آنالیز خواهیم داشت $a = \frac{A_s f_y}{\gamma_m \alpha f_c' b}$ و $M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2})$

و در طراحی $\rho = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{\gamma_m R_n}{f_y}})$ و $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$ تنها تفاوت در اینست که

$\rho = \frac{A_s}{b_w d} > \rho_{min}$ چک می‌شود که در خروجی b_w به ولی برای مقایسه با ρ_{max} داریم که *

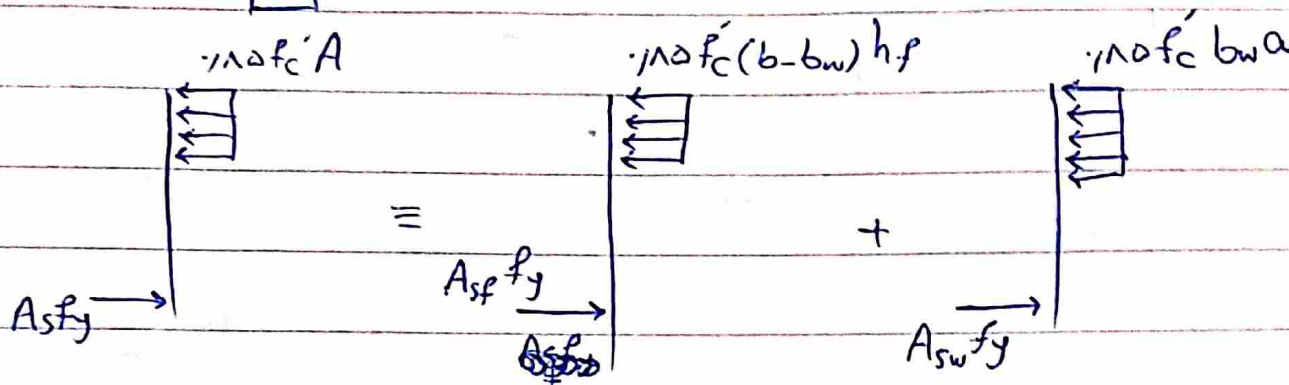
$$* \rho_{max} > \rho = \frac{A_s}{b d}$$

(۲): در اینجا قسمت فشاری (هاشور خورده) به صورت مستطیلی نیست و باید تقارن بین

$A_s f_y$ و $\gamma_m \alpha f_c' A_c$ که A مساحت هاشور خورده است برابر باشد. حال هر حرکتی

که می‌زنیم افزایش مساحت A به ۲ بخش است. *

} $a = \beta c \rightarrow$ $\frac{1}{\text{سواء}} \beta$ و c في a مختلفة



قرمز افزای در عم و مستطاً M_n کل برابر با $M_{nw} + M_{nf}$ است.

* نکته اینجاست که، اضافی $\alpha = \beta$ برای T شکل هاعم برقراره.

$$M_n = m_{nf} + m_{nw} = A_s f_y \left(d - \frac{h_f}{r} \right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{r} \right)$$

* یک حالت خیلی خاصی وجود دارد که $h_f > c$ باشد و $h_f < a$ که در این حالت مطابق

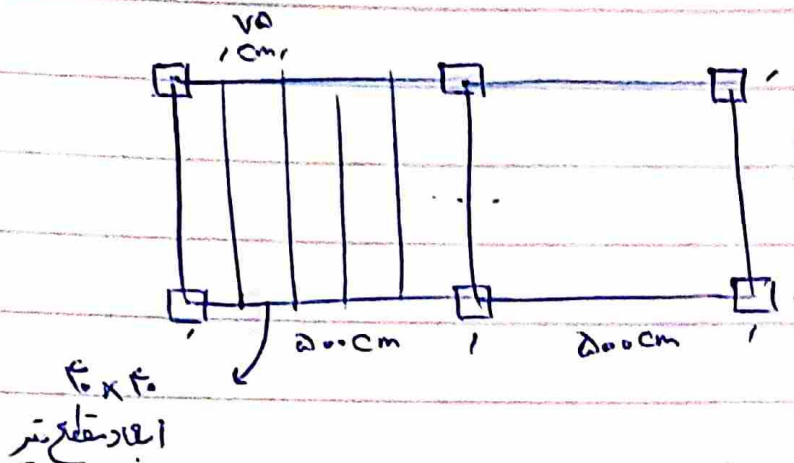
حالت (۱) عمل می کنیم و عملاً مساحت دایره a برای ما مهم است.

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = \frac{1.4 \alpha f_c' (b b_w) h_f}{f_y} + A_{sw}$$

$$= \frac{1.25 f_c (b b_w) h_f}{f_y} + \frac{1.25 f_c' b_w a}{f_y}$$

۷۲

* مثال



$$f'_c = 21 \text{ kg/cm}^2$$

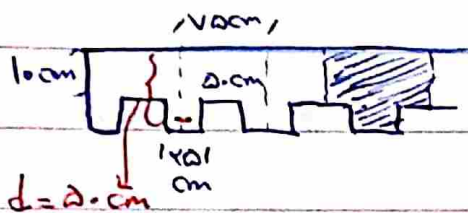
$$f_y = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 200 \text{ cm}$$

$$h_f = 100 \text{ cm}$$

$$d = 200 \text{ cm}$$

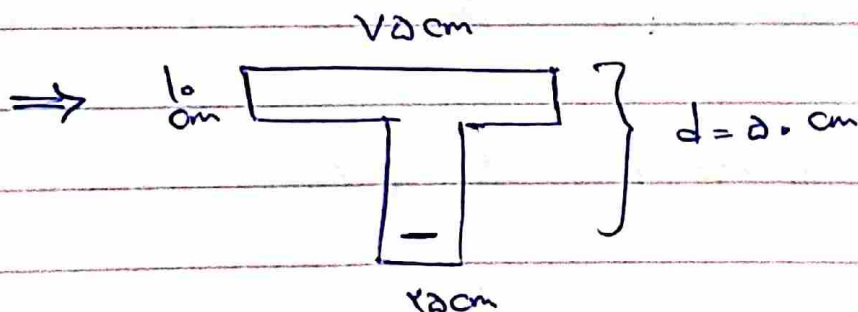
$$W_u = 14.42 \text{ t/m}^2$$



$$b_e \leq \begin{cases} b_w + 2 \times \frac{d}{4} \\ b_w + 2 \times \frac{h_f}{4} \\ b_w + 2 \times \frac{L_n}{4} \end{cases}$$

عرض تیر بالای سطح

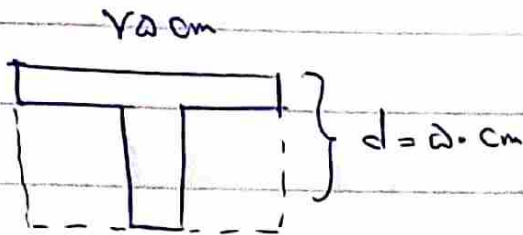
$$\Rightarrow b_e = 200 \text{ cm}$$



$$M_u = \frac{(14.42 \times 0.20) (4.0)^2}{8} = 29 \text{ t.m}$$

روحت با هم: $a > h_f$ یا $a < h_f$

باز رفتن حالت اول فکده ^{حلو} و آخرت چسب کین

پس فرض $h \leq a$ 

مشابه حالت مستطیلی حل می‌شود

و با فرض اینکه چون $h \leq a$ اگر تیر منفرجه باشد پایین خودش چخبره چون حالت

تیر یک خورده دارد و قسمت پایین عمداً حذف شده و برابون هم نسبت مستطیلی

هست یا نه (حساب)

$$M_u = ۲۹ \text{ t-m} \rightarrow R_u = ۱۷.۲ \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = ۰.۰۰۴۵ \rightarrow A_s = ۱۷ \text{ cm}^2$$

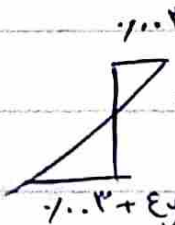
نقشه کشیدن مثل $M_u = ۲۹ \text{ t-m}$ هم در محاسبات مطرح شد و روند حل تغییر نمی‌کند.

نسبت a : $a = \frac{A_s f_y}{185 f_c b} = ۵.۱ \text{ cm} < h = ۵۰ \text{ cm}$

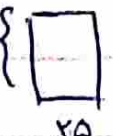
$$\rho = \frac{۱۷}{۷۵ \times ۵۰} > \rho_{min} \checkmark, \quad \rho = \frac{۱۷}{۷۵ \times ۵۰} < \rho_{max} \checkmark$$

نقشه خنجرها

برای ρ_{max} می‌شود با توجه به حالت چک کرد که از اینجا بدست خواهد آمد



و این یعنی برای اینکه $\rho < \rho_{max}$ باشد باید $\frac{c}{d}$ از $\frac{۰.۰۰۳}{۰.۰۰۴ + ۴y} = \frac{c}{d}$

کوچکتر باشد. می‌شود همین مثال رو با حالت مستطیلی $d = ۵۰ \text{ cm}$ 

حل کرد ولی خوب وقت پایین تری داشت.

۷۴

* جلسه ۱۹ استاد (۹/۱)

$$\underbrace{A_s f_y}_{P_{bwd}} = .15 f_c' a b_w + .15 f_c' h_f (b - b_w) = \underbrace{A_{sw} f_y}_{P_f b_w d} + \underbrace{A_{sf} f_y}_{P_f b_w d}$$

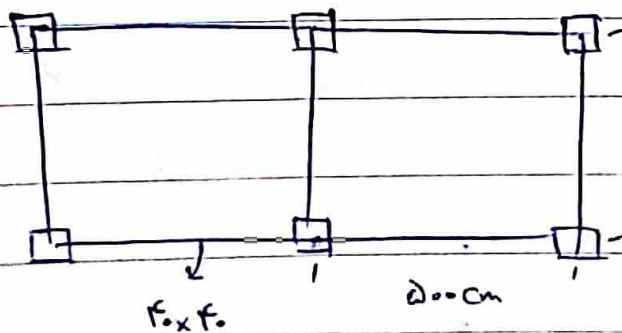
فرض تقسیم بر $b_w d f_y$ →
$$\rho = \frac{.15 f_c'}{f_y} \beta \frac{c}{d} + \rho_f \quad (I)$$

نسبت $\frac{c}{d}$ با توجه به نسبت ρ_{max} با جایگذاری در (I) داریم

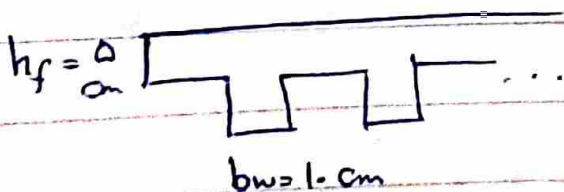
$$\rho_{max}^T = \frac{.15 f_c'}{f_y} \beta \frac{.1003}{.1007 + \epsilon_y} + \rho_f \quad *$$

→ $\rho_{max}^T = \rho_{max} + \rho_f$
برای تیر T شکل

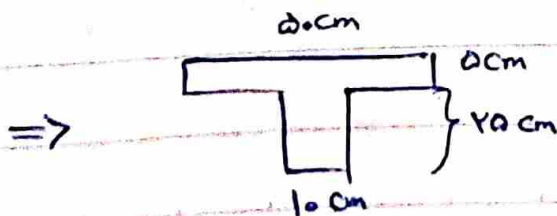
* مثال



$f_c' = 210$ $f_y = 300 \text{ kg/cm}^2$
 $L = 200 \text{ kg/m}^2$ $D = 250 \text{ kg/m}^2$
فاصله بین تیرها = ۱۵ متر
تیرچه بدون



$b \leq 20 \text{ cm}$ → min اون ۲۰ عرض



۷۵

اگر $a \leq h_f$

داریم:

$$m_u = \frac{w_u l_n^2}{8} = \frac{55 \times 5^2}{8} = 171.9 \text{ kg.m}$$

$$R_u = 5.14$$

$$\Rightarrow \rho = 1.00175 < \rho_{max} = 1.022$$

حال از اون جایی که بفرض تیر مستطیلی و حل می شه باید به ما ضرب کرد نه b_w

$$A_s = 1.00175 \times 50 \times 27.2 = 137 \text{ cm}^2$$

ولی برای A_{smin} $b_w \downarrow$

$$A_{smin} = 1.00175 \times 10 \times 27.2 = 27.8 \text{ cm}^2$$

استفاده

کنترل

$$a = \frac{A_s f_y}{\rho f_c' b} = 1.8 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \checkmark$$

اگر مثل قبل بفرض مستطیلی حل می کردیم

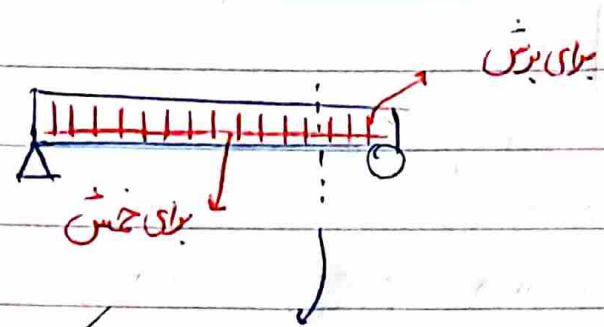
$$A_s = 215.4 \text{ cm}^2 \quad 30 \text{ باریم}$$

$$a = 4.26 \text{ cm}$$

یعنی عمده A_s ضریب تقویتی نمی کرد ولی در a تفاوت فاحش داشتیم.

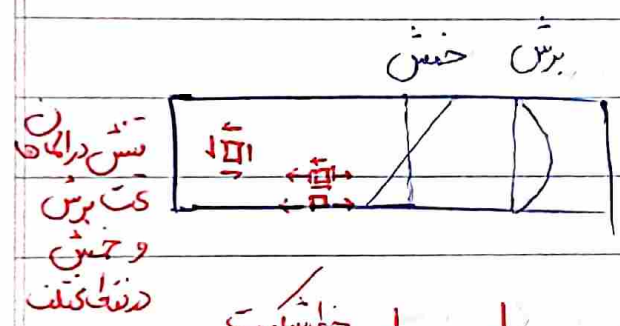
→ پایان بخش ←

~~موضوع و موضوع~~
* فصل ۴ : برش

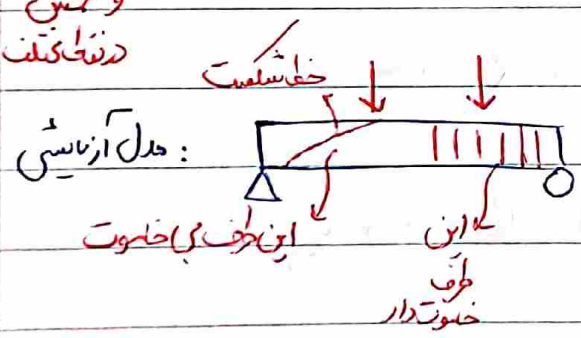


چرا از اینجا من شکله خب ؟
جلو تر قوسه داده خواهد شد

* در کل دو نوع برش داریم (البته در بتن ۱) : برش یک طرفه و برش اصفهانی



یک نوع ریشه هم هست که در بتن ۲ می بینیم (پای)



با ریشه در ۳ انتهای

تکس خط شکست بر اساس دایره موره.
و می نکته این که چرا به صورت خط عمودی
منی بره ؟ چون بسیار انرژی بره

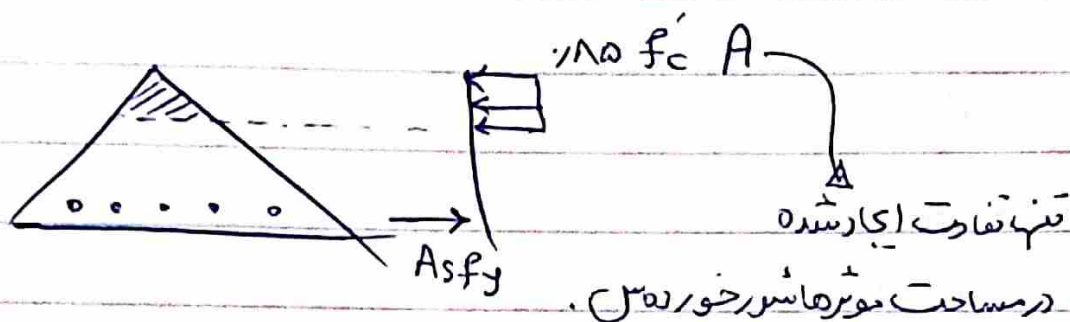
پس در حقیقت برش محتمل تر به صورت عم و خاموت

جلوی ایندی گیره

* جلسه ۷ تی ای (۹،۲)

رفع اشکال کویر اول: دقت به ضریب α ($\alpha w a^2$) با جدول گنگلانی

آه تیر هتایی داشته باشیم چجوری محاسبه‌ش می‌کنیم؟



* این اتفاق قابل پیش‌بینی بود چرا که قبلاً در T شکل‌ها هم برای حالتی که

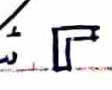
$h_f < a$ بود می‌دیدیم گفتیم پایین رو با مستطیل تریب می‌زدیم چون اصلاً

برای ما اهمیتی نداشت که پایین مساحت موثر چه اتفاقی می‌افتاد یا در حالت

$h_f > a$ هم مساحت موثر به صورت  بود. برای هر حالت دیده‌ای هم

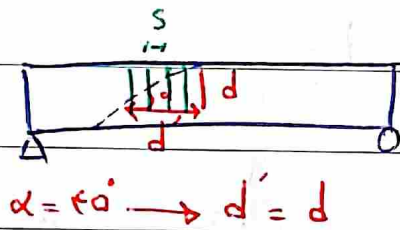
لحم از دایره؛ یعنی و هر شکل دیده‌ای باز کانسیست هسینه.  متقارن

لازم به ذکر است β تابعی از $f'c$ است و تغییری نمی‌کند.

به کمک متقارن دهک کنید چون این اتفاق قابل اجزای تیر  شکل نیست و نیاز به تغییراتی در محاسبات داریم.

انواع برش‌هایی که ذکر شد: یک طرفه، اصطفاکی و دوطرفه (پای).

حالا اگر بارش نیروی مربوط به صوت ۴۵ ترک بخورد داریم



اگر نیروی که سبب ترک شده رو V_n بدوین V_n برابر با مجموع V_c و V_s است چرا که

هم بتن ترک خورده و هم آرماتورهای سبز (خاموت‌ها) بریده. حالا V_s که برای خاموت‌هاست

عده چقدره؟ مقدار آرماتورهایی که بریده برابر با $\frac{d}{s} = \frac{d'}{s}$ است و هر یک

باید به اندازه Afy نیرو گرفته باشن پس در کل $V_s = Afy \frac{d}{s}$ * است.

برای برش از اون جایی که اجهناب محاسبات کمتر از خشع که برابر با ۷۵٪ است.

$$V_n \leq V_u \quad \text{پس} \quad V_n \leq 75 V_u \quad \text{پس} \quad (V_c + V_s) \leq 75 V_u \quad \text{پس اگر} \quad V_c$$

معلوم باشه داریم: $V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_s = \frac{Afy d}{s}$ $\leftarrow$ وقت بکنید A مثلاً مساحت

۲- تا آرماتور که چرا که سطح

قطع شده مهمه.

پس A رو با توجه به شعورمون باید تعیین کنیم.

* $V_c = (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{4A_g}) b_w d$ که براساس ارزش بدست آورده. البته به این آسونی نیست

و روابط بیشتر و عمده تری هم برای حالات مختلف داریم ولی در همین حد فعلاً کفایت می‌کند.

N_u نیروی محوری و A_g بر حسب mm^2 و کلاً طول ها mm

SI (MPa)



mks metric ($\frac{kgf}{cm^2}$)

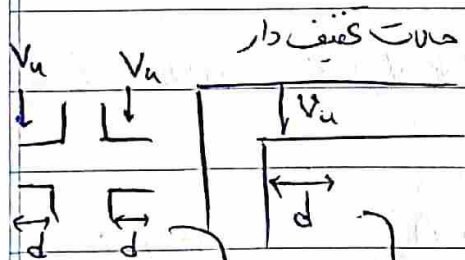


* روابط

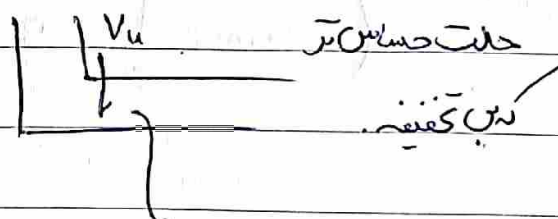
$$\begin{aligned} V_u & \leq (V_c + 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d) & V_u & \leq (V_c + 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d) \\ & \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{4A_g} \right) b_w d & & \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{4A_g} \right) b_w d \end{aligned}$$

نسبت ۲.۲ به ۰.۵۳ و ۰.۲۶ به ۰.۱۷. هر دو تقریباً ۴ به ۱ و انفار ۴ برابر اول حد

مجازه در طراحی ولی چرا نسبت ها دقیقاً یکی نیست ؟ $\frac{2.2}{0.53} \neq \frac{0.26}{0.17}$



حالات کثیف دار



حالت حساس تر

کپی کثیف

این جا کثیف داده یعنی در اصل نمودار

این جا کثیف نداده



چون اوضاع بی رگه.

در مثال این رو بهتر خواهیم فهمید. در جلسات آتی خواهیم دید که برای خاموت گذاری

حد در پایین مشخص طبق آیین نامه داریم و برای S_{max} هم حد داریم.

۸۵

حل با در نظر گیری mks صغ قبل انبار V_s تا $\frac{2.2}{0.153}$ برابر V_c می توان به

و نکته اوزن جاست که در آینده خواهیم دید ضابطه حدود تعیین شده برای S_{max} می توان

در یافت اگر V_s از $V_c \frac{3.3}{1.7}$ کمتر باشد اوضاع خیلی خوب و S_{max} صغ

از به حد عددی باید کمتر باشد ولی اگر از $1.94V_c - \frac{3.3V_c}{1.7}$ زیاد باشد در طراحی

S_{max} سخت گیری ها شروع می شه پس در کل اگر $V_s \geq 1.94V_c$

باشد اوضاع خیلی خوب است $1.94V_c \geq V_s \geq 1.15V_c$ هم باز اوضاع اولیه ولی دیده

V_s نباید از $1.15V_c$ با بزرگتر.

$$* S_{max} \leq \begin{cases} \min\left(\frac{d}{4}, 90 \text{ cm}\right) & V_s \leq 1.94V_c - 2V_c \\ \min\left(\frac{d}{4}, 30 \text{ cm}\right) & 2V_c \leq V_s \leq 1.15V_c - 4V_c \end{cases}$$

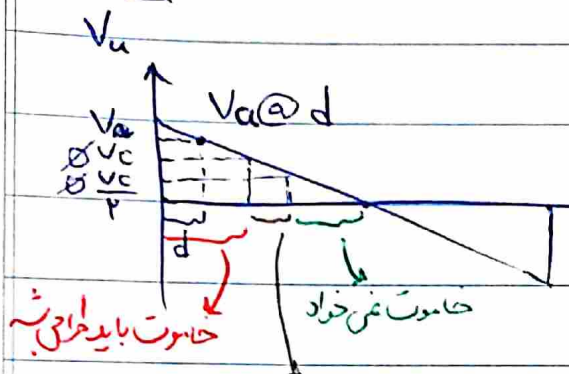
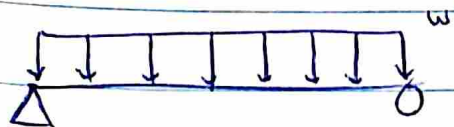
$$* A_{vmin} = \max \left\{ \frac{2.5bwS}{f_y}, \frac{1.2\sqrt{f_c}bwS}{f_y} \right\} \rightarrow \text{هم چنین برای } A_{vmin} \text{ هم حدی داریم}$$

بر حسب kg, cm

در عمل معمولاً خاموت $\phi 6, \phi 8, \phi 10, \phi 12$ ع.

(در مشاقق بارها می)

A simple hand-drawn smiley face with two dots for eyes and a curved line for a mouth.



نرمز نکرده (۵ حساس)

مشکل محدودہ کم حساس

دستور محمد ورد غبر حسان

این اتفاق هم
بر احساس شهرد

مای خون و ده

طبق منایم از نایش ها توجه پذیرد .

خاموت طراحي غني خوادولي خاموت
حداقل رو باند گذاشت.

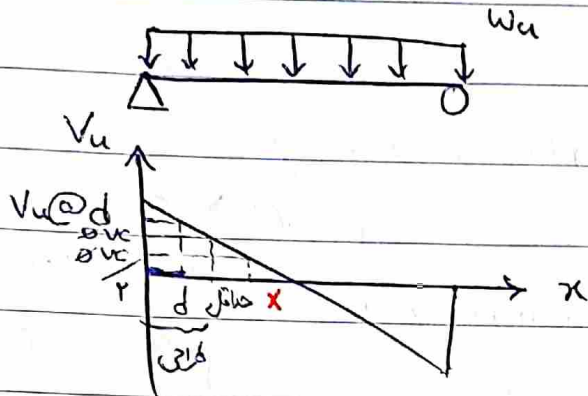
(خارجت حائل صون A_{vmin} ع)

$$\phi V_c = .1 \text{ uq } (.1 \text{ uq } \sqrt{f'_c} \text{ bwd})$$

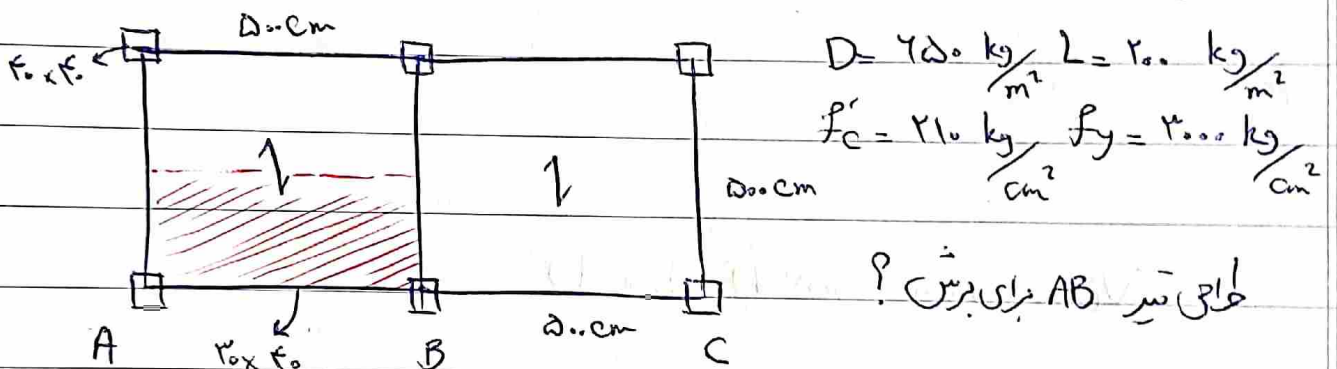
خاموت غر خوار $\rightarrow \frac{v_{a/c}}{v_c}$

$$\frac{\phi V_c}{F} \leq V_u \leq \phi V_c - \text{خارج}$$

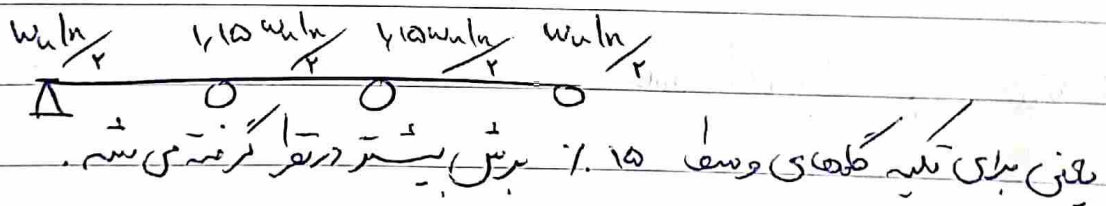
خاورت اراضی بشه $\rightarrow V_u \leq V_c$



★ مثال



اینجا هم عین تیر در ابتدا یک غوغای یک حالت داریم برای حالت تابعین



~~و در اینجا هم داریم~~

$$w_u = (1.2 \times 250 + 1.2 \times 200) \times 2.5 = 2750 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

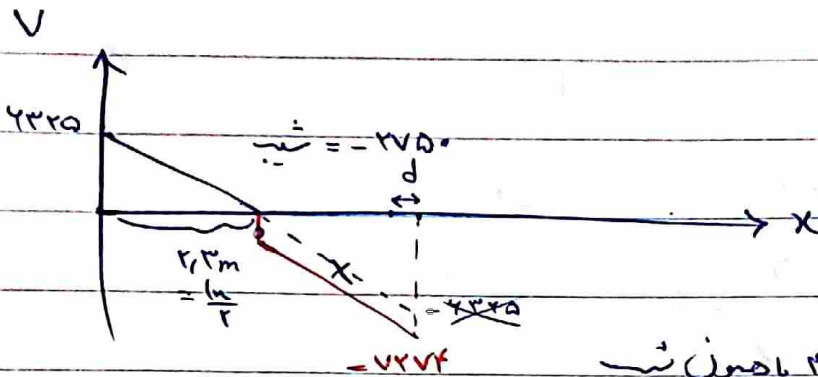
عمر شل ۱.۴ D

$$\frac{w_u L}{2} = \frac{(42) \times 2750}{2} = 4425 \text{ kg}$$

$$1.15 \frac{w_u L}{2} = 1.15 \frac{(42) \times 2750}{2} = 7274 \text{ kg}$$

۱۳

$$\frac{dV(x)}{dx} = -w_u(x) = -2750 = \text{شیب نمودار}$$



اما اگر قرار باشد از ۲.۳ تا ۴.۲ مایل شیب

بریم به ۲۳۲۵ - می رسم ولی چون ضریب

۱.۱۵ داریم نمی توانیم به ۲۳۲۵ برسیم و باید

به ۷۲۷۴ برسیم پس ارامشی نمودار از ۲.۳

تا ۴.۲ به شکل فرزه انگار...

دقت کنید قسمت قرض بزرگ بجزن قره پس اول می رسم توی اون.

حال در نمودار d @ V_u رو بدست میاریم $d = 0.39m$

$$V_u @ d = -7274 + 2750 \times 0.39 \leftarrow \text{برابریست با } 4201 \text{ kg}$$

انرژی ϕV_c و $\phi V_c/r$ هم مهمه.

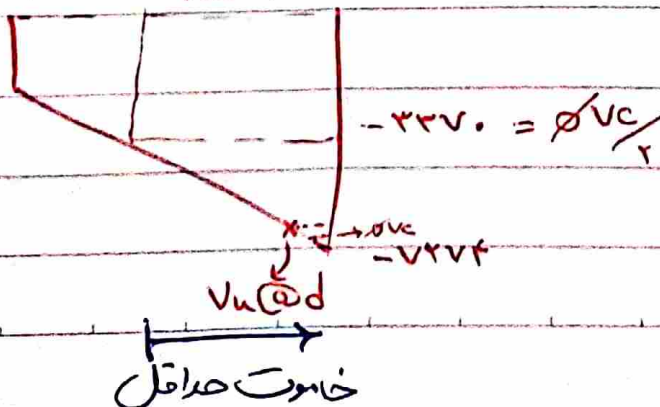
$$\phi V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 39 = 2740$$

$$\phi V_c/r = 3370$$

پس در انتهای عجیب ϕV_c از d @ V_u بیشتر شد

خوب غرض خود

$$x = 1.42m$$



خوب حداقل

اینجا چون $V_u @ d$ از V_c کمتر شد دیگه نیازی به خاموشی نداریم نسبت و کافیه از

V_c به V_u رو خاموش حائل کنیم.

$$A_{vmin} = \max \left\{ \frac{3.0 b_w S}{f_y}, \frac{1.2 \sqrt{f'_c} b_w S}{f_y} \right\}$$

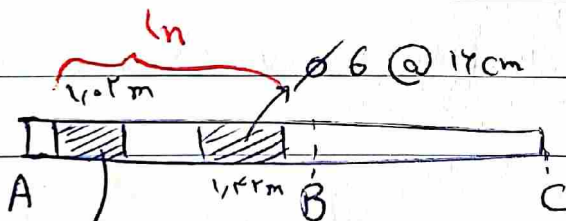
این ماکزیمم با توجه به $f'_c = 21$

آستوری که داریم $\phi 6$ می باشد.

$$\phi 6 : A_v = 2 \times 78 \text{ cm}^2 = 156 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_y}{3.0 b_w} = \underline{12 \text{ cm}} \xrightarrow{\text{کنترل}} V_s \leq 2V_c \quad S_{max} \leq \frac{d}{4}, 40$$

$$12 = S_{max} \leq \min(19, 40, 40) \checkmark$$

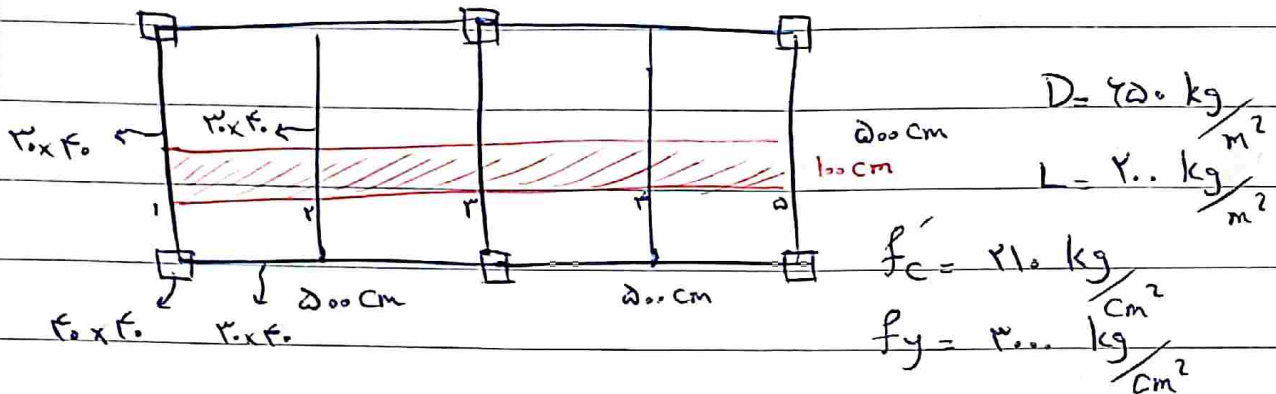


مشابیه است برای

قسمت آبی نمودار

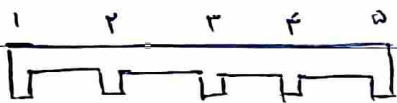
حساب کنیم

$\phi 6 @ 12 \text{ cm}$



کنترل دال براسس برش؟

* جلد ۲۲ استاندارد (۹/۱۳)



حل مثال بالا:

$$V_u = \frac{1.15 w_u l_n}{2} (*)$$

$$l_n = 2.0 - 0.3 = 1.7 \text{ m}$$

$$w_u = 1.2D + 1.6L = 1 \times (1.2 \times 250 + 1.6 \times 2000) = 1100 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow V_u = 1392 \text{ kg} = \text{برش در برشگاه}$$

در دهانه های داخلی

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.85 \sqrt{f_c} \times 100 \times \frac{9.5}{2} = 5472 \text{ kg}$$

d (از قبل)

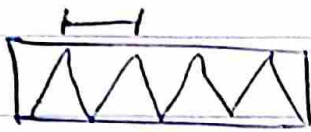
$$V_u < \frac{\phi V_c}{2} \rightarrow \text{خاموش نیاز ندارد}$$



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

خاکوت های تیرچه مکمل ۶ و ۸ اند.

$$S_{max} \leq 10 \text{ cm}$$

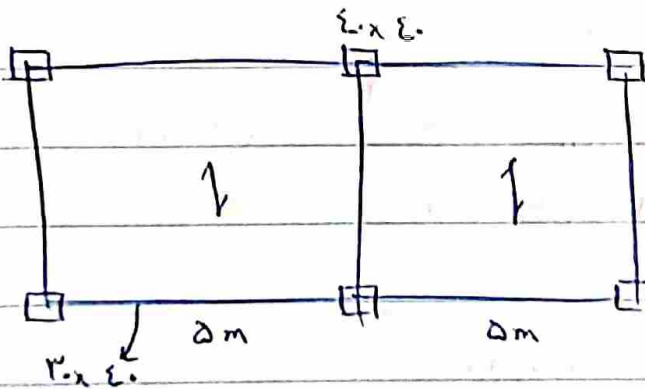


تیرچه

حد اقل زاویه نسبت به افق ۳۰°

ولی معمولاً از ۴۵° هم بیشتره.

برای تیرچه اجازه داریم ۱۰ درصد V_c رو با بایریم. $V_c = 1.1 \times 1.03 \sqrt{f'_c} b_w d$



* مثال

فواصل تیرچه ها = ۰.۵ متر

ابعاد دهون متبل ها

$$(D = 250, L = 2, f'_c = 21, f_y = 275)$$

$$w_u = 1.5 (1.2 \times 750 + 1.2 \times 200) = 550 \text{ kg/m}$$

کنترل شده

$$V_u = \frac{w_u l}{2} = 550 \times \frac{5}{2} = 1375 \text{ kg} \rightarrow V_u @ d = 1375 - 1.2 \times 1.2 \times 550 = 1225 \text{ kg}$$

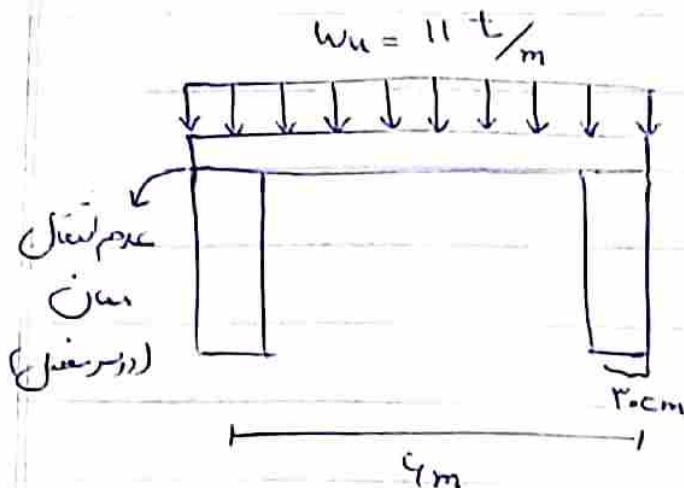
$$\phi V_c = 1.75 \times 1.1 \times 1.03 \sqrt{21} \times 10 \times \frac{250}{2} = 1723 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \phi V_c / 2 < V_u @ d < \phi V_c \rightarrow \text{خاکوت حاصل}$$

$$\rightarrow A_{vmin} = \frac{V_u @ d}{f_y} = \frac{1225 \times 10 \times 2}{275} = 88.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 6$$

۶۷

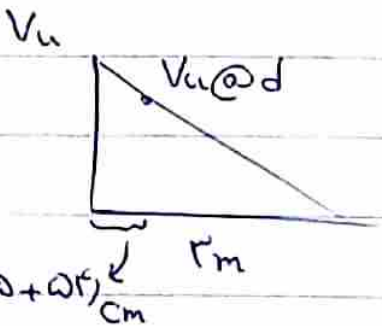
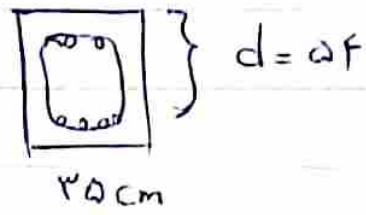
* مثال



خاموت گذاری کنید...

$$f'_c = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$



$$V_u = \frac{w_u l}{2} = \frac{11 \text{ t} \times 7}{2} = 38.5 \text{ kg}$$

$$V_u @ d = 38.5 - \frac{15 + 54}{100} \times 11000 = 2540 \text{ kg}$$

$$(15 + 54) \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.175 \times 1532 \times \sqrt{2500 \times 30 \times 54} = 11810$$

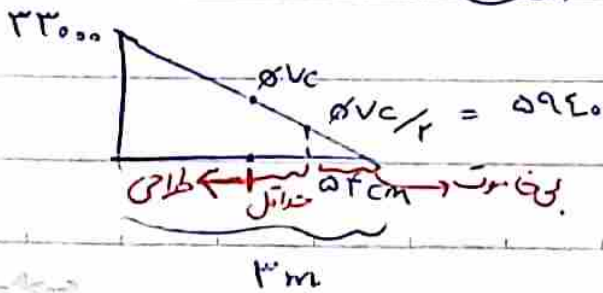
$$\Rightarrow \phi V_c / r = 5940 \text{ kg}$$

$V_u @ d > \phi V_c \rightarrow$ خاموت طراحی

حالا که $V_u @ d$ از $(V_c + 1.25 \frac{w_u d}{\sqrt{f'_c}})$ هم بیشتر باشه، مگر هیچی

پس باید $V_u @ d$ از این مقدار کمتر بشه هست چون حاصل

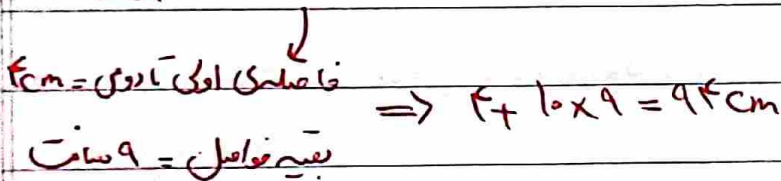
این عبارت می شه 11540 و $2540 < 11540$ است.



۳ m

$$\Rightarrow 110\% = \frac{A_s f_y d}{S} \xrightarrow{\text{جانبی}} S = 9 \text{ cm} < S_{\max}$$

$$S_{\max} = \min\left(\frac{d}{r}, \gamma_0\right)$$



در این نقطه V_n' برابر با ۲۱۰۱۰ هست.

$$12\% = \frac{A_s f_y d}{S} \xrightarrow{\text{جانی}} S = 11 \text{ cm} \quad \text{USE } \phi 8 @ 13 \text{ cm}$$

مجلس
مجلس

۱۹

برای سیمت خاموت حداقل هم داریم: $S_{max} = \frac{1 \times 3000}{3,5 \times 35} = 24 \text{ cm}$

$24 \text{ cm} \leq \min \{ 40, \frac{d}{4} \} \checkmark \Rightarrow \text{USE } \phi 8 @ 24 \text{ cm} \checkmark$

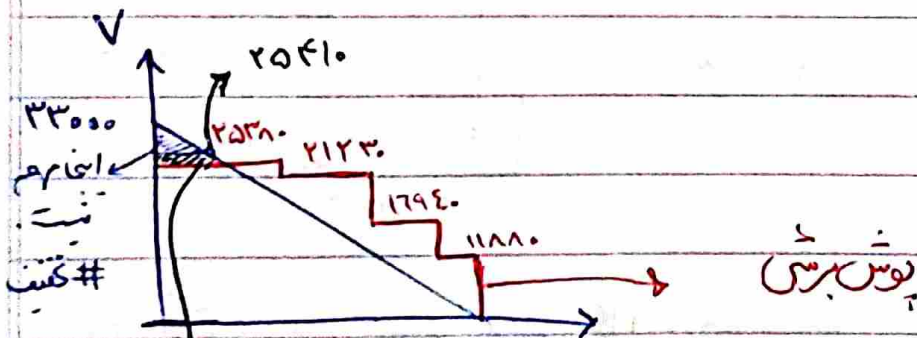
حالا در طراحی افکار عتیده داشتیم.

① $\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 11880$ $\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$
 $\frac{A_s f_y d}{s} \rightarrow 22 \text{ cm}$

② $V_c + \phi 8 @ 24 \text{ cm} \quad \phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 12940$

③ $V_c + \phi 8 @ 13 \text{ cm} \quad \phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 21230$

④ $V_c + \phi 8 @ 9 \text{ cm} \quad \phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 25380$



* این نمودار قرمز هوار باید از اون نمودار خطی آبی بیسترباشه

اما خیلی خیلی نزدیکه و دلیل رعایت نشدنش تقریب هاییه که زدیم پس اولیه

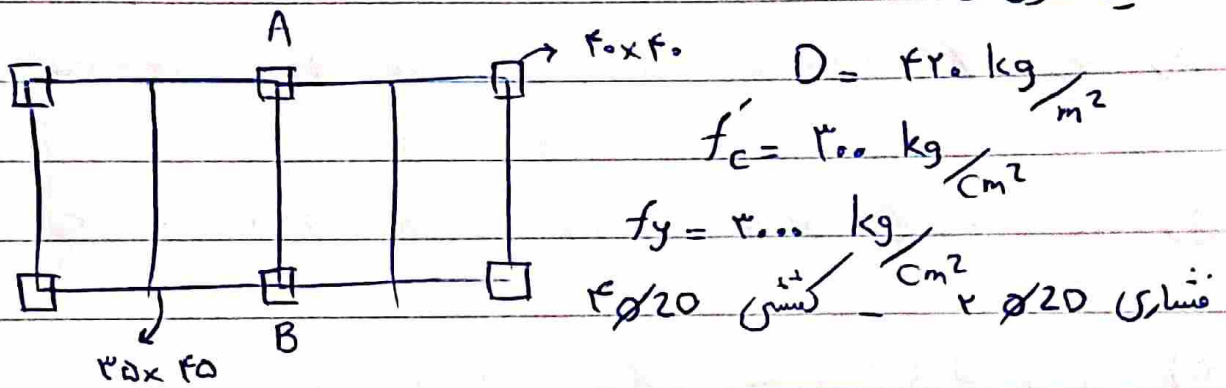
* تمرین سری ۳

(۲۰)

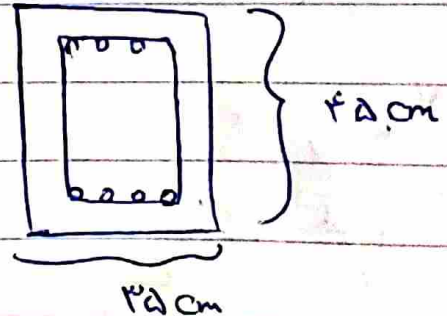
همان تمرین سری ۲ فقط با این تفاوت که این بار باد از تقریبی آریتور فشاری

حداکثر بار زنده ایستایی بر تیر AB محاسبه گردد.

* تمرین سری ۴



مقطع در حالت مستطین



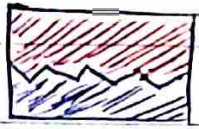
(۱) حداکثر بار زنده ایستایی بر تیر AB در حالت مقطع مستطین.

(۲) حداکثر بار زنده ایستایی بر تیر AB در حالت مقطع T شکل.

(۳) حداقل فاصله آریتورها برابر با است. $\phi 12$ استفاده کنید و یک دال بهینه

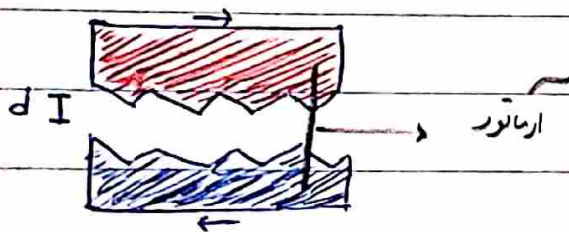
برای بار میسب شده در قسمت ۲ طراحی کنید و در صورت نیاز دال دولایه طراحی کنید.

* برش امفنگانی



اگر قرار باشد از روی خط مشخص شده دو قسمت آبی از قرمز جدا شوند ابتدا باید

یکم نسبت به هم بالا و پایین بشن تا جدا بشن بشن



اگر این اتفاق قرار باشد بیفته آرماتور دوخت باید کش بیاد که این کشیدگی خیلی

سریع به Yielding فولاد می رسد. (Asfy) از ظرف ضریب امفنگانی μ

بوده پس در نتیجه نیروی برش امفنگانی می شه: $V_s = \mu Asfy$ *

* حالا خود μ چنده؟ برای بتن یکبارچه ۱٫۴، برای بتن در درز سرد در صورت

ایجاد همبند زبر ۲ میان سری ۱ و در صورت عدم ایجاد ۲٫۰ عه

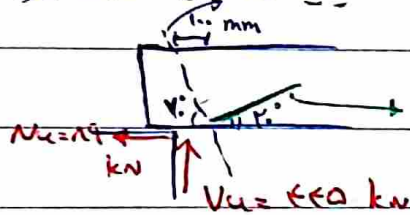
البته برای کنترل ماسه برای آرماتور و هم برای بتن رابطه داریم

مکانه برای آرماتور که $\mu A_s f_y$ ع. برای بتن هم بسته رابطه است

منضم اون ها مانه. دقت کنید شاید به جایی آرماتورها کامل جواب بدن و مشکل

ساز نشن ولی خود مقطع بتن نمونه و سیره.

فرض کنید این صفحه احتمال سلیست دارد.



باید آرماتور به دیوارون

صفحه برای هم به جلوی
درش رو بگیرد.

* مثال *

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 300 \text{ mm}$$

$$A_c = 400 \times \frac{100}{\sin 20^\circ} = 117250 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{مساحت صفحه مورب}$$

$$V_u = 440 \cos 20^\circ + 159 \sin 20^\circ = 448 \text{ kN}$$

$$V_u = \phi \mu A_s f_y$$

$$\phi = 0.75, \mu = 1.4, f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_s = 10.11 \text{ cm}^2$$

$$(f'_c \text{ بر حسب MPa})$$

$$(A_c \text{ بر حسب mm}^2)$$

$$1/2 f'_c A_c$$

$$(3.3 + 1.08 f'_c) A_c$$

$$11 A_c$$

* از طرفی برای بتن داریم:

$$\geq V_{un}$$

اینجا فرض $f'_c = 35$ ع. و اینجا فرض اول دوم کنترل می کنه و 718 kN می ده.

$$718 \times 0.75 = 538.5 \text{ kN} \text{ از } 538.5 \text{ کN بیشتره}$$

یعنی مقطع تا ۵۳۹ رد جواب می ده و فاصله برای همون برش اصفهانی آرستور نه ۴۴۸ بود

کنترل کنیم و همون 181 cm^2 آرستور رو بنویسیم. مثلاً ۴۵۲۰.

اگه برای شن به جای ۵۳۹ بدست آورده بودیم ۳۳۹ که از ۴۴۸ کمتر بود باید

چیکار می کردیم؟ باید مساحت مقطع رو زیاد کنیم.

دقت کنید اون ۴۴۸ چیزی که وجود داره و در نهایت تحمیلی شده پس ما

باید کنترل کنیم شن جواب داده یا نه که اگر نه بود باید سطح مقطع (A_c) بزرگتر

نش و برای آرستور هم نه باید با A_s قضا رو کنترل کنیم.

البته لازم به ذکر است در رابطه برش به جای A_s و A_{vf} می تازیم. یعنی

$$V_u = \phi \mu A_{vf} f_y$$

چون می باید بدست بیایم.

نکته: در مثال ما کنترل هم در واقع وجود داره نه $N_u = V_u \sin 20^\circ - N_u \cos 20^\circ = 48$

$$A_{VT} = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{48 \times 1000}{178 \times 420} = 214 \text{ mm}^2 = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_v = A_{vf} + A_{VT} = 1081 + 2.14 \approx 13.9 \text{ cm}^2$$

← نیاز نیست

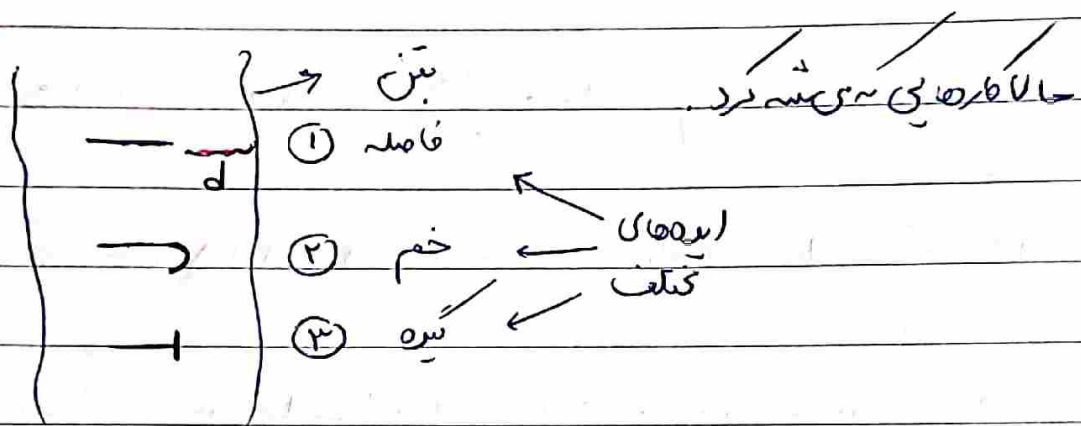
پس اگه ۴۵۲۰ رو بنویسیم ۵۳۹، کنترل رو هم جواب می ده و فاصله اولی رو

* فصل ۵. فول مری

* محبت جدیدانه که جلوی در رفتی آرماتور از بتن رو بگیریم.

یعنی باید حواسمون باشه که با کشیدن آرماتور قتل از رسیدن به $Asky$ از دل بتن

درنیاد که اینه در بیاد ریل و وجود اون آرماتور فایده ای نداشته.



در ادامه راجع به فول هیو شنی آرماتورها و ... می خونیم.

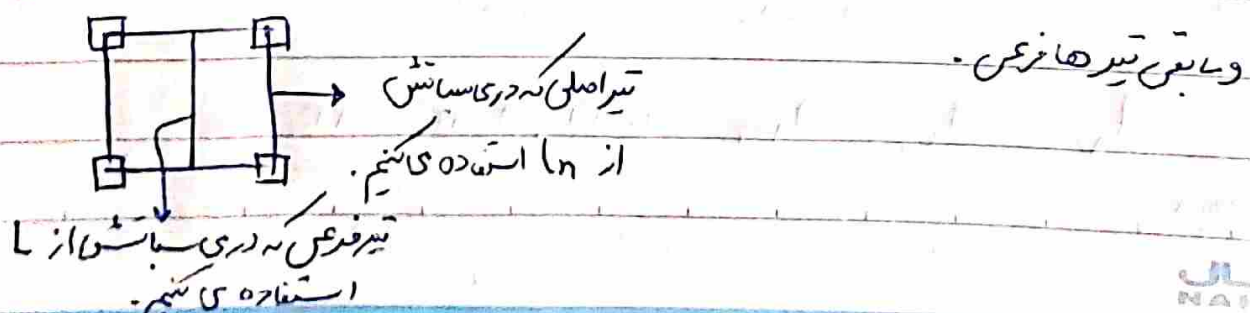
حالا این فصل راجع به گیر انداختن و ورق رفتن های هندسی آرماتورها هست.

* جلسه ۸ تی ای (۹، ۱۲)

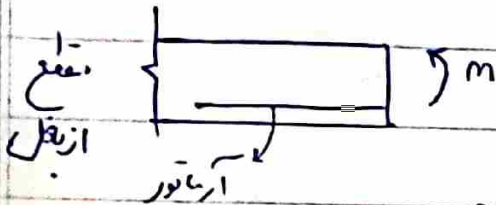
رفع اشکال نمازین سری ۳، ۵ و ۴

نکات: دقت به دیمانسیون $W_u (\frac{ton}{m^2})$ و $w_u (\frac{ton}{m})$ سیر اصلی حد واصل استون ع

*



محیط حول مهری روانه می دهیم.



m وارده که به شدت زیاد و به عبارتی در حالت پلایی به اندازه $A_s f_y$ نیروی کششی دارد به آرماتور وارد می کند پس باید مراقبت کنیم که آرماتور در نرزد. برای این کار انتهای آرماتور روی شده ختم کرد یا مثلاً آرماتورهای عابج دار ساخت که اصطفاک ایجاد کرده با خود بتن پیوسته می کنند.

یکی دیگه از ایده های کمک کننده کار است. اگر حفاظتی برای کاور وجود نمی داشت

و آرماتور خیلی به محیط مقطع نزدیک می شد امکان در رفتن اون بالای رفت.

فرض کنیم در این فصل با هوشون سروکار داریم در حالتی که $f_c \leq 8.3$ که بر حسب

MPa کاریشن و از اون بالاتر و ارضای می شن. چون Data ای براشون بدست نیامده

حالا برای حالات مختلف طول های مورد نیاز ارائه می شن.

آرمانداری	λ
آرمانداری خف	λ_{dh}
آرمانداری دار	λ_{dt}

فرمول های مرتباً به λ زیادی بزرگ به همین خاطر

به این نامه رجوع شد فقط توضیح لازم اینست که

$$\psi, d_b, \frac{1}{\sqrt{f_c}}, f_y \propto \lambda \quad *$$

ψ ها انواع دارن $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \dots$ که هر کدام به چیزی رو دارن مثل ی متن

مثلاً عوامل محلی و مثل آرمانداری...

با f_y نسبت مستقیم داره چون هر چه f_y بیشتر باشه راحت تر ی تونه به $A_s f_y$

برسه پس باید λ رو بیشتر کنیم.

با f_c نسبت معکوس داره چون هر چه f_c بیشتر باشه، بتن دخیانه تر

گرفتند.

با d_b نسبت مستقیم داره چون هر چه d_b بیشتر باشه راحت تر ی تونه به $A_s f_y$

برسه پس باید λ رو بیشتر کنیم.

همچنین فرمول های فعل مهارى برای آریتور ۲۰ به پایین و ۲۰ تا ۲۰۰ متفاوت.

و باز فرمول ها برای حالت رعایت ضوابط و عدم رعایت هم متفاوت.

فرمول ها به ۱ هم وابسته است. کتاب هم پی وابسته است:

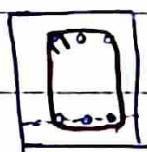
$$* \quad l_d = \frac{f_y}{1.1 \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

این فرمول (مقوت ترین)
و عموماً برای فرموله

$$K_{tr} = \frac{f_o A_{tr}}{s_n}$$

مساحت ضایعات های
جبرئیلی از جاشدن

تعداد آیتور
در درشتن



تأثیر ضایعات

ψ_e, ψ_t, ψ_s مراجعه شود به این نامه.

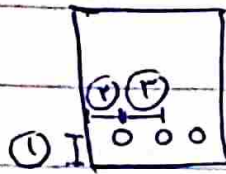
دقت کنید این جا فقط ۱ فرمول ارائه داریم در حالی که فرمول های دیده هم متناسب

با شرایط متعدد و مختلف هستند به کار بیان.

* محول مهارى جاهاى زیادى کاربرد داره که بیا توجه به شهردم هندسى قابل حدسه. مثلاً

چینی که ستن به فنداسیون برسه مشخصه که محول مهارى می خوایم یا جایی که تیر به ستون

برسه و هزار تا جای دیده...

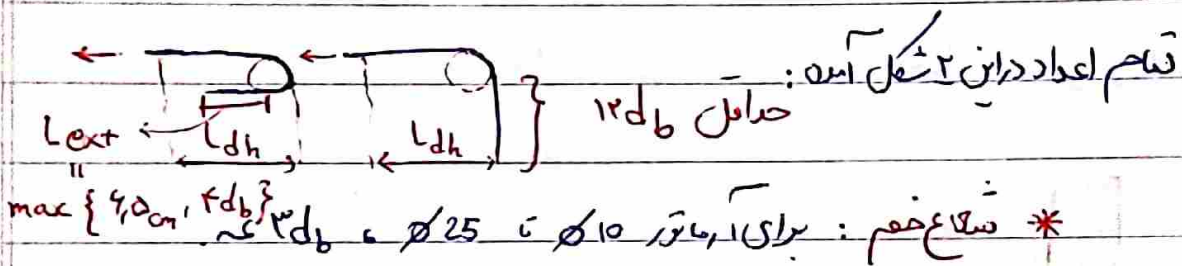


$$c_b = \min \{ (1), (2), (3) \}$$

۱ و ۲ و ۳ به ترتیب فاصله مرکز آرماتور تا پایین، فاصله مرکز آرماتور تا دیواره‌ی شری

مقطع و فاصله مرکز به مرکز آرماتور.

* حال برای d_h چطور؟ اول اینکه ۲ مدل خم شدگی ۹۰ و ۱۸۰ داریم.



ضوابط خم استاندارد.

* حالا خود d_h چقدره؟

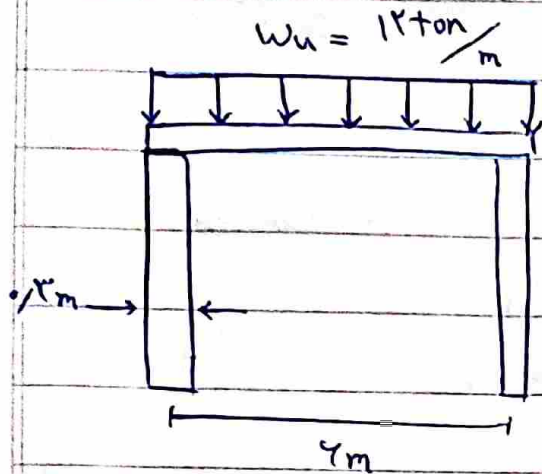
$$L_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 120 \text{ mm} \\ \wedge d_b \\ \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{238 \sqrt{f'_c}} d_b \end{array} \right.$$

هم‌خیز برای خاموت هاشم به رابطه داریم که می‌گه $A_{th} \geq 1.4 A_{hs}$ در ψ_r مطرحه.

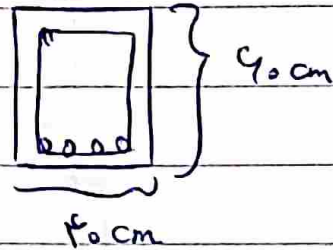
کلاً انواع ۴ ها هر کدام ضوابط زیاد و خاص خودشون رو دارن که در این جزوه توضیح داده

نمیشن و ۴ ها را با رجوع به آیین نامه بدست می‌آوریم.

* تمرین سری ۵



خاستگی تباری اقتصادی کنید...



$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

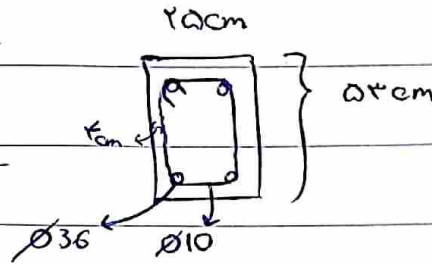
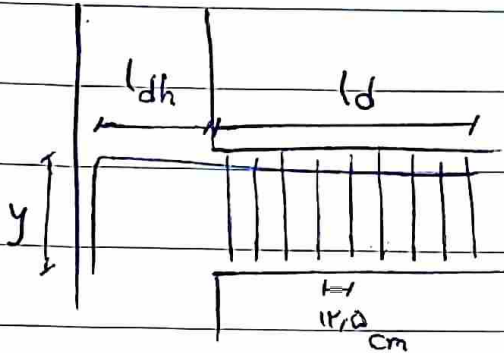
$$f_c' = 21 \text{ kg/cm}^2$$

(۱) در حالت خاستگی های قائم

(۲) در حالت خاستگی های مایل به 45°

* جلسه ۲۵ استاد (۹,۲۲)

* مثال ۸



$$f'_c = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 420 \text{ kg/cm}^2$$

بررسی فعل های برای نیروی کشش

i) با قبول ضوابط

$$\checkmark \text{ کنترل کادر و جفت و } \phi 36 \Rightarrow l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s}{1.7 \times \lambda \sqrt{f'_c}} d_b$$

$$(d_b = 32 \text{ cm}, f'_c = 28, \lambda = 1, \psi_e = 1, f_y = 420, \psi_s = 1)$$

$$\Rightarrow \frac{420 \times 1 \times 1 \times 1.3 \times 32}{1.7 \times 1 \times \sqrt{28}} = 2185 \text{ mm} \quad (\psi_t = 1.3 \text{ با توجه به } \phi 36)$$

ii) با قبول ضوابط

$$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\sqrt{f'_c} \lambda \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b$$

$$f_y = 420, \psi_t = 1.3, \psi_e = 1, \psi_s = 1, \psi_g = 1$$

$$K_{tr} = \frac{f_y A_{tr}}{S_n} = \frac{420 \times (2 \times 12.5)}{12.5 \times 32} = 21.7$$

$$C_b = \min \left\{ 1, 1.5, \frac{1.25}{\frac{1.25}{1.5} + \frac{1.25}{1.5}} \right\} = 1.5$$

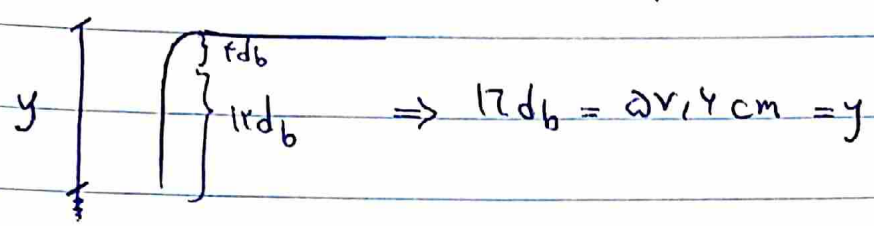
$$= \min \left\{ 1.5 + \frac{1.25}{1.5} + \frac{1.25}{1.5}, 2.5 \right\} = 2.5$$

جایگزینی

$$\Rightarrow l_d = 1515 \text{ mm}$$

نیز در ضوابط
اینکه تر شد از نظر اقتصادی.

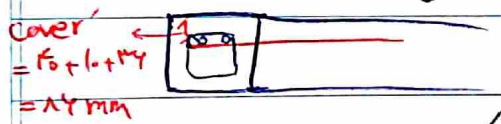
باتوجه به جدول برای 36 میل ششخ خم $4d_b$ است.



$$l_{dh} = \begin{cases} 12d_b = 288 \text{ mm} \\ \frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \sqrt{f'_c}} (d_b)^{1.5} = \frac{420 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.25}{23 \times 1 \sqrt{28}} \times 34^{1.5} = 450 \text{ mm} \end{cases}$$

150 mm

Plan سَن تیر مساحت خازن های تیر



این هم در ψ_r به کار میاد

$$A_{th} \geq 1.4 A_{hr} \Rightarrow$$

مساحت آرماتورهای خم شده

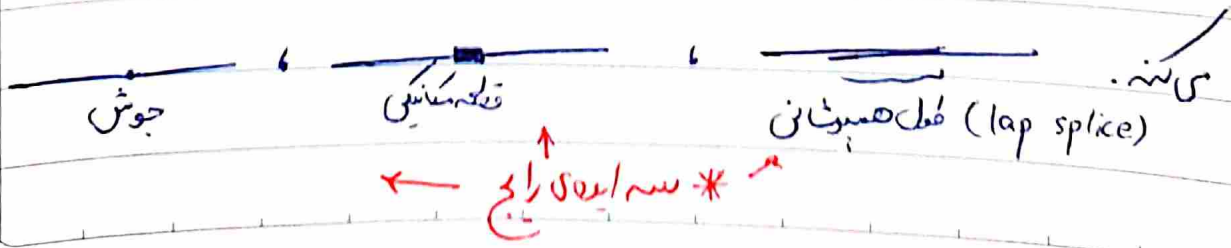
این کار برای ψ_r و کسبایش کاربرد داشت.

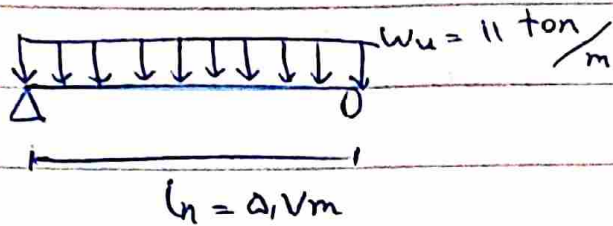
کلاً ψ_r توخته!

l_{dh} بدست اومد 45 cm یعنی ستون باید بزرگ باشه. مثلاً 50 × 50

باشه.

به موضوع خاشیه ای هم هست به عنوان پیوستن آرماتور ها و ایجاد

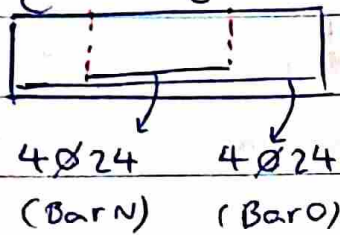




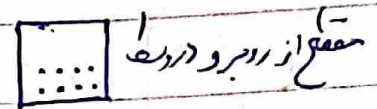
$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2, f'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 35 \text{ cm}, d = 25 \text{ cm}$$

حل مقطع شش



مقطع از بغل :



* سؤال اینست که کل های مقطع شش کجا باید باشد؟

این نامه میله در وسط به سان مخرجه باید از هر طرف به اندازه ای که آر بتور کوتاه تر از نامه پیدا

کرده باشد. البته از لحاظ تئوری شاید طول مختری بدست بیاد ولی برای هم نقطه قطع عملی

است و نه تئوری و تفاضل قطع عملی تا قطع تئوری حداقل $\{d, 1.2d\}$ است.

نکته دیگر اینست که حداقل $\frac{1}{3}$ آر بتورها باید ادامه دار (Bar O) باشد برای Simply support

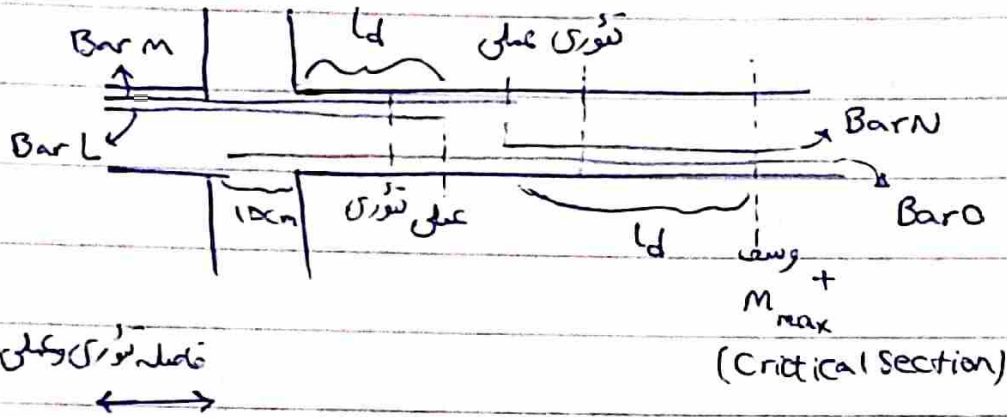
مختصه های این نامه که باید در نقطه قطع عملی باشد

همه ی حرف های بالا برای سان مشتب بود. صحت این Bar O حداقل 15cm باید

در تکیه ۶۵ فرود

۱.۳

برای میان منفی باز حداقل به اندازه d باید باشد و فاصله عمودی هم $\max \{d, 12d_b\}$



$$\max \{d, 12d_b\}$$

در تئوری عطف میان منفی (جایی به میان منفی است) باید $Bar M$ حداقل

به اندازه d یا $12d_b$ یا $\frac{m_u}{12}$ ادامه داشته باشد. البته این موضوع باید

در برخی اوقات موضوعیت نداشته باشد.

حال به بررسی مثال صنف قبلی می پردازیم:

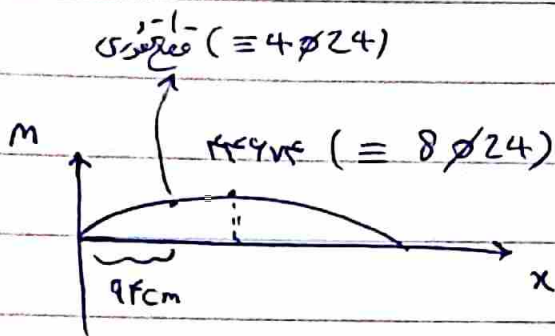
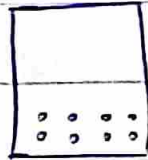
$$m_u = \frac{w_u l_n^2}{8} = 449.4 \text{ kg.m}$$

$$R_u = \frac{m_u}{\phi b d^2} = 48.44$$

$$m = 14, 12 \xrightarrow[\text{در رابطه } \rho]{\text{جانبی}} \rho = 0.019 \rightarrow \rho_{max}, \rho_{min}$$

۱.۴۵

$$A_s = \rho b d = 34,3 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 24$$



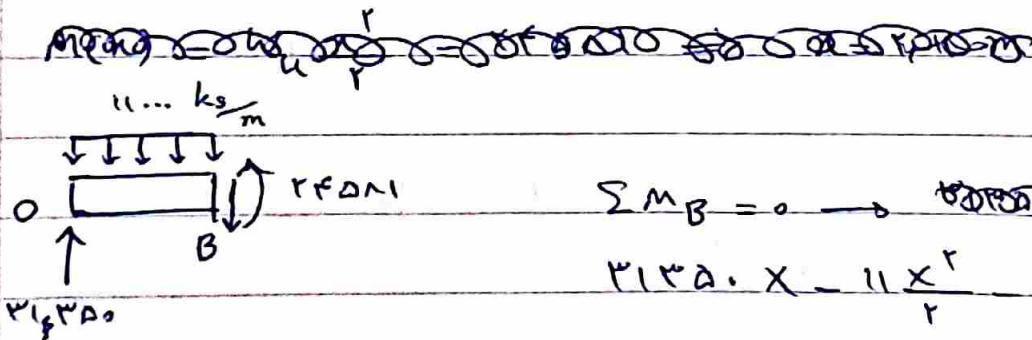
حالا برعکس سازه قطع کردن ها...

$$50\% \text{ cut off} \rightarrow 4 \phi 24 : A_s = 17,01 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2401 \text{ kg.m}$$

تولید شده توسط 4 phi 24

این نقطه می باشد. نقطه قطع تئوری 2401 است.

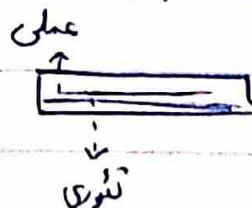


$$\sum M_B = 0 \rightarrow 3135 \cdot x - 11 \cdot \frac{x^2}{2} - 2401 = 0$$

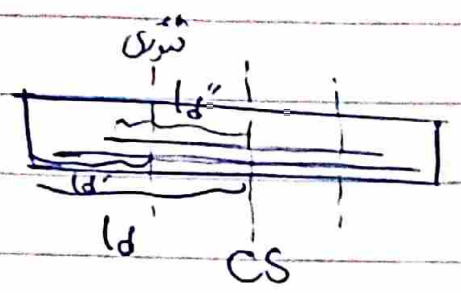
$$x = 94 \text{ cm} \text{ پس } 94 \text{ سانت از چپ به سمت جوی شش تئوری}$$

$$\max \{d, 12d_b\} = 54 \text{ cm} \Rightarrow 94 - 54 = 40 \text{ cm}$$

نقطه قطع می باشد



حالا بریم سراغ بررسی ها ها.



* تا ۳ ها داریم: از نقطه CS تا آخر، از CS تا انتهای عملی، از آخر تا توی

(با احتساب ۱۸cm درون ستون)

$$l_d \text{ } \phi 24 = 182.5 \text{ cm}$$

$$l_d = \frac{51.7}{2} + 1.15 > 182.5 \checkmark$$

$$l_d' = 1.84 + 1.15 > 182.5 \checkmark$$

$$l_d'' = 1.91 + 1.84 > 182.5 \checkmark$$

پایان کنترل های محشی

* حالا بر اساس این پیشات انجام شده، دیده شده که بزرگ هایی در نقطه ی قطع شدن ایجاد

شده لذا بر اساس کنترل های پیش هم باید بررسی کنیم که این تانده ضوابط دارد.

شرط ۱: $V_n \leq \frac{2}{3} V_u$ در نقطه ی cutoff. اگر DK بوده تمام و درین

برو شرط ۲: اگر آرماتور کمتر از ۳۶ بود $V_n \leq \frac{3}{4} V_u$ هم اونی (سد خورد)

اگر این هم اونی نبود بر شرط ۳! البته در صورتی که $m_n \geq 2m_u$ باشد. در cutoff برای آرماتور ادا شده

۱۰۶

شرط ۳: این شرف بیشتر شبیه به یک راهکار است که میله از پایین قطع شدن تا $d \frac{3}{4}$ بهترین

خاموت ها رو به $\frac{1}{4} b_w s / f_{yt}$ برسون در حالی که $\frac{d}{s} \leq \beta_b$ نه β_b در صد آسان تر قطع شده است.

تمام این شرف به خاطر ترین از ترک های برش در قسمتی است که آسان تر ها کت کش

هستند که این ها هدی علمی بوده.

حالا بریم بررسی کنیم در مثال مون

شرط ۱

$$V_u @ 40 \text{ cm} = 31350 - 1/4 \times 11000 = 26950 \text{ kg}$$

$$\frac{2}{3} \phi V_n = \frac{2}{3} \phi (V_d + V_s) = 17910 \text{ kg}$$

جانبی $A_s f_y d / s$
خاموت و $\phi @ 40 \text{ cm}$
 $1/53 \sqrt{f_c} b_w d$

$$17910 > 26950 \quad \therefore \text{شرط ۲}$$

$$\text{شرط ۲} \quad V_u @ 40 \text{ cm} \leq \frac{3}{4} \phi V_n = 19000 \quad \therefore \text{شرط ۳}$$

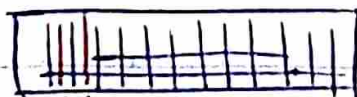
$$\text{شرط ۳} \quad \text{خاموت اضافی} \quad \frac{1}{4} b_w s / f_{yt} \quad \text{و} \quad s_{\max} = \frac{d}{\beta} \quad \text{و} \quad \frac{3}{4} d$$

$$s_{\text{درود}} = \frac{3}{4} \times 54 = 40.5 \text{ cm}, \quad A_v = \frac{1/4 \times 350 \times 90}{300} = 43 \text{ mm}^2$$

توزین خاموت اضافی

$$s_{\max} = \frac{54}{1.5} = 36$$

$$36 > 40.5 \quad \checkmark$$



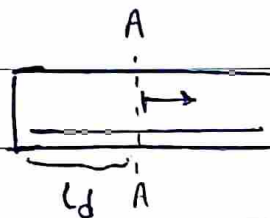
$$s = \frac{9}{2} + \frac{9}{2} = 9$$

$2 \times 21 > 43$ $\phi 6$ $\checkmark$
افزاینده $\phi 6 @ 9 \text{ cm}$ USE

برای مثال جلسه ی قبل یک بند دیکای از این نامه هست که باید چک بشه

* می نه d باید طوری باشد که $a + \frac{3mn}{v_u} < l_d$ اگر در تیر ۰.۶ ری کشش فشاری باشه

و در غیر این صورت $a + \frac{mn}{v_u} < l_d$

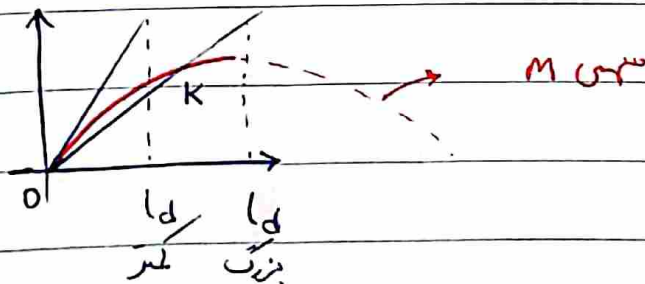


اصلاً دلیل این بند چه ؟

از A-A به بعد که آرماتور رو بشیم بیرون آرماتور به M_n باید برسه تا بیا بیرون ولی

قبل از اون مثلاً در B-B به اون حد $(A_s > d)$ نمی برسه و فرض می شه قبل از

l_d به صورت خطی زیاد می شه. حالا که l_d کمتر یا بیشتر باشد چه می شه



پس مطابق شکل باشه که l_d زیاد می شه در محدوده ی $K < 0$ در در سازه می شه

پس l_d باید کمتر باشه تا این اتفاق نیفته.

1.1

حال در شال ما داریم :

$$l_d \leq \frac{1.3 \left(\frac{2480}{1.9} \right)}{3150 \left(\frac{w_u}{r} \right)} + \frac{10}{a} = 12.8 \text{ cm}$$

4Ø24

17.5 cm

10 cm

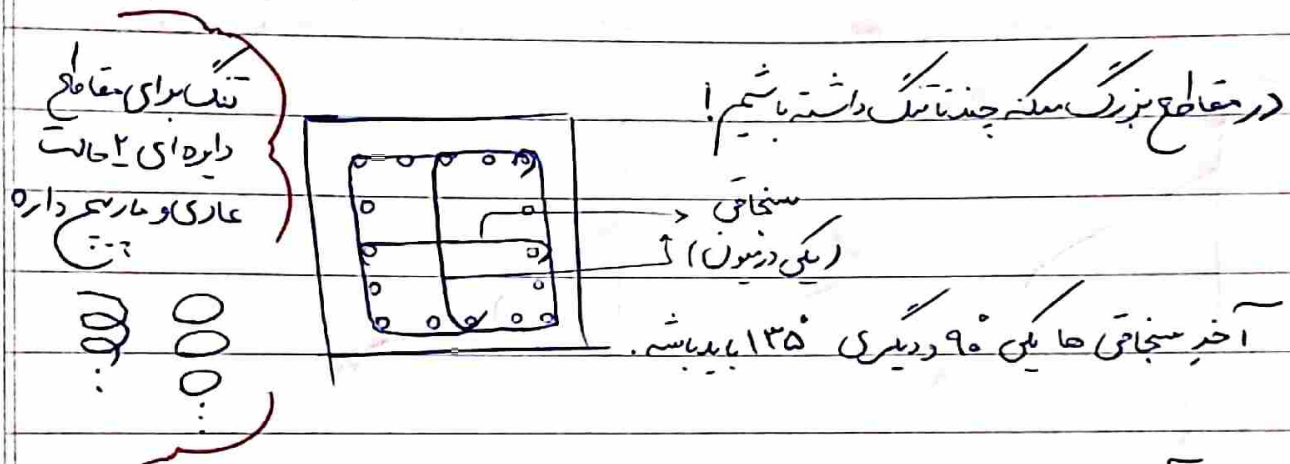
a

پس با هم حد بزرگتر داریم.

* ~~تعیین سازه~~ * فصل ۶ : ستون

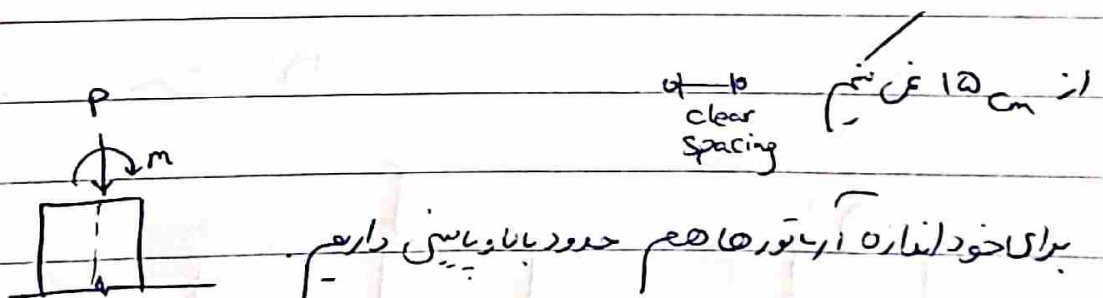
در ستون به خاطر دور میلگردها میلن تنگ که کارایی تنگ هم برای برش و هم

برای محصور شدن است. برای محصور شدن به چیز دیگه ای هم داریم به اسم سنجاقی.

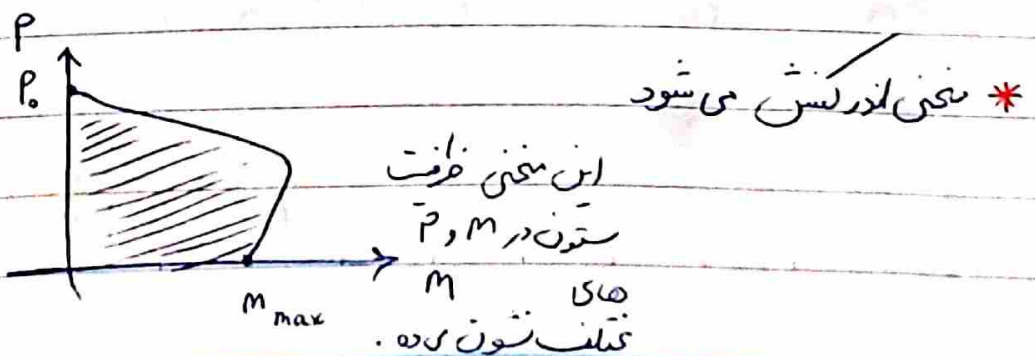


* برای این نامه S_{min} برابر با $\frac{4}{3}d$ است و S_{max} برابر است با

۳ بعد از آن بزرگتر $\min \{ 16d_b \text{ و } 48d_b \}$ البته همچون فاصله ی clear spacing رو بیشتر



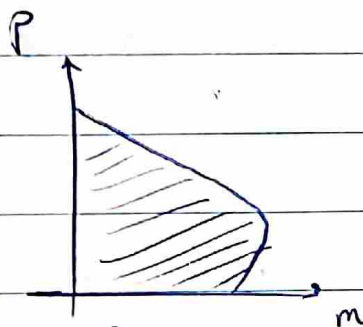
در ستون ها هم میان داریم و هم نیروی محوری و این سبب یک منحنی به اسم



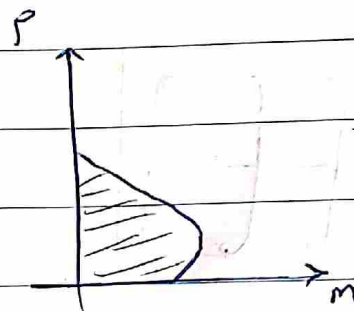
$$m_{\max} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad , \quad P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$\swarrow$ مساحت فولاد (آرماتورها) $\searrow$ مساحت کل مقطع
 $\swarrow$ مساحت فولاد $\searrow$ مساحت کل مقطع

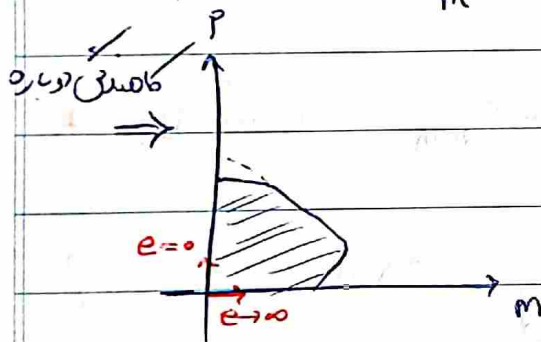
البته از اون جایی که ضریب ϕ می شه مساحت صرفی کمتر می شه.



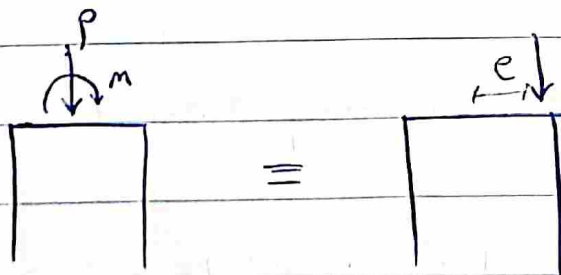
$\times \phi$
 $\Rightarrow$



البته باز هم کوچکتر
 می کنه این ناحیه



لازم به ذکر است حالت P با جفت تنه ای P با یک برون جوری هم ارز است.



به نوعی e یک تناسبی بین P و m ایجاد می کنه و با حرکت روی نمودار P - m انحراف e

های مختلف رو داریم پس می کنیم.

پس کل کار مادر بستون اینست که برای بستن این یعنی ظرفیت رو رسم کنیم و بسنجیم با توجه

به P و m موجود آیا قوی مساحت میفته یا نه.

البته به طور کلی نمودار در اصل سه بعدیه چون P و m_x و m_y سه ویژگی مختل با

نوع دیگری جلوی عیم تا در آینده به سه بعدی برسیم.

* جلسه ۹ تی ای (۹/۳)

حل مقایسه سری ۵ مربوط به برش

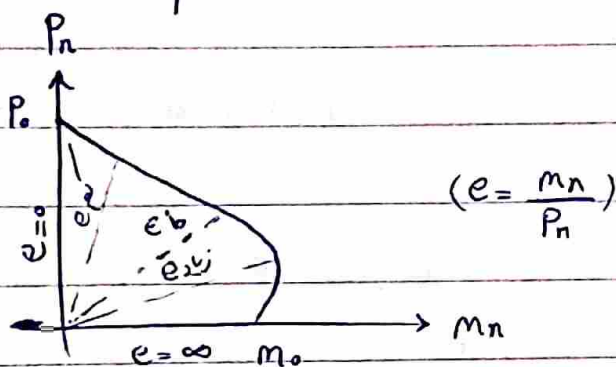
دلیل کاربردی بودن زاویه 45° در حالت مایل optimum بودن اونه یعنی مقدار

$\sin \alpha + \cos \alpha$ به ازای $\alpha = 45^\circ$ ماکزیممه.

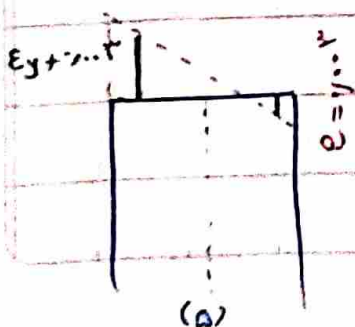
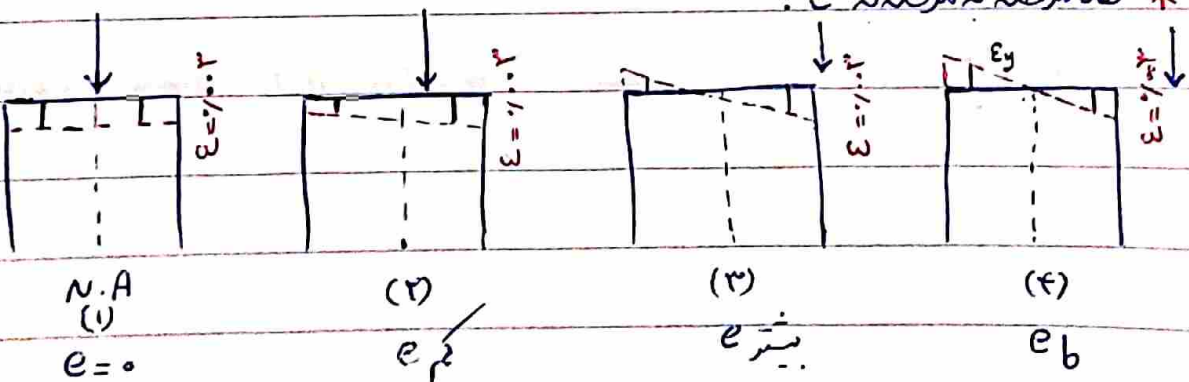
قبلاً اشاره شد که ستون هم خمش و هم نیروی محوری داریم و تقابل این دو به ما نمودار اندرکنش رو می ده. حال به بررسی این نموداری پرداختیم.

$$P_o = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

حال که آزمایش P و M رو انجام بدیم به چه چیزی نموداری می رسم



منطقه از بار



پس e_b انحراف مرزی است که آبارهای فوق به ϵ_y رسیده. یعنی در کشش به ϵ_y رسیده.

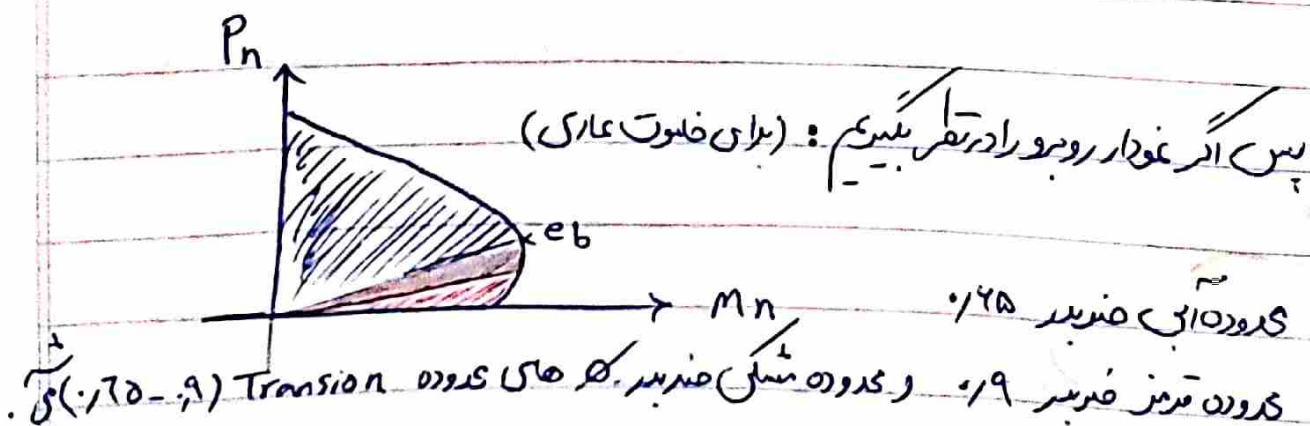
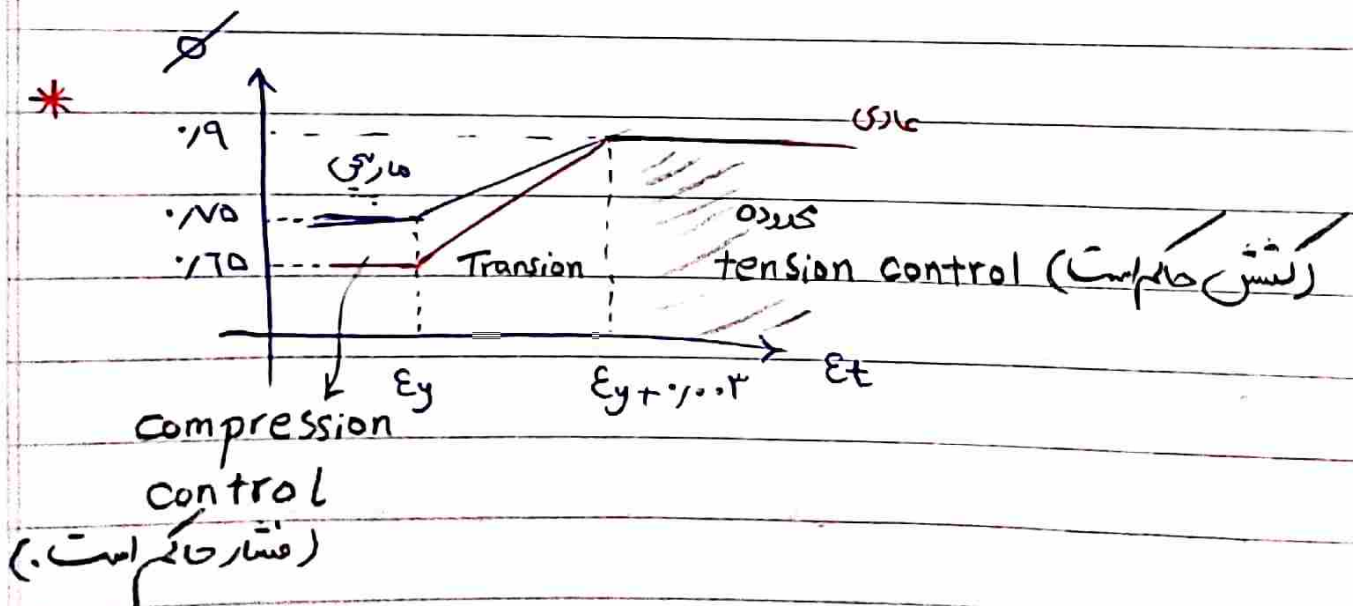
منطقاً زیر ϵ_b کشش کنترل می‌کنند و بالای آن فشار کنترل می‌کنند. پس

برای حالات مذکور فوق دایره‌ها را برای زمانی که $\epsilon_t < \epsilon_y$ است (یعنی حالت (۴) و

قبل از آن) که فشار کنترل نشده است ضریب اهمیت متفاوتی نسبت به

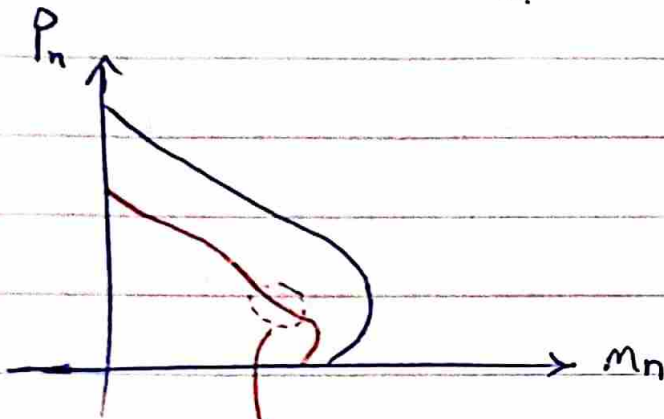
زمانی که $\epsilon_t > \epsilon_y + 0.003$ (یعنی حالت (۵) و بعدتر از آن) داریم که به صورت

معمولاً نمودار زیر برای دو حالت خاموت گذاری ماریجی و عادی می‌باشد.



بعد از اعمال ضرایب که در سه حالت ذکر شده به نمودار جدیدی می رسمیم (در شکل

زیر نمودار قرمز نمودار جدید و نمودار آبی نمودار قبلی است.)



دلیل به مقیاری کج و کولگی

این قسمت تغییر ضرایب

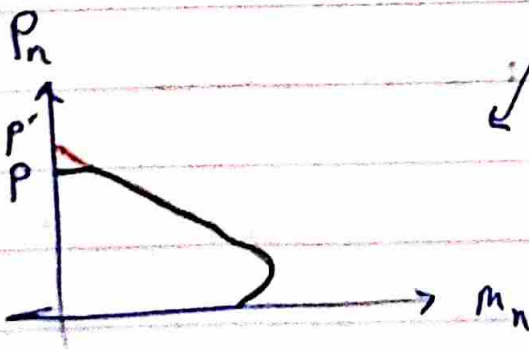
در قسمت Transition از ۷۵

تا ۹۰ است.

هم چنین به خاطر اینکه همواره مقدار ناشأقولی وجود دارد و حالتی که تنها P خالص

داشته باشیم عملاً غیر ممکن است لذا بالای نمودار قرمز بریده می شود و نمودار

نهایی به حالت سبز تبدیل می شود.

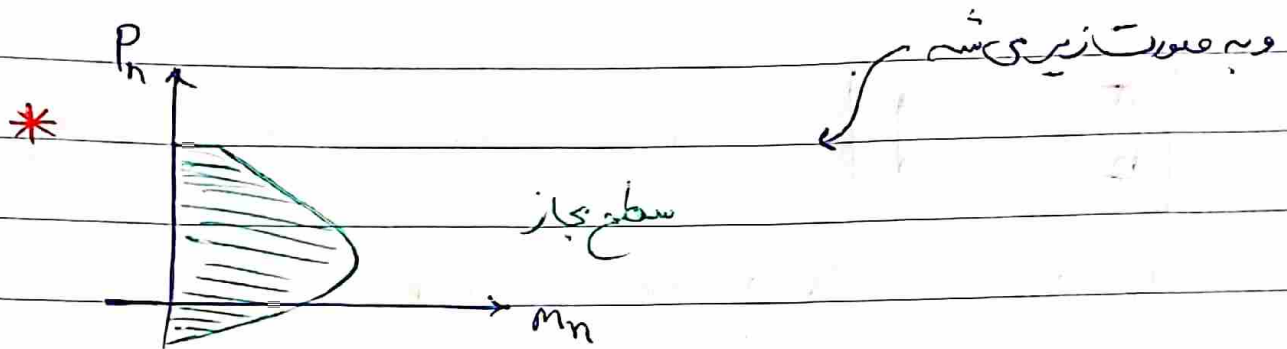


نسبت $\frac{P}{P'}$ برای حالت خاص کندی

مارپیچی $\frac{P}{P'}$ و برای حالت خاص کندی

عادی ۸٪ تا ۱۰٪

در راستای تعامل این نمودار با نرم به ذکر کرده در حالت P های منفی هم ادا شده دارد



و البته دقیق ترین و کامل ترین نمودار ممکن به صورت ۳ به بعد چون ۲ تا همان و ۱

ضرب داریم و در حقیقت در عمل حجم مجاز مطرح به جای سطح مجاز. البته واضحی

اگر ۲ تا همان رو جداگونه در نظر بگیریم و هر کدام رو جدا با P بررسی کنیم و حدوداً

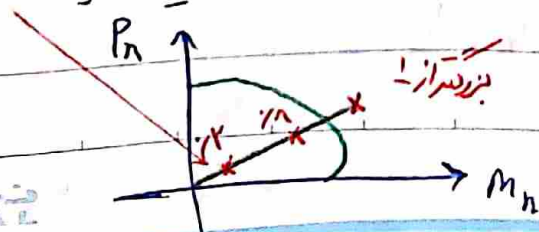
۲ تا نمودار ۲ بعدی چک کنیم مثل همین چک کردن در نمودار ۳ بعدی و آواله تقریباً

حال وقتی که در ETABS خروجی می گیریم برای این نمودار اندک نشی میاد دونه

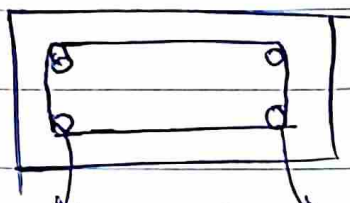
دونه ی ستون ها رو چک می کنه و به ضریبی به ما می ده. اگر اون ضریب بزرگتر

از ۱ باشه یعنی اون ستون داغونه و P و M اش مختصاتی خارج از محدوده ی

مجاز ایجاد کرده و اگر کمتر از ۱ باشه اولی که خیلی کمتر از ۱ باشه یعنی غیر مقادیریم



مثال: محاسبه بار اندکشی مقطع زیرارسم کنید.

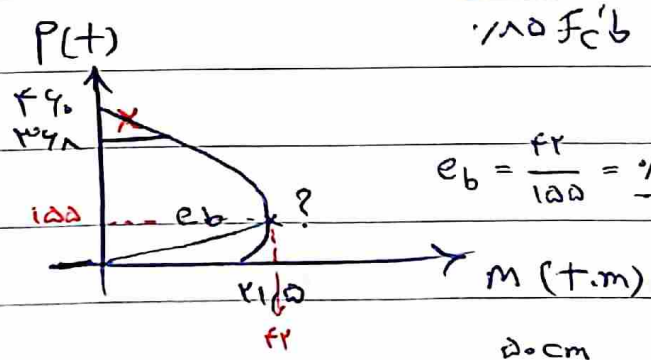


$f_c' = 210 \frac{kg}{cm^2}$, $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

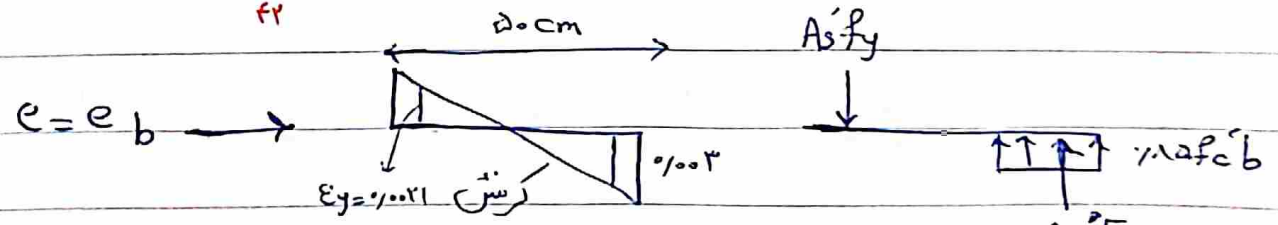
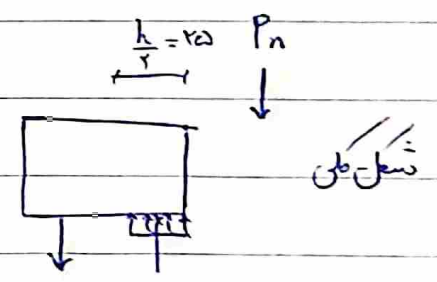
$A_s' = 12.9 cm^2$, $A_s = 12.9 cm^2$, cover = 2.5 cm
از هر طرف

$e=0 \rightarrow P_o = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$
 $= 0.85 \times 210 \times (30 \times 50 - 2 \times 12.9) + 2 \times 12.9 \times 4200$
 $= 440 t \rightarrow 0.8 \times 440 = 352 t$
 لفتیب بختی شستی برای خاور تزاری مادی

$e=\infty \rightarrow M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2})$ } $\rightarrow m_n = 21.5 t.m$
 $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = 1.2 cm$



$e_b = \frac{fr}{100} = 1.2 cm$



$\sum F_y = 0 \rightarrow P_n = 0.85 f_c' ab + A_s' f_y + A_s E \epsilon_s$
 $\sum M = 0 \rightarrow P_n \times e = 0.85 f_c' ab (\frac{h}{2} - \frac{a}{2}) + A_s E \epsilon_s (\frac{h}{2} - d) + A_s' f_y (d - \frac{h}{2})$

و ب C = 20, 5, $\epsilon_s = 0.0022 > \epsilon_y \rightarrow E \epsilon_s = f_y \rightarrow P_n = 100 t, M_n = 14 t.m$

* جلسه ۲۹ استاد (۱۰/۶)

* برای ستون $\rho_{max} = 0.08 < \rho < \rho_{min} = 0.01$ است و به عبارتی بین $0.01 A_g$ و $0.08 A_g$ تا $0.08 A_g$ است. هم چنین در ستون برای S_{min} داریم

$$S_{min} = \max \left\{ 40 \text{ mm}, 1.5 d_b, \frac{4}{3} d_{agg} \right\}$$

نقطه‌ی دایره‌ای هم که برای ستون هست این که مقطع مستطیلی حداقل ۴ ابعاد تر

باید داشته باشه و مقطع دایره‌ای هم حداقل ۶ تا.

حال به ادامه‌ی مثال آخر طبقه‌ی قبل می‌پردازیم چون ۳ تا نقطه که باید افزاینه

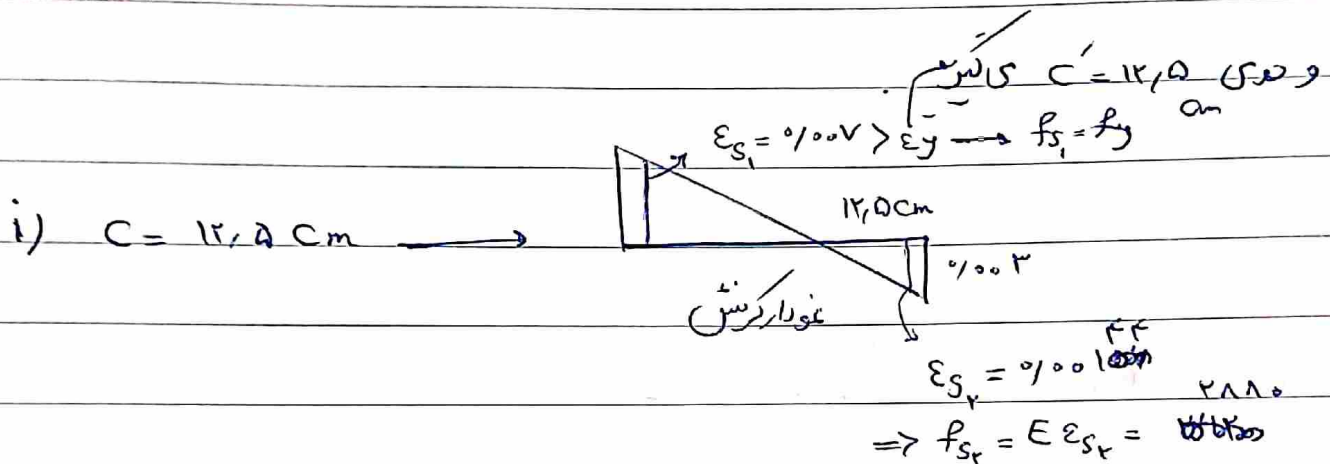
بر حالت $e=0$, $e=e_b$, $e=\infty$, ۲ تا حالت دیگه هم بدست میاریم.حالا چون بدست آوردیم $e_b = 0.27 m$ و این به e کوچکتر بگیریم به نقطه با لاتر در نموداررو بدست میاریم و این به e بزرگتر بگیریم به نقطه‌ی پایین تر. ولی برای پیدا کردن

۲ نقطه‌ی جدید به راه ساده‌تر هم هست و اون در تقریبی نمودار کشش

در دو حالت مختلف دیده هست.

حالت برای حالت $e < e_b$ نه نقطه‌ای در بالای نموداری به عنوان $C > C_b$ می‌شود و در حالت

$e > e_b$ ، $C < C_b$ می‌شود. از قبل می‌دانیم $C_b = ۲۵,۵$ cm. حالت برای اولی $C = ۴۲$ cm



$\Rightarrow a = \beta C = ۰,۸۵ \times ۱۲,۵ = ۱۰,۶$ cm

ی‌سبب

$\Rightarrow P_n = \underbrace{۰,۸۵ \times ۲۸۵ \times ۱۰,۶ \times ۳}_\text{مبتن تحت فشار} + \underbrace{۱۲,۹ \times ۲۸۸۰}_\text{آبرق تو رفتاری} - \underbrace{۱۲,۹ \times ۴۲۰۰}_\text{آبرق تو رفتاری} = ۵۸$

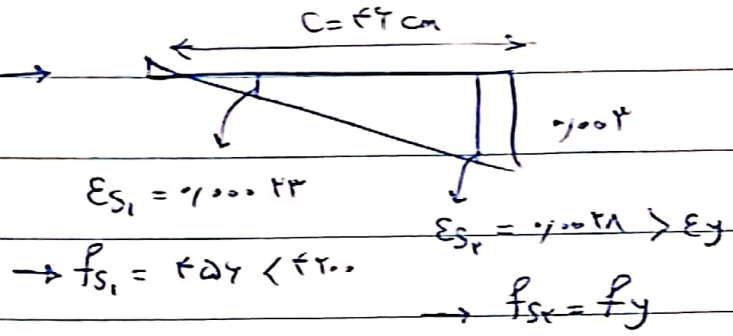
$M_n = P_n e = ۰,۸۵ \times ۲۸۵ \times ۱۰,۶ \times ۳ \times \left(۲۵ - \frac{۰,۸۵ \times ۱۲,۵}{۲} \right) + ۱۲,۹ \times ۲۸۸۰ \times (۲۵ - ۱۲,۵) - ۱۲,۹ \times ۴۲۰۰ \times (۴۲,۵ - ۲۵)$

$= ۳۲$ t.m

سپیک نقطه به نقطه $(۳۲, ۵۸)$ روی شعاع $e = \frac{۳۲}{۵۸} = ۰,۵۵$ m می‌باشد.

حال می‌بینیم چراغ اینده نقطه‌ای به هم می‌رسد.

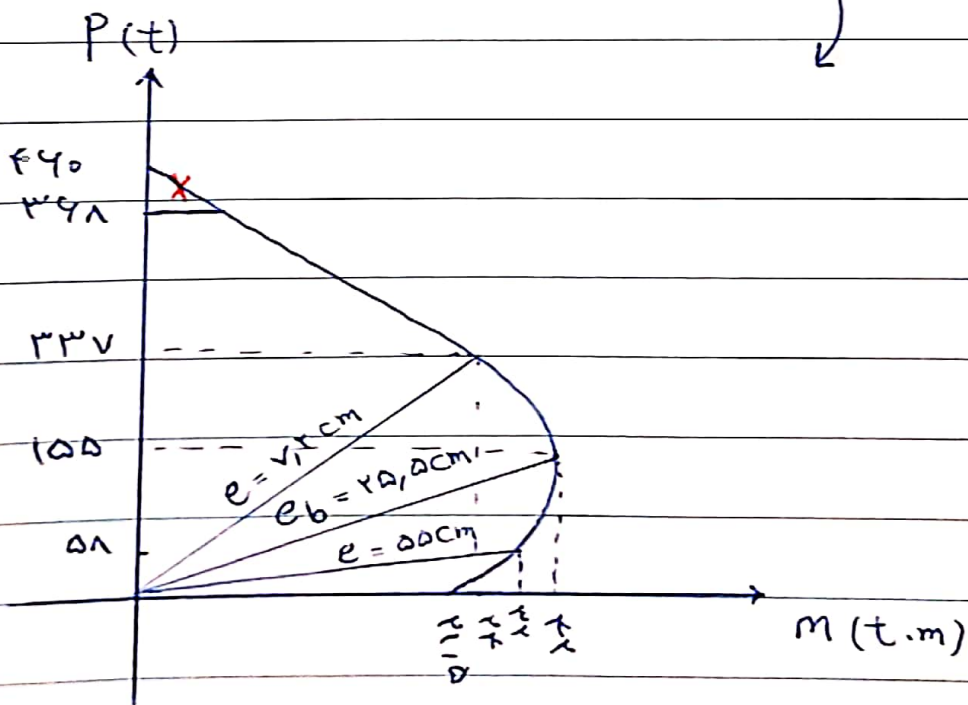
ii) $C = 47 \text{ cm}$

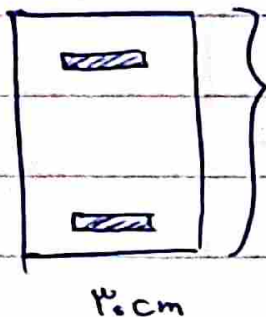


حسابات : $m = \frac{24}{1000} \text{ t.m}$, $P = \frac{337}{1000} \text{ t}$, $e = \frac{24}{337} = 0.071 \text{ m}$

من الجداول $e = 71 \text{ cm}$ (في الجدول 24, 337) $e = 71 \text{ cm}$

* عوارض الخيوط





۵۰ cm

 $d' = ۴ \text{ cm}$ $d = ۴۴ \text{ cm}$

* مثال ۵

$$A_s = A_s' = ۴ \phi 28$$

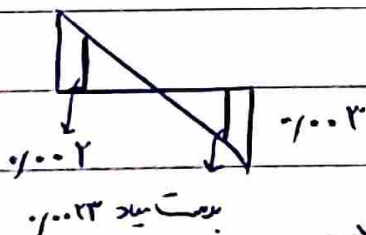
$$f_y = ۴۰۰ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c' = ۲۰۰ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

الف: در $e = ۵۰ \text{ cm}$ ، P_n چنده؟ب: در $e = ۲۰ \text{ cm}$ ، P_n چنده؟

حل: برای حل این سؤال اول e های معروف رو بدست میاریم تا بفهمیم بجای نمودار

هستم مثلاً e_b رو بدست میاریم

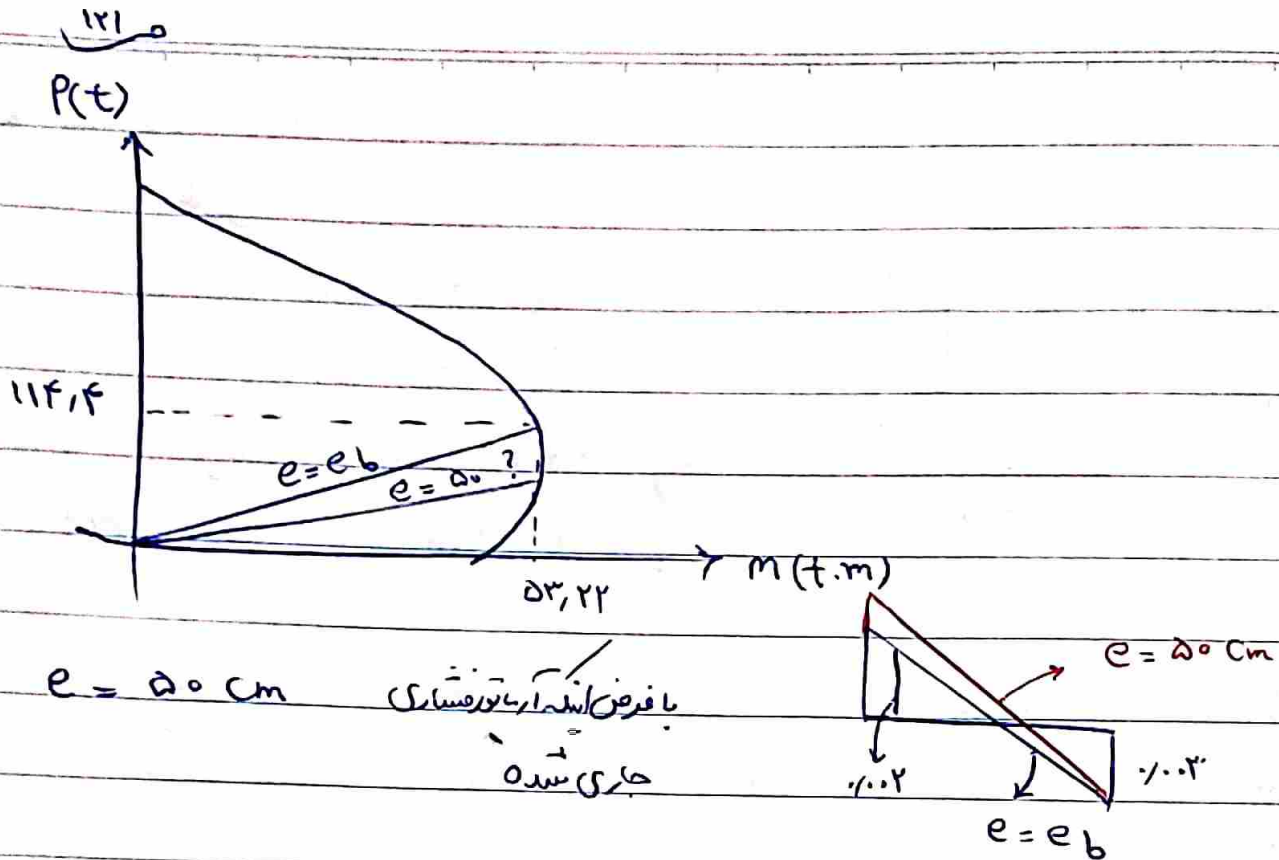
 e_b :

$$\Rightarrow C = ۲۲,۴ \text{ cm} \Rightarrow a = ۰.۱۸ \times ۲۲,۴ = ۴,۰۳ \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sum F_y = 0 \rightarrow P_b = ۰.۱۸ \times ۲۰۰ \times ۲۲,۴ \times ۴,۰۳ + A_s' f_y - A_s f_y = ۱۱۴۴۰ \text{ kg}$$

$$(e_b, m) M_b = P_b \times e = ۰.۱۸ \times ۲۰۰ \times ۲۲,۴ \times ۴,۰۳ \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) = ۸۳,۲۲ \text{ k.t.m}$$

$$\Rightarrow e_b = \frac{M_b}{P_b} = ۴۷,۲ \text{ cm}$$



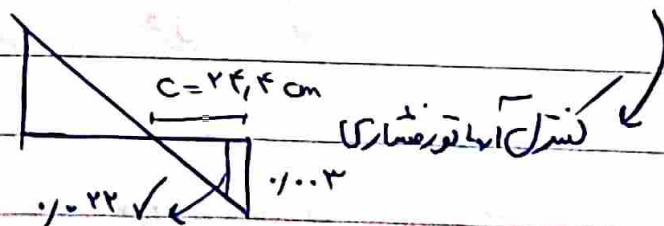
$$P_n = 1.85 \times 200 \times 20 \times 30 = 51000$$

$$P_n = 51000$$

$$P_n \times (50 + 19) = 51000 \left(44 - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d')$$

$$\Rightarrow a = 20.75 \text{ cm} \rightarrow c = 24.4 \text{ cm}$$

$$P_n = 51000 = 105.1 \text{ t}$$



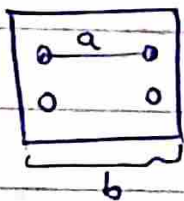
در $e = 20 \text{ cm}$ هم مشابه همینه فقط باین تفاوت که این دفعه باید روی آینه تور کشی حساسیت

داشته باشیم و جاری شدن یا عدم جاری شدنش رو بررسی کنیم

نقشه جانمایی این که نمودارهای آخر کتاب نلسون به کمک طراحی ماست، به دونه

نیست و چند نمودار که هر یک، یک حالت f_y, f_c و δ را بررسی کرده. لاجب؟

فاصله مرکز به مرکز آرماتورهای دوطرف تقسیم بر کل اون بعد ستون



$$\delta = \frac{a}{b}$$

در حالت ۴، رفته بعد مینا بعدی است که
ع در اون راست حرکت کرده.

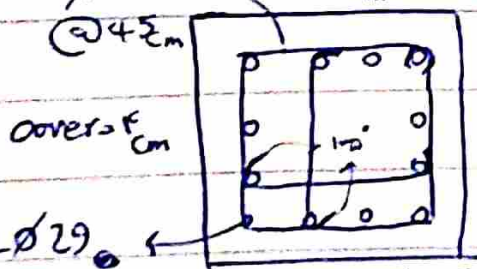
حالا باید تنگ ها رو هم کنترل کنیم.

طبق این نامه باید حداقل ۱۵ باشد. $\frac{4}{3} d_{agg} = 3.23 \text{ cm}$ تنگ : $\delta_{clear} \geq \frac{4}{3} d_{agg}$

مركز مركز
تنگ : $\delta_{max} = \min \left\{ \frac{14 \times d_b}{29}, \frac{48 \times d_b}{1}, \frac{b}{50} \right\} = 4.4 \text{ cm}$

و هم چنین میخاچی ها رو هم باید بناریم و در آخر مقطع به شکل زیر می شه

✓ فاصله آرماتور طولی $\delta \geq \max \left\{ f_{o, min}, 1.5 d_b, \frac{4}{3} d_{agg} \right\}$



پس در میون آرماتور ها رو باید بکنیم

حالا با توجه به هندسه ی مقطع δ ها

رو چک می کنیم و هم چنین اون آرماتور هایی که گرفته شده نباید فاصله اش از آرماتور
بغل جبهه دستی ش بیشتر از ۱۵ cm باشد.

* پس کل چک های فوقی که این می شود اینهاست:

۱- فاصله آبارهای آبی به صورت $S_{min} = \max \left\{ 40 \text{ mm}, 1.5d_b, \frac{4}{3}d_{agg} \right\}$

۲- آبارهای بی سنجاقی نباید بیش از 15 cm از آبارهای کناری فاصله بگیرد.

۳- S_{clear} تنگ ها حداقل $\frac{4}{3}d_{agg}$ باید باشد.

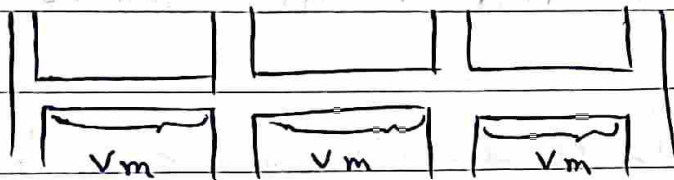
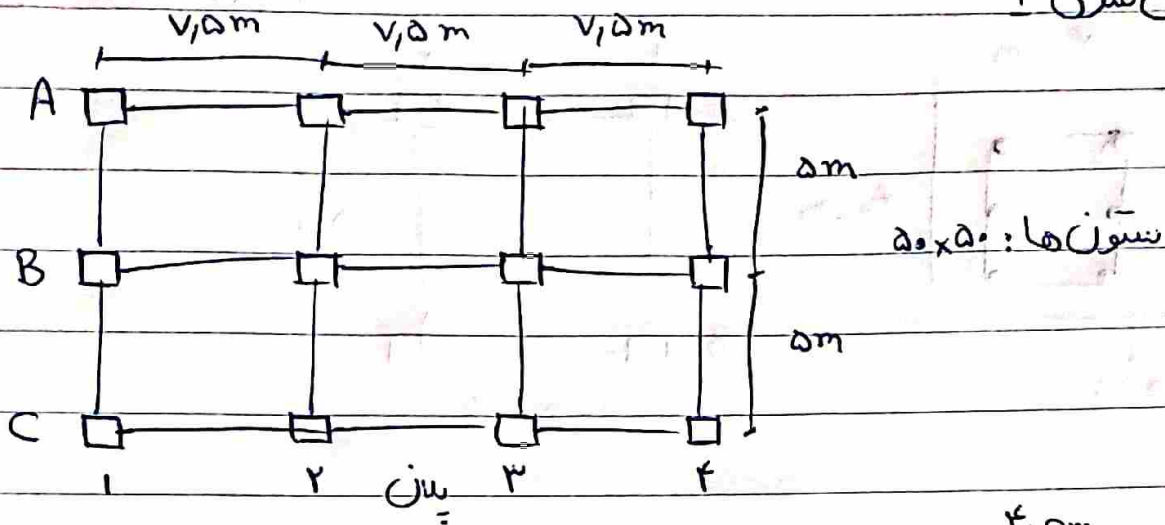
۴- S به صورت $\min \{ 12d, 48d, b \}$ از اینها b خوبتر b بعد کوچکتر مقطع

هم چنین کارها و آزمایش ۱۳۵ ~~خطه~~ سنجاقی ها هم باید رعایت بشه و دلیل

اینکه آبارها رو در ۴ ردیف مستطیلی گذاشتیم و نه در ۲ ردیف با و پائین همین

رعایت های فوقی که نه در ۲ ردیف ارضا نمی شه.

* تمرین سری ۲



Axis B

مقطع تیر

$$f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_c' = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad DL = 950 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad LL = 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

باتوجه به هندسه مقاطع و پلان و آکس نشان داده شده، آرماتورهای خنثی (24)

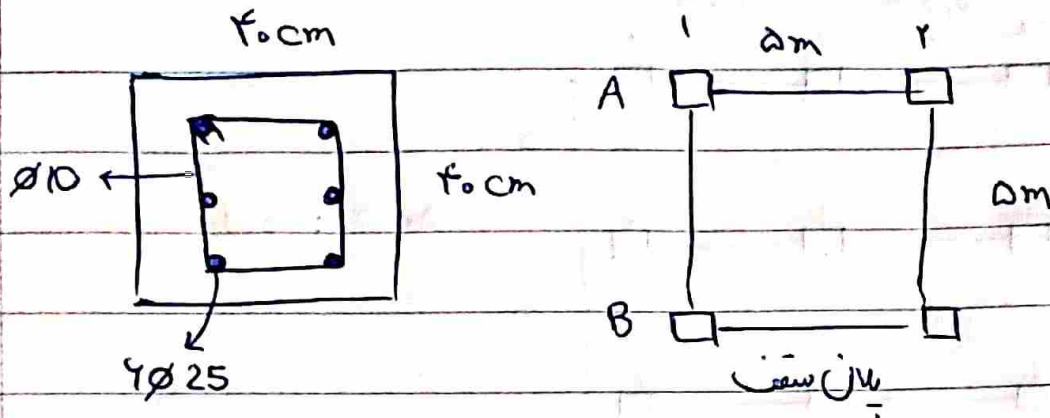
تیر ۱-۲ واقع در آکس B را بگذارید. نقاط cutoff برای میان مثبت

را بیابید در حالتی که قطب یکی از میله ها برش داده شده. در آخر یک غای

شماره از آرماتورهای تیر ۱-۲ از آکس B را رسم کنید (حلول آرماتورها و

نقاط برش در شکل باید مشخص شود.)

* تمرین سری ۷



(براساس ACI 2019)

۱) برای ستون A1 محضی اندریش را ترسیم کنید و در محضی مذکور حداقل

۵ نقطه باید محاسبه شده باشد. سه تای از آن ها نقاط متناظر با حالات $e = e_b$

ϕM_{nmax} و ϕP_{nmax} است.

۲) با توجه به پلان سقف ستون A1 را کنترل کنید. توجه کنید که به منظور

محاسبه ی میان می توانید ابعاد تقریبی ستون را کثیر دارد در نظر بگیرید.

* جمع بندی درس بتن ۱

+ فصل ۱: کلیات

- حدود تقریبی اعداد و حسن مهندسی نسبت به این حدود.
- آشنایی با مصالح و مواد خاصه بتن و فولاد و نمودارهای تنش-کشش آن‌ها.
- گریزی به سیستم‌های سازه‌ای و کلیات نحوه انتقال بار در سازه‌ها.

+ فصل ۲: فلسفه طراحی

- قیدهای کلی طراحی (مقاومت کافی، اقتصادی و سرویس دهی مناسب)
- روش‌های طراحی

- آشنایی با ترکیب بارها و ضرایب افزایشده و کاهشده.

- آشنایی با بتن سازه و اساس قید $\epsilon_c = 0.003$

- درهم تنیدگی طراحی و آنالیز (کنترل) و درک تفاوت این دو.

+ فصل ۳: ملزومات خفش در تیر و دال

- تعاریف محدوده‌های الاستیک (خفشی)، الاستوپلاستیک (حالت گذار، صرف تفرار

تن در کشش) و پلاستیک.

- بررسی محدوده پلاستیک و محاسبه میزان ماکزیم قابل اعمال به مقطع با توجه به تئوری بوردوین

- محاسبه آرماتور محاسباتی و بررسی حدود بالا و پایین چگالی آرماتور و تأثیر میزان

آرماتور بر رفتار مقطع.

- کنترل‌های کلی لازم در خفش (اعم از عمق تیر، ضخامت دال، فواصل مجاز و...)

- آرماتورهای فشاری و بالاتر بردن ظرفیت مقطع با وجود آن.

- مقاطع غیر مستطیلی خاصه مقطع T شکل.

+ فصل ۴ : ملزومات برش در سِرودال

- انواع برش ها و بررسی ۲ نوع از ۳ نوع برش عمده (یک طرفه و اصلگانی - پانچ در بتن ۲).
- خاموت گذاری و محده های آن در مقطع (بی خاموت، خاموت طرادی، خاموت حداقل).
- اقتصادی تر کردن مقطع با طرادی تکیه تکیه و رسم پوشش برشی.
- کنترل های کلی لازم در برش (اعم از فواصل حداقل و حداکثر در خاموت گذاری).

+ فصل ۵ : فول مهار

- حداقل فول های غرور قفسی آرماتور در بتن به منظور جلوگیری از در رفتگی آرماتور از بتن.
- انواع ایده های گیر انداختن آرماتور در دل بتن (آرماتور صاف، آرماتور خفم و گیره).
- محاسبه فول های مورد نیاز بر اساس انواع ضرایب ۷.
- محاسبه محل های قطع شدگی آرماتور ها.

+ فصل ۶ : ستون (های کوتاه)

- منحنی اندرکش و تحمل توان نیرو و مسان برای مقطع.

- $e = \frac{m_n}{p_n}$ ، حالات مختلف e بر اساس مقایسه با حالت مرزی e_b و درک

تفاوت محدوده های مختلف در منحنی اندرکش.

- آرماتورگذاری ستون و حد مجاز بار و پائین برای آن.

- کنترل های کلی (اعم از فواصل آرماتورها، مهار آرماتورها با تگ ها و

در صورت نیاز افزودن سنجاقی ها، فواصل مطلوب کاور و تگ و ...).

» در پایان درس بنی را می توان به صورت زیر بیان کرد:

لکچری مقالمع بنی آرمه با توجه به عنوان این نامهای در حالات مختلف

به منظور ایجاد یک سازه ای مطمئن و اقتصادی . «

پایان!