

امادگی آزمون نظام مهندسی

به نام خدا

جلسه اول ۹۹/۱۰/۶

سازه های بتن آرمه / محمد بنیان (رئیس هیئت داوران سازه)

مراجع :

(۱) مقررات مجب ۹ ویرایش ۹۹

(۲) کتاب سری عمران — ایده و تصویرسازی

(۳) کتاب سازه های بتن آرمه مستوفی تبار جلد ۲ — مفاهیم تصاویر

مطالب کتاب که براساس استاندارد ACI 318 آورده شده تا حدود زیادی منطبق بر مجب ۹-۱۳۹۹ است.

(۴) جزوات و حل سوالات دوره های گذشته محاسبات عمران — سایت دکتر حسینی زاده اصل دانشجو

(۵) جزوه کلاسی (مهندسی)

مطالعه حشرات کلاس دانشگاه ——— معد مطالعاتی کسد

فرم حاد؟ تصویر برای شخصی که هیچ ارتباطی با حوزه پروگرام نمی کند ← ۹۹، ۱۰، ۶ ← ۹۹، ۱۲، ۶

۲ ماه روزانه ۶ تا ۸ ساعت مطالعه

فرم خوب؟ ← ۲ الی ۳ هفته مانده به آزمون باید حداقل روزی ۲ ساعت مطالعه مستعد داشته باشد.
(یک محاسبه با روزی ۶ ساعت کار)

فرم عادی؟ ——— ۲ ماه ——— روزانه ۲ الی ۳ ساعت ——— حجم استراحت.

سوال: آیا به تمام موارد آزمون پاسخ دهیم یا فقط هفتی از مباحث را گلچین کنیم؟

رَدیف (۲۴۰) ۶۰ سوال → ۱۵ سوال تست

۱۵ سوال بارگذاری و ۲۸۰۰

۱۰ فولاد

مانقی ۲۰

→ حذف بزرگترین خطاهای داوطلب
آزمون حذف این موارد یا
گزینشی کردن مباحث است.

جوش - فونداسیون (لودبرداری) - تحلیل سازه / مهارت مصالح
سازه بتانی

موازی با هم باید مطالعه شود

یک مطالعه از ارزیابی

✓ حل کردن یک سوال مربوط به دوره‌ها قبل بدین آگاهی از تکنیک‌های آن

ممنوع است ← موجب سرفوریدی

✓ سوال و جواب را در ابتدا مطالعه کنیم و بعد بهتر که سوالات طبقه بندی باشد

✓ سبب به نیاز به موارد گوناگون رجوع کنیم و منتظر نمانیم تا به آن فصل برسیم

✓ سوالات ۱۰ الی ۱۵ دوره اخیر را دسته بندی کنیم

✓ به سوالات درجه سختی بدهیم

بدرنگ تعارف	*** سخت
	** متوسط
	* آسان

④

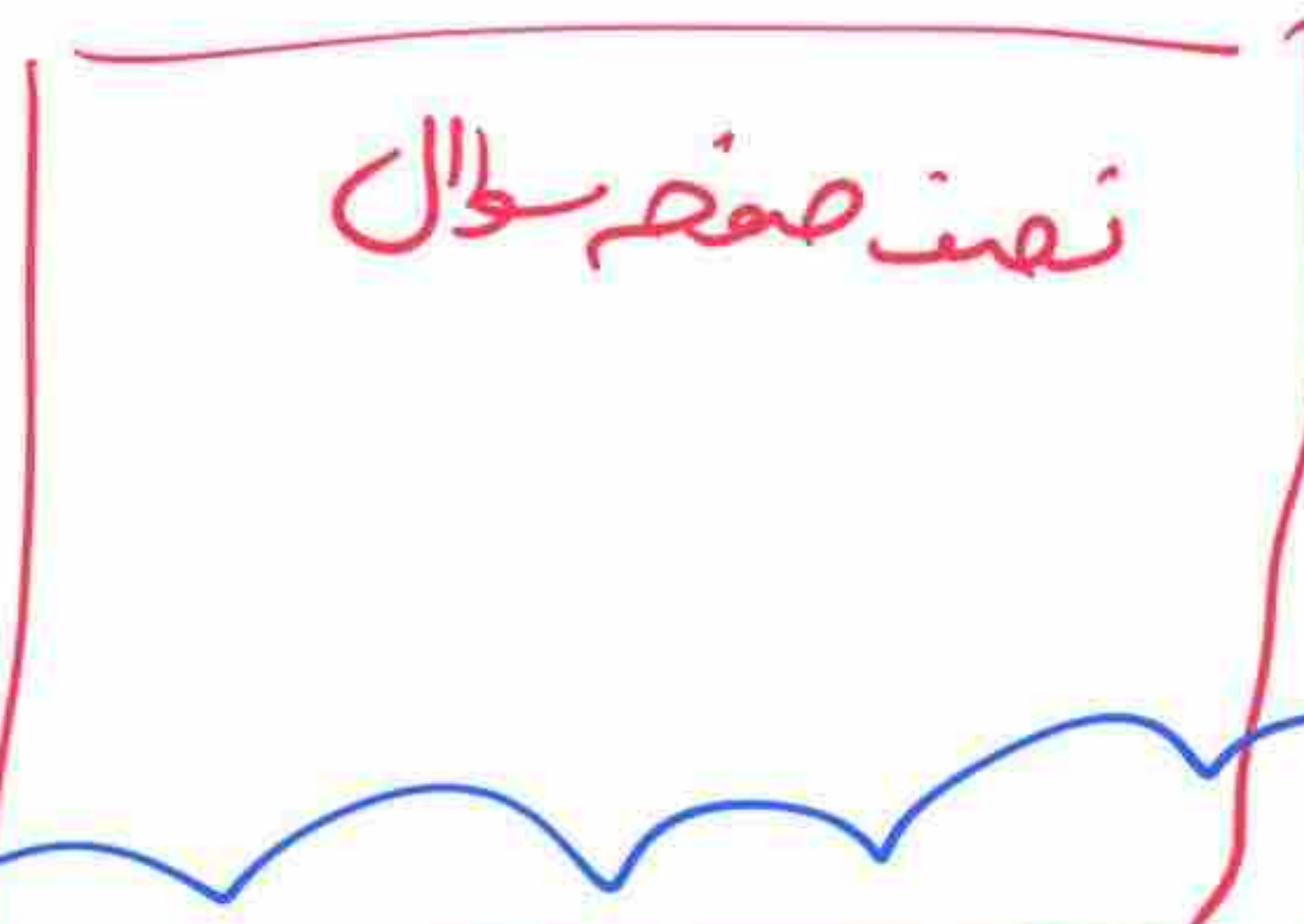
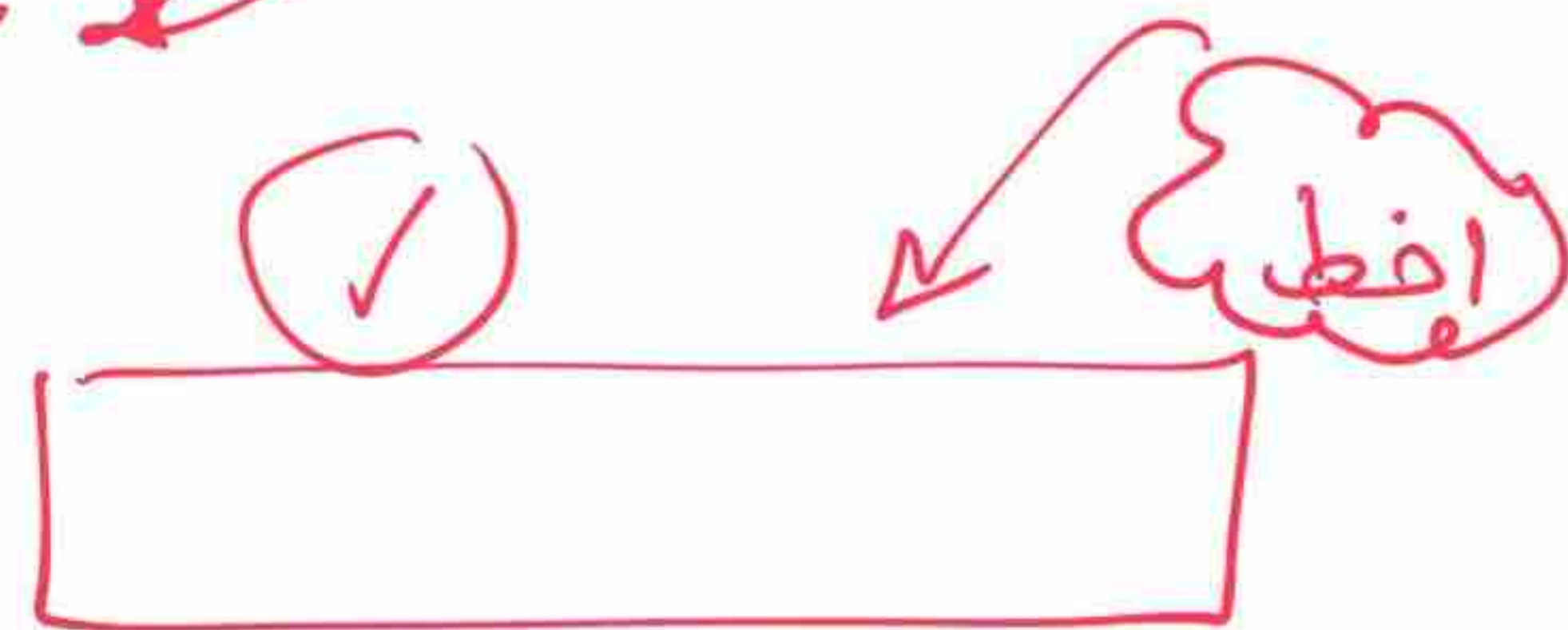
✓ در آزمون نهایی ۲۰ دقیقه برای مطالعه و بار سوالات وقت گذاشته باشد.

در آزمون آزمایشی تجربه کن

به صورت شماره‌بندی (کسراتی) سوالات را حل کن.

✓ تغذیه مناسب داشتن

✓ خواب کافی



۱۰۰

$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

مغز نیاز به سوخت دارد

خربزا
لبنیات
مغز

⑤

لکونر

آب

اصلی

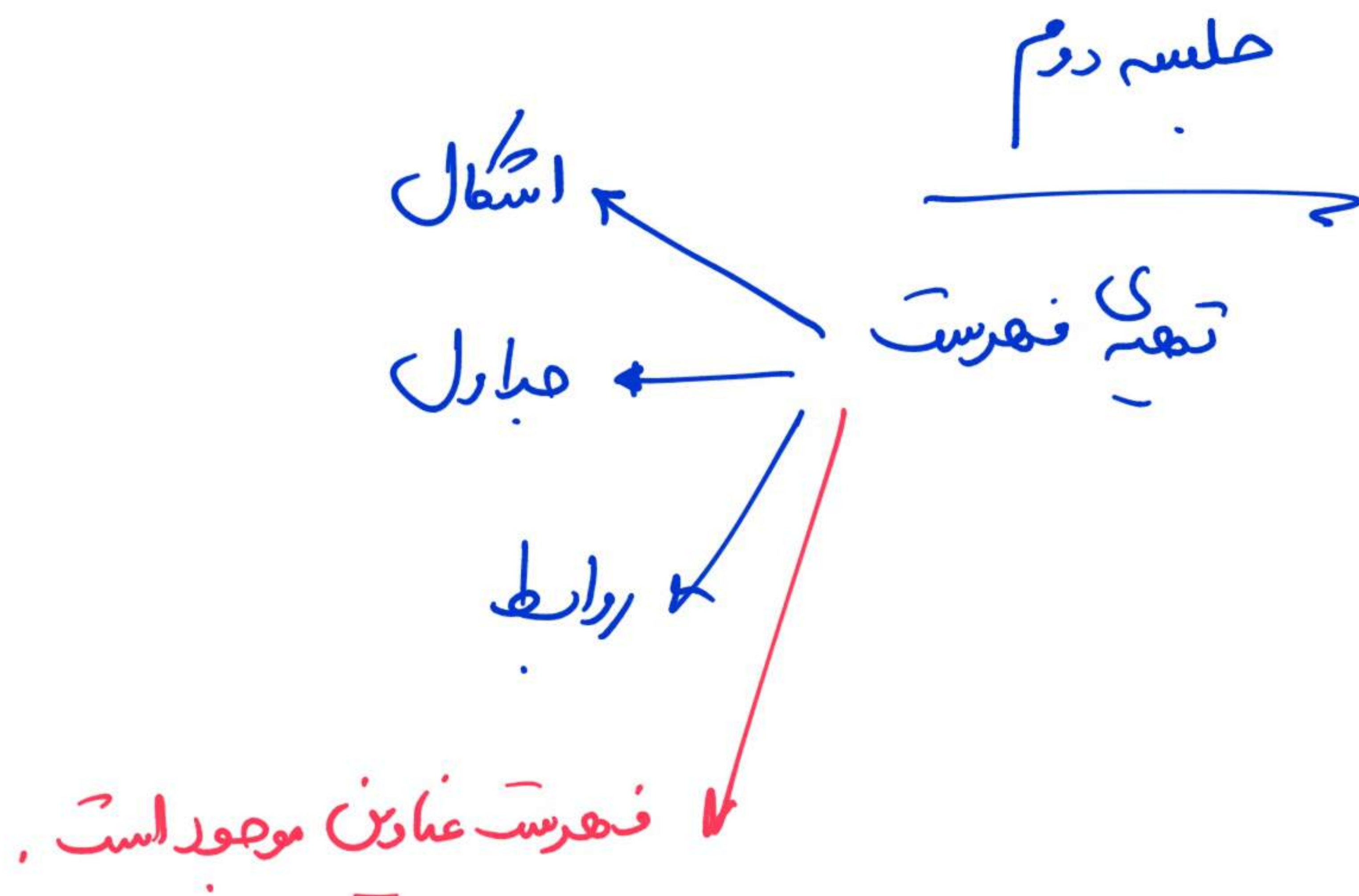
تغذیه

۹۹، ۱۰۰

باید فهرستی از این موارد تهیه شود و با مطالعه مسترد ذهن
نهادیم گردد. با این عمل محل دقیق روابط مفاهیم
جدول و اشکال در ذهن ماندگار می شود.

ی
سازه ها بین ابر
مبدا ۹

⑥



۳-۹ مشخصات مکانیکی بتن؛

✓ وزن مخصوص بتن معمولی 2300 Kg/m^3

✓ وزن مخصوص بتن سبک 2300 Kg/m^3 < وزن مخصوص بتن 1400 Kg/m^3

۱ ← وجه تعادل بتن سبک و معمولی

← جدول ۱-۳-۹ ص ۵۶

می توان بر اساس گالی بتن ضریب λ را مشخص کرد

← جدول ۲-۳-۹

0.75
0.85
1.0

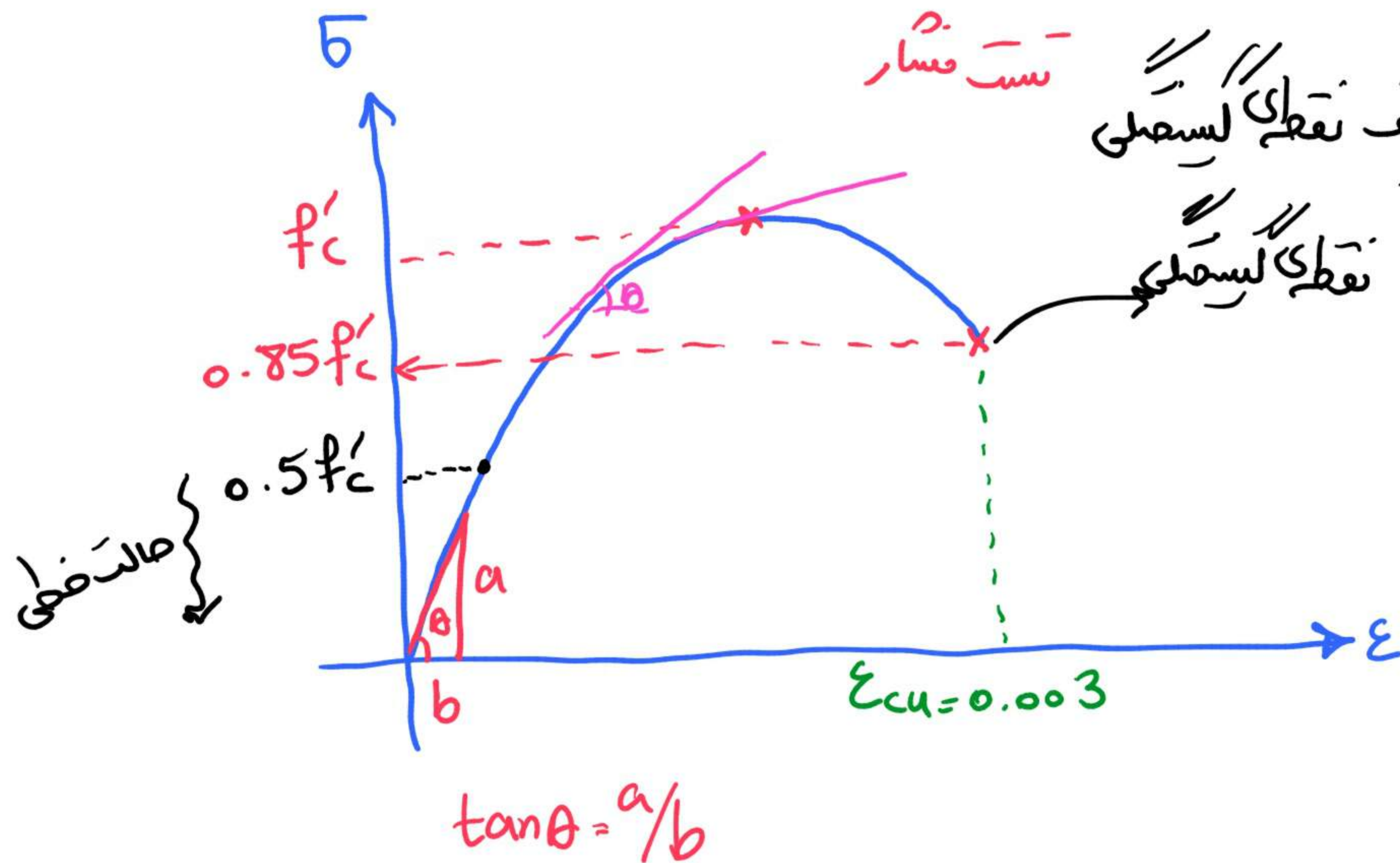
f'_c مقاومت فشاری بتن

دو نمونه ۲۸ روزه استوانه $30^c \times 15^c$

سه نمونه ۲۸ روزه استوانه 20×10^c

* نکته مهم: در رابطه سازه بتن آرمه

معمولاً ضریب ۰.۸۵ برای f'_c به دلیل تعریف نقطه الاستیک است.



محدودیت‌های f'_c :

محدودیت f'_c : 20 MPa ← استناد : روابط شکل زیر و نیز 25 MPa

محدودیت f'_c : 50 MPa

استناد

برای شرایط لرزه‌ای فصل ۲۰ = 35 MPa و نیز

70 MPa = در ساختمان‌های ۲۰ طبقه به بالا

f_r : مدول کشیدگی ، ظرفیت بتن در تست کشش

MPa

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} \rightarrow \text{MPa}$$

صفت تبدیل رابطی که $\sqrt{f'_c}$ نکته

بر حسب MPa است به $\sqrt{f'_c}$

که بر حسب Kg/cm^2 است باید در یک $\sqrt{10}$

ضرب شود. این نکته در محاسبه f'_c

بدون رادیکال عدد 10 است.

$$20 \text{ MPa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.62 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.62 \times \sqrt{10} \times \lambda \sqrt{f'_c}$$

MPa

Kg/cm^2

اولویت عملیات
از زیاد به کم
✓ تقارن رادیکال
✓ ضرب تقسیم
✓ جمع و تفریق

$$f_r = ?$$

$$f'_c = 260 \text{ Kg/cm}^2$$

10

$$260 \text{ kg/cm}^2 = 26 \text{ MPa} \quad 0.62 \times \sqrt{26} = 3.16 \text{ MPa}$$

* مدل الاستیک ؟

مقاومت سفتی اعضا از نوع محوری ، خمشی براساس پارامتر E مطرح می شود

مثلاً EI نمائنده سفتی خمشی است یا EA نمائنده سفتی محوری است
 معان انحرافی مساحت

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

مقاومت مصالح
 مدول برشی $\leftarrow$ بافتار برشی

$$0 < \nu < 0.5$$

$$\frac{\text{انحراف جانبی}}{\text{انحراف طولی}} = \text{ضریب بواسون}$$

(11)

$$1440 < W_c < 2560 \longrightarrow E_c = 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \begin{matrix} \text{MPa} \\ W_c \text{ Kg/m}^3 \end{matrix}$$

تین معمولی $W_c = 2300 \text{ Kg/m}^3 \longrightarrow E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$

$$E_c \longrightarrow W_c = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

$$f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow 24 \text{ MPa}$$

$$E_c = 0.043 \times (1900)^{1.5} \times \sqrt{24} = \underline{\underline{17446 \text{ MPa}}}$$

م/م

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

م/م م/م

(12)

کلمه، مدل الاستیک فولاد نسبت به بتن ۸ تا ۱۰ برابر است.

* ضریب بواسطه در بتن معمولی ۰.۲ و در بتن سبب بر اساس آزمون بدست می آید

* ضریب انبساط حرارتی α : $10 \times 10^{-6} / ^\circ C$ $1 \times 10^{-5} / ^\circ C$

در درز انبساط استعادمی خود

درز
انقطاع
انبساط
اجزایی

افزایش دما
طول تپعه

$$\Delta L = \alpha L \Delta T$$

ضریب انبساط
حرارتی
تغییر طول ناشی
از تغییر حرارت

مثال، یک فولادین به طول 80^m در یک محیط خشک که اختلاف دمای روز $21^{\circ}C$ است

قرار دارد برای اینکه درز انبساط در این عضو لحاظ شود باید از چه مقدار ΔL استفاده کرد؟

$$\Delta L = \alpha L \Delta T \rightarrow \Delta L = 1 \times 10^{-5} \times 80 \times 21 = 0.0168$$

$1 \times 10^{-5} \frac{1}{^{\circ}C}$

$$= \frac{80 \times 21}{100000} = 0.0168$$

نتیجه: اگر نخواهیم درز انبساط بگذاریم
می‌توان سازه را تحلیل کرد.

بار هفت
سود

$\times 100$
 cm^2 mm^2

سایر میلگردها و مساحت میلگردها

$$\Phi 8 = 0.5 = 50 \cdot 0.5$$

$$\Phi 10 = 0.78 \cdot 0.8$$

$$\Phi 12 = 1.13 \cdot 1$$

$$\Phi 14 = 1.53 \cdot 1.5$$

$$\Phi 16 = 2.01 \cdot 2$$

$$\Phi 18 = 2.54 \cdot 2.5$$

$$\Phi 20 = \pi = 3.14 \cdot 3$$

$$\Phi 22 = 3.80 \cdot 4$$

$$\Phi 25 = 4.9 \cdot 5$$

$$\Phi 28 = 6.16 \cdot 6$$

$$\Phi 30 = 7.06 \cdot 7$$

$$\Phi 32 = 8.04 \cdot 8$$

$$\Phi 36 = 10.17 \cdot 10$$

مساحت آرماتورها $\frac{2-9}{2}$

$A = \pi d^2 / 4$
 $A = \pi r^2$

$3\Phi 16 \approx 2\Phi 20$
 $3\Phi 8 \approx 1\Phi 14$

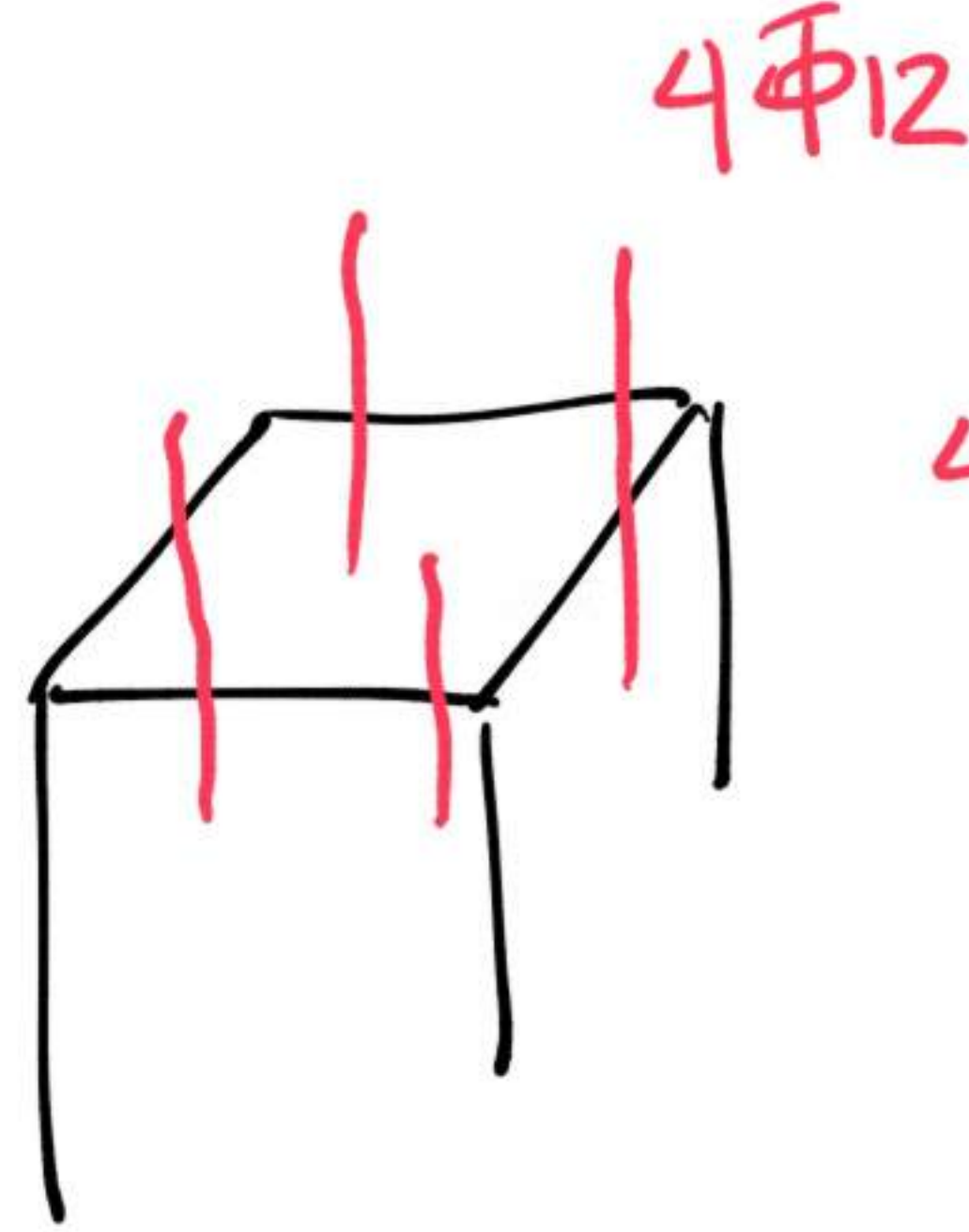
$A_{III} ; f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = F/A$$

$$F = \sigma \times A$$

$F = 4000 \text{ kg/cm}^2 \times 1 \text{ cm}^2 = 4 \text{ ton}$

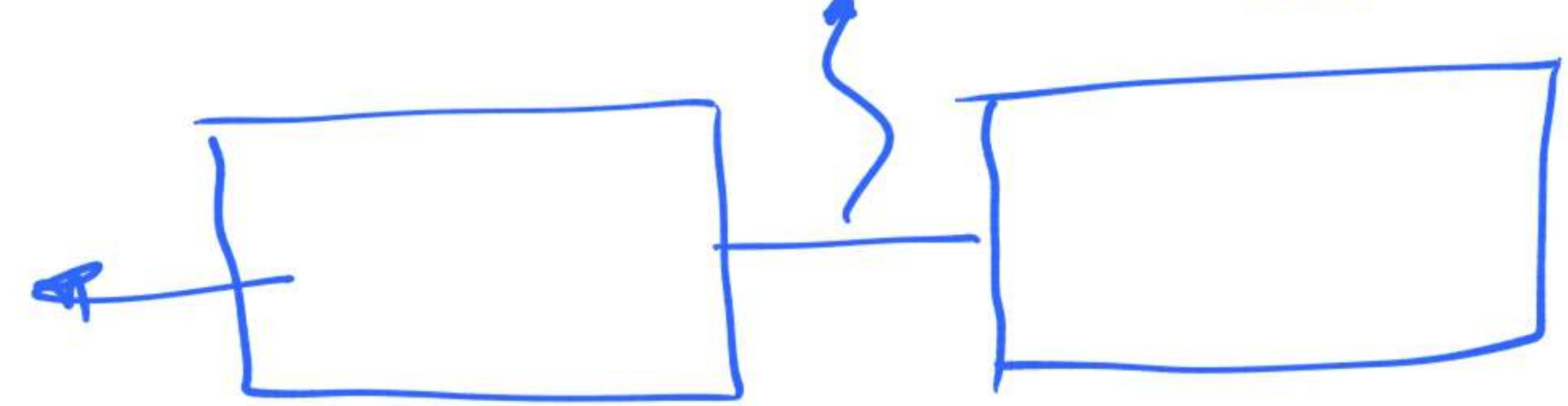
15



$$4 \times 4 \text{ ton} = \underline{16 \text{ ton}}$$

مساحت میگرود می تواند 4 ton نیز به صورت کسی تعل کند

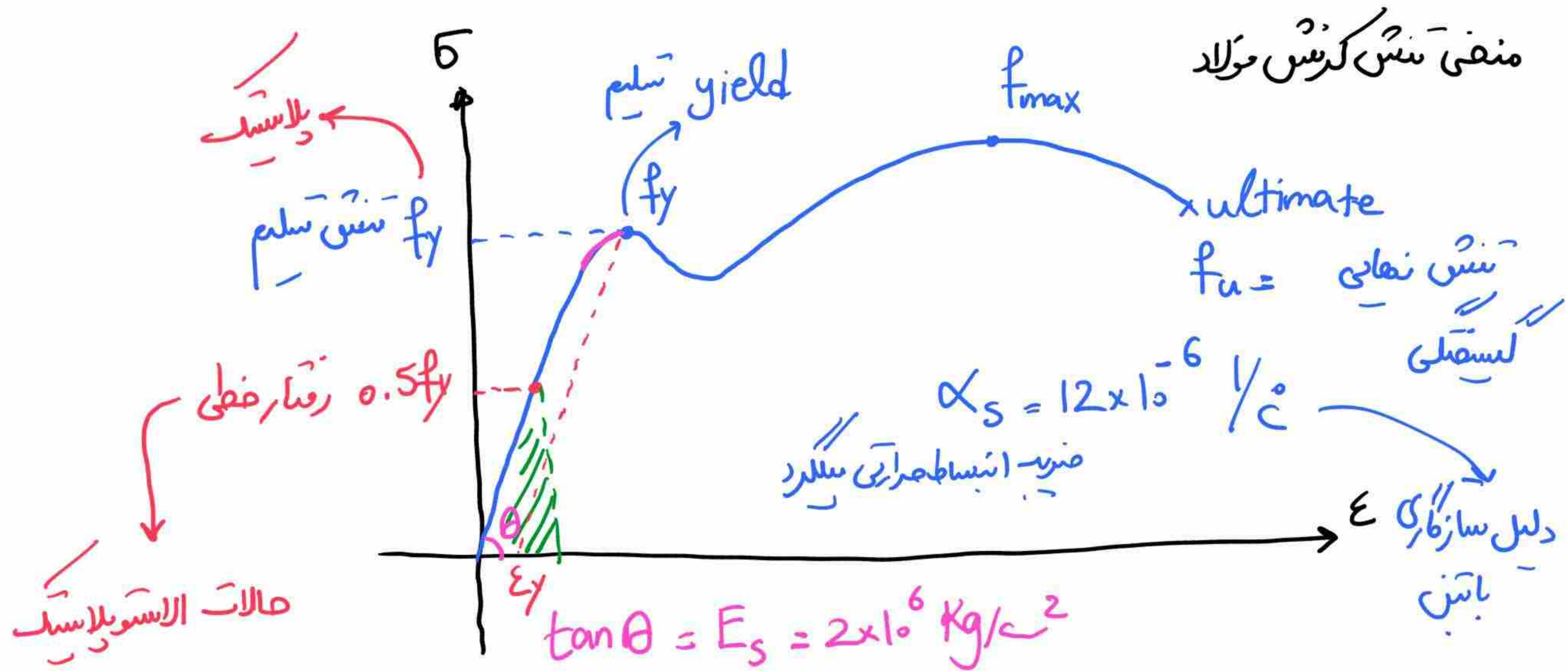
$$F = A \times \overset{1 \text{ cm}^2}{5} \approx \underline{4 \text{ ton}}$$



مستقیم مقاومت میگرود به صورت $S f_y$ یا راسه MPa یا می شود یعنی

$$f_y = 240 \text{ MPa} = S240$$

عبارت ۱-۲-۳ ص ۶۲



$\epsilon_s < \epsilon_y$ مربوط به کرنش فولاد قبل از تسلیم

ϵ_s کرنش تسلیم فولاد

هرک $\sigma = E \times \epsilon$

$4000 = 2 \times 10^6 \times \epsilon$

$\epsilon = \frac{4000}{2 \times 10^6} = 0.002$

$\epsilon_y = 0.2\%$

در جدول ۲-۶-۹ عبارت A_5 و A_{10} با مفهوم کرنش گسیختگی مورد مجاز
 کرنش برای به ترتیب ۵ برابر و ۱۰ برابر قطر میلگرد است. مثلاً

S240

سین از آزمایش کش دارای طول ۲۱ سانتی متر برای A_{10} شده است
 آیا این مقدار در حد مجاز است یا خیر؟
 A_{10} برابر قطر $L = 10 \times 2 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

$$\Delta L = 21 - 20 = 1 \text{ cm} \rightarrow L' = 21 \text{ cm} \text{ مجاز کش}$$

$$\epsilon = \frac{1}{20} = 0.05 = 5\%$$

A_{10}

معامل نسبت $\frac{f_u}{f_y}$ برای میلبردها استاندارد 1.25 است

نسبت تسلیم مورد انتظار

در مواردی که به نسبت ها فراتر از f_y نیاز باشد مقدار f_y در 1.25 ضرب می شود مثلاً در بعضی موارد

لا طول معاری میلبردها در شل بندی در لنگر متصل در قطعات بتن ارمه

وصله

$f_y \times 1.25$

L_d

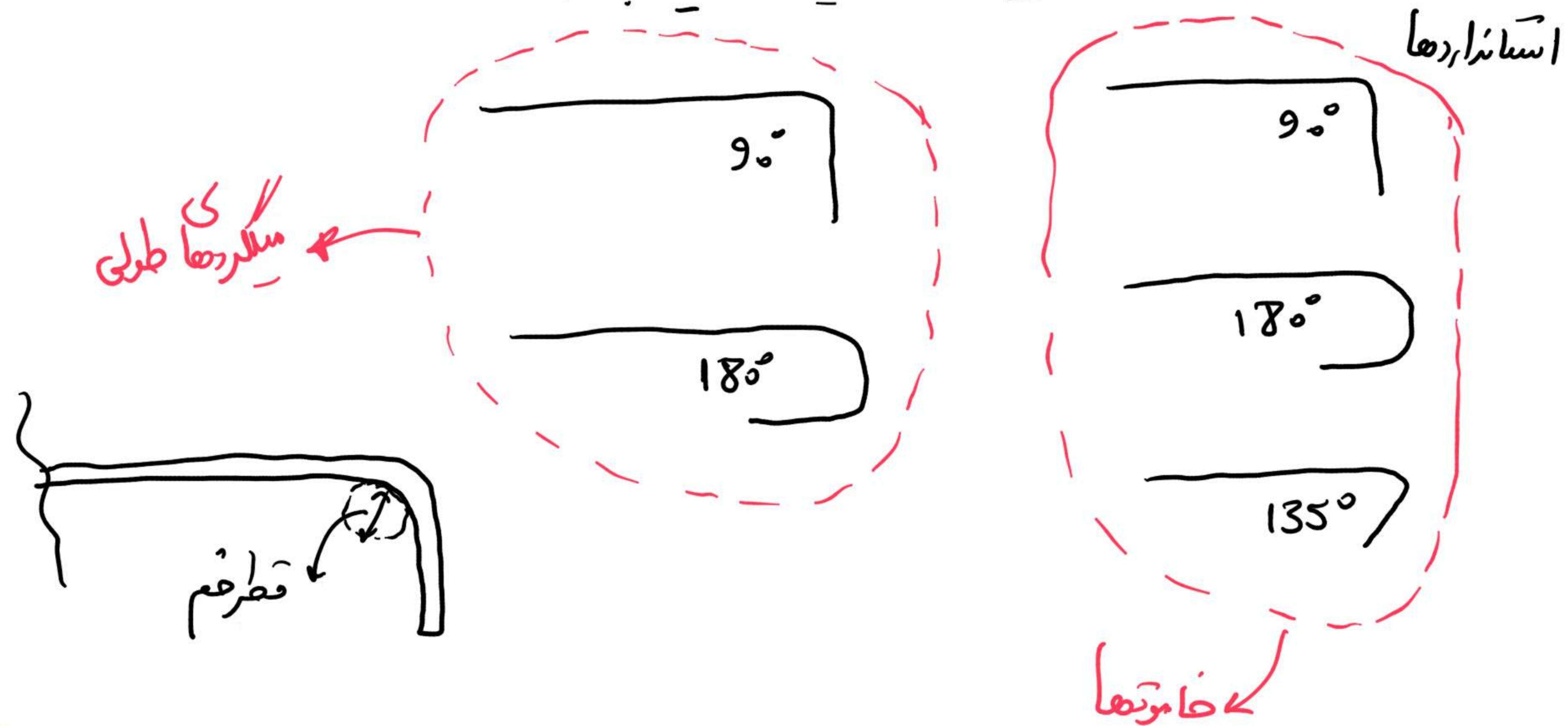
M_{pr}

میلبردها از ریزش بتن

ضم‌های استاندارد :

هر خمی در آلتور که منفرجه 45° باشد استاندارد است ولی برای خاموتها (مگنر عرضی) و

آلتورها خمی (مگنر طولی) باید به ناله زیر توجه کرد :



گروه میلدر (بند) 8 00 80 80 80

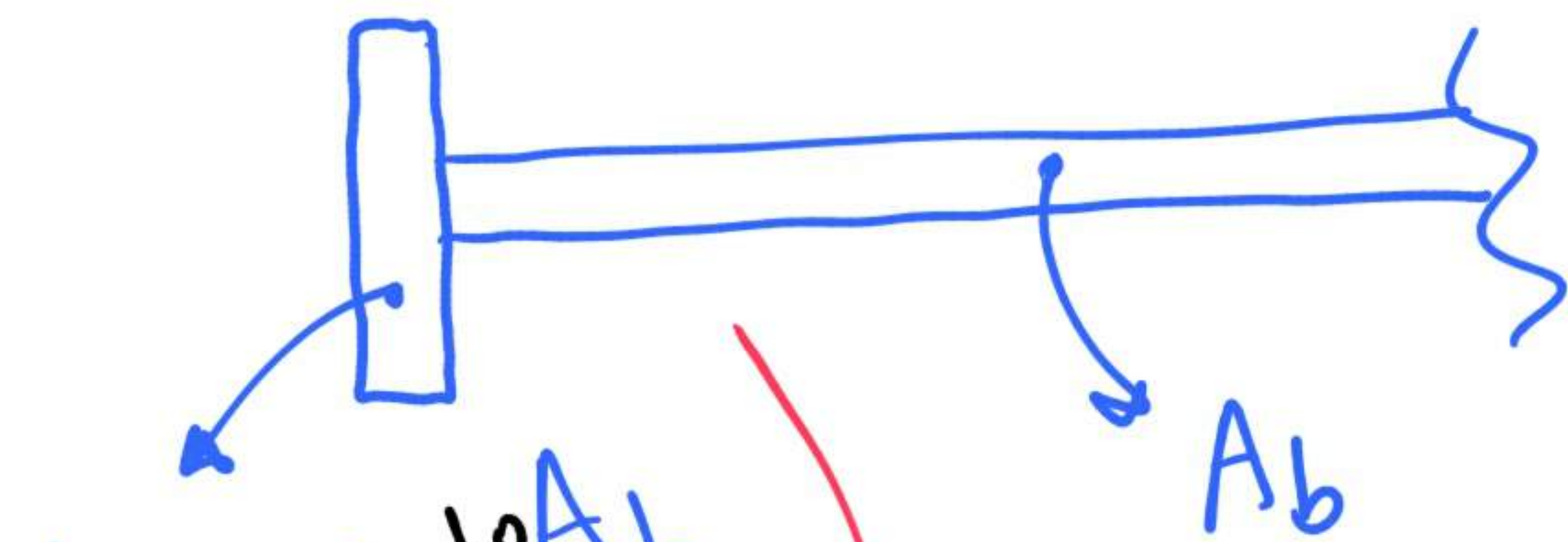
قطر معادل ← از (رابطه) مساحت کل و مساحت دایره بدست می آید

$$\frac{\pi d^2}{4} = 12.56 \leftarrow 4 \times 3.14 \leftarrow 4 \Phi 20$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \times 12.56}{\pi}} = 4 \text{ cm} \leftarrow \text{قطر معادل}$$

head bar

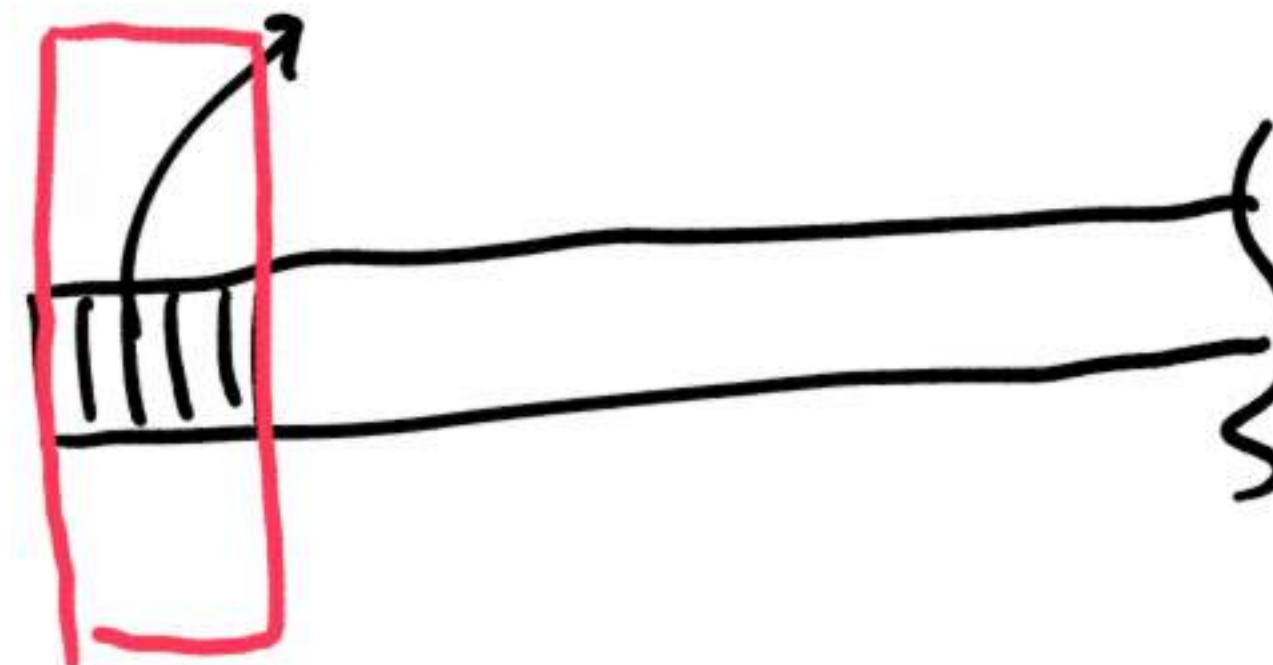
میله‌ها دارای سر



$$A_{head} > 10 A_b$$

$$f_y > 350 \text{ MPa}$$

رو لنگ



* کار در میله‌ها در ص ۷۲

کامپیوتر (در همه موارد)

ن

تعیین؟ ۱) برای 5Φ25 قطر معادل گره میلگرد چه مقدار است؟ ← 5 میلگرد گرهی نمی شود

۲) مقدار مجاز از رابا طول برای A_s, A_{10} میلگرد $\Phi 12, \Phi 16$ از نوع S240

$\Phi 16: A_{10} \rightarrow L = 10 \times 16 = 160^{mm}$
 $L' = 160 \times 1.18 = 188.8^{mm}$ رابست آورد.
 اقتباس 28.8^{mm} طول داشته باشد

۳) اگر یک کلاف افقی تحت نیرو محوری قرار گیرد با علم بر آنه مقاومت فشاری بتن تابع

$0.85 f'_c$ و میلگرد در فشار تابع $A_{st} f_y$ می باشد نیروی مجاز چه مقدار است

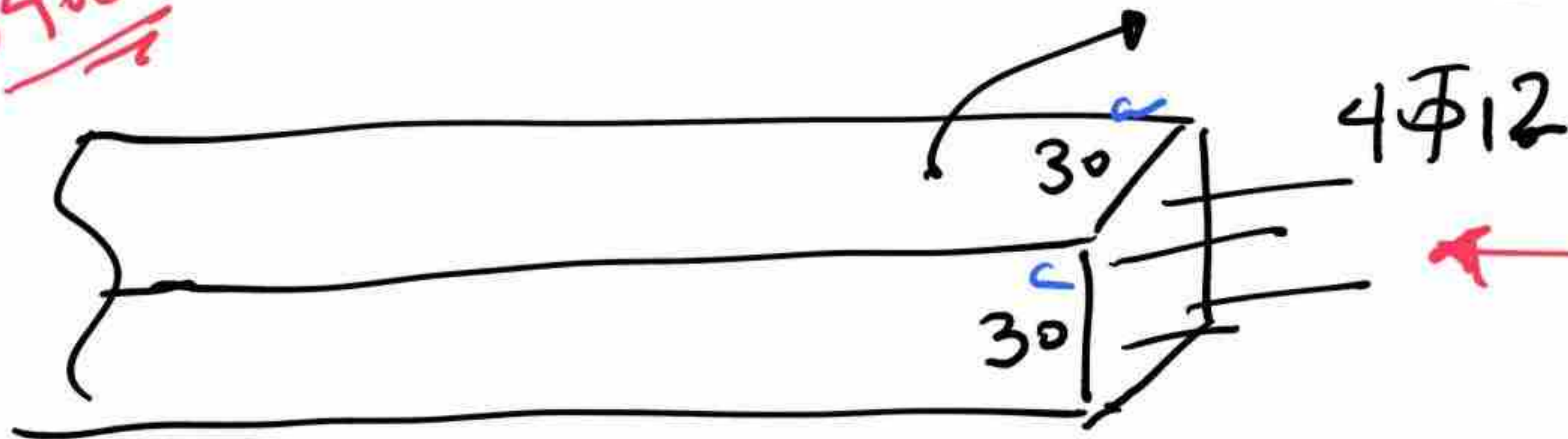
میلگرد لایه A
 S400

مساحت میلگرد

$$f'_c = 22 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

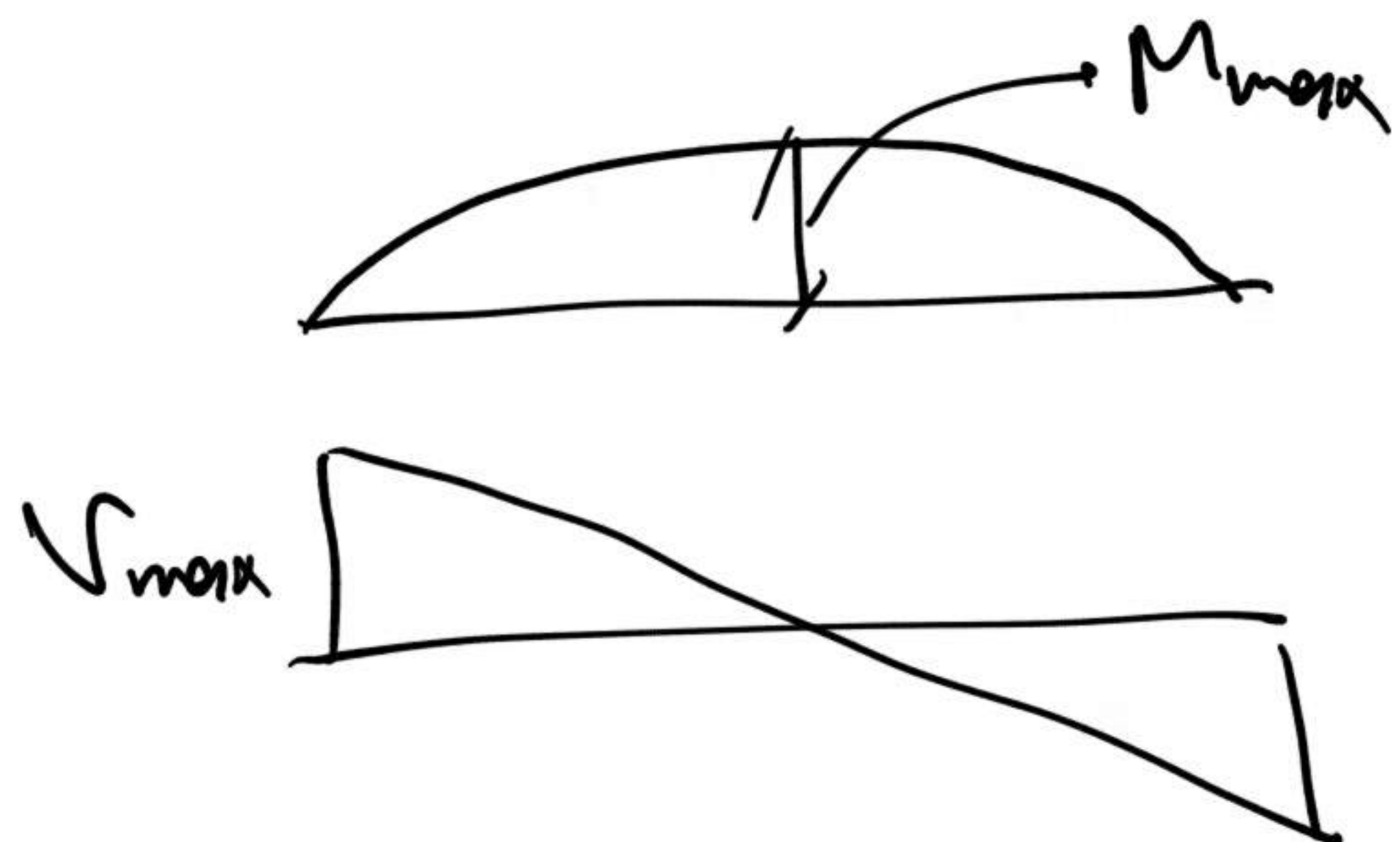
$$F = ? \quad P = \sigma \times A$$



* برای تیرهای دوسر سازه ، دوسر گیردار ، و طره

روابط حد اکثر برش ، محسوس و تغییر شکل تحت بار یکنواخت نوشته شود.

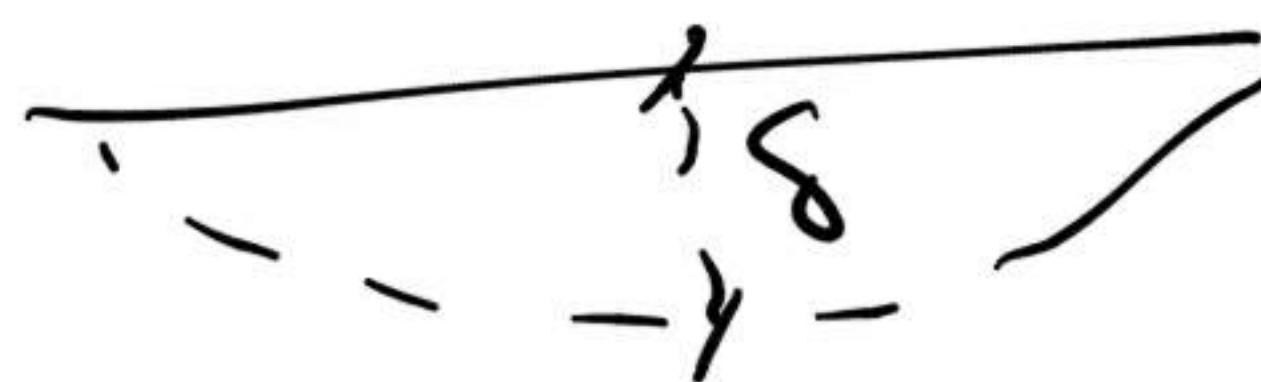
* روابط سفتی محوری ستونها با شرایط گاهی مختلف



تیر دوسر سازه



$$\frac{12EI}{L^3}$$



* که دوره قبل از سال ۹۶ مطابق طبقه بندی ارائه شده تعریف کرد

۹۹/۱۰/۱۳

حلبه سون

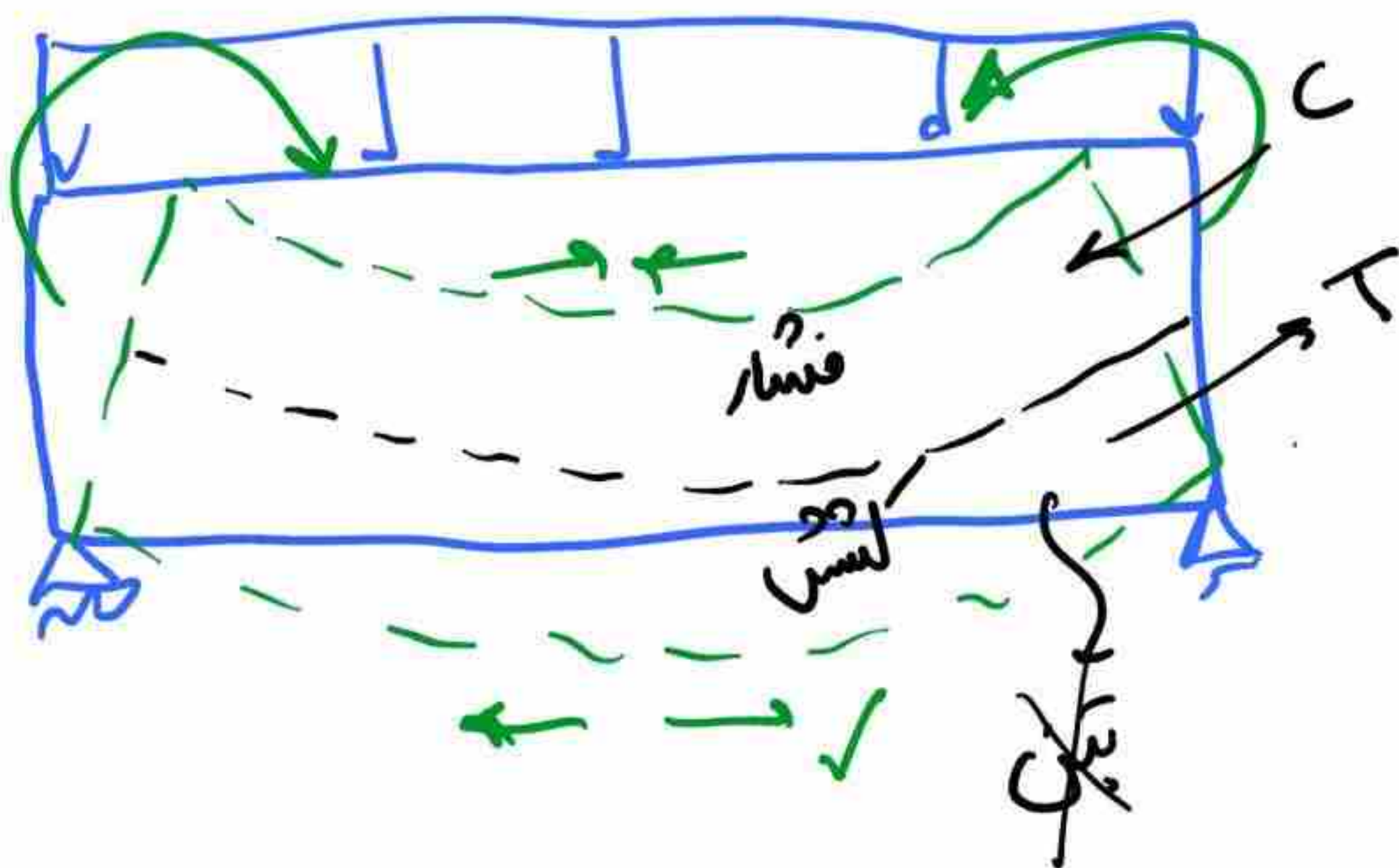
تین

$$= 0.85 f'_c \times A_g$$

فولاد

$$= A_{st} \times f_y$$

$$4 \times 1.13 = 4.42 \text{ cm}^2$$



$$22 \text{ MPa} = 220 \text{ Kg/cm}^2$$

$$30^2 = 900 \text{ cm}^2$$

موجب تین ۳ حلبه تین

$$(0.85 \times 220 \times 900) + (4.42 \times 4000) =$$

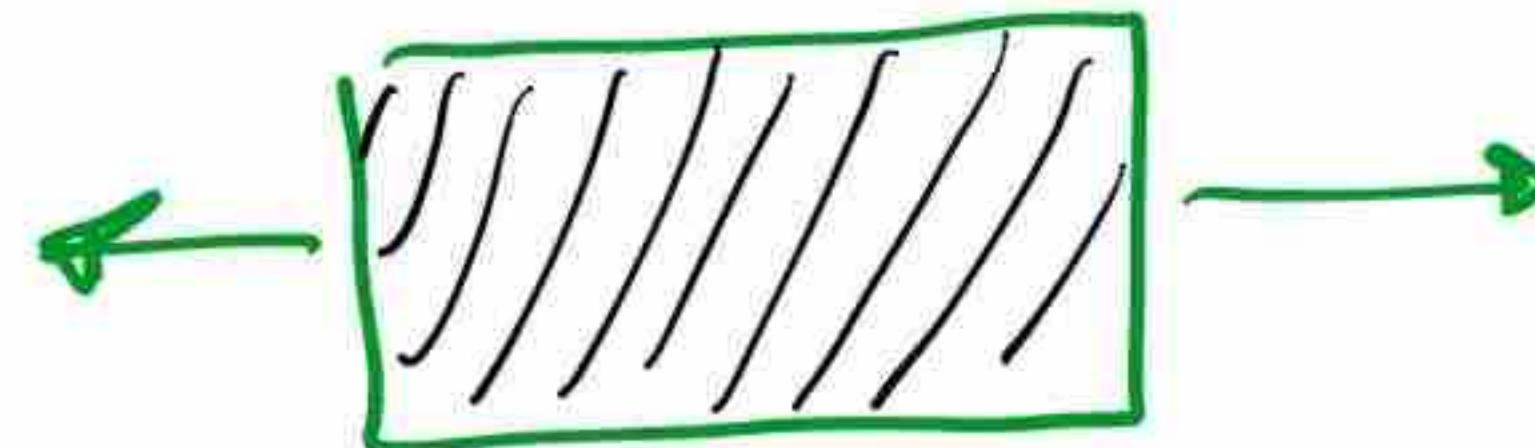
$$F = 185980 \text{ Kg}$$

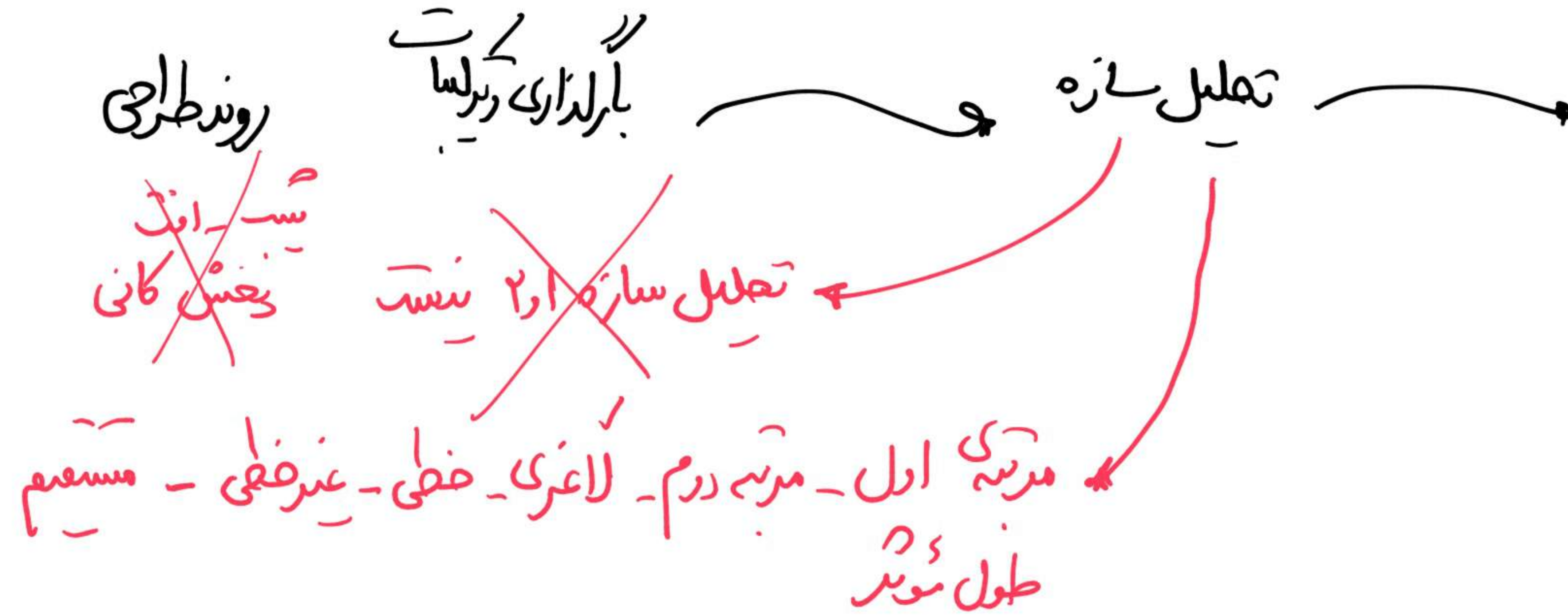
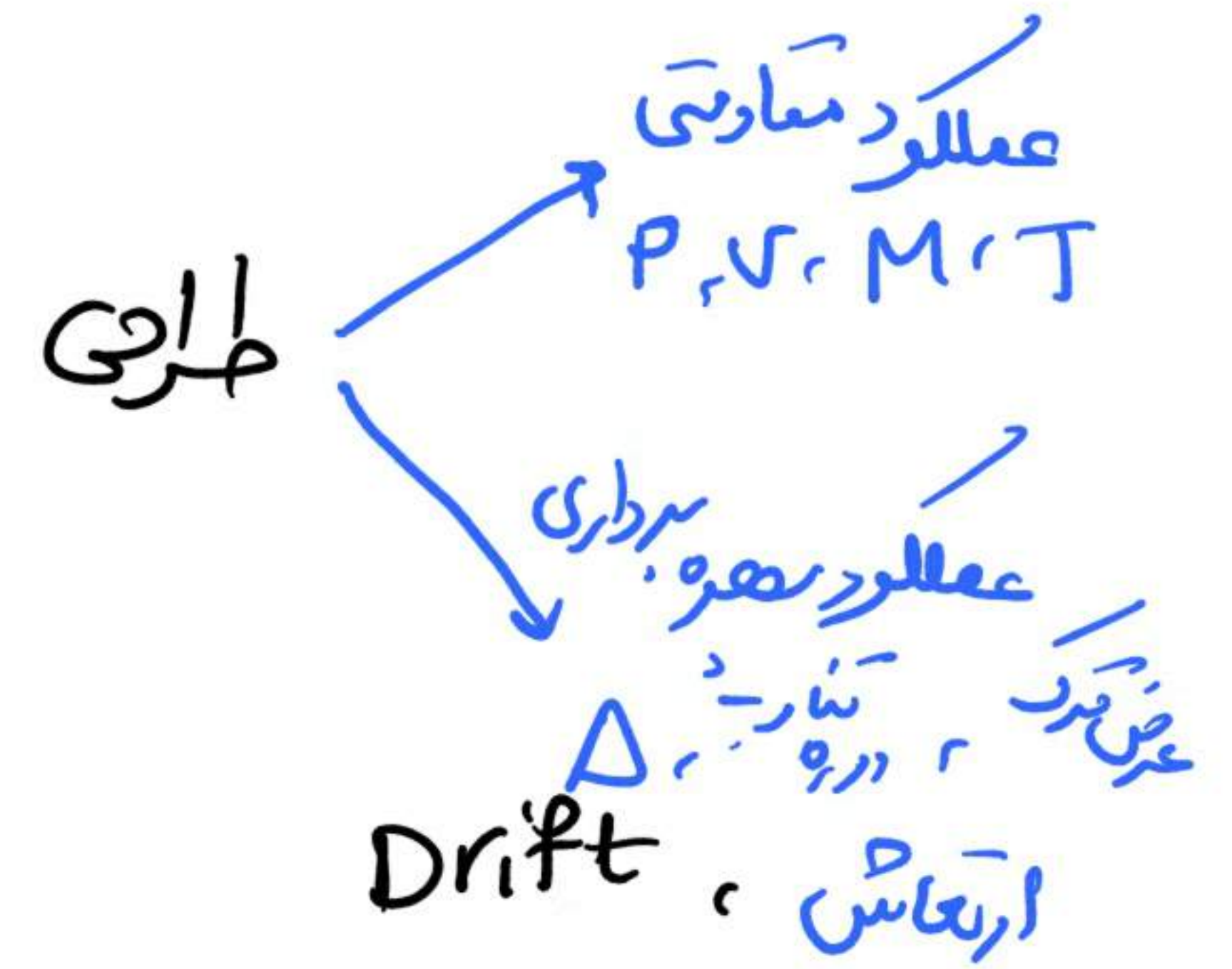
ک عضوهای

با ابعاد کم نزدیک به

۱۸۵ تن نیرو می تواند تحمل کند

$$0.62 \lambda \sqrt{f'_c}$$





* اثرات لاغری :

در تعریف مهار بودن یا نبودن سازه از باب سیری جانبی مطرح می شود که

اگرچه **ساخته های پایداری** Q ، θ نسبت می دهند. مثلاً اگر ساخته های پایداری زیر 5٪

بایسته سازه دارای مهار جانبی تلقی می شود. اگر ساخته های پایداری زیر 10٪ بایسته می توان

$$Q < 1.5$$

نیز ۱-۲-۳-۴-۵-۶-۷-۸-۹

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} \times l_c}$$

تفسیر مکان
نسبی (مرتبه اول)
در انتهای سرن

اثر $P-\Delta$ صرف نظر کردن

نست الف
در فصول شکل و تحلیل مرتبه دوم بابل

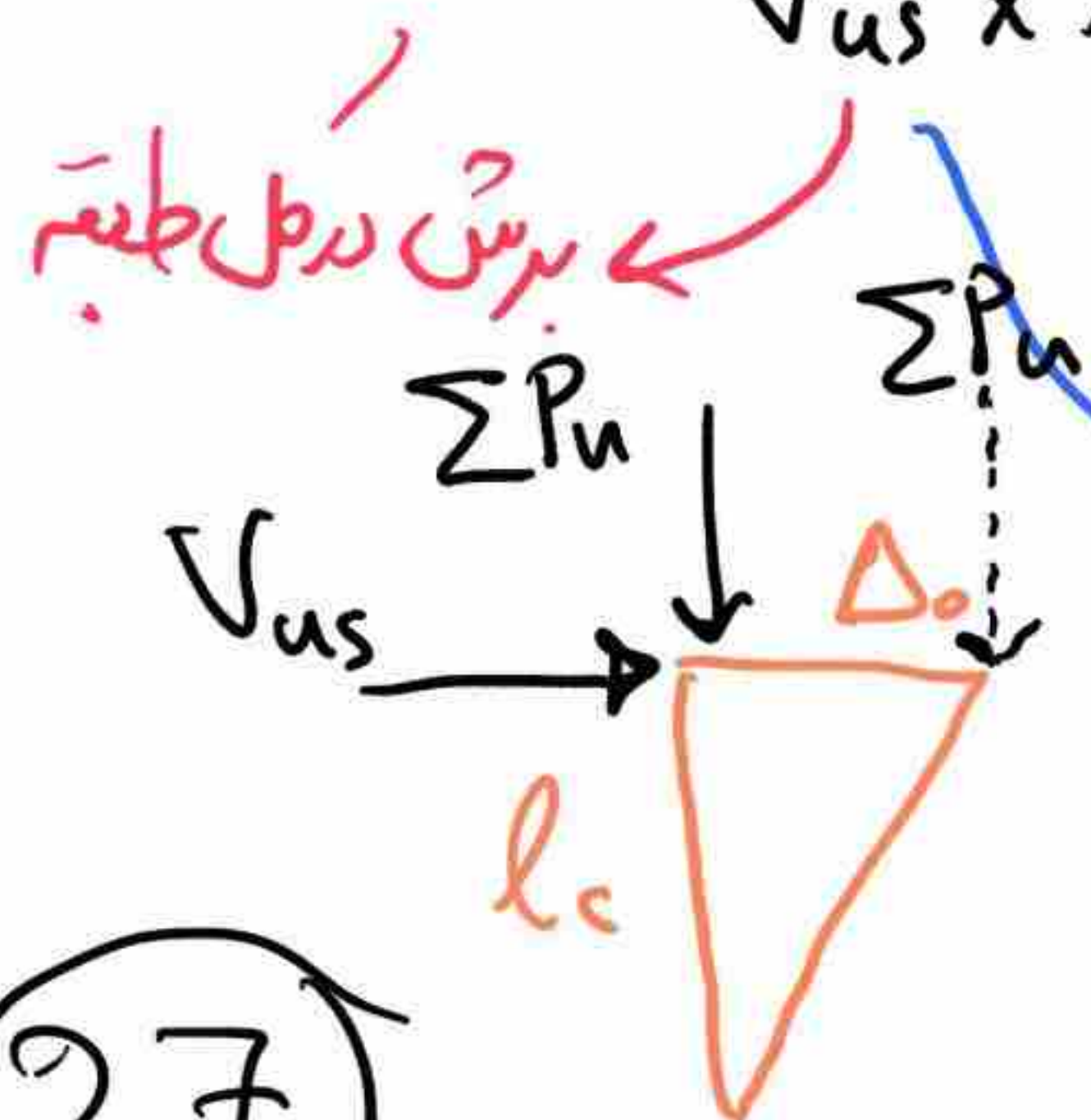
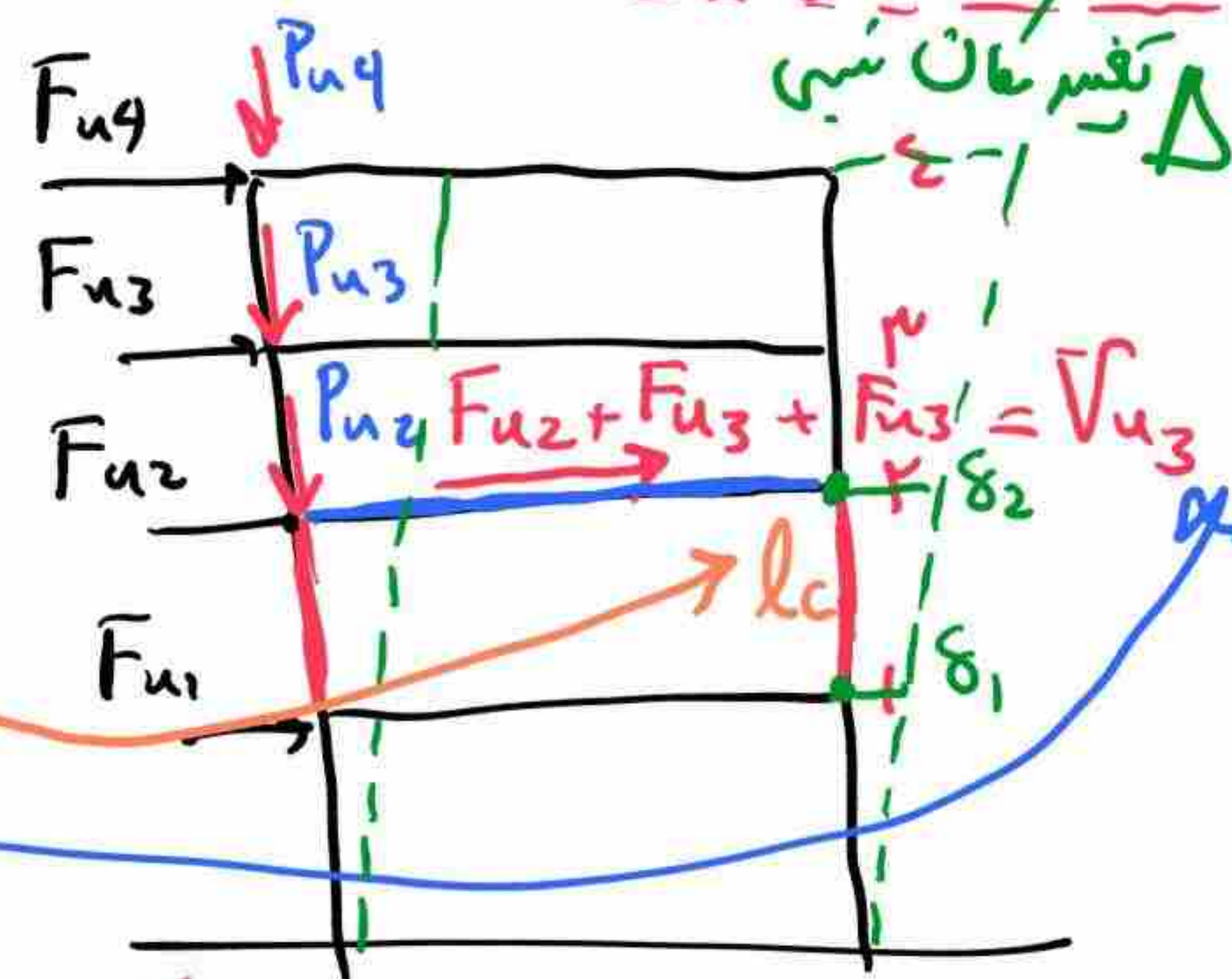
$$\Delta_2 = \delta_2 - \delta_1$$

تفسیر مکان نسبی

روستری برای مهار بودن سازه

مطرح است که در مرتبه فوق

اکثره سازه



$$V_{us} \times l_c = \text{لنگر ناشی از انحراف}$$

$$\sum P_u \times \Delta_o = P-\Delta$$

سطح صرف نظر کردن
از اثرات لاغری

$$\frac{K l_u}{r} \leq 22$$

الف) در ستونهای مهار شده
 $Q \geq 0.5$

ب) در ستونهای مهار شده
 $Q < 0.5$

$$\frac{K l_u}{r} \leq \min \left\{ 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right), \underline{40} \right\}$$



مثبت $\frac{M_1}{M_2}$



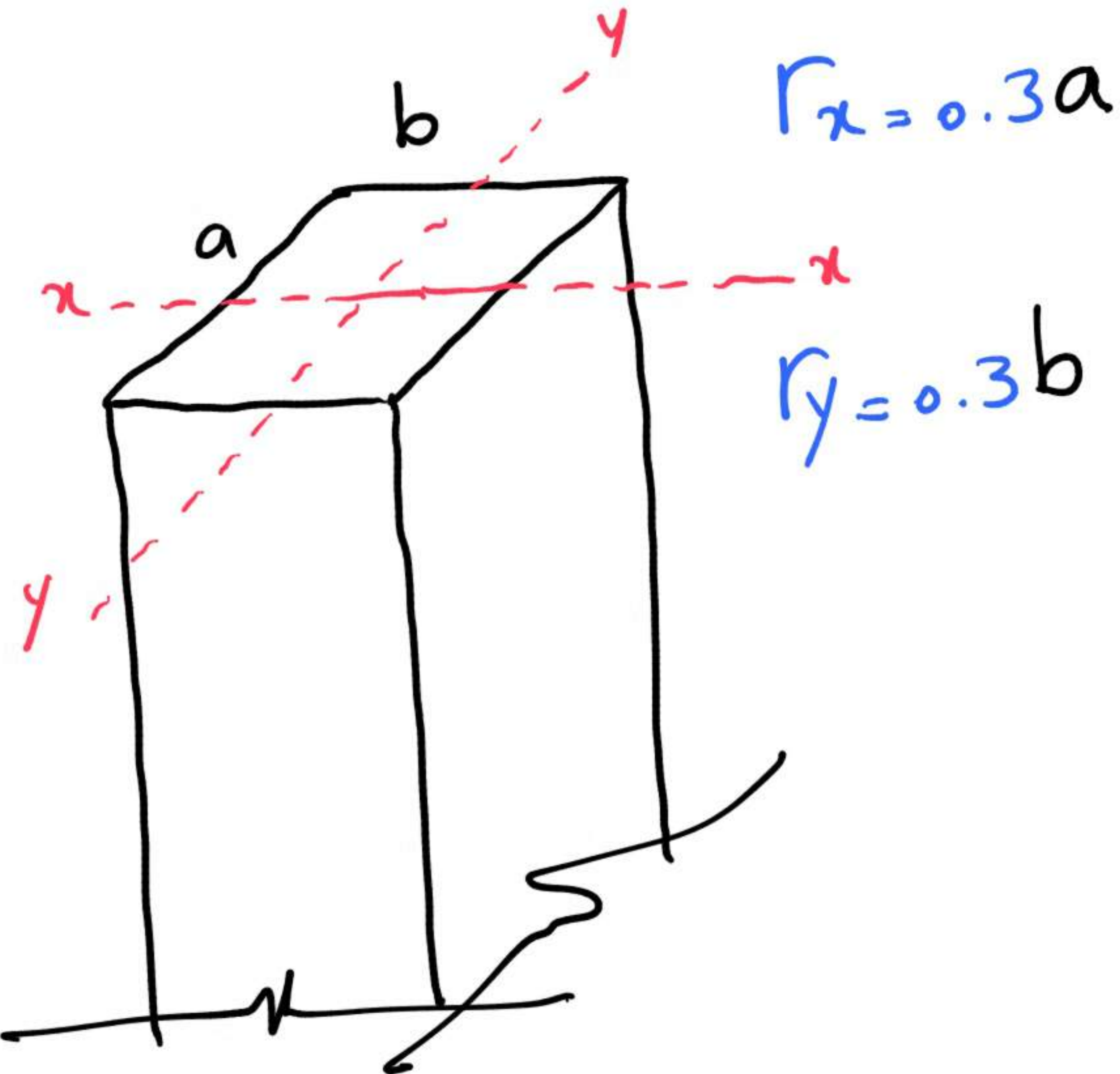
منفی $\frac{M_1}{M_2}$

*

مفاتيح

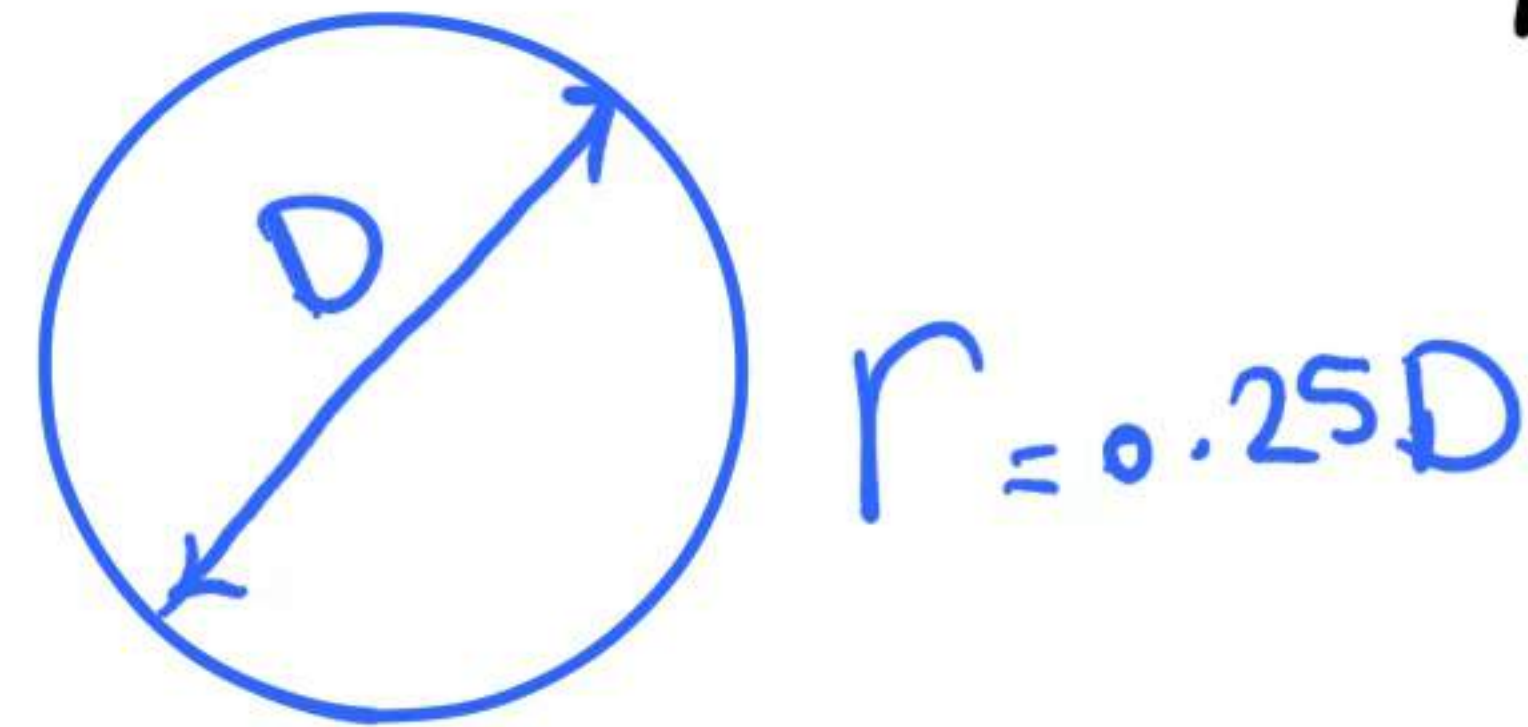
$$\sum K_{\text{Braces}} \geq 12 \sum K_{\text{columns}_{\text{story}}}$$

مستوى، معاً ✓
است



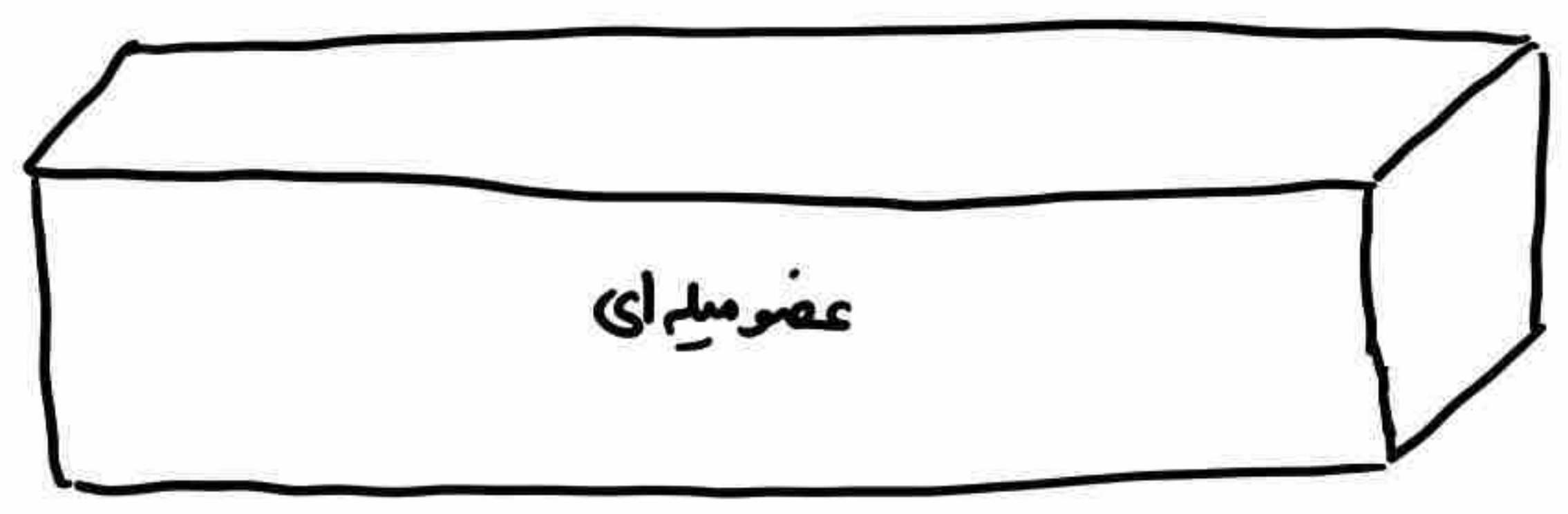
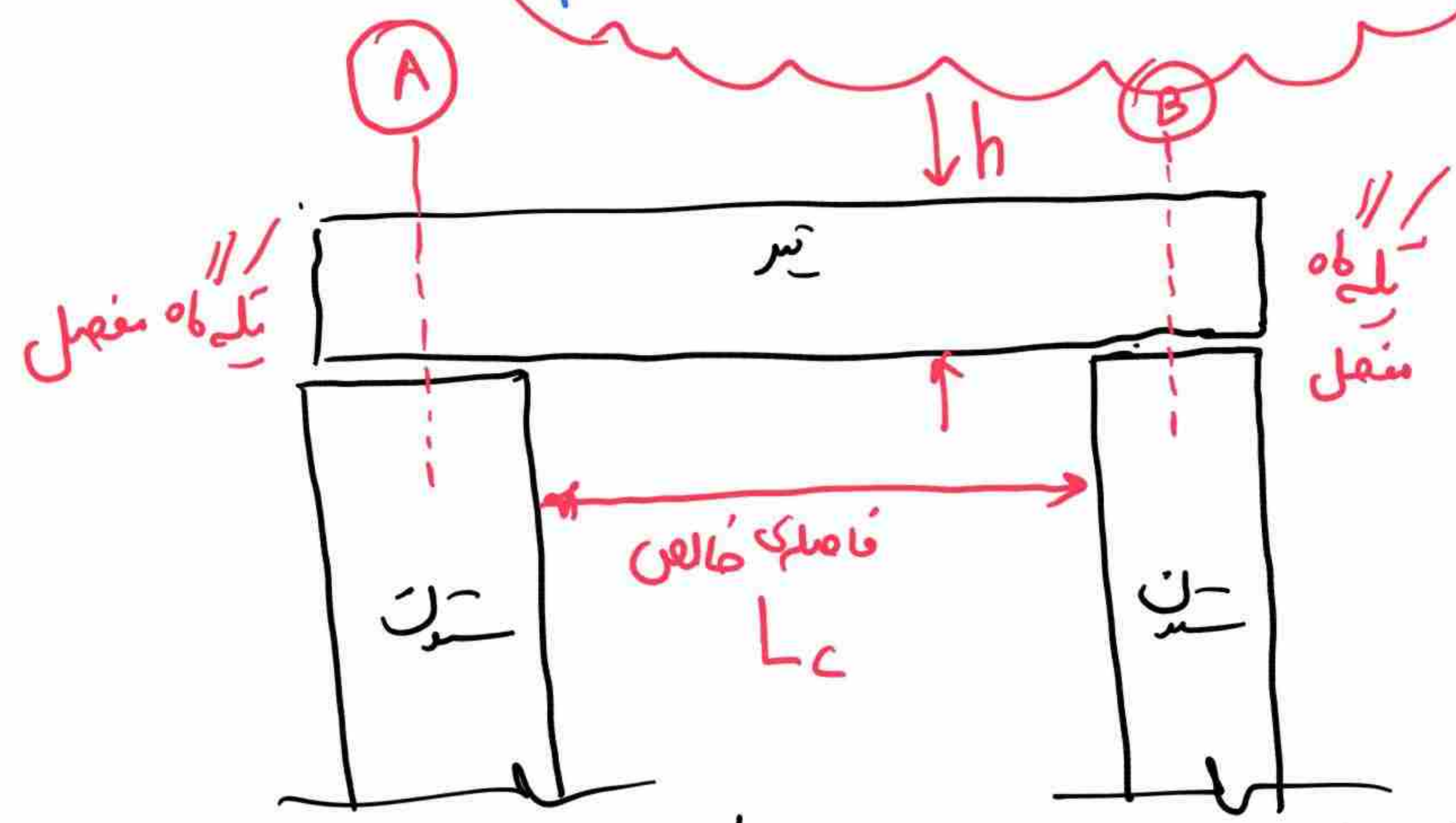
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

*



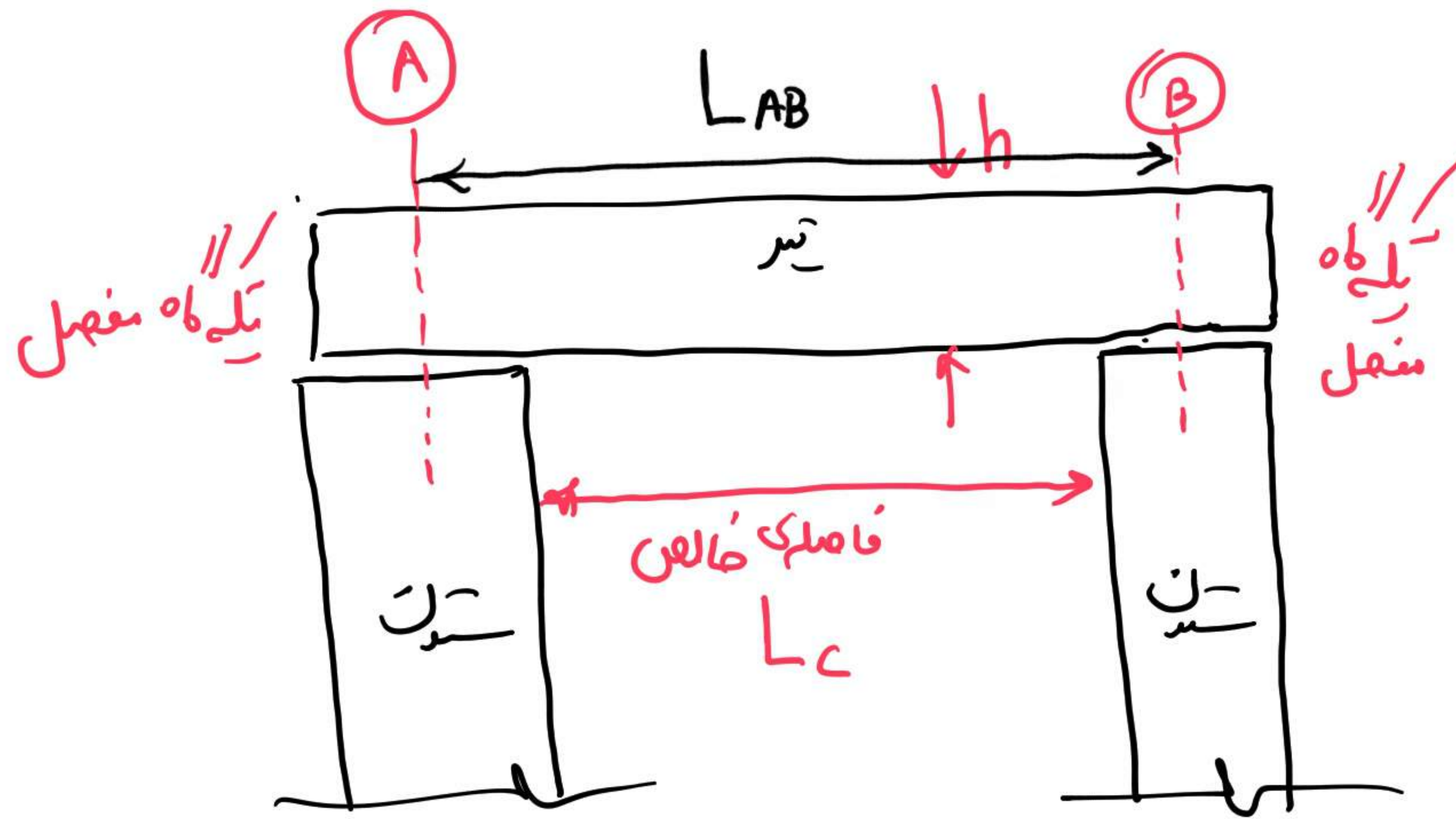


$M \leq 1.4 M$
تحلیل مرتبه اول
تحلیل مرتبه دوم



$L_c \geq 2h$

الترتبه ماه گیردار باشد این طول باید $L_c \geq 4h$ شود در غیر این صورت
به آن تیر عینی می گوئیم



* طول دهانی مؤثر:

مست ۲۰ (مهر ۹۸)

$$L_c = 10.8 \text{ m}$$

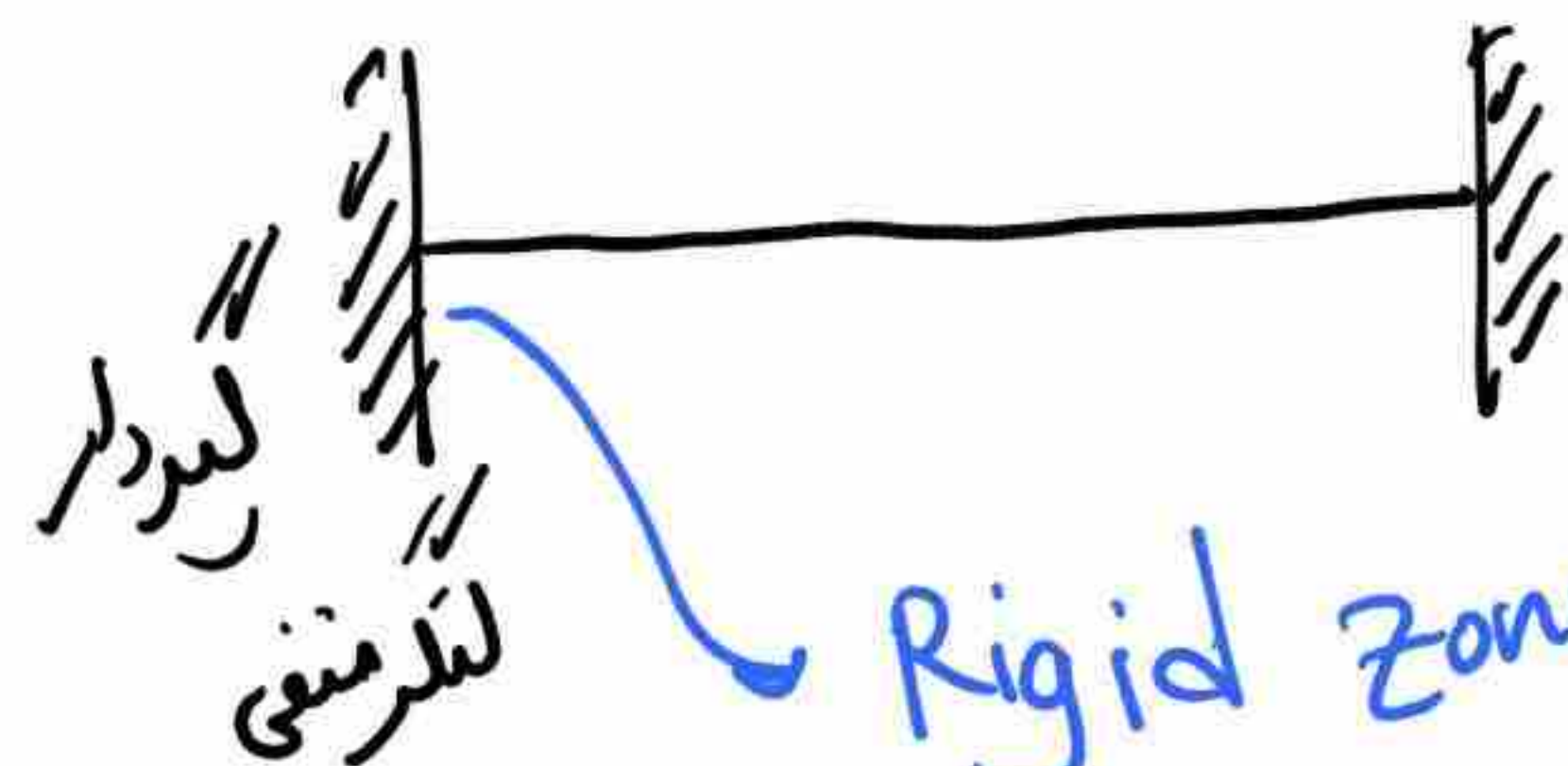
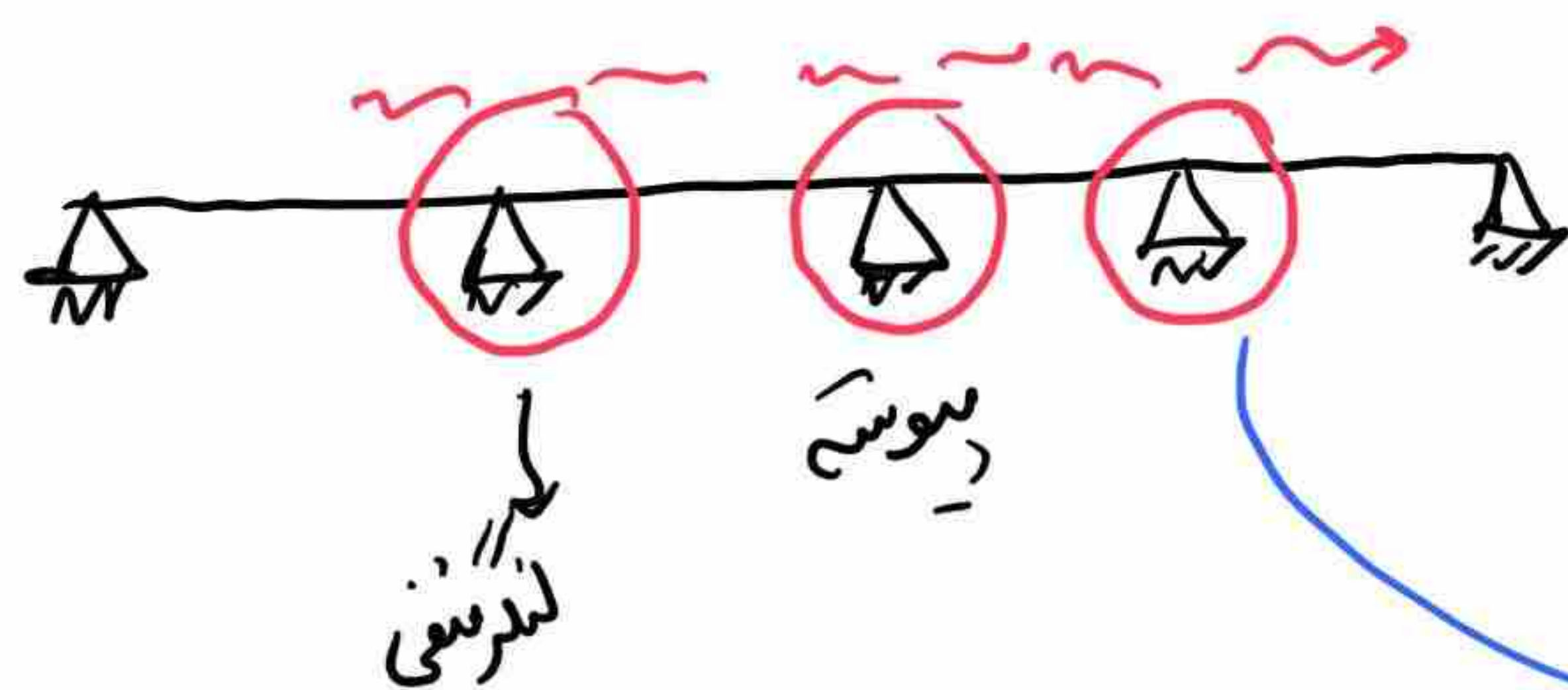
$$h = 0.8 \text{ m} = 800 \text{ mm}$$

$$L_{AB} = 10.8 + 1.2 = 12 \text{ m}$$

$$\text{طول دهانه آزاد} = \min \begin{cases} 10.8 + 0.8 = 11.6 \text{ m} \\ 12 \end{cases}$$

گزیده ۲

$$\underline{\underline{\text{تکریف دهانی مؤثر}}} = \min \begin{cases} L_c + h \\ L_{AB} \text{ فاصله محور تا محور} \end{cases}$$

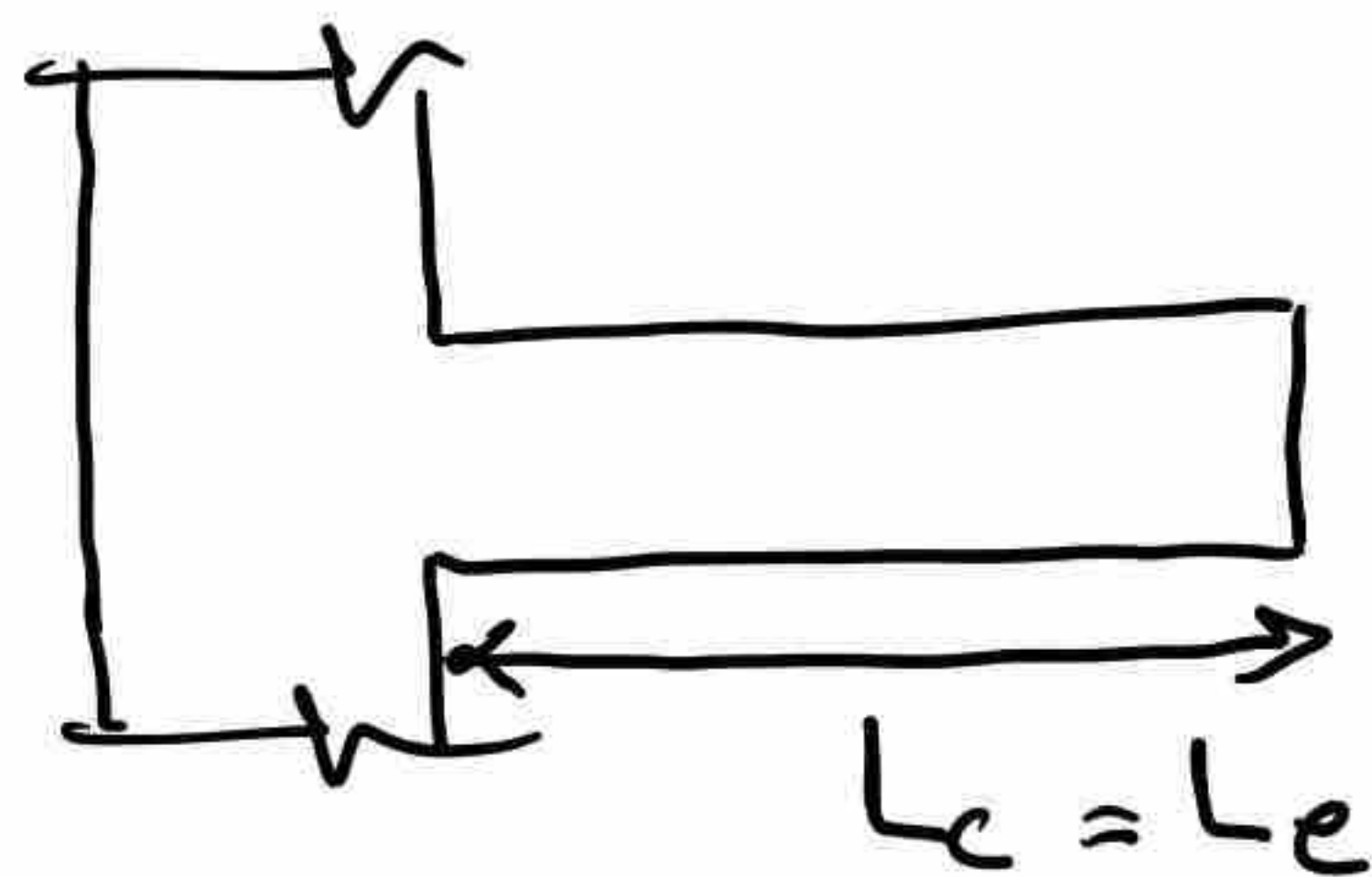
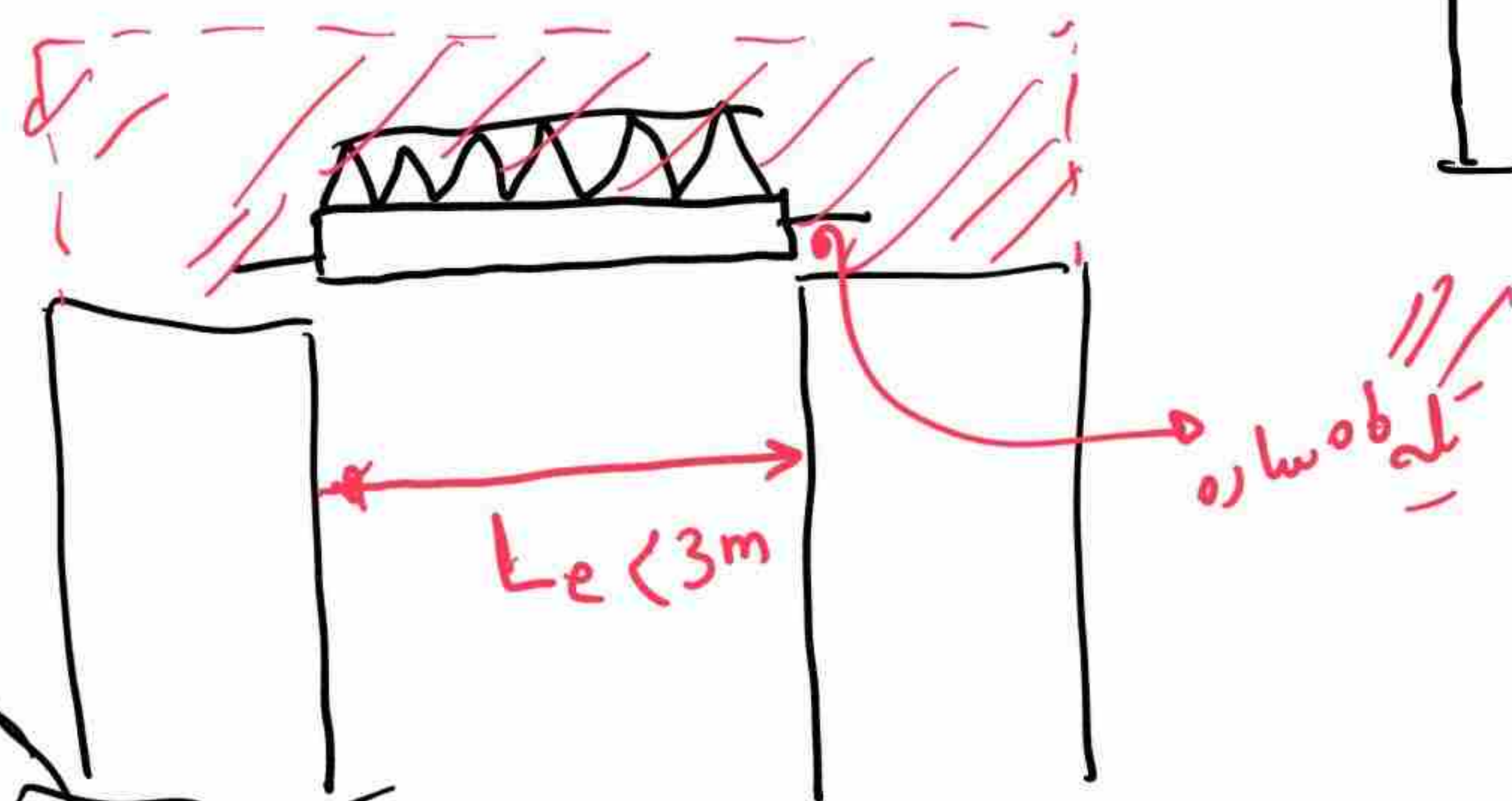


Rigid Zone Factor (End offset)

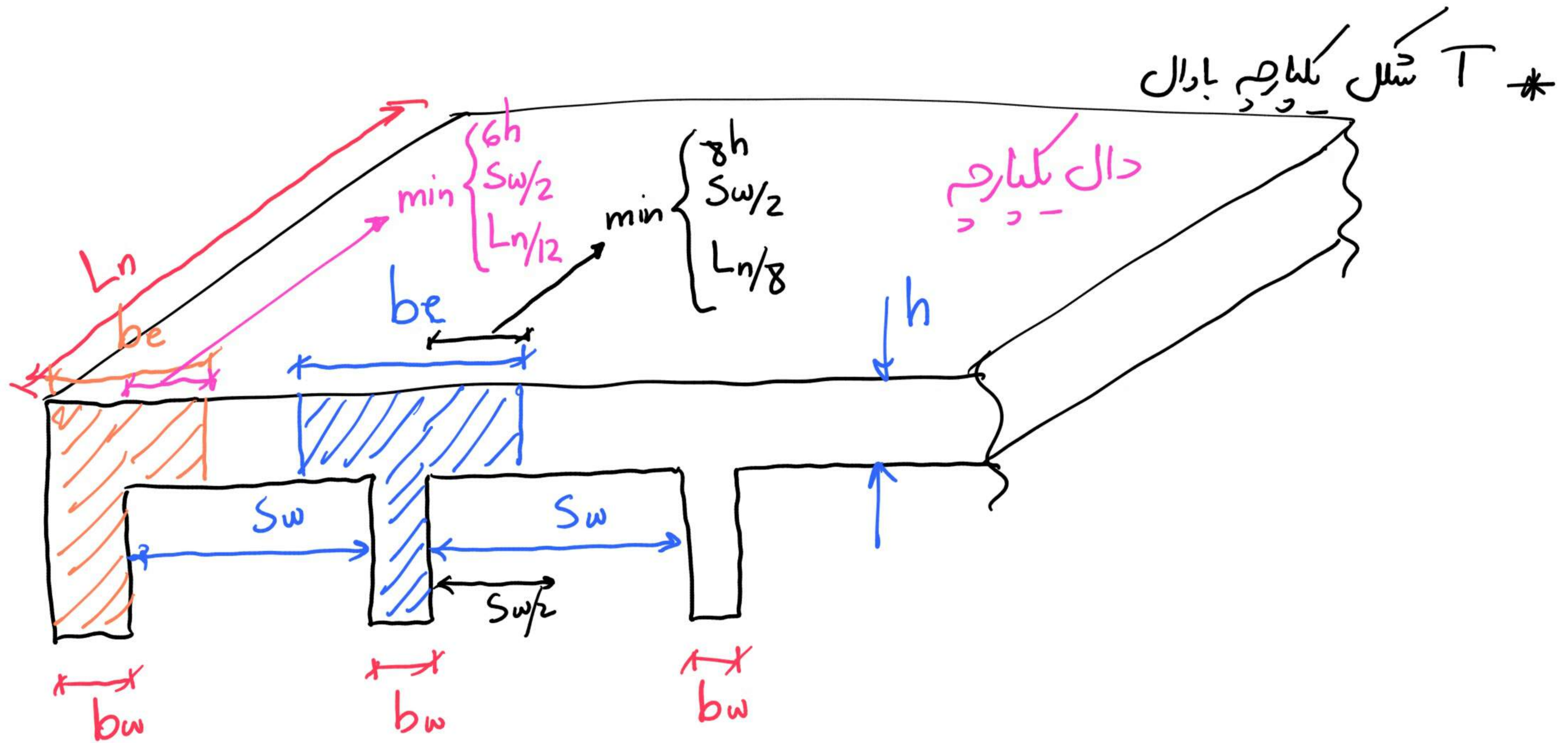
نوعی صلب انتهای

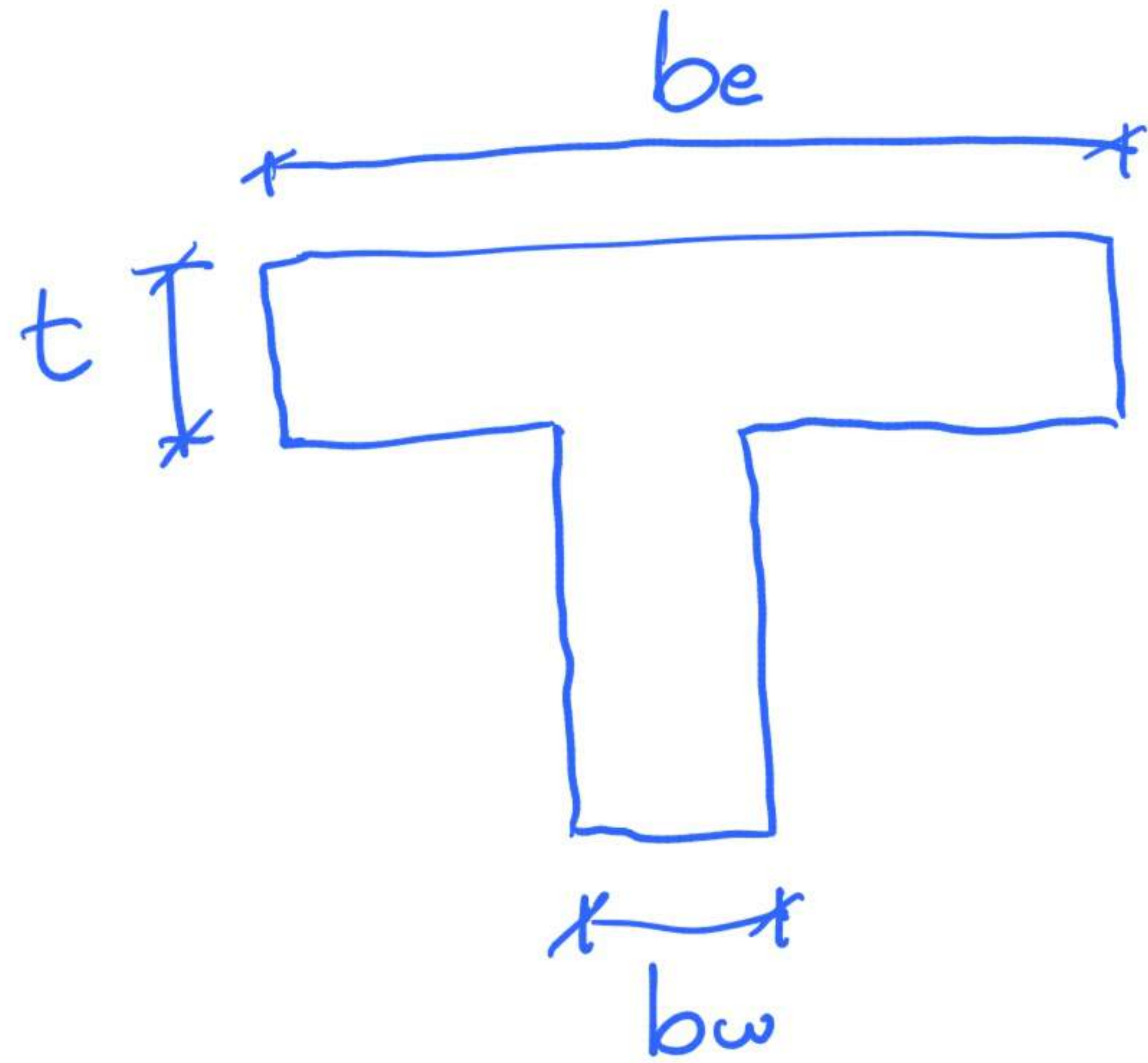
ETABS

* دال توپر یک طرفه + شیب بار دهانه کمتر از 3m



* طول مؤثر صاف





* T شال منفر (مجزا)

$$t \geq 0.5 b_w$$

$$b_e \leq 4 b_w$$

حل سب ۳ - ص ۹۹

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$b_e = 2(75) + 500 = 2000 \text{ mm}$$

$$t = 250 \text{ mm}$$

$$t = 250 \geq 0.5 \times 500 = 250 \text{ mm} \checkmark$$

$$b_e = 2000 \leq 4 \times 500 = 2000 \text{ mm} \checkmark$$

دایع گزینہ ۲

صدمان بارزنده ؟ بارزنده قابل توجه ؟ اگر بارزنده بزرگتر یا مساوی 75٪ بار مرده باشد قابل توجه

است .

سیرم

درتجاری بارزنده نسبت به بارمرده سیرم 450 Kg/m^2 = کدبانوم

قابل توجه است .

$$L = 200 \text{ Kg/m}^2 \text{ مسکونی}$$

$$L = 250 \text{ Kg/m}^2 \text{ اداری}$$

$$L = 150 \text{ Kg/m}^2 \text{ سبب اتمام سقف}$$

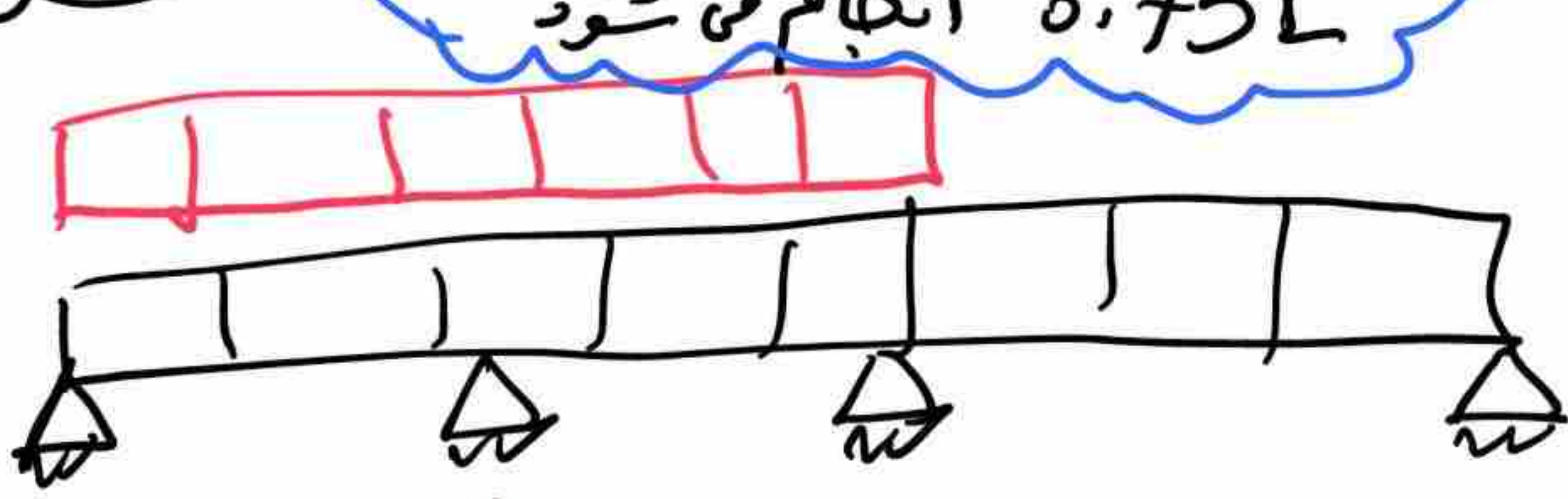
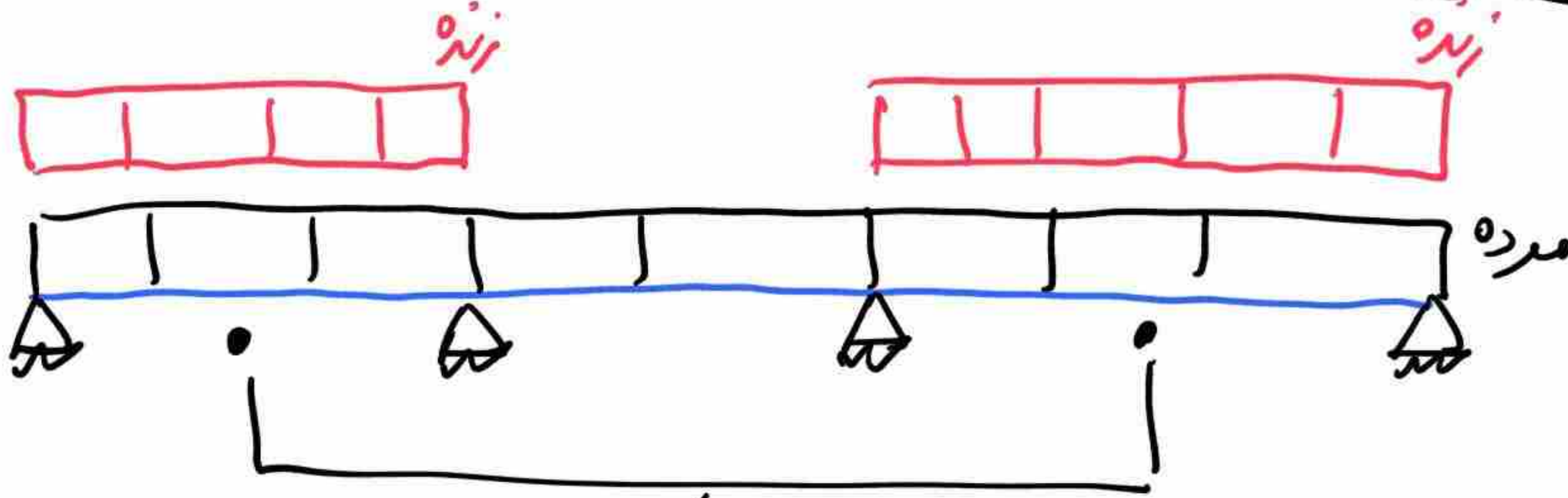
$$L = 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ تجاری}$$

$$520 \text{ Kg/m}^2 = \text{دوبل}$$

$$700 \text{ Kg/m}^2 = \text{دال در طرفه}$$

درشددال یک طرفه

برای دال در طرفه اگر بارزنده قابل توجه باشد آنگاه ای 75٪ انجام می شود



لنر منفی بکاه و سطح افزایش می یابد

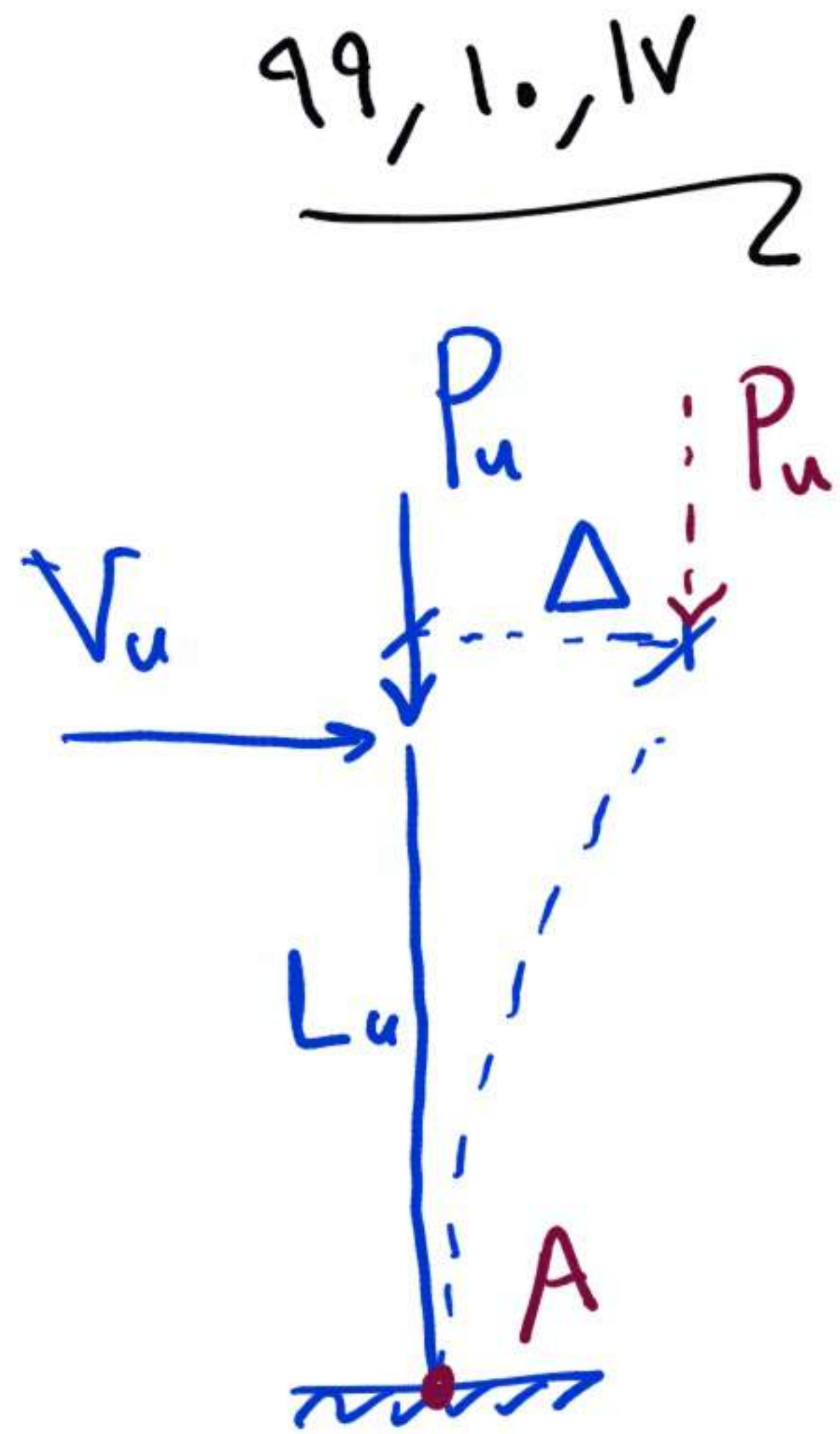
لنر مثبت افزایش می یابد

جلسه چهارم؟

* تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول

سستونها
 ← کوبانه (چاق)
 ← لاغر (معارضه و معارنسه)

بیش = $\frac{\text{لنر}}{\text{طول}}$
 $\frac{M}{l} = V$

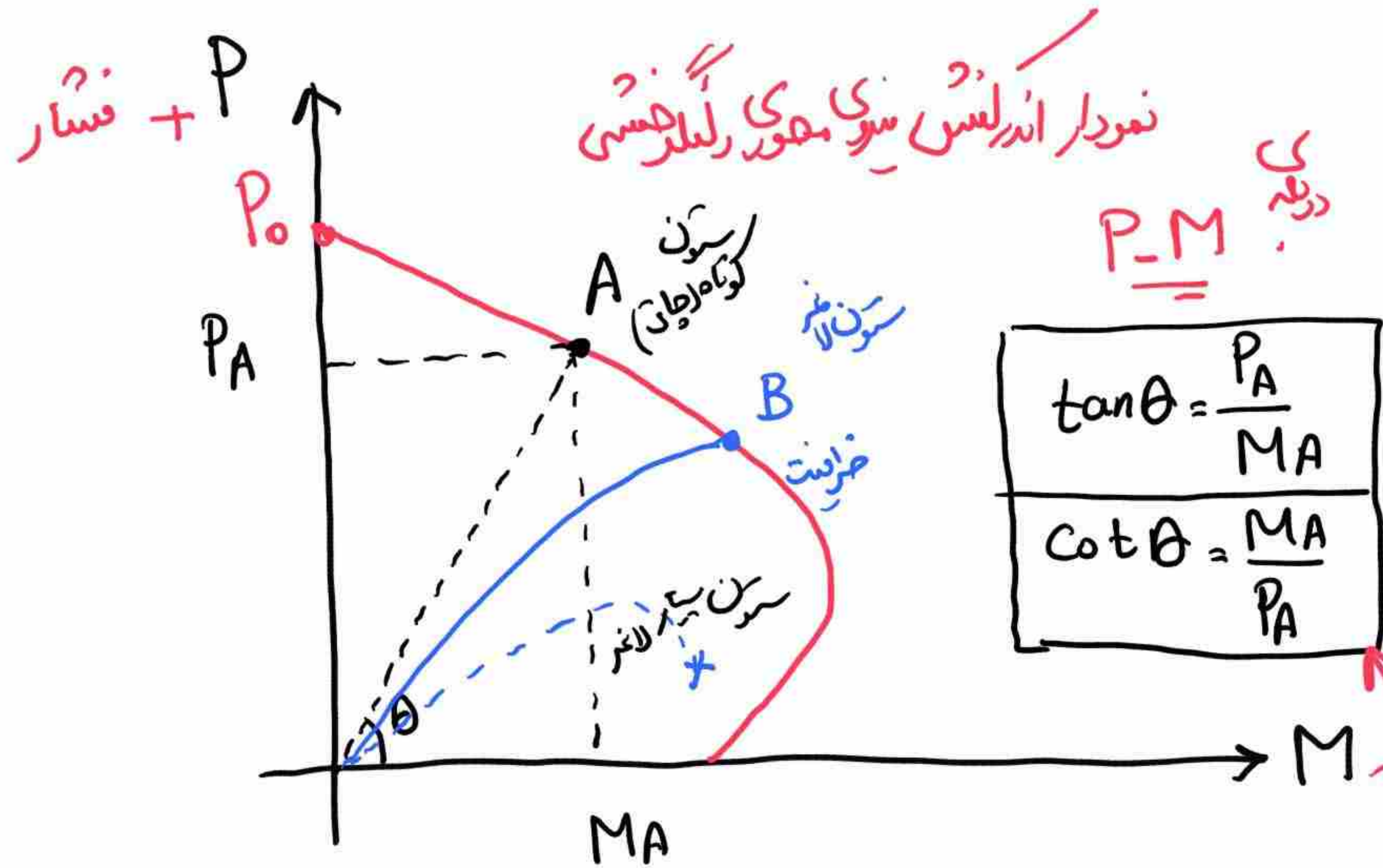


$$M_A = (V_u \times L_u) + (P_u \times \Delta)$$

لنر اصلی (ارلی)
 لنر ثانویه

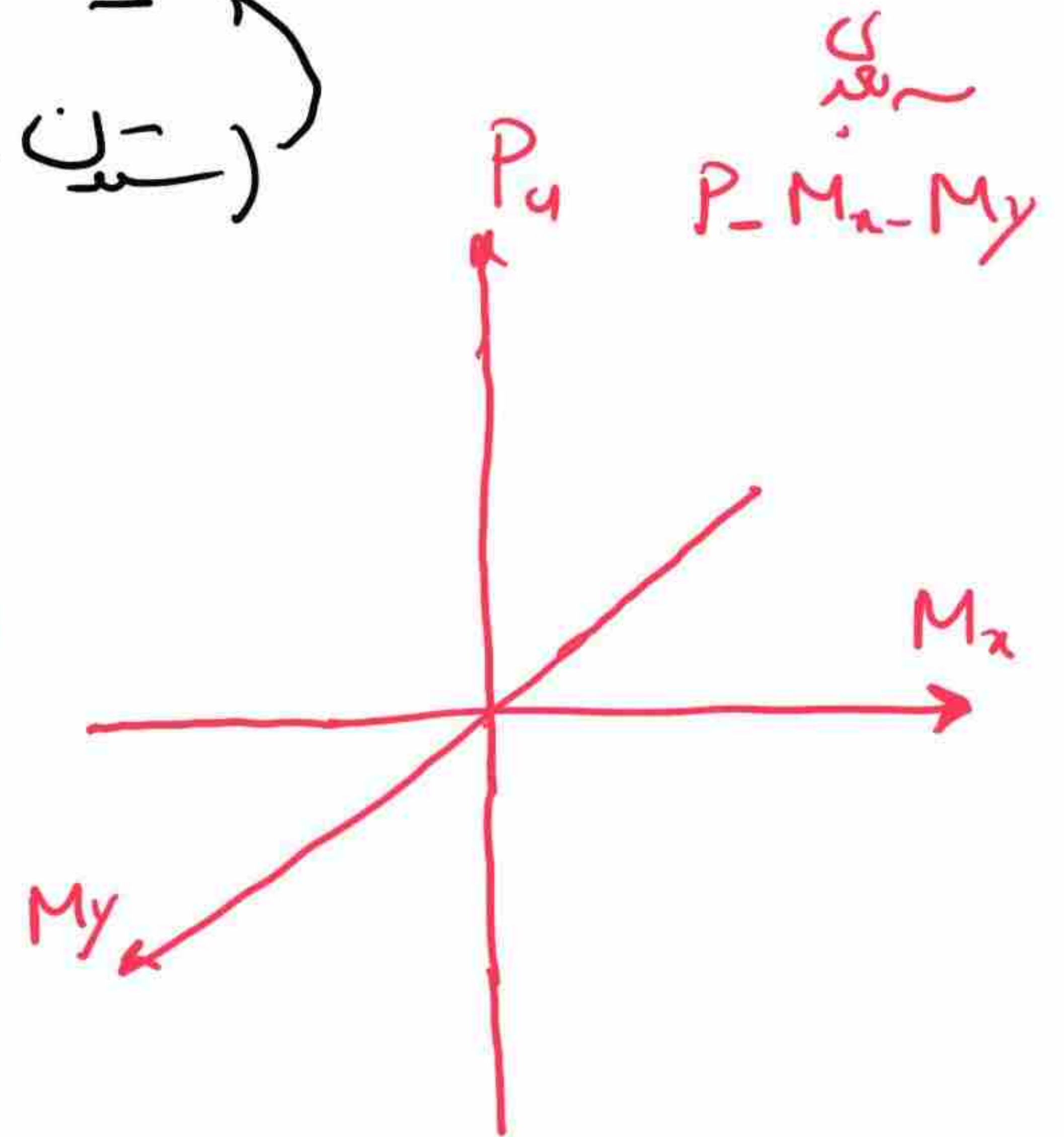
بیش ثانویه

36



رقتار تیر-ستونی

(ستون بالگرهسی)



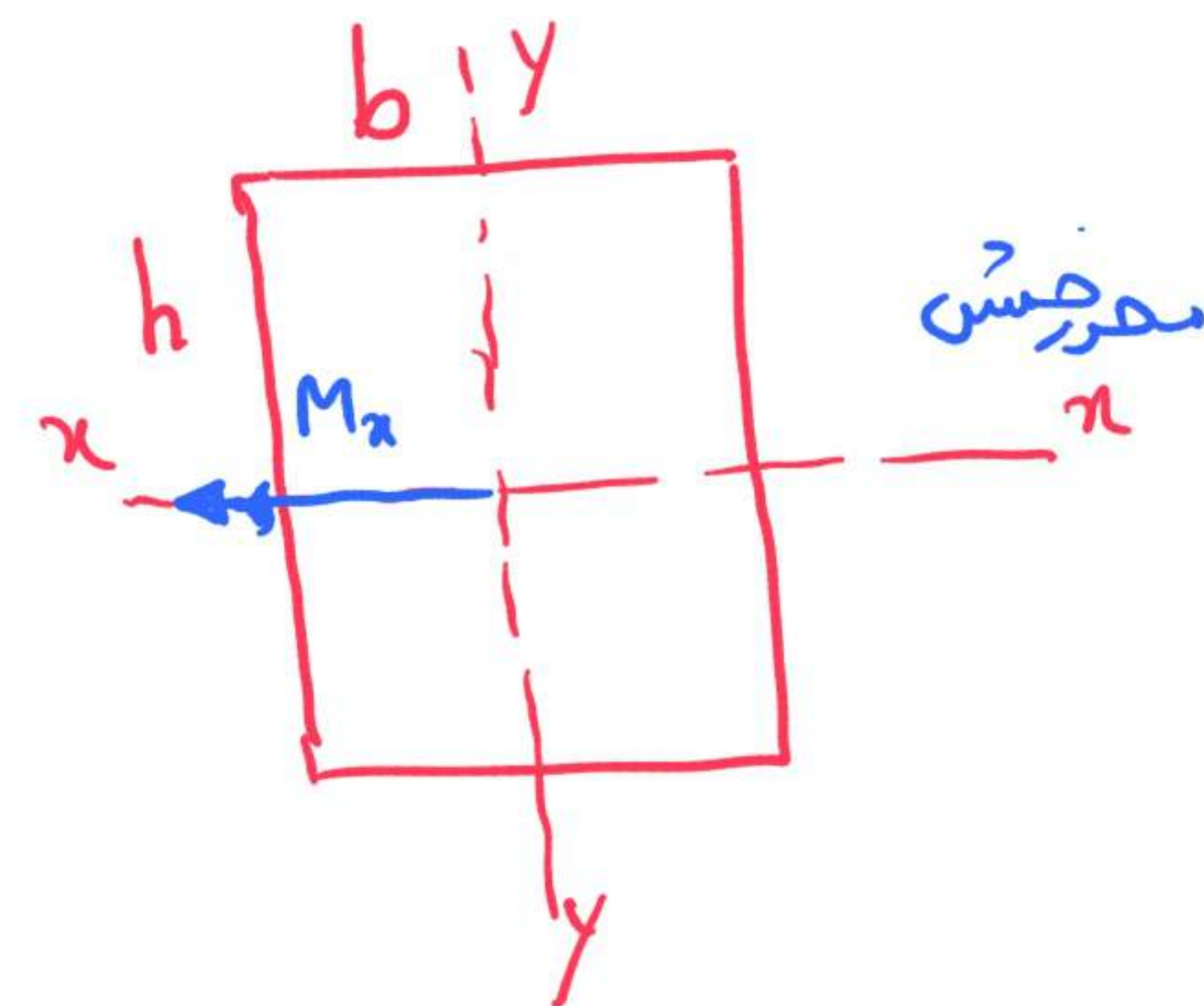
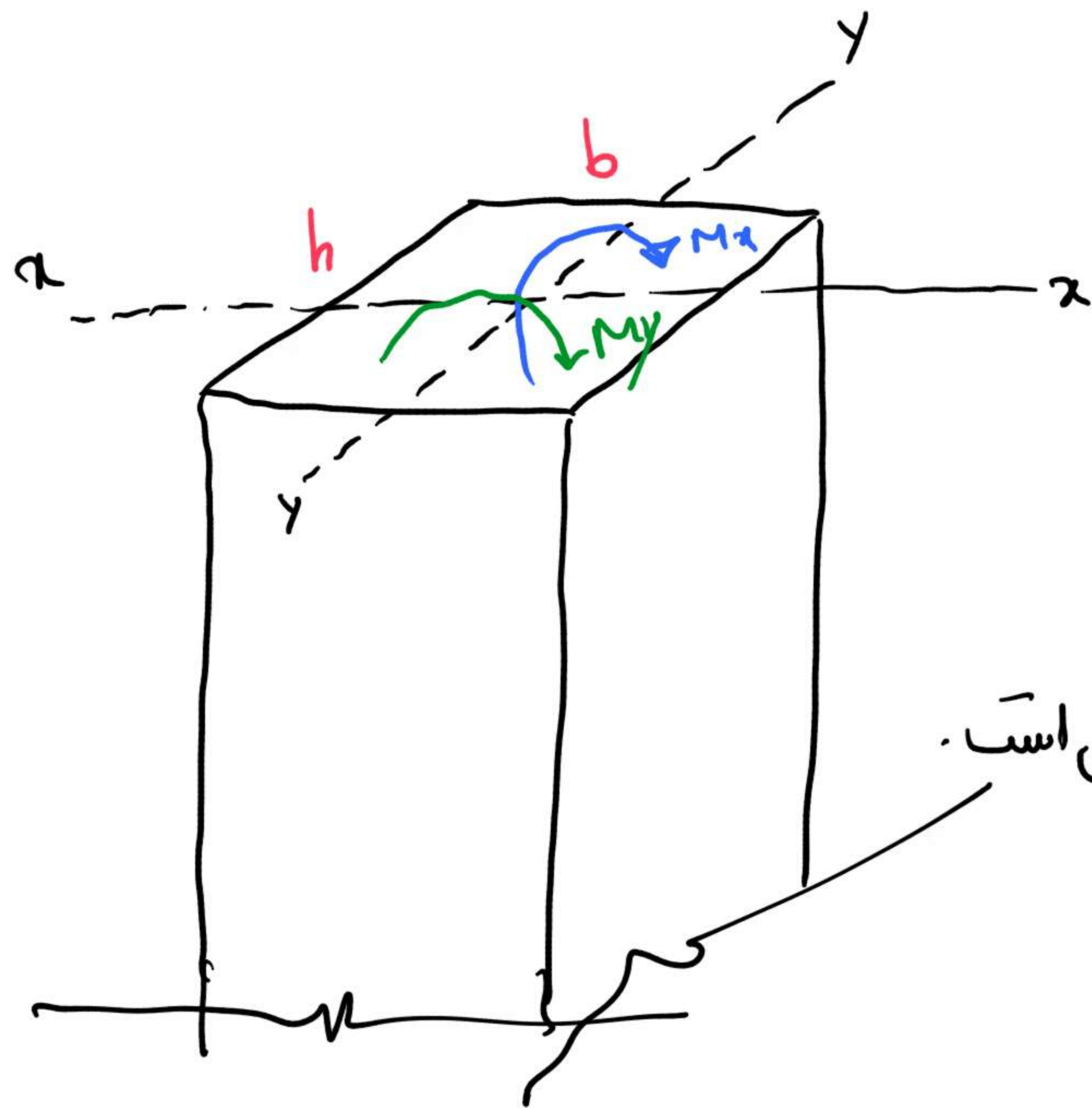
$$M = P \times e$$

نیرو P

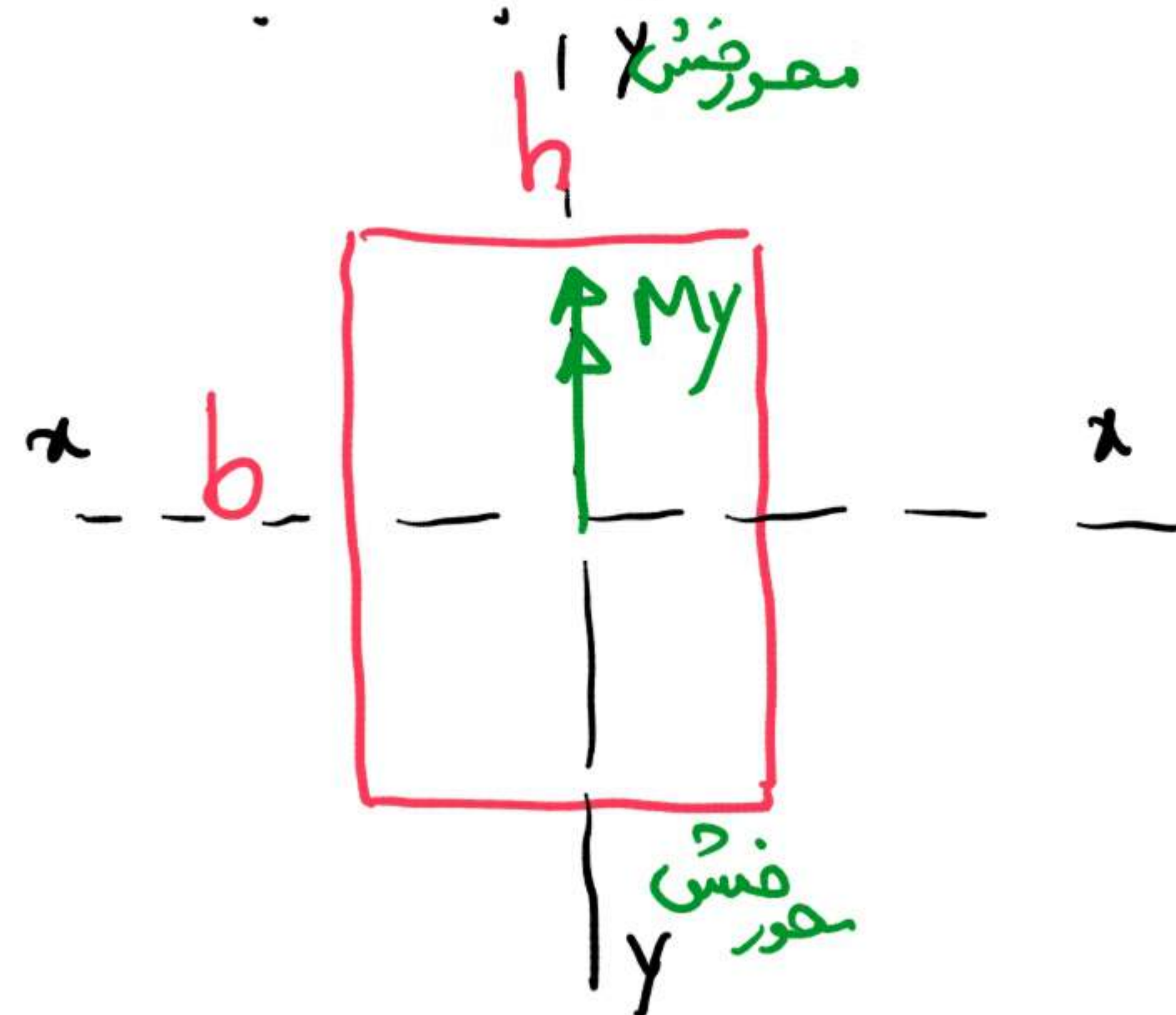
ضریب از مرکزیت e

$$e = \frac{M}{P}$$

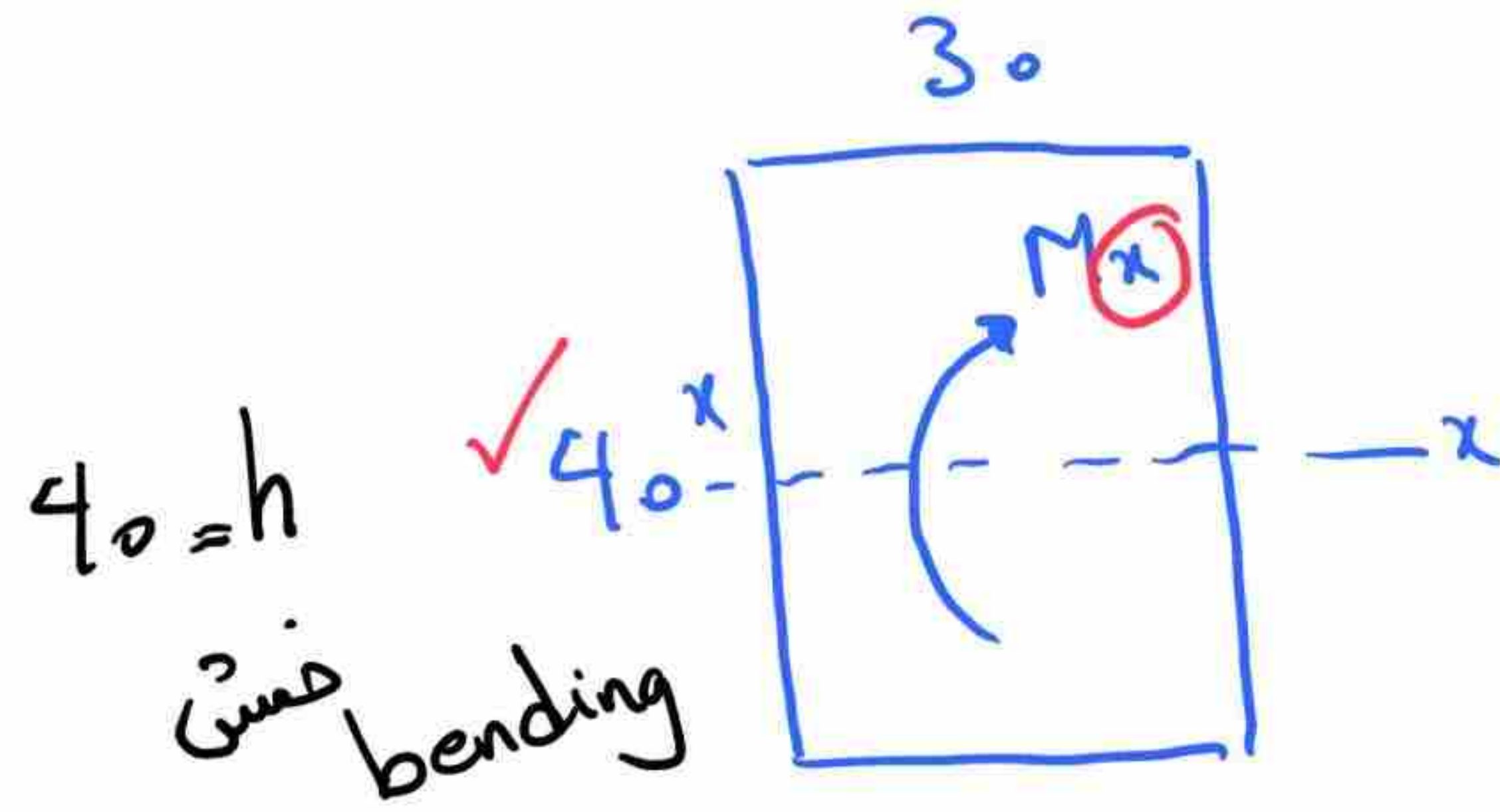
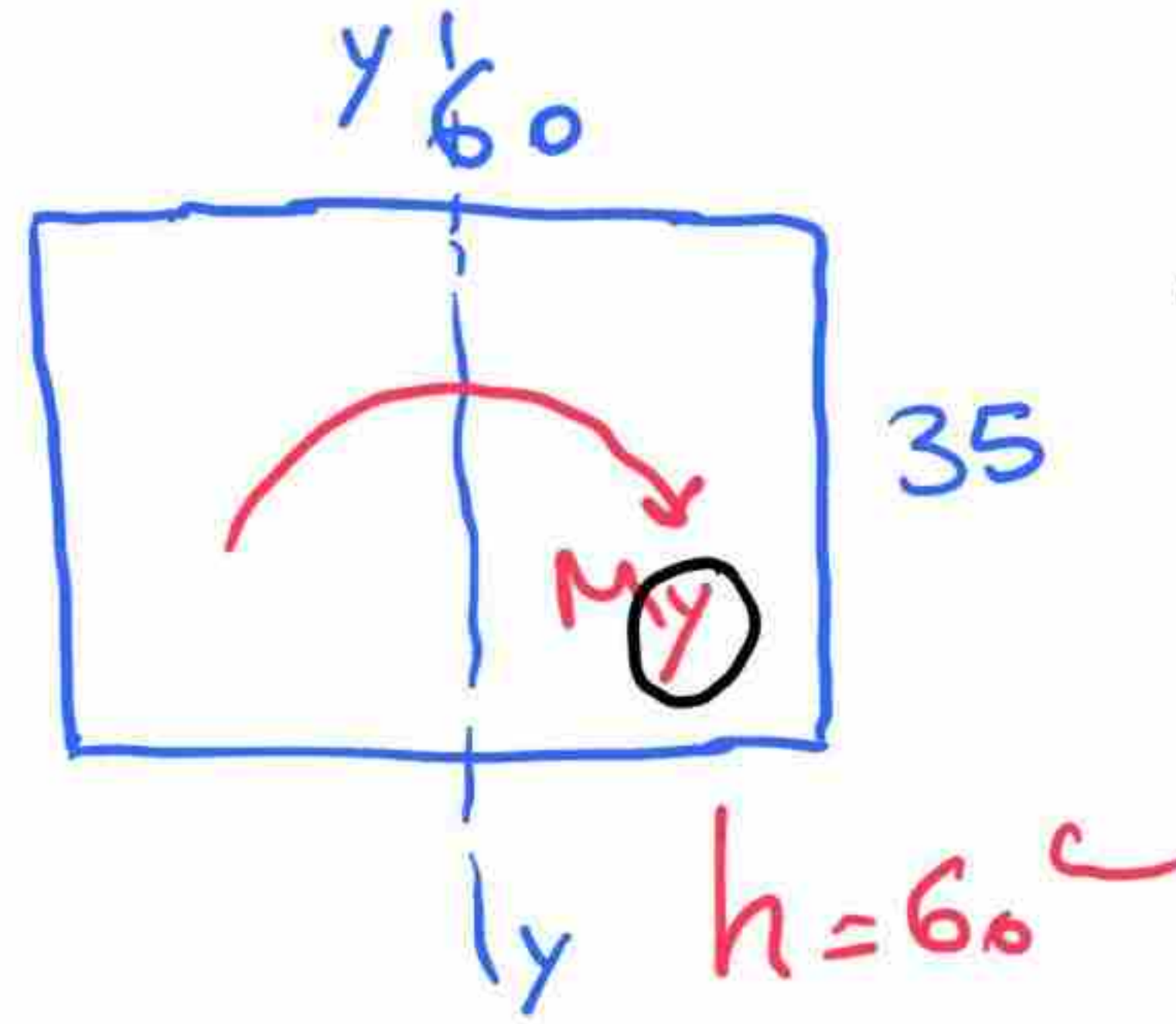
ضریب از مرکزیت $\cot \theta = e$



اگر h ارتفاع مقطع باشد در تعریف
 فکس نگه عبور بر مهر فکس است.
 مهر فکس



"اگر تلاش مضاعفی داشته باشیم
بشخص مبتدی تبدیل می شود"

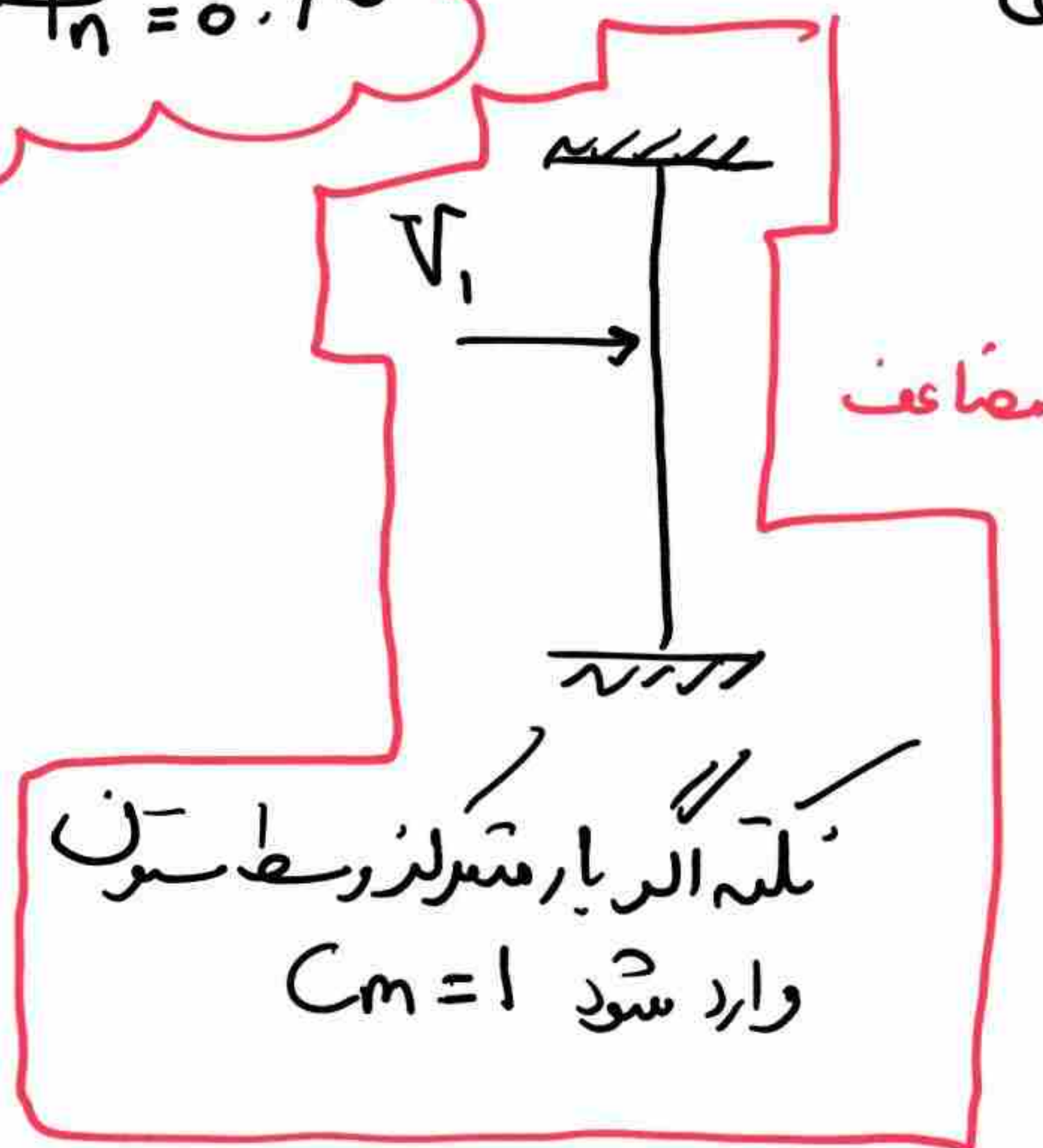


مبتدی ۹۰ درجه
اینست

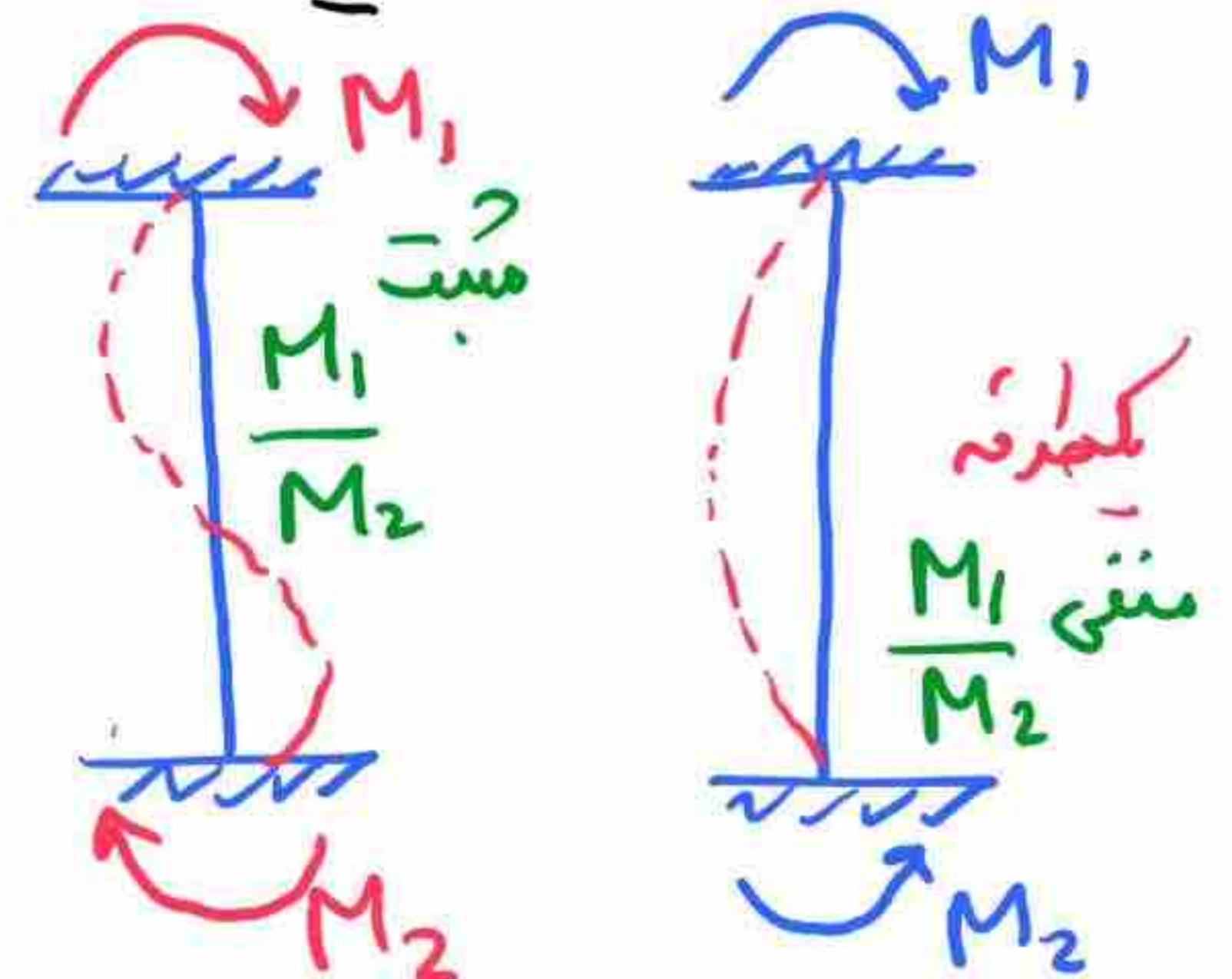
$$\delta = \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_n P_c}}, \quad \phi_n = 0.75$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

39



* سده لنگر خمشی



M_1 : لنگر کوچک
 M_2 : لنگر بزرگ

بار محوری دایمی $P_c = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL_u)^2}$

$$EI_e = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

$$EI_e = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_{dns}}$$

$$EI_e = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}}$$

40

1.2D + 1.6L $\rightarrow$ P_u

$$\beta_{dns} = \frac{\text{بار محوری دایمی}}{\text{بار محوری نهایی}}$$

$$\beta_{ds} = \frac{\text{برش نهایی دایمی}}{\text{برش نهایی کل طبقه}}$$

نکته: در معادله β_{ds}
در روابط EI_e
مقدار β_{dns} !
 β_{ds} جایگزین می شود

E_c : مدول الاستیسیته بتن
 I_g : ممان اینرسی ناخالص مقطع

E_s : مدول الاستیسه فولاد

I_{se} : ممان اینرسی مولدها نسبت به مرکز سطح عفر

رابطه تقریبی $\rightarrow$

$$EI_e = 0.25 E_c I_g$$

در مفهوم سده لنگر اگر سازه معارسته باشد مقدار δ_b در لنگر ضرب می شود؟

$$M = \delta_b \times M$$

لنگر سده لنگر

سده لنگر سده
معارسته

$$Q < 0.05$$

در مفهوم سده لنگر اگر سازه معارسته باشد خواهیم داشت

$$M_{C1} = M_{1b} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_{C2} = M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

لنگر انتهای لنگر سده لنگر
ملاحظه اینجا کنید

لنگر انتهای با ابعاد
تفسیر همان قابل ملاحظه

بر اساس سطح پایداری

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q}$$

الف

مایل نبه در تیر هفت

اگر $\delta_s > 1.5$ باید از بند یا استفاده شود

۲-۴-۵-۷-۹

$$\Phi_n = 0.75$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\Phi_n \sum P_c}}$$

محاسبه ضریب طول مؤثر

باید نسبت $\sum EI/L$ تیرها به تیرها با علامت ψ برای هر گره بررسی شود به کمک گراف

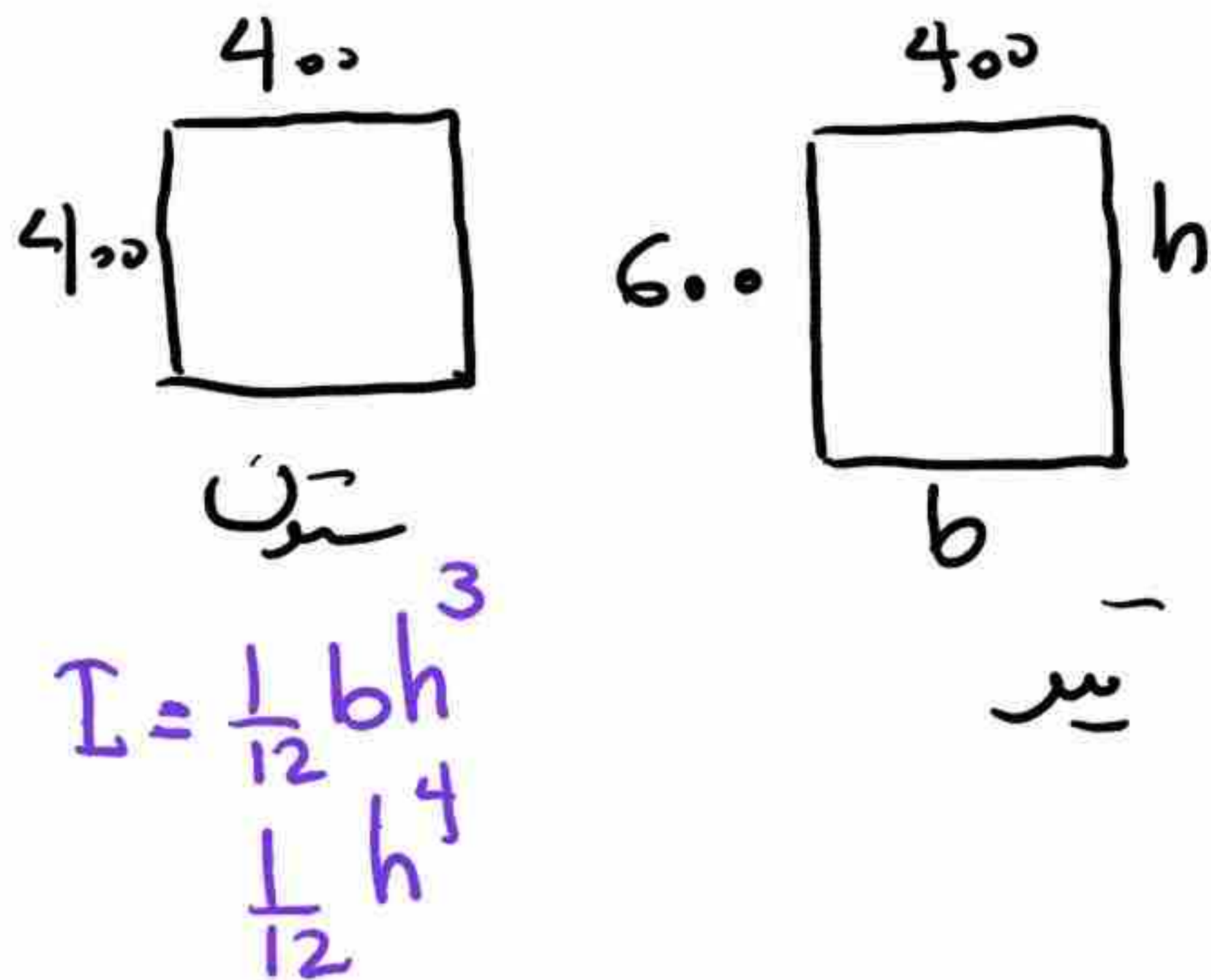
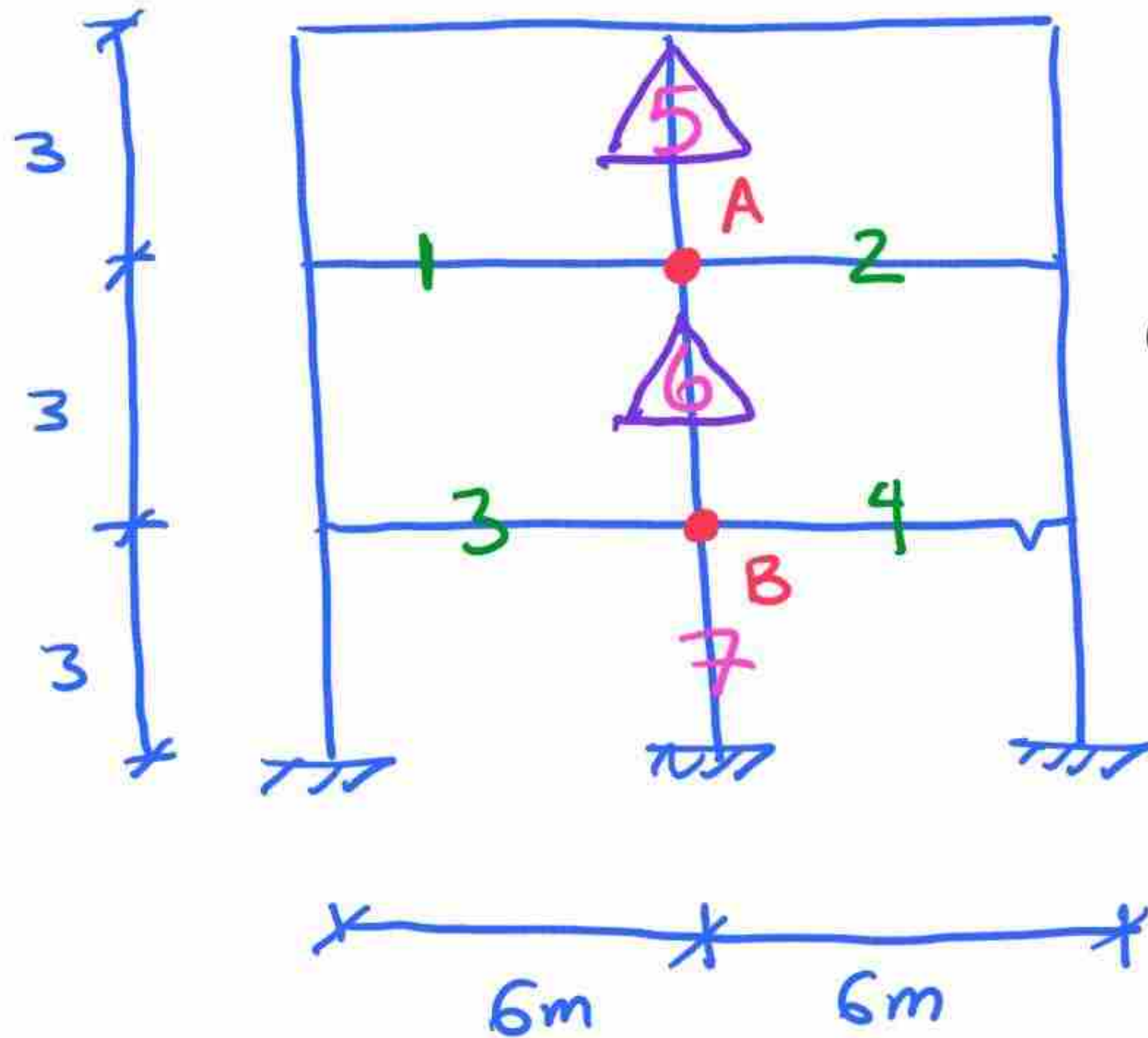
ψ_A و ψ_B مقدار K معلوم می شود.

شکل ۱-۶-۹

برای تیرین معارسته و معارسته

E و $\frac{1}{12}$ صورت و هنج سازه شده اند

ص ۲۵ - ست ۲۴ - مهر ۹۶



ست های طبقه بندی شده
ضریب ترک خوردگی در حالت عمومی برای ستونها ۰.۷ و برای تیرها ۰.۳۵
می باشد

عوض کننده طول در تیر ستون است

$$\psi_A = \psi_B = \frac{0.7 \left(\sum \frac{EI}{L} \right)_{\text{ستون}}}{0.35 \left(\sum \frac{EI}{L} \right)_{\text{تیر}}}$$

هر دو تیر مثل هم

$$\psi_A = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{\left(\frac{400^4}{3000} \right) \times 2}{\left(\frac{400 \times 600^3}{2 \times 6000} \right) \times 2} = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{32}{27} = \boxed{1.19}$$

هر دو تیر مثل هم

نکته: مقدار ضریب مؤثر طول K در مقاطع فشاری معار نشو که در درانتها معین باشند با کمک روابط

زیر محاسبه می شود آ 1.19
 $\psi_m < 2$ اگر 1.19

$$K = (1 - 0.05 \psi_m) \times \sqrt{1 + \psi_m} \geq 1$$

$\psi_m = \psi$ متوسط
 دگر انتعابی

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2}$$

اگر $\psi_m \geq 2 \rightarrow$

$$K = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

* نکته: مقدار حداقل گند در روس سسید در قاب معارسته به کمک رابطه زیر بدست می آید

$$M_{2min} = P_u (15 + 0.03h)$$

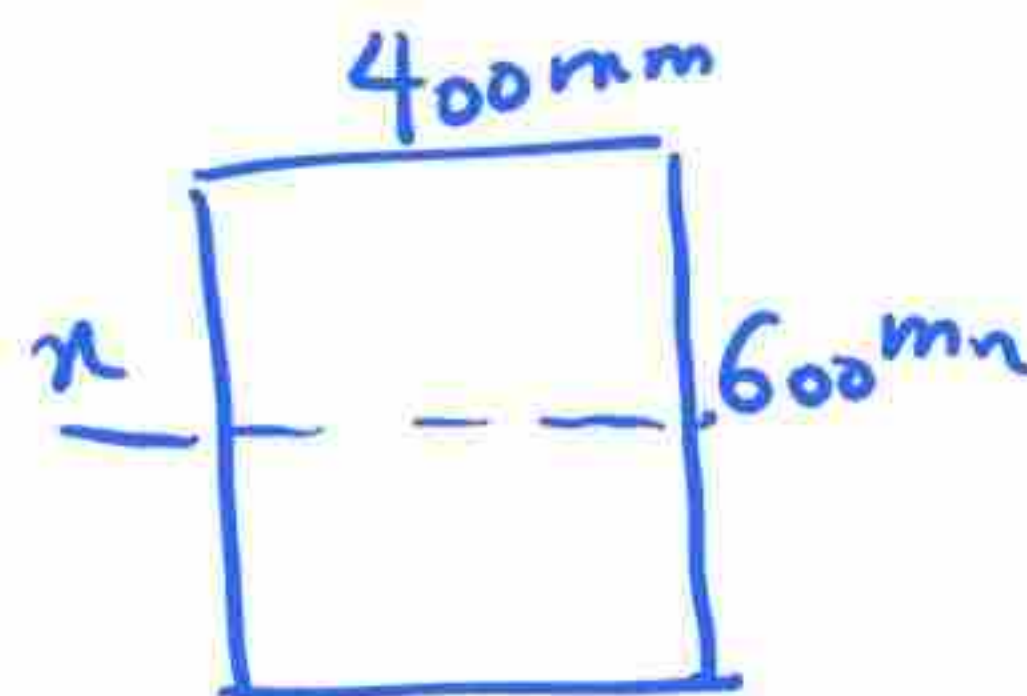
این مقدار با M_2 مقایسه می شود و اگر M_2 کمتر از آن باشد باید M_{2min} در نظر گرفته شود.

اگر $M_2 < M_{2min}$ می توان $C_m = 1$ فرض کرد.

$$M_x = 40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 10 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1000 \text{ KN}$$



ست ۲۲ و ۲۴، درجه ۹۰

ست های طبقه بندی شده

$$M_{\min-x} = 1000 \times \underbrace{(15 + 0.03 \times 600)}_{33} = 33000 = \text{KN.m}$$

33 KN.m

M_x
 مقایسه

$$M_{\min-y} = 1000 \times \underbrace{(15 + 0.03 \times 400)}_{27} = 27000 \text{ KN.m}$$

27 KN.m

M_y
 مقایسه

کرنه ۱

نیروی مد نظر

$$P_u = 1000 \text{ KN}$$

$$M_x = 40$$

$$M_y = 27$$

معطيات

$$a = 600 \text{ mm}$$

$$P_u = 3850$$

$$M_{u_2} = 64 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_1} = 46 \text{ KN.m}$$

$$\delta_b = 1.42$$

مسئله ٢٤ / ص ٩٨ - معر -

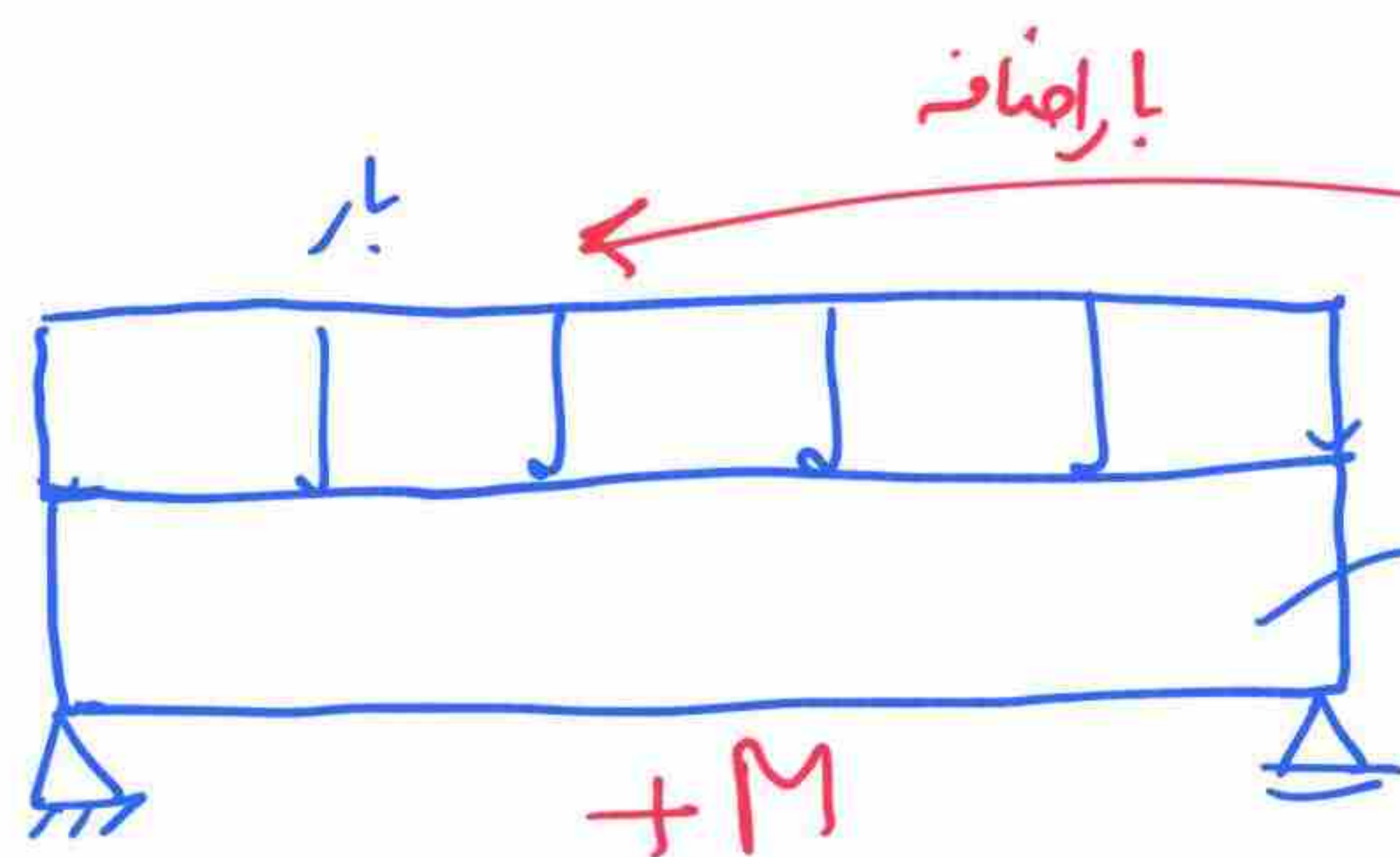
$$M_{\min_2} = 3850 (15 + 0.03 \times 600) = 127050 \text{ KN.mm}$$
$$= 127 \text{ KN.m}$$

$$M_{2\min} > M_{u_2} \longrightarrow 127 \text{ KN.m} \text{ انتفاء الحاجة}$$

$$M = \delta_b M_2 = 1.42 \times 127 = 180 \text{ KN.m}$$

النتيجة

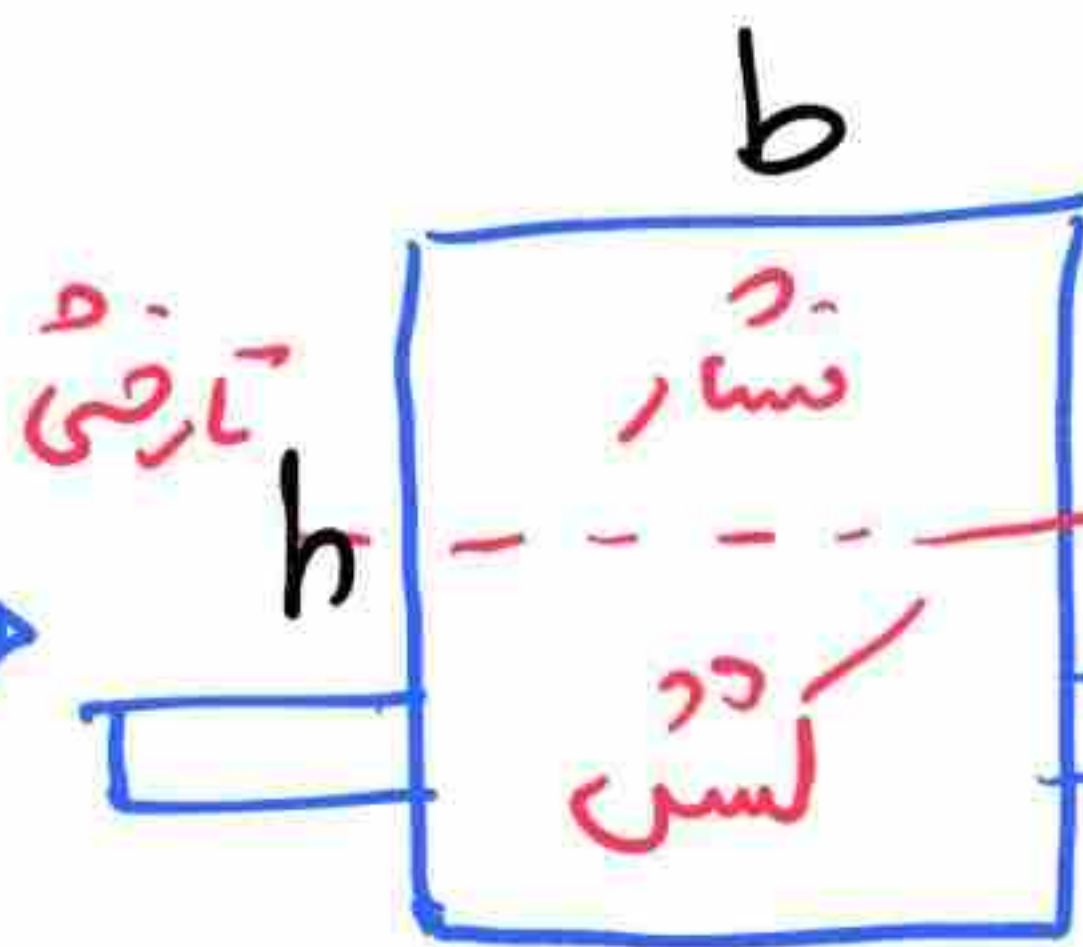
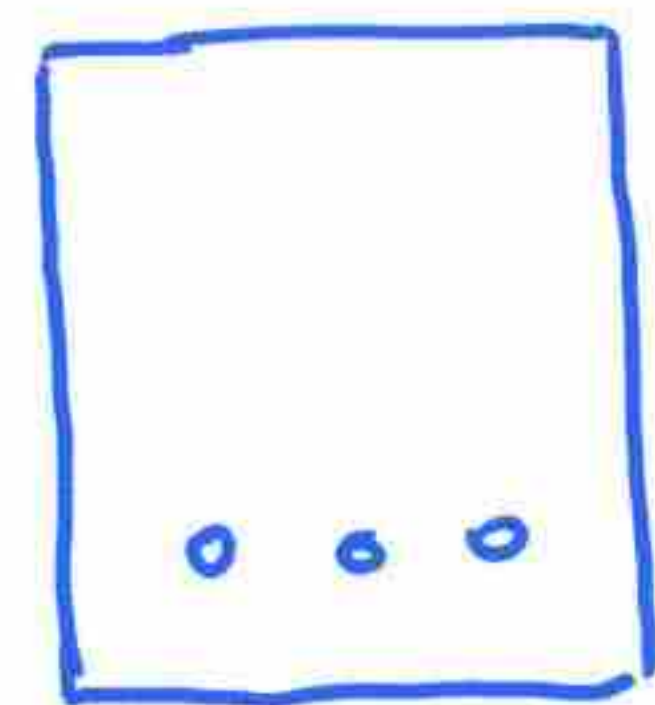
سیرکاملی یک عضو بتن آرمه در محاسبات ترک خوردگی



ترک خوردگی در بتن معنی از دست رفتن مقاومت کششی بتن

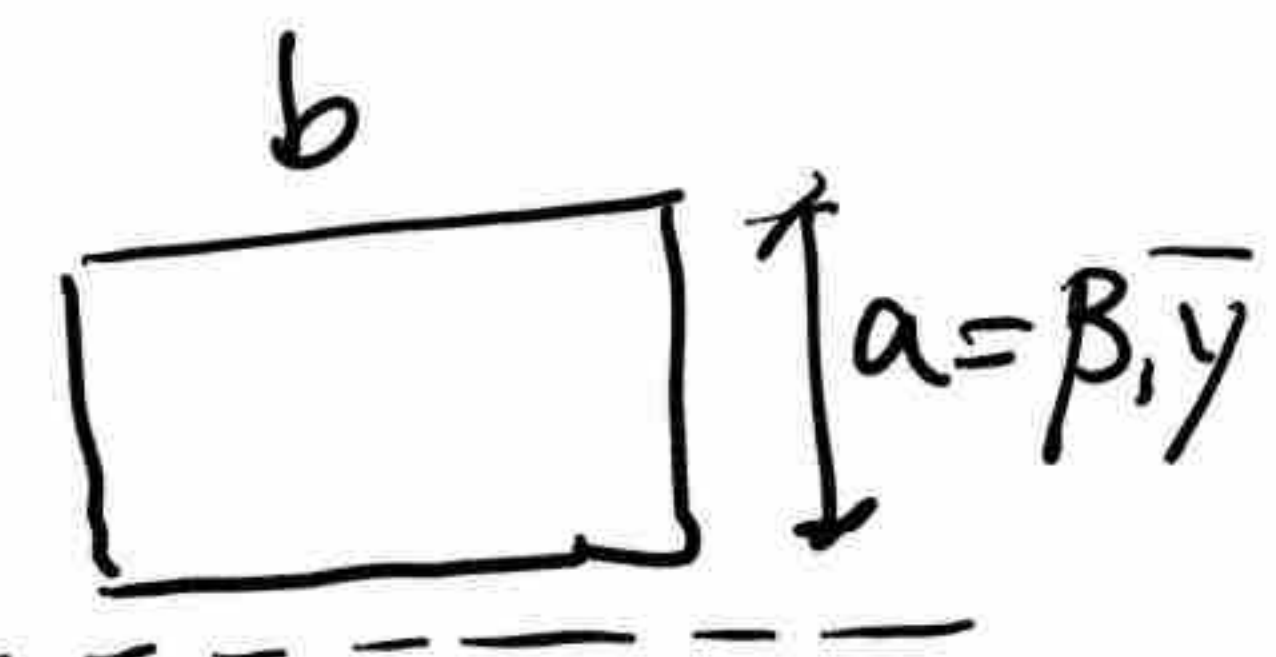
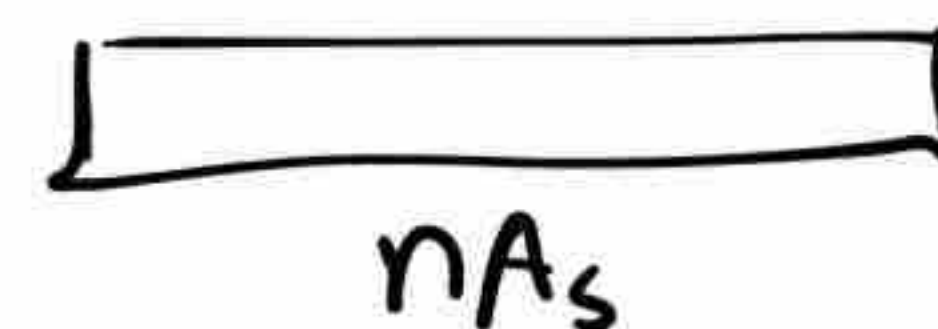
لغلا اضافه

$$0.85 f'_c$$



$$\frac{(n-1)A_s}{2}$$

تاری



$$A_s \rightarrow f_y$$

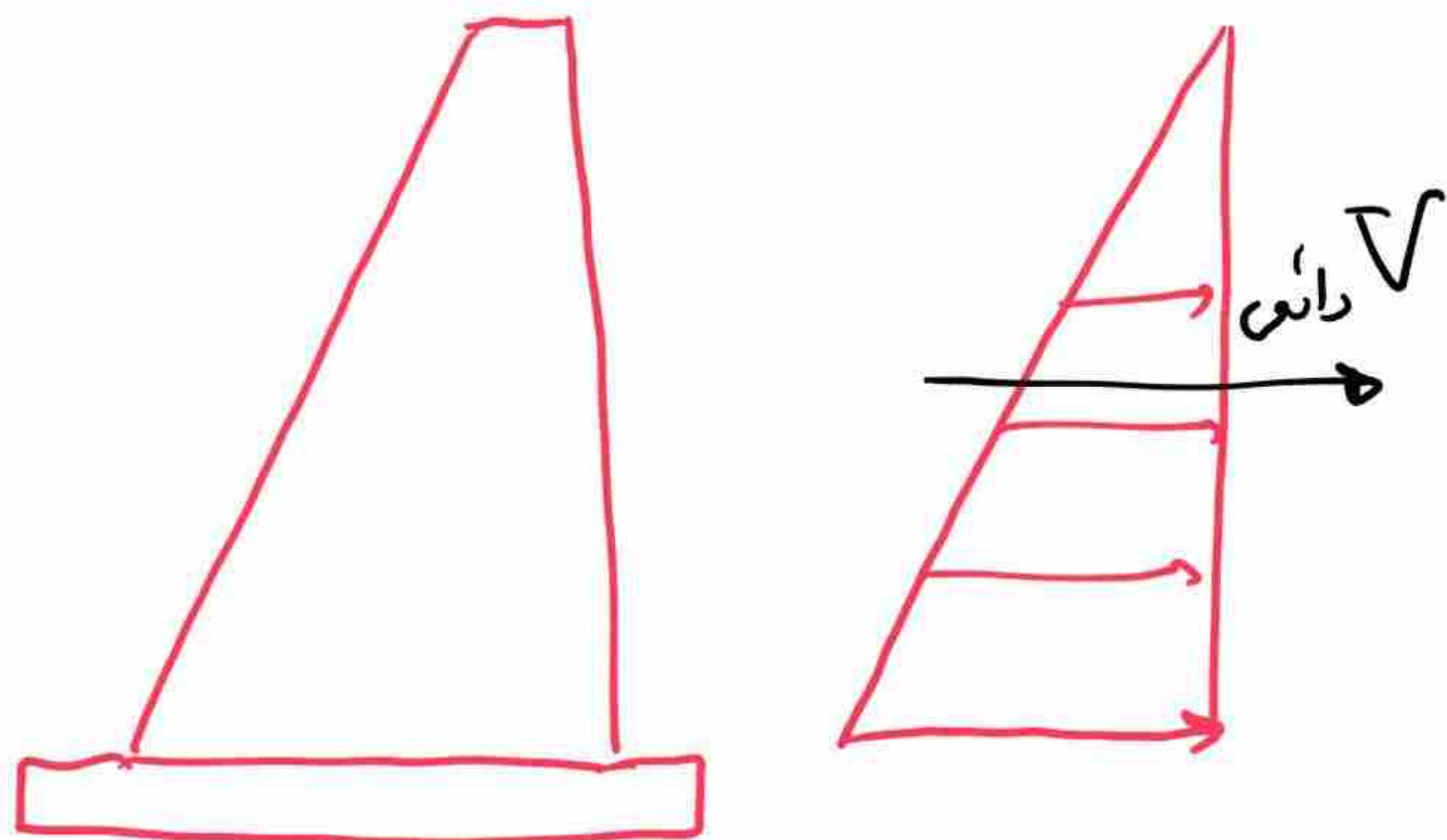
حالت الاستیک

حالت پلاستیک

ترک خوردگی
 M_{cr}
محل اولین ترک

مقطع تبدیل یافته
(بتن)
حالت الاستیک

ممان اینرسی مقطع
تأخا لسن (بتن آرمه)



$$\frac{V \text{ دانش}}{V \text{ زلزله}} = \beta_{ds}$$

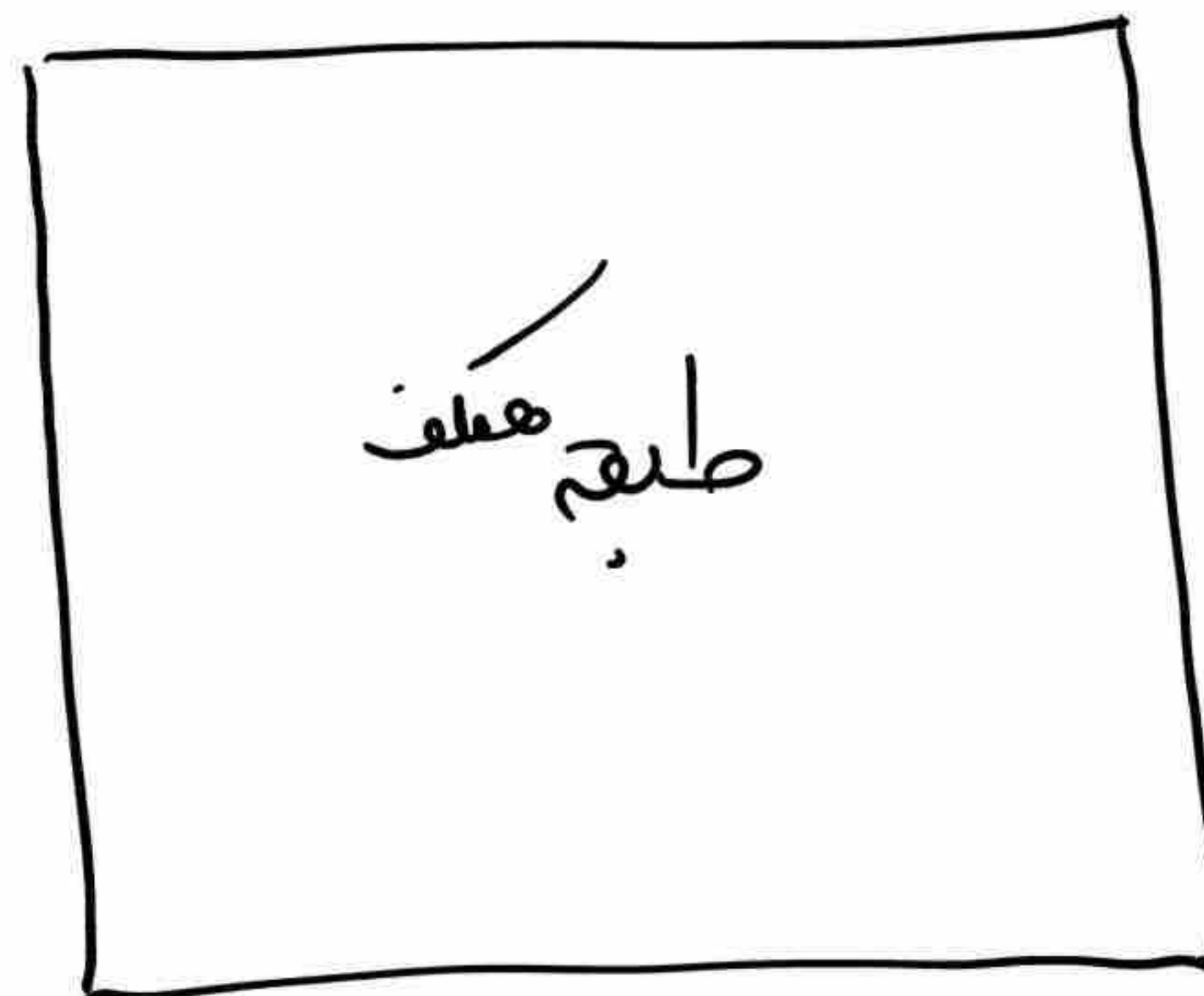
دیوار حاصل

$$\frac{0.35 I_g}{1 + \beta_{ds}}$$

ضریب تدرع خوردگی

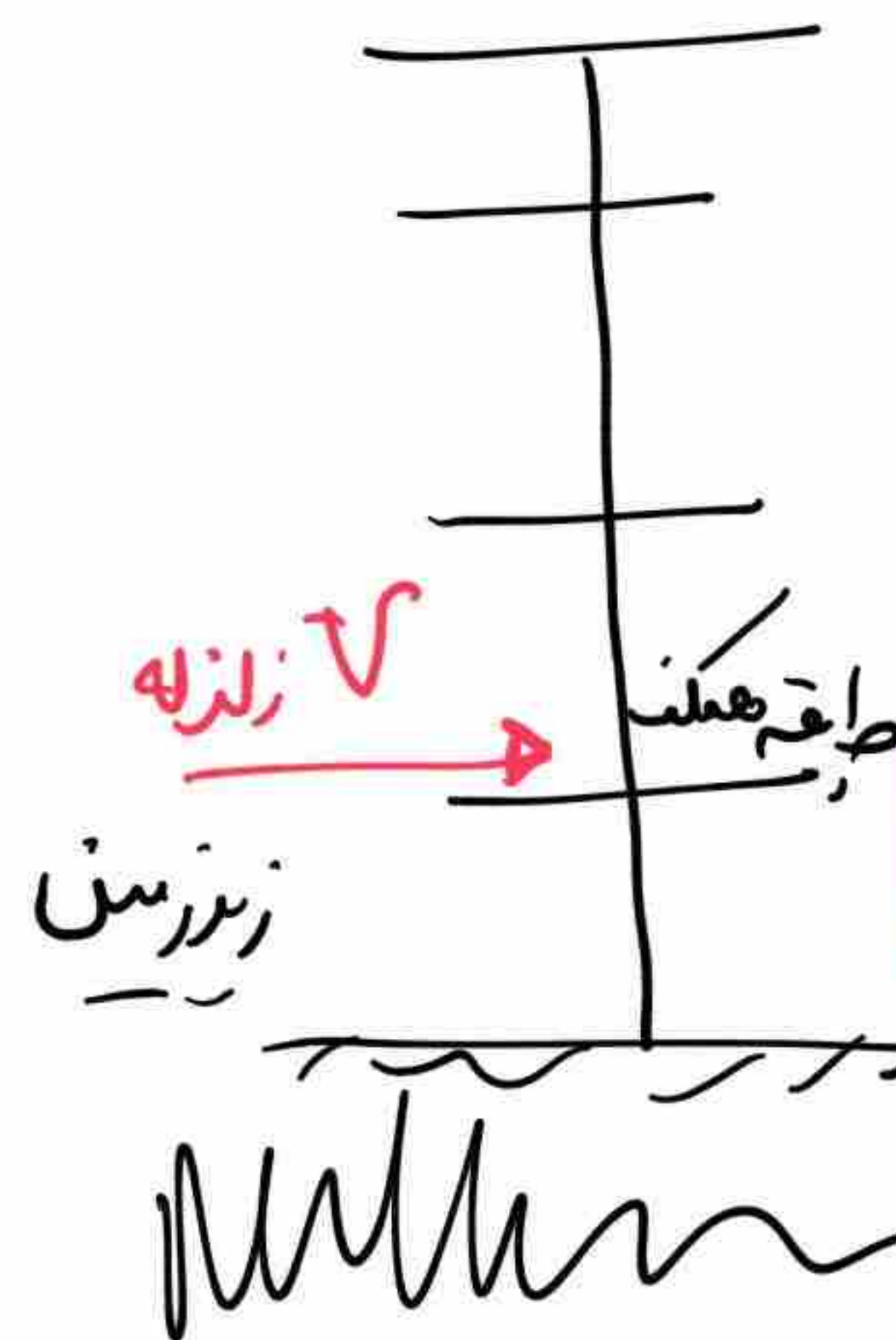
و $0.35 I_g$

49



2 ton V دانش
100 ton V زلزله

$$\beta_{ds} = \frac{20}{100} = 0.2$$



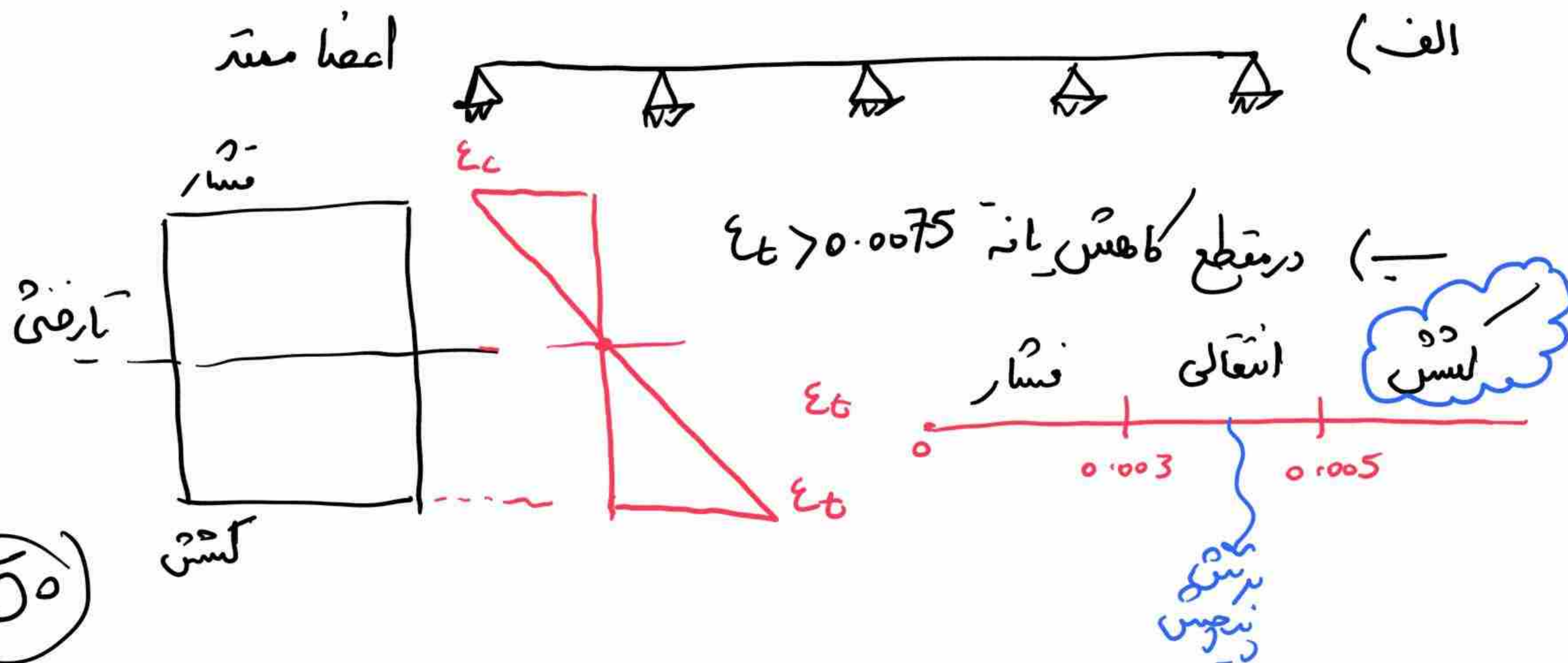
دیوار حاصل : $\frac{0.35 I_g}{1 + 0.2} = 0.29$

* کَلْبَہ؟ جہتِ صریح ترکِ خودی مطابق سہ ۹-۶-۵-۳-۱-۲

می‌توان به کلیه اعضای سازه منب و 0.5 در محاسبه بار جانبی اختصاص داد.

ایزیٹس لیٹر ۹-۶-۵-۵

لَقَدْ مَنَّتْ وَصَفَىٰ فِي سِرِّ دَالٍ رَا بَا بِقَدَرٍ بُوْد سِرِّ اَز بَرِ كَاهِشِ دَعَم



50

مقاطع قابلیت باربری کمتر دارند که
 $\rho < 0.5 \rho_b$ باشد
 ACI نکته محاسباتی

$$\text{حدالتر مقدار کاهش لنگردر موضع باربری} = \min \begin{cases} 1000 \epsilon_t \\ 2\% \end{cases}$$

* نکته مهم، برای محاسبه تغییر مکان انی تحت بارها درس می توان
 معادله اثری حالت مقاربت (جدول) را در ۱.۴ ضرب کرد
 به شرط آنکه از I_g بیشتر شود

(برای محاسبه)
 ضرایب مقاربت

(میزان ضرایب بهره برداری)

$$I_g : 0.35$$

$$I_g < 0.49 = (0.35 \times 1.4) I_g$$

$$I_g : 0.7$$

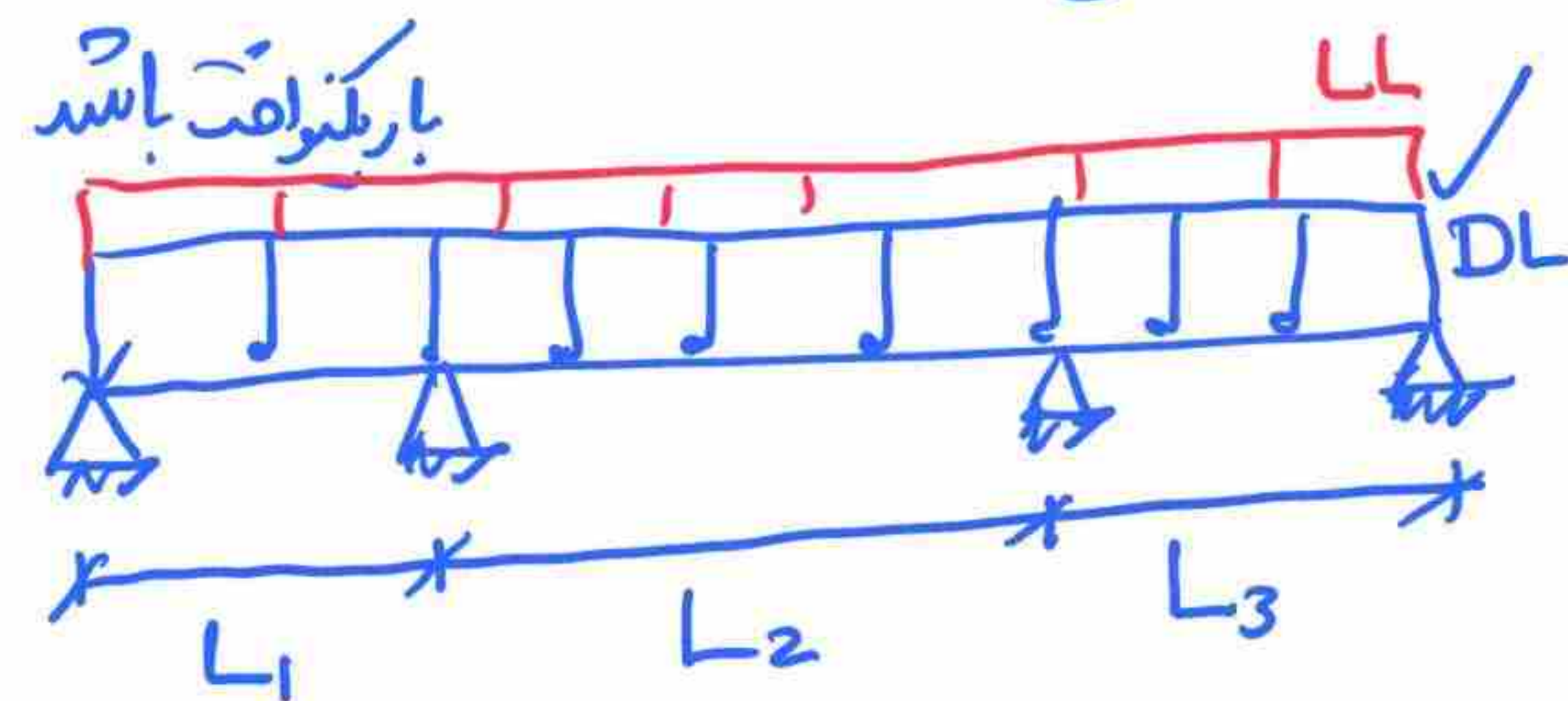
$$I_g < 0.98 = (0.7 \times 1.4) I_g$$

جلسه پنجم

روش سازه سده کی تحلیل الاستیک

✓ صاف و دودمانه

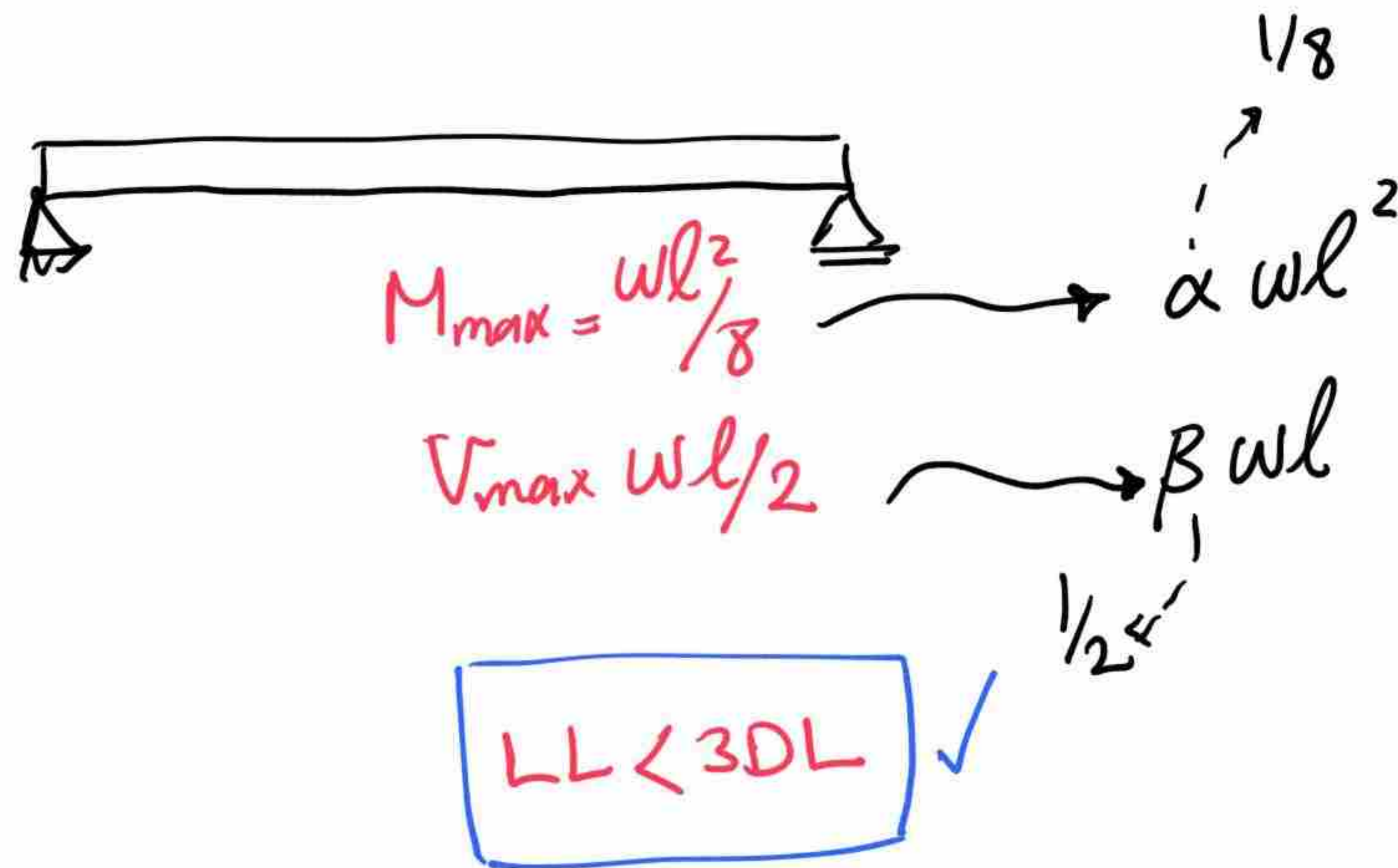
✓ دارای مقطع ثابت در طول خود باشد



$L_1 < L_3 < L_2$ (کوچکترین)
 $L_2 \leq 1.2 L_1$ (بزرگترین)

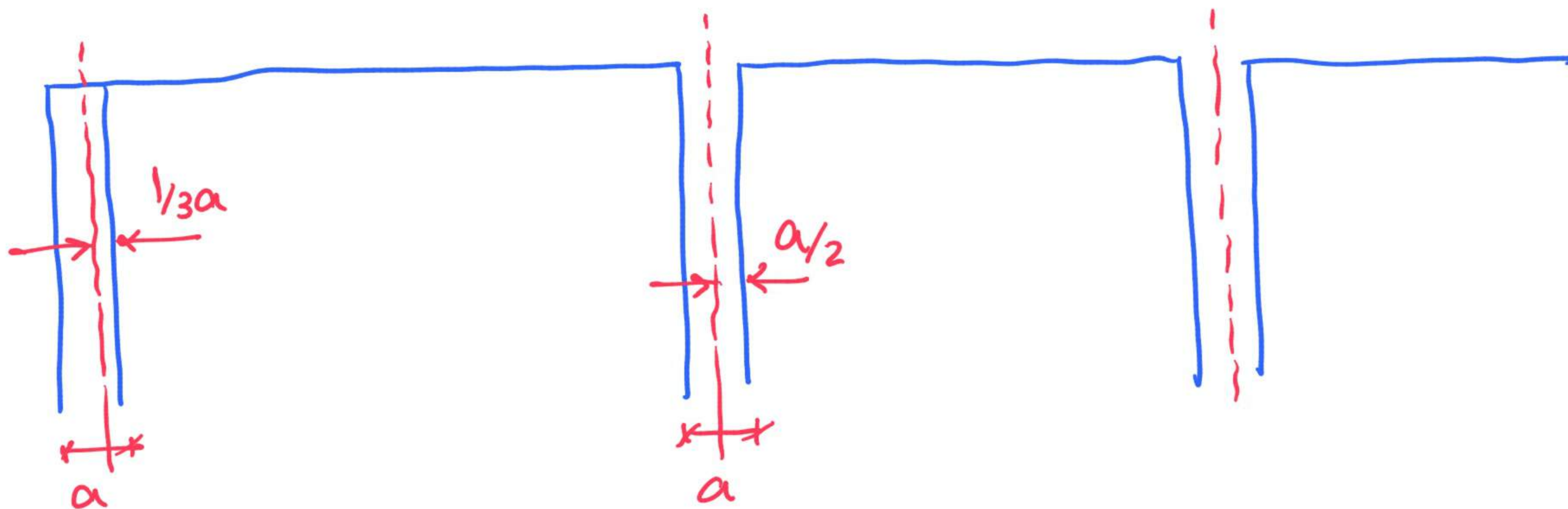
۹۹، ۱۰، ۲۰

* در تیرها ردال تحت بارکنش ثابت می توان بزرگ و محس را
 مضرباز wl^2 و wl معرفی کرد



$$\psi = \frac{\sum (\frac{EI}{L})_c}{\sum (\frac{EI}{L})_b} \gg 8$$

$\frac{EI}{L}$
 γεν
 $\rightarrow$ υπέρμετρο



* فصل هفتم مقررات ملی - روش طراحی حالات حدی - ضریب‌های بار و ترکیبات بارگذاری

بارها وارده به سازه : D, L, E, W, H, F, F_a ، حاشیه‌ای
 L_r, S
 خاك، آب



1) $1.4D$

2) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r + S + R)$

3) $1.2D + 1.6(L_r + S + R) + 1L$

4) $1.2D + 1E_h + 1L + 0.2S$

5) $0.9D + 1E_h$

ترکیبات حدی - لرزه‌ای

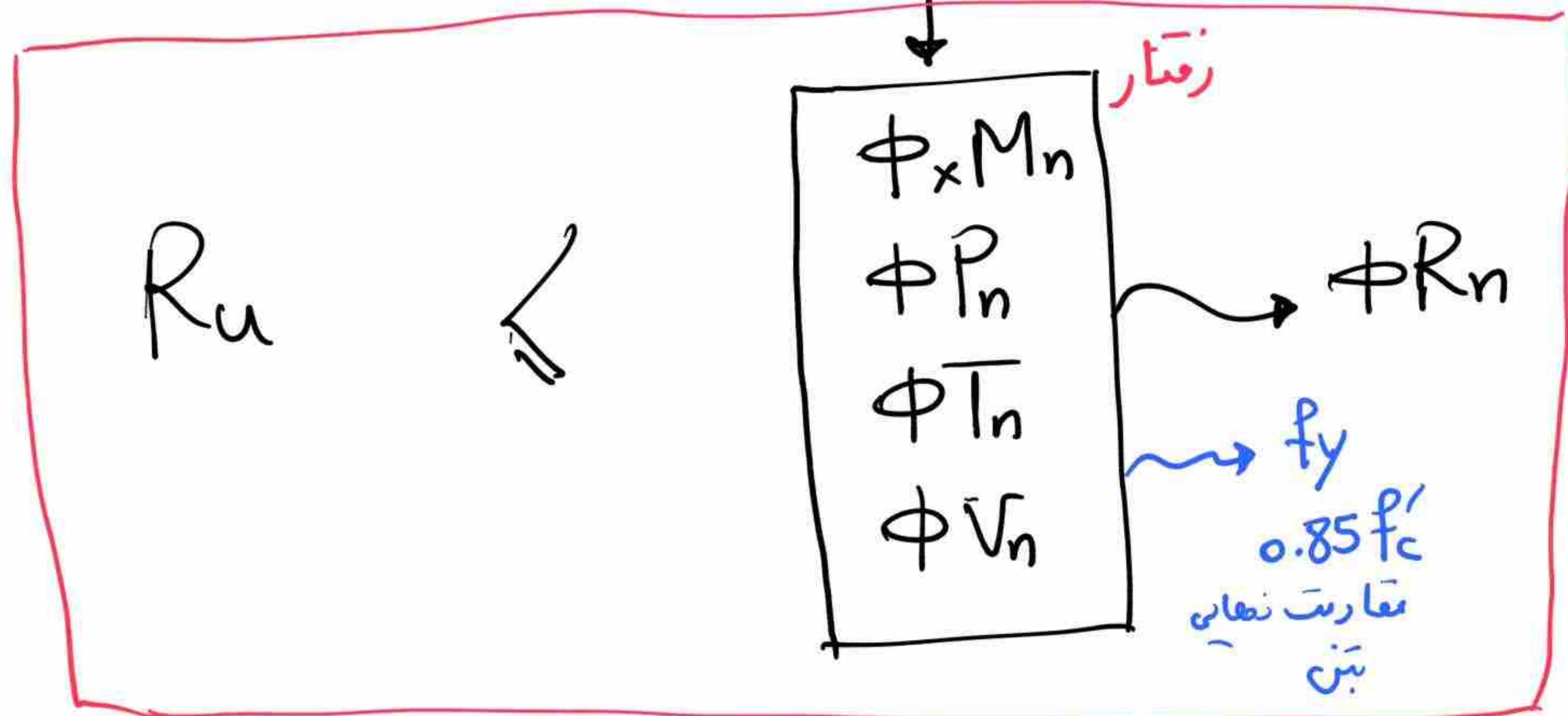
عکس العمل‌ها
 مقاربتی

انگیزه

نیروی محوری P_u, T_u
 نیروی برشی V_u
 گشتافشی M_u
 گشتاور پیچشی T_u
 ترکیب بارگذاری

عکس العمل سازه بهره‌بردار (سرویس) فاقد ضرایب بار است

Drift $D + L + E$: $D + L$: غیر



مقاومت مورد نیاز

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = D/C = \underline{\text{Ratio}}$$

ظرفیت

مبحث ۹ قدم

$$S_u \leq S_r$$

تکلیف - باربرد

کاهش در مصالح بد نظر
گرفته می شود نه در رفتار

$f'_c (f_c)$
 f_y

* ضرایب کاهش مقاومت ϕ طبق جدول ۹-۷-۲ بهم نهم مشخص می شود
 اعداد مربوط به این ضریب تابع مکانیزم تسلیم و نسبت ها صورت گرفته برای مقایسه ها از با سطوحی است.

$$R_u \leq R_n = 100 \quad \text{وحد} \quad \text{مقاومت (ظرفیت)} \quad \text{وحد}$$

$\phi = 0.65$

65

در جهت برش در شرایط شکل پذیری لرزه ای پایین ترین ضریب اعداد بین ۰.۶ تا ۰.۷ می شود

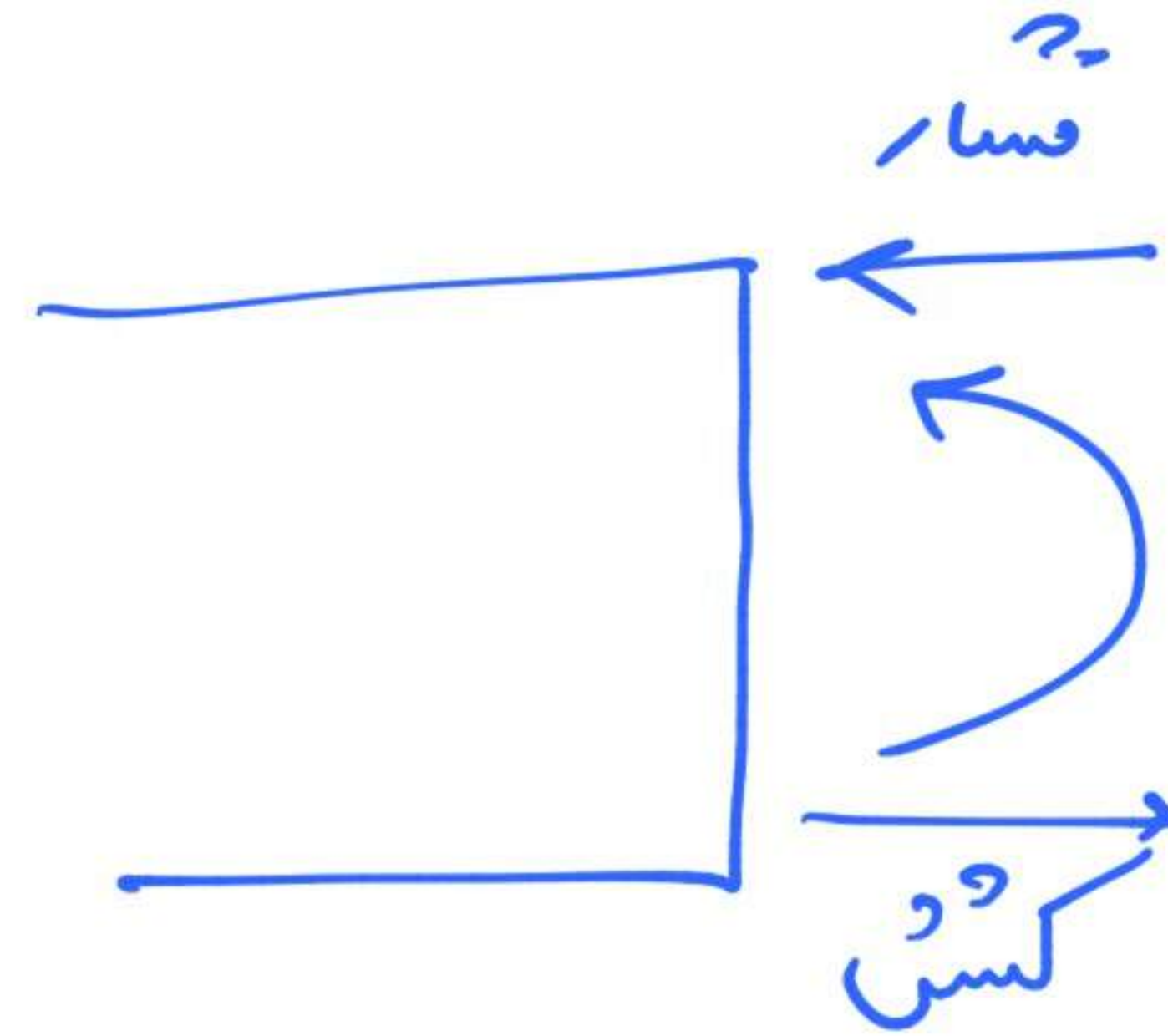
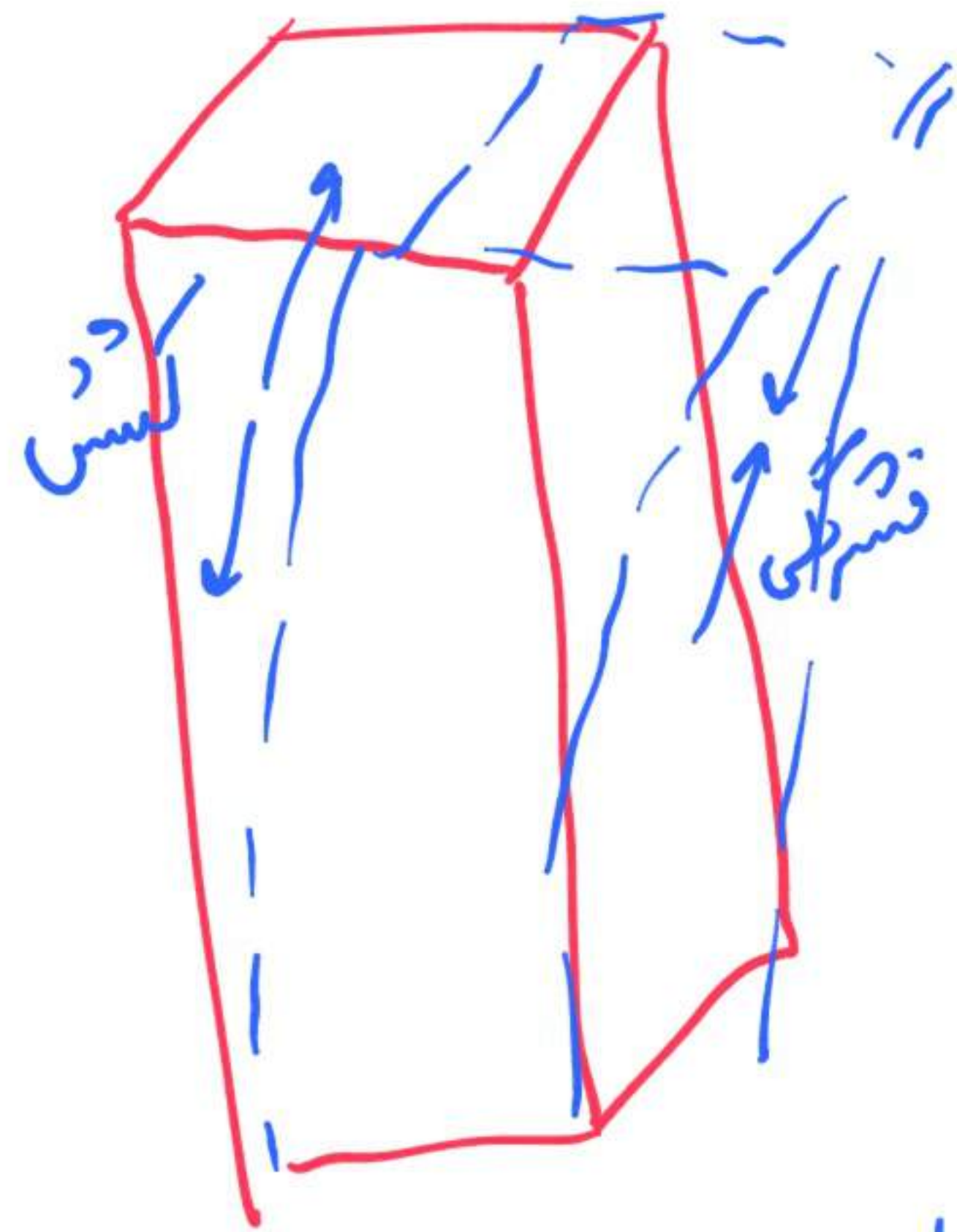
برش
 فشار

$$\phi_{\text{seismic}} = 0.6$$

Shear

منعبر فشار $\rightarrow \phi = 0.65$ ضعیف

منعبر کشش $\rightarrow \phi = 0.9$ ضعیف



درست

$\phi = 0.65$ ضعیف

$\phi = 0.9$ ضعیف

* در یکبارگی باگزای وجود زلزله قائم ضربه نامعنی P به صورت زیر مطرح می شود:

$$1^*) (1.2 + 0.6AI)D + PE_h + 1L + 0.2S$$

$$2^*) (0.9 - 0.6AI)D + PE_h$$

28^∞
 $P=1$
 $P=1.2$

به بارها اضافه
 $P=1.3$
 $28^\infty - 5$

در بخت لرزه ای علامت + و وجود تمام بارها علی

D
L
S

منجر به
فشار می شود

در بخت لرزه ای علامت - و صرفاً وجود بار مرده

D

منجر به
کاهش می شود

مؤلفه قائم
زلزله در استاندارد

2800 - 2

نسبت ستاب - منبای طرح 0.359

0.3
0.25
0.2

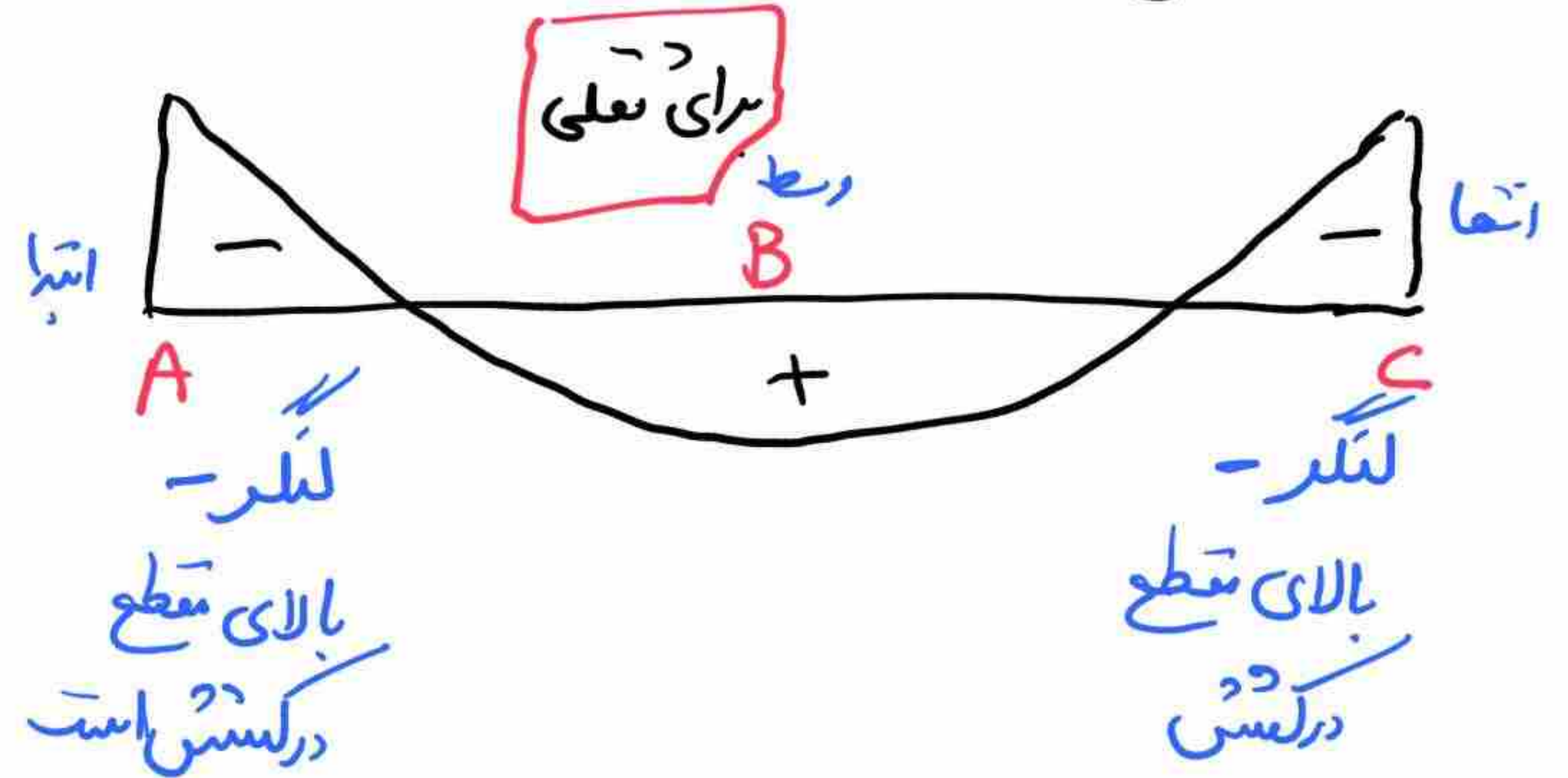
ضربه اهمیت ساختار

1.4
1.2
1.0
0.8

$$F_v = 0.6AIW$$

$D + \alpha L$
D

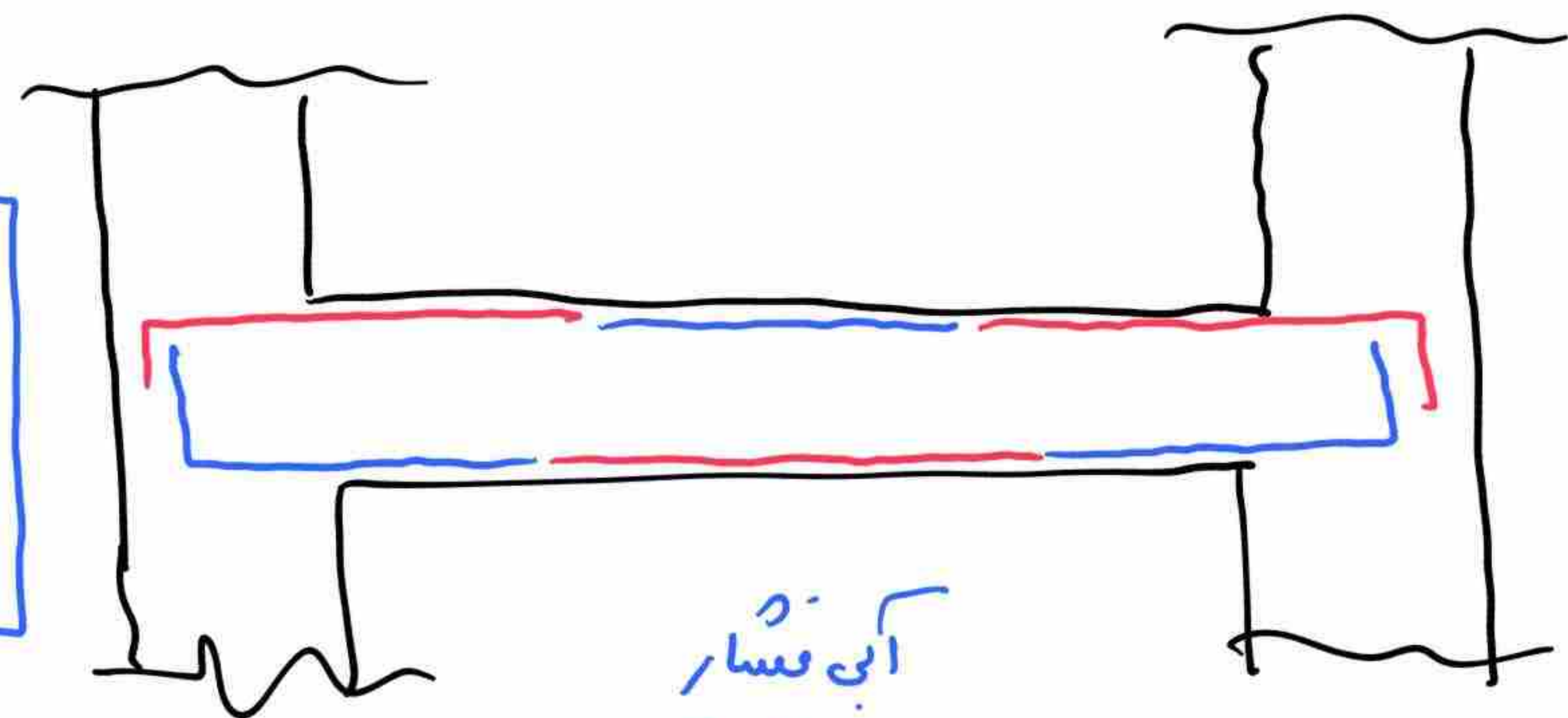
* ظرفیت یا مقاومت رفتاری اعضای بتن آرمه



لنگر +
پایین مقطع
درکشی است

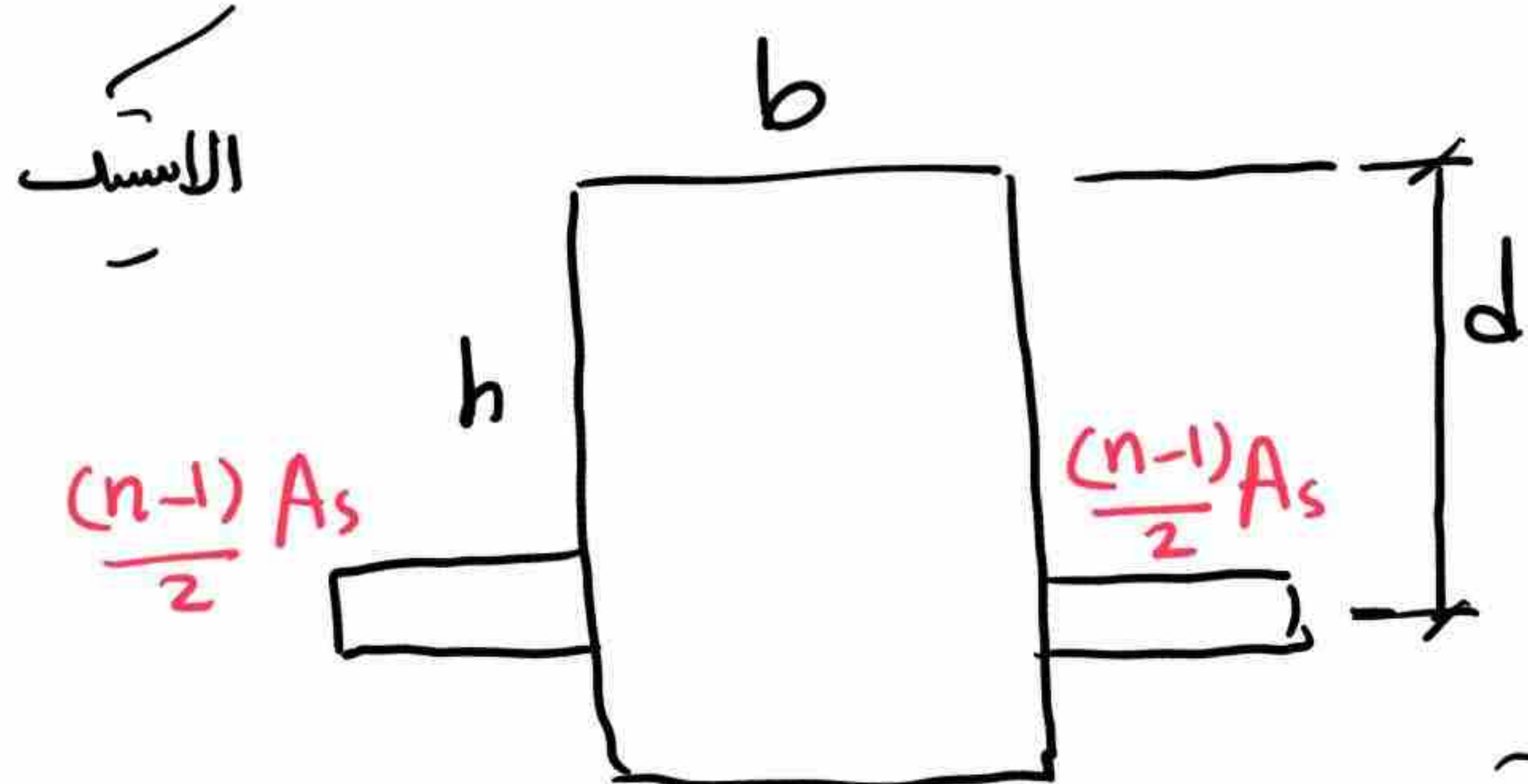
لنگر -
بالای مقطع
درکشی است

لنگر -
بالای مقطع
درکشی است



کپی فشار
قدرت کشش

بلاستیک { الاستیک { الاستیک
"خمش"



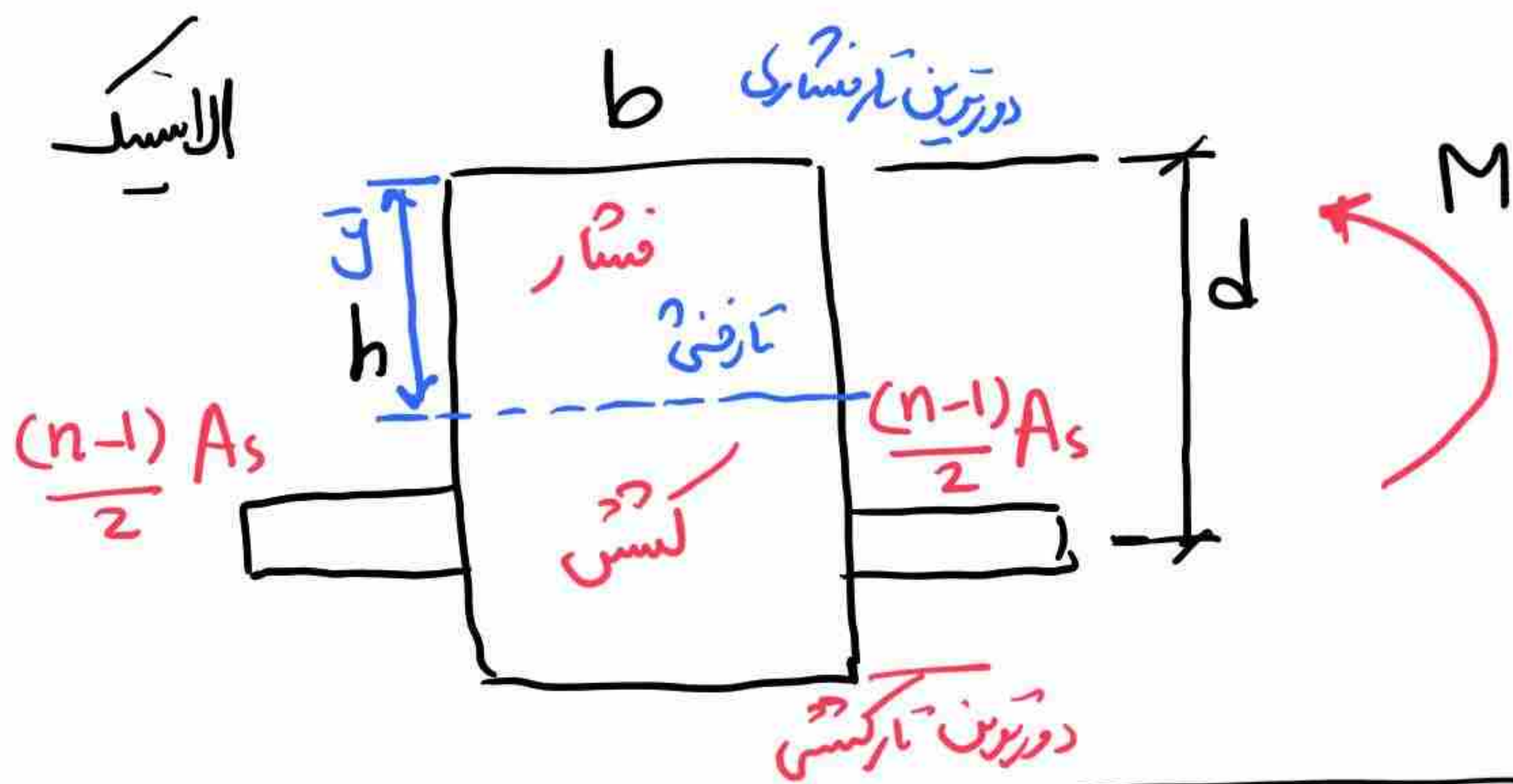
$A_s =$ سطح مقطع سازه های کششی

$d =$ عمق مؤثر

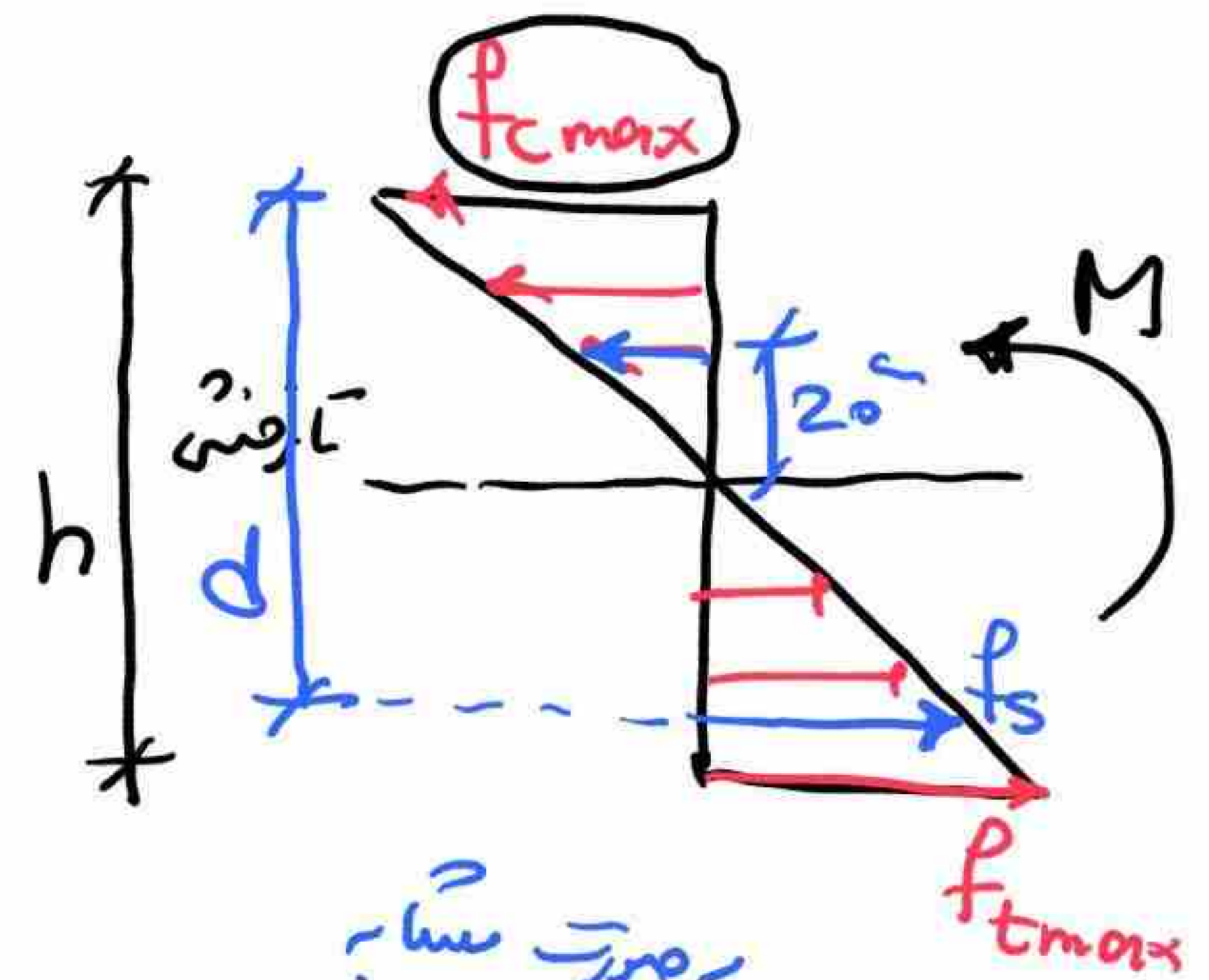
$h =$ ارتفاع

$b =$ عرض

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



$$\bar{y} = \frac{(b \times h) \times h/2 + (n-1) A_s \times d}{(b \times h) + (n-1) A_s}$$



$$I_{tr} = \frac{1}{12} b h^3 + (b \times h) \left(\frac{h}{2} - \bar{y} \right)^2 + (n-1) A_s (d - \bar{y})^2$$

مقطع تبدیل یافته

$$f_{cmax} = \frac{M \times \bar{y}}{I_{tr}}$$

$$f_{tmax} = \frac{M \times (h - \bar{y})}{I_{tr}}$$

$$\sigma = \frac{M \times C}{I}$$

درزین فاصله (برق) / تارهای

تنش کششی ناشی از عس / تنش

مما اینرسی / عس

المان مرزی باید از سبب به علت استخوان

$$f_s = n \times \frac{M_x(d-\bar{y})}{I_{tr}}$$

تنش در میلگردها

f_r = یک تنش کششی خاص

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

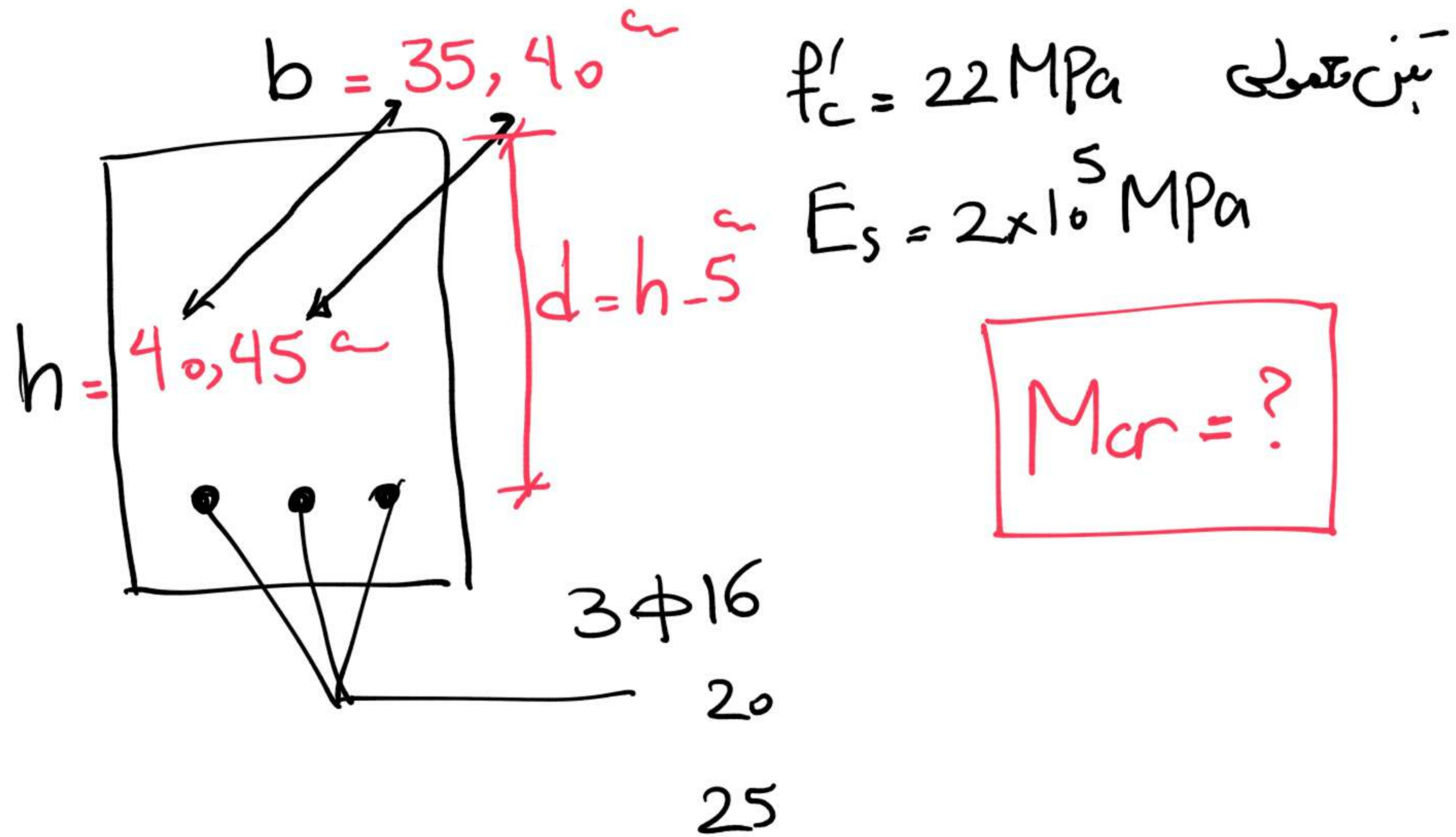
تنش کششی بتن

$$f_{tmax} = f_r = \frac{M_{cr} \times (h - \bar{y})}{I_{tr}}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_{tr}}{h - \bar{y}}$$

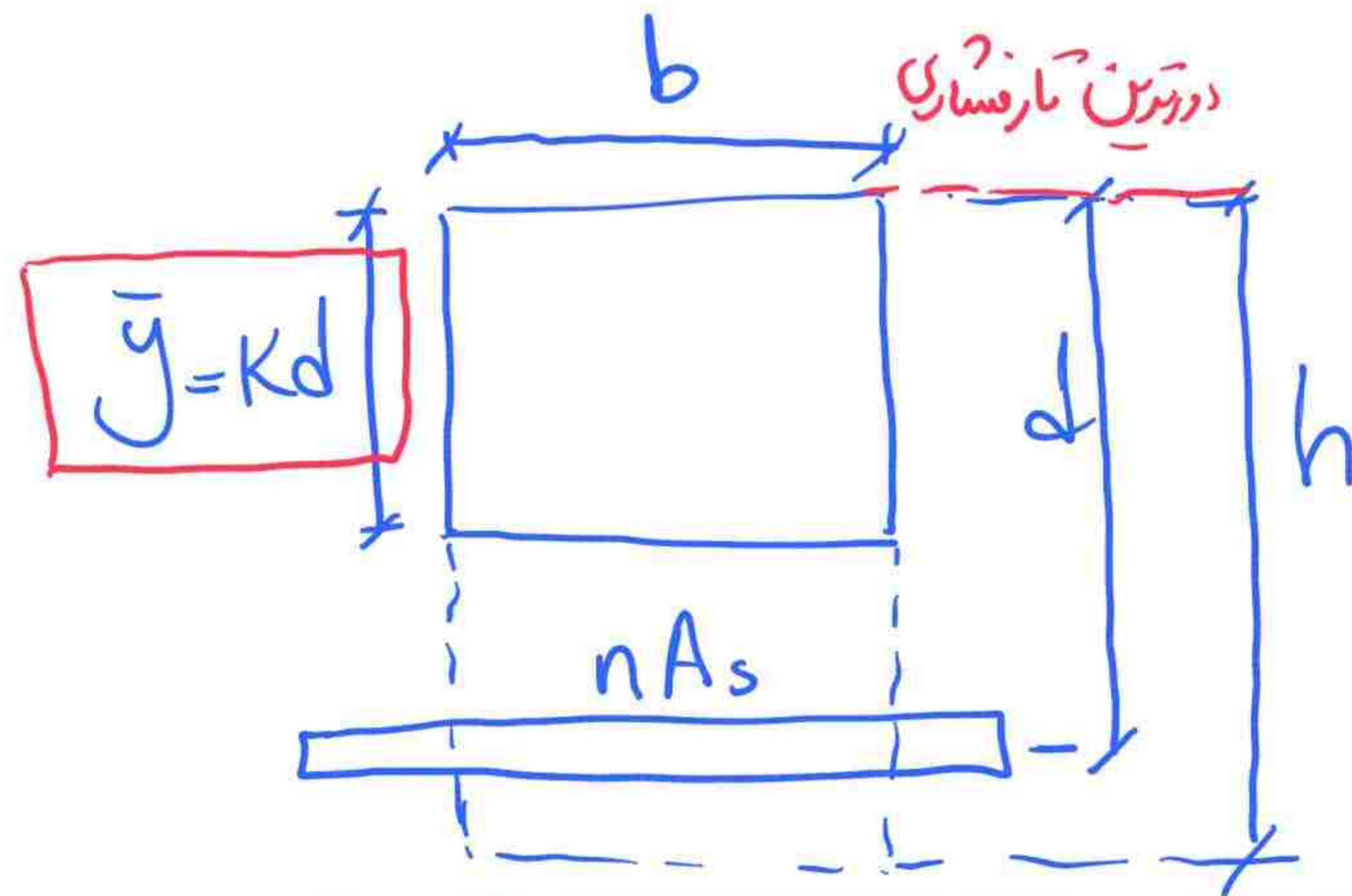
سعی شود در مایشین حساب فرمول نویسی
انجام دهد، بسیار وقتگیر است.

★ تمرین:



* اگر $f_{t_{max}} > f_r$ شود از حالت الاستیک خارج می‌شویم و به بیان دیگر اگر $M > M_{cr}$ شود از حالت الاستیک خارج می‌شویم

حالت الاستیک الاستیک - ملخی به رزق تنش مجاز



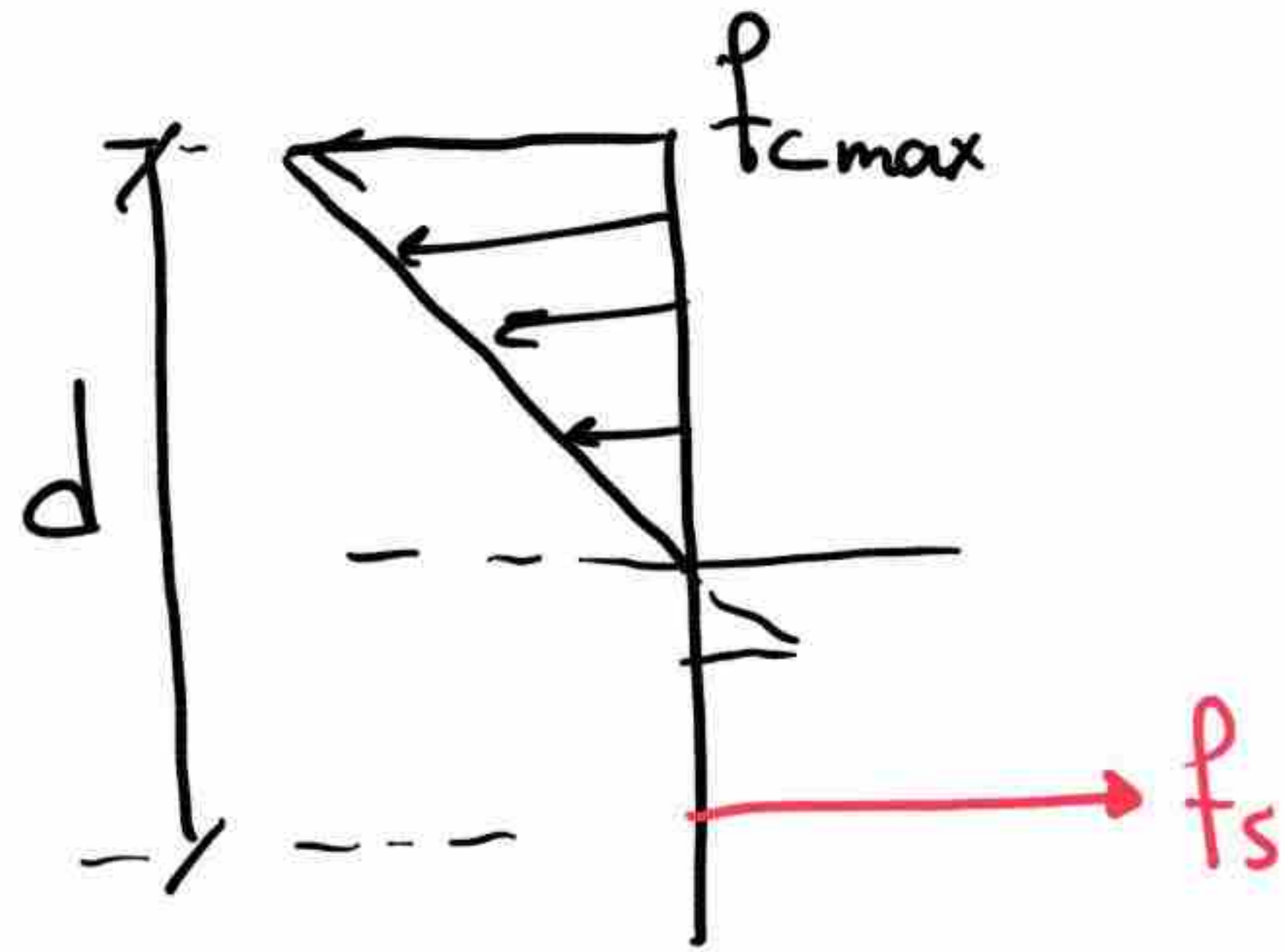
$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

درصد آرماتور
کشی

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

$$K = \sqrt{n^2 \rho^2 + 2n\rho} - n\rho$$

$$I_{tr} = \frac{1}{3} b h^3 + (n A_s) (d - \bar{y})^2$$



$$\sigma = \frac{M \times C}{I}$$

x_n

از حالت الاستوپلاستیک خارج می شود.

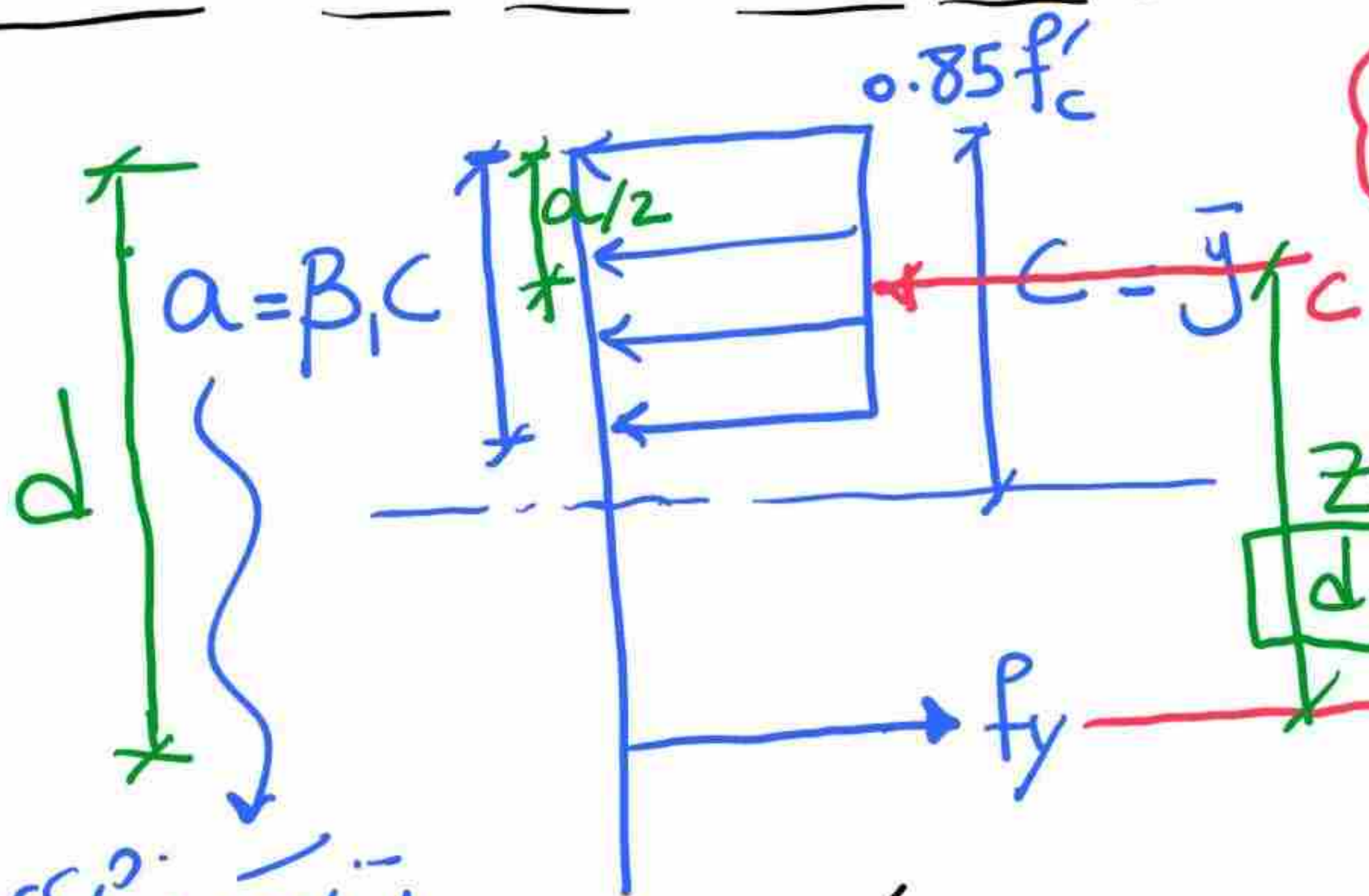
$$p_{cmax} > 0.5 f'_c \leadsto$$

* حالت پلاستیک (فلس)

$$0.85 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 \begin{cases} 0.85 \\ 1.05 - 0.00714 f'_c > 0.65 \end{cases}$$

$$f'_c > 28 \text{ MPa}$$



ارتفاع بلوک فشاری

$$0.85 f'_c \times b \times a = A_s f_y$$

نیروی کششی = نیروی فشاری

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b}$$

اگر سست تر از رخ دهد $P < P_b$

در حد برکت متوازن

$$P_b = 0.85 \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{7 \omega}{7 \omega + f_y}$$

MPa

داریم

الرسالة ندم خده
 $\rho < \rho_b$



$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

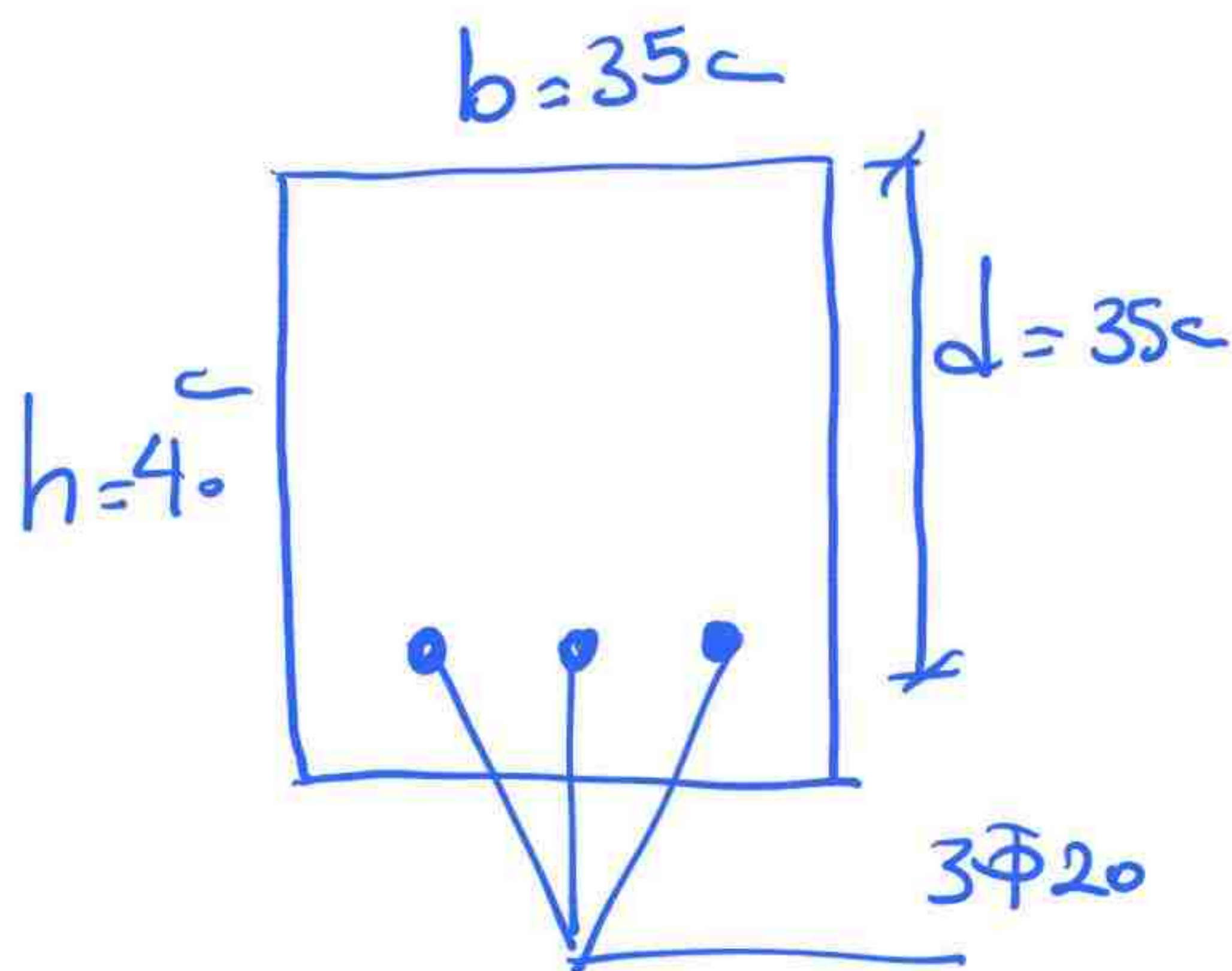
$$M_n = C \times Z$$

$$M_n = T \times Z$$

سیر

$$0.5\% < \rho < 2.5\% \text{ به صورت تقریبی}$$

بین زرد و نارنجی رنگ به زرد می‌رسد
 $\rho > \rho_b$



$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \times 3.14}{35 \times 40} = 0.0063$$

ظرفیت خمشی تیر زیر مقدار است؟

$$M_n = 0.0063 \times 35 \times 35^2 \times 4000 \times \left(1 - 0.59 \times 0.0063 \times \frac{4000}{250} \right)$$

$$M_n = 1016193 \text{ Kg.cm}$$

$$10.16 \text{ ton.m}$$

65

10 t.m
 20 t.m
 25 t.m

$$\text{ظرفیت خمشی} = \phi M_n = 0.9 \times 10.16 = \underline{9.14 \text{ ton.m}}$$

$$1) \quad m = \frac{f_y}{0.85 f_y}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = ? \leadsto M_n$$

طراحی میگردکشی؟

$$M_u = \phi M_n$$

$$2) \quad R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$3) \quad \rho = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right]$$

ANS

* نکته: گتر فرضی مقفل در

سازه بتن آرمه با افزایش 1.25 برابر

f_y در روابط حاصل می شود

$$M_{pr}$$

* برش ← یک طرفه ← تیر، نوار فونداسیون، ستون، دیوار برشی
 ← دو طرفه ← فونداسیون، دال
 (یابج)

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

برش به فاصله d از تکیه گاه
 ؛ برش یک طرفه

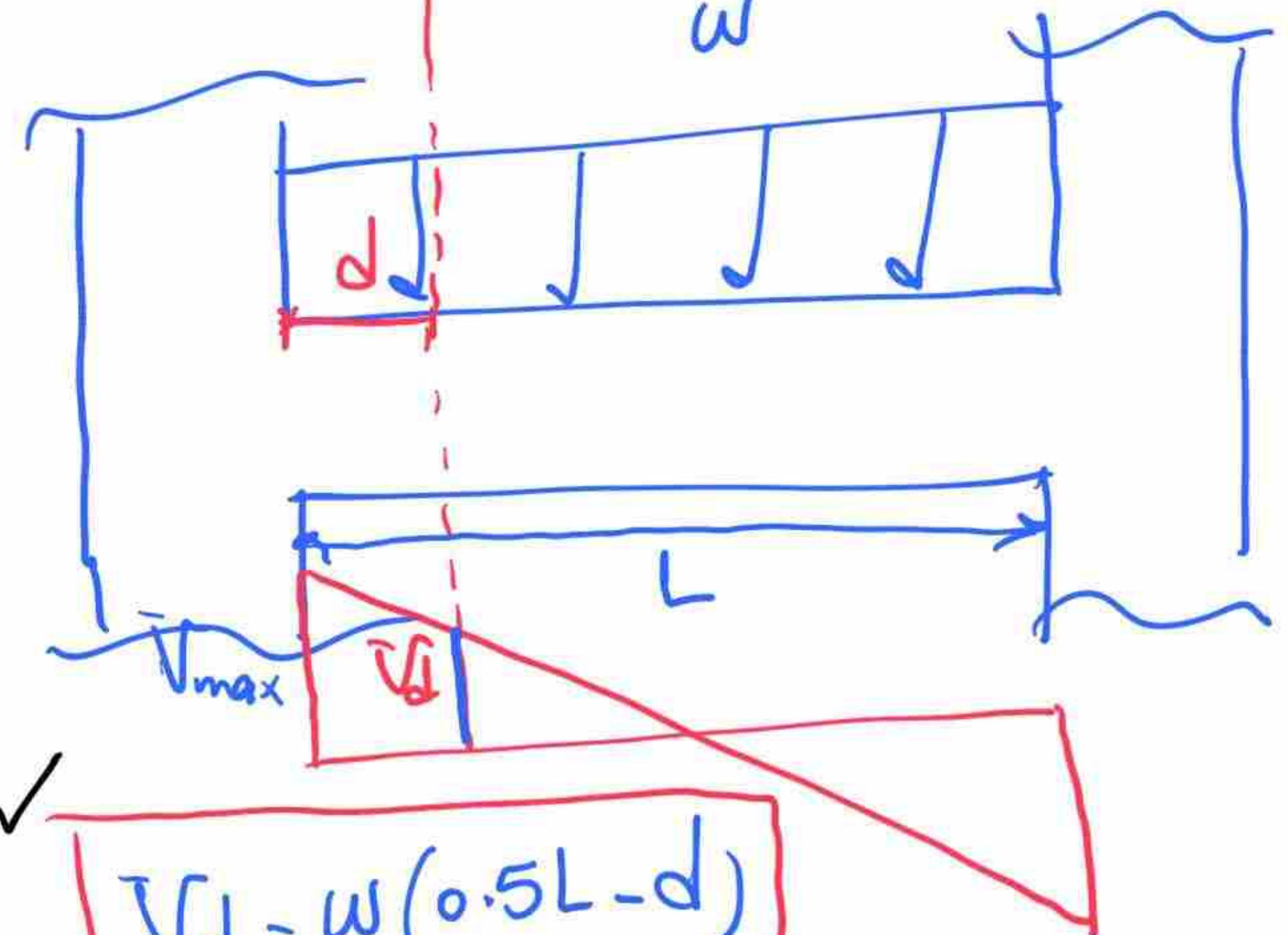
(به شرط وجود بار ممتد)

اگر بار متمرکز از تکیه گاه تا d

وجود داشته محل بار متمرکز مقطع
 بحرانی است

مقطع بحرانی برش یک طرفه

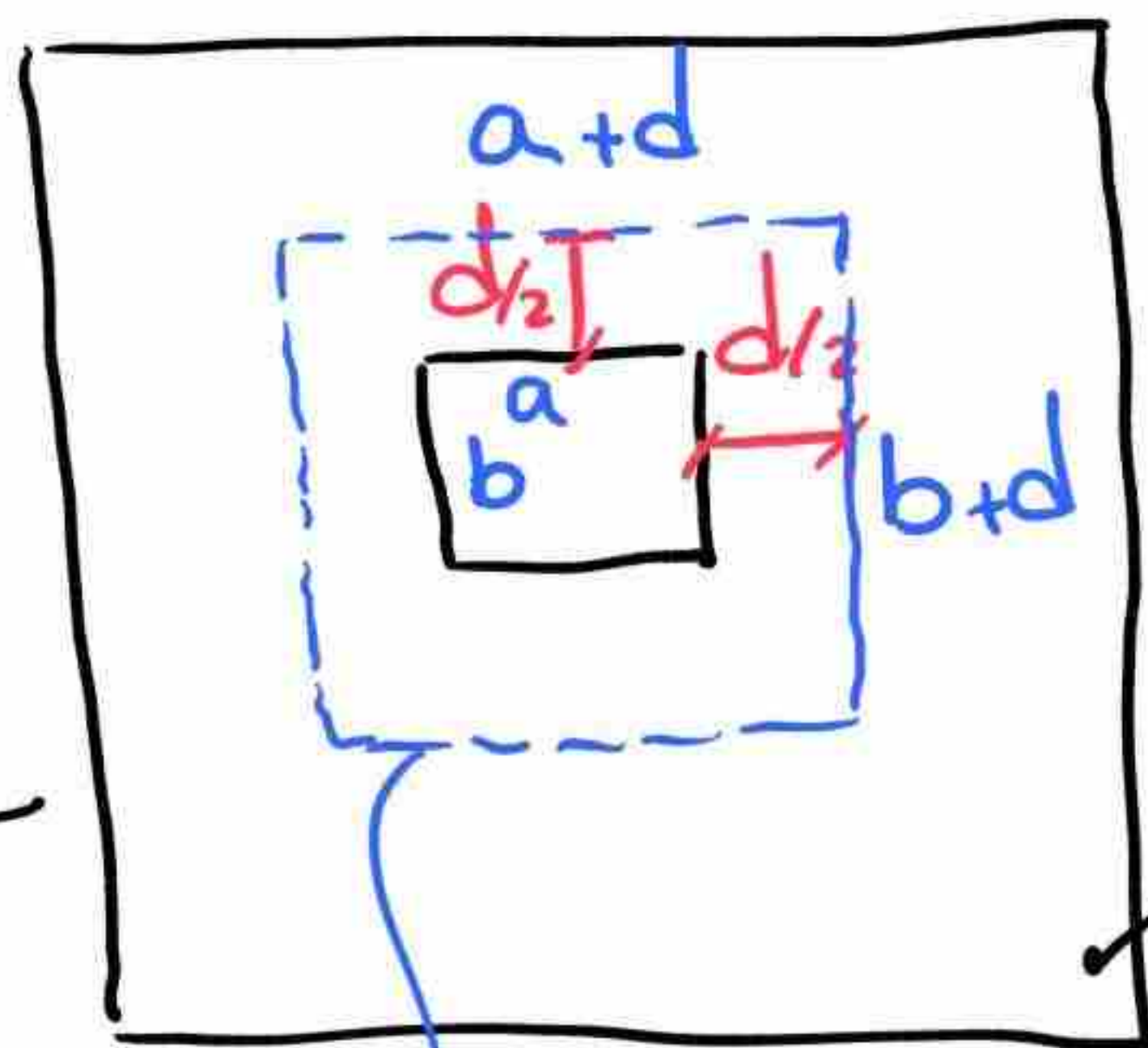
حالت بار
 w



$$V_d = w(0.5L - d)$$

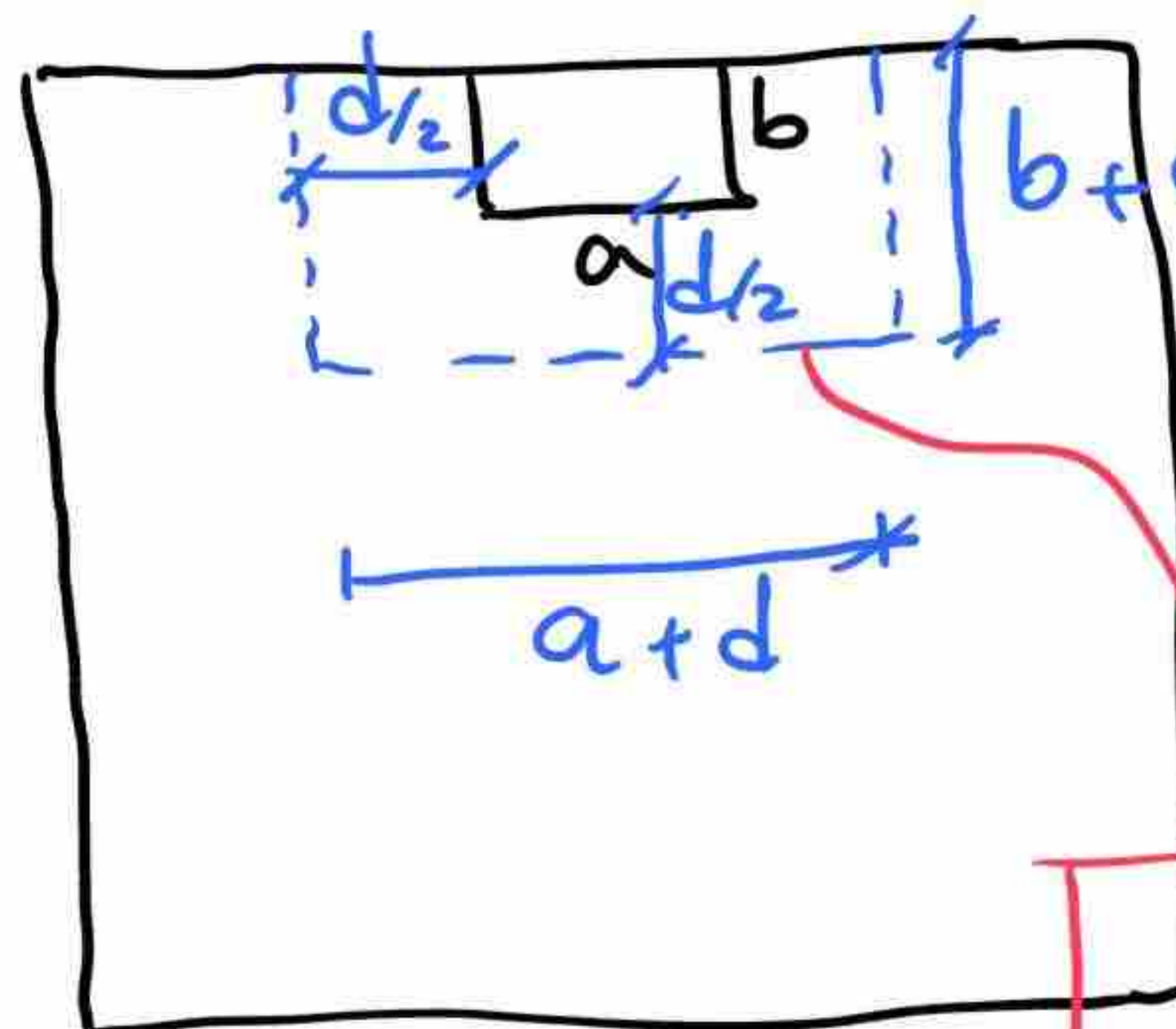
برس در طرف

سین بیان



عمق منبر

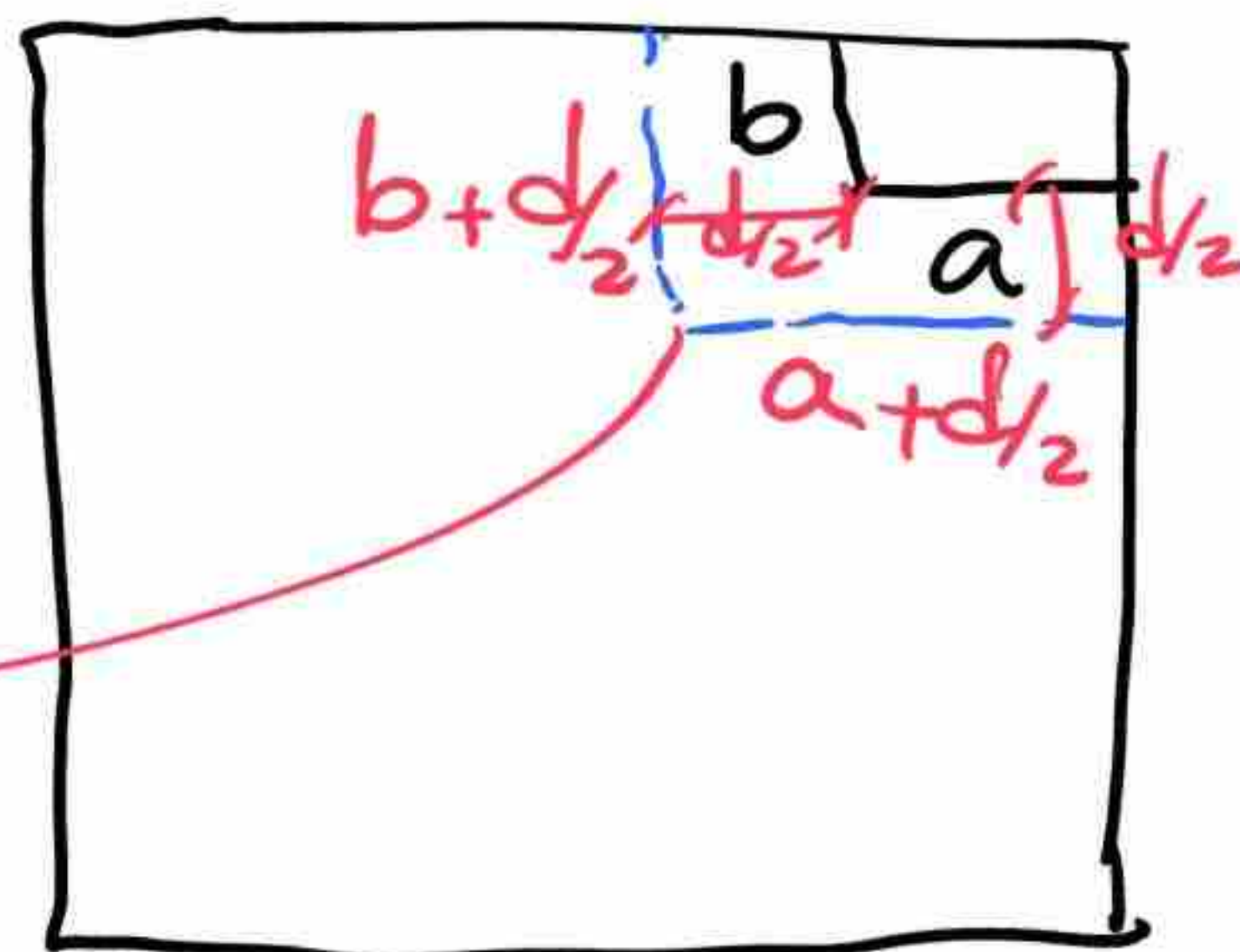
h, d



سین کناری

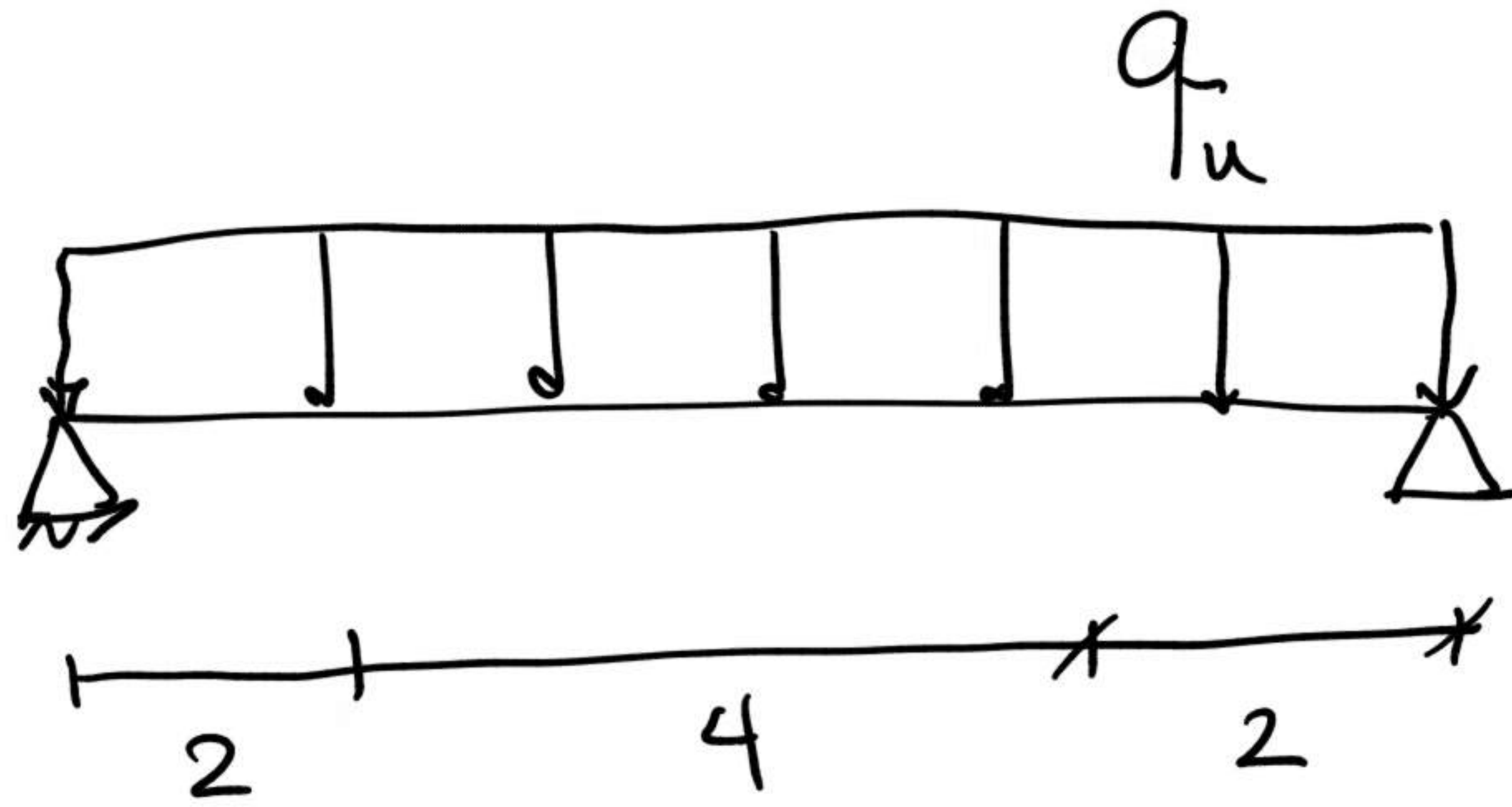
$$b_o = (a+d) + 2(b+d/2)$$

سین لنج



$$b_o = a + b + d$$

ی محدوده بحرانی برس در طرف $\Rightarrow$ محیط: $b_o = 2(a+d) + 2(b+d) = 2a + 2b + 4d$



مسئله ۳۱ از بحث پیش مهر ۹۹

$$\underline{V_u} = V_{max} = q_u L/2 = 4q$$

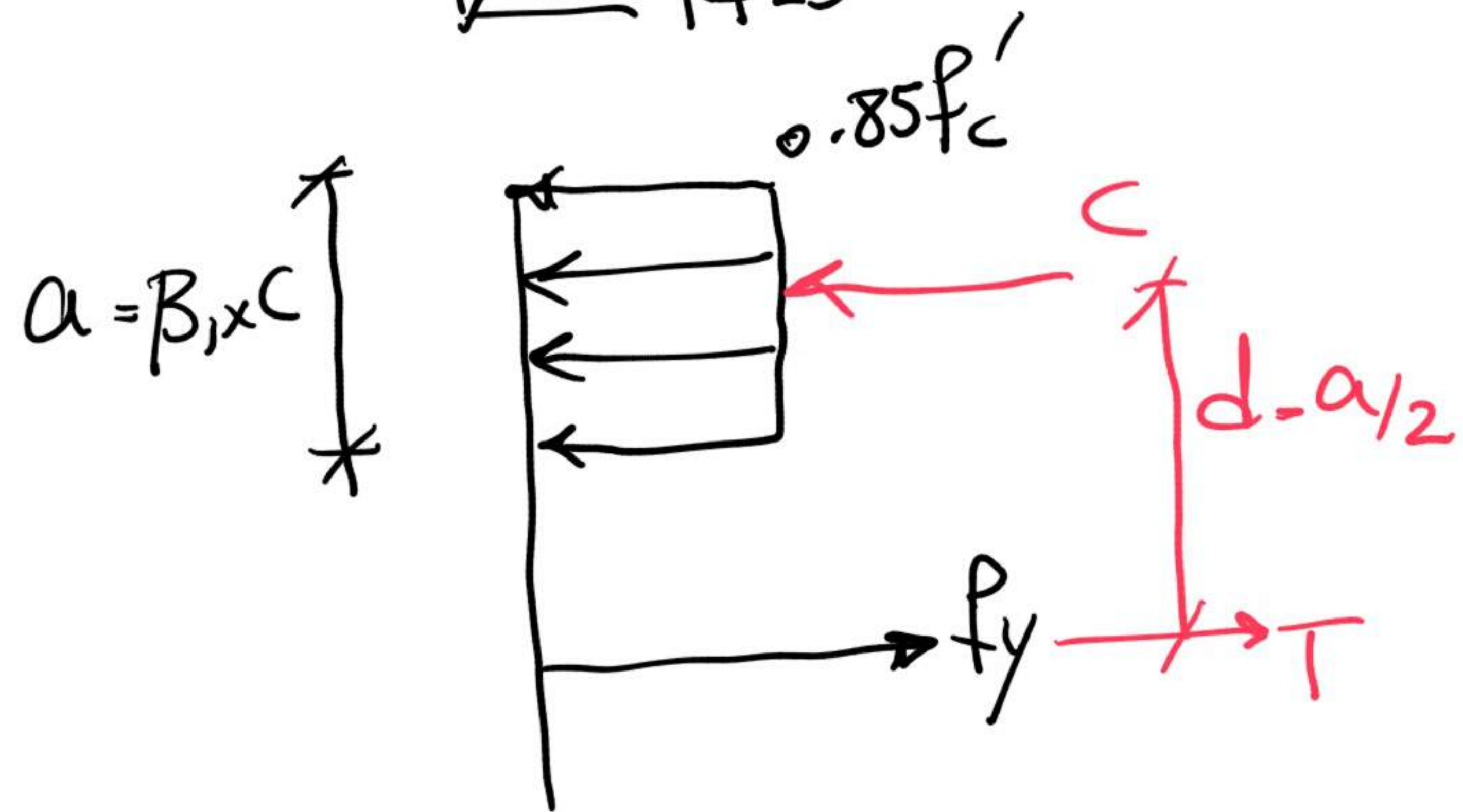
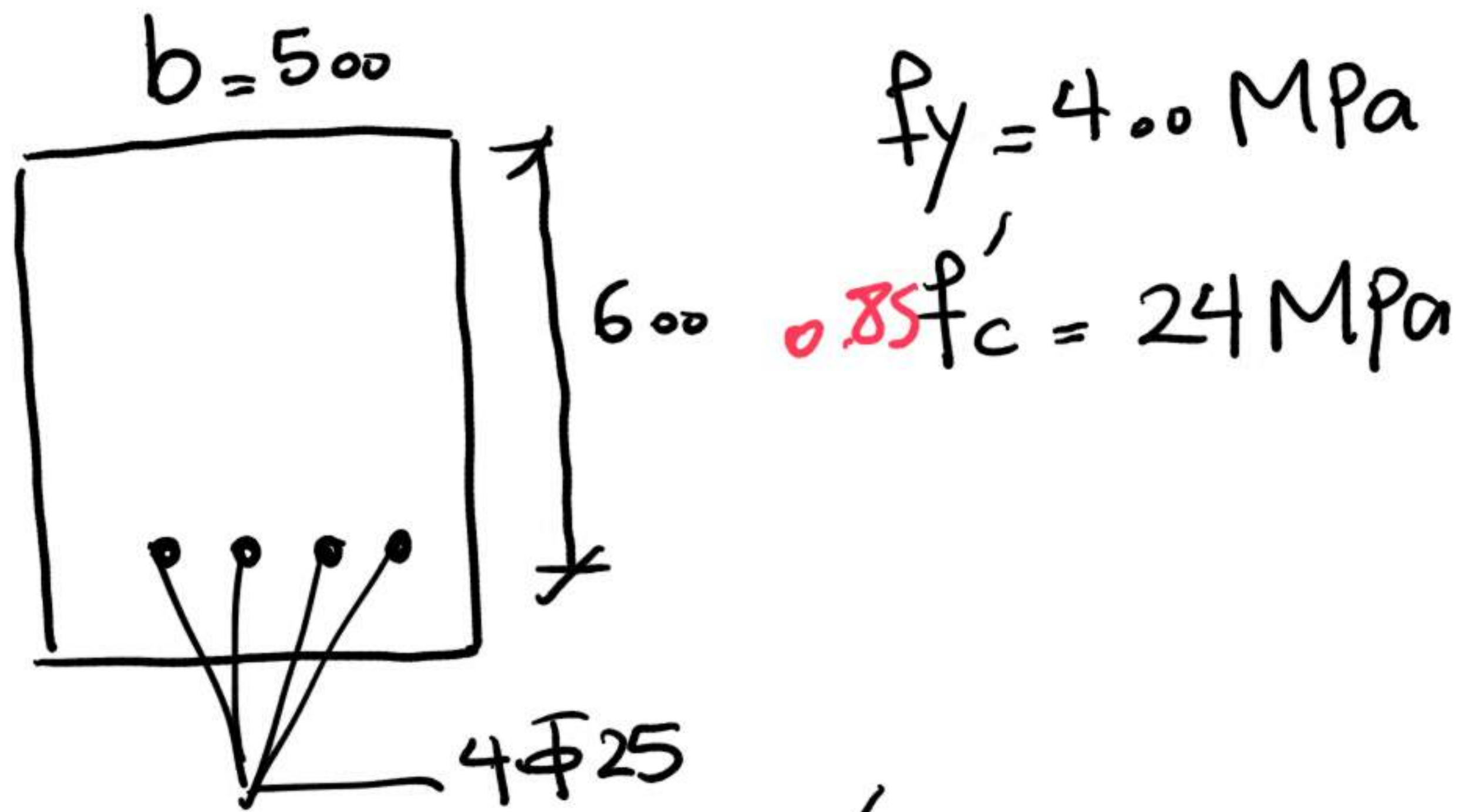
$$L = 8m$$



$$\underline{V_d} = q_u (0.5L - d) = q_u (4 - 0.53) = 3.47q$$

$$\frac{V_d}{V_u} = \frac{3.47q}{4q} \rightarrow \boxed{V_d = 0.87 V_u}$$

گزینه ۲



$$M_n = C \times Z = T \times Z$$

$$Z = d - a/2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$M_n \rightarrow a$$

$$M_{pr} \sim a \times 1.25$$

$$M_n = d$$

$$M_{pr} = \text{لستاز } d$$

عین
 q_v
 ظرفیت

$$1.25$$

$$f_y \times 1.25$$

$$M_{pr}$$

70

نکته: در این مدل از تست‌ها مقایسه‌ای نسبت M_{pr} به M_n به عدد 1.25 نزدیک است
اگر $\frac{M_{pr}}{M_n}$ مدنظر باشد و بازاری کمتر به واسطه α بیشتر، کاهش می‌یابد در نتیجه

از 1.25 مقداری کمتر

اگر $\frac{M_n}{M_{pr}}$ مدنظر باشد برعکس مطلب فوق از 1.25 مقداری بیشتر

$$n = E_s / E_c \leadsto \begin{array}{l} \text{میلر دھم} \\ \text{بِن لیرم} \end{array}$$

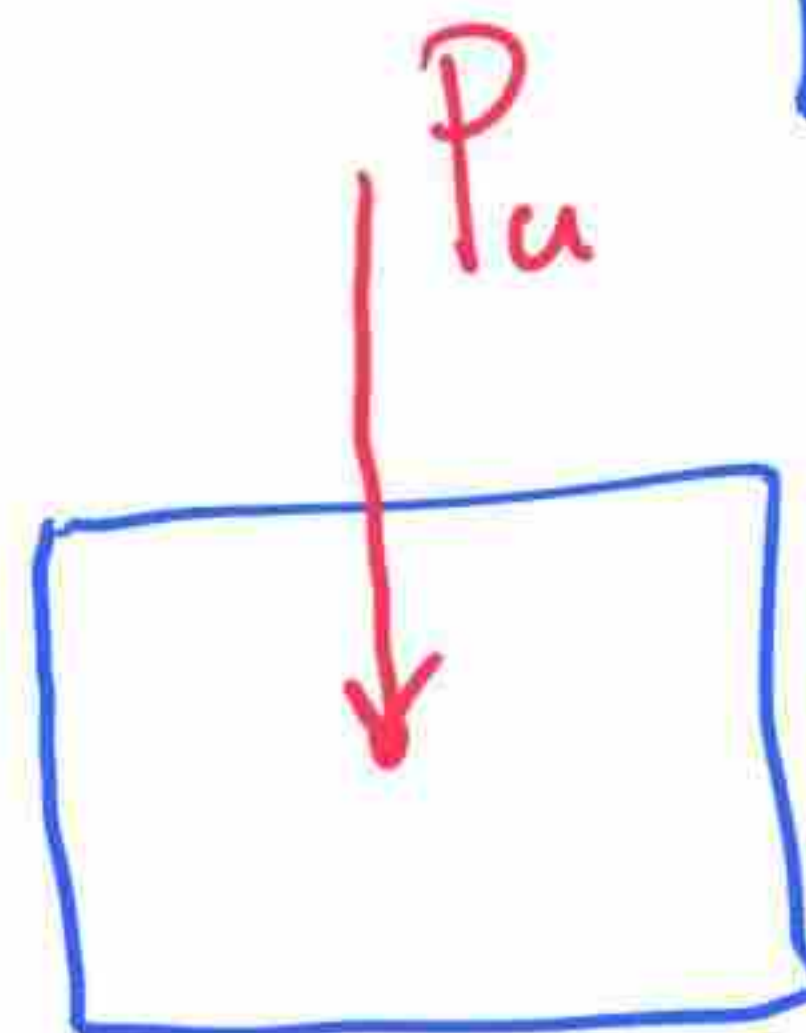
مکب (کاسونٹ)

$$n = E_c / E_s \leadsto \begin{array}{l} \text{بِن می دھم} \\ \text{مولاد می لیرم} \end{array}$$

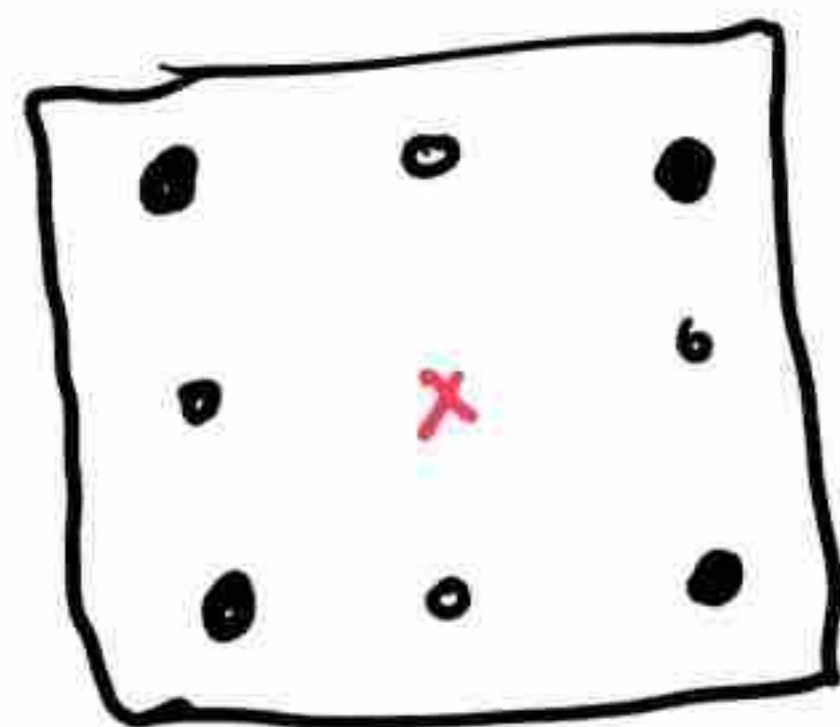
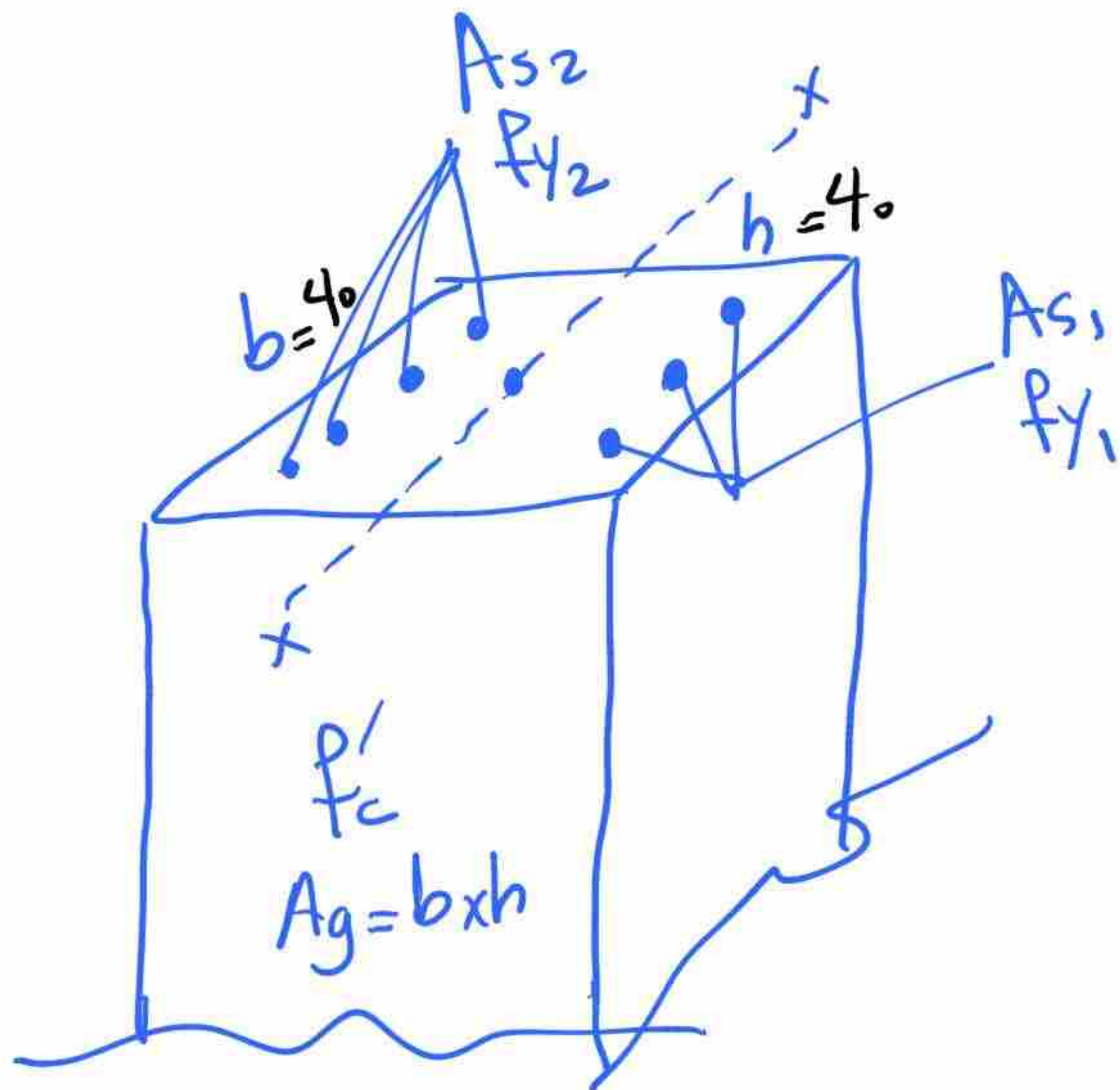
* بار محوری - ضریب محوری خالص
مرکز پلاستیک یا مرکز هندسی؟

مرکز پلاستیک → مقاومت مصالح

$$\frac{A_{s1} \times f_{y1} + A_{s2} \times f_{y2}}{f_{y1} + f_{y2}}$$



اگر بار محوری به مرکز پلاستیک عضو وارد شود خالص محسوب می شود



f_y ✓
 A_s ✓

* در طراحی سازه بتن آرمه معمول بار محوری حاصل وجود ندارد و سبب برنوع مقطع در صدد از

حالت خالص رفتی کاهش می یابد

$b \times h$

حالت خالص رفتی

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

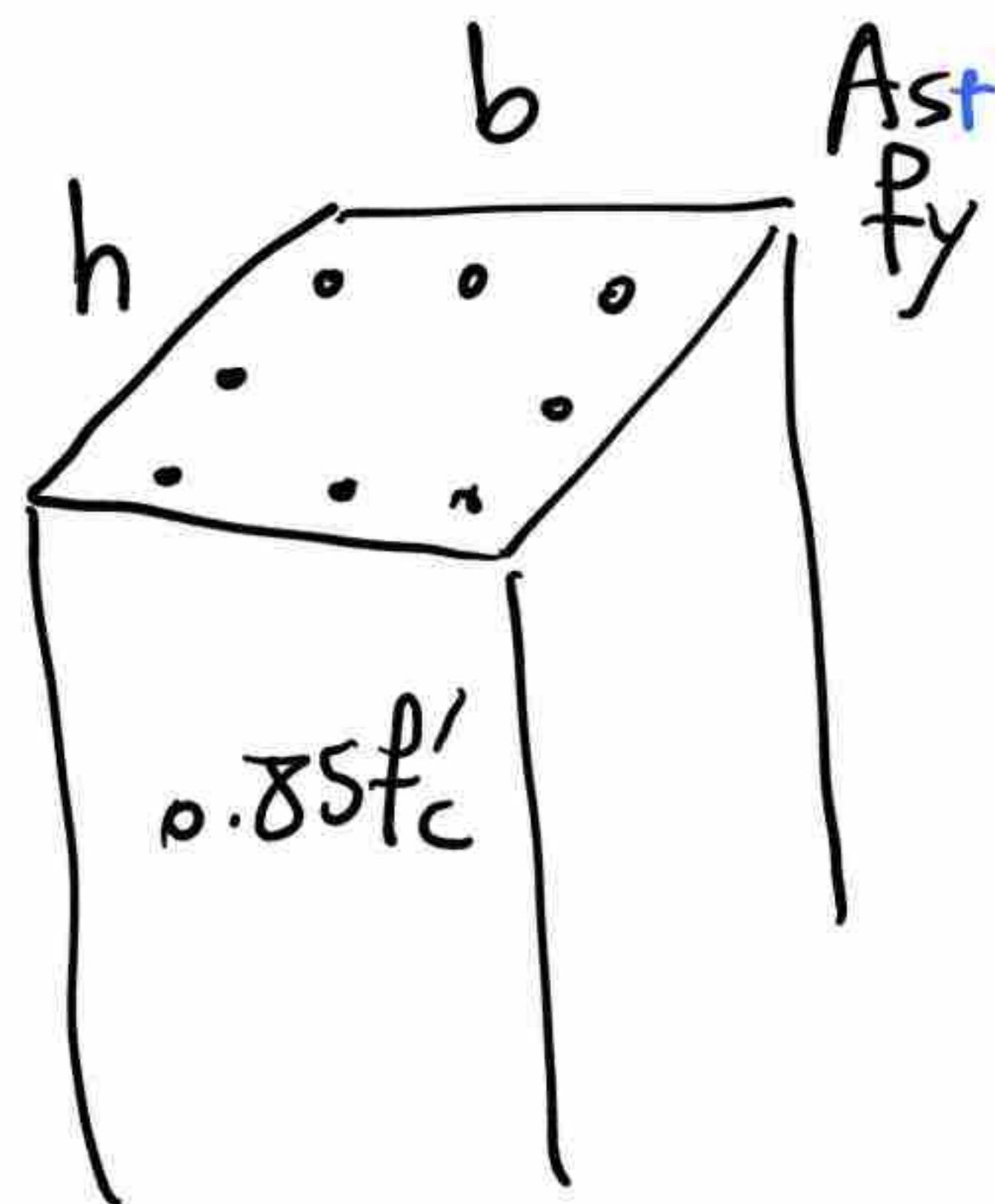
$0.94 A_g$
 $0.92 A_g$

$0.06 A_g$
 $0.08 A_g$

حالت در صدد بار محوری در ستونها $1/6$ یا $1/8$

ستون بتنی متوسط

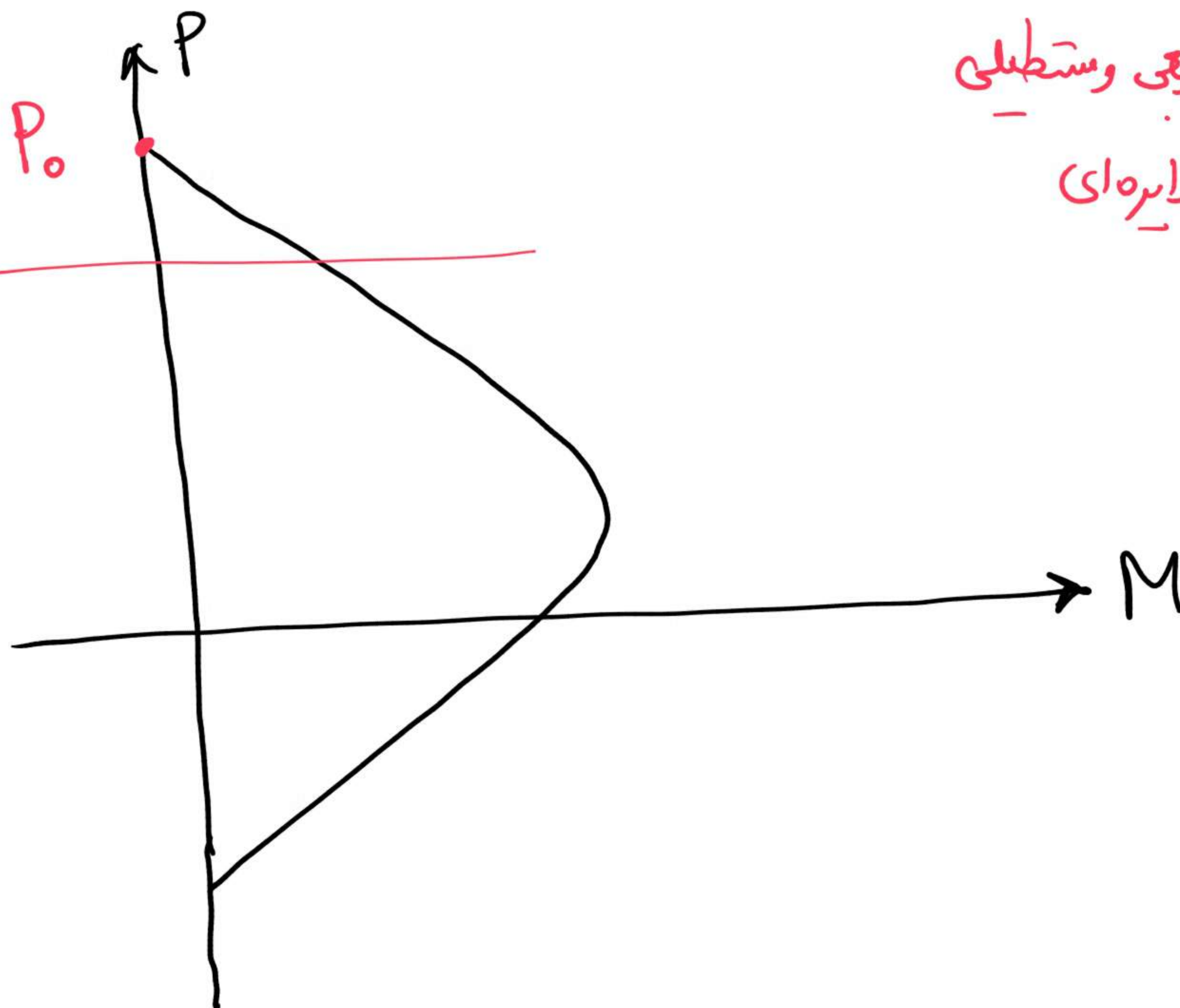
ستون بتنی
ویرنه



$$P = 0.85 f'_c A_g + A_{st} f_y$$

نسب مربعی و مستطیلی $K_{max} P_0 = 0.8 P_0$

نسب دایره‌ای $K_{max} P_0 = 0.85 P_0$



در نظر گرفتن
حد آمل خروج
از میلزیت ≈
ماهس ضایعت
مهری خالص

* در روابط بتن آرمه حداقل مقدار نیروی برشی باید به گونه ای باشد که رابطه زیر برقرار شود:

$$V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b x d)$$

$$V_c \leftarrow 4V_s$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.75$$

برش - پیچش

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b x d$$

نیروی محوری نباشد
(برش - پیچش)

$$0.166666$$

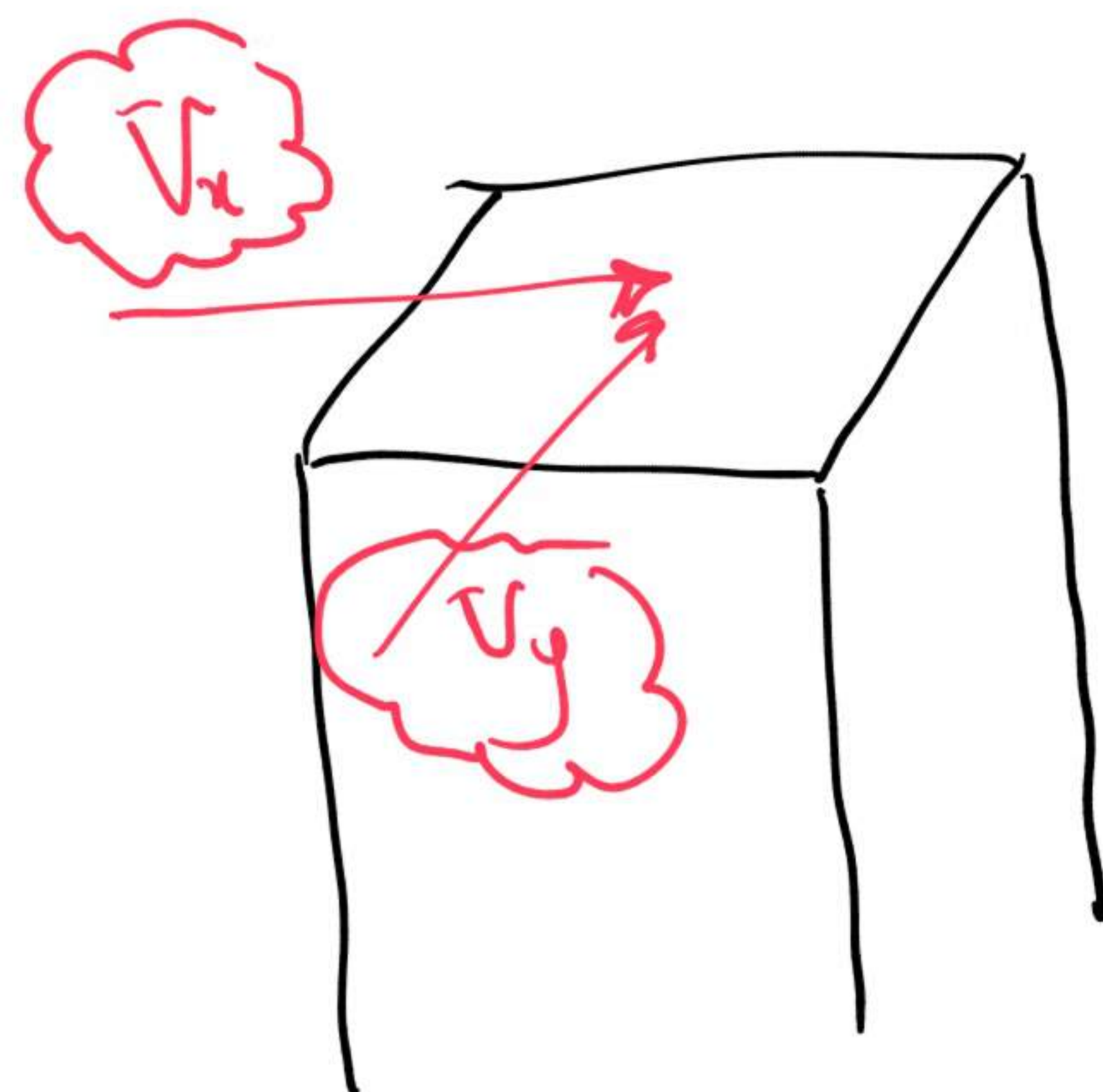
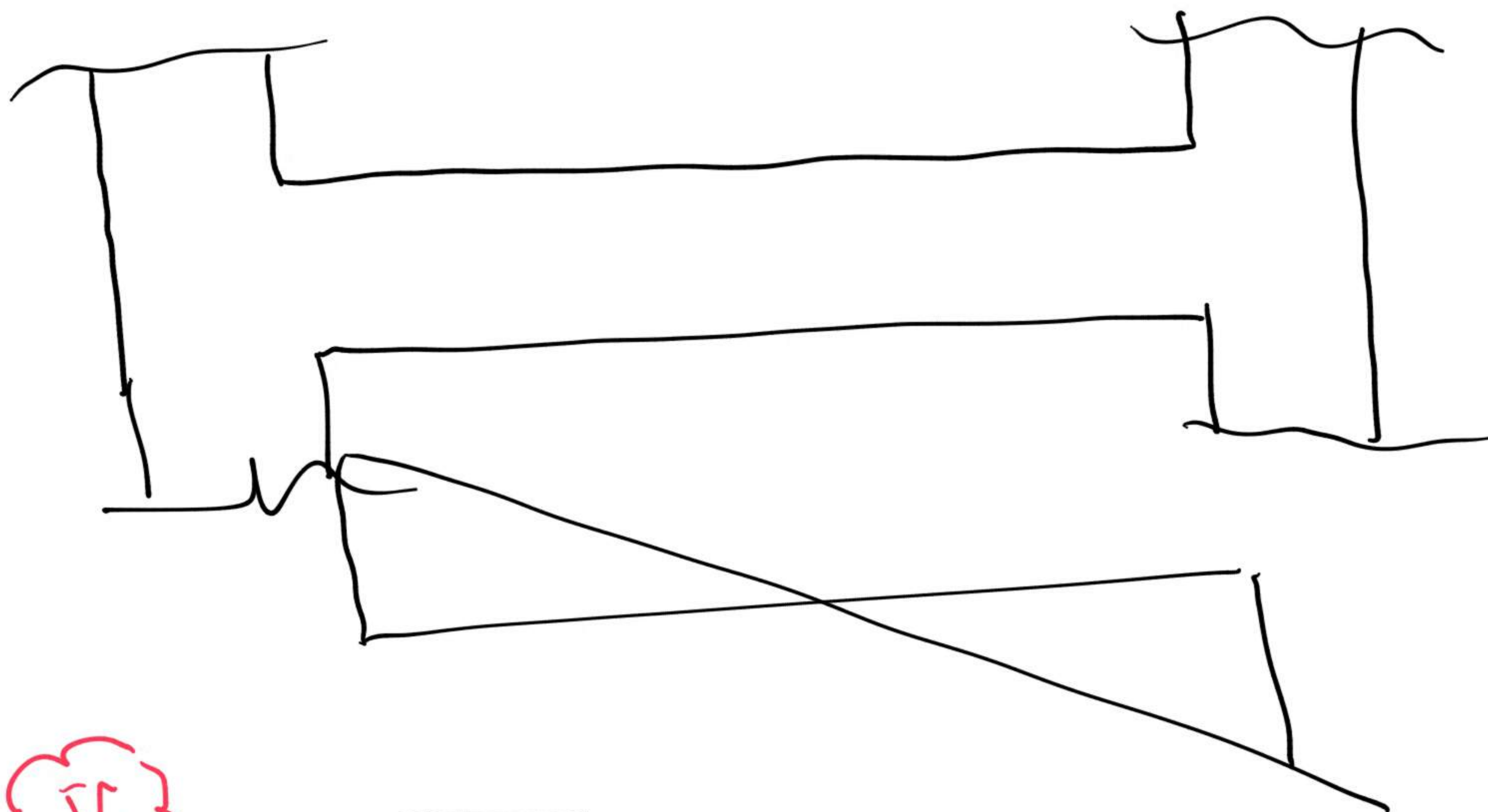
$$\times 4 \rightarrow 0.66 \sqrt{f'_c} b x d$$

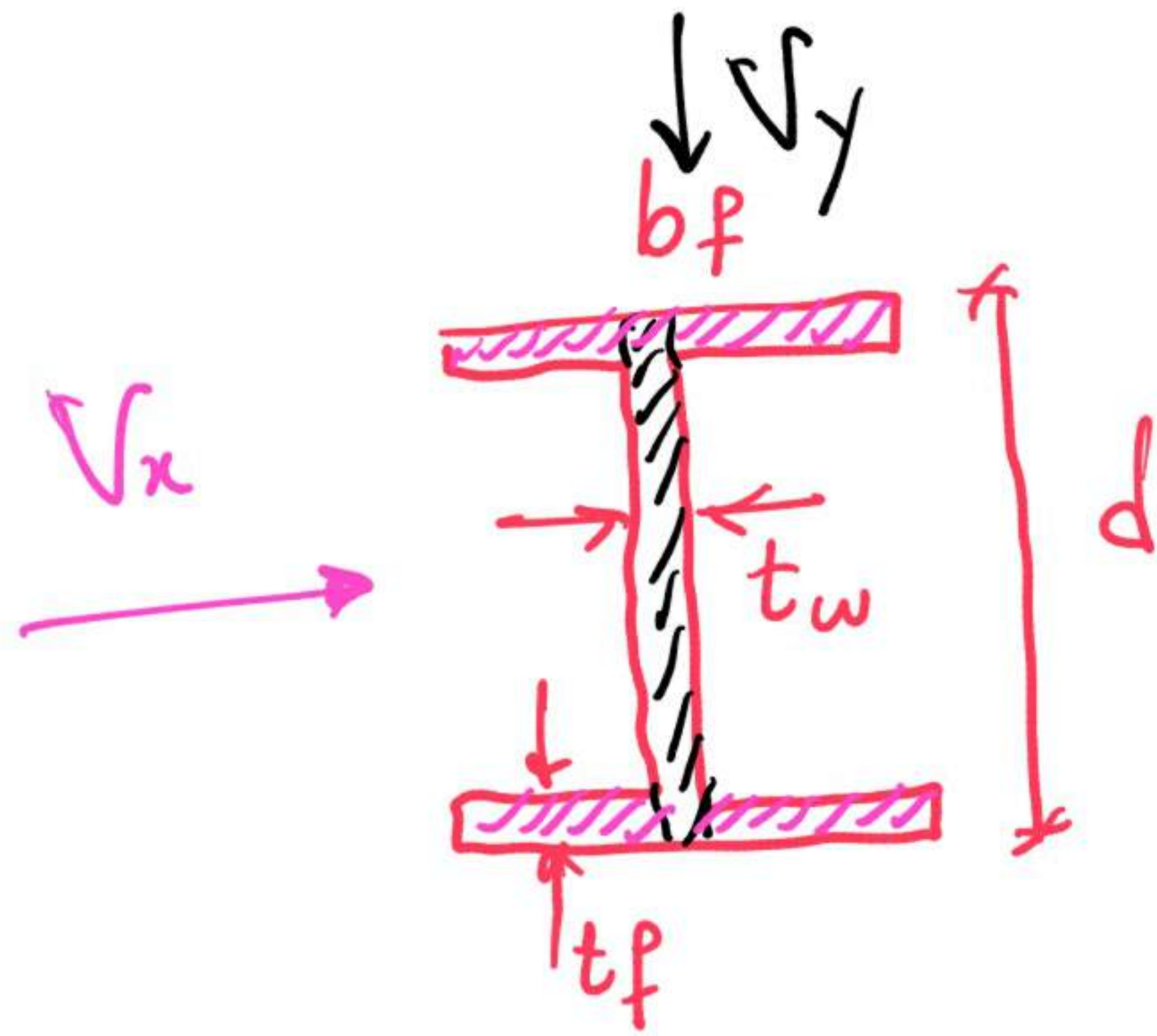
معرفی عمران

نسبت 1.25

M^+, M^-

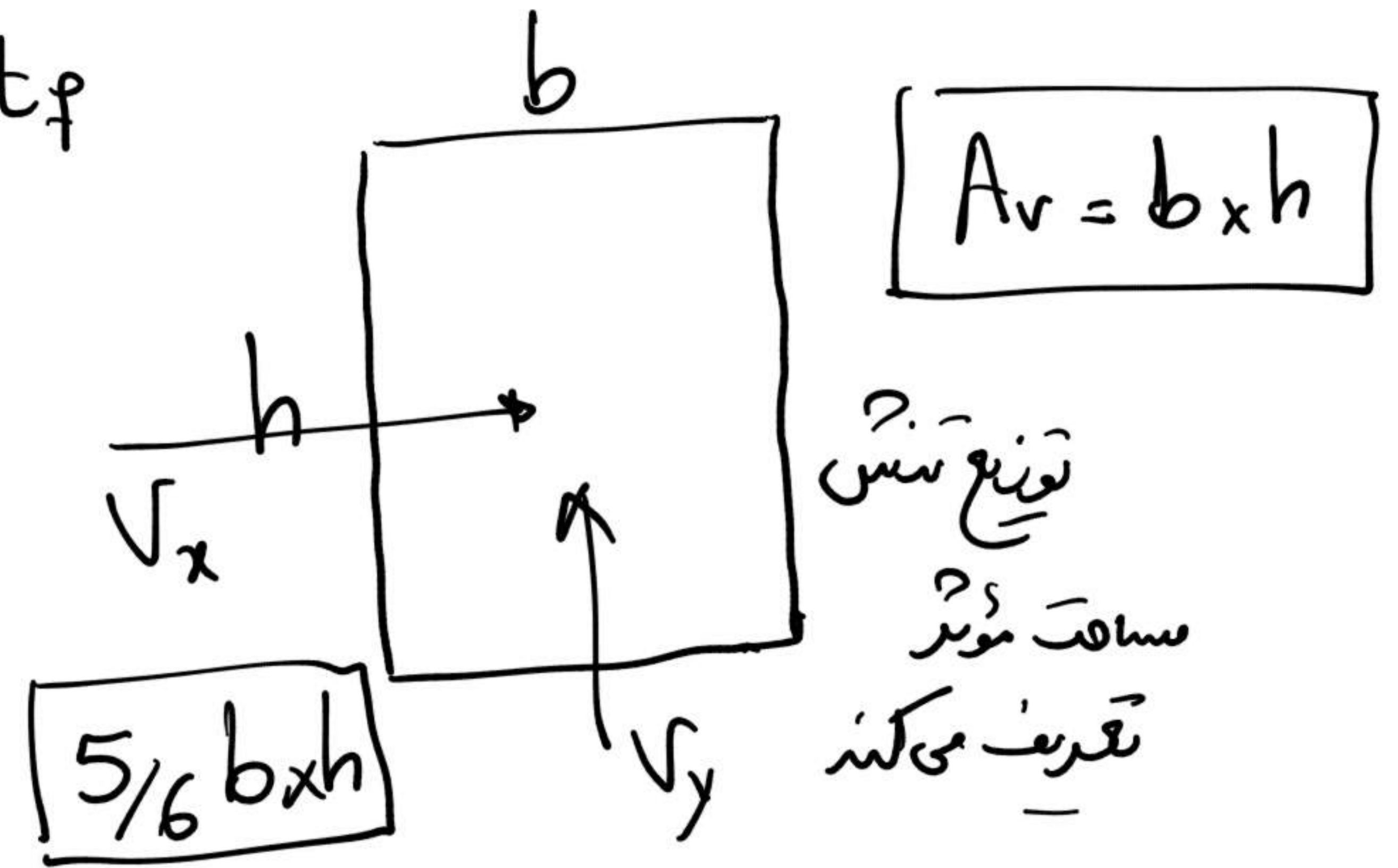
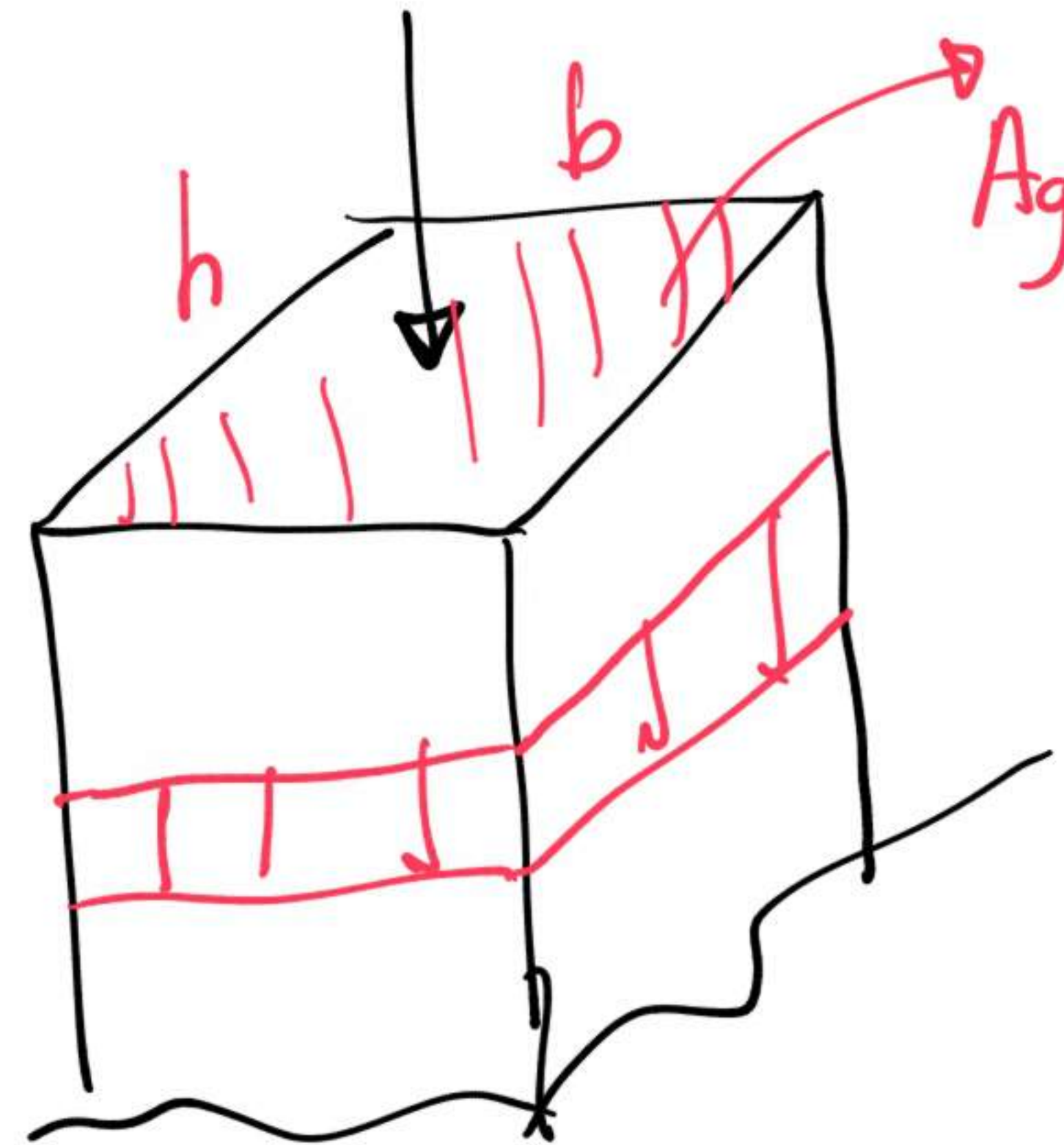
w/c





$$x: A_{gv} = 2b_f t_f$$

$$y: A_{gv} = d t_w$$



* اگر نیروی برشی هر جهت از 5٪ ظرفیت برشی صفا جهت بیشتر باشد یعنی

$$\frac{V_{ux}}{V_{nx}} > 0.5 \quad , \quad \frac{V_{uy}}{V_{ny}} > 0.5$$

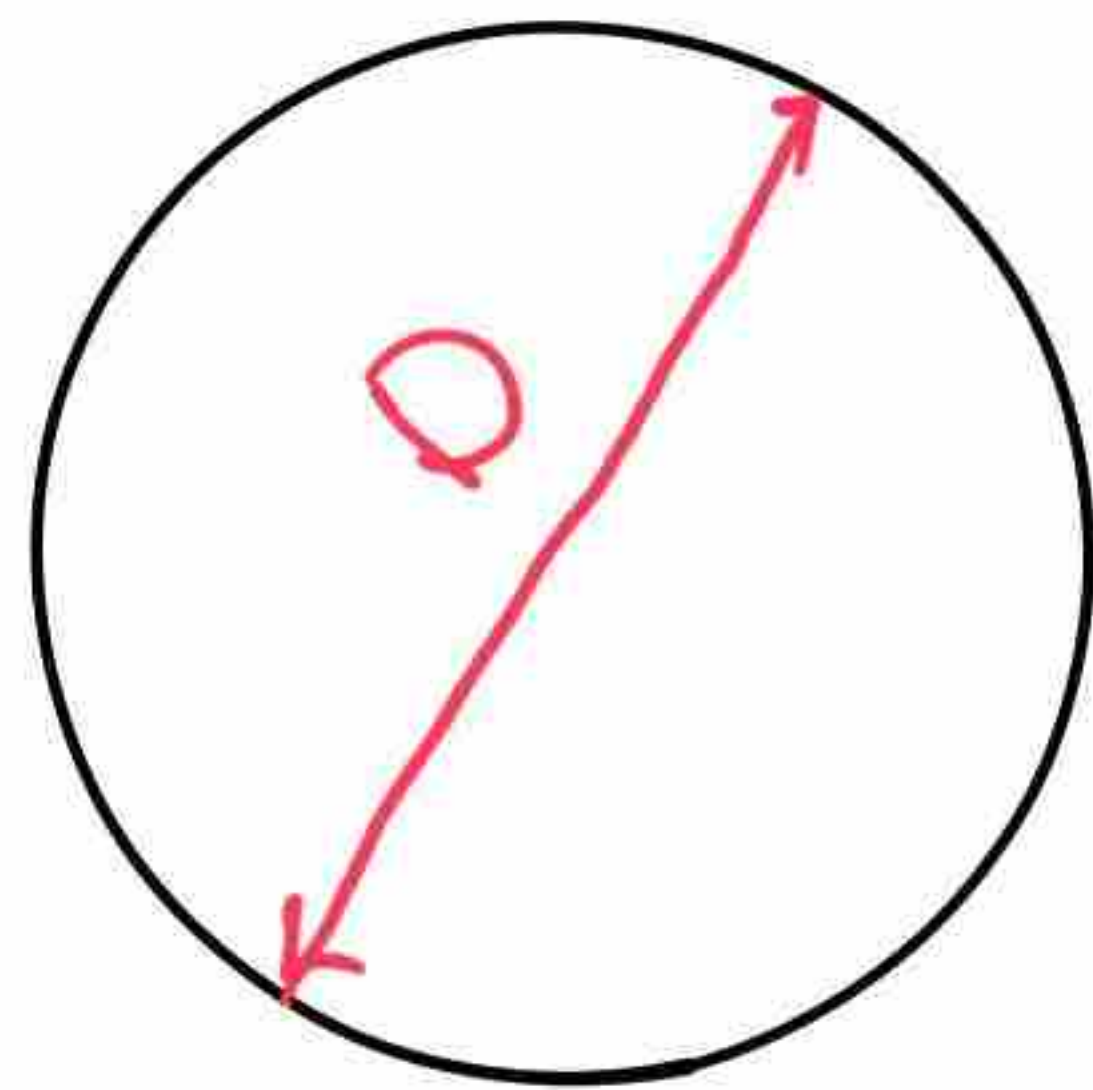
باید رابطی زیر کنترل شود:

$$\frac{V_{ux}}{\phi V_{nx}} + \frac{V_{uy}}{\phi V_{ny}} < 1.5$$

این معادله برای برش

در دو جهت

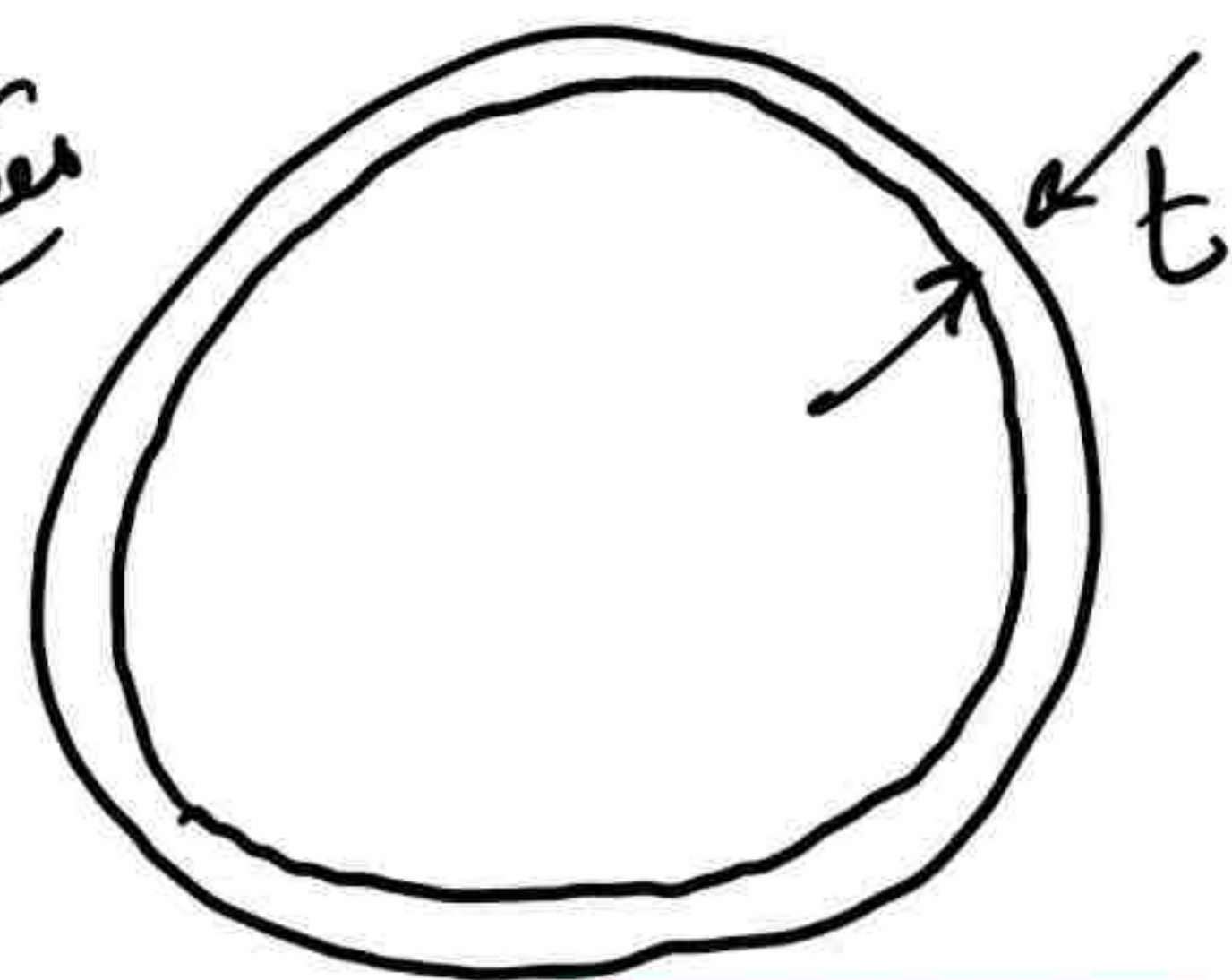
معادله



عمق نفوذ
برای سزی برشی
در مقطع دایره‌ای
 $= d = 0.8D$

$$b_w = D$$

مقطع جدار نازک



$$b_w = 2t$$

در برش

* نکته: اگر حد آمل فولاد برشی در مقطع استفاده نشود باید $\sqrt{f'_c} < 8.3 \text{ MPa}$

دیوار برشی



$$d = 0.8L_w$$

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$$

$< 0.05 f'_c$

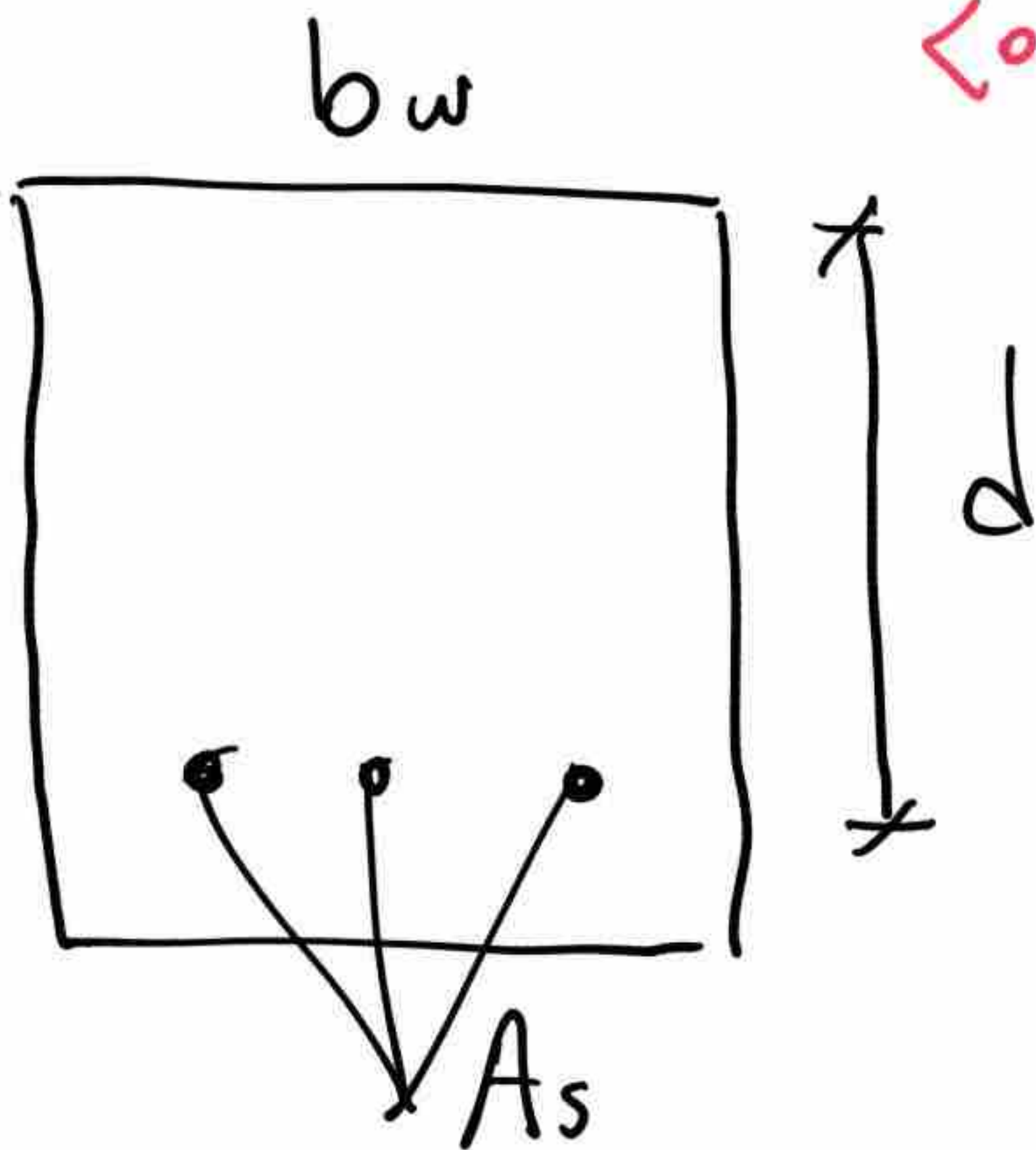
$$V_c = \left(0.66 \lambda (p_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$$

$< 0.05 f'_c$

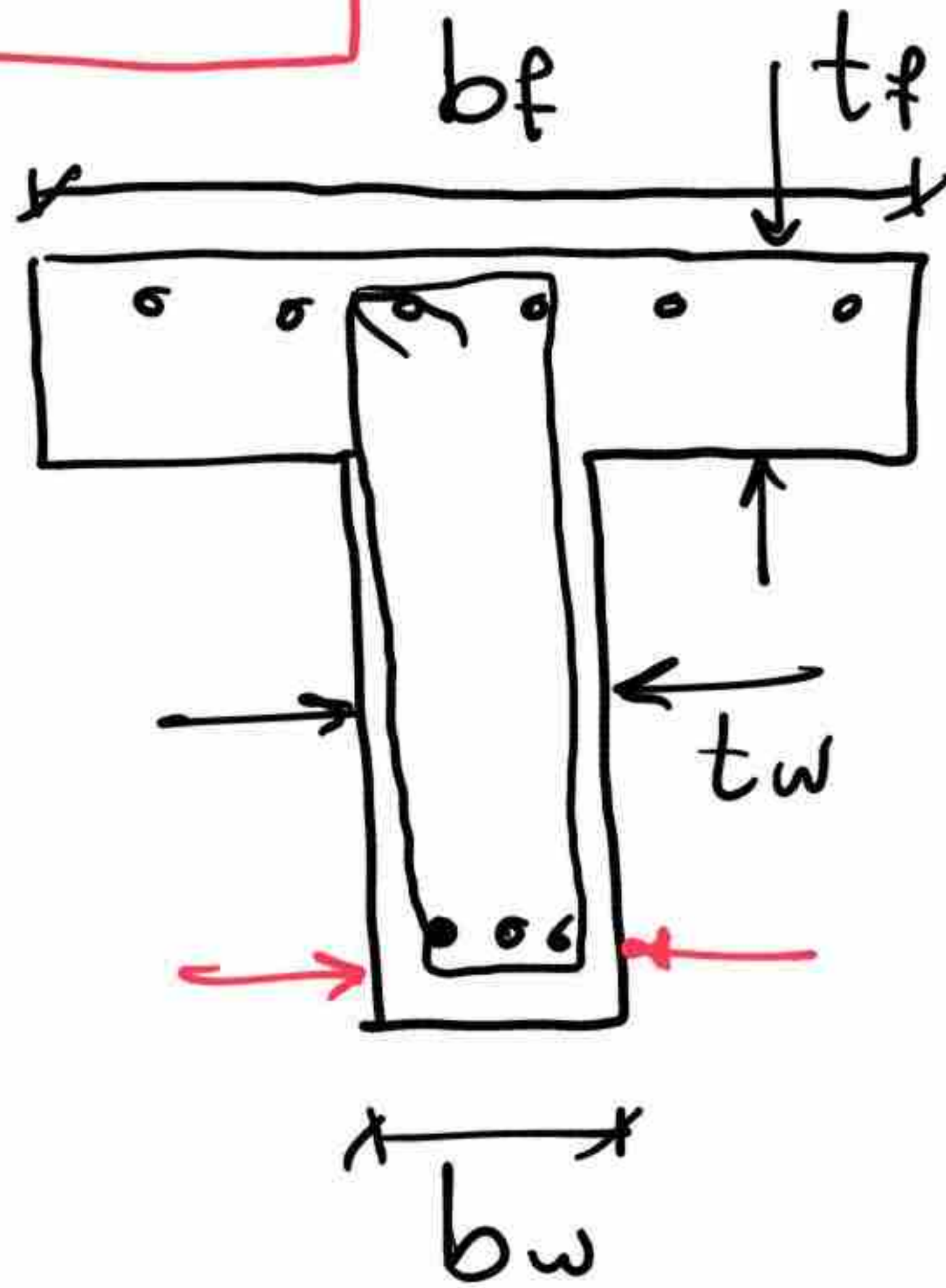
رابطه‌ی ظرفیت برشی بتن
در مواردی که حداقل آرماتور
برشی در مقطع استفاده
شده باشد

سبزی مهری

نسبت مساحت
کشی



$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$



$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} (\rho_w)^{1/3} + \frac{Nu}{6Ag} \right) b w d$$

$$\rho_w^{1/3} = \sqrt[3]{\rho_w}$$

ظرفیت برشی بتن در
حالتی که عوامل مؤثر در
برش استفا و نسبه است.

$$f'_c < 0.05$$

* صدالت مقدار ظرفیت برشی بتن برابر است با ؛

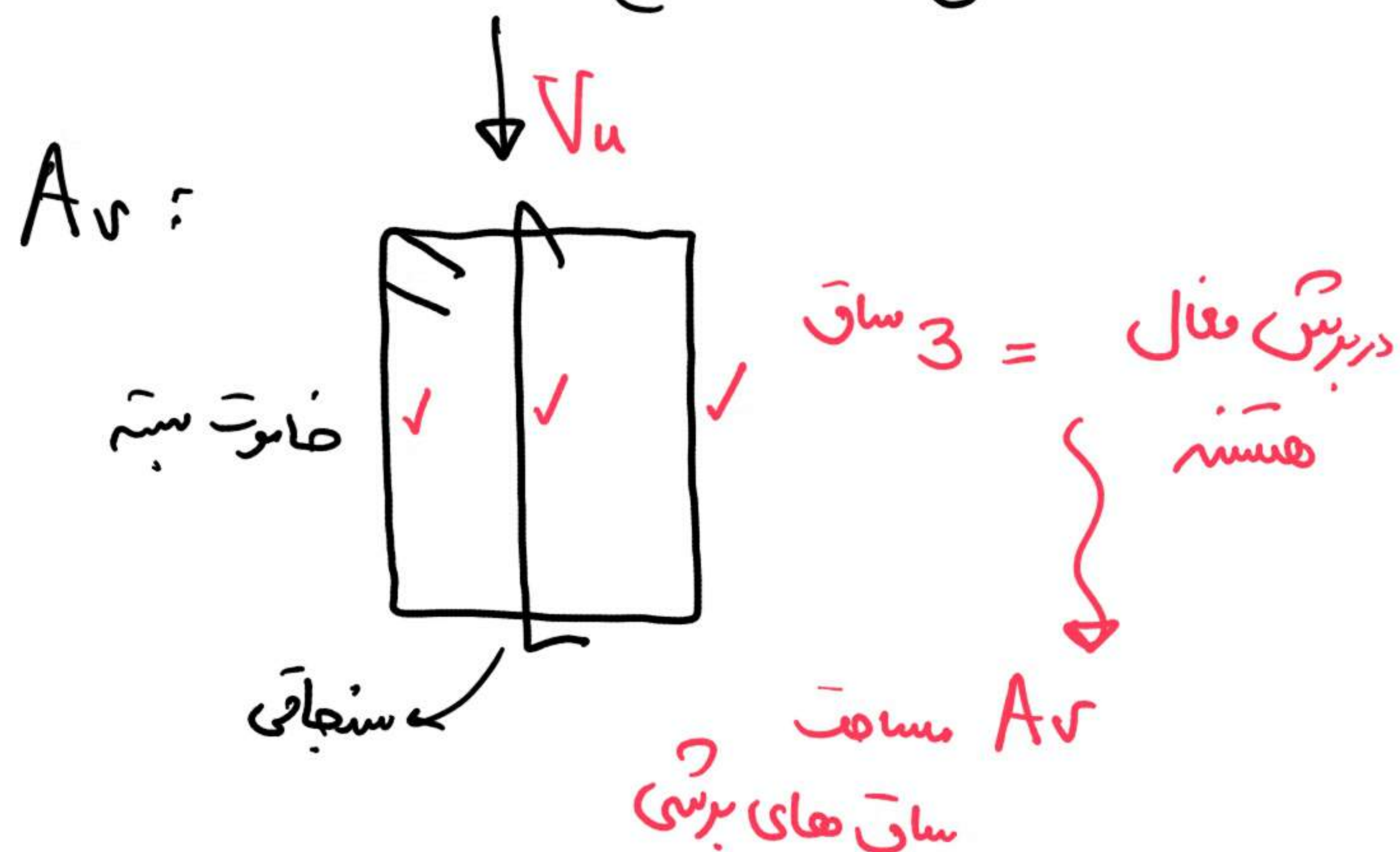
بسیار مهم

$$V_{cmax} = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b w d$$

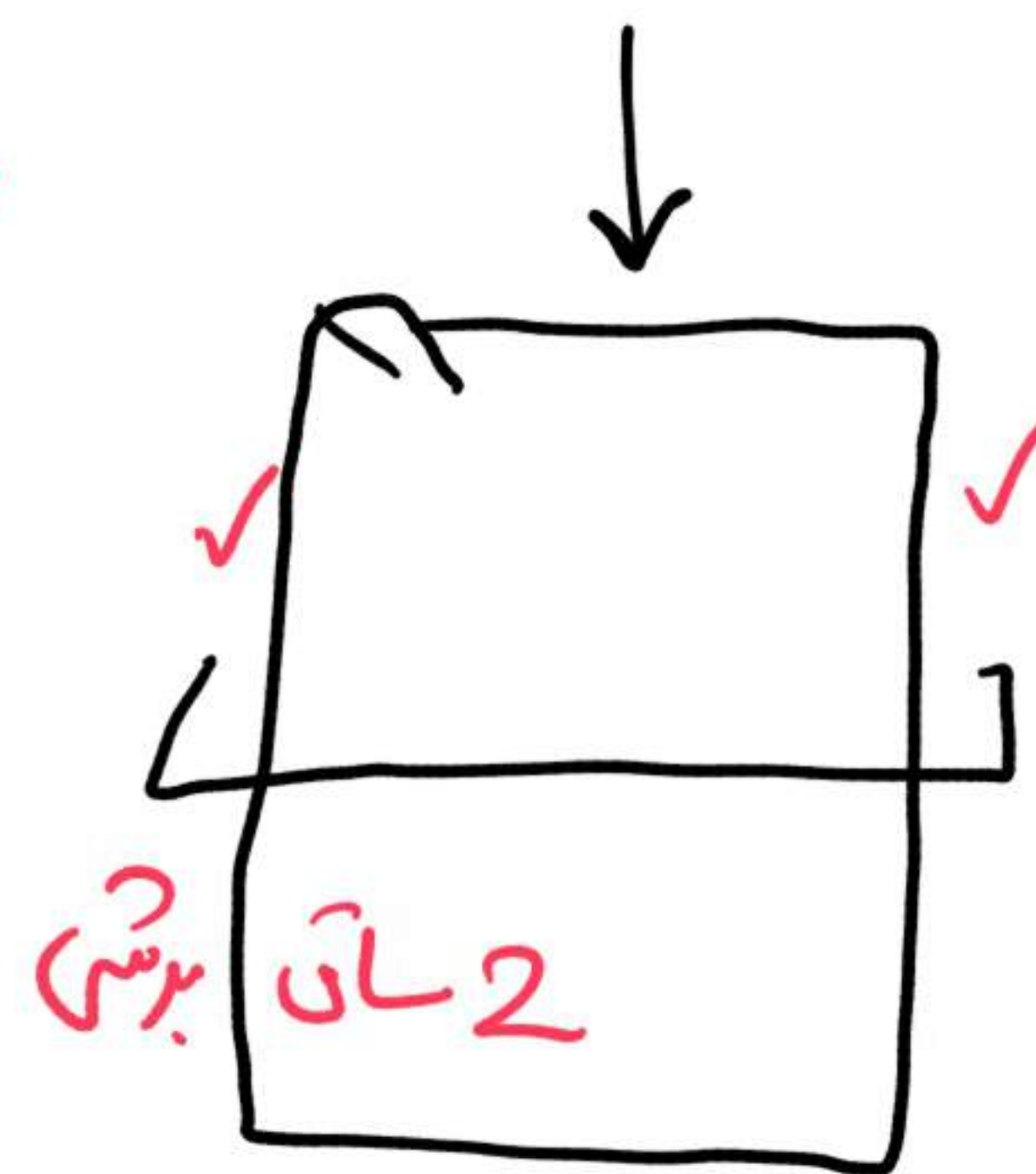
$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{25}}} \leq 1.0$$

ضریب اصلاح تأثیر اندازه
(فقط در حالتی که حداقل آرمانی
برشی در مقطع نباشد)

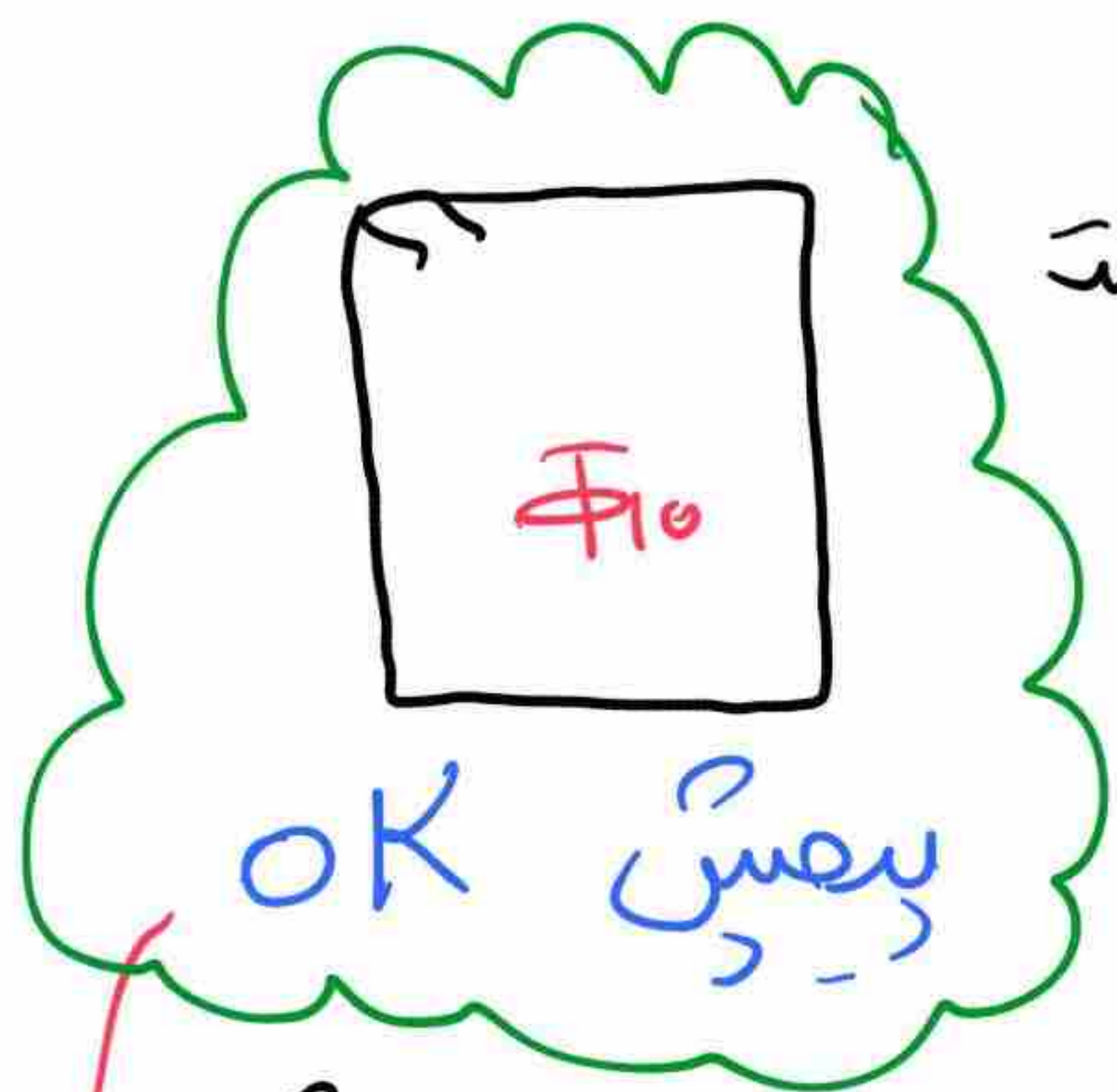
d عمق مؤثر (mm)



* ظرفیت برشی خاموتها

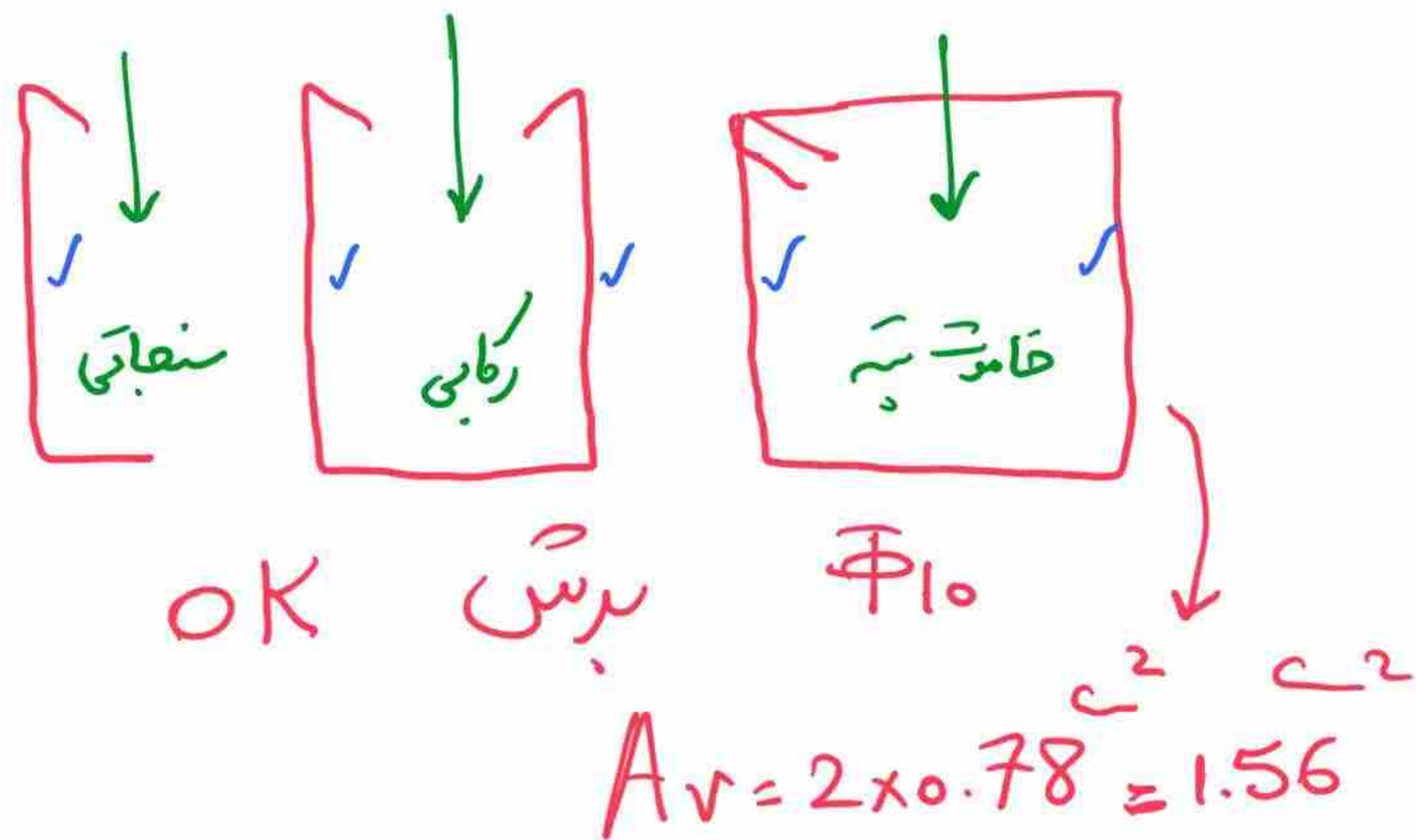


تنها اگر ما تری که به صورت
خاموت در پیچش مؤثر است
نگذارد سته است



در محاسبه پیش
برای خاموت سته فقط اساق محاسبه می شود

$$A_t = 1 \Phi 10 = 1 \times 0.78 = 0.78 \text{ cm}^2$$



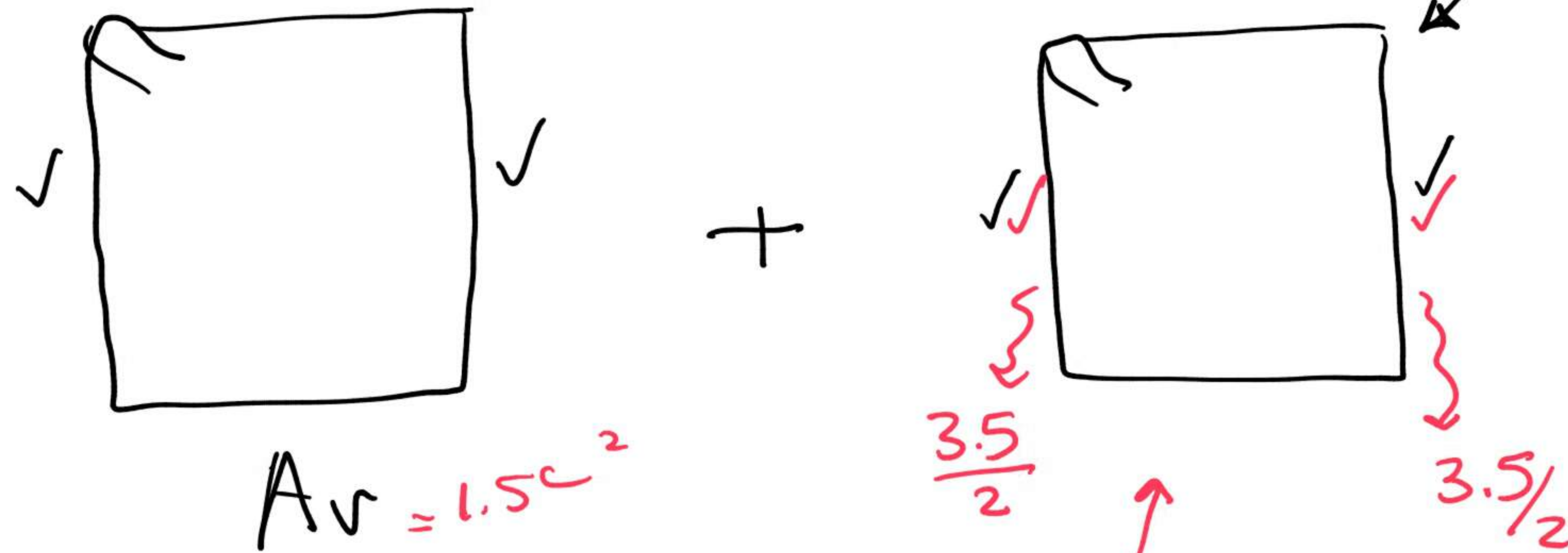
$$2 \times A_t + A_v$$

$$A_t + \frac{A_v}{2}$$

نکته مهم
نکته مهم

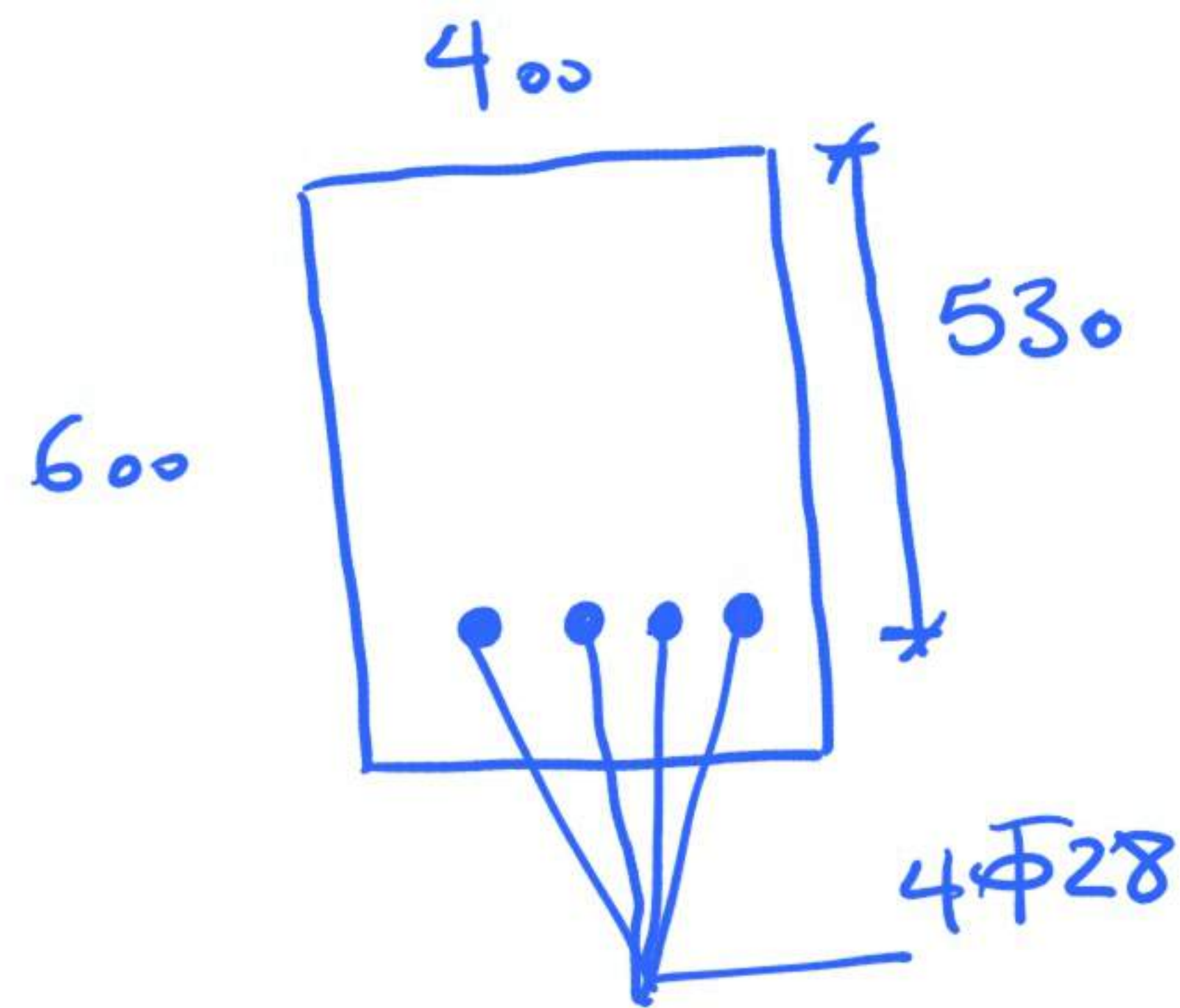
برای اندرکشی
پیش + پیش
(84)

مساحت موربناز A 1cm^2 $\rightarrow$ $2 \times A$ 2cm^2 مر ۱۲



$$2 + 1.5 = 3.5\text{cm}^2$$

بررسی ست ۵۵ طبق ۹۷
در ۱۷ ست های طبقه بندی شده



$$C30$$

$$n=10$$

$$I_{cr}$$

$$I_g$$

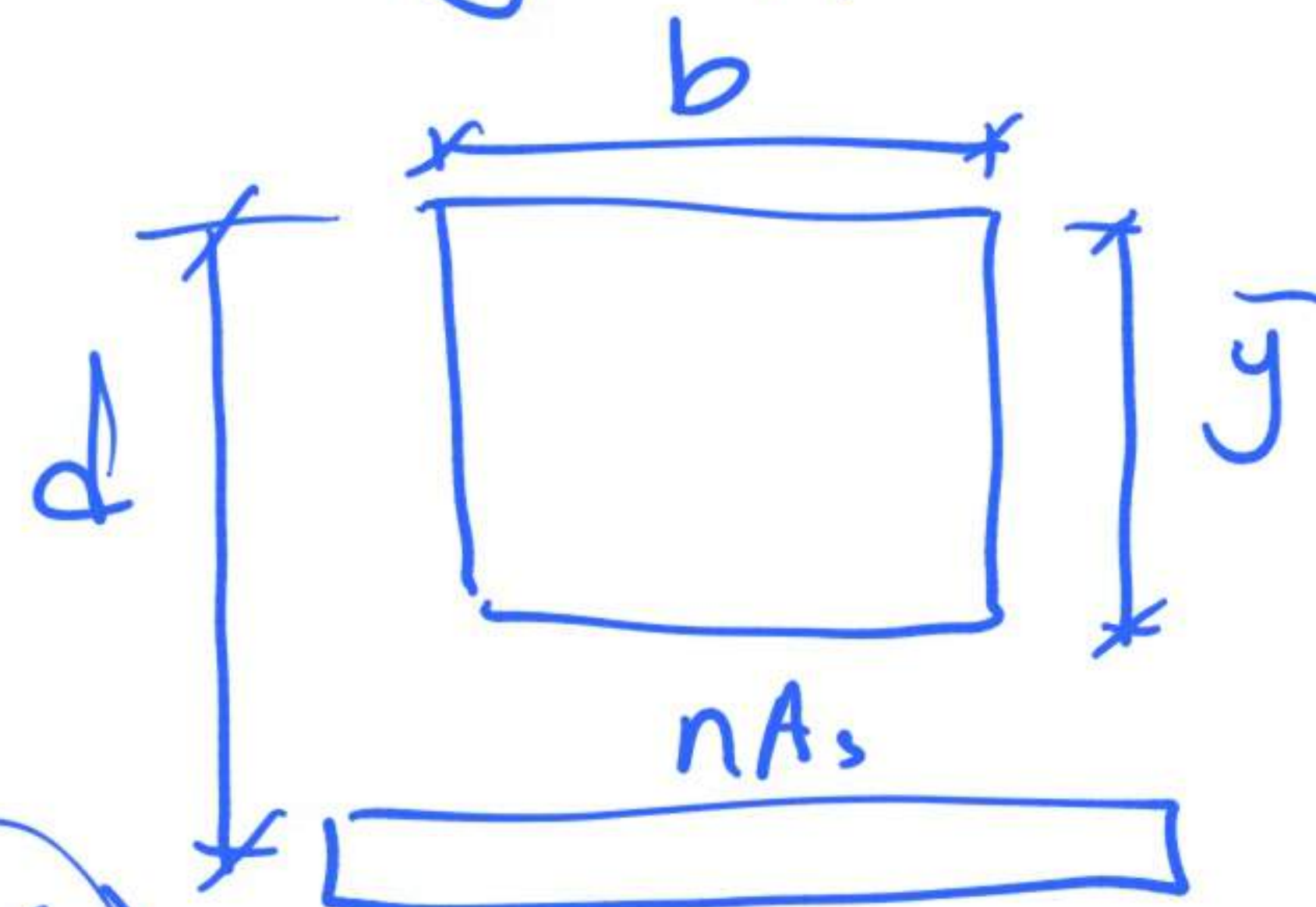
$$I_{cr}/I_g$$

$$K = \sqrt{n^2 \rho^2 + 2n\rho} - n\rho$$

$$K = 0.3797$$

$$\bar{y} = 0.3797 \times 530 = 201^{mm}$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 = 7.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$



$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4 \times 6.16}{400 \times 53} = 0.0116$$

$$n=10$$

86

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times 400 \times 201^3 + 10(4 \times 616)(530 - 201)^2 = 3.749 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

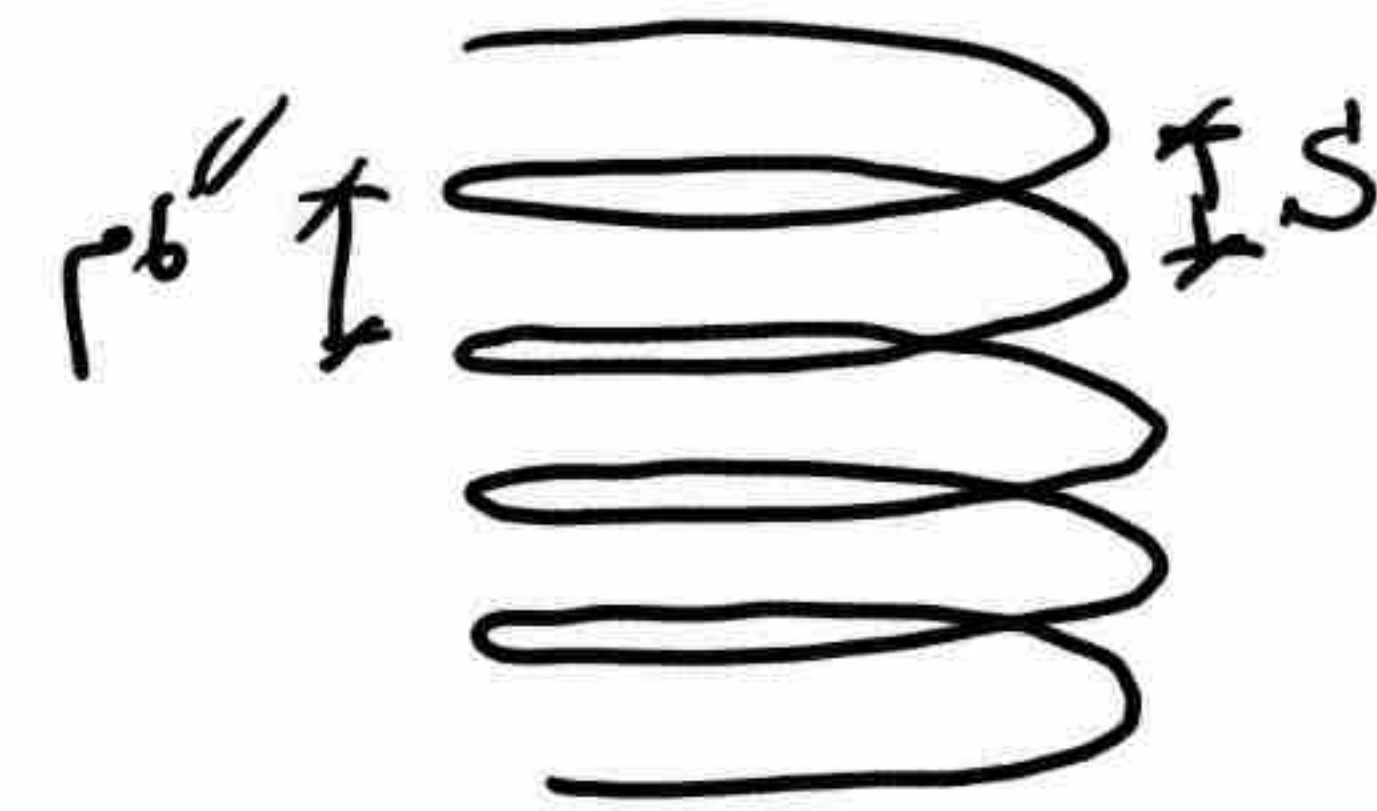
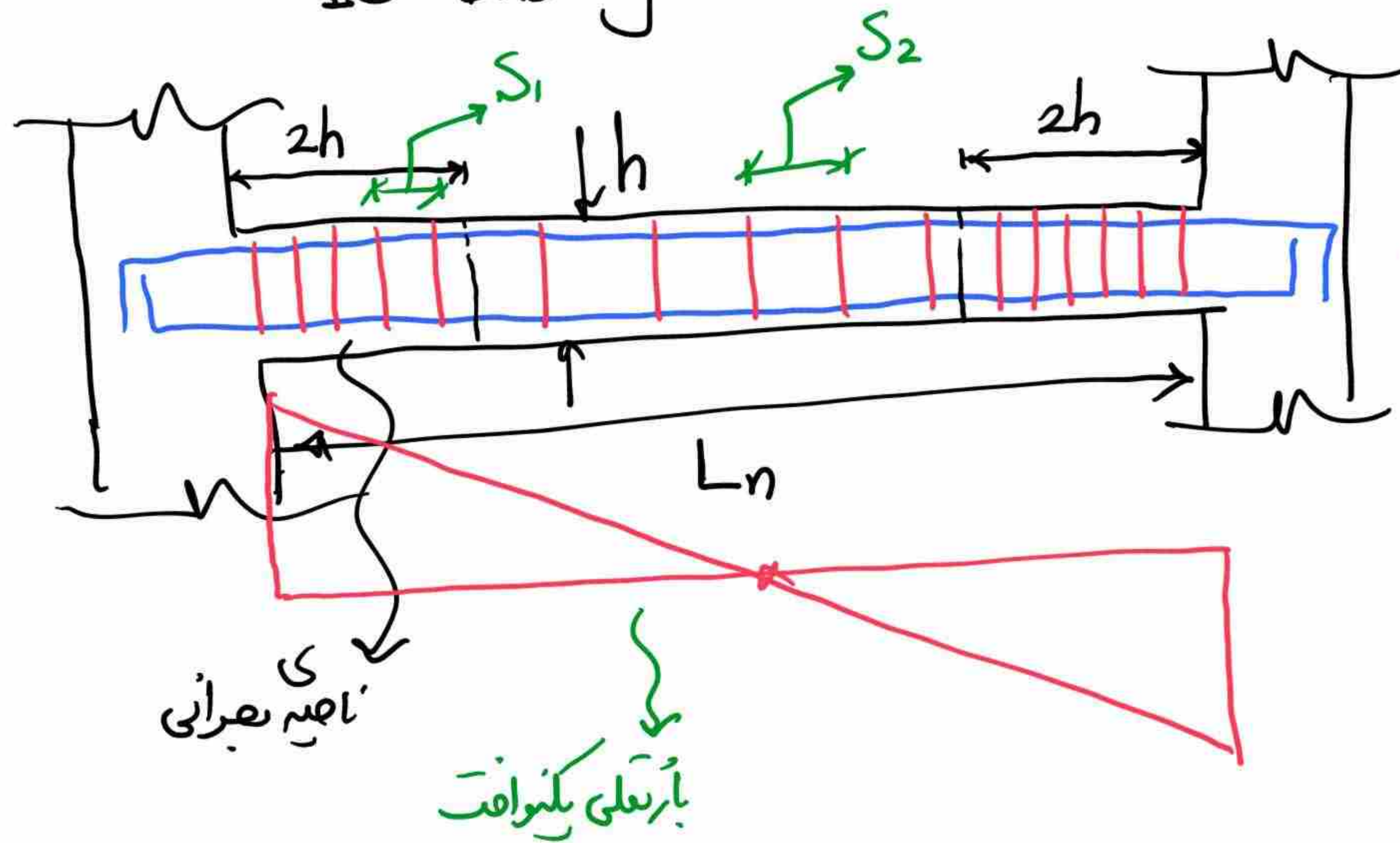
$$I_{cr} = \frac{3.749 \times 10^9}{7.2 \times 10^9} = 0.52$$

٢
لرینه

99, 10, 27

Mohammad. Banan

ID Instagram



$$\frac{A_r}{S}$$

$\frac{mm^2}{mm}$
 $\frac{cm^2}{cm}$

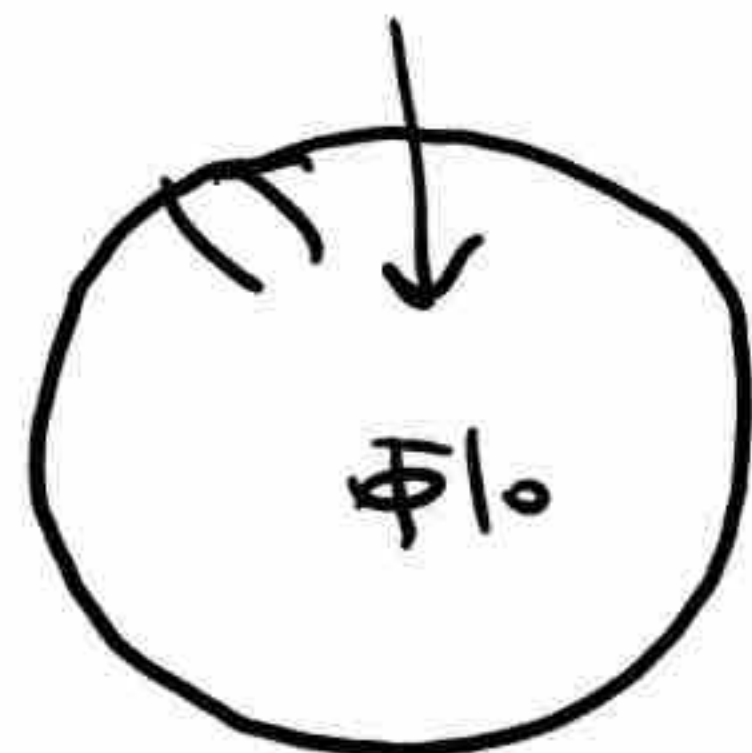
مقاومت برقی
خاموت =
مساحت برقی
فاصله خاموت

ظرفیت برشی خاسته دائم
به صورت طولی عضو

$$V_s = \frac{A_v}{s} \times f_{yt} \times d$$

تعداد نسیم خاسته

عمق مؤثر



$$A_v = 2\Phi 10$$



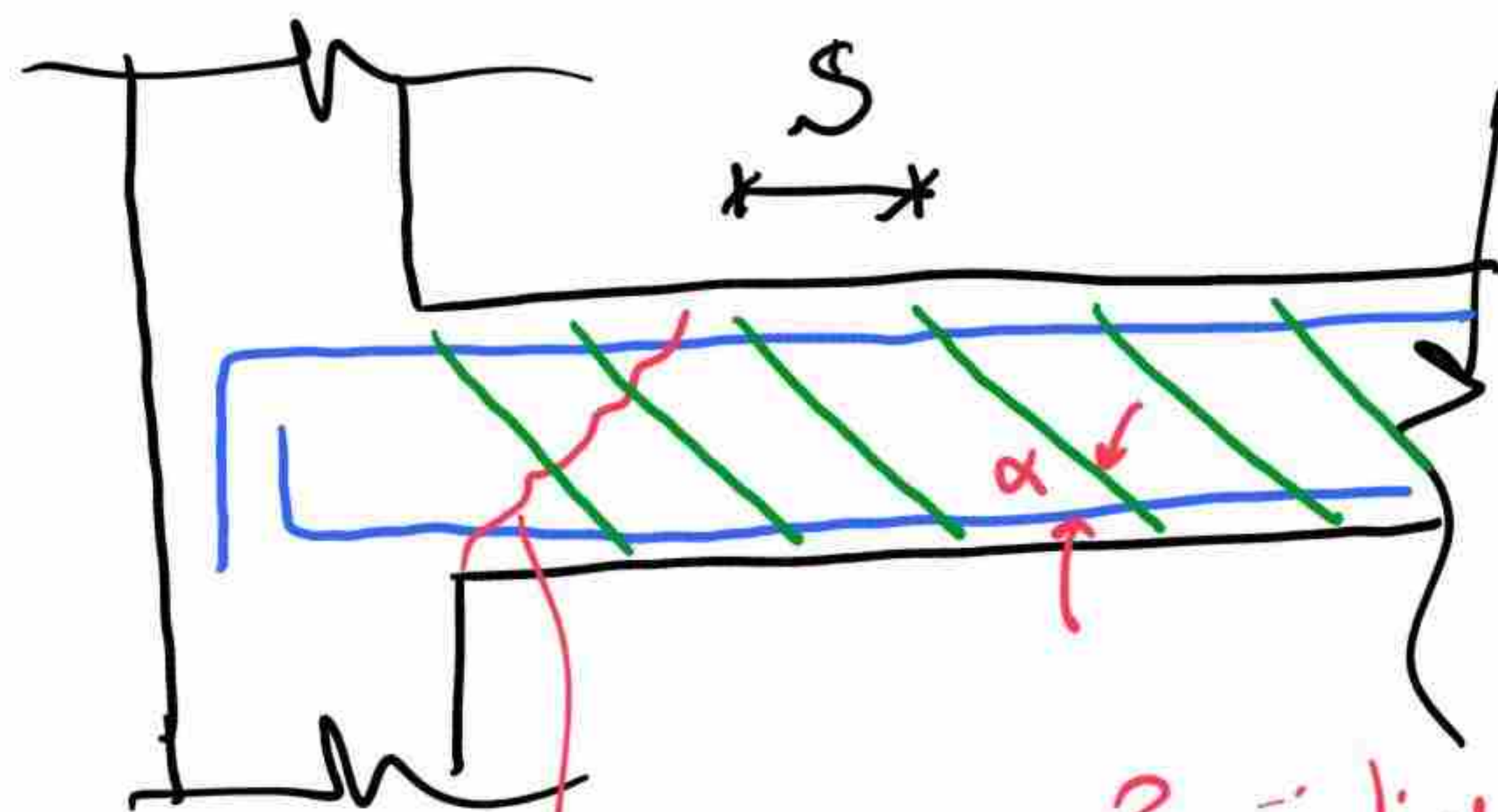
$$2\Phi 10$$



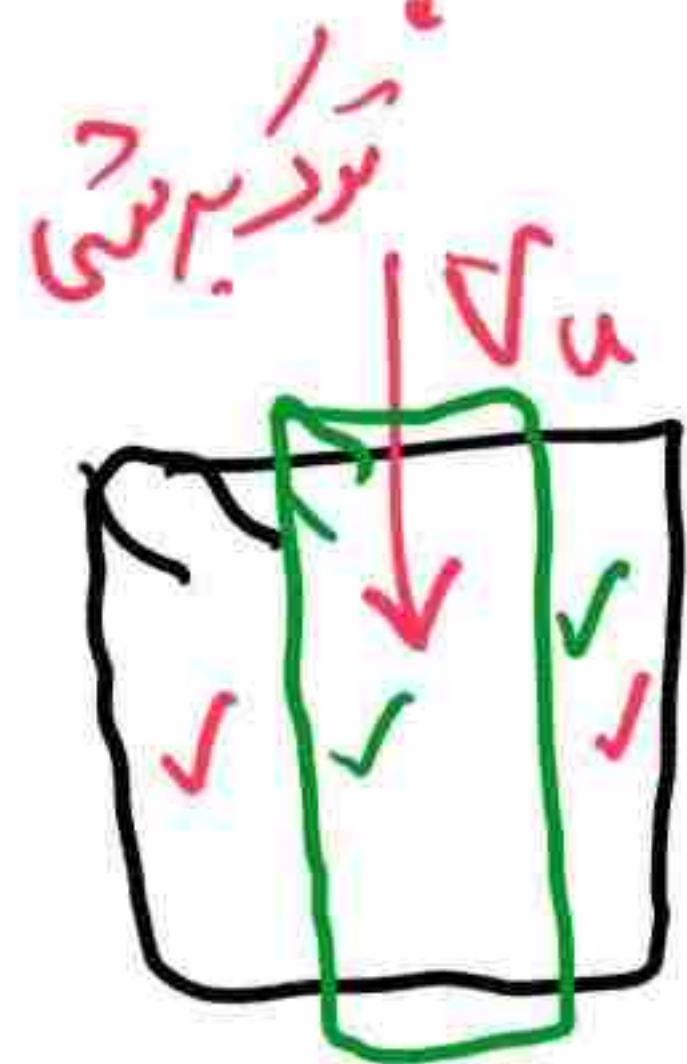
ظرفیت خاسته مورب

$$\alpha \geq 45^\circ$$

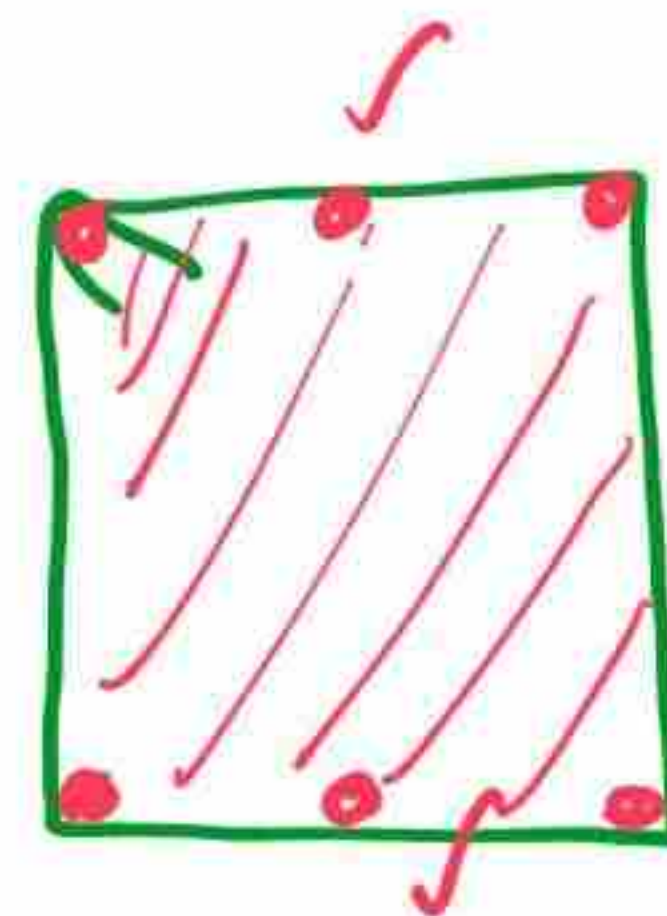
$$V_s = \frac{A_v}{s} \times f_{yt} \times d \times (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

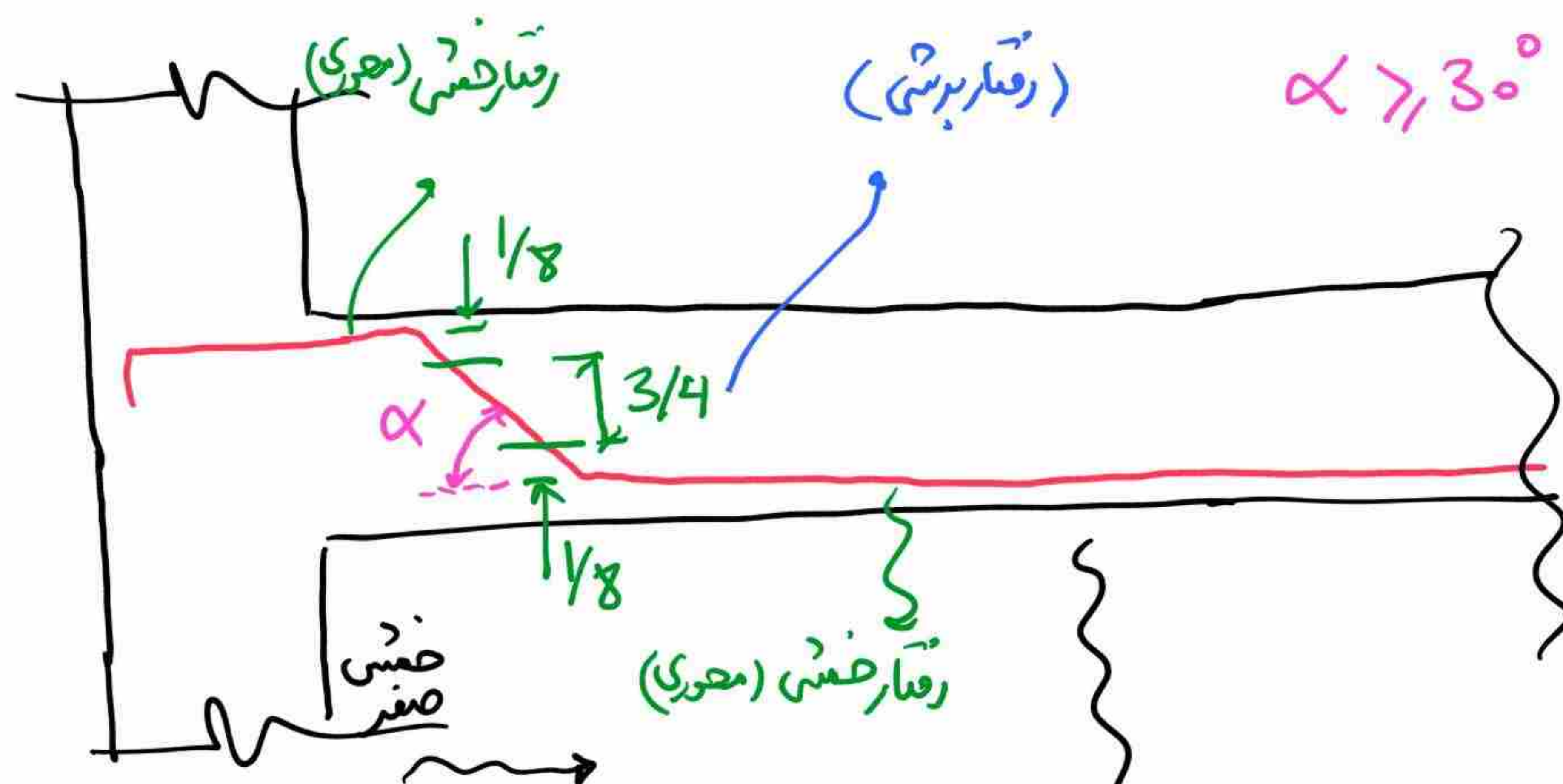


نکته: ظرفیت برشی خاسته مایل از ظرفیت برشی
خاسته قائم بیشتر است.



$$A_v = \text{مساحت تعداد ساق های موازی با نیروی برشی}$$

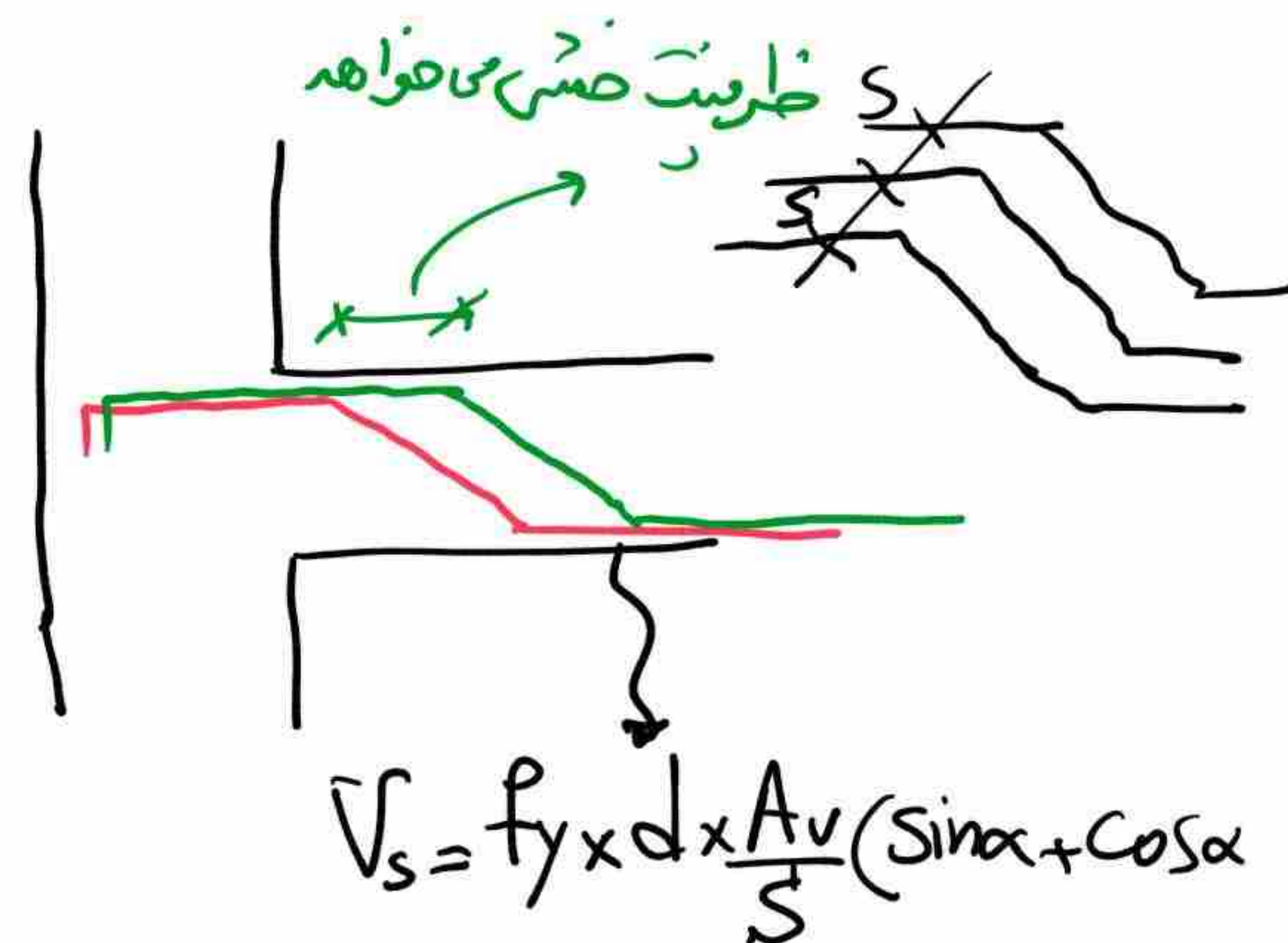




فولاد طریقی فسی

$$\left. \begin{aligned} \text{الف) } V_s &= A_v f_y \sin \alpha \\ \text{ب) } V_s &= 0.25 \sqrt{f'_c} b d \end{aligned} \right\} \min$$

اگر رقتار فسی مایل دارای فسی از زیر یک ماه باشد



نکته مهم: اگر در صورت تست عندا شود از ضوابط لرزه ای برای برش استفاده نمی شود یعنی نیازی به محاسبه M_{prL} ، M_{prR} و برش متناظر با آن نیست شکل دیگری دیده

ضوابط لرزه ای

۱۲-۲-۶-۲۰-۹

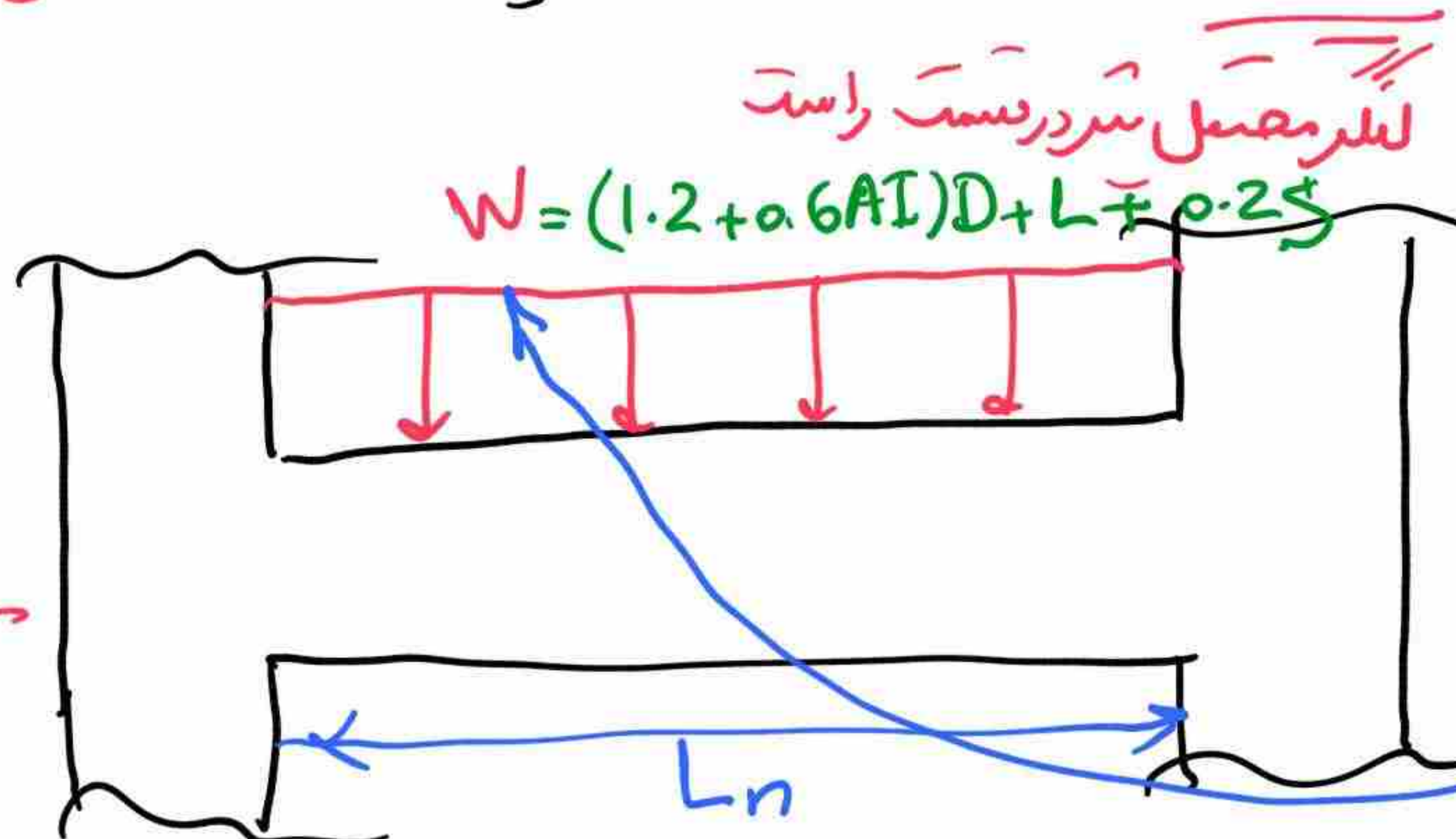
تیر و تیرچه M_{pr} ~ V_u

۱۲-۲-۵-۲۰-۹

تیر متحرک

(۹۱)

$$V_u = \min \begin{cases} V_u \sim M_n \\ V_u \sim 2F \end{cases} \sim \text{ETABS}$$



لنگر متصل سردر

مستقیم

یا برش ناشی از

$2F$
min

مستقیم:

$$\frac{\omega L_n}{2} + \frac{M_{nL} + M_{nR}}{L_n}$$

و تیر:

$$\frac{\omega L_n}{2} + \frac{M_{prL} + M_{prR}}{L_n}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$S400 = f_y = 400 \text{ MPa}$$

۵۰ تا ۱۲۰ میلی
۷۵ تا ۱۰۰ میلی

حل ست ۳۳ - مهر ۹۹
ص ۲

برای حل سوال باید علاوه بر ظرفیت موجود مقطع ظرفیت حدالترینز برادر شود

$$V_{u \max} = \phi (V_c + 0.66 \lambda \sqrt{f'_c} b w d) = 0.75 \times 0.66 \times 1 \times \sqrt{30 \times 450 \times 435} = 530722 \text{ N}$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\boxed{530 \text{ KN}} + 183 \times 0.75 = \boxed{667 \text{ KN}}$$

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b w d = 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times (450) \times \underbrace{(500 - 65)}_{435} = 182268 \text{ N}$$

$\Phi 12$ $\Phi 10$
 114 mm^2 78.5 mm^2

$\checkmark \boxed{183 \text{ KN}}$
 18.3 t

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt} \times d$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{114 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} + \frac{78.5 \times 2}{75 \text{ mm}} = 2.85 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$V_s = 2.85 \times 400 \times 435 = 496480 \text{ N} = \boxed{496 \text{ KN}}$$

$$\phi V_n = 0.75(183 + 496) = 530.7 \text{ kN}$$

$$667 \text{ kN}_{\text{max}}$$

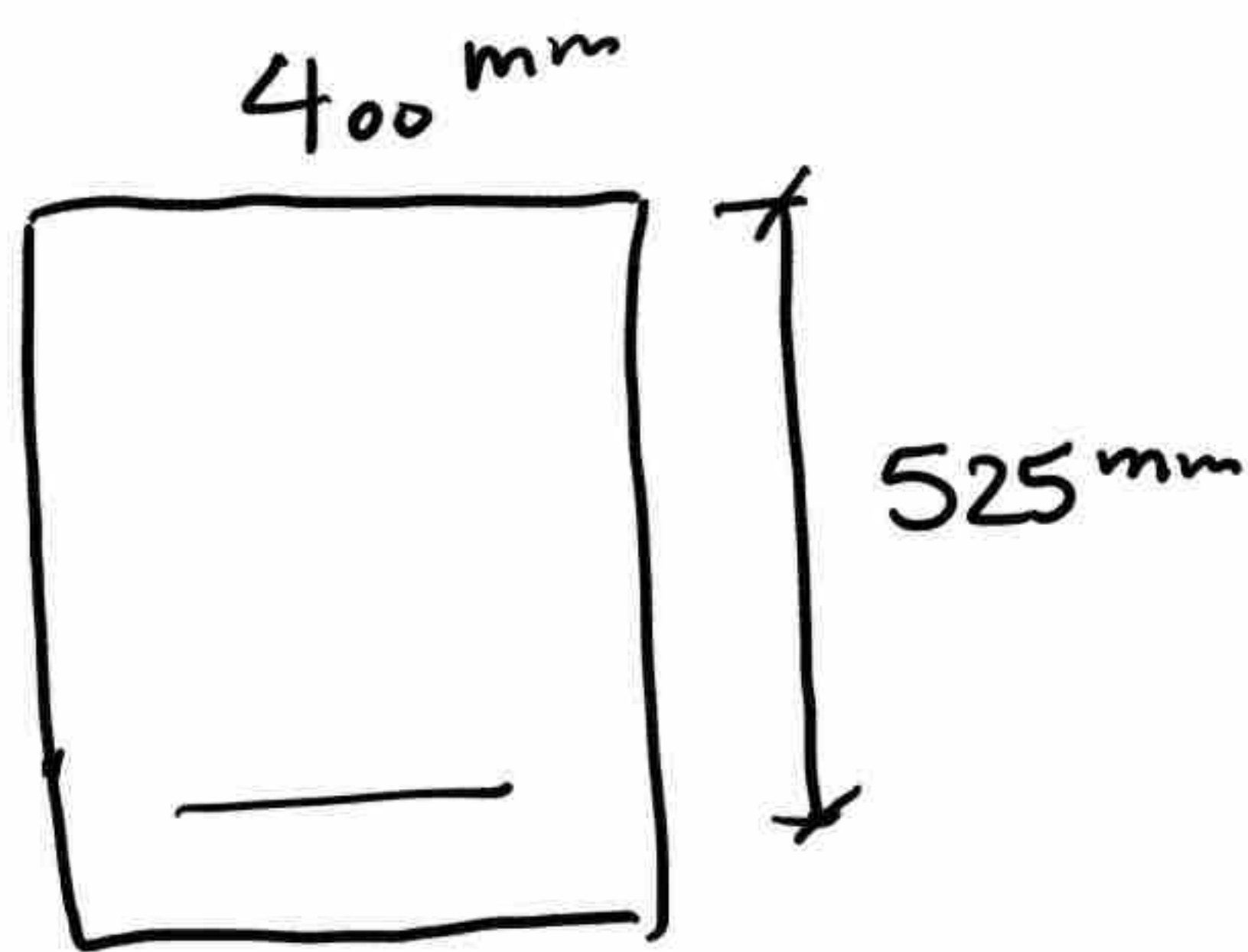
V_u
max

$$V_u \leq 5\phi V_c$$

$$\text{ظرفیت برشی مقطع} = 530.7 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

حدالتر 4 برابر
ظرفیت بتن باشد



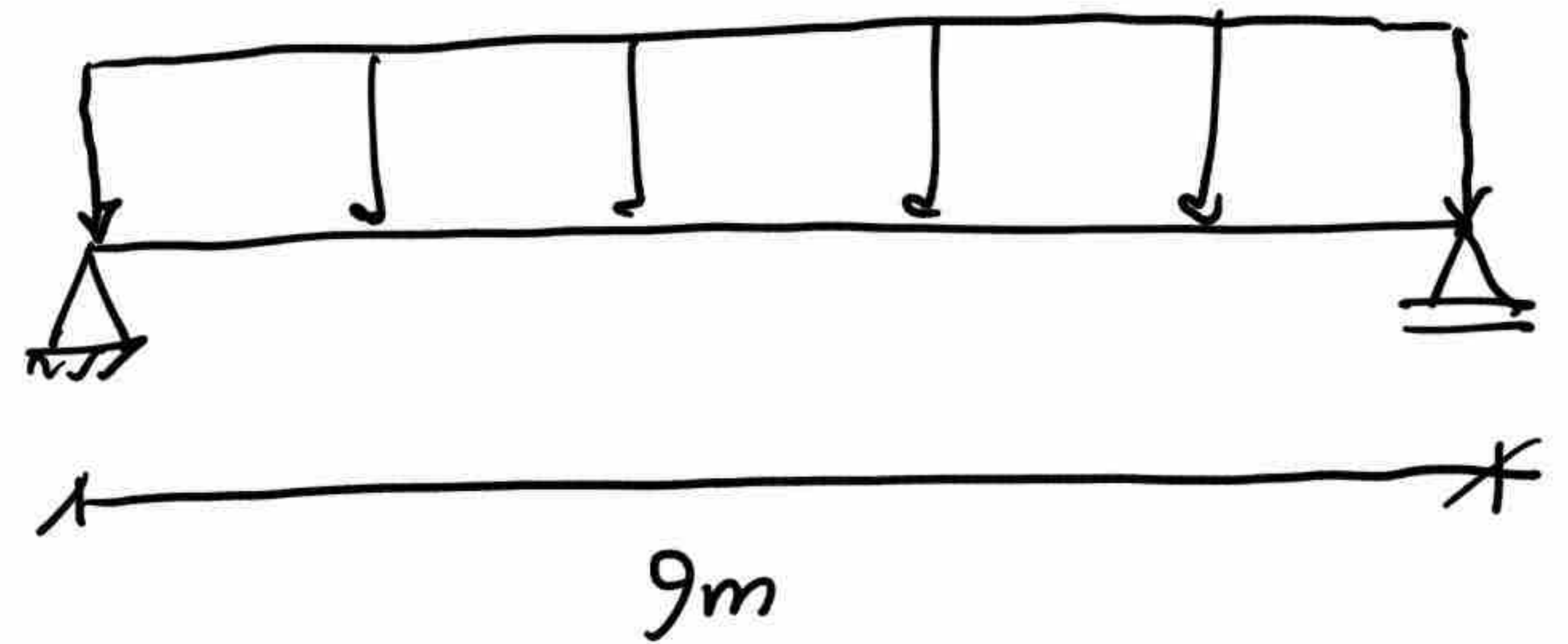
$$W_D = 20 \text{ KN/m}$$

$$W_L = 15 \text{ KN/m}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 340 \text{ MPa}$$

تست شماره ۲ هین ۹۷



$$V_u < \phi V_c / 2 \rightarrow \text{طراحی برشی برای مقاومت ندارم}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow \text{مراقب خاوت برشی استفاده می شود}$$

$$V_u > \phi V_c \rightarrow \text{طراحی خاوت برشی داریم}$$

* نکته مهم: حدود طراحی آرماتور برشی

$$V_u = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$\frac{A_v}{s} f_{yt} d = \frac{V_u}{\phi} - 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$A_v / s = \frac{V_u - \phi \cdot 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d}{\phi f_{yt} d}$$

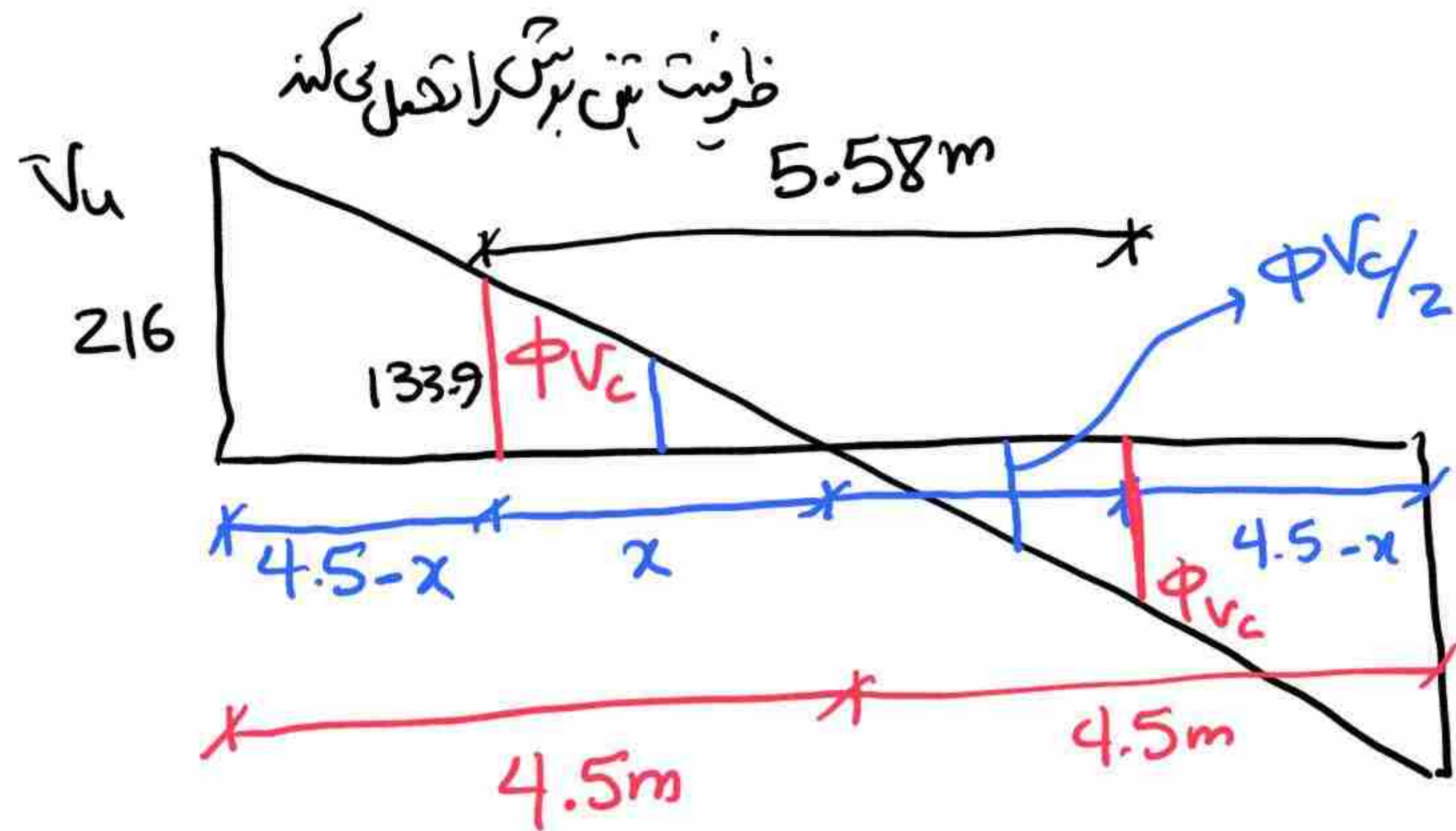
فرمول طراحی خاوت قائم برشی

فرض حل سوال طراحی خاموت برش

بدون اثر مؤلفه قائم $W_u = 1.2D + 1.6L$

$W_u = 1.2 \times (20) + 1.6(15) = 48 \text{ KN/m}$

$V_u = \frac{W_u L}{2} = \frac{48 \times 9}{2} = 216 \text{ KN}$



$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525 = 133875 \text{ N} \approx 133.9 \text{ KN}$

$\frac{216}{4.5} = \frac{133.9}{x} \rightarrow x = \frac{4.5 \times 133.9}{216} = \underline{2.78 \text{ m}}$

95) $2.78 \times 2 = 5.58$ $\rightarrow$ طول باقی‌مانده $= 9 - 5.58 = 3.42 \text{ m}$
 چند درصد طول باقی‌مانده $= 3.42/9 = 0.38$ %38
 طراحی دارد

برای مدل برش

$x/2 = 2.78/2 = 1.39 \text{ m}$

$1.39 \times 2 = 2.78$

$9 - 2.78 = 6.22$

$6.22/9 = 69\%$

"انگیزه از صورت تست برداشته می شود که از برقیقت $\phi V_c/2$ به بعد مد نظر است یعنی از حداقل حاکم برشی به بعد"

لزم ۲

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.17 \times 0.75 \times \sqrt{25} = 0.48 \text{ MPa}$$

تنش

تست ۹۷ هع عین ۹۷
صد

$$\phi V_c = \phi \times 0.17 \times \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \quad V_s/V_c$$

$$f_{yt} = 400 \text{ MPa}$$

تست ۳۶ - اردیبهشت ۹۷
صد

ضریب کاهش معادله

۰.۷۵
۰.۸۵

تنش سید

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_y d$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \max$$

$$\begin{cases} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \\ \underline{0.062 \times \sqrt{30}} \\ 0.34 \end{cases} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

قابل قبول $V_s = 0.35 \times \frac{b_w}{f_{yt}} \times f_{yt} \times d$

اساس $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min}$

نسبت نیروی برشی بتن

$$\frac{0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times \cancel{b_w} \times \cancel{d}}{0.35 \times \cancel{b_w} \times \cancel{d}} = \frac{0.17 \sqrt{30}}{0.35} = \underline{2.66}$$

حد قابل نیروی برشی فولاد

حد اکثر نیروی برشی

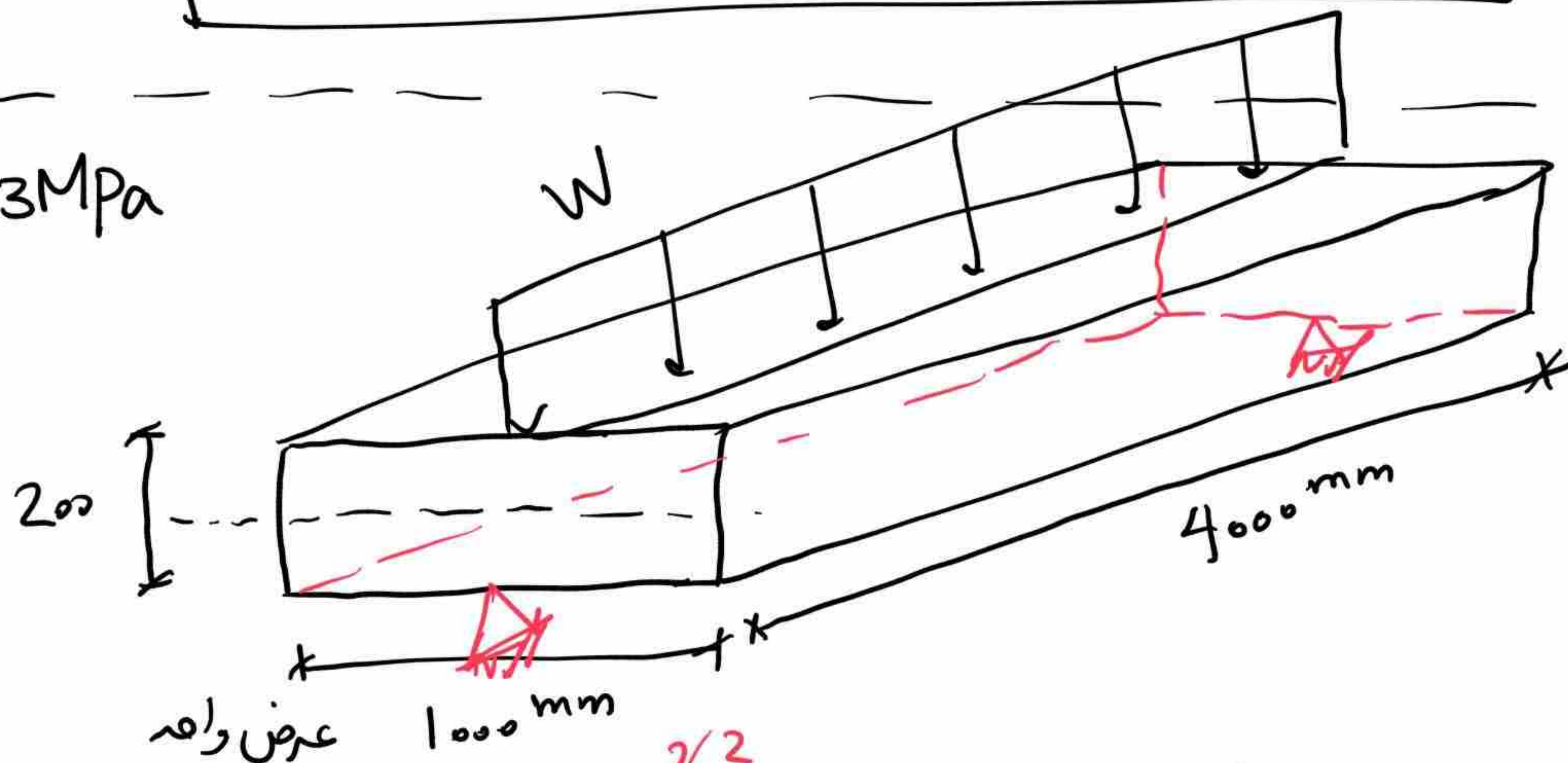
$$\frac{5 \times 0.17 \sqrt{f'_c}}{0.35} = 13.3$$

حد قابل نیروی برشی فولاد

افزاینده برای حالات دیگر

$$4 = \frac{4 \times 0.17 \sqrt{f'_c}}{0.17 \sqrt{f'_c}} = \frac{\text{مقاومت برشی فولاد}}{\text{ظرفیت برشی بتن}}$$

$$f_r = 3 \text{ MPa}$$



$$W = D + L$$

وزن مخصوص بتن

$$2.4 \text{ ton/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 0.2 \times 2.4 =$$

$$0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$4.8 \text{ KN/m}^2$$

برای عرض واحد 4.8 KN/m

(98)

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{(4.8 + L) \times 4^2}{8} = 9.6 + 2L \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{I_{xx} \rho}{h - \bar{y}} = \frac{\frac{1}{12} \times \cancel{1000}^{\cancel{10}} \times 200^3 \times 3}{\cancel{100}} = 20 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

20 kN.m

$$9.6 + 2L = 20 \rightarrow 2L = 10.4 \text{ kN/m}$$

L = 5.2 kN/m

5.2 kN/m²

۹۹، ۱۱، ۶

جلسه هفتم

سوال ۲۳ - مهر ۹۸ این دسته از سوالات تیب مفهومی مکتوب دارند به نوعی که از روابط به موضوع گمانه می رسم

$V_u \rightsquigarrow M, Q, L, D \dots$
 روابط
 موضوع گمانه

$$V_u = \frac{M_{prL} + M_{prR}}{L} + \cancel{Q_u L / 2}$$

از این تعلق صرف نظر می کند

$$V_u \leq \phi V_n$$

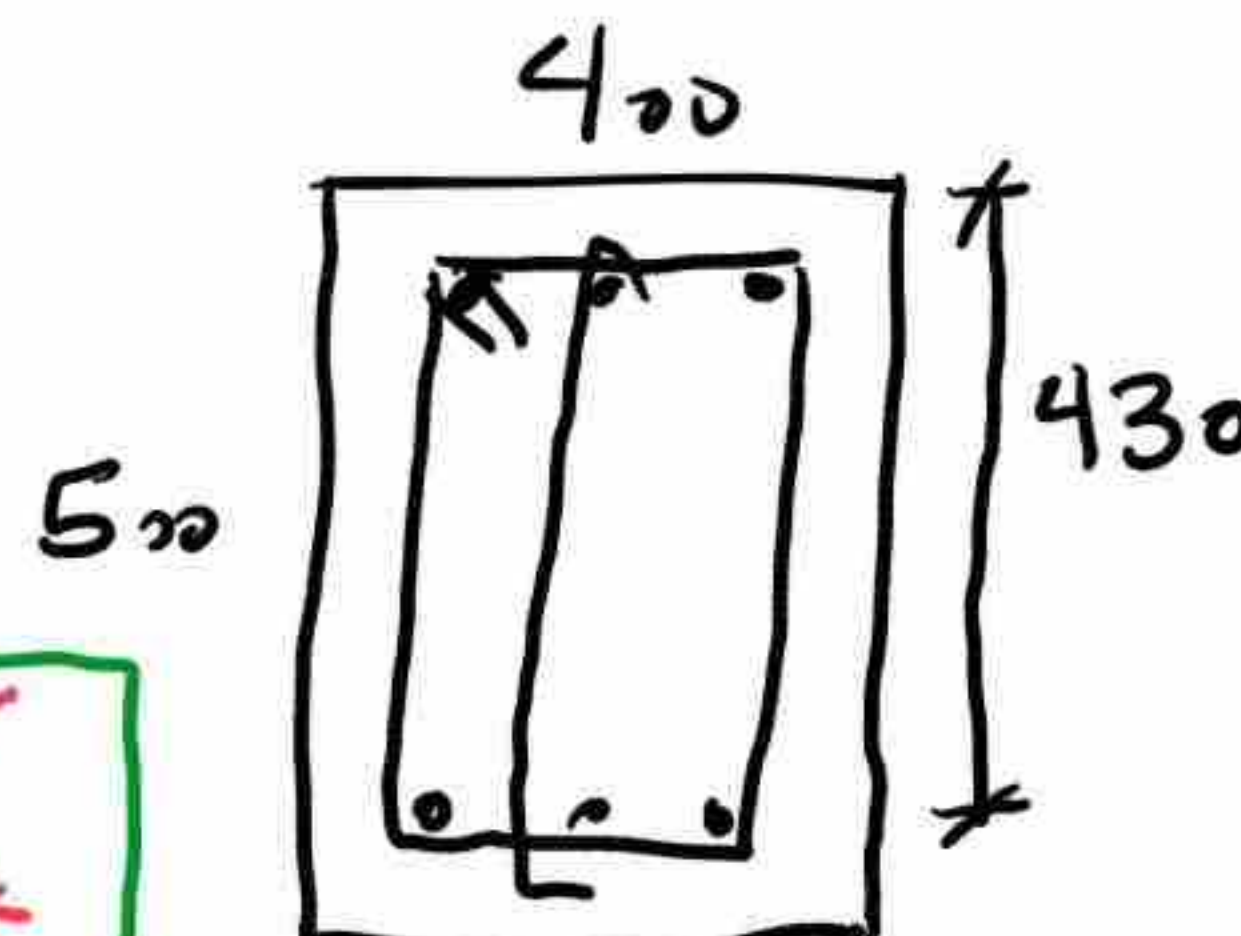
$$\phi = 0.75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$A_{sL} = A_{sR} \rightarrow M_{prL} = M_{prR}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 400 \text{ MPa}$$



$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_s = f_{yt} \times d \times A_v / s$$

* نکته مهم: بر حسب آنکه در شکل زیر دیده
 خاصیت تقس مفهومی را اینجا می کند لذا
 بر روی ظرفیت برشی بین در اینجا حساب
 نمی شود

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{5.5} < \underline{0.75} \left(0 + \frac{400 \times 430 \times \frac{3 \times 78}{100}}{301860} \right)$$

MPa mm mm^2 mm N

$$\Phi_{10} = 78 \text{ mm}^2$$

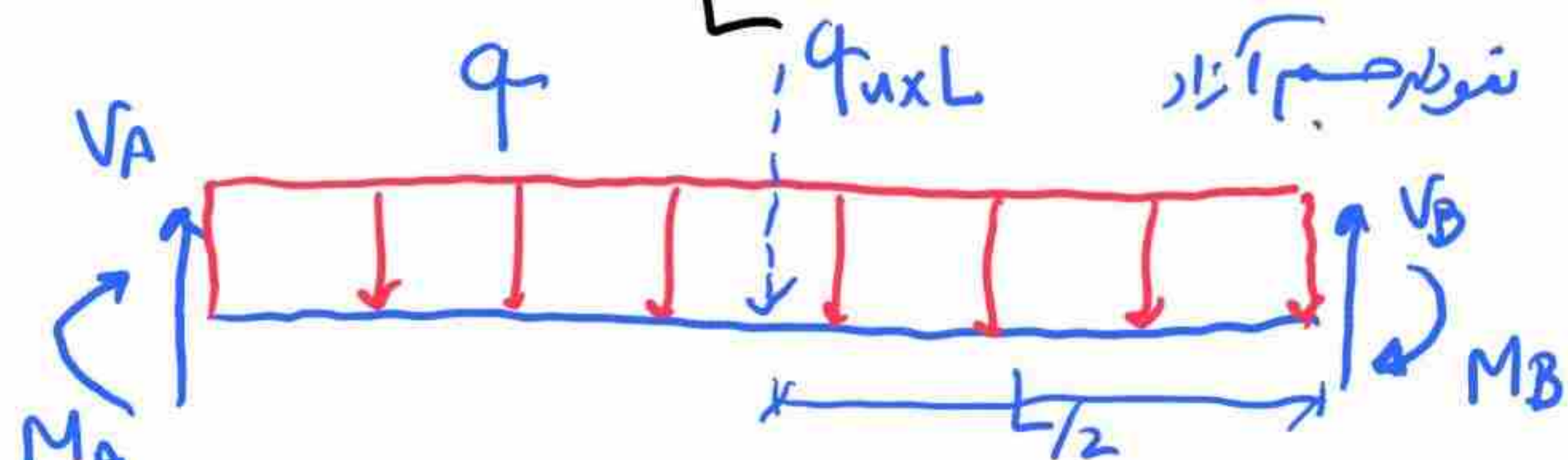
$$2M_{pr} \leq 5.5 \times 301 = 1655 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pr} \leq 827.5 \text{ KN}\cdot\text{m}$$



تکلی
لرزه‌ای

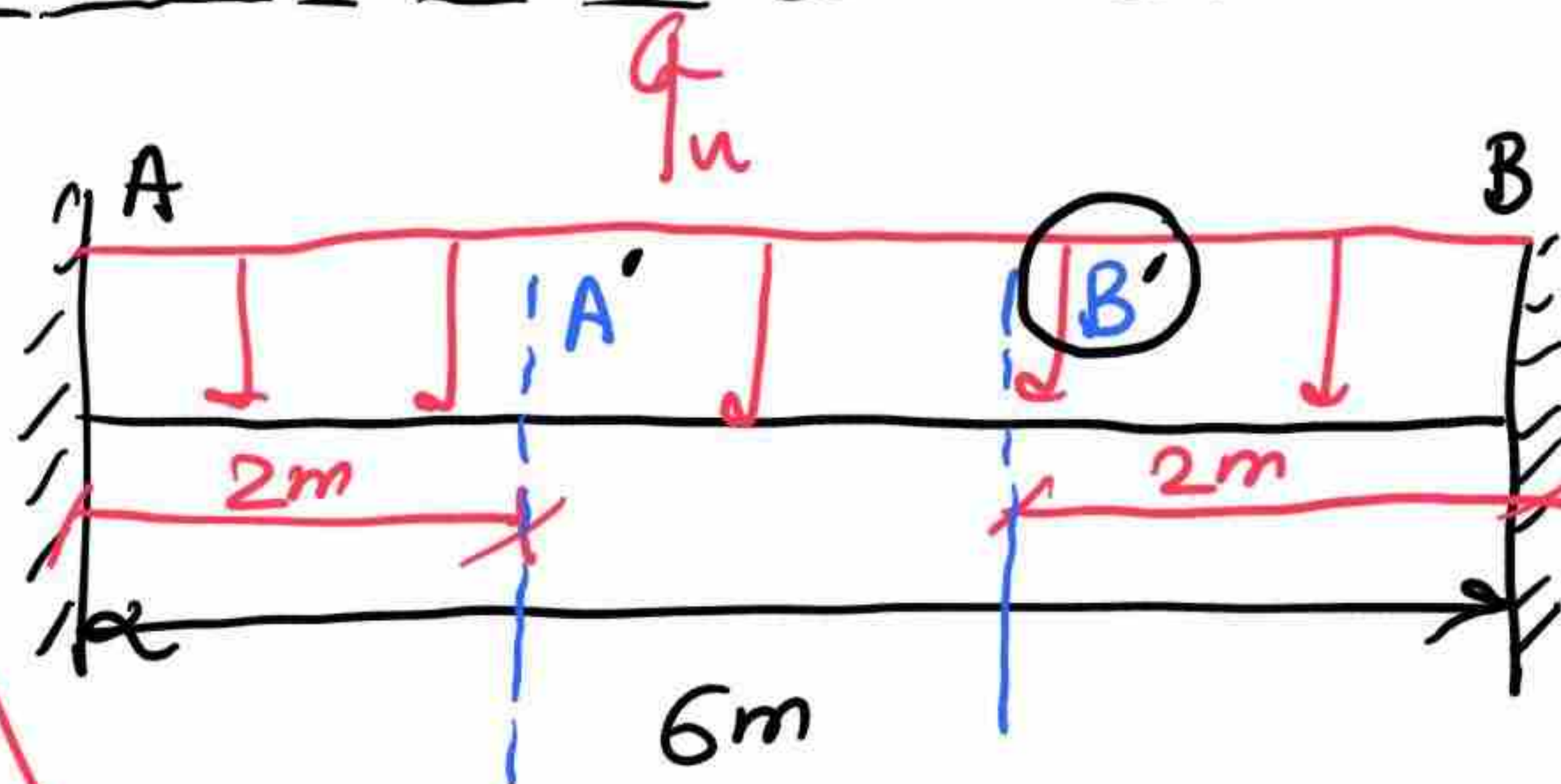
$$V_u = \frac{M_{prL} + M_{prR}}{L} + q_u L/2$$



تکثیرشده
راست

$$V_A \times (6) + M_A + M_B - \frac{q_u \times L^2}{2} = 0$$

$$V_A = \frac{(M_A + M_B) + q_u L^2/2}{L} \Rightarrow$$



$$\frac{q_u \times 6}{2} = 150 \rightarrow q_u = \frac{2 \times 150}{6} = 50 \text{ KN/m}$$

$$V_A = \frac{M_A + M_B}{L} + q_u L/2$$

۲۰
مهر ۹۸

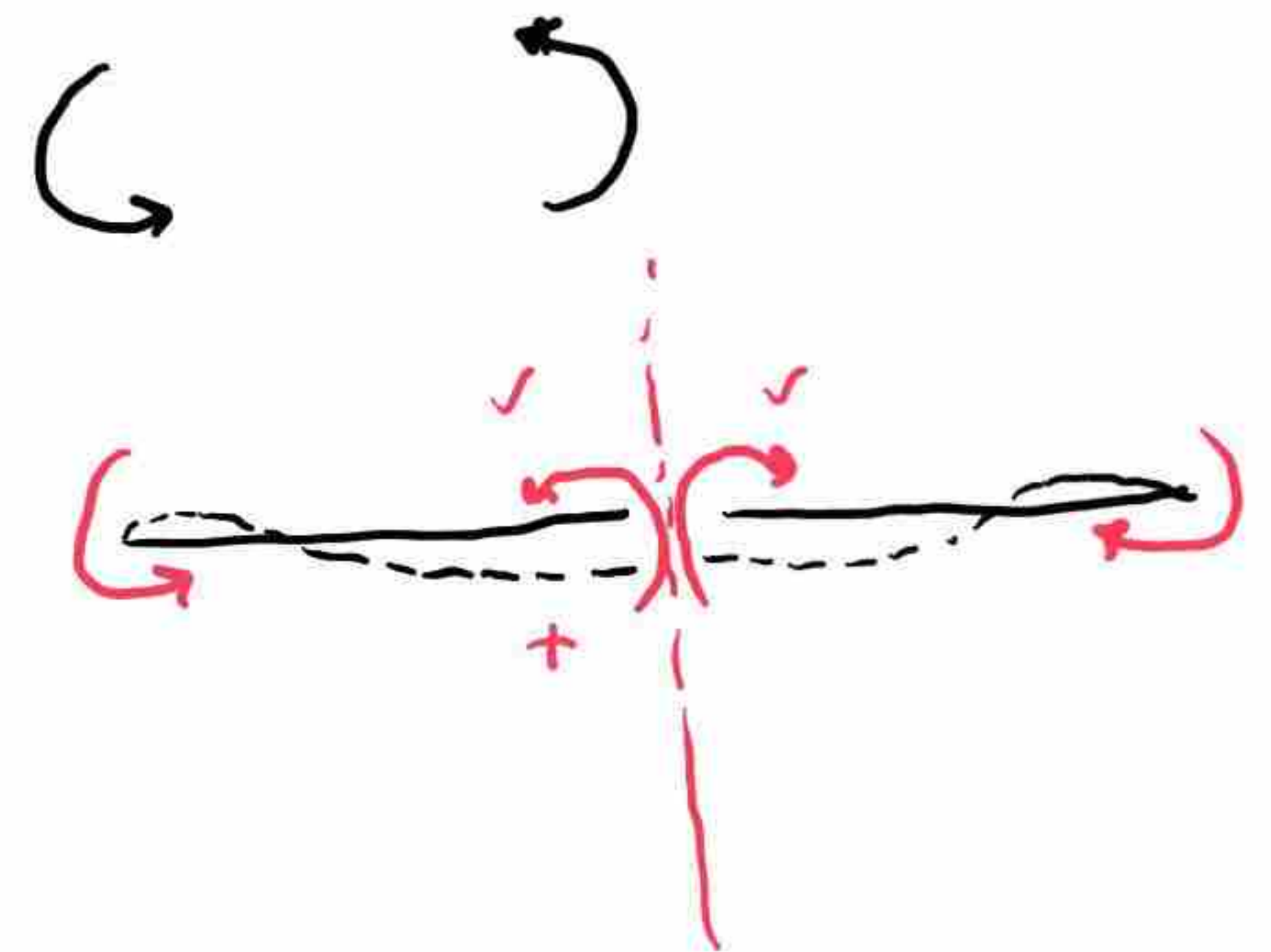
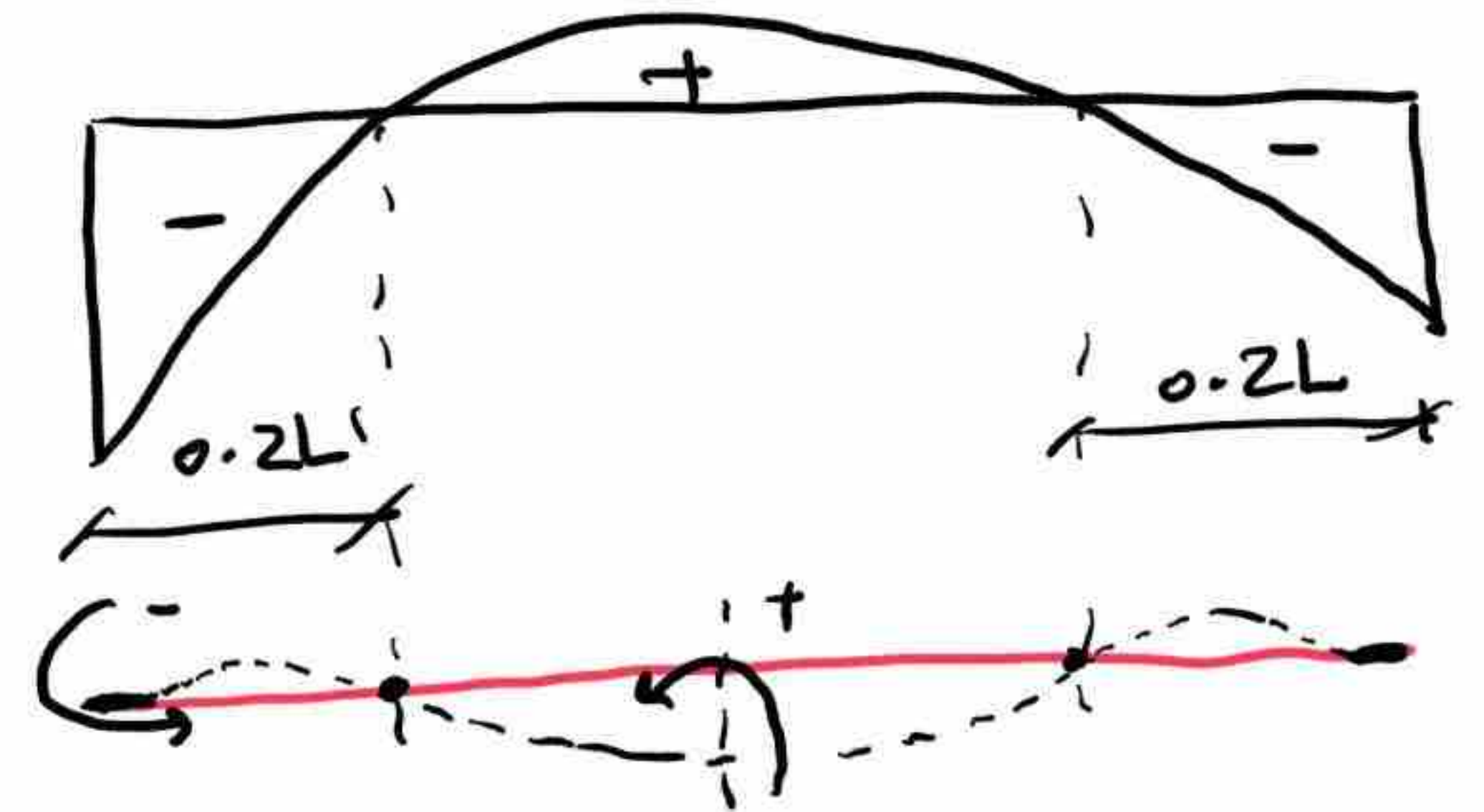
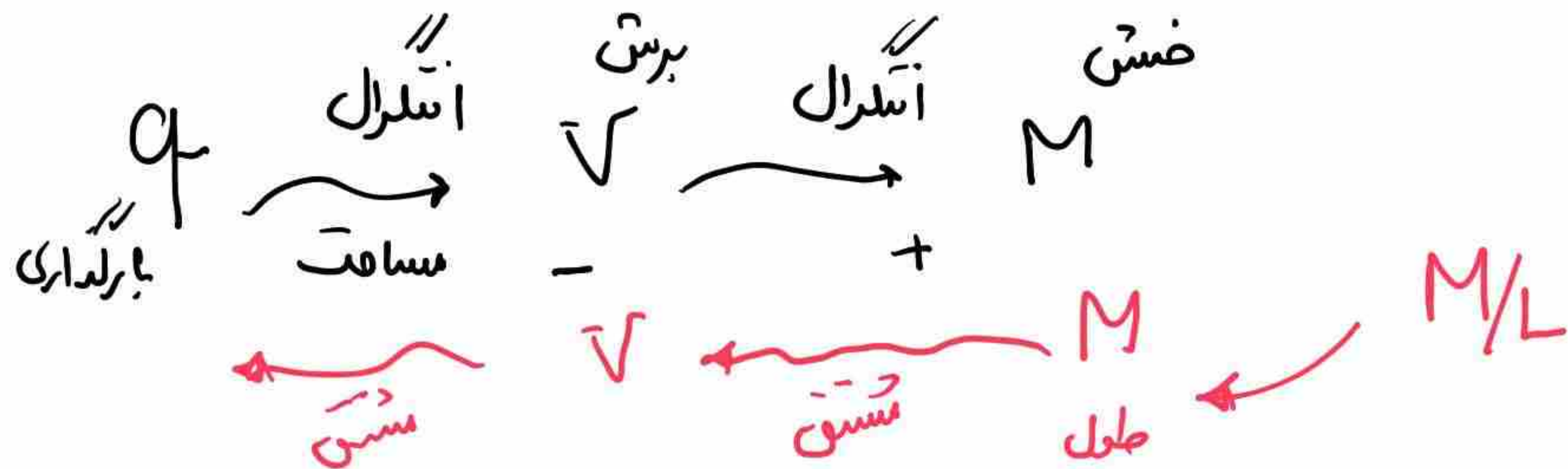
$$V_u = q_u L/2$$

$$= 150 \text{ KN}$$

$$V_A = -\frac{600+900}{6} + \frac{50 \times 6}{2} = -100 \text{ KN}$$

$$V_A' = V_A - \underbrace{q_{\text{max}} \times 2}_{\text{max برش}} = -100 - (50) \times 2 = -200 \text{ KN}$$

$$V_B' = V_A - q_{\text{max}} \times 4 = -100 - (50) \times 4 = -300 \text{ KN}$$



$$V_c = \left(\underbrace{0.17 \lambda \sqrt{f'_c}}_{X} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$$

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \frac{\left(x + \frac{2 A_g}{6 \times 1.25 A_g} \right) \times 1.25 b \times d}{\left(x + \frac{2 A_g}{6 A_g} \right) \times b \times d}$$

$$= \frac{1.25 \left(x + \frac{2}{7.5} \right)}{\left(x + \frac{1}{3} \right)} = \frac{1.25 \left(\frac{7.5x + 2}{7.5} \right)}{x + \frac{1}{3}} = \frac{\overbrace{\left(x + \frac{1}{3} \right)}^{\text{جواب}}}{x + \frac{1}{3}}$$

$$N_u = 2 A_g : N$$

→ 25٪ عربی
اضافه شده

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} + q_u L/2 = \frac{2 \times 800}{8} + \frac{50 \times 8}{2} = 400 \text{ KN}$$

(۱۳) مهر ۹۶

در کنترل پلاستیک مربوط

(۲۰) مهر ۹۶

$$V_u = \min \left\{ \frac{2 \times M_n}{L} + \frac{q_u L}{2} = \frac{2 \times 520}{4.8} + \frac{(1.2 \times 20 + 1 \times 10) \times 4.8}{2} = 298.2 \text{ KN} \right.$$

$$q_D = 20 \text{ KN/m}$$

$$q_L = 10 \text{ KN/m}$$

$$V_D = 50 \text{ KN}$$

$$V_L = 25 \text{ KN}$$

$$V_E = 120$$

$$1.2 V_D + 1 V_L + 2 V_E = 50 + 25 + 2(120) = 315 \text{ KN}$$

ترکیب بار: ثقلی - لرزه‌ای

$$(1.2 + 0.6 \cancel{AI}) D + 1 L + 0.2 \cancel{S} + E_h$$

ثقلی

۲ برابر شود

لرزه‌ای

$$1.2D + 1L + 0.2S$$

ثقلی

P-Δ

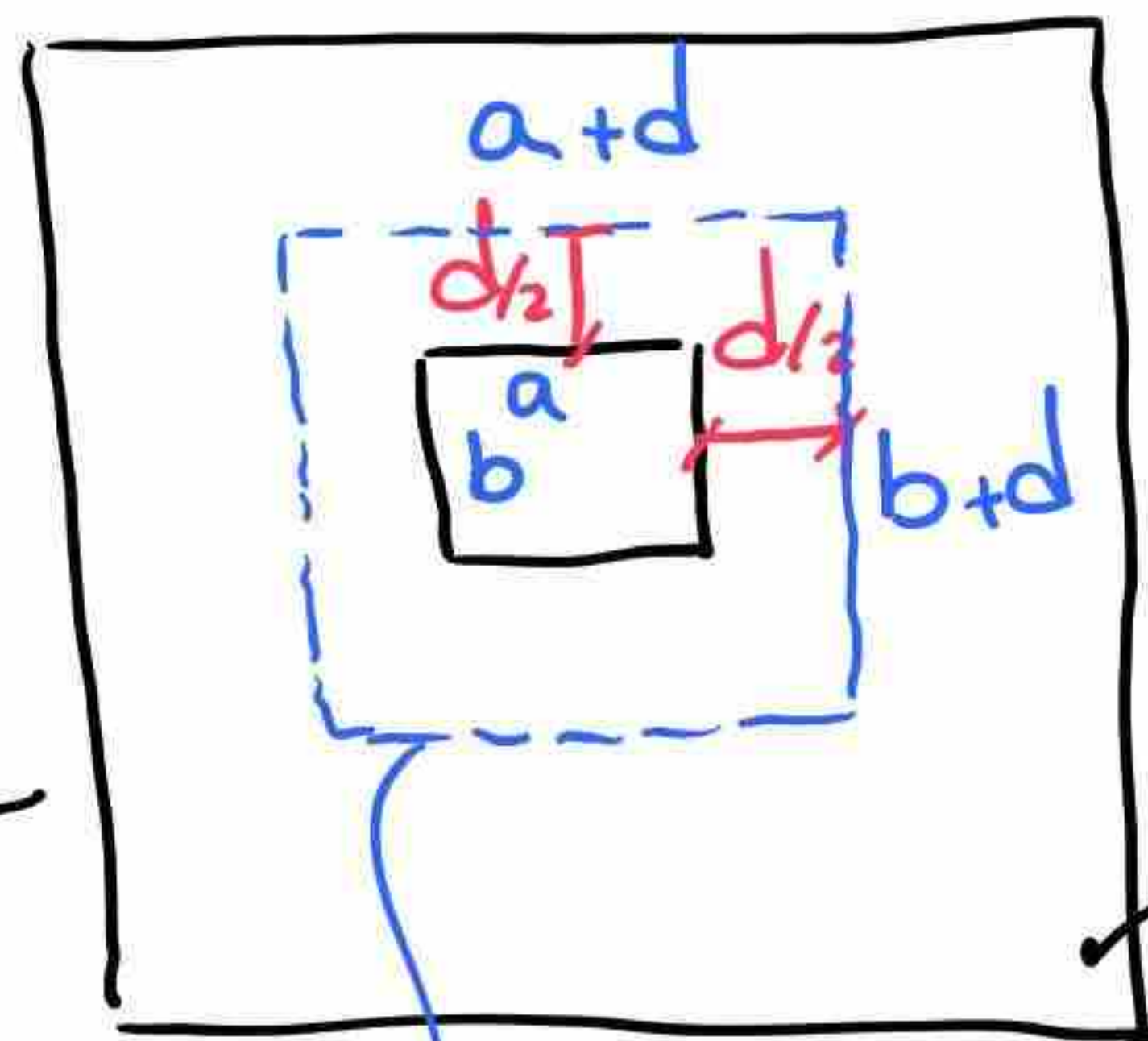
جانبی

E

۱۰۴

برس در طرف

سین میانی

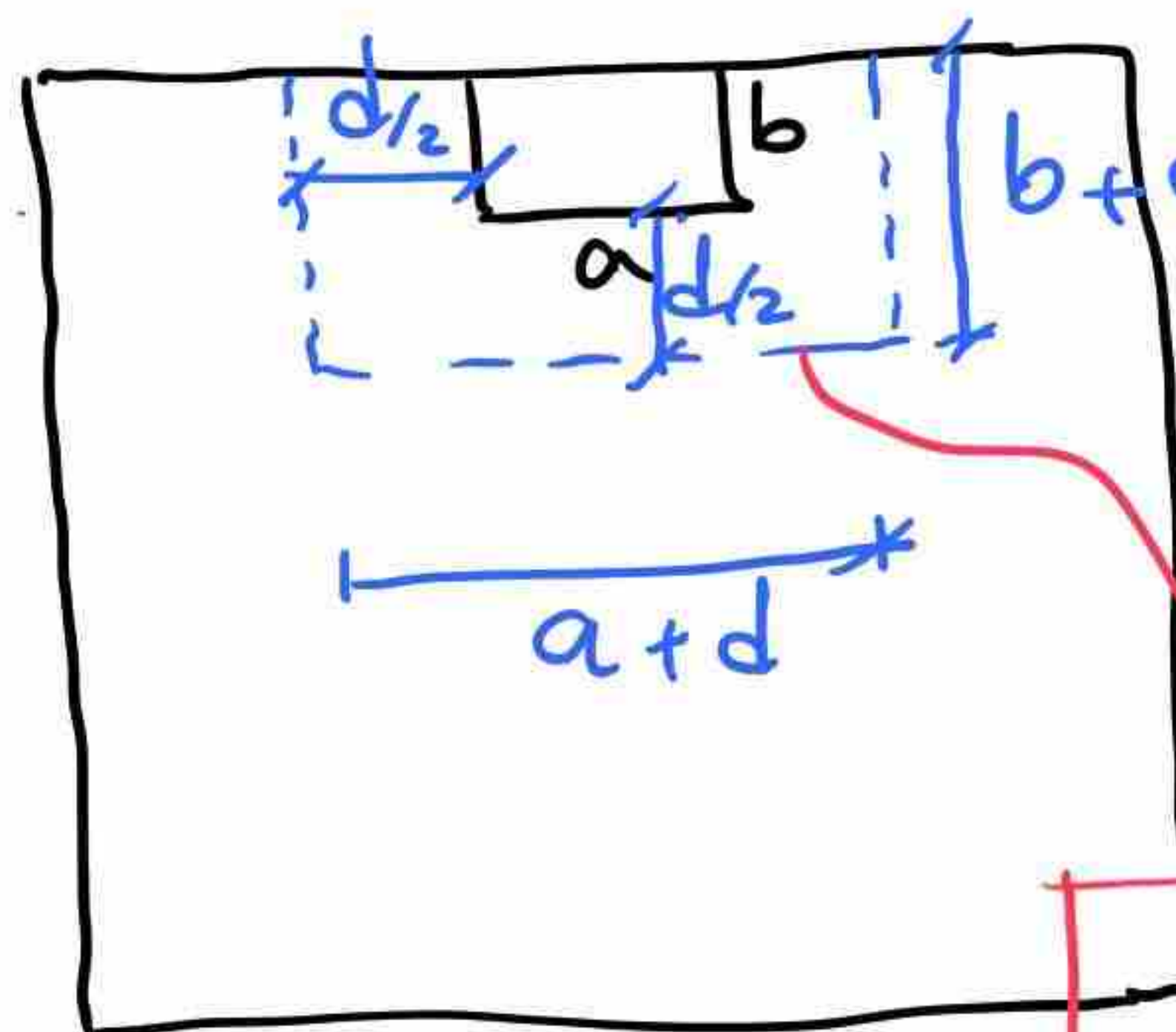


عمق میانی

h, d

ی معبره بصری برس در طرف

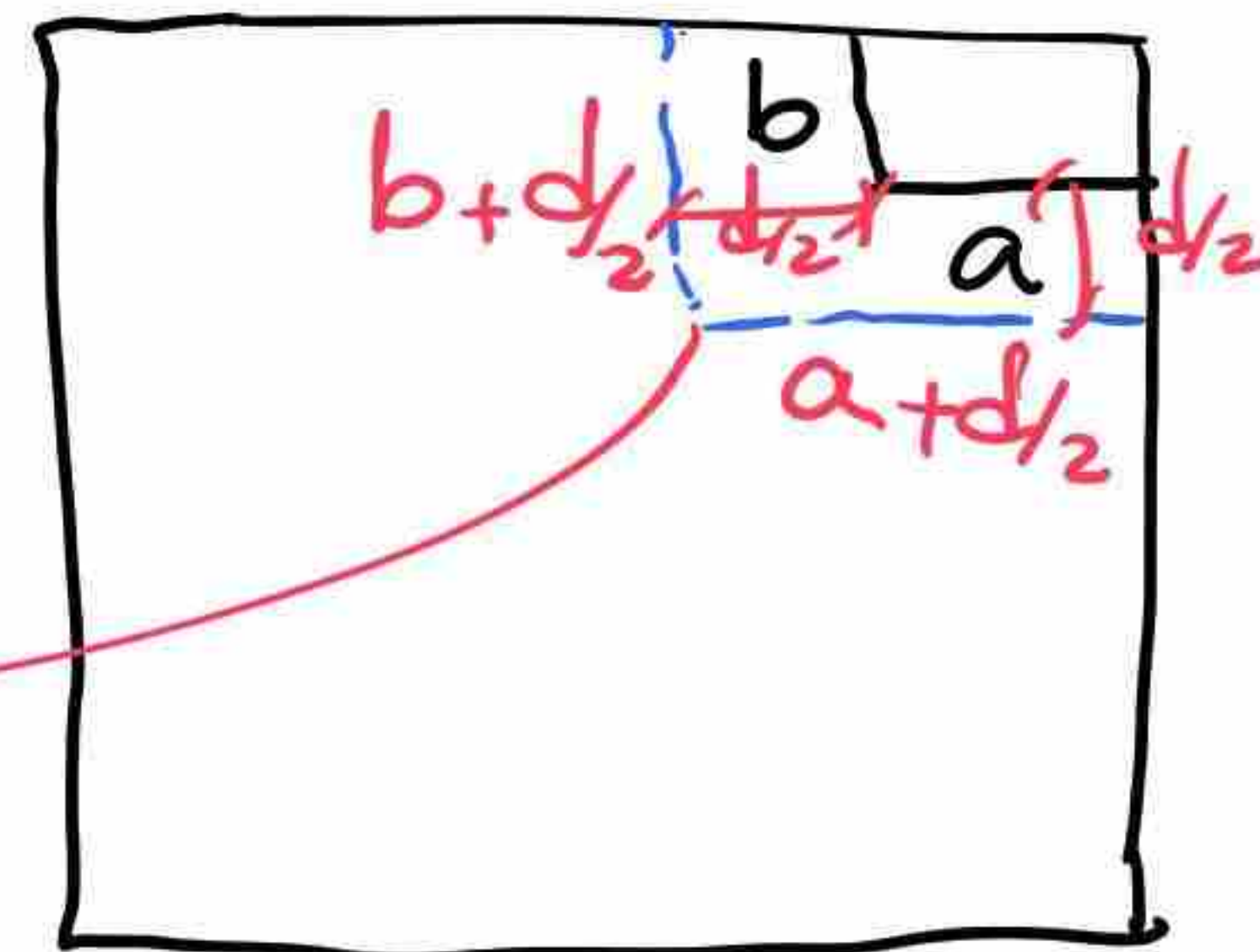
$$\Rightarrow \text{معیط: } b_o = 2(a+d) + 2(b+d) = 2a + 2b + 4d$$



سین کناری

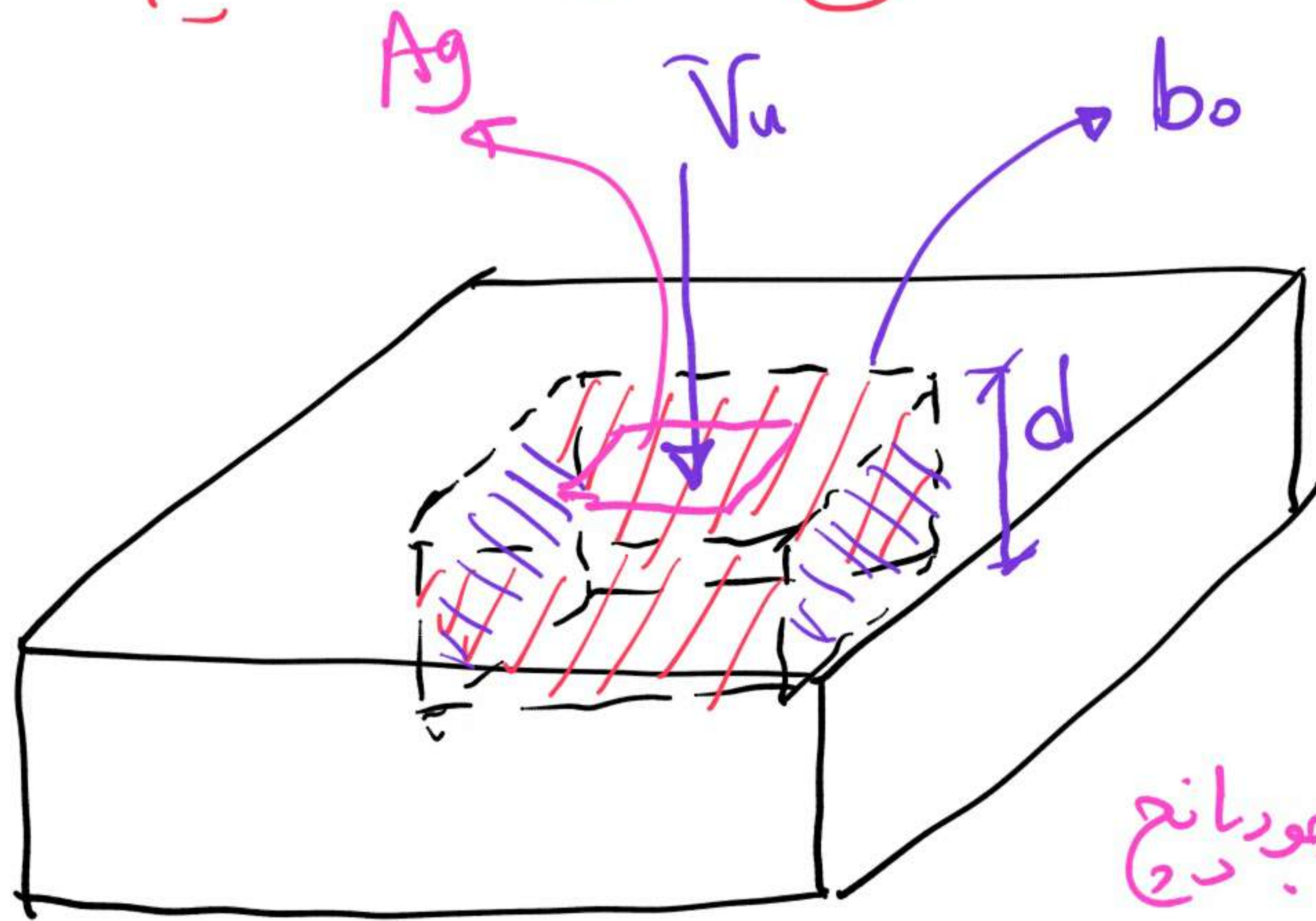
$$b_o = (a+d) + 2(b+d/2)$$

سین کنج



$$b_o = a + b + d$$

اگر نیروی محوری (برشی خالص) به دال یا قوسه سیو وارد شود توزیع تنش یکنواخت است و داریم:



مساحت دال = $b_o \times d$

$$\frac{V_u}{A_g} \leq \phi V_c$$

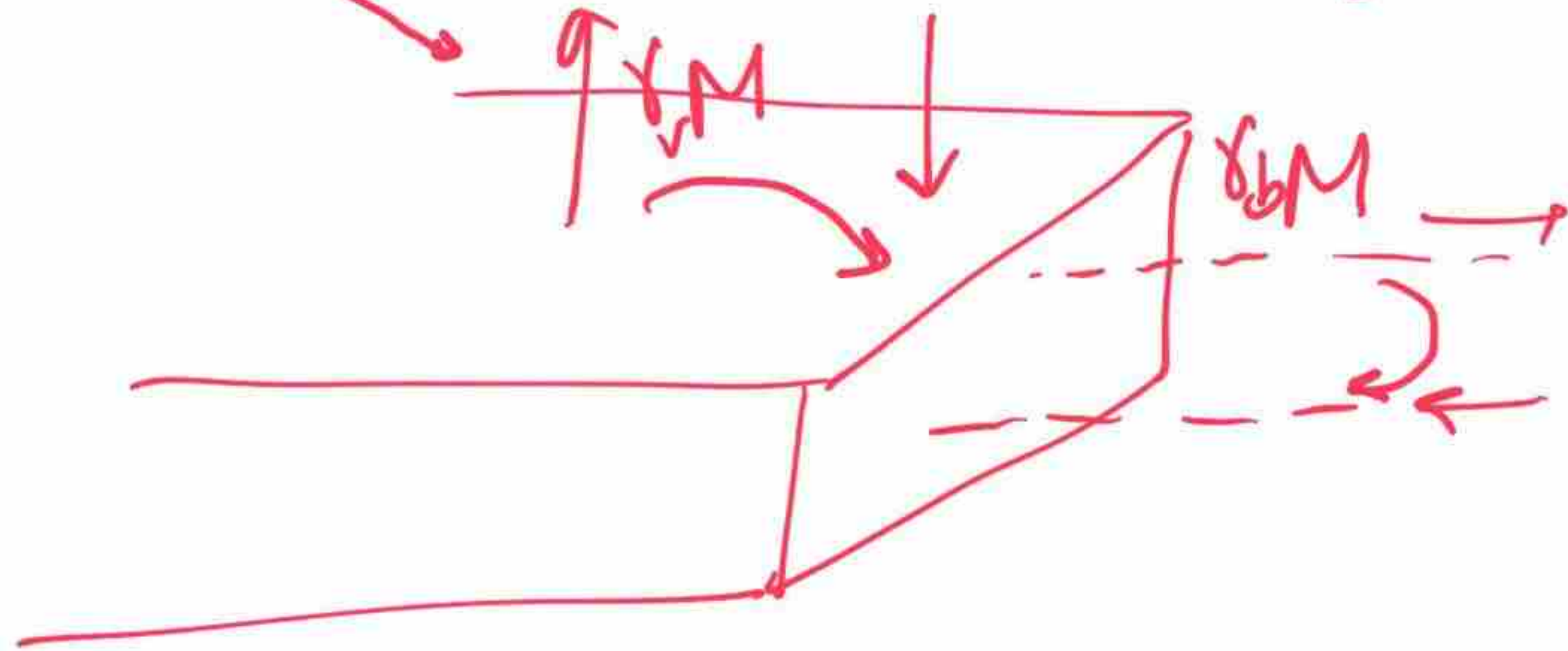
تنش موصود دال

$0.75 \times \dots \times b_o \times d$

مساحت دال $A_g = b \times h$
 $a \times b$

اگر سرولکه لنگر سرازود علاوه بر تنش خالص محوری ناشی از برش
تنش کُشی و فشاری بخشی از خفش نیز وارد می شود

$$\lambda_v + \lambda_b = 1$$



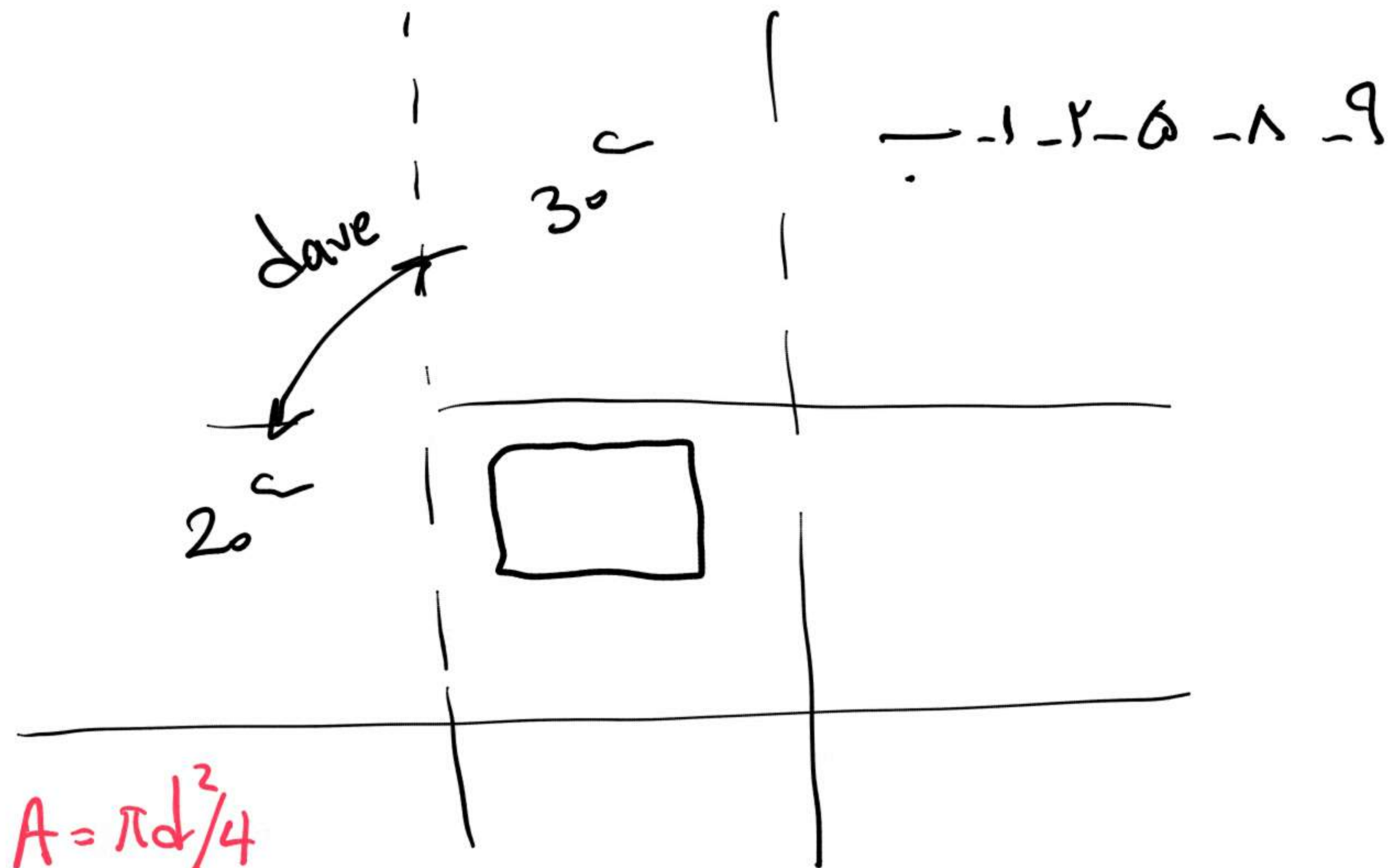
در برش فاصله سبب به مرکز برش

$$\frac{V_u}{A_g} \pm \frac{\lambda M \times c}{J}$$

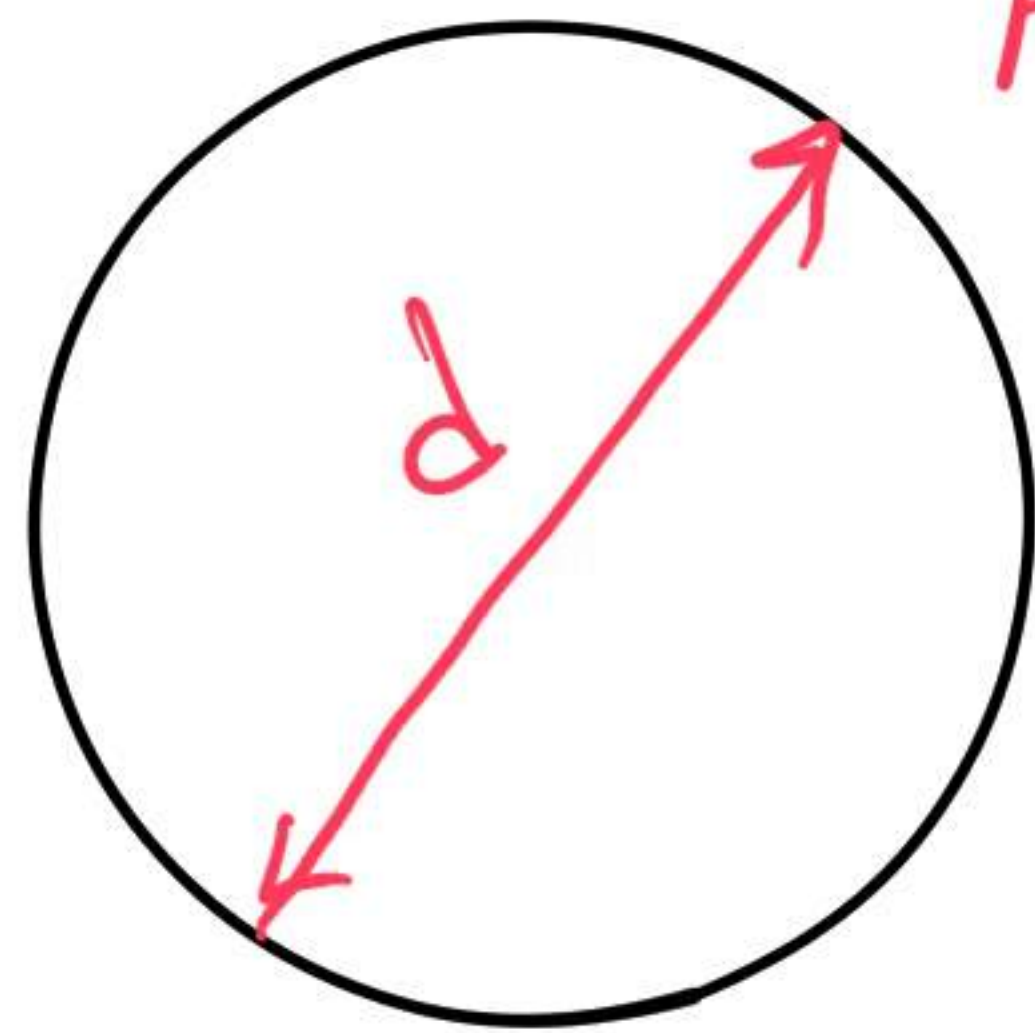
مکان انرژی در بعضی

در روابط مقاومت برشی بتن در موضع برش در طرفه محدودیت زیر به قرار است

$$\sqrt{f'_c} < 8.3 \text{ MPa}$$



$$A = \pi d^2 / 4$$



$$A = a^2$$

مساحت
مقابل سون
رایره ای

مصدره بیش برای آن
بررسی می شود

1 2 5 8 9

$$a^2 = \pi d^2 / 4$$

$$a = d/2 \sqrt{\pi}$$

1.8

نسبت معادست برش
وینچ

$V_c = \min$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_c = 0.33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \\ V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \\ V_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

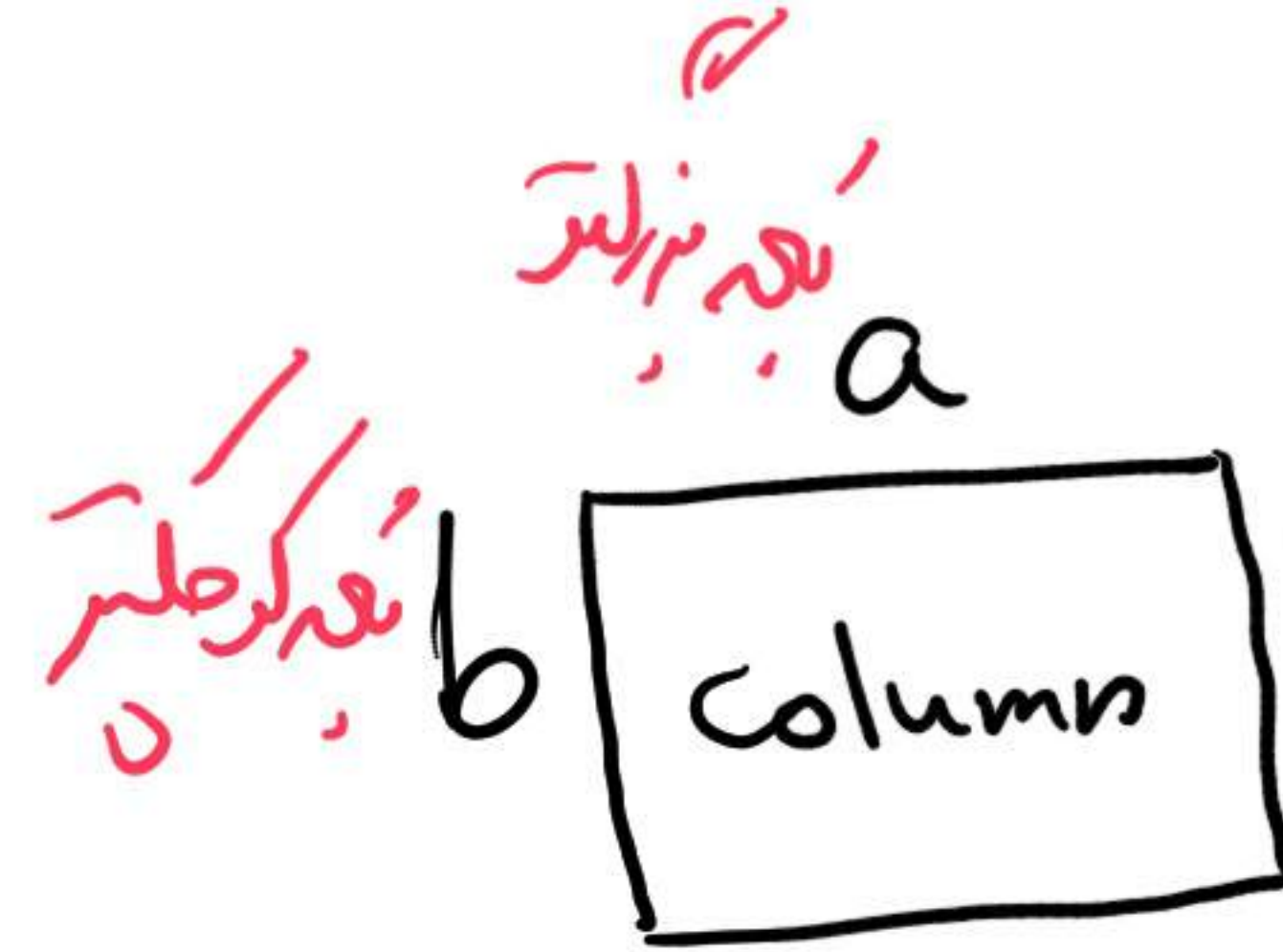
معادست وینچ

عمق مؤثر

ضریب موقعیت برش

نسبت
 $\alpha_s = 40$ میانی
 $\alpha_s = 30$ کناری
 $\alpha_s = 20$ لبخ

ظرفیت برش دو طرفه (نسبت)



$$\beta = a/b$$

اگر از فولادگذاری بررسی برای مانع استعاره شود ظرفیت (تنش) بررسی بتن به مقادیر زیر محدود می شود :

الف) : برای حالت بررسی $V_c = 0.17 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$

ب) : برای کل منعها $V_c = \min \begin{cases} V_c = 0.25 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \\ V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \\ V_c = 0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \end{cases}$

۹۹، ۱۱، ۱۸

حلیه نعم

$$V_u \leq 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

✓ خاموت برشی برای کنترل برش در طرفه (چانه‌بند)

$$V_u \leftrightarrow \begin{matrix} V_c \\ V_s \end{matrix}$$

$$0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

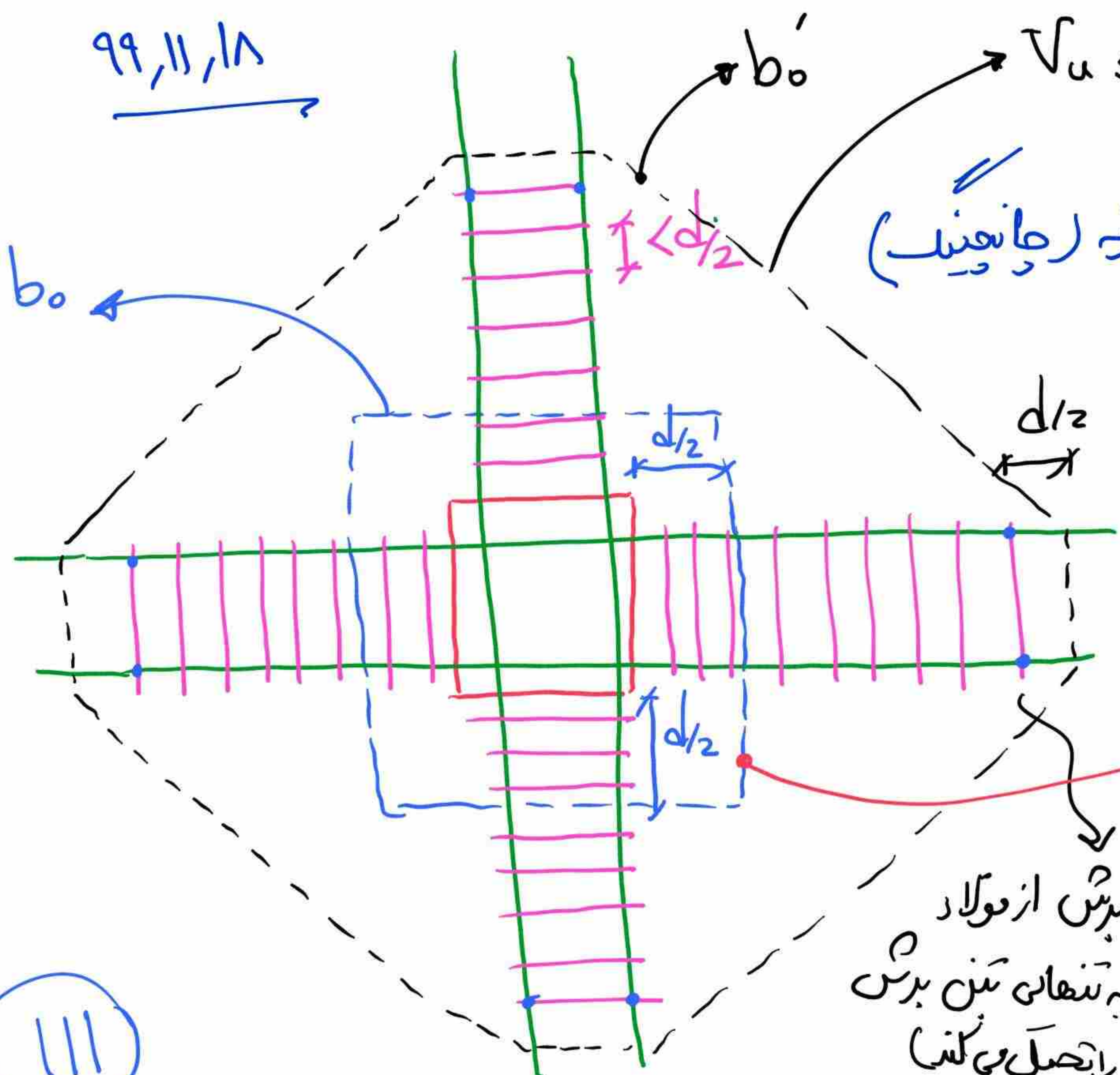
ظرفیت برشی بتن در حالت یکطرفه

$$V_u = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d + \frac{A_v}{s} \times f_y \times d \right) \times \phi$$

$$\leq \frac{1}{2} \phi \sqrt{f'_c} b_o d$$

مزر تعویل برش از فولاد
به بتن (به تنهایی بتن برش
موجود را تحمل می‌کند)

III



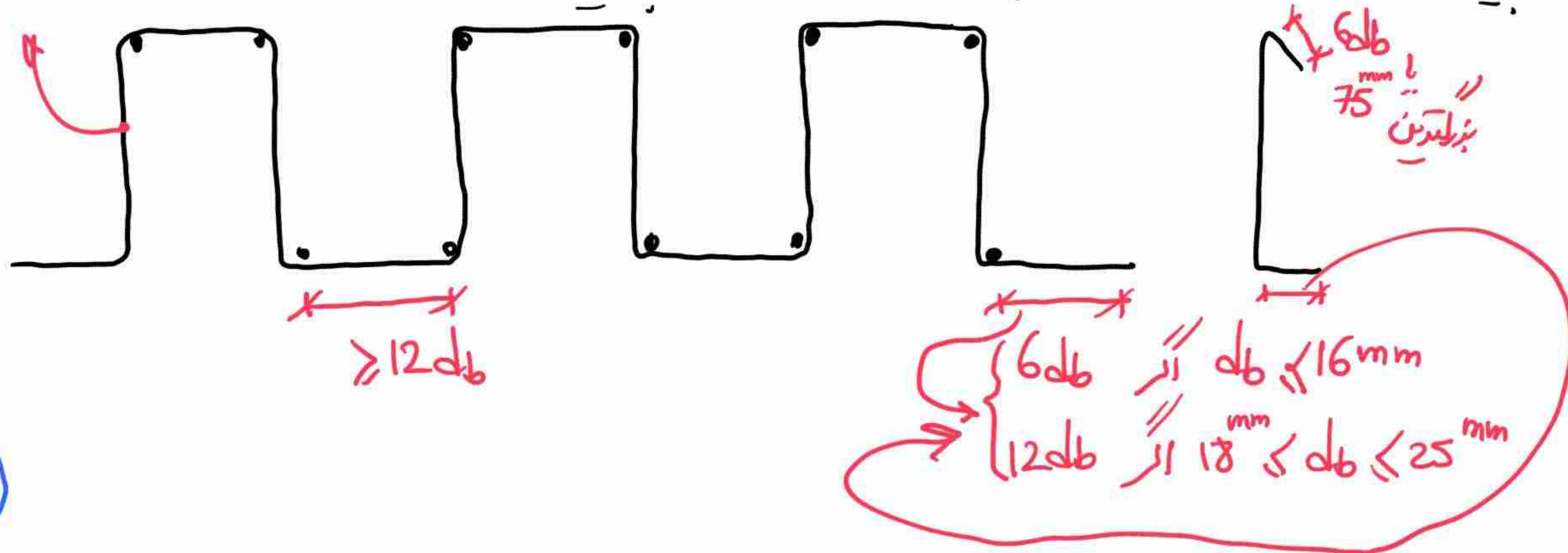
اگر از خاموت به عنوان اربابور برشی رانج استفاده کنیم مقدار ساق خاموت‌هایی

در رابطی $\frac{A_v}{s} \times f_y \times d$ مؤثر خواهند بود که موازی خط b باشد

به بیان دیگر اگر از یک خاموت سه استفاده کنیم (۲ ساق) برای ستون میانی ۸ ساق
ستون کناری ۶ ساق و ستون کنج ۴ ساق مؤثر داریم.

* ضریبات خاموت مؤثر در بهت برشی دو طرفه دارای ضوابط زیر است:

تصرفات d



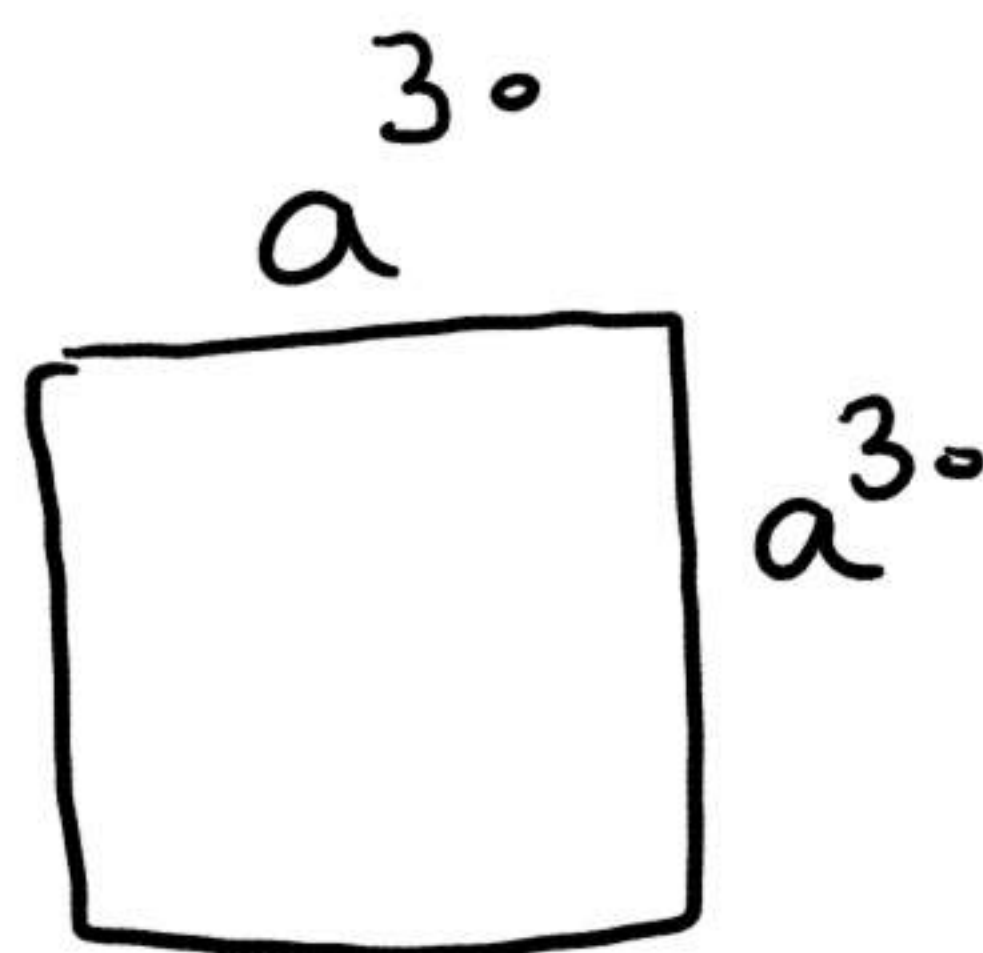
باز است

$$d \geq \max \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 16d_b \end{cases}$$



$$d + 3 \text{ cm} = h$$

ضخامت دال



* استفاده از خاموت برای پخش دال به شرطی مجاز است که

به زیر سازه استفاده از خاموت یا ستیجاتی یا سایر
 ۱۰ در یک دال زیر ۲۰ غیر ممکن است

سایز خاموت
 $(a - 10^{\text{cm}})$

۲۰ x ۲۰

کتابی هم : در بحث برش (یک طرفه) در سربها حداکثر ظرفیت برشی قطع به صورت زیر تعریف می شود :

$$\boxed{\begin{matrix} V_u \leq 5\phi V_c \\ V_s \leq 4V_c \end{matrix}} \longrightarrow V_n \leq 5V_c$$

برای برش پانچ مسلح توسط
حالت

$$\boxed{V_u \leq \frac{1}{2}\phi\sqrt{f'_c}b_o d}$$

$$\boxed{V_u \leq 0.66\phi\sqrt{f'_c}b_o d}$$

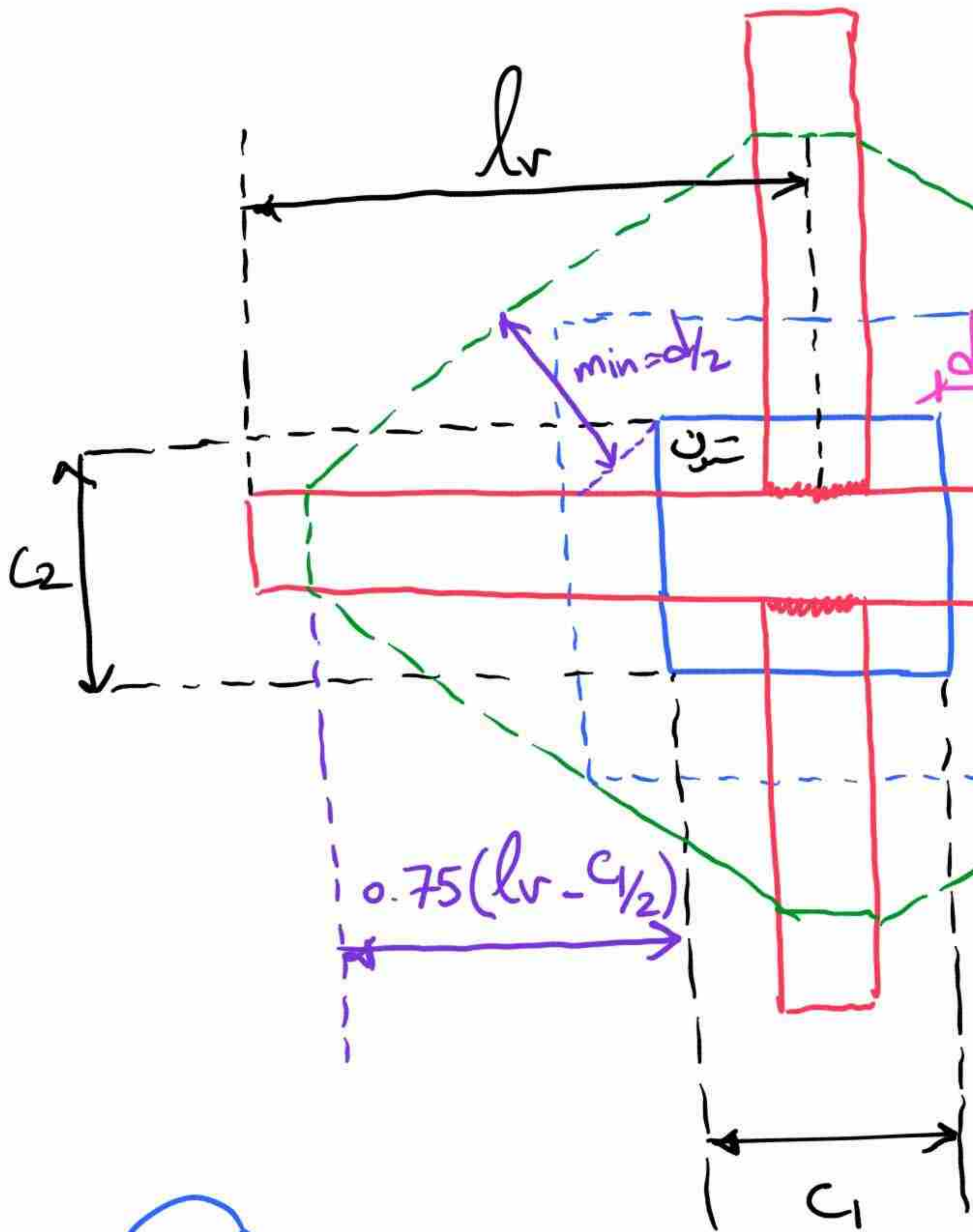
برای برش پانچ مسلح توسط "لایمخ"

در بحث برش پانچ که به کمک حالت انزاس مسلح می کنیم مرسوم برشی یک طرفه مطرح می شود
بالین تفاوت که

$$\boxed{\begin{matrix} V_u \leq 3\phi V_c \\ V_s \leq 2V_c \end{matrix}} \longrightarrow V_n \leq 3V_c$$

نکته: ظرفیت برش پانچ (در طرّف) که توسط ϕ منع حاصل می شود، عند برابر ظرفیت برش پانچ خاموت است

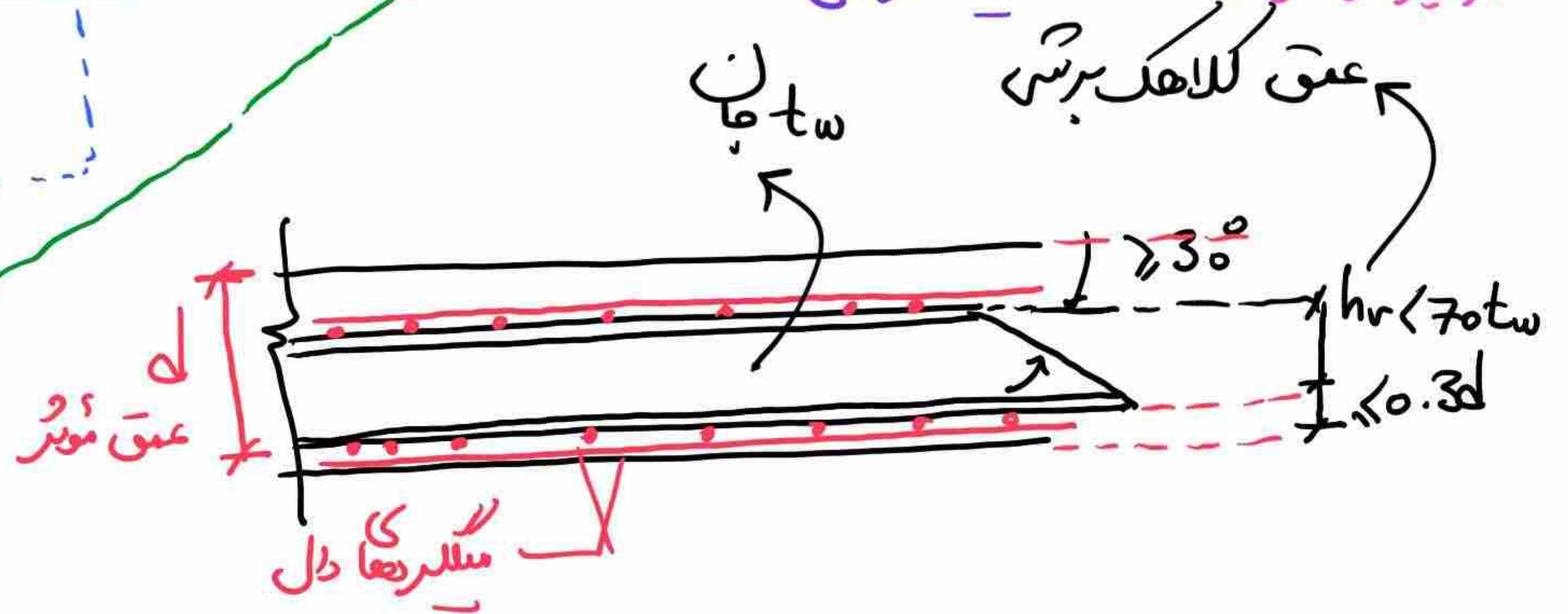
$$\frac{0.66 \phi \sqrt{f'_c}}{0.5 \phi \sqrt{f'_c}} = 1.32 \quad \text{'/32}$$



* کلاهک برشی $V_u \leq \frac{1}{3} \phi \sqrt{f'_c} b d$

الگوبند ۹-۸-۵-۱۲
برقرار باشد بجای $V_u \leq 0.58 \phi \sqrt{f'_c} b d$

۰.۵۸ از ۰.۳۳
استفاده می شود و ضریب
۱ نیز ضریب می شود
مقطع مولاری I شکل
یا تاورانی



* نسبت α_r که نسبت سفتی خمشی

هر بازوی کلاهدک به سفتی خمشی

مقطع ترک خورده دال سرامونی در

عرض $c_2 + d$ تعریف می شود نباید از ۰.۱۵ کمتر باشد

E_s مدول الاستیسیته فولاد

E_c " " " بتن

I_s ممان اینرسی فولاد کلاهدک برشی

$I_{composite}$ ممان اینرسی مقطع ترک خورده دال مرکب

$$\alpha_r = \frac{E_s \times I_s}{E_c \times I_{composite}} \geq 0.15$$

* ظرفیت لنگر پلاستیک بازری کلاهد برشی؟

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi \times n} \times \left[h_r + \alpha_r \left(l_r - \frac{c_1}{2} \right) \right]$$

ارتفاع مقطع کلاهد برشی

تعداد بازوهای کلاهد برشی

فاصله از مرکز تا لبه برشی در طرفه 4

درامند بازری کلاهد برشی

معدل طول لازم برای کلاهد برشی

$\phi = 0.9$

نکته: می توان برای هر پروفیل بر اساس، اساس مقطع پلاستیک Z، لنگر تمام عرضی را بصورت $M_p = Z \times f_y$ محاسبه کرد.

نکته: برش با ضریب دوطرفه ای (V_n) در مقطع بحرانی برش دوطرفه برای کلاهد برشی نباید از $2V_c$ بیشتر شود؛

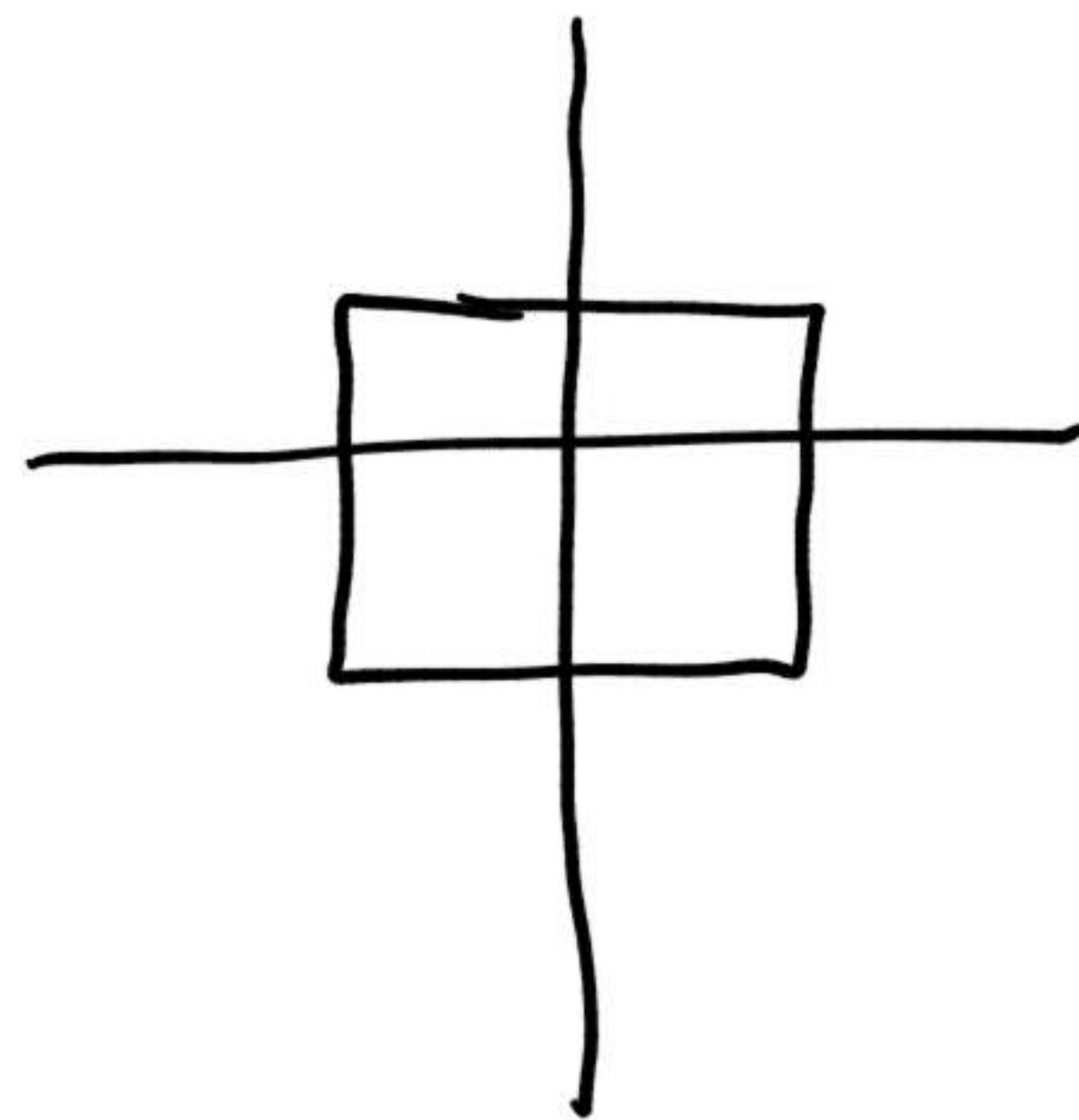
$$V_n \leq 2V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b o d$$

* مقطع بحرانی پُرس در طرفه برای کلافک پرسی، مقطعی عمود بر صفحه دال بوده و هر بازاری کلافک پرسی

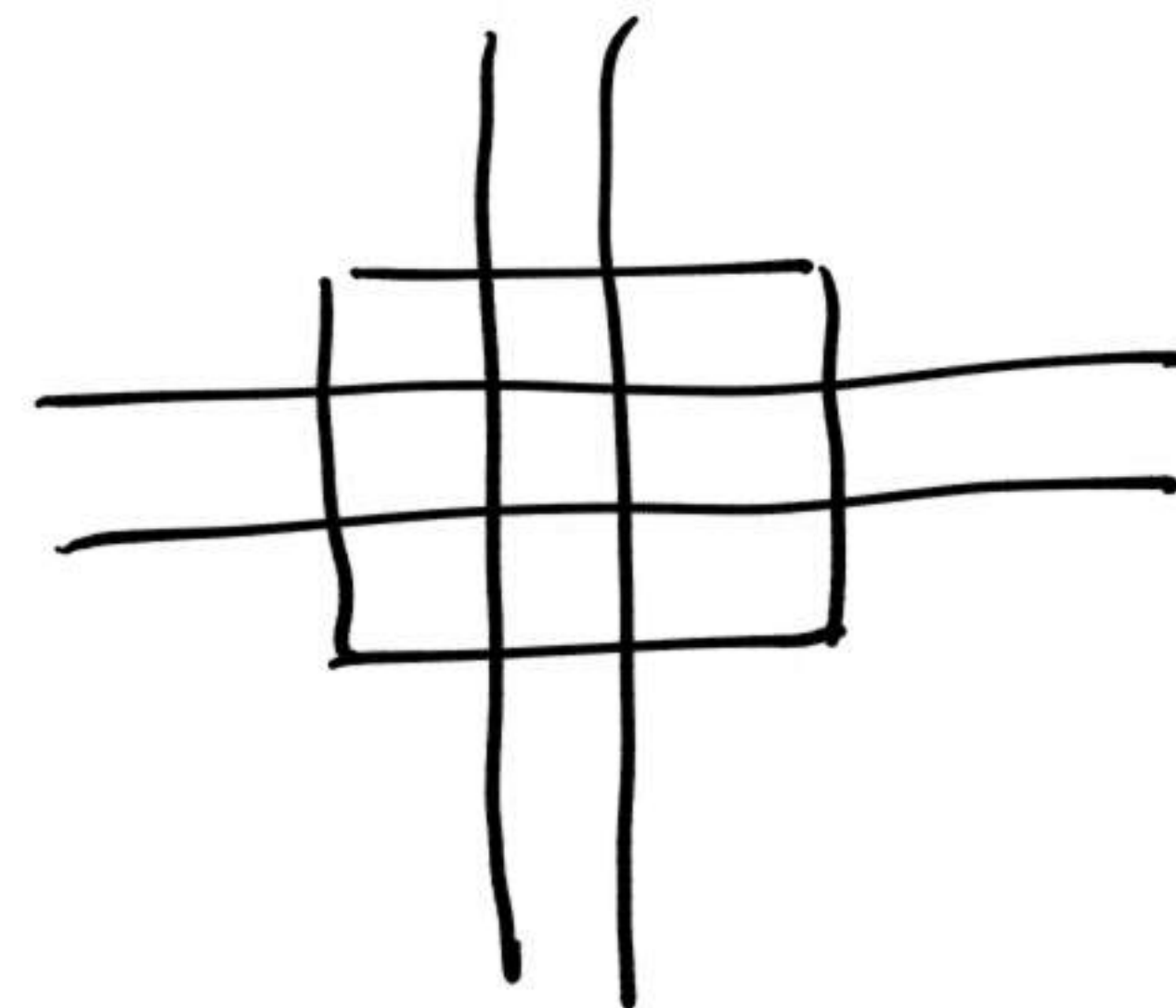
در فاصله $(l_v - c_1/2)$ ۰.۷۵ از وجه ستون را قطع می‌کند.

* برای مساعده جزئیات کلافک پرسی به شکل ۸.۹.۶.۲۲ R از

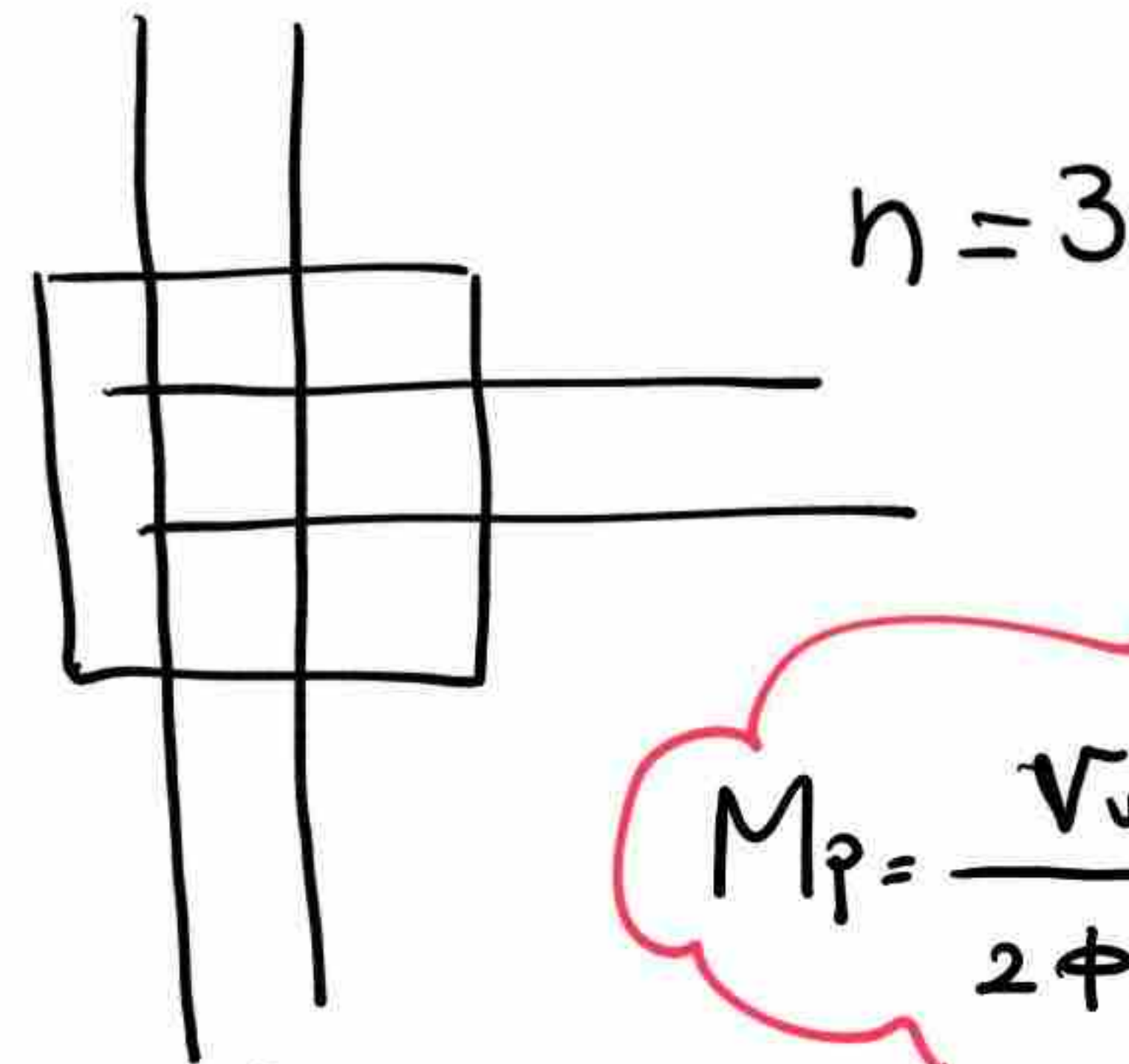
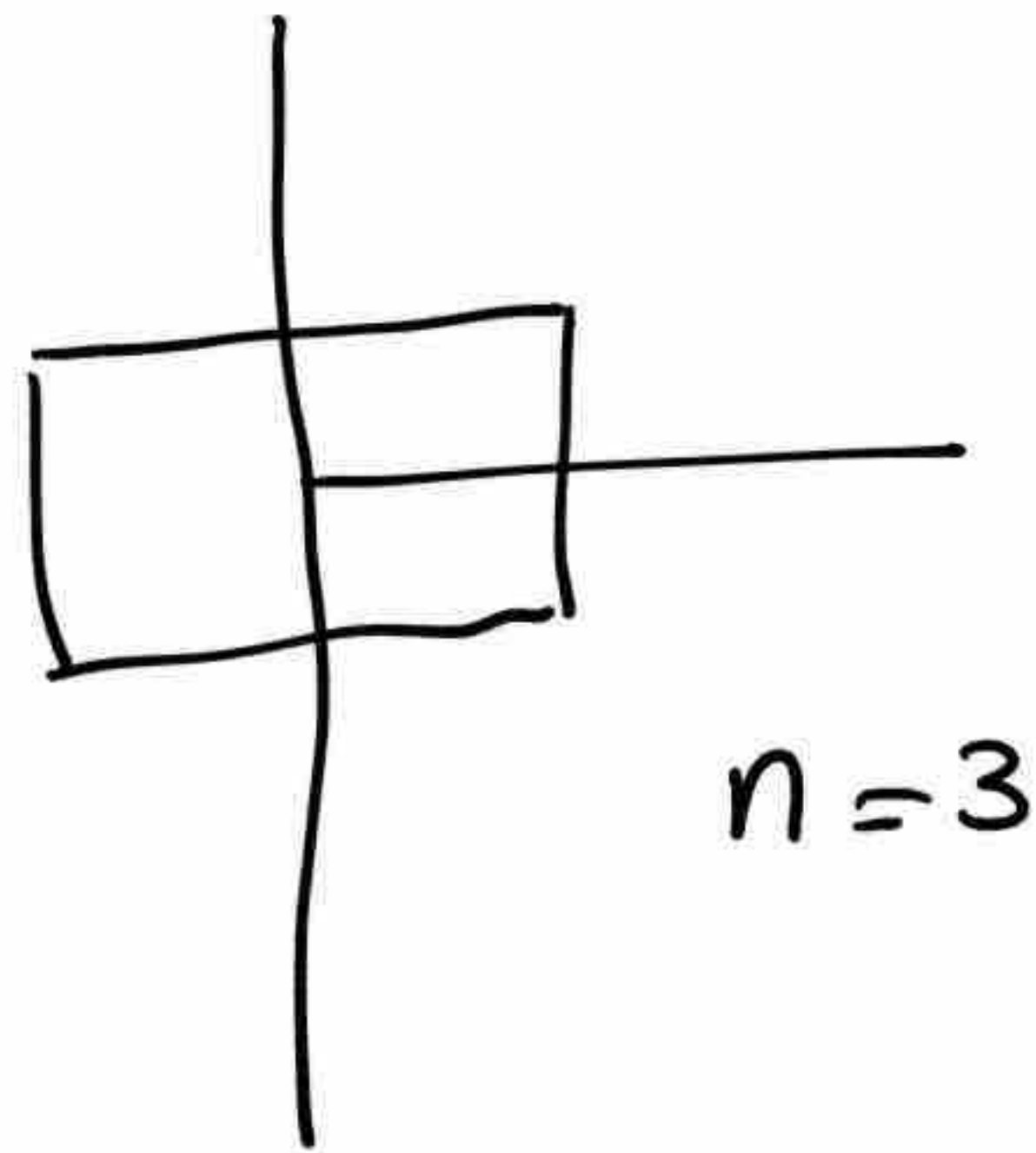
آیین‌نامه ۱۴ - ACI 318 صد ۳۷۰ مراجعه شود.



$n=4$



$n=4$



$$M_p = \frac{V_u}{2\phi \times n} \times \left[h_r + \alpha_r \left(l_r - \frac{c_1}{2} \right) \right]$$

* در صورتی که در نظر باشاز مساحت کل لنگ بزرگ در مقاومت در برابر لنگر طرایی دال استفاده شود

لنگر معادسی که در هر نواریست توسط کل لنگ بزرگ متصل شود، M_r کمترین مقدار زیر است

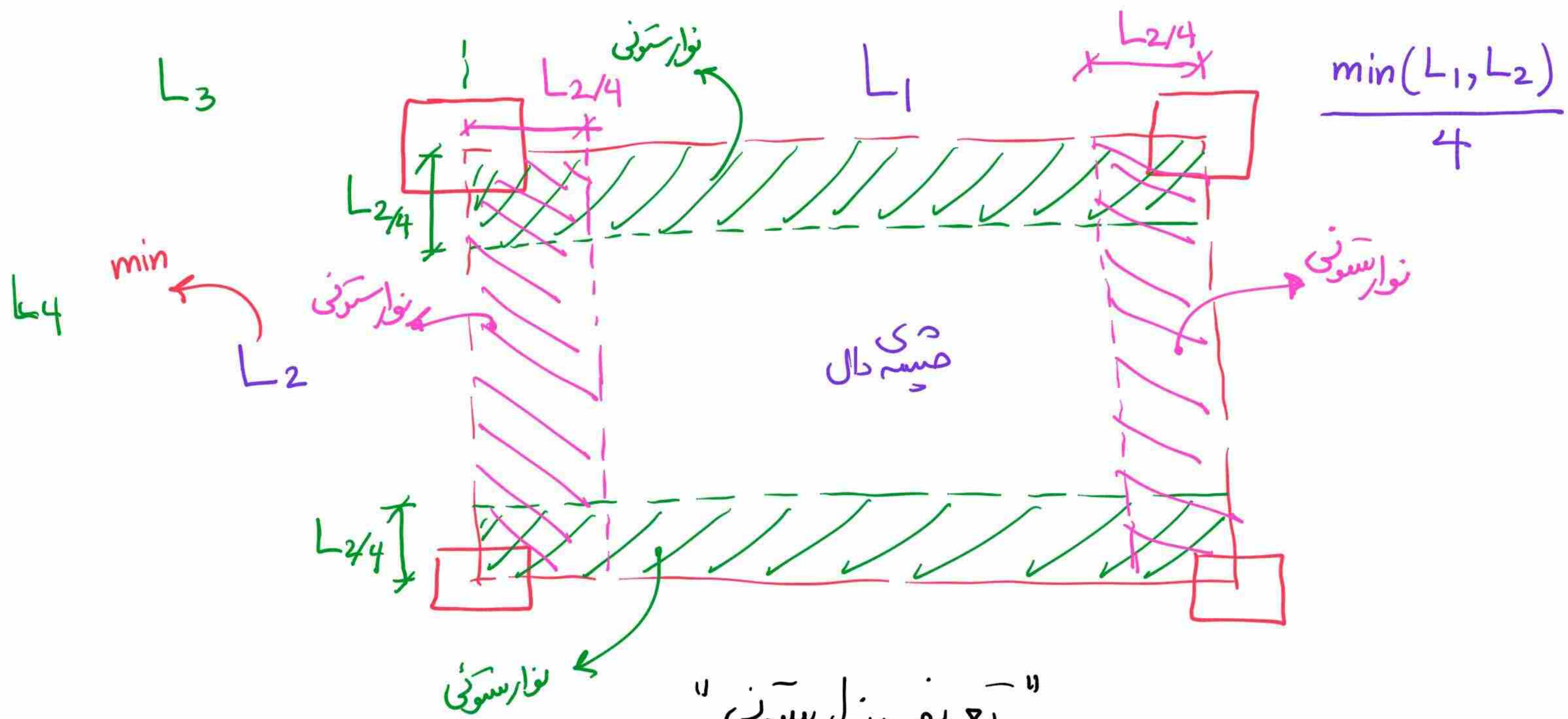
$$M_r = \frac{\phi \alpha_r V_u}{2 \times n} \left(l_r - \frac{c_1}{2} \right) \quad \text{الف)}$$

$$\phi = 0.9$$

ب) $\frac{1}{3}$ کل لنگر با ضریب در هر نواریست $(0.3 M_u)$

ج) میزان تغییر در لنگر نواریست در طول l_r

د) مقدار M_p محاسبه شده از رابطه بالا منفی



تعريف نوار ستونی

یک چهارم کوچکترین بُعد هر حسیه از آن است

* اگر در یک دال با لاکه برسی یک بانسودر نوار سونی و یا فاصله کسرا از ۰ برابر ضخامت دال
از زیر سون قرار گیرد ۰ b نصف می شود.

۹۹, ۱۲, ۵

جلسه دوم

"بررسی سبب ها - ی مانج"

این جلسه در برنامه Adobe connect برگزار گردد

123

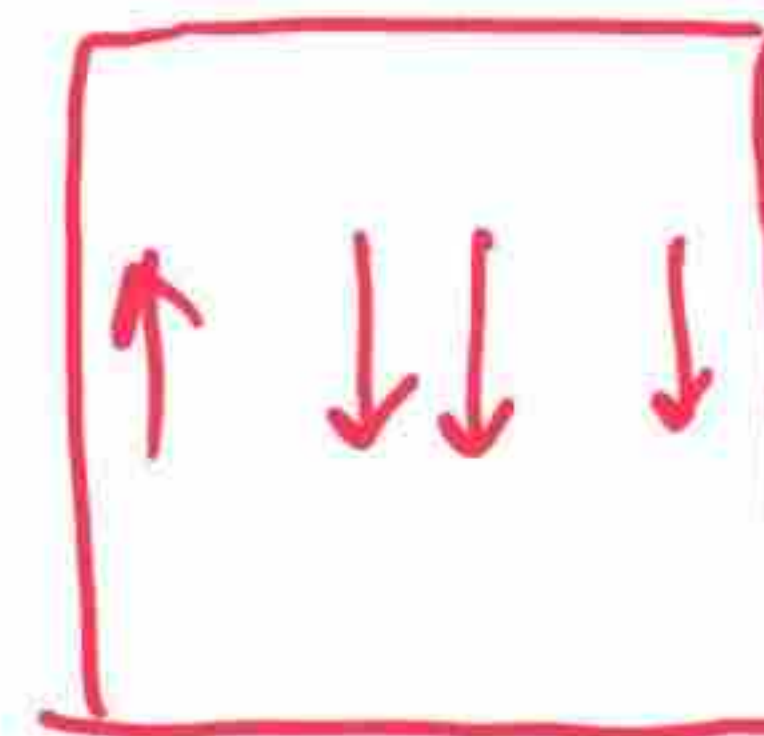
۹۹, ۱۲, ۹

(الف)
برای مقاطع توپر

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{ch}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) + 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$$

ϕT_{or} در محاسبه محاسبه

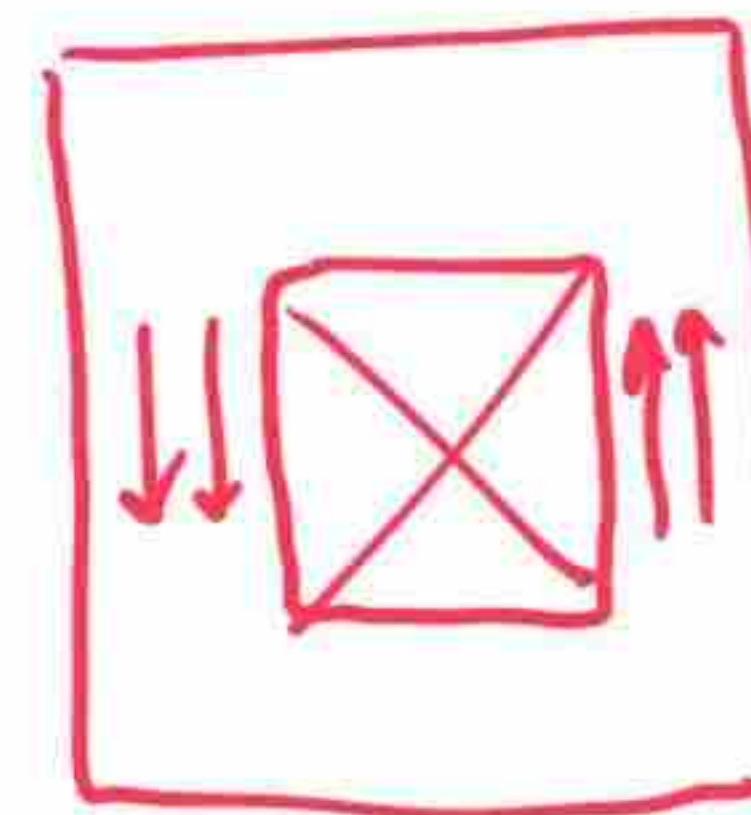
حلبه از هم



(ب)
برای مقاطع توخالی

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{ch}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) + 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$$

ϕT_{or} در محاسبه محاسبه



$$T_n = \frac{1.7 A_{oh} A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

$\theta = 45^\circ \rightarrow \cot \theta = 1$

$$\phi = 0.75$$

$$T_u \leq \phi T_n$$

*

$$\left(\frac{A_t}{s}\right)_{req} = \frac{T_u}{1.7 \phi A_{oh} f_{yt}}$$

رابطی محاسبی
خاموت پیمانی
مورد نیاز

$$T_n = \frac{1.7 A_{oh} \times A_l \times f_y}{P_h} \times \tan \theta$$

*

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) \times P_h \times \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \times \cot^2 \theta$$

$\theta = 45^\circ$ اگر ۱

f_{yt} : تنشی تسلیم خاموت پیمانی

f_y : تنشی تسلیم رابطی طولی پیمانی

در صورتی که بخواهیم از خاموت با دورقار برشی و برعشی به صورت تمام انتظار داشته باشیم باید به روابط زیر توجه کنیم:

یادآوری: $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{(V_u/\phi) - V_c}{f_y \times d}$

$\left(\frac{A_t}{s}\right)_{req} = \frac{T_u}{1.7 \phi A_{oh} f_{yt}}$ $\theta = 45^\circ$

مسافت به فاصله خاموت برشی

تکلیف برشی + برعشی

Total $\left(\frac{A_T}{s}\right) = \left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} + 2\left(\frac{A_t}{s}\right)_{req}$

یک خاموت سیم ۲ ساق آن برای مسافت برشی استفاده می شود

یک خاموت سیم ۱ ساق آن برای مسافت برعشی استفاده می شود

در نتیجه باید ۲ برابر شود تا با مسافت خاموت برشی قابل جمع کردن باشد

* فاصله خامنه‌ها در برش و بیضی

d_b : قطر سگرد طری
 d_s : قطر خامنه
 d : عمق سگرد
 b_{min} : کوچکترین بُعد عضو
 S : فاصله مرکز به مرکز خامنه
 P_h : محیط خط مرکزی خامنه

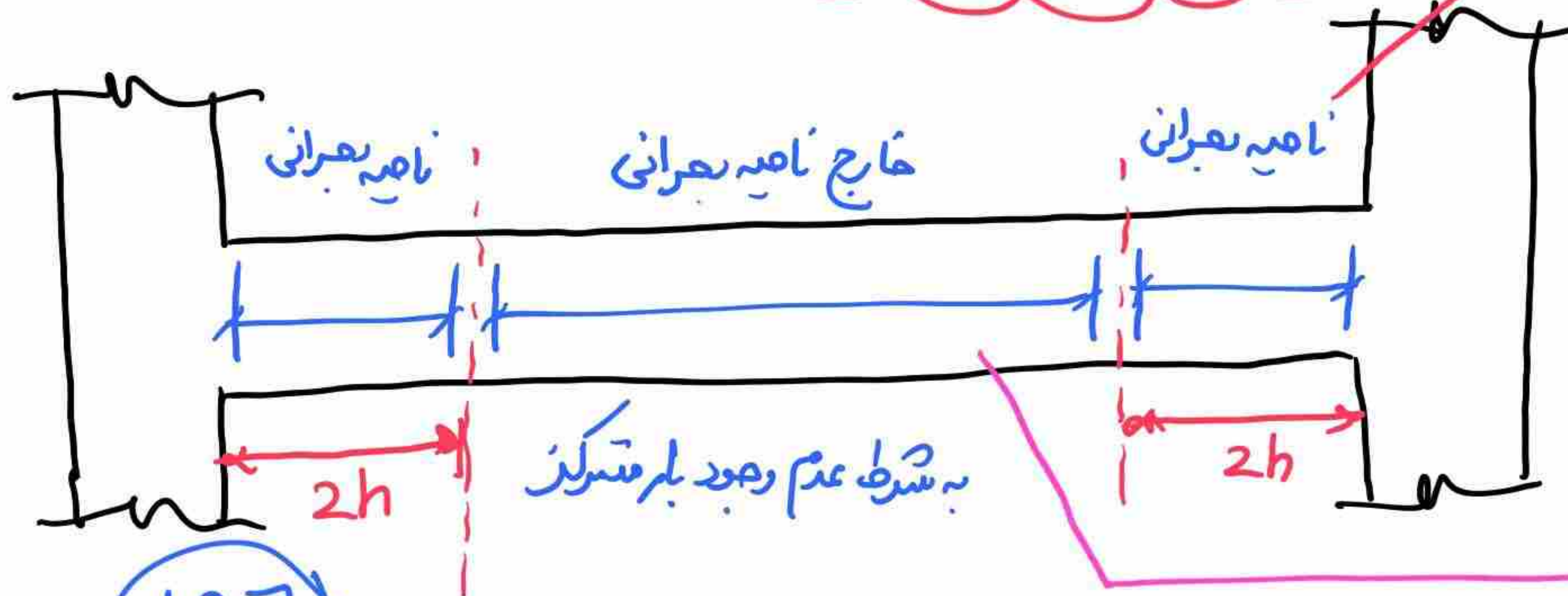
برای بیضی فاصله خامنه‌ها باید در برابر عرض کلی باشد و داریم:

$$S_{max} \leq \min \left\{ \frac{P_h}{8}, 300^{mm} \right\}$$

$$S_{max} \leq \min \{ 8d_b, 24d_s, d/4, 300^{mm} \}$$

به شرط شکل زیری متوسط

$b_{min}/2$ در سوراخ سبب به تغییر نمی‌کند



$$S_{max} \leq \min \{ 12d_b, 36d_s, d/2, 450^{mm} \}$$

$$S_{max} \leq \min \{ 16d_b, 48d_s, b_{min}, 450^{mm} \}$$

برای سوراخ خارج از نایه بحرانی

127

حل تست ۳۲ مهر ۹۹

$$\frac{A_v}{S} = 690 \text{ mm}^2/\text{m}$$

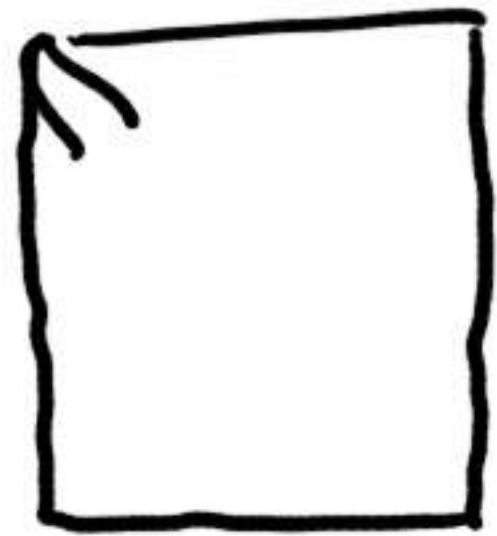
$$\frac{A_t}{S} = 690 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_T}{S} = 690 + 2(690) = 2070 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\pi r^2 = \pi \times 5^2 =$$

$$\pi d^2/4 = \pi \times 10^2/4$$

2 ساق خاموت ۱۰



$$A_T = 2 \times 78 \text{ mm}^2 =$$

$$156 \text{ mm}^2$$

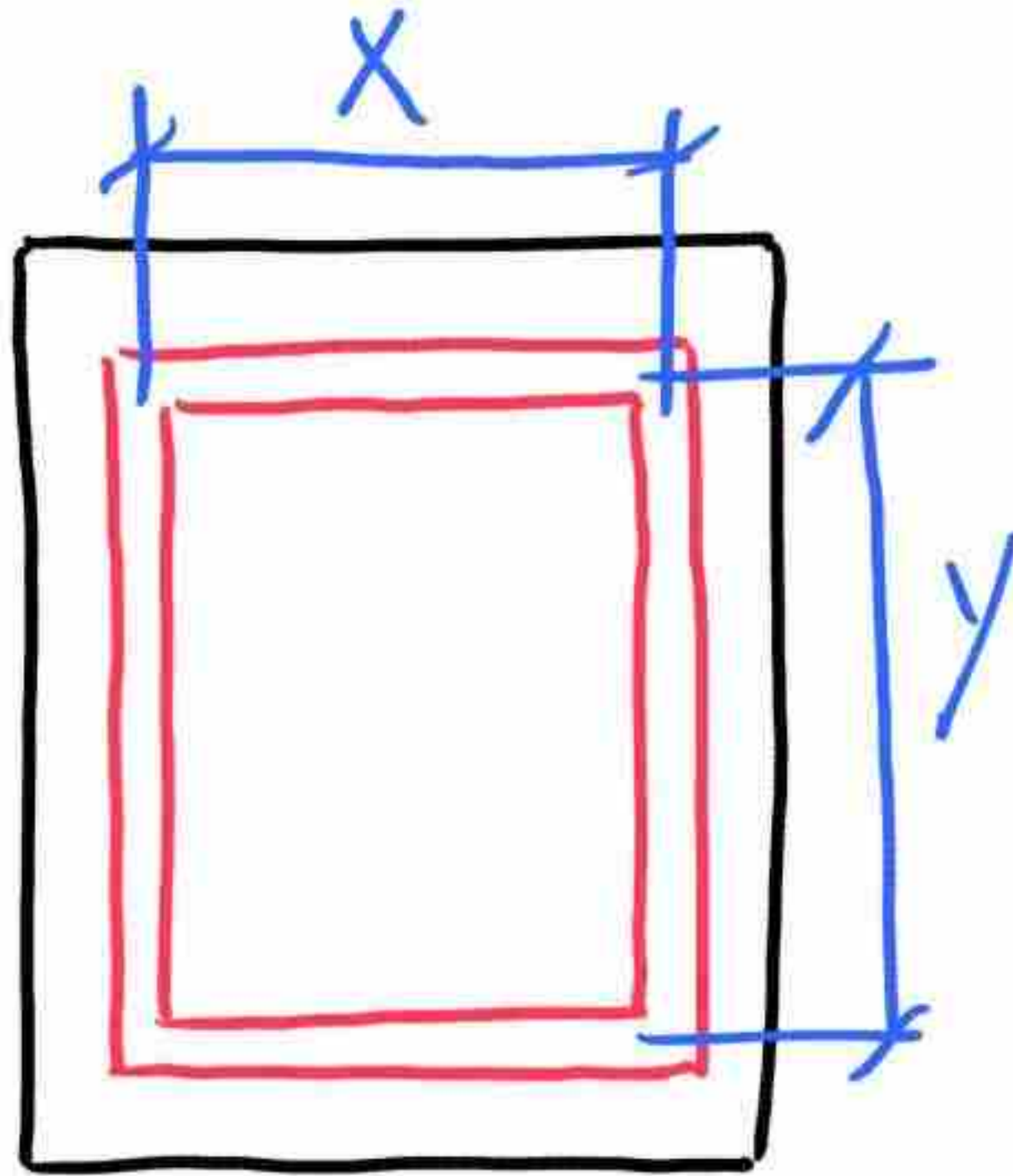
$$\frac{156 \text{ mm}^2}{2070} = S = 0.075 \text{ m} = 75 \text{ mm}$$

لترینه ۲

128

$$b_w = 400$$

$$d = 525$$



$$V_u \leq 5 \phi V_c$$

$$V_u = 0.5 \times 5 \times 0.75 \times (0.17 \sqrt{f'_c} b_w d) = 1.593 b_w d$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{ch}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) = 4.15 \text{ MPa}$$

129

$$x = 250 + 25 + 10 = 285 \text{ mm}$$

$$y = 450 + 25 + 10 = 485 \text{ mm}$$

$$P_h = 2(285 + 485) = 1540 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (285 \times 485) = 138225 \text{ mm}^2$$

حل تست ۳۵ اردیبهشت ۹۷

$$\sqrt{2.53 + (4.74 \times 10^{-8} T_u)^2} \leq 4.15$$

$$2.53 + (4.74 \times 10^{-8} T_u)^2 \leq 17.22$$

$$(4.74 \times 10^{-8} T_u)^2 \leq 14.7 \text{ MPa}$$

$$T_u^2 \leq \frac{14.7 \times 10^{16}}{4.74^2}$$

$$T_u \leq \underline{\underline{80887297}}$$

$$T_u \leq \underline{\underline{80.8 \text{ KN.m}}}$$

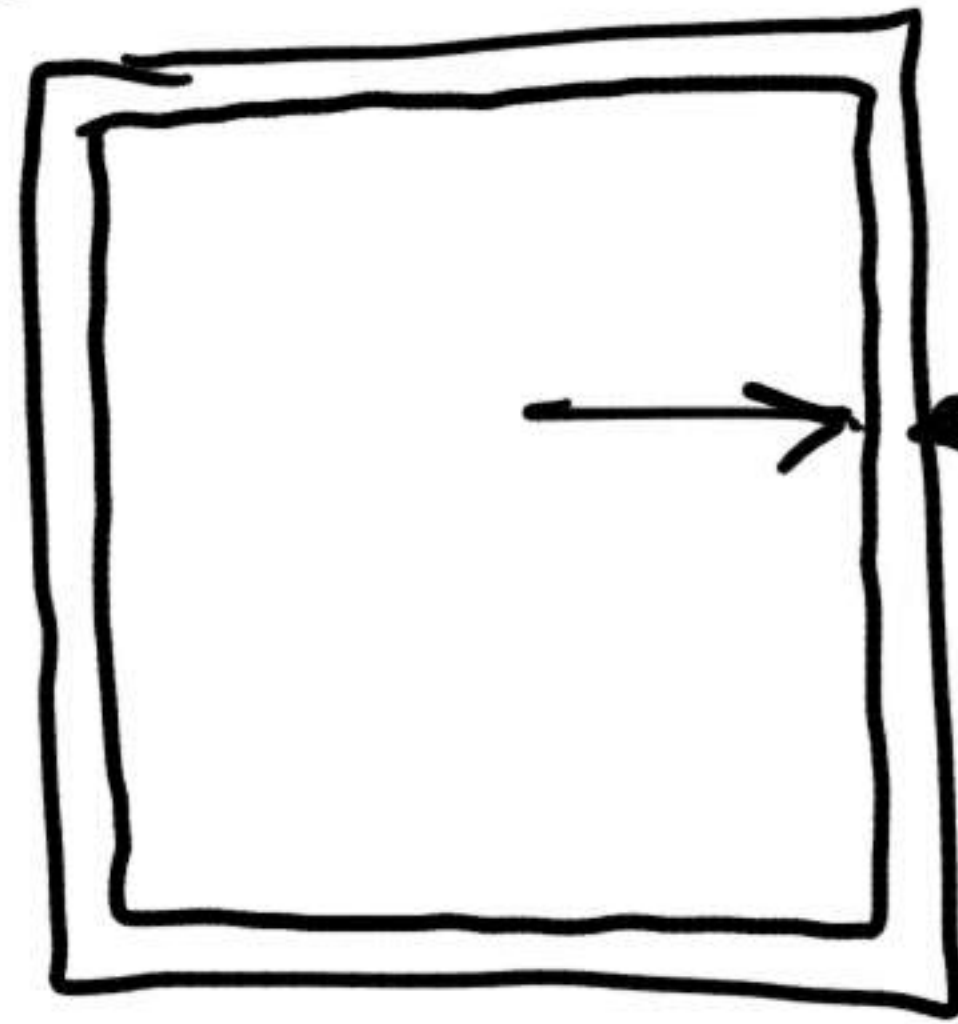
* نکته: در مواردی که مقطع مدار نازک باشد یعنی

$$t < \frac{A_{oh}}{P_h} \quad \text{آن به در رابطه ۹-۸-۳۱}$$

عبارت $\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}$ عبارت

تبدیل می شود $\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t}$

مقطع مدار نازک



$$t < \frac{A_{oh}}{P_h}$$

$$B_u < \phi B_n$$

$$\phi = 0.65$$

الگورتام A_2 در تمام الف
موجوده ندرتاراز A_1 باشد

$$* B_n = \min$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} (0.85 f'_c A_g)$$

$$2 (0.85 f'_c A_1)$$

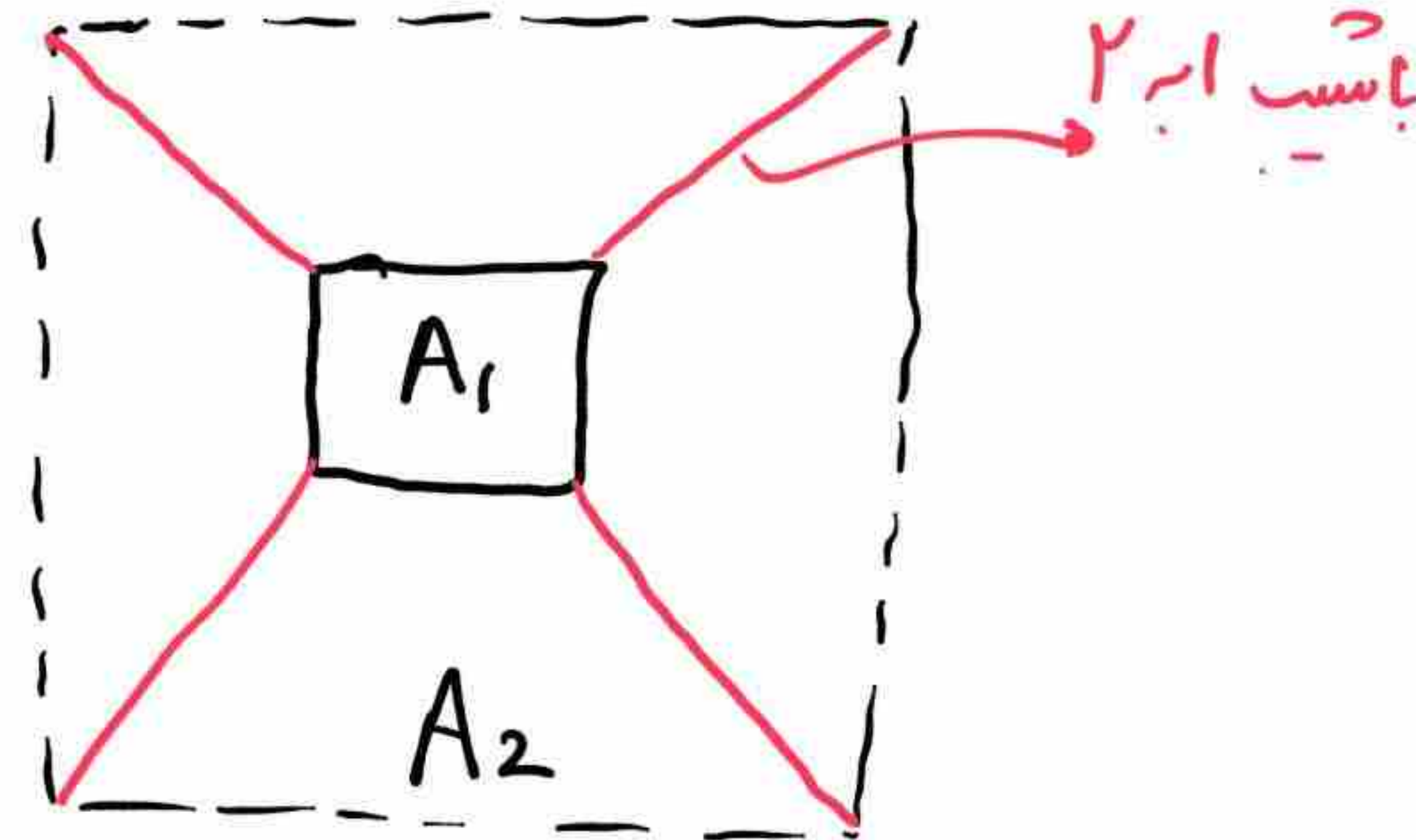
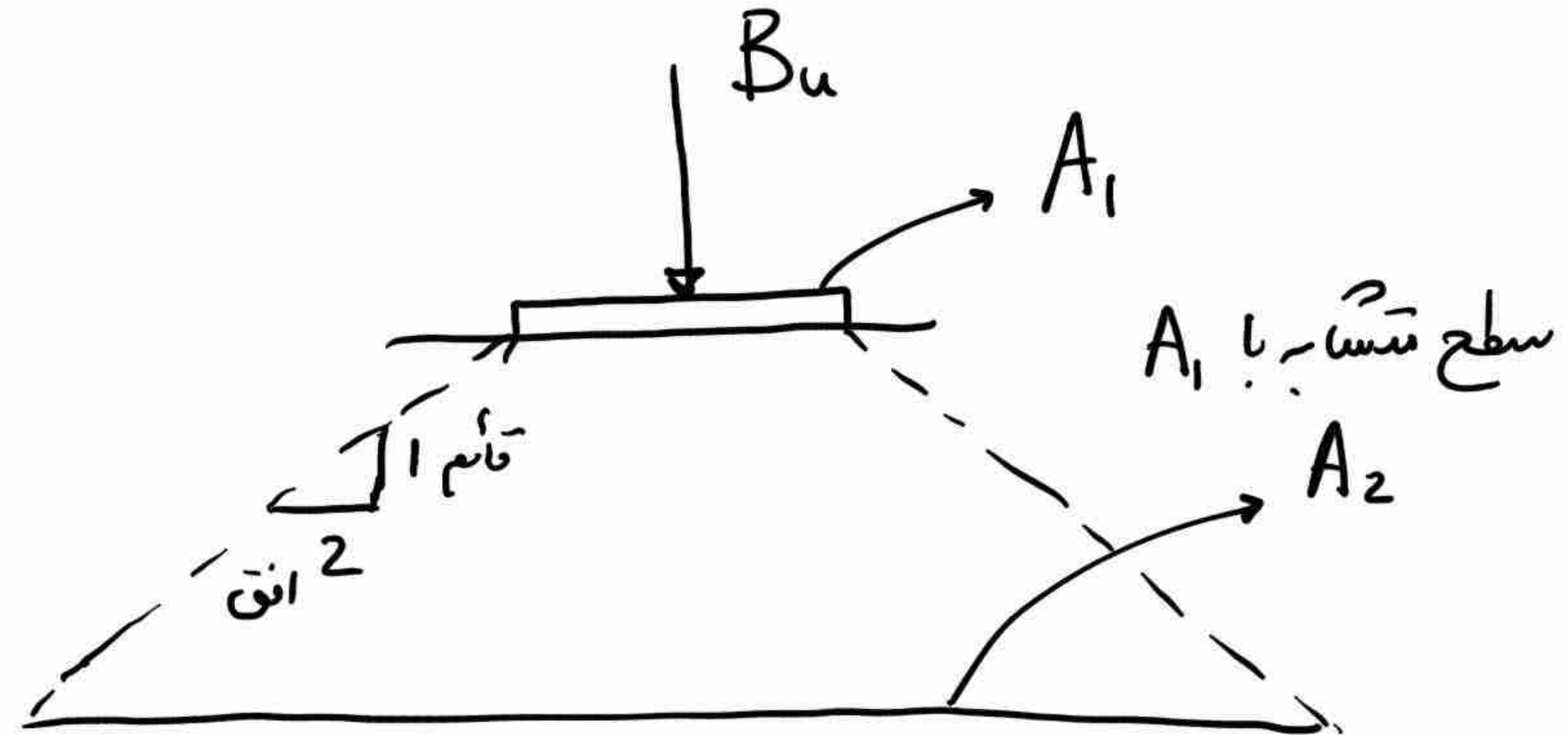
در سایر موارد

$$* B_n = 0.85 f'_c A_1$$

مثل پستونهای کناری و لایح

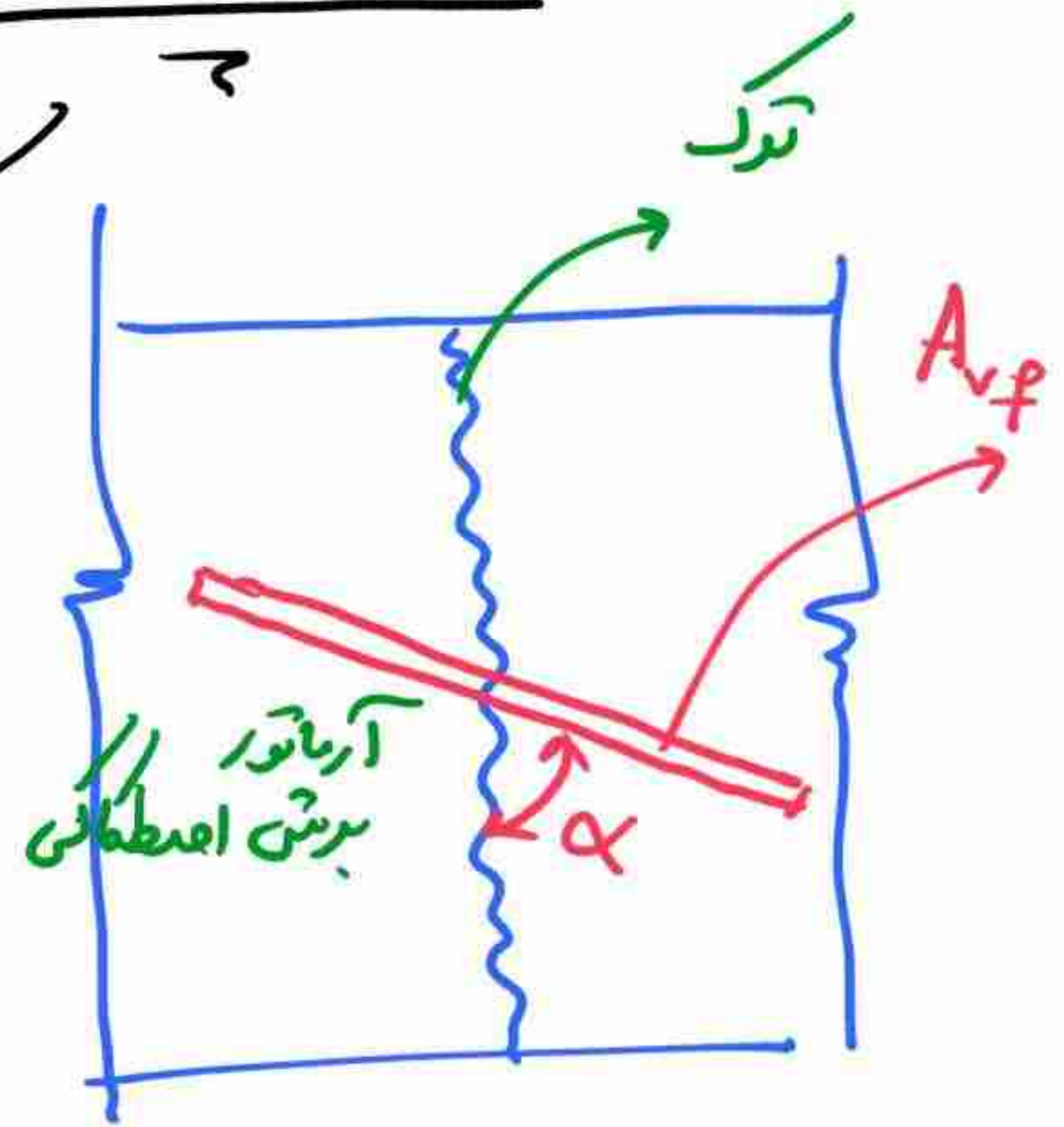
131

* مقاومت انکابی



* مقاومت برش اصطکالی

* حداقل مقاومت تسلیم قابل استفاده برای آرماتورها برش اصطکالی 420 MPa است.



توضیح میلگرد در صنف برش اصطکالی
در تصویر R22.9.4.3b

ACI 318-19

مقاومت طراحی

$$V_u \leq \phi V_n$$

0.75

A_v : سطح مقطع آرماتورها برش اصطکالی
 $V_n = \mu \times A_{vf} \times f_y$ اگر آرماتور اصطکالی (لافت عمود بر صنف برش باشد)

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

(132)

اگر آرماتور اصطکالی نسبت به صنف برش مورب باشد و موجب لفت در میلگرد شود

ضرایب μ برای بیش اصطکاکی از جدول ۸.۹ - ۱۴ درصد استخراج می شود.

* حداقل ظرفیت برشی اسی اصطکاکی

الف) در حالتی که سطح بتن تسطیح حداقل 6 mm مخرس شده باشد

$$V_n = \min \begin{cases} 0.2 f'_c A_c & \text{سطح مقطع بتن که در مقابل بیش معادلت می کند} \\ (3.3 + 0.08 f'_c) A_c \\ 11 A_c \end{cases}$$

* نکته: اگر در بتن مجاور در

بیش برشی اصطکاکی دارای f'_c معادلت
باشند باید f'_c کمتر لحاظ گردد

$$V_n = \min \begin{cases} 0.2 f'_c A_c \\ 5.5 A_c \end{cases}$$

(-) سائر حالات

134

1399.12.16

جلسه دوازدهم

حل تست

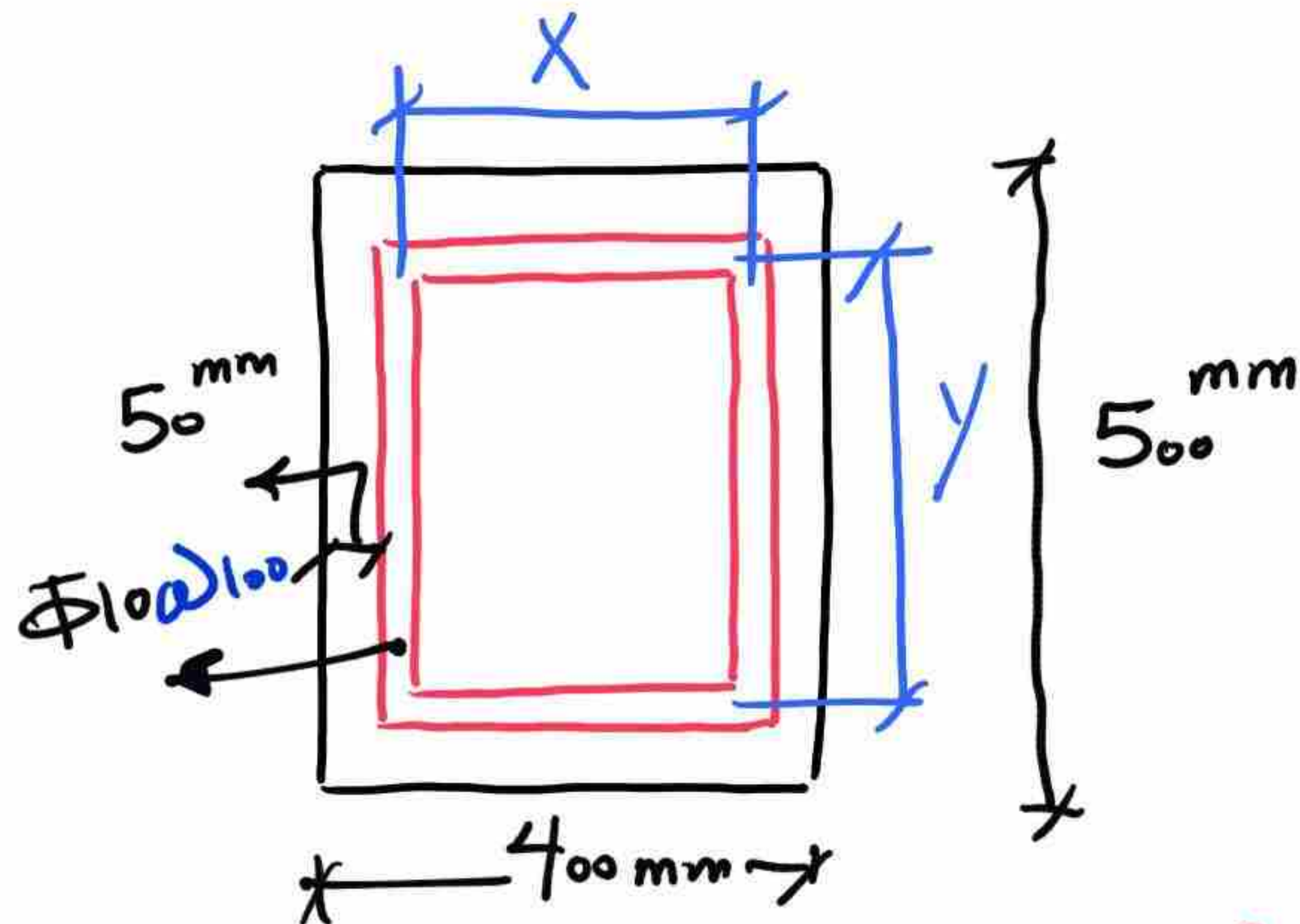
① پاسخ

ظرفیت برشی

مقاومت مورد نیاز T_u
 $\phi T_n = 0.75 \times 51 = 38.25$

$$\theta \approx 45 \rightarrow \cot \theta = 1$$

$$T_n = \frac{1.7 A_{oh} A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$



$$X = 400 - 2(55) = 290$$

$$Y = 500 - 2(55) = 390$$

$$A_{oh} = 290 \times 390 = 113100 \text{ mm}^2$$

$$A_t/s = 78/100 = 0.78 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

مقاومت برشی $T_n = 1.7 \times 113100 \times 0.78 \times 340 = 5099000 \text{ N.mm}$
 50.99 kN.m

135

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.083 \times 1 \times \sqrt{25} \times \frac{(400 \times 500)^2}{(400 + 500) \times 2}$$

② -

$$T_{th} = 9222222 \text{ N.mm} = 9.22 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 12 \text{ KN} > \phi T_{th} = 6.91$$

$$\left(\frac{A_t}{s} \right)_{req} = \frac{T_u}{1.7 \phi A_{oh} f_{yt}}$$

$$\left(\frac{A_t}{s} \right)_{req} = \frac{12 \times 10^6}{1.7 \times 0.75 \times (290 \times 390) \times 400} = 0.208 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

الاسف

$$\Phi_{100 \sim 150} \text{ mm}$$

$$\Phi_{10} = 78 \text{ mm}$$

$$X = 400 - 2(55) = 290$$

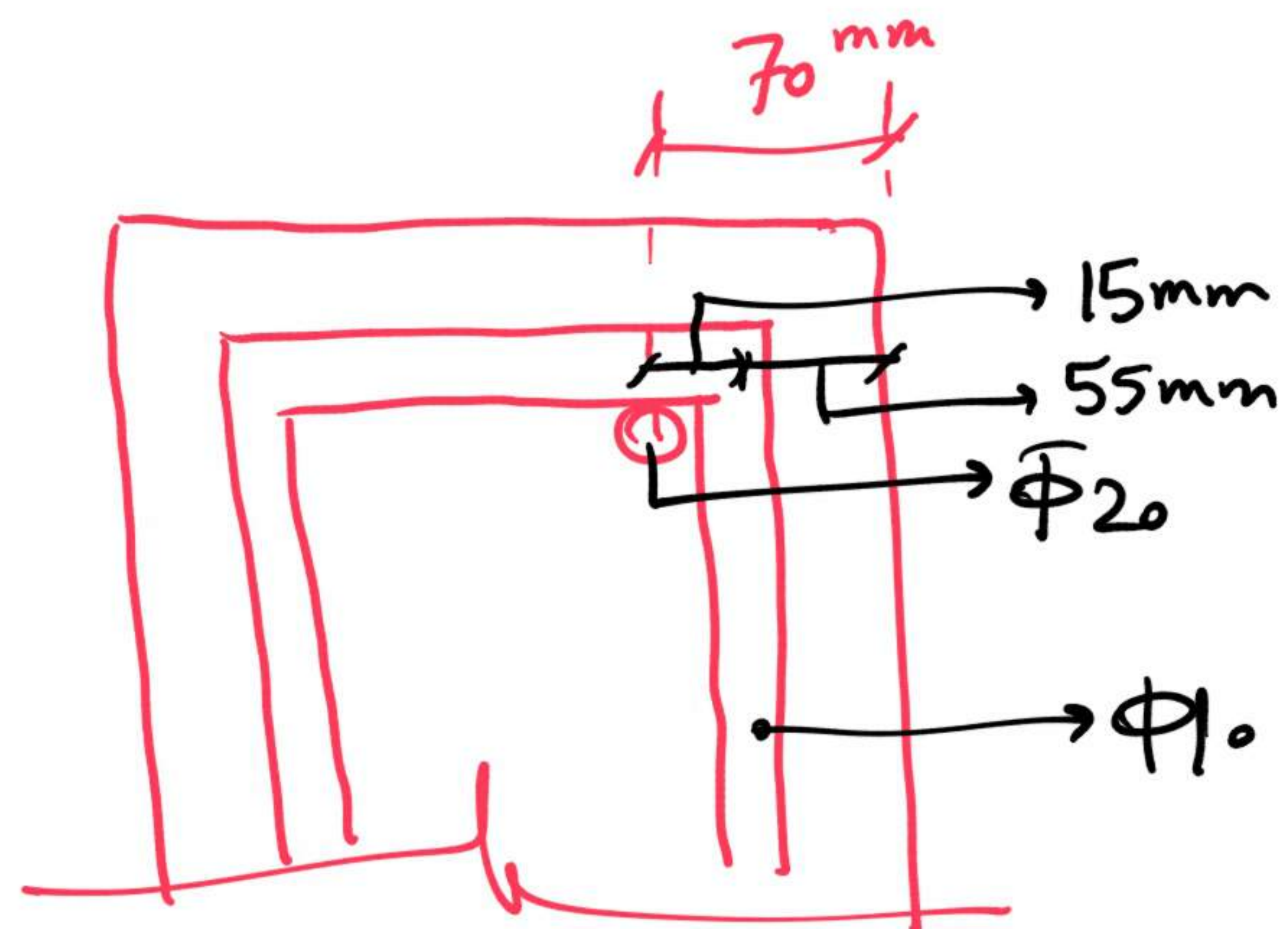
$$Y = 500 - 2(55) = 390$$

$$S = \min \left\{ P_{h/8}, 300 \text{ mm} \right\}$$

$$S = \frac{78}{0.208} = 375 \text{ mm}$$

$$P_{h/8} = \frac{2(290 + 390)}{8} = 170 \text{ mm}$$

الأسف
بسبب أن
المتطلبات
مختلفة



$$X = 400 - 2(55) = 290$$

$$Y = 500 - 2(55) = 390$$

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d \quad < 0.05 f'_c$$

$$V_c = \left(0.66 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d \quad < 0.05 f'_c$$

رابطه‌ی ظرفیت برشی بتن
در مواردی که حداقل آرماتور
برشی در مقطع استفاده
شده باشد

حل تست:

$$4\Phi 28 = 4 \times 616 = 2464 \text{ mm}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{2464}{350 \times 575} = 0.012 = 1.2\%$$

$$V_c = \left(0.66 \times 1 \times (0.012)^{1/3} \times \sqrt{25} + \frac{250 \times 10^3}{6(350 \times 650)} \right) \times 350 \times 575 = 187796 \text{ N}$$

187 kN
18.7 ton

138

$$V_c = \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) \times b_w d$$

$$\left(\underbrace{0.17 \times 1 \times \sqrt{25}}_{0.85} + \frac{250 \times 10^3}{\underbrace{6(350 \times 650)}} \right) \times 350 \times 575 = 207891^{\sim}$$

207 kN
20.7 ton

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min} = \max \begin{cases} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{bw}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{bw}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\rightarrow 0.35 \times 350/400 = 0.306 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\Phi 8 = 50 \text{ mm}^2$$

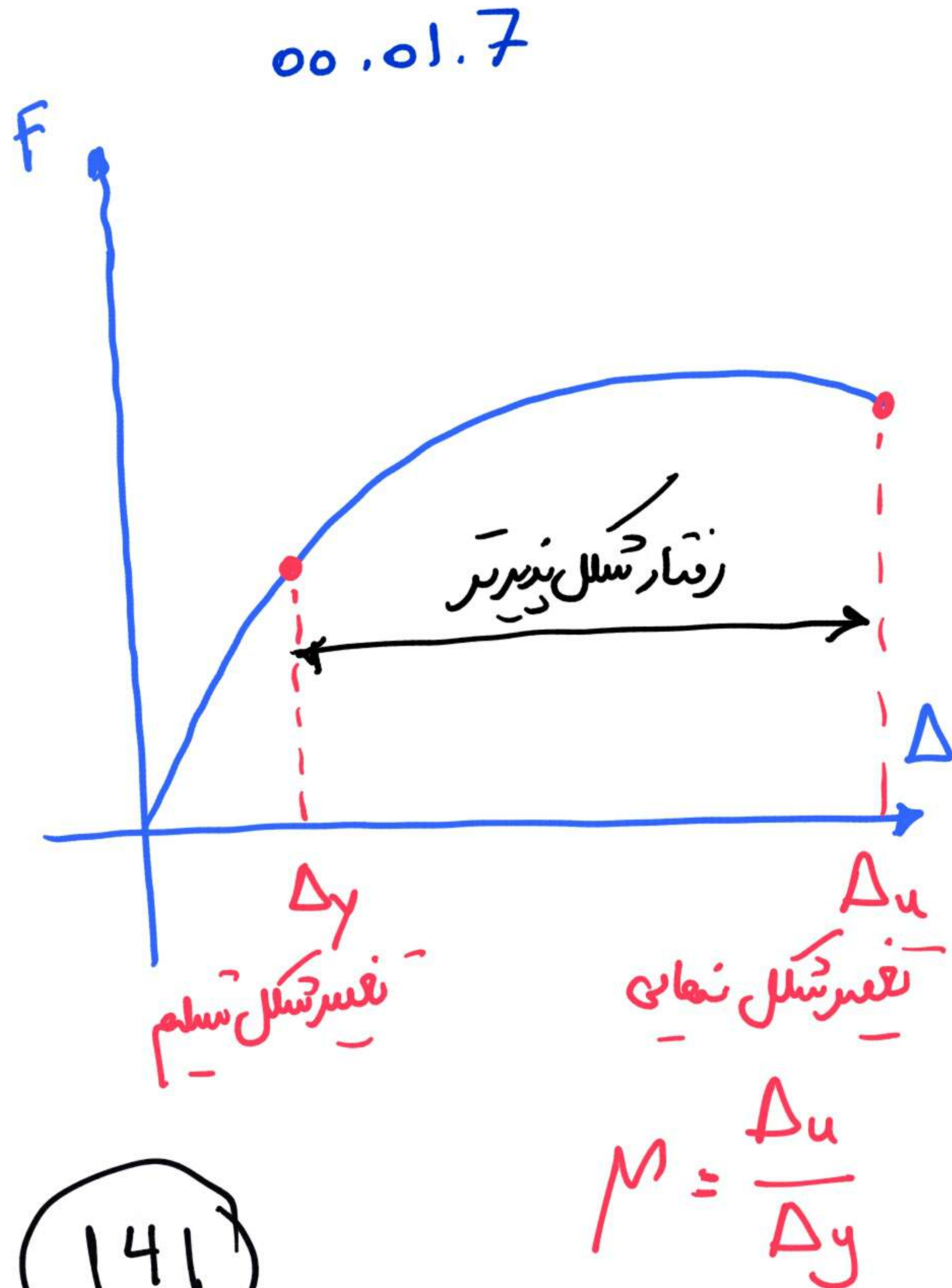
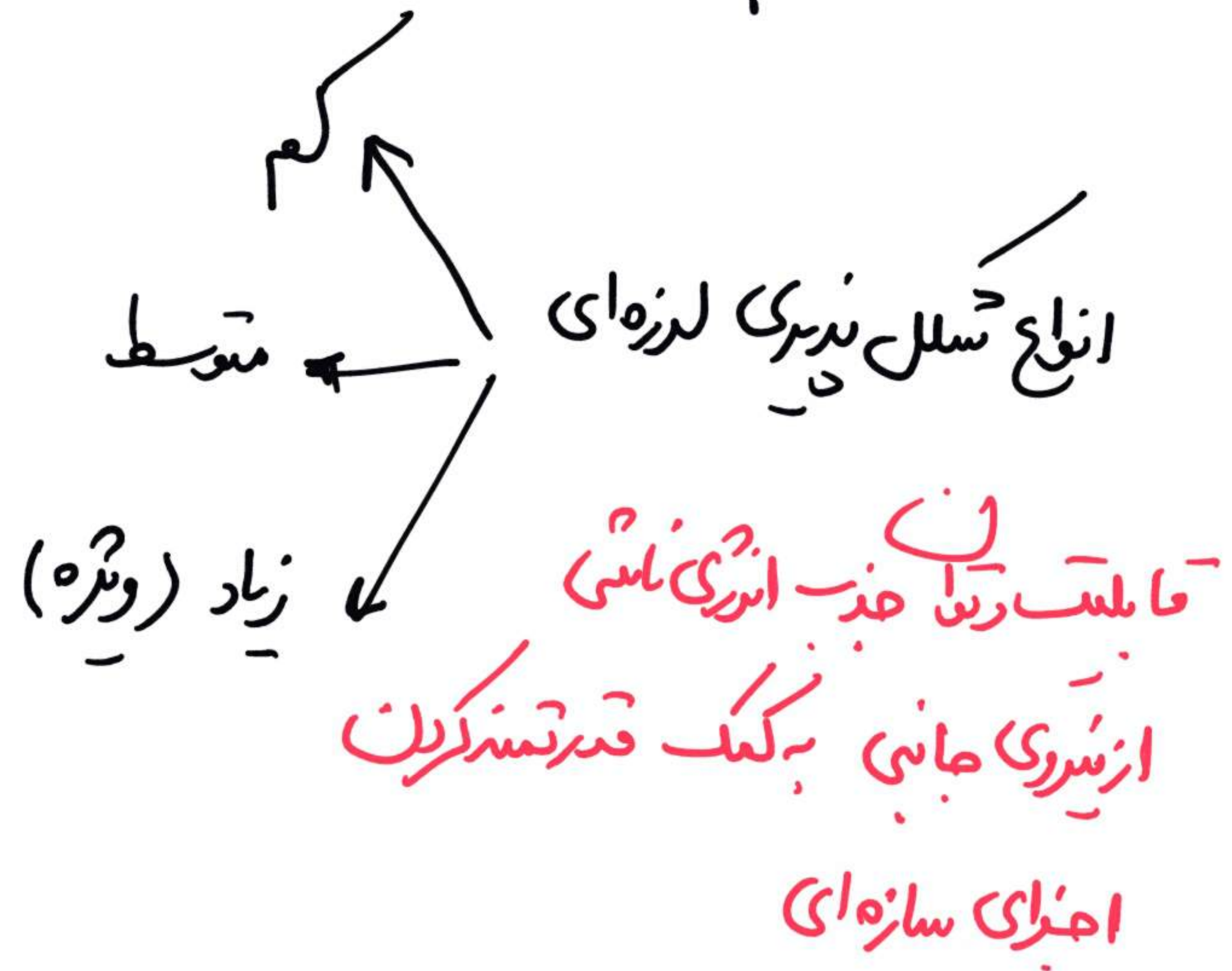
$$2\Phi 8 = A_v$$

$$\Phi 8 @ 300 = 100/300 = 0.33 \text{ OK}$$

"11"

140

ملاحظات فصل بیستم - لرزه‌ای



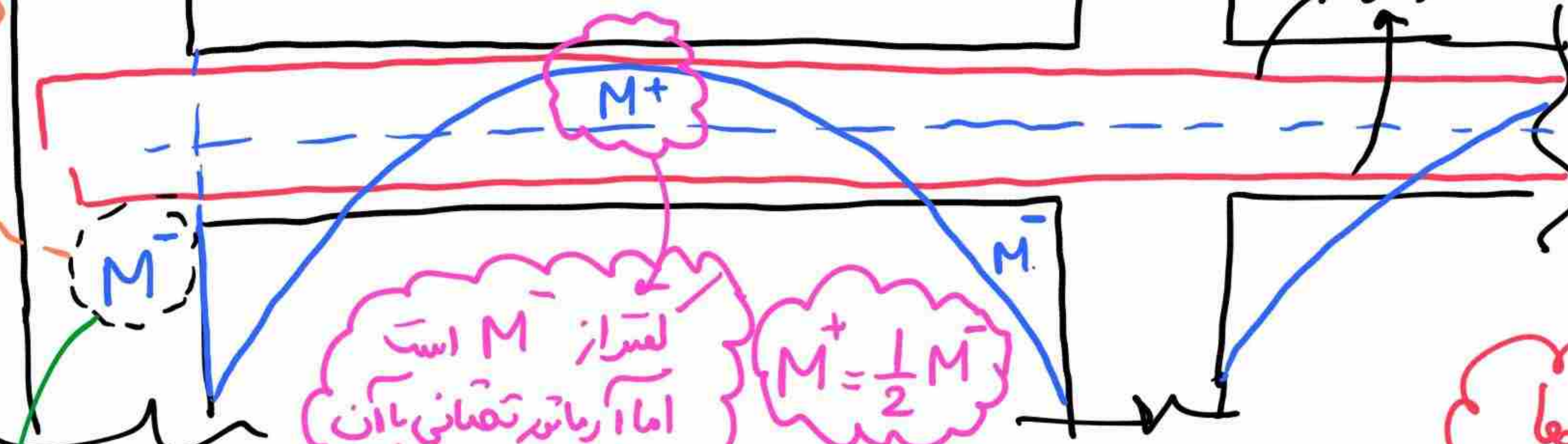
* ردی بتن برای شکل پذیری ویژه (زیار) بنابه از 25 کمتر باشد

حالت مسای $M_u \leq \phi M_n$ $\rightarrow$ $M_u = \phi M_n$ طراحی تحلیل

* شکل پذیری کم

عوامل 2 میلر سراسری

معمولا Max است
آرماتور خوانات



لغیر از M^- است
اما آرماتور تصانی با آن
طراحی می شود
 $M^+ = \frac{1}{2} M^-$

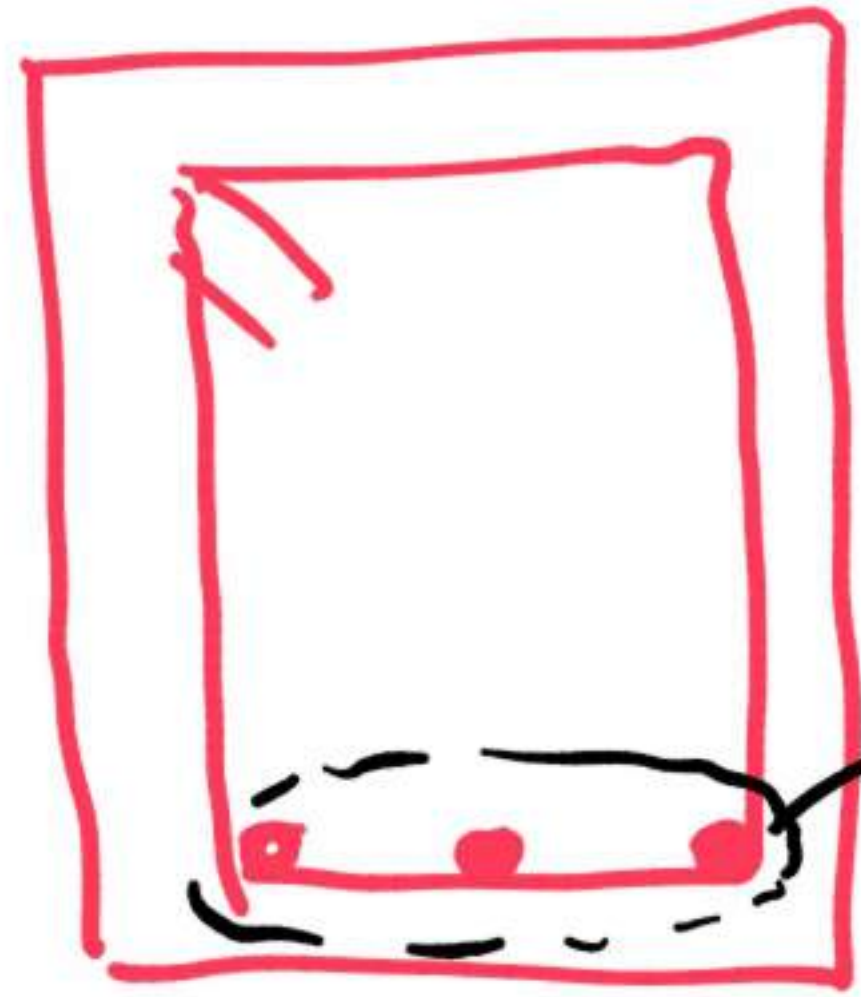
سرها

(1) عوامل دو میلر به صورت سراسری در بالا و پائین قرار گیرد.

مقاومت موعود $M_u^- = \frac{q_u L^2}{12}$

$\phi M_n^- = 0.9 \times \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$
ظرفیت خمشی

(2) اگر بخواهیم تصانیی تیر باید به گونه ای طراحی شوند که از $\frac{1}{4}$ لنگر حداقلی برای اگر بخواهیم تصانیی کمتر نباشد

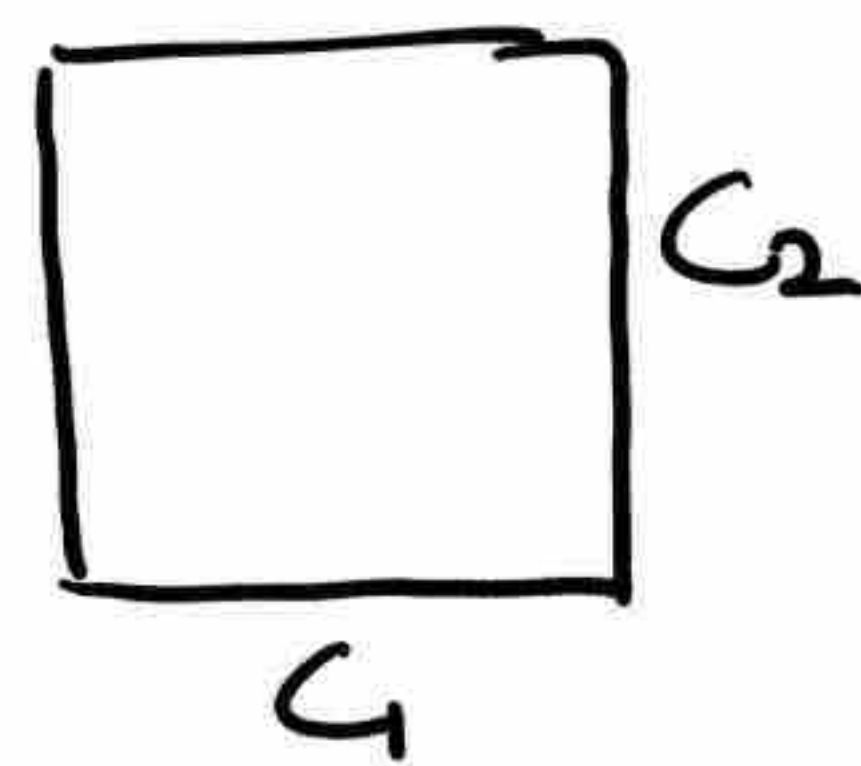


A_s^+ ؟

برای حداقل M_{max}^+
طراحی شوند

ستونها - ستون‌های ندری کم

ابعاد ستون



$L_u < 5c_1$

برای بررسی داریم

$\phi \frac{V_u}{V_u} = \min$

$\left(\frac{M_T + M_B}{L_u} \right)$

از ترکیب $R_o E$: V_u

ضریب اضافه مقاومت

سیستم‌های سازه‌ای

- 2 مهاربندی
- 2.5 دوگانه
- 3 خنثی

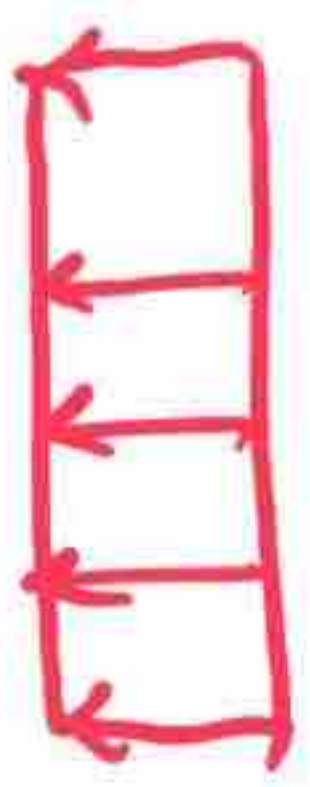
استاندارد 280
صر 34

ظرفیت M_B

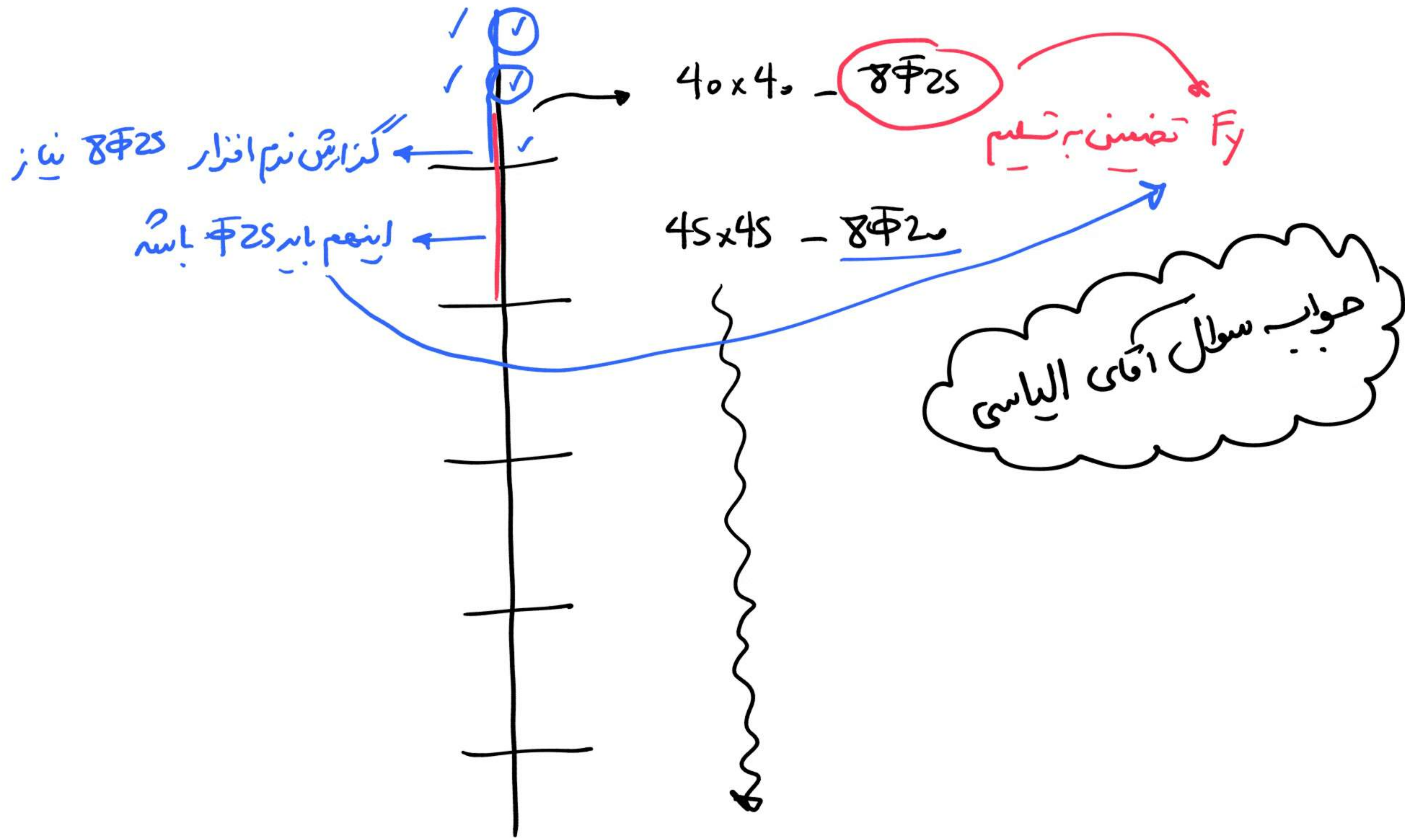


L_u طول خالص ستون

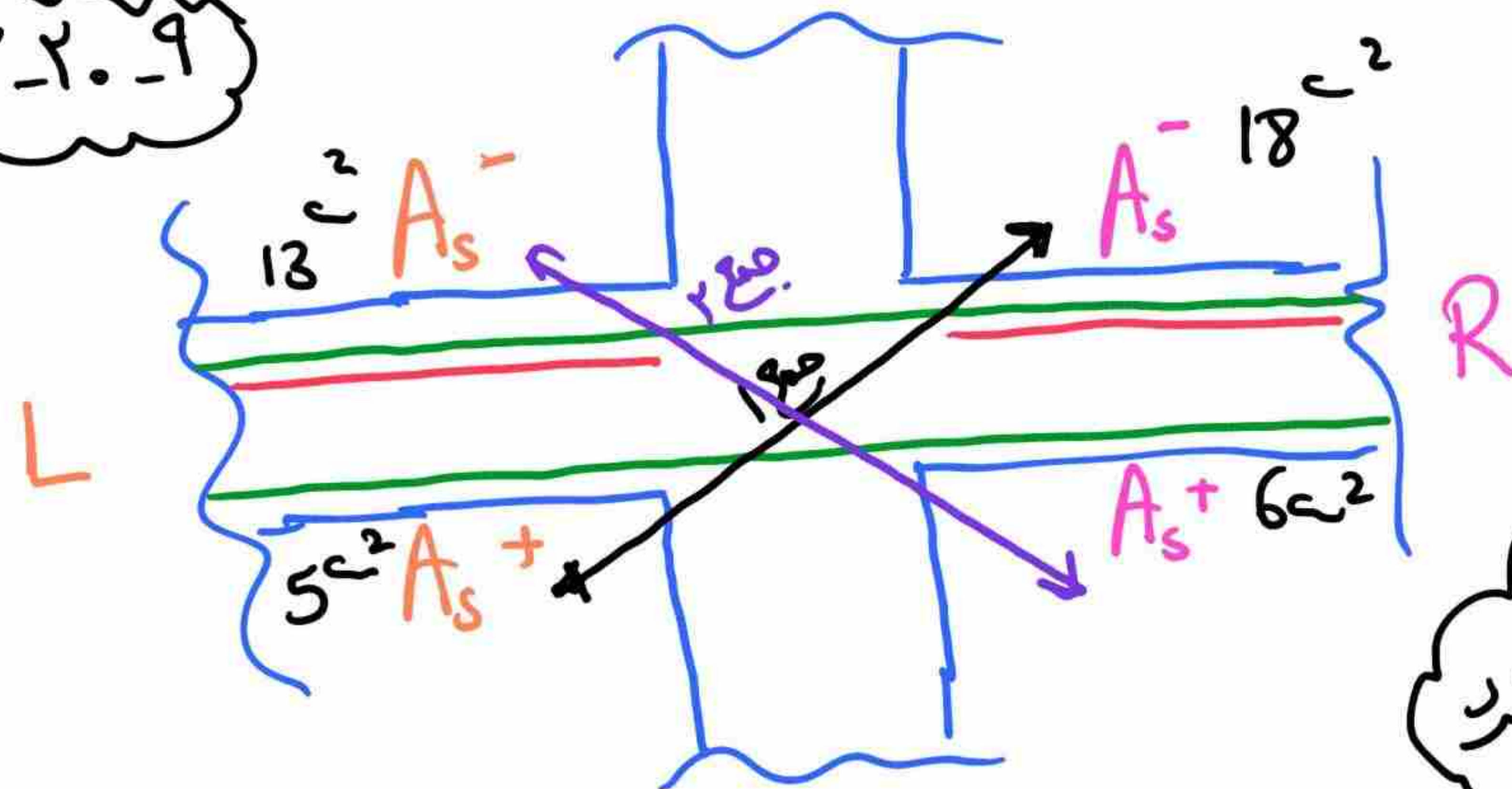
نمودار برای ستون



مفصل
بالاستیل
فنی
مسئله



۳-۳-۲۰-۹



$$\max : (\text{جمع ۱} : 19 \text{ cm}^2 , \text{جمع ۲} : 23 \text{ cm}^2) = 23 \text{ cm}^2$$

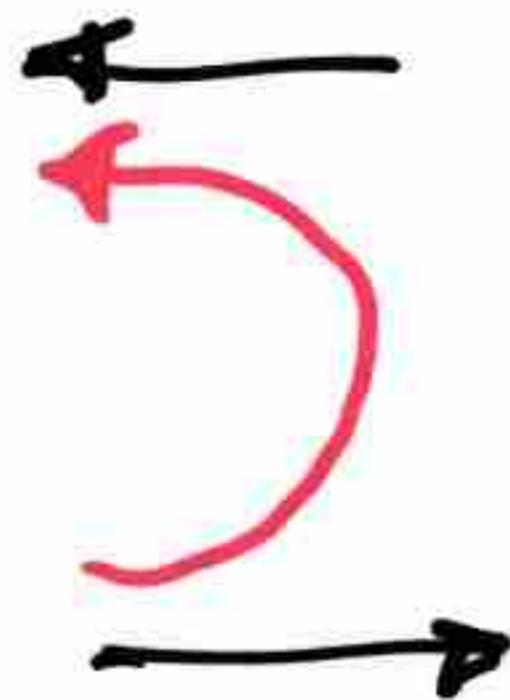
نیروی برشی ناشی از محسب تیرهای
طرفین

در این موضع باید برش ناشی
از ستون را از نیروی فوق کم کرد

$$V_u \text{ ناشی از ستون} = A_{s \text{ max}} \times f_y = 23 \times 4000 = 92000 \text{ kg}$$

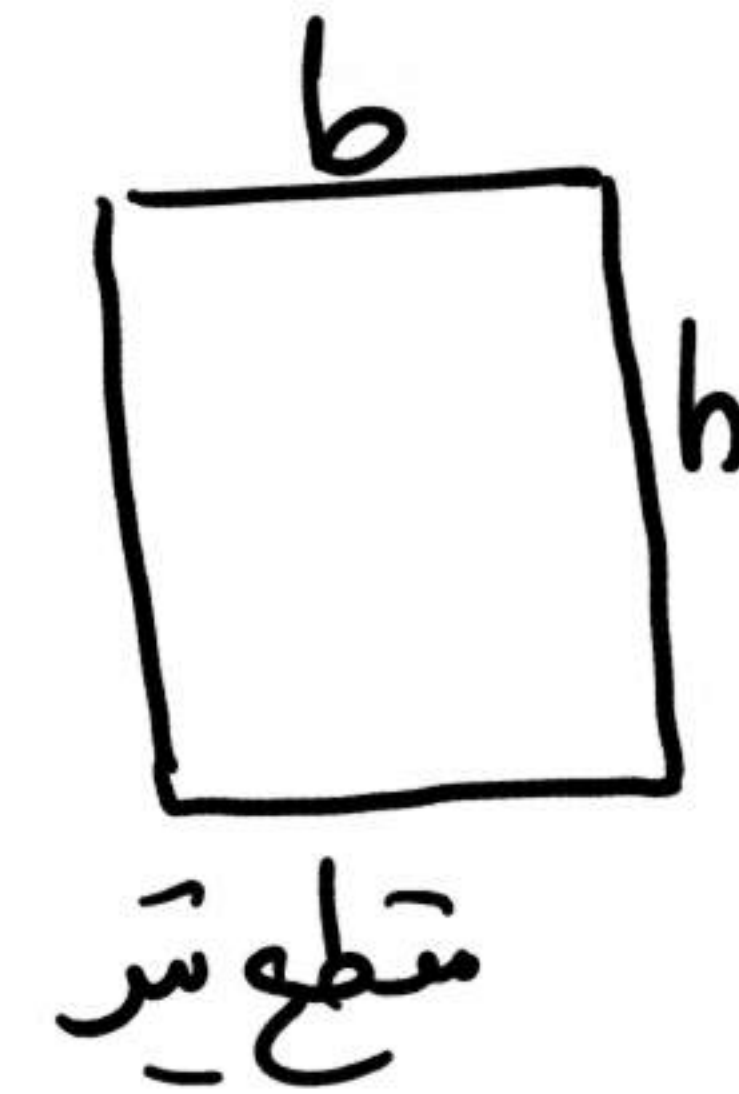
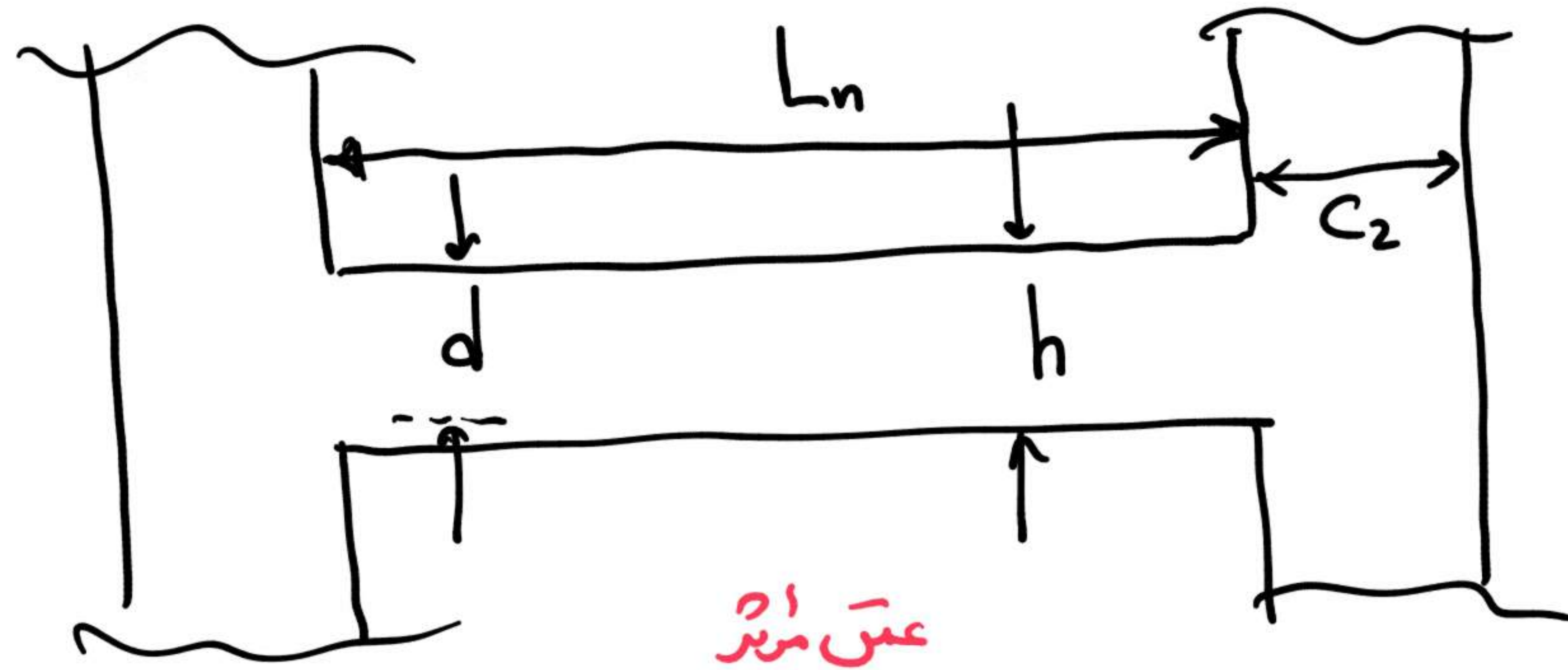
در محسب اتصال

92 ton



* روابط شکل زیری متوسط

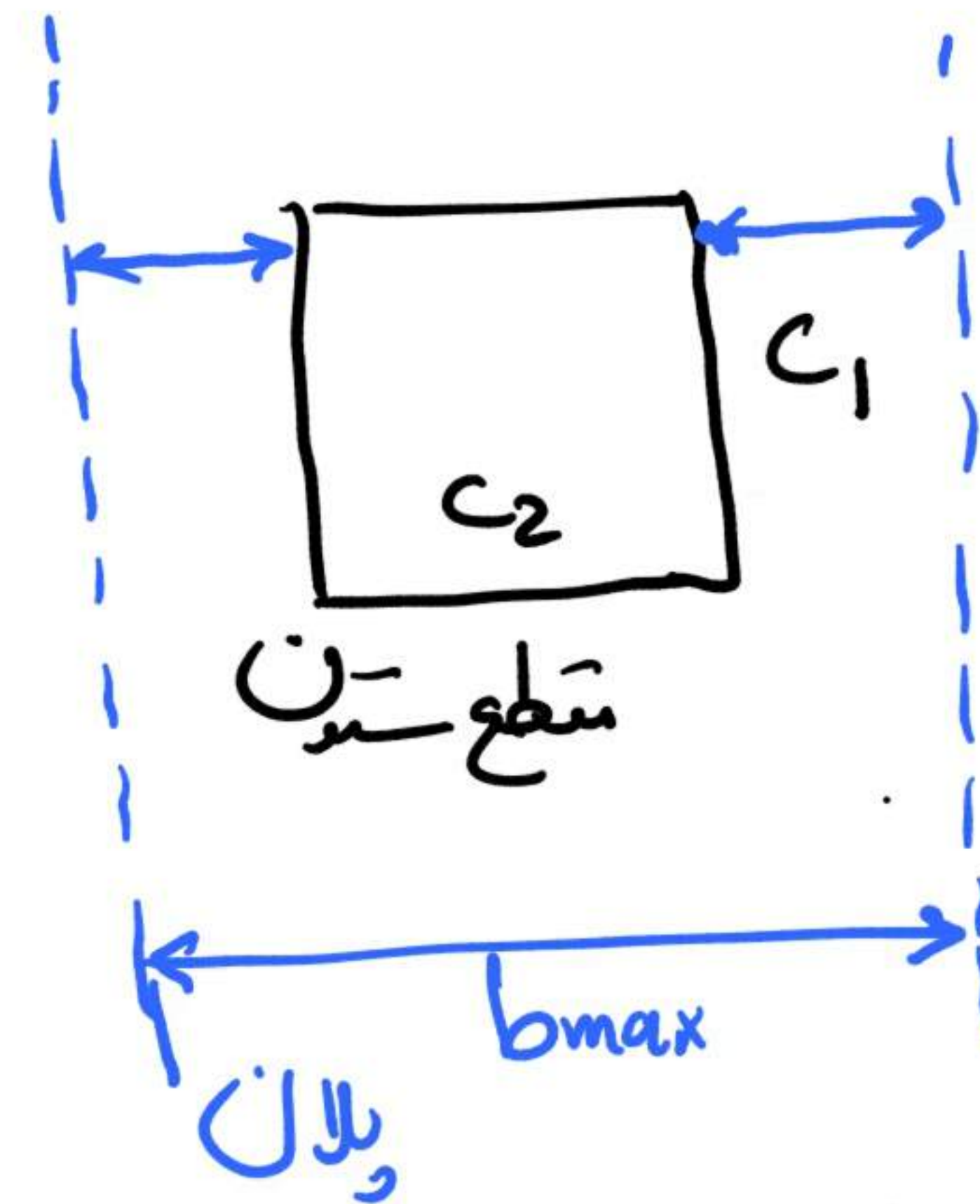
محدیت ضریبی



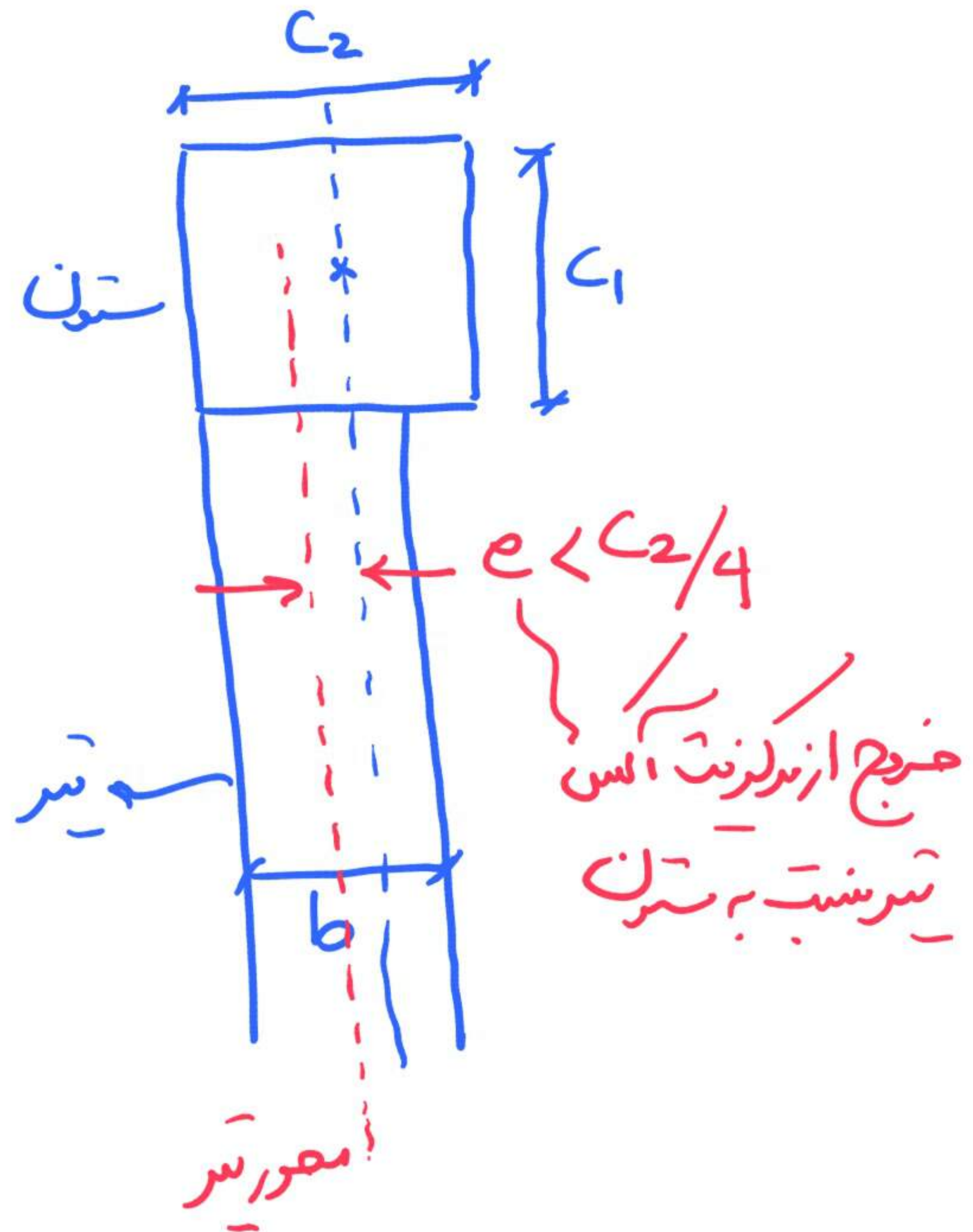
$$1) L_n \gg 4d \text{ یا } d \leq L_n/4$$

$$2) b_{min} \gg_{max} \left\{ 0.25h, 25^{cm} \right\}$$

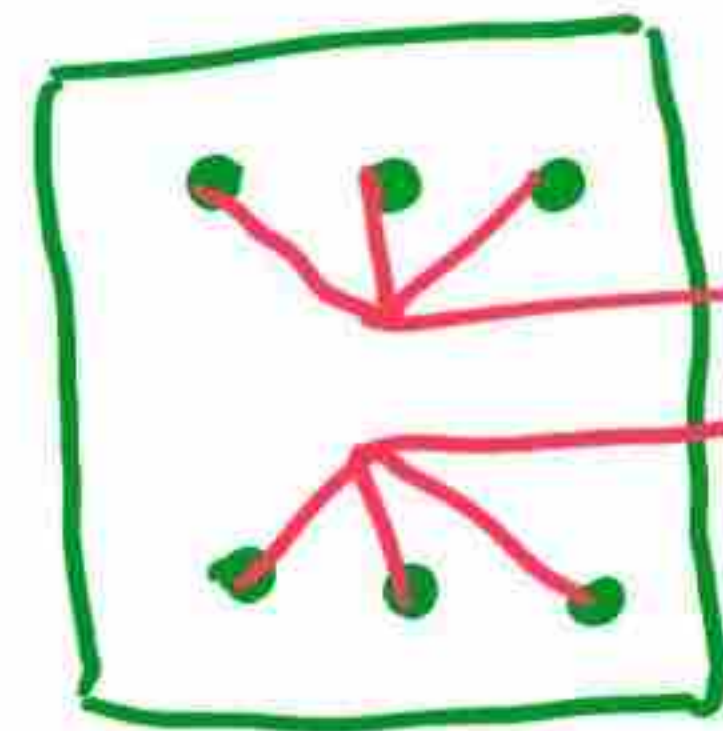
$$3) b_{max} \leq_{min} \begin{cases} c_2 + (2 \times 0.75)h \\ c_2 + (2 \times 0.25)c_1 \end{cases}$$



4)



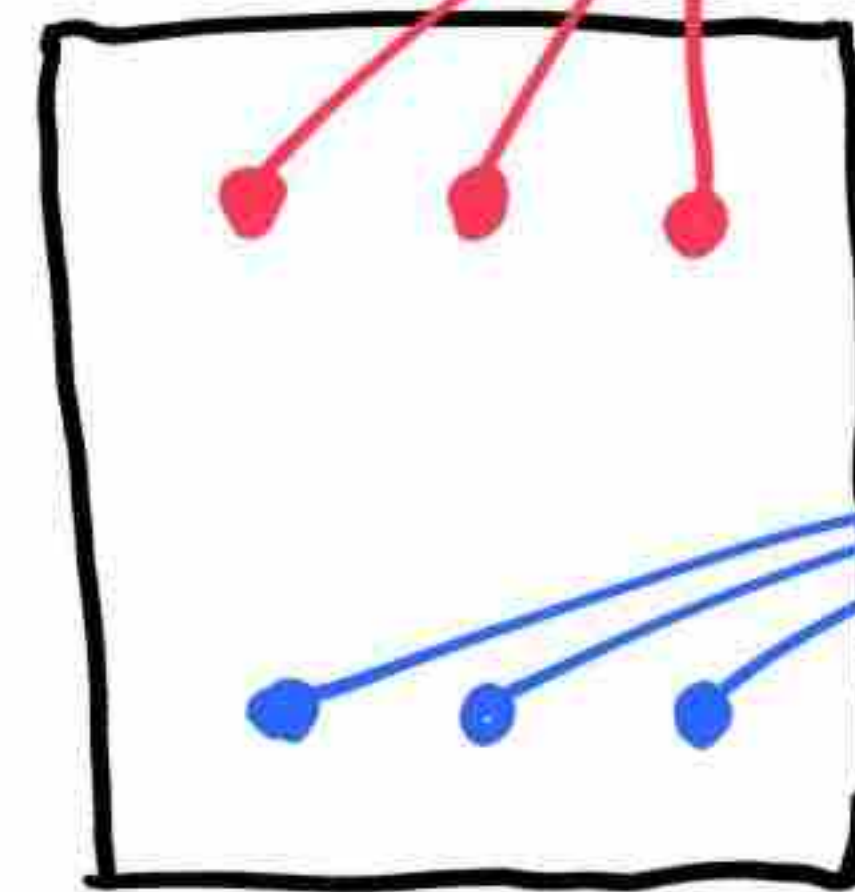
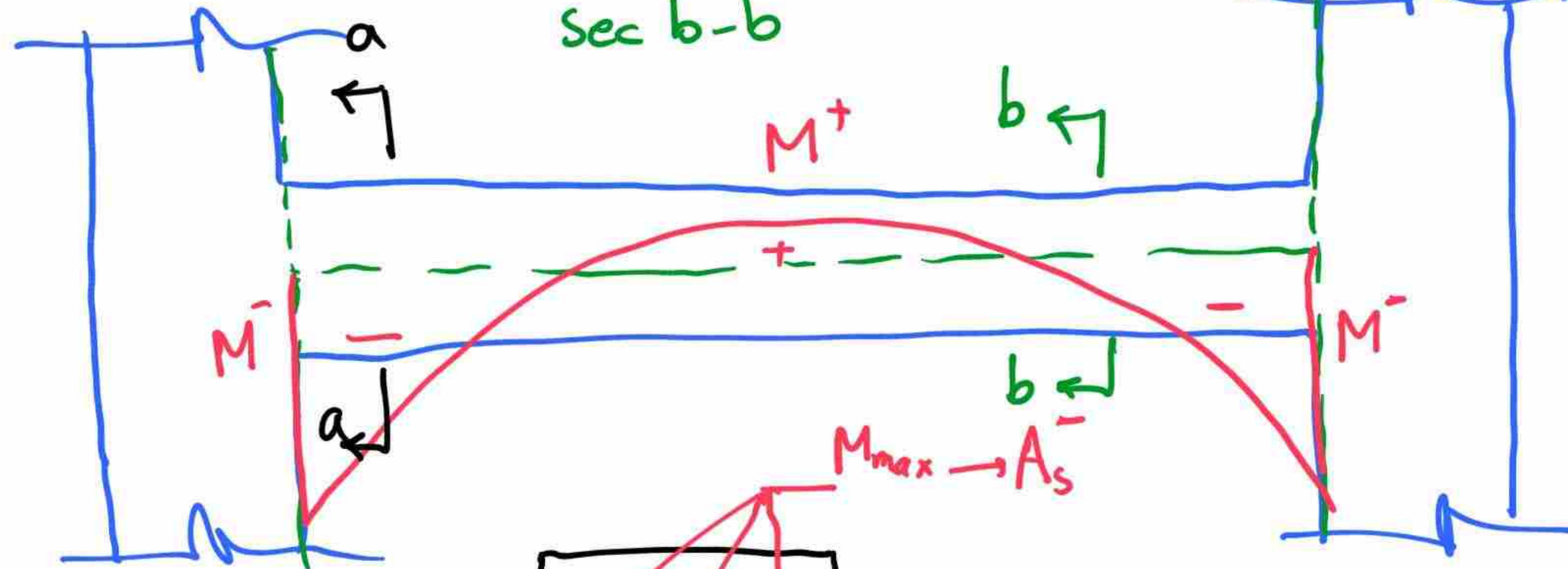
* ارتباط طریقی (شکل زیری مرتبط)



sec b-b

$$A_s^+ = \frac{M_{max}}{5}$$

عدد 4
شکل زیری و تیره



sec a-a

$$M_{max} \rightarrow A_s^+$$

$$\frac{M_{max}}{3} = A_s^+$$

نظیر لنگر خفشی منفی
تکیه کاه

عدد 2
شکل زیری و تیره

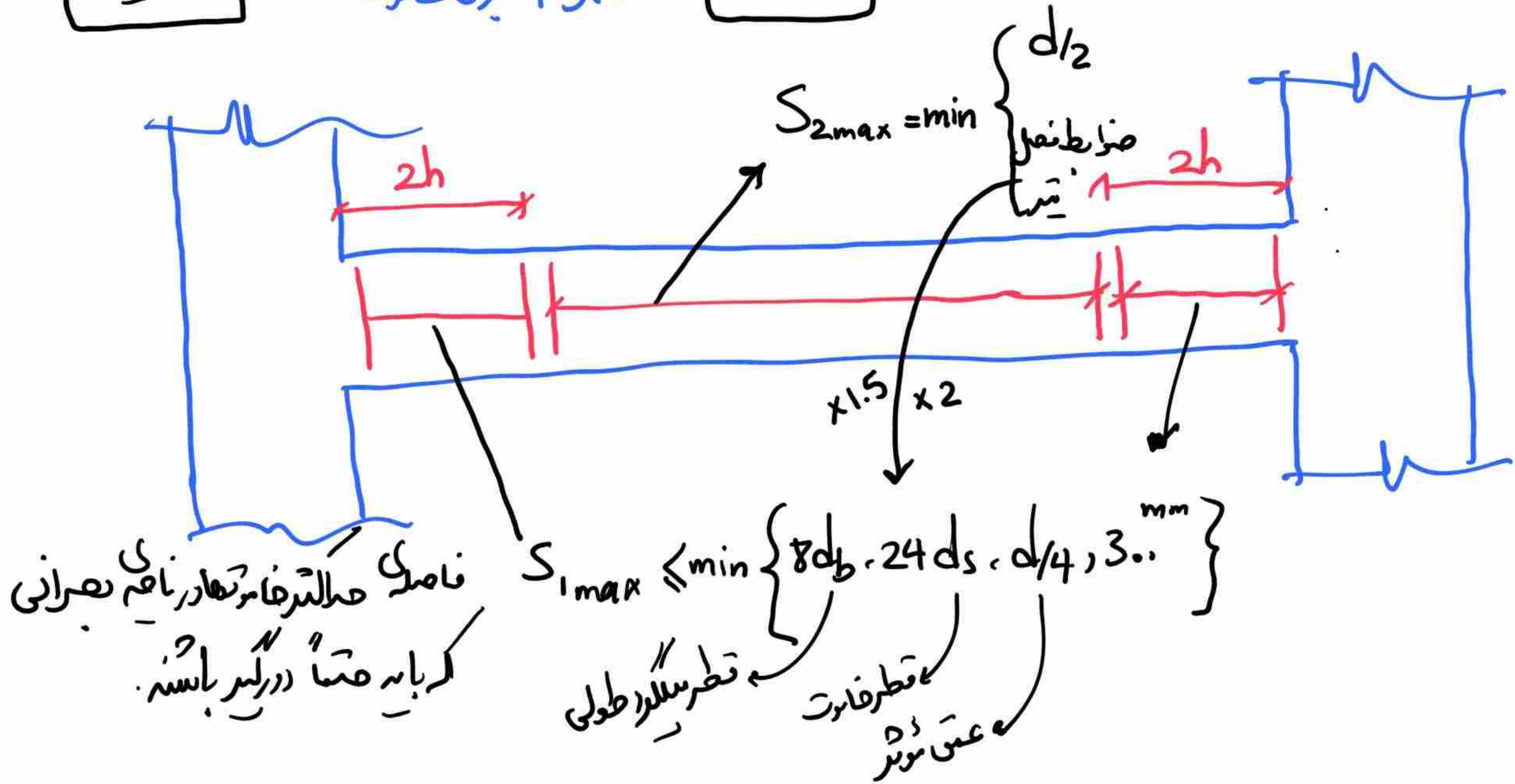
$$M_{max} = M^-$$

اگر رباتور عرضی (خاموتها) شکل ندری متوسط

خاموت

قطر 8 برای خاموت

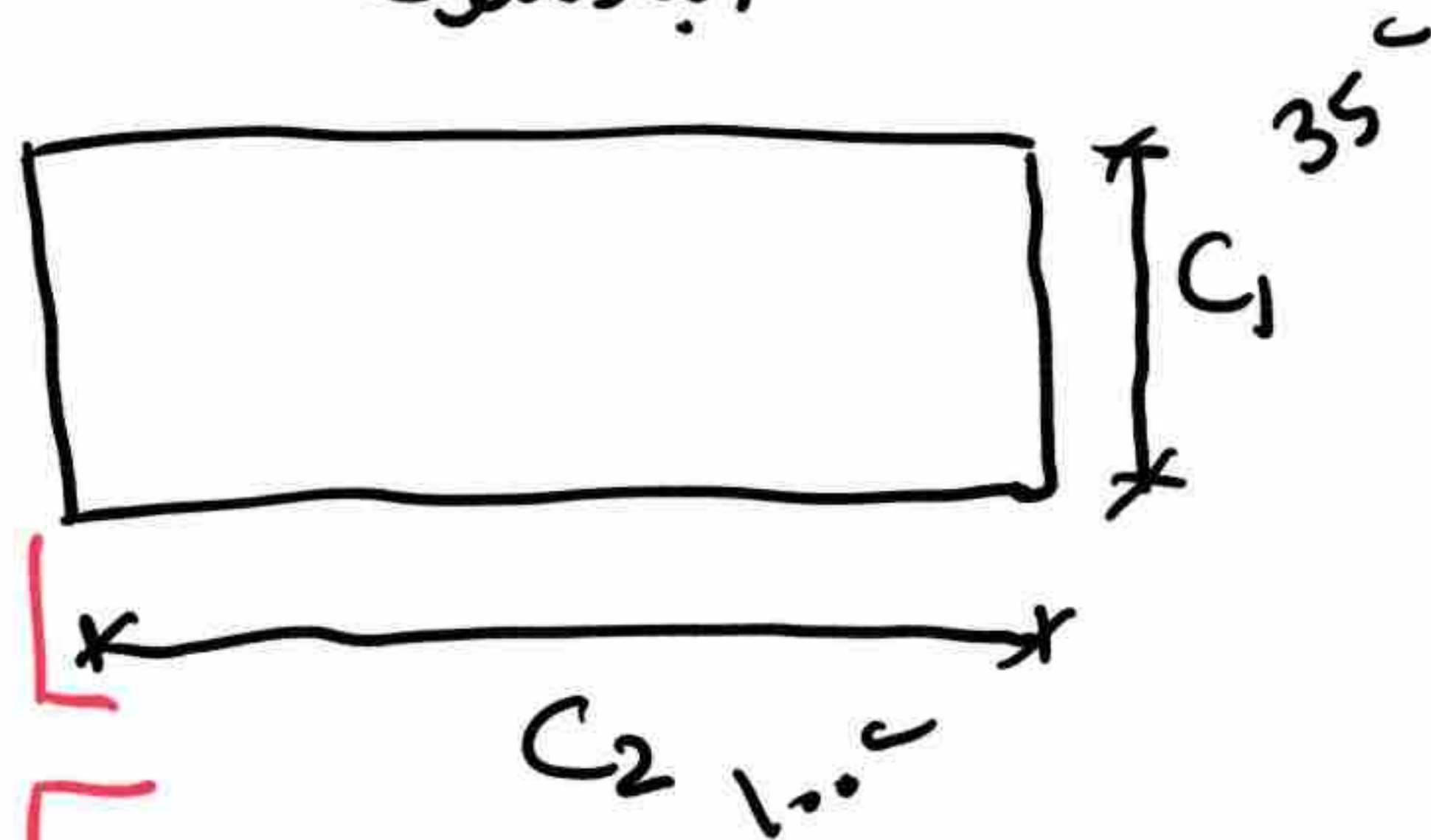
دورگیر



نکته: اگر برای معوی تیرها بیش از $0.1 A_g f_c$ باشد باید مطابق ضوابط خاموشکاری در ستونها مسلح شود.

نبر ۹ - ۲۰ - ۵ - ۲ - ۱ قبلاً در بخش پیش مطرح شده است

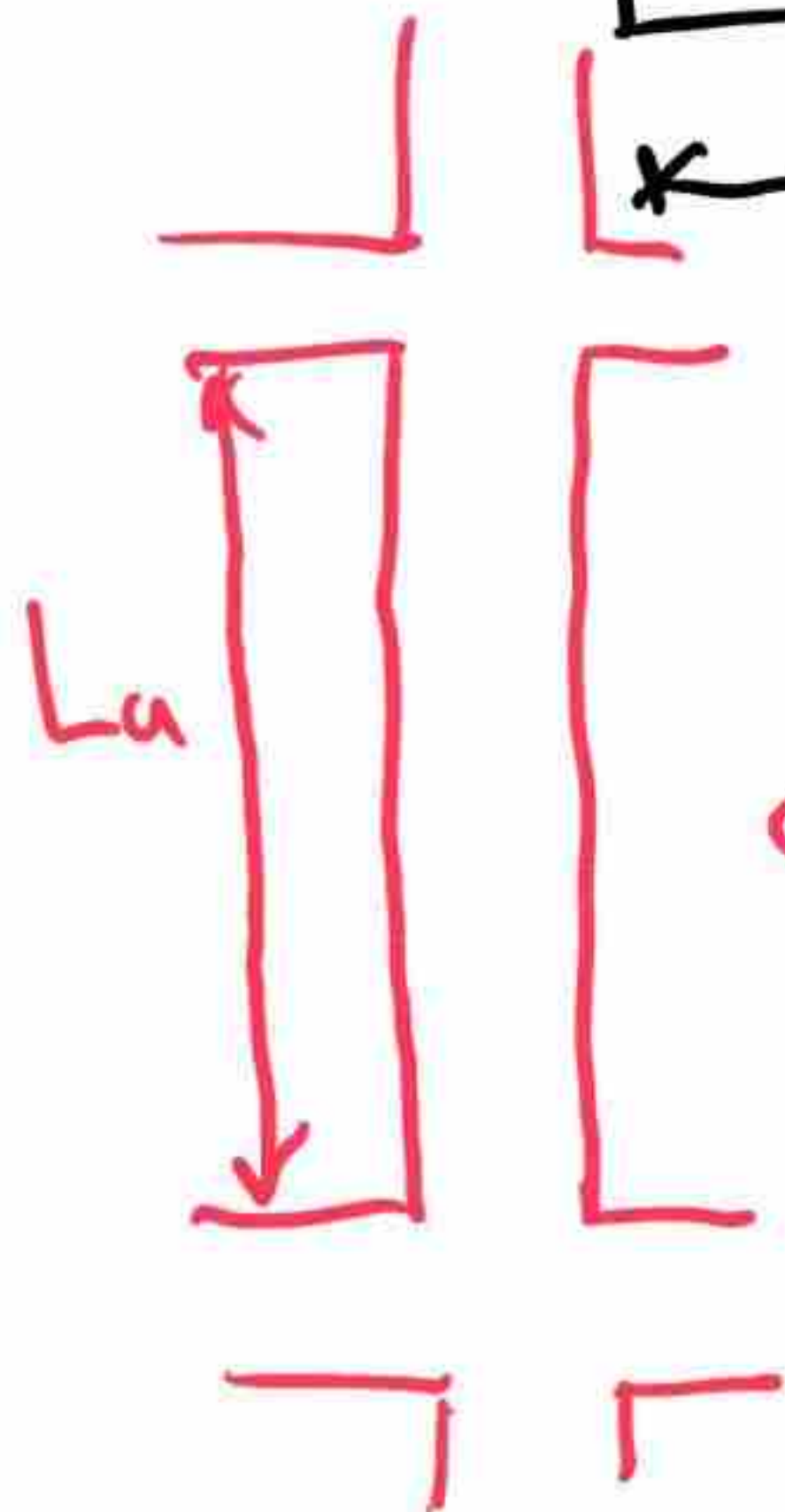
ابعاد ستون



* ستونها در شکل بندی متوسط

* موردیت هندسی

$$C_1 \geq \begin{cases} 0.3 C_2 \\ 250^{mm} \end{cases}$$



ارتفاع خالص دیوار

$$C_1 > L_u / 25$$

شرط کنترل لنگری محسوب می شود

$$h > h_u / 16$$

(به صورت مشابه در دیوار بندی در شکل بندی ویر بیان می شود)

* اگر باند طولی برای ستونها - شکل زیر مربوط

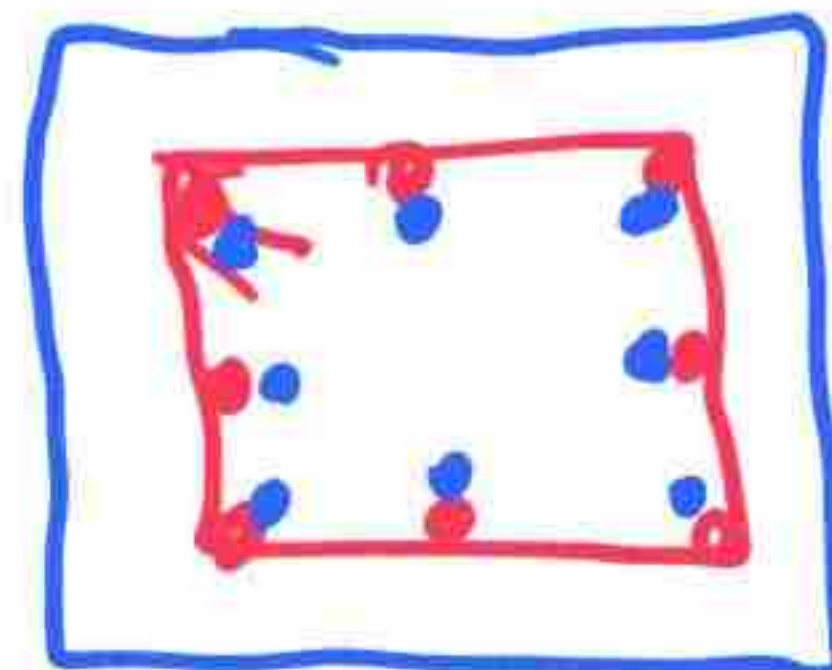
$$A_t' \leq \rho_s \frac{A_t}{b \times h} \leq 18$$

✓ در محل وصله 1/4

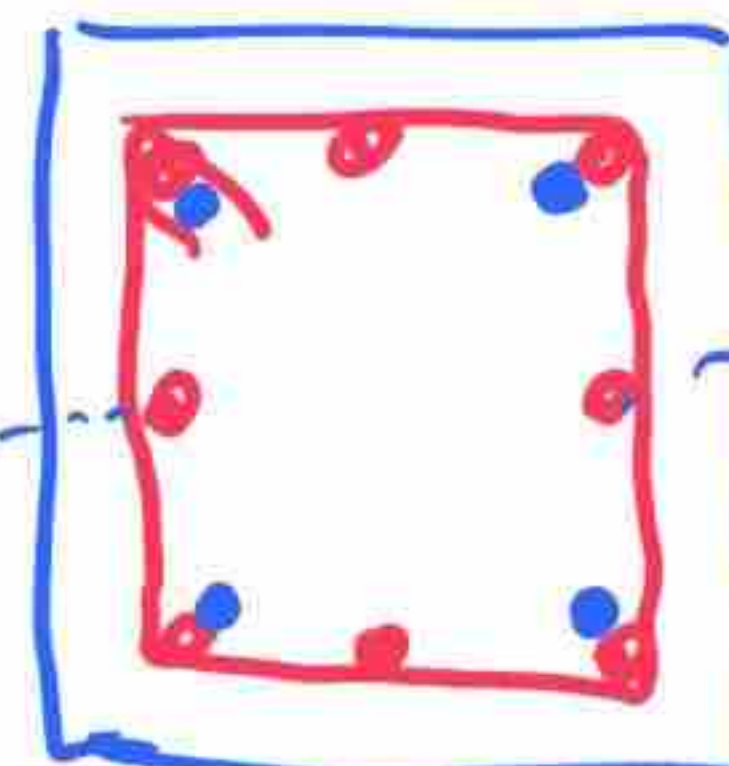
✓ امکان وصله به صورت یک در میان رقی فراهم است که طول وصله کمتر از $L_d/2$ باشد

طولی 1/4
رسمی 1/4

در وصله 270

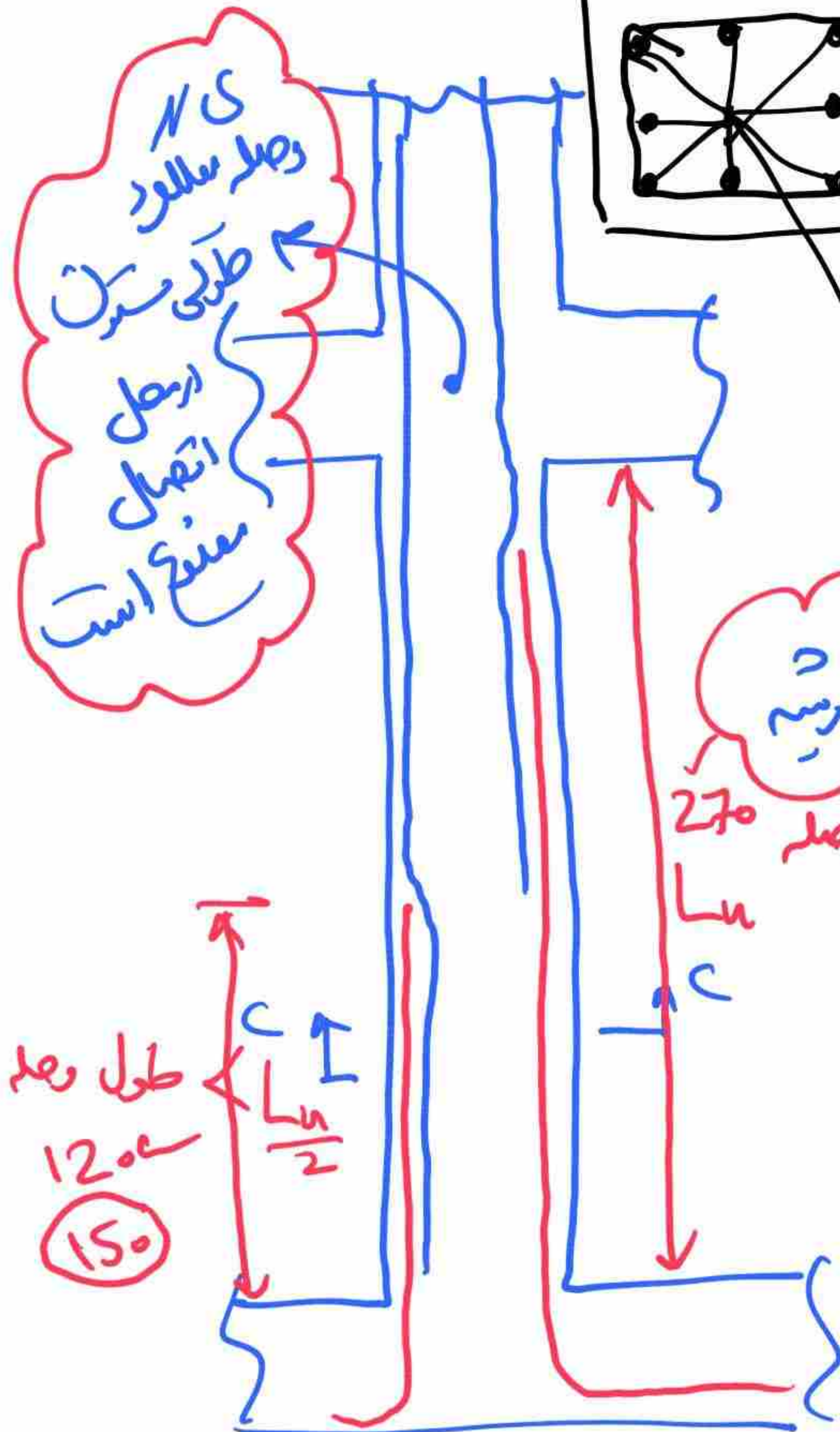


بالا تر وصله می کند



بالا تر وصله می کند

طولی 1/2
رسمی 1/4
6



جلسه چهاردهم

۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲

اگر تیرها عرضی - ستون با شکل ندری متوسط

طول خالص ستون

نامی بحرانی

$$l_0 = \max \{ L_u/6, b_{max}, 450 \text{ mm} \}$$

بزرگترین بُعد ستون

بر اساس فاصله

اگر تیر عرضی در فصل ۱۲

۹-۱۲-۶-۷-۲

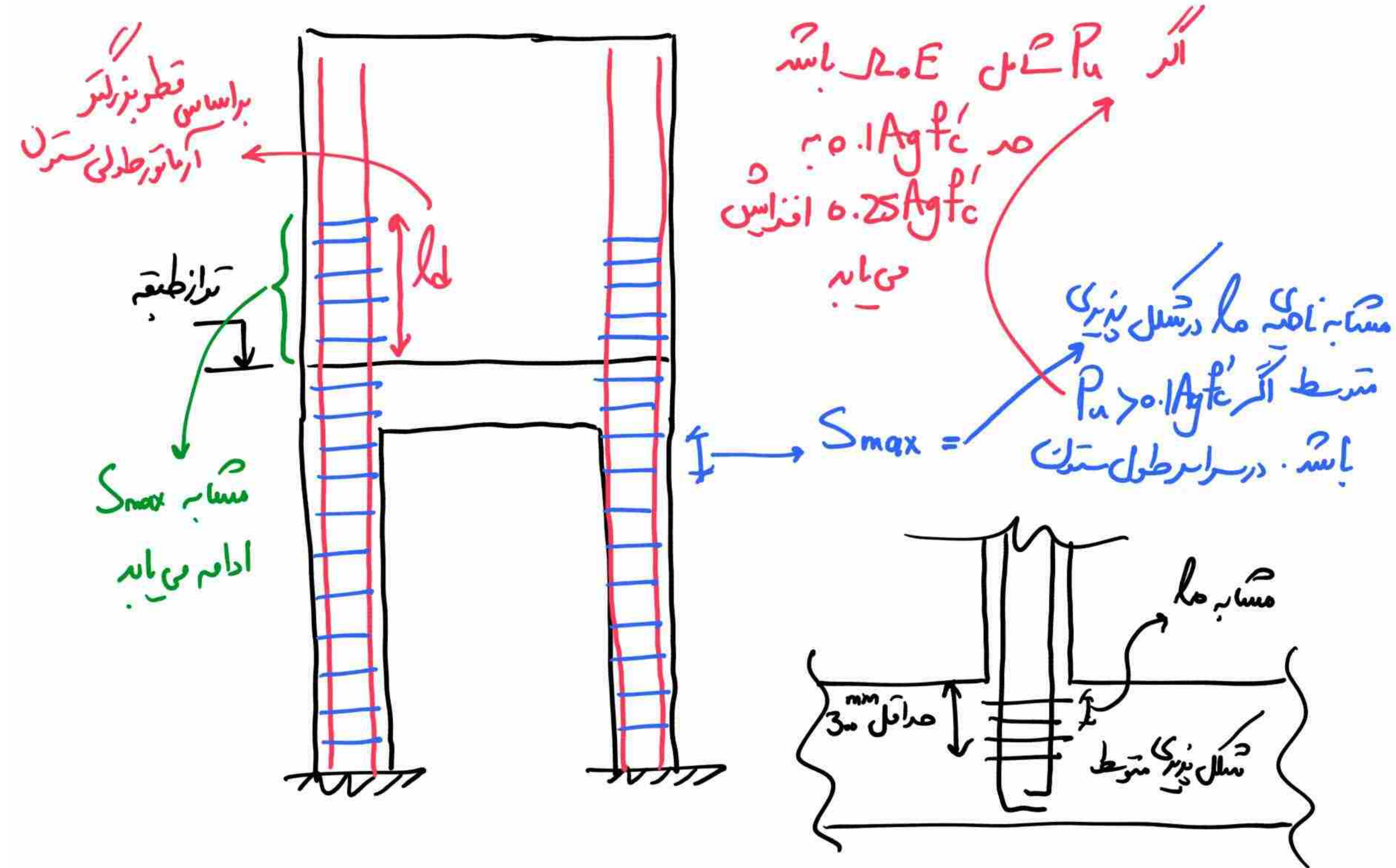
$\Phi_{min} = \Phi_1$ برای ثابت درگیر در

ستونها در این مورد

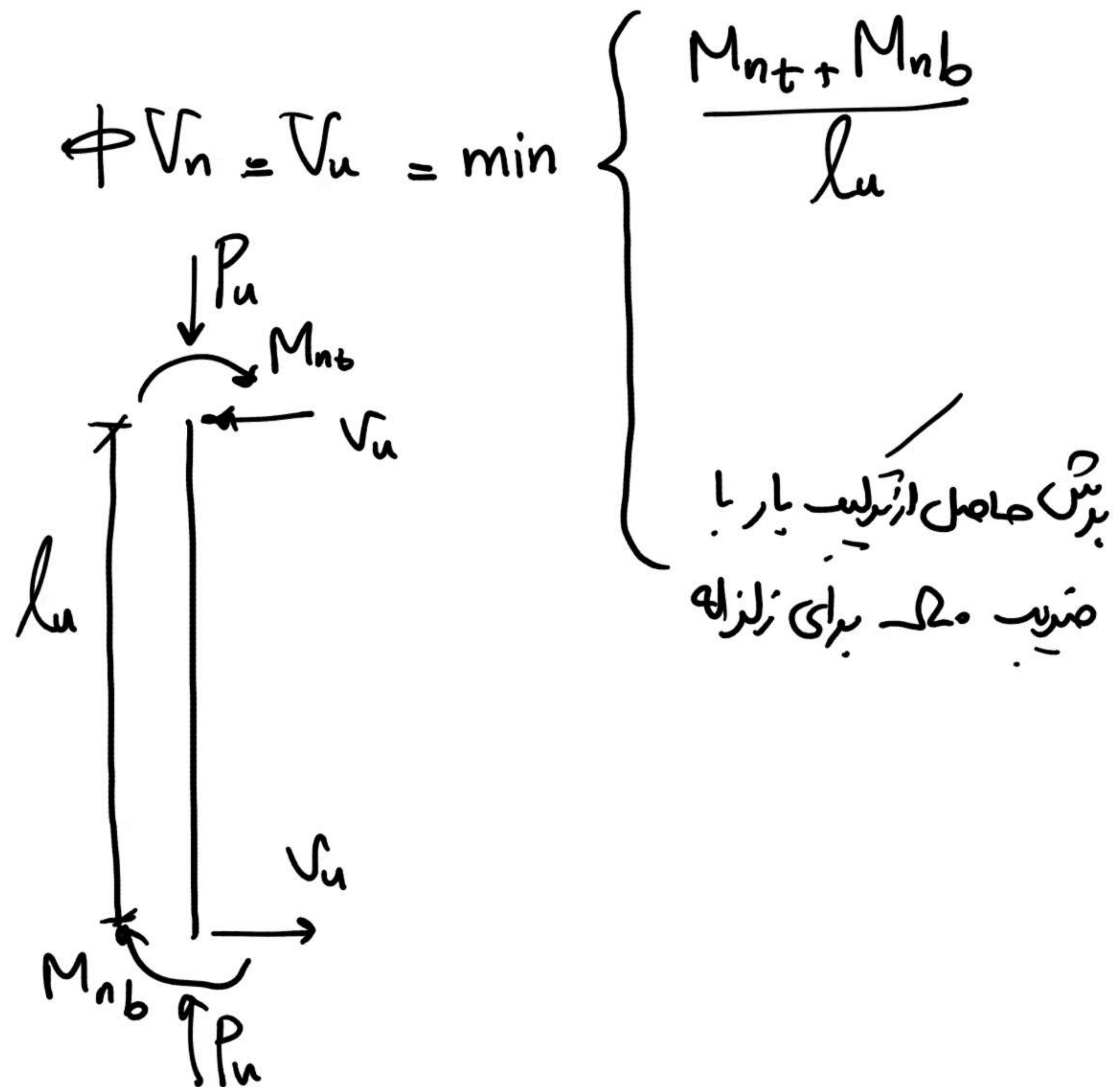
$$S_{lmax} = \min \begin{cases} \checkmark \text{ if } f_y \leq 420 \text{ MPa} : 8d_b < 200 \text{ mm} \\ \checkmark \text{ if } f_y \leq 520 \text{ MPa} : 6d_b < 150 \text{ mm} \\ \checkmark b_{min}/2 \end{cases}$$

اولین ثابت درگیر از برش
بحرانی باید کمتر از $S_{l/2}$ باشد

* اگرستون در زیر دیوار برشی منتطح قرار گیرد، آرماتور عرضی دارای شرایط زیر است:

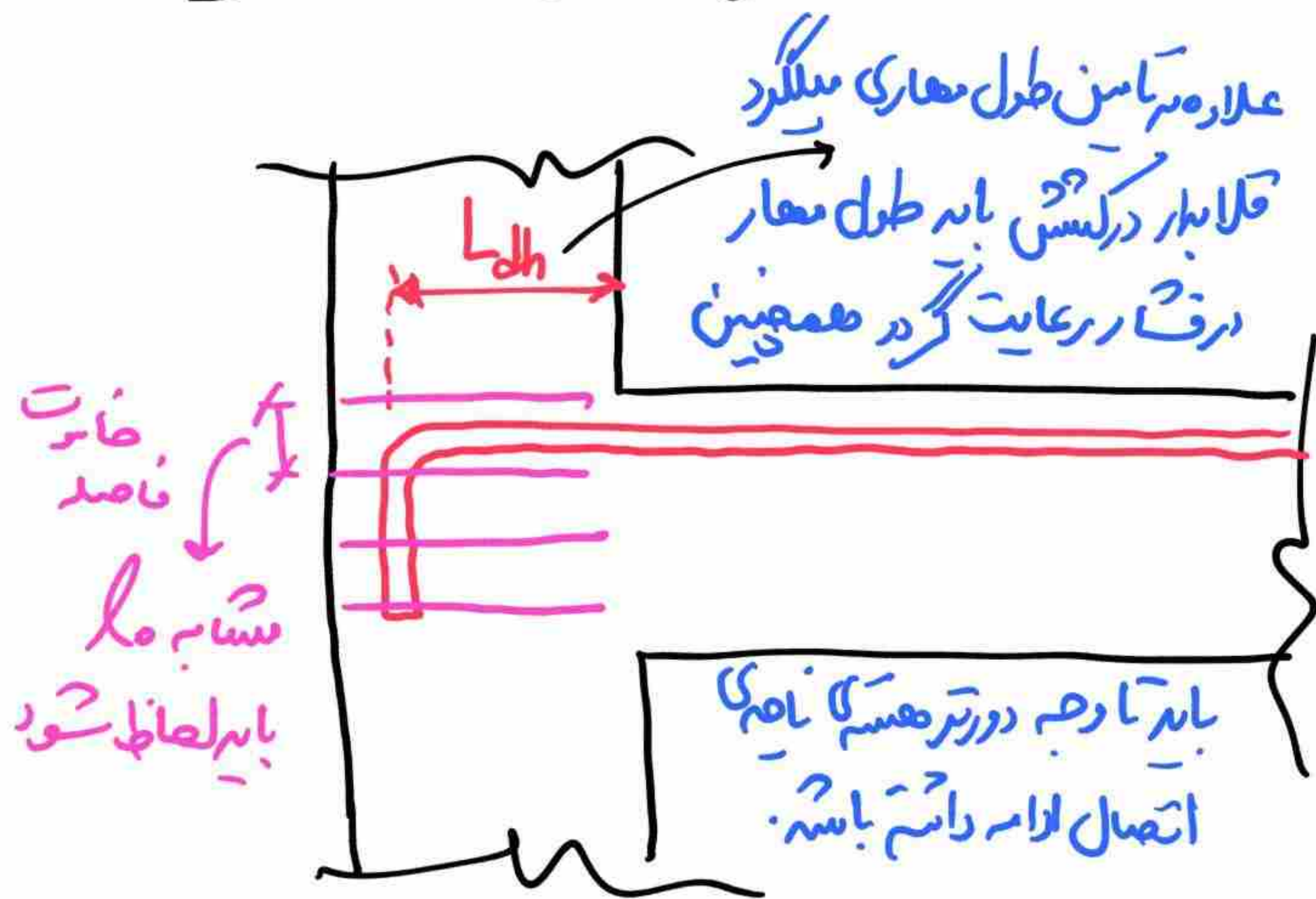


* بیش درستی با شکل زیر متوسط



* نکته: اگر ارتفاع تیر متصل به ستون بیش از دو برابر عرض ستون باشد باید از روش خرابی (سپ-و-نپ) در پوست ۳ مبحث ۹ مقدار بیش محاسبه گردد. ضوابط فصل ۱۶ برای حسیه اتصال رطبل مهار میگلرد باید رعایت گردد.

* مهار میگلرد طری تیر در ستون

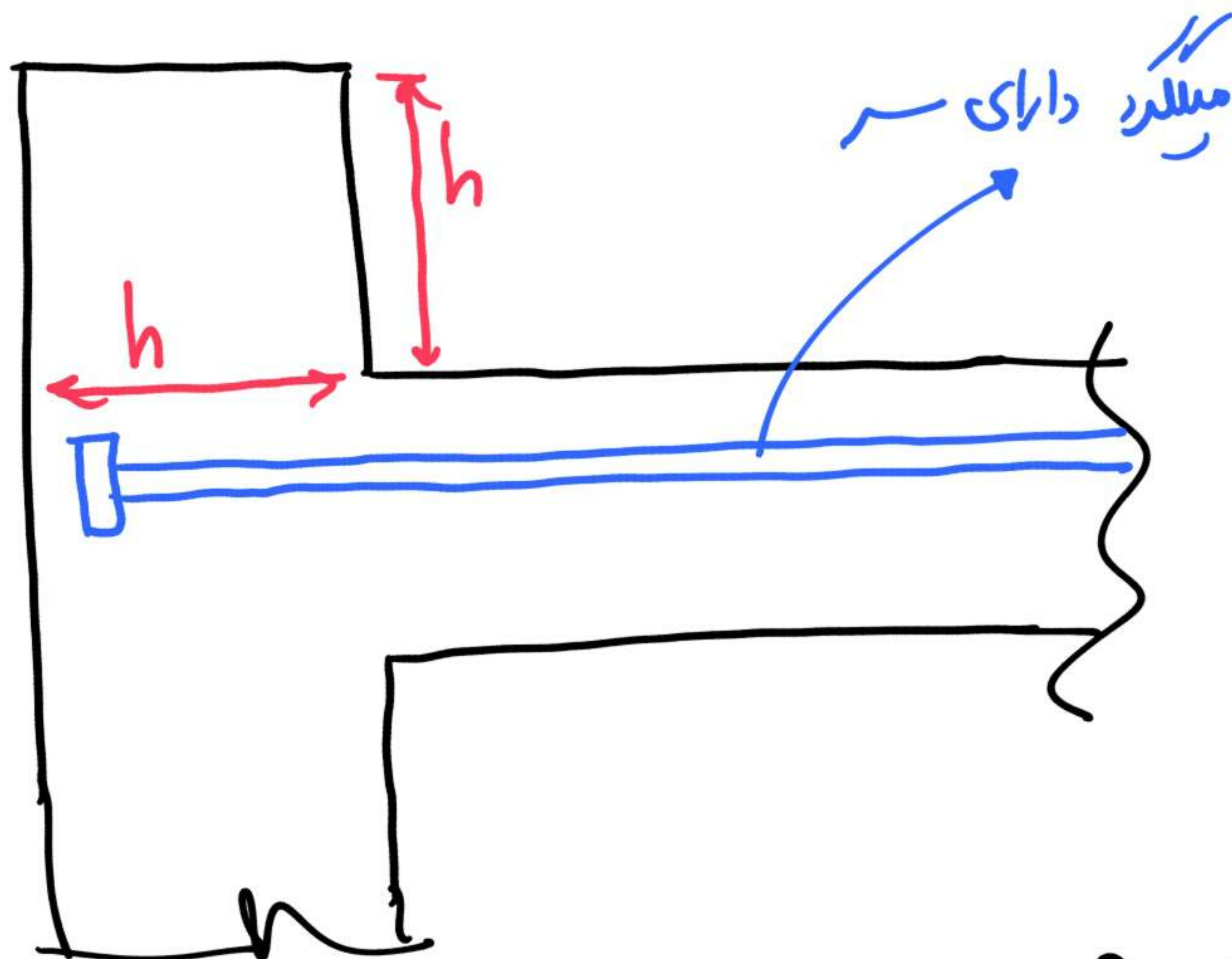


* تَضَع نَبْذ ۹ - ۲ - ۵ - ۴ - ۵

نکته: اگر ارماتور فوقانی سِر

دِطَبَقِی بام به صورت دارای
سَر بَاسْتَن باید به اندازه

h از زری اتصال ادامه یابد.



نکته: اگر به وجود ارماتور عرضی در دال نیاز باشد باید در محل اتصال دال به ستون (گره) ارماتور فوقانی به
تختانی با مسلک عرضی وصل شود.

۱- عبارت $\phi = 0.85$ در طراحی برش میسره اتصال در شکل زیری و تیره سبیه

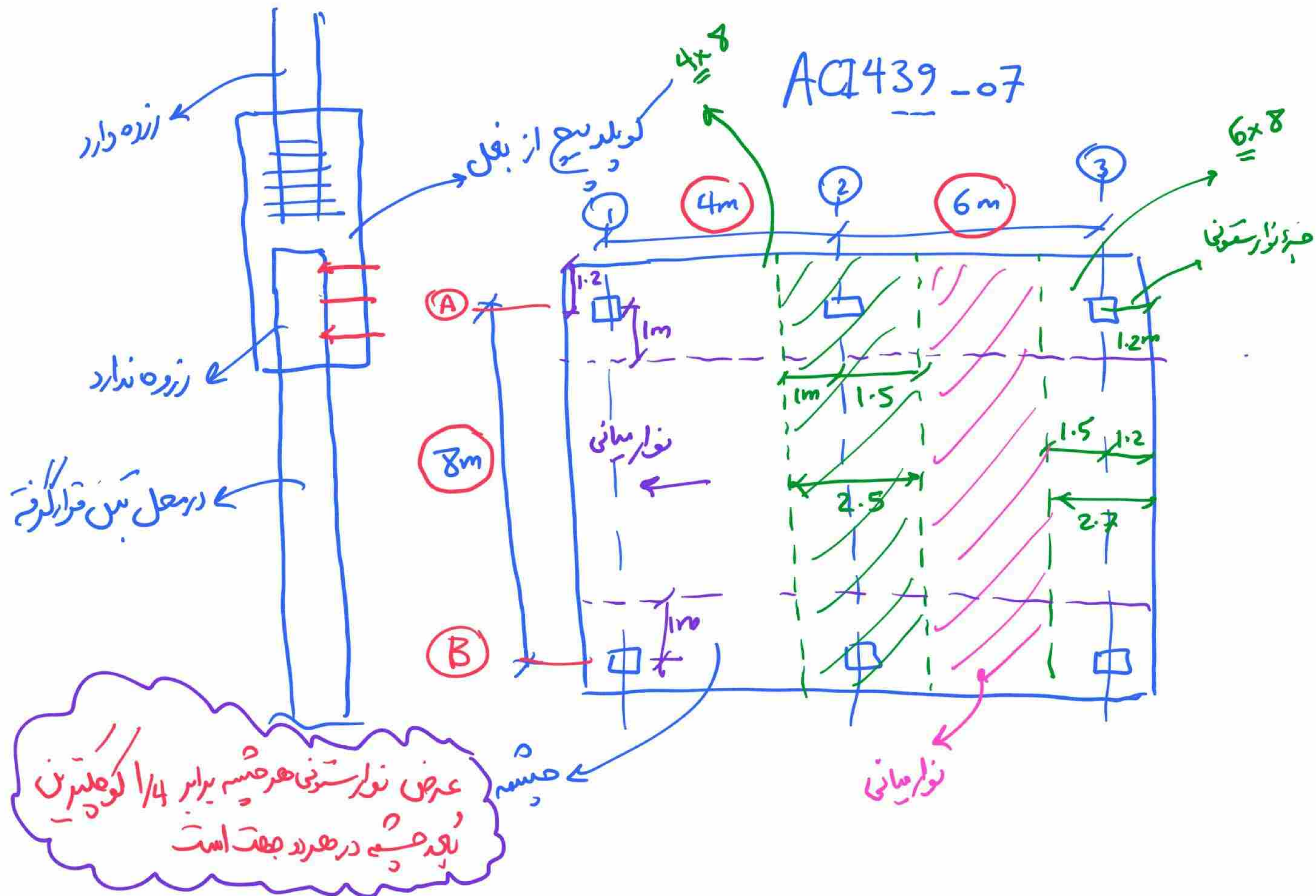
$\phi = 0.75$ " " " " " " متوسط ابعادی ندارد؟

باسمِ : فیر، ضربہ درست است حرکات صواب و سبقت گیرائی در

کمال پذیری و تیره نسبت به متوسط در طراحی هسته اتصال وجود دارد.

به عنوان مثال f_x در شکل پذیری دیرینه در 1.25 ضرب می شود

امادہ کل پیروی متوسط f_y ضرب واحد دارد.



در خصوص برش پانچ برای سیم دال و ستون

طبق بند ۹-۲-۵-۵-۸ علاوه بر

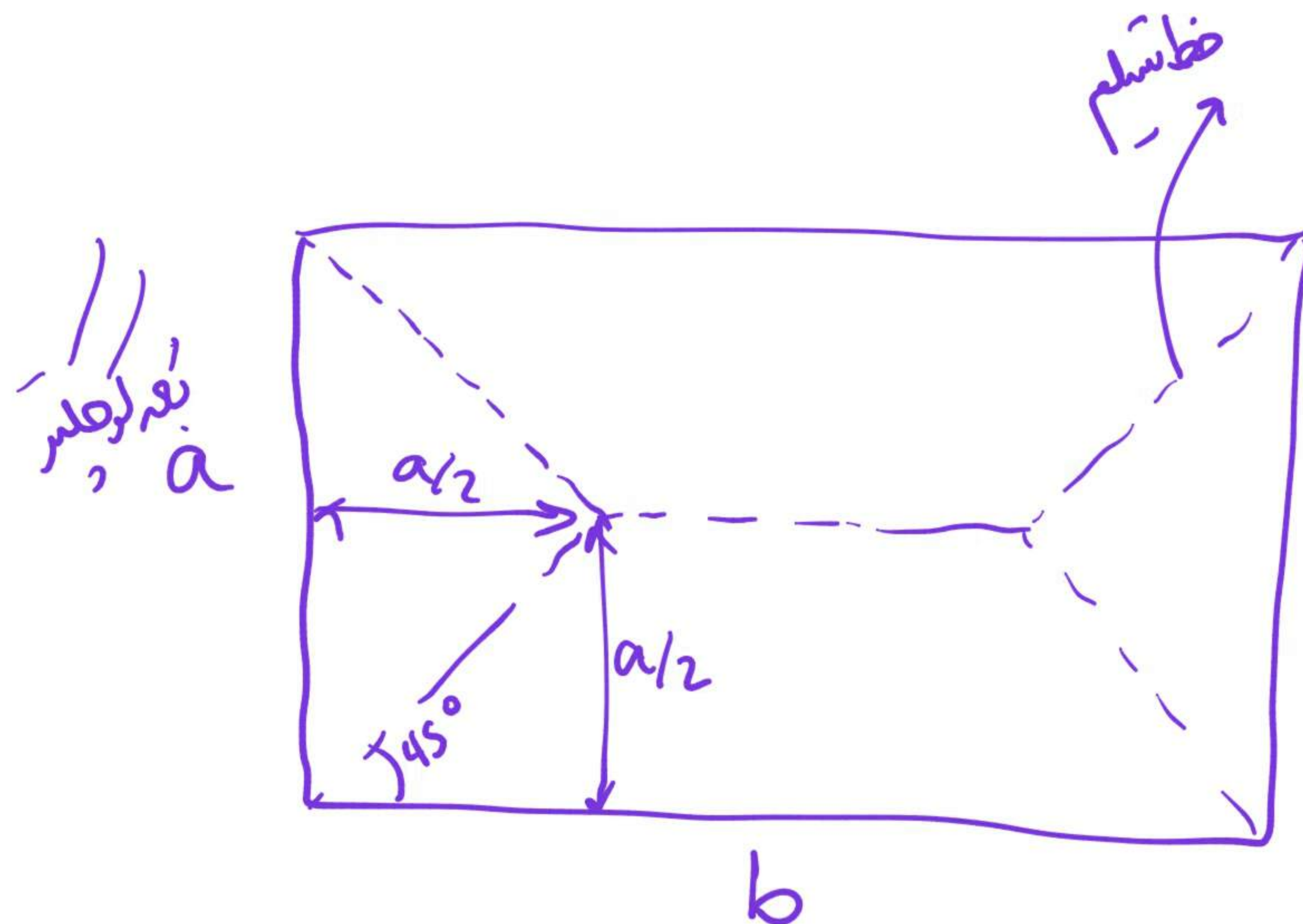
کنترل مقدار شیارها ص ۱۱ این ضربه

باید برش در طرفه ایجاد شود در انتهای بارها

تأخیر منتهی از $0.4\phi L$ تجاوز نکند

مگر بند ۹-۲-۱۰-۲

رعایت شده باشد

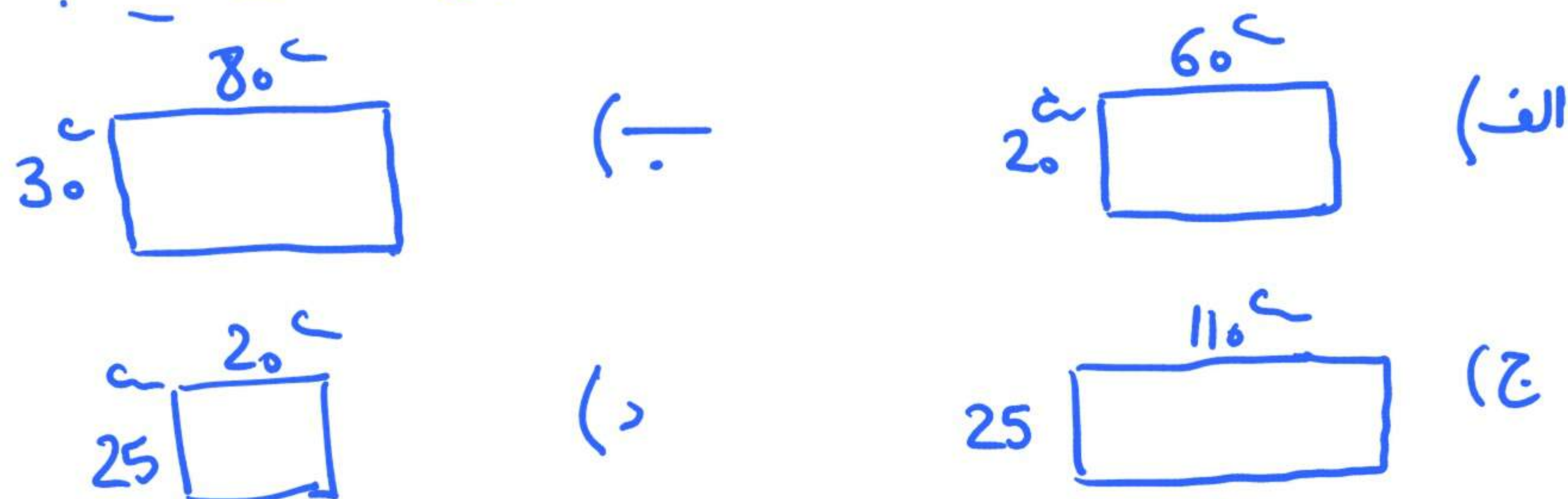


جلسه پانزدهم

نمونه سوال:

1400.01.14

۱) اگر ستونی دارای شرایط شکل زیری متوسط باشد کدام یک از مقاطع زیر قابل قبول است



باتوجه به آنکه بُعد ستون نباید کمتر از 250^{mm} و 0.3 به دیگر باشد لذا پاسخ صحیح گزینه ب است.

✓ سوالات مقایسه‌ای و تعریفی از فصل ۲۰ مجلد ۹ امکان طرح دارد و معمولاً
با مواردی که منجر به تکرار در نتیجه می‌شود. مثلاً در فصول بزرگ در سراسر
از قیاس عبارتها زیر می‌تواند طرح سوال استعاره کند

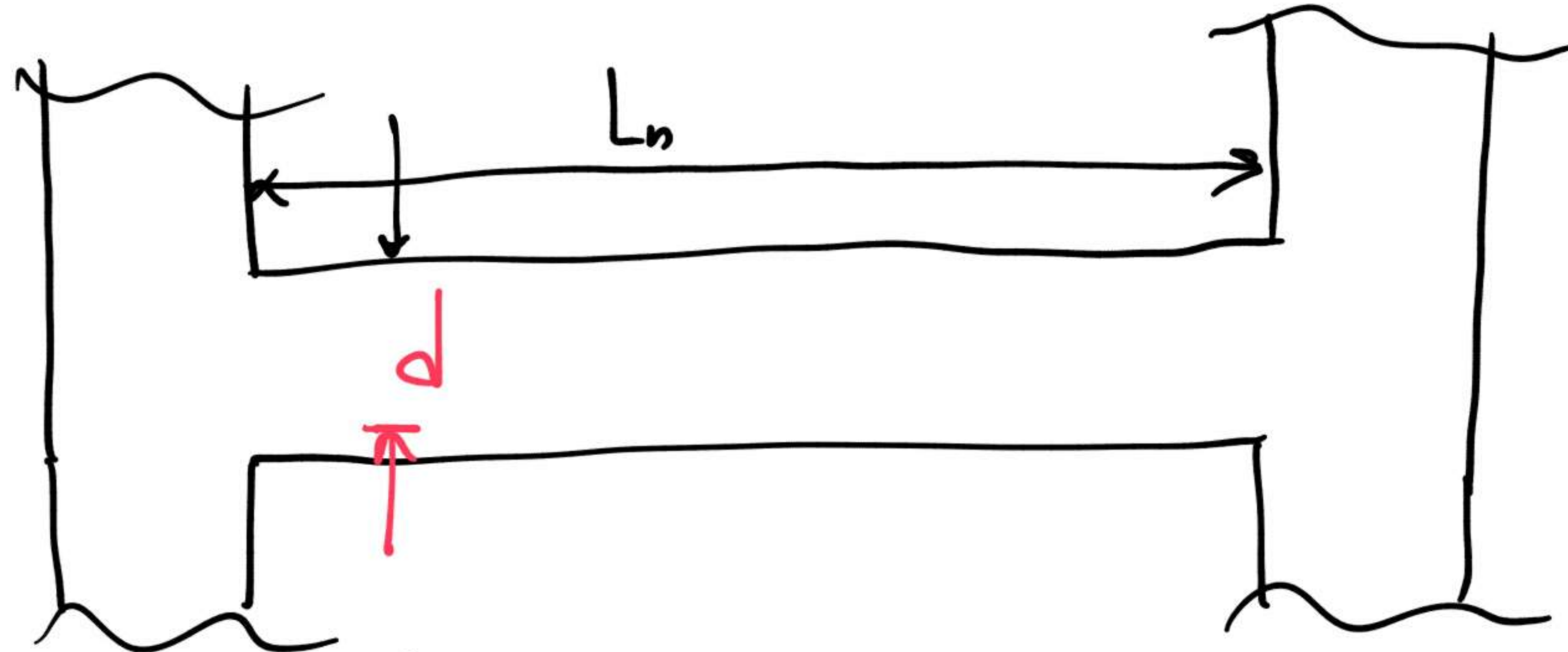
* کمترین - بیشترین

* دو برابر نیروی زلزله - ۲ برابر نیروی زلزله

* ظرفیت خمشی اسی - ظرفیت خمشی متصل

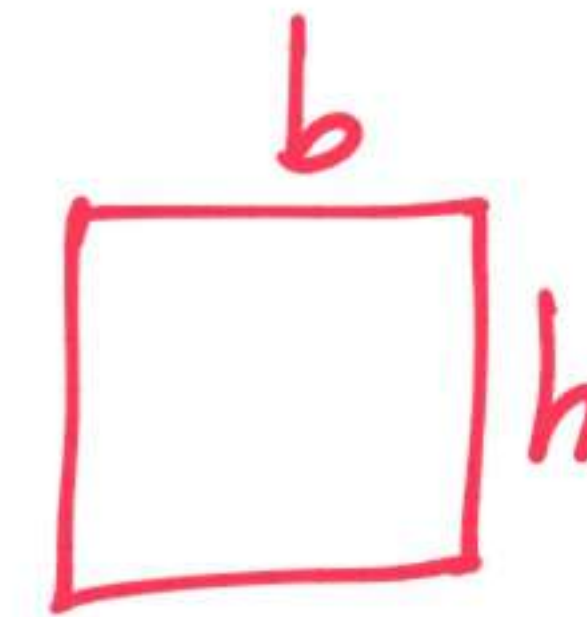
تیرها با شکل منبری زیاد (در تیر)

الف) محدودیت هندسی



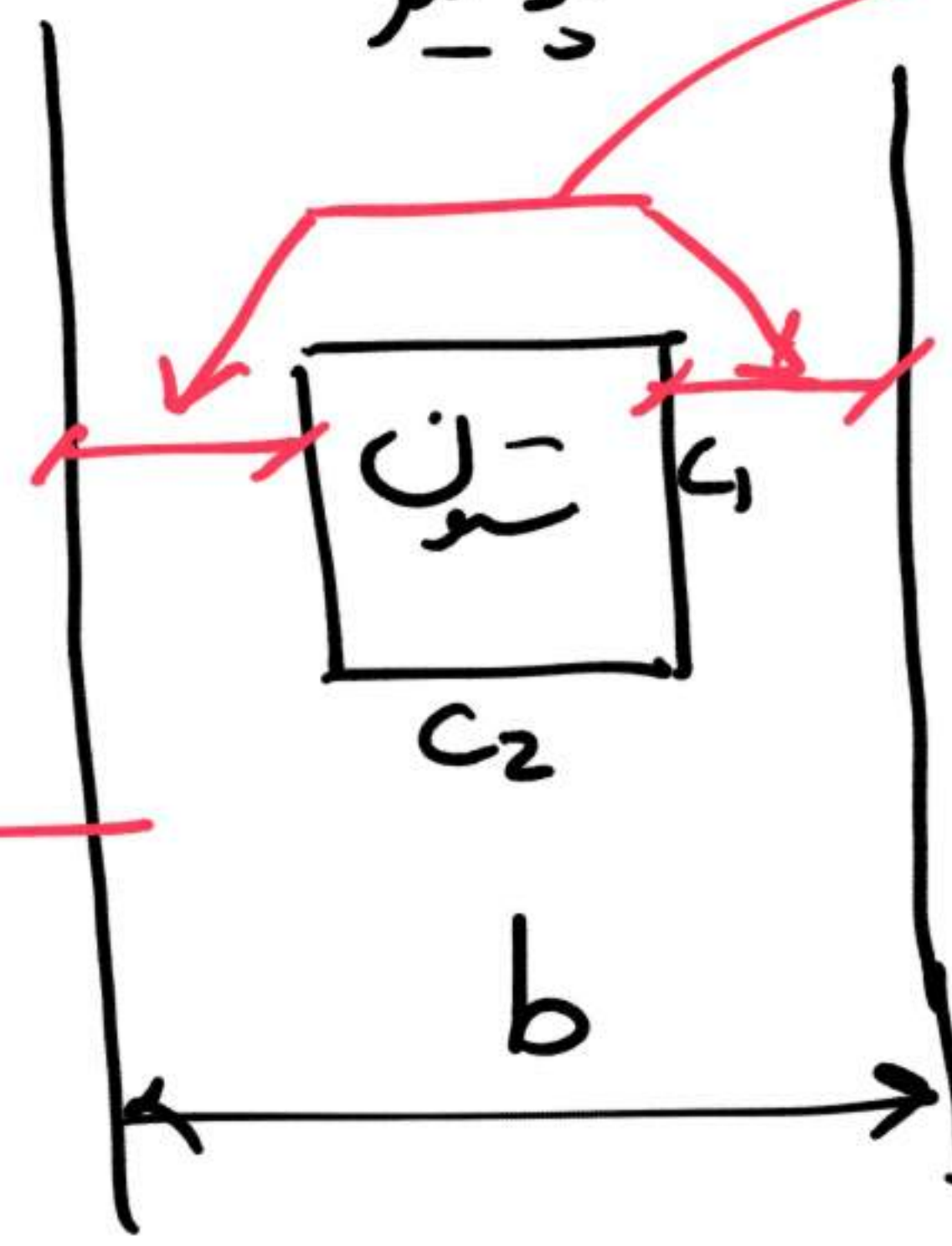
✓ $L_n \geq 4d$ یا $d \leq L_n/4$

✓ $b \geq \max(0.3h, 25^{mm})$



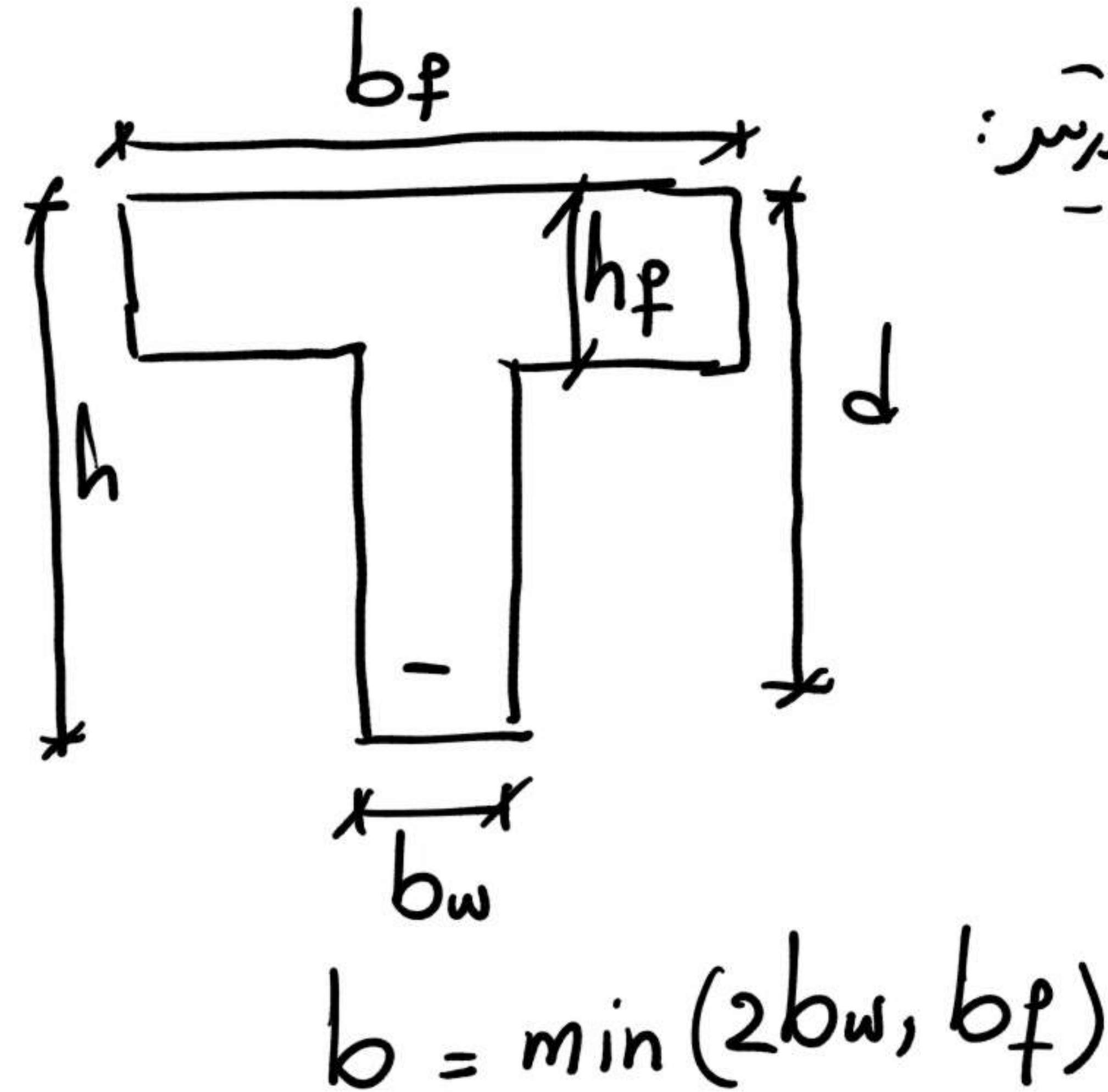
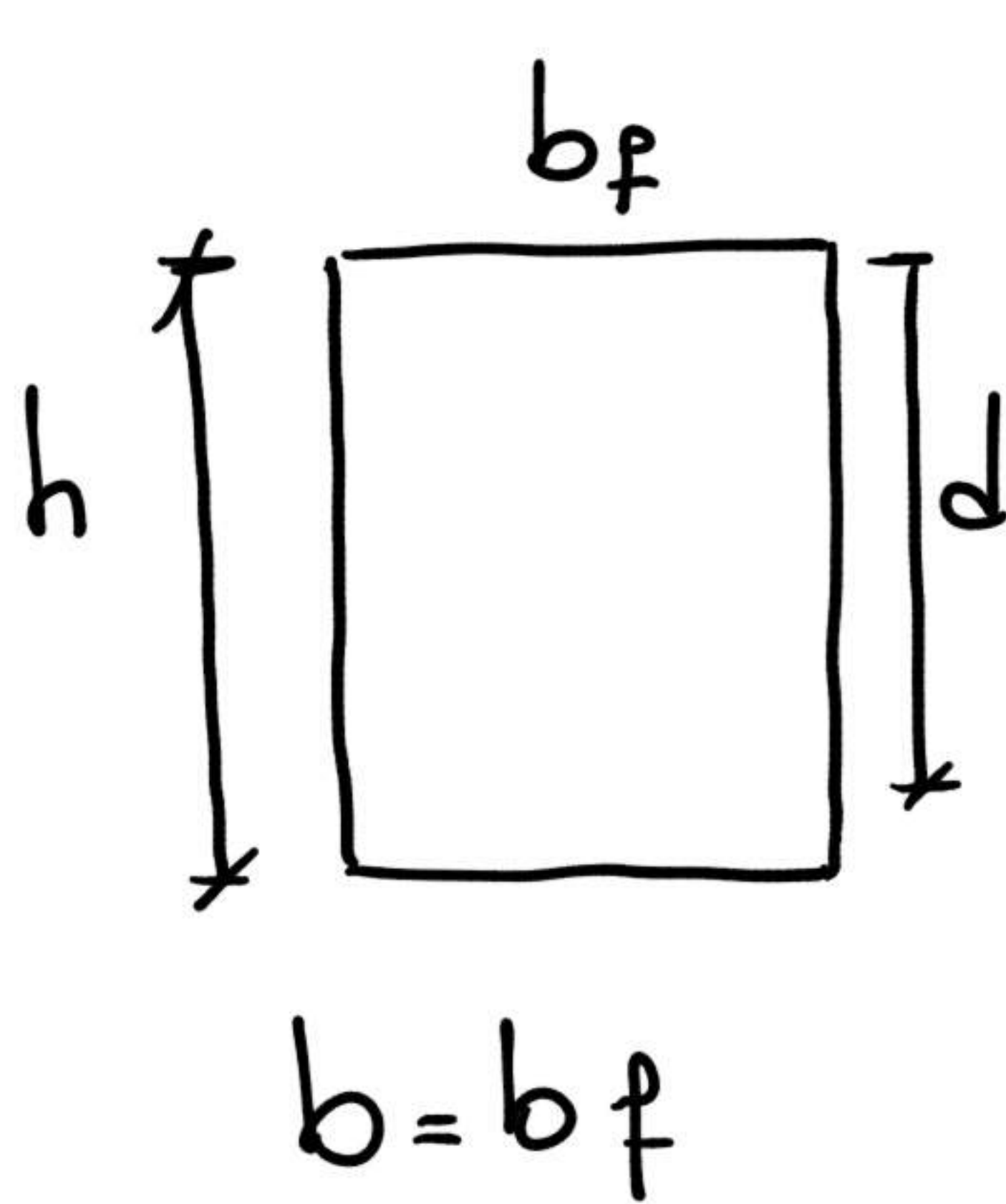
بلا تیر

از کوچکترین C_2 یا $0.75C_1$ به سرباشه



ملايين C_2 و $0.75C_1$ اگر C_2 کوچکتر باشه
دارم $b_{max} < 3C_2$

ب- حداقل و حداکثر آرماتور طولی در پیر:



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

در فصل تیرها

$$f_y \leq 550 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y} \text{ MPa}, \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ MPa} \right\}$$

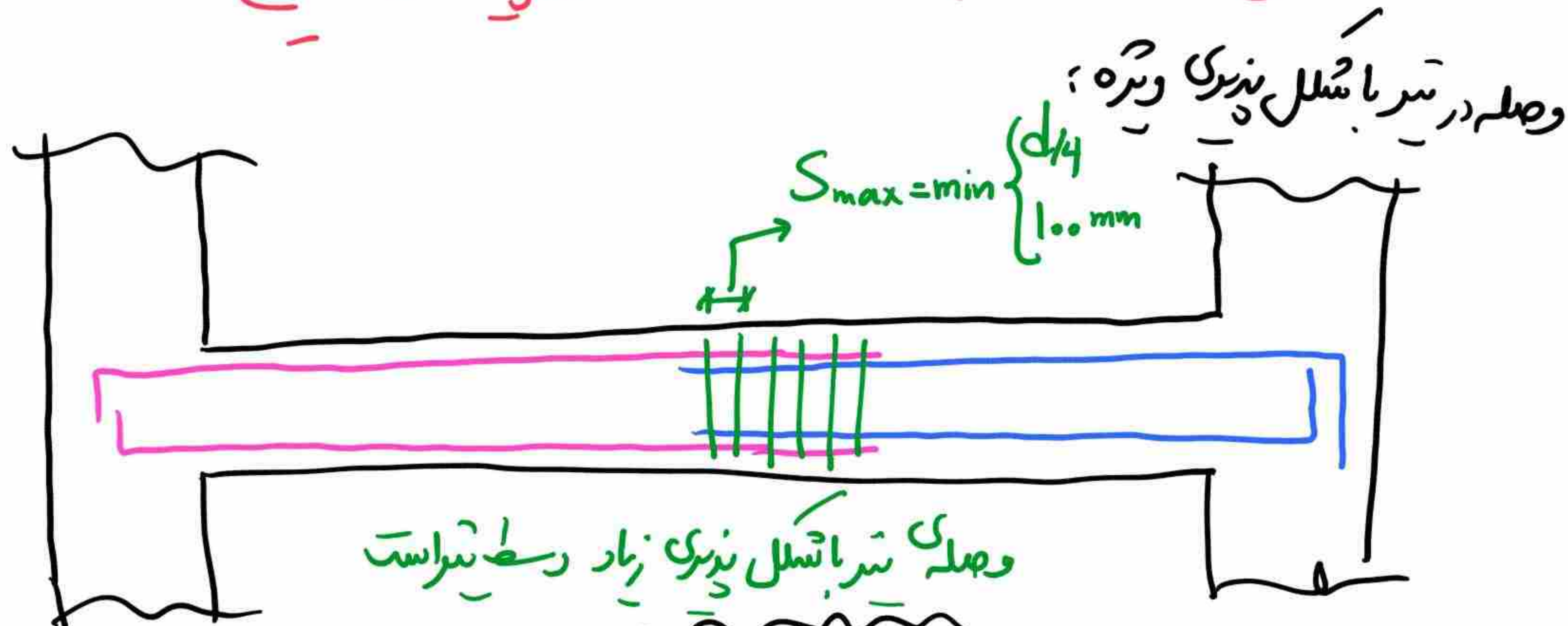
اگر $\rho_{\text{محاسبی}} < \rho_{\min}$ استغاده می شود

اگر $\rho_{\text{محاسبی}} \geq \rho_{\min}$: نلیه

$$\rho_{max} = \begin{cases} 0.025 & \text{برای } f_y \leq 420 \text{ MPa} \\ 0.02 & \text{برای } 420 < f_y \leq 520 \text{ MPa} \end{cases}$$

محل 2Φ12
در بالای راسین مقطع
باید تعریف شود

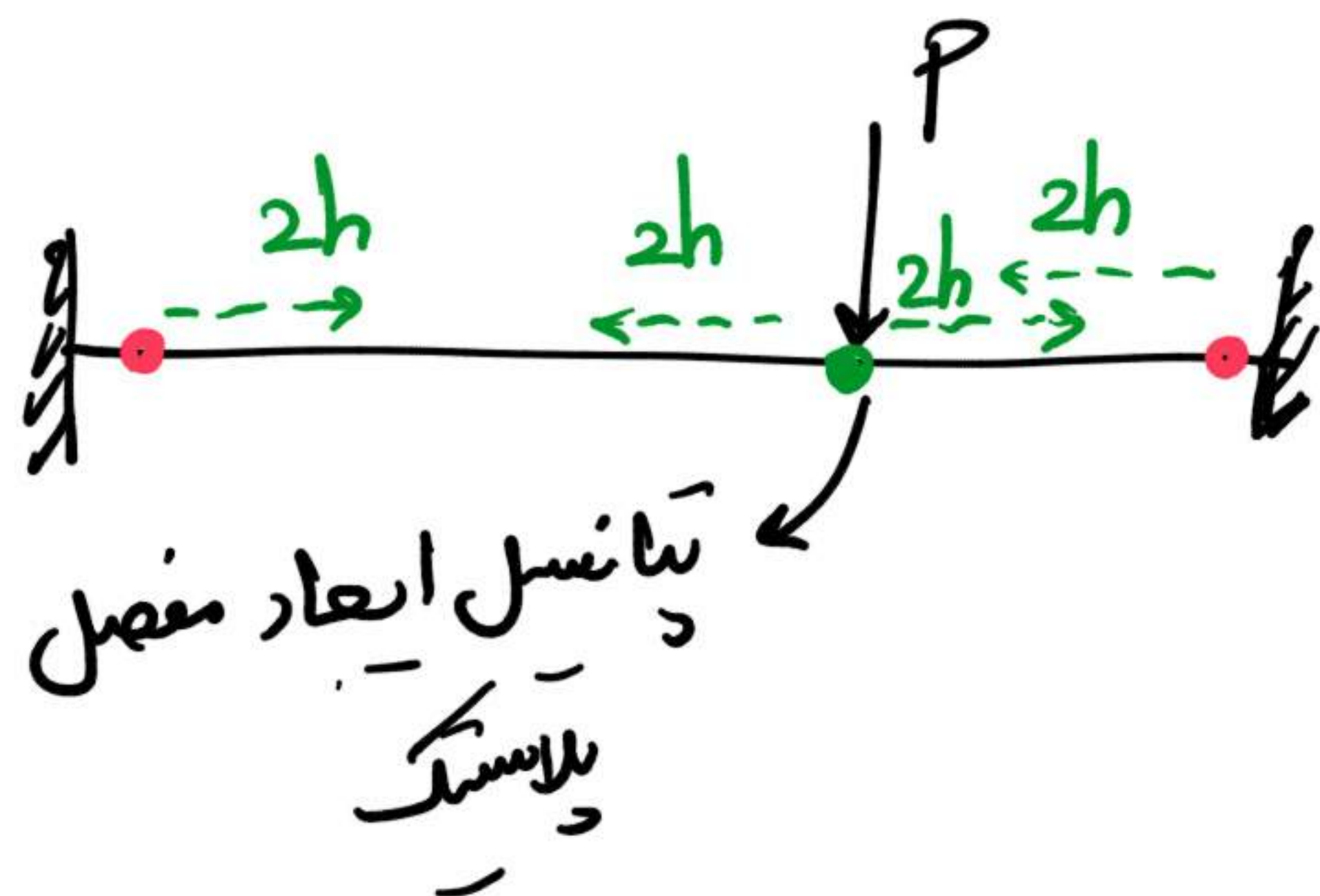
* تناسب ظرفیت خمشی لنگر صلب و منفی در قسمت شکل زیری متوسط سریع شده.



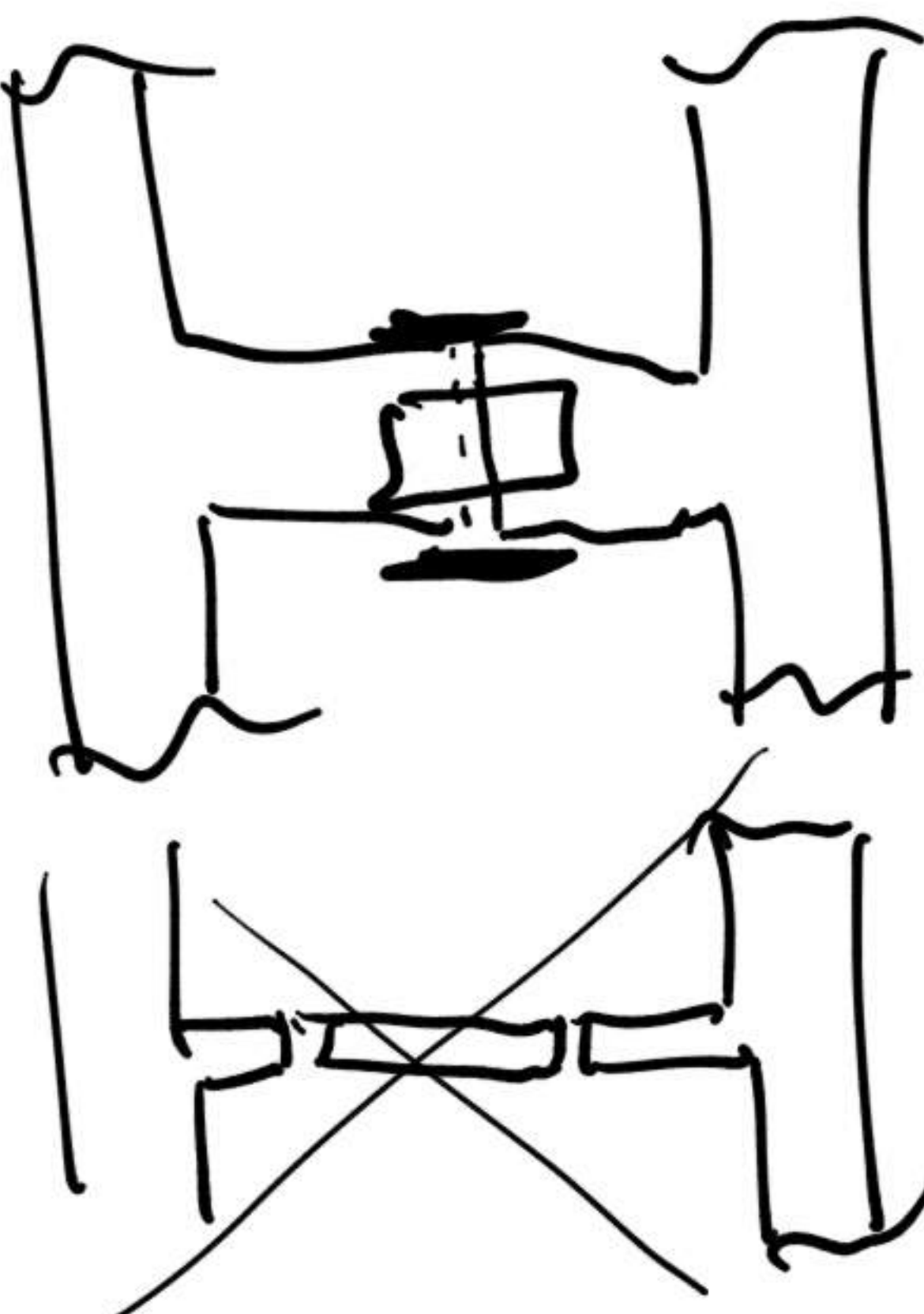
165

هم بالا هم پایین
در محل تیر به 2h نیز
باید تعریف شود

۹-۲-۲-۲-۵



نکته مهم: اگر طول فاصله سُرک کمتر $4h$ بود و صله در آن به هیچ عنوان نباید انجام شود.



بدرین مکان برای وصل کردن

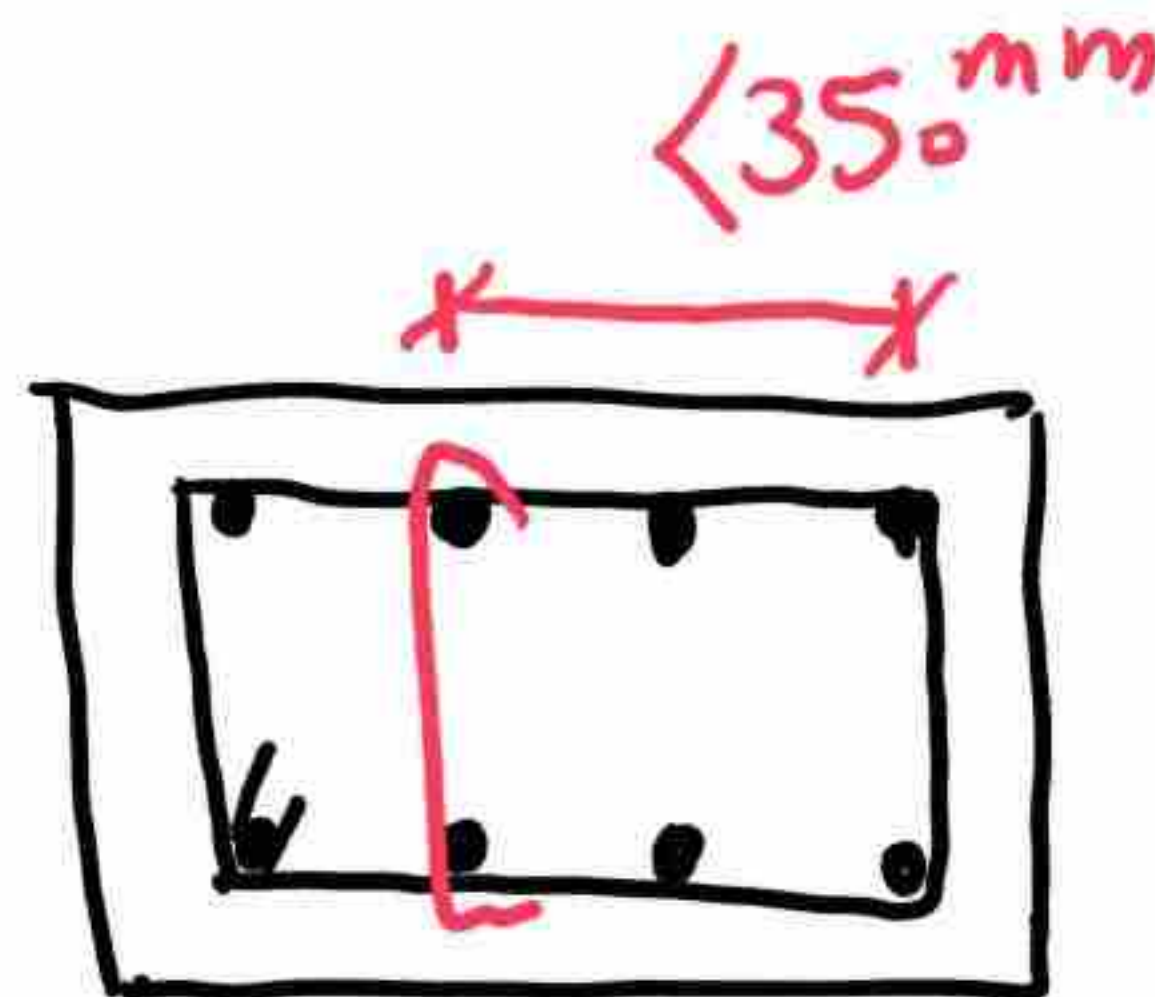
* استفاده از رصده مکانیکی در موقعیت $2h$ از پرستین تا تیر ممنوع است.

* چسب دادن به میلگردها محاسباتی ممنوع است.

* فاصله ی اربانورها عرضی در جراحی تیر نباید از

مقادیر زیر بیشتر شود: $(2h)$ پرستین یا محل شلش
منحل پلاستیک

$$S_{l \max} = \min \begin{cases} d/4 \\ 6d_b & f_y = 420 \text{ MPa} \\ 5d_b & f_y = 520 \text{ MPa} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$



* فاصله میلز تا مرکز

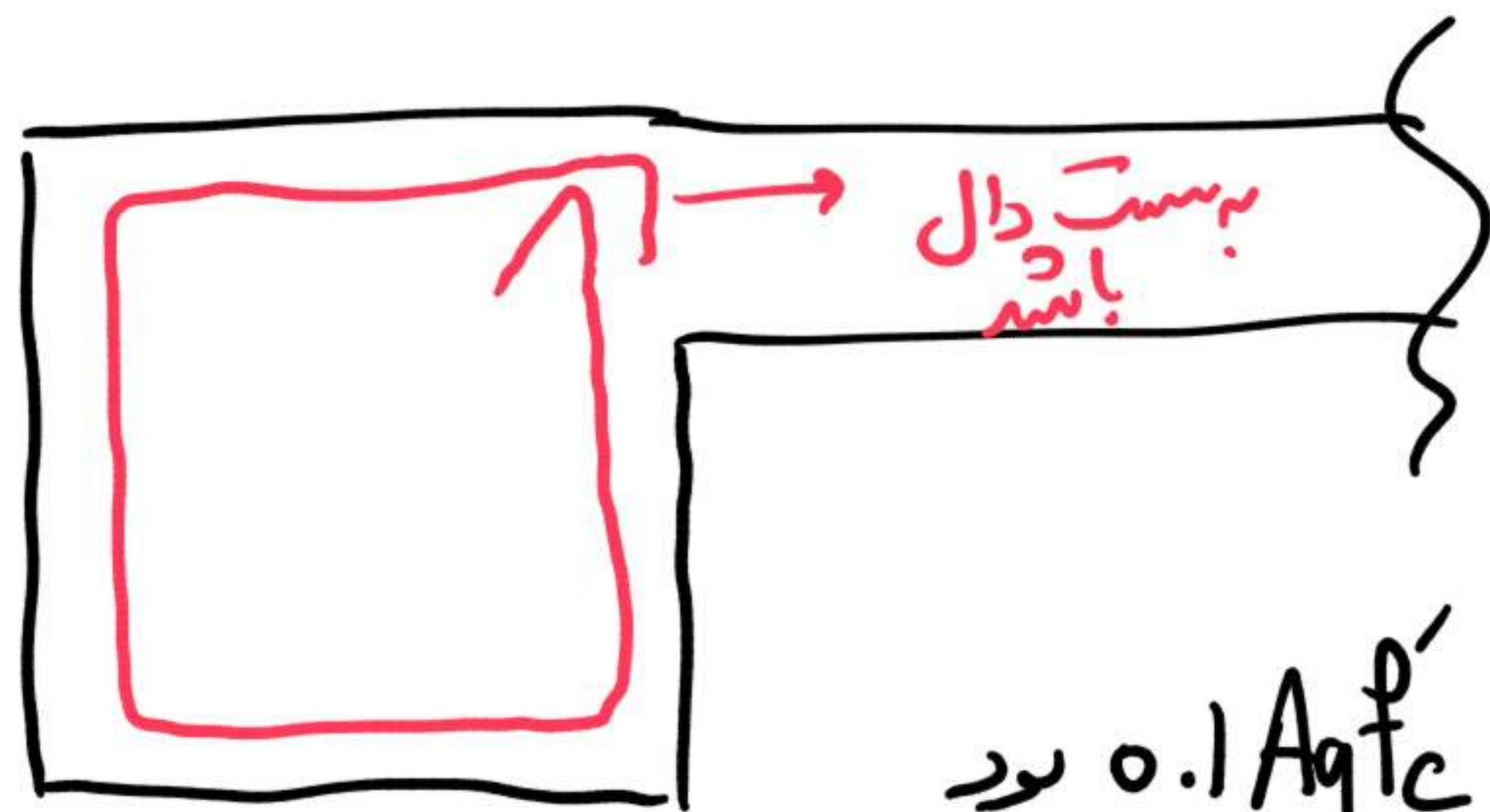
میلگردها طوری معاد

شود با مقاومت نباید

از 350 mm بیشتر باشد.

* استفاده از درگیر با خم 135° قلاب به صورت لوزی با حداکثر فاصله $d/2$ در تمام نقاط تیر باید اجرا شود.

* اگر مقدار استفاده از خم 90° بود باید درست دال باشد

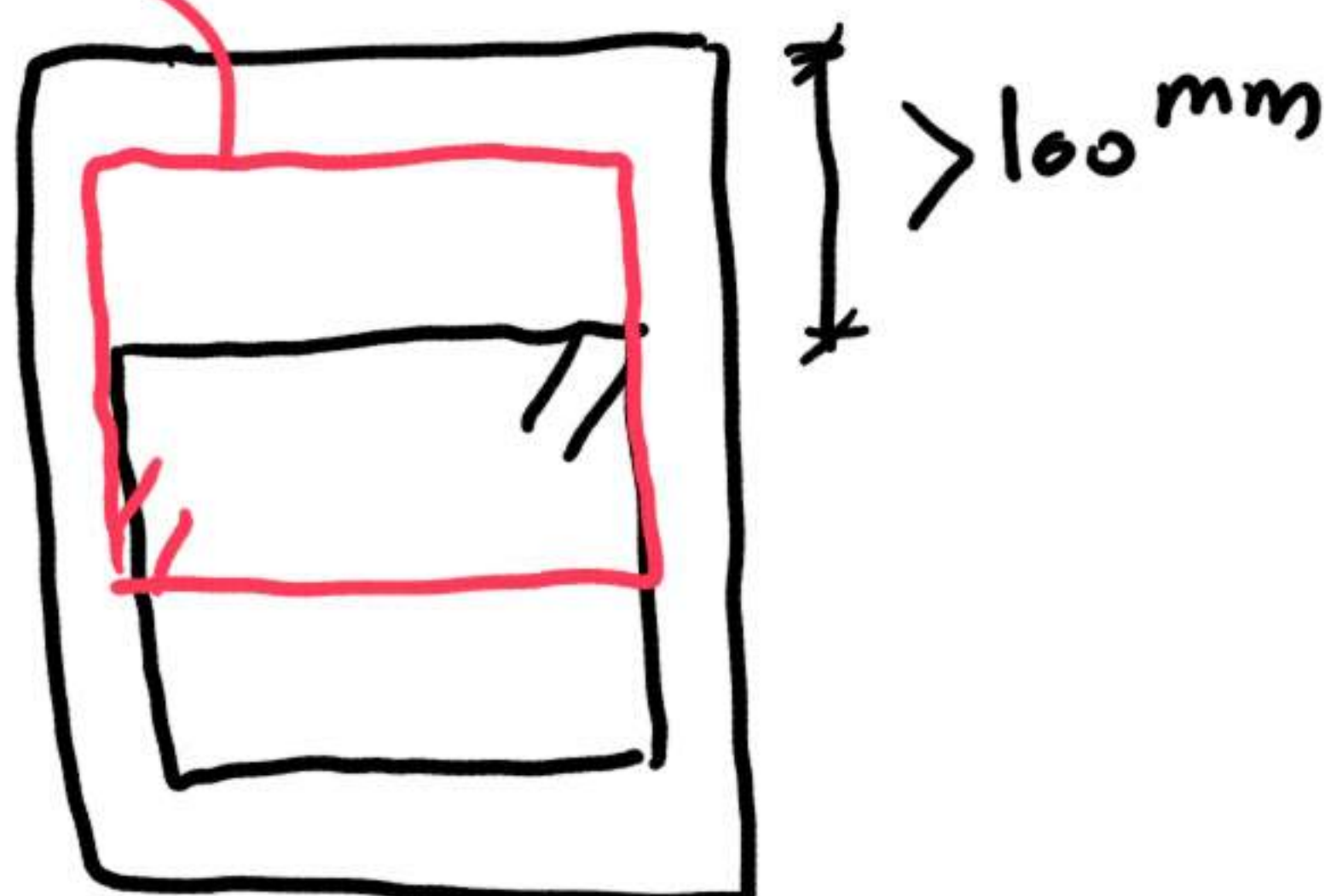


۴-۲-۶-۲-۷؛ اگر تیری معکوس تر بیشتر از $Agf_c \cdot 0.1$ بود

حامل دارای مساحت بتن با گسل بندی ویژه انجام می شود.

300 mm

100 mm



۲-۴-۲-۶-۲-۹

مقاومت برشی حدالترسقه
بهرانی $V_u \geq \frac{1}{2} M_{pr}$ محاسباتی برای M_{pr}

$$P_u \geq 0.05 A_g f'_c \quad \text{نسبی لرزه‌ای}$$

اگر هر دو شرط در زیر
باشکل پذیری ویژه برقرار باشد
باید در طراحی ارتباط برشی

$V_c = 0$ فرض شود

$$\left(\frac{A_v}{S} \right) = \frac{V_u / \phi - V_c}{f_y x d}$$

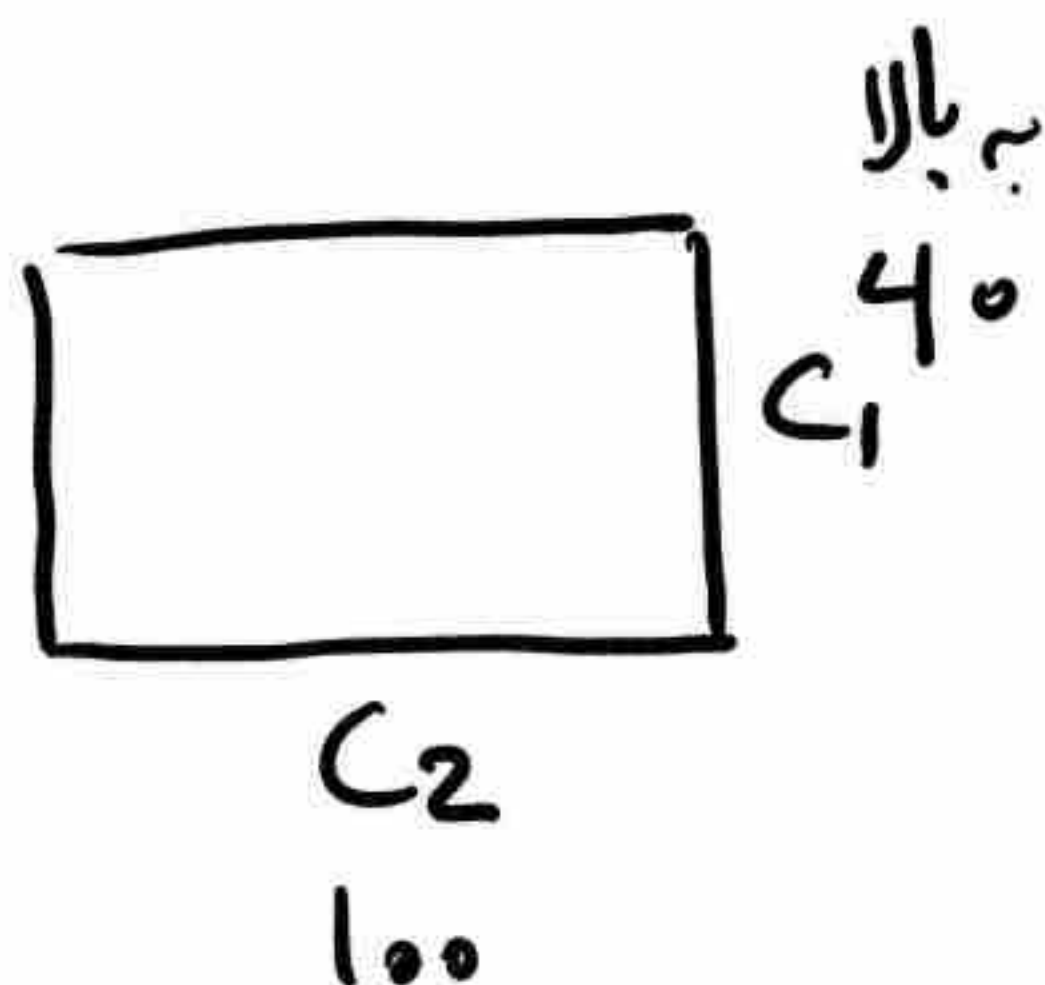
طراحی مقاومت معافه کارانه برشی شود

* ستونها در شکل ندری و نره

✓ محدودیتها هستند

$$C_1, C_2 \geq 300^{mm}$$

$$C_1 > 0.4 C_2$$

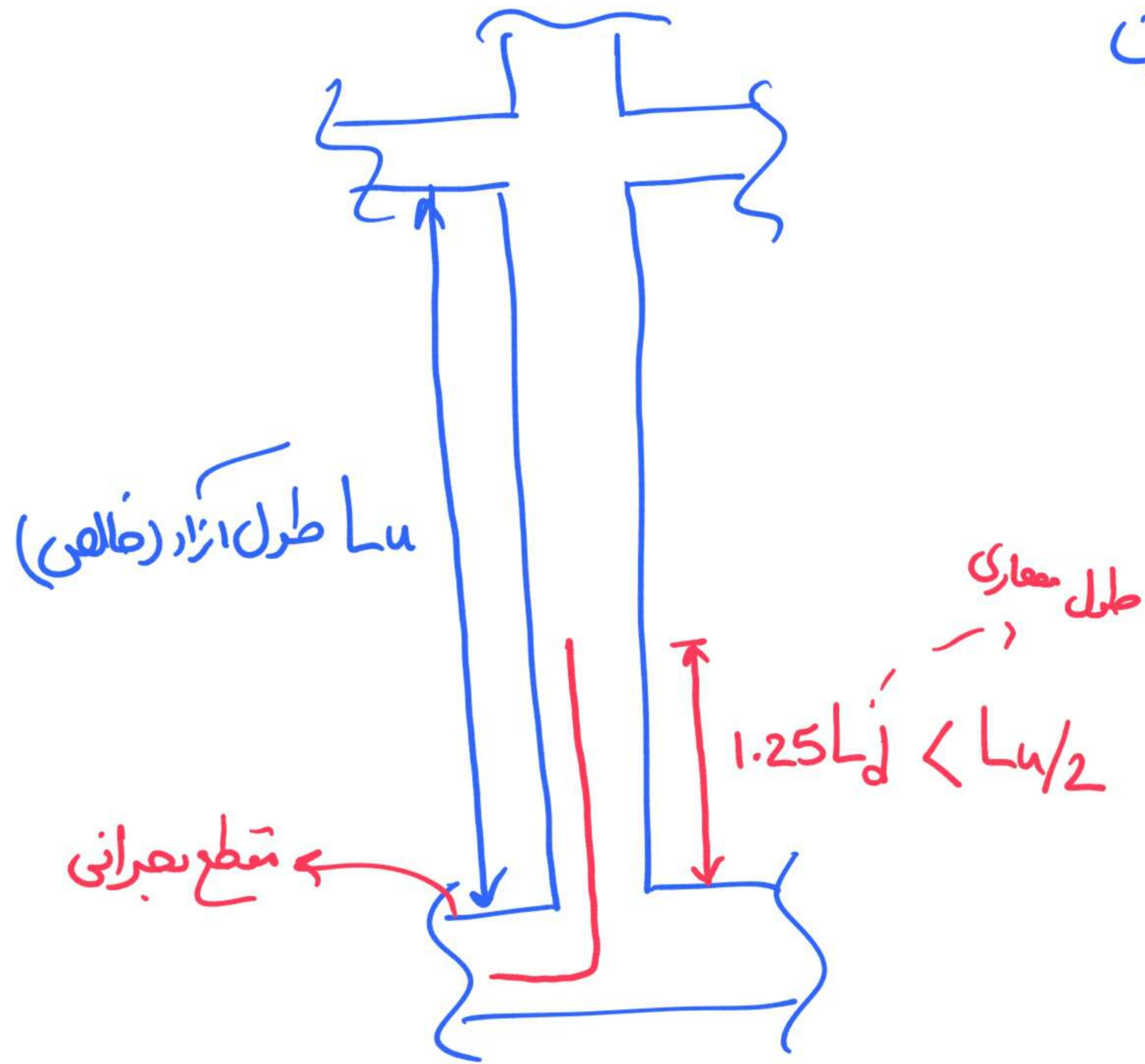


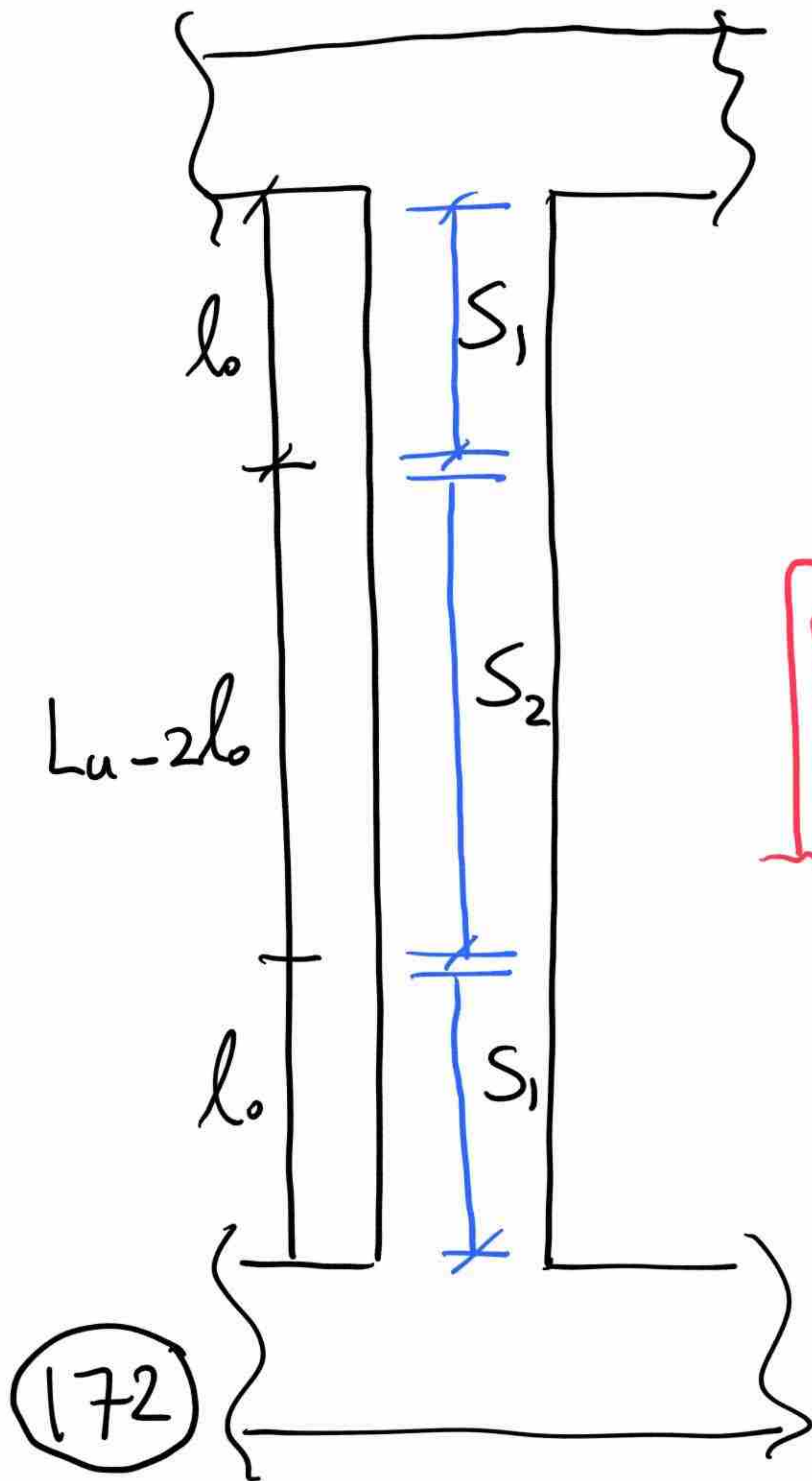
کلیف : کلیه ضوابط شکل ندری تیر ستون را مشابه دستورالعمل ۱۰۸ براساس تغییرات مبحث ۹ ریرش ۱۳۹۹ به صورت جدول ندری شده بر روی کاغذ A4 یادداشت کنید.

* حداقل درصد آرماتور در ستونها و تیرها ۱٪ در صلبتر ۶٪ است
رعایت ضوابط رصده الزامی است (۳٪ یا ۴.۵٪ به صورت یک در میان بدون طول رصده
بیش از نصف ارتفاع خالص
ستون)

* حداقل مقدار سلبور در مقطع دایره ای ۶ عدد است.

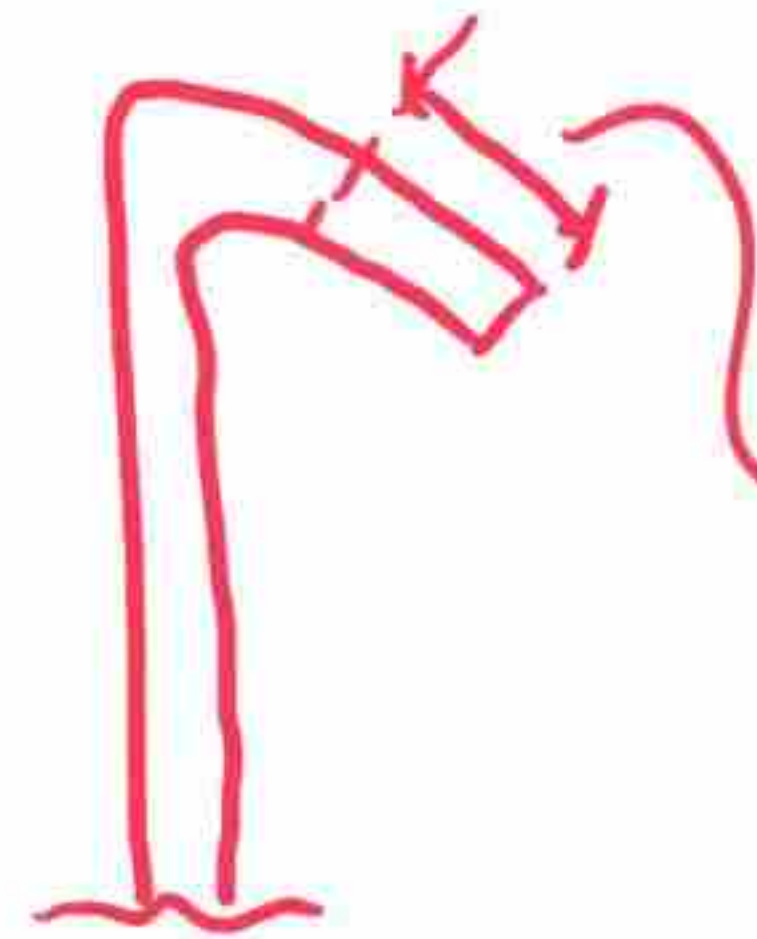
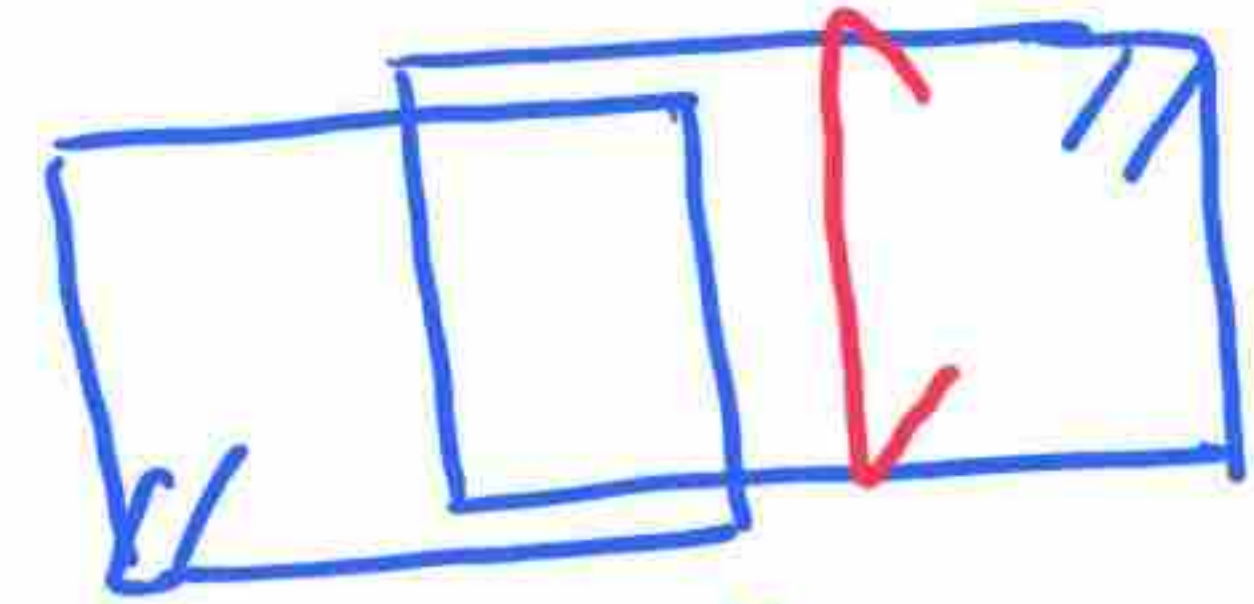
* محدودیت طول وصله در فاصله از استرین





$$l_o = \max \begin{cases} L_u/6 \\ 450 \text{ mm} \\ b_{\max} \end{cases}$$

بزرگترین
په‌ستین



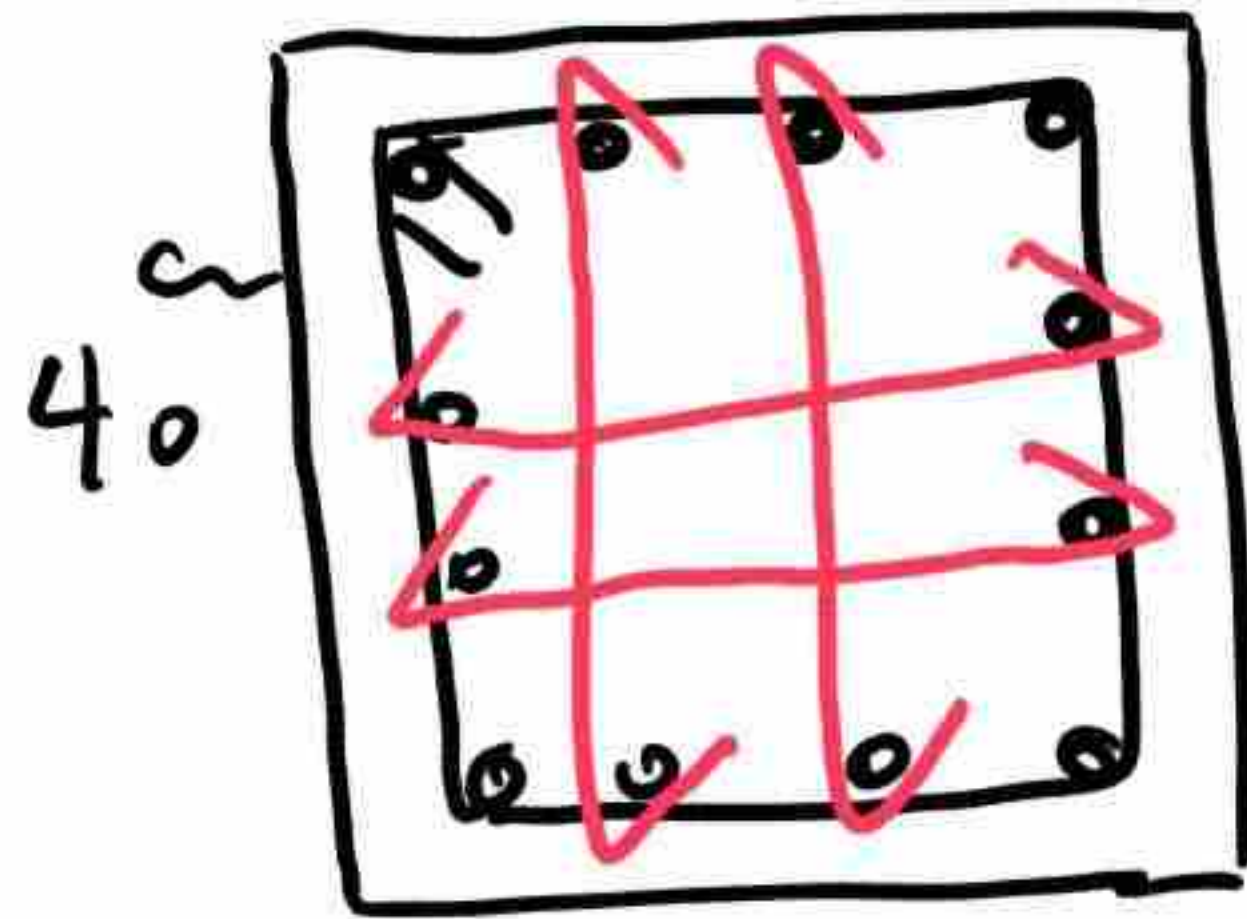
$$\max \begin{cases} 6d_b \\ 75 \text{ mm} \end{cases}$$

؛ سنجائی - قلاب در وقت

تغییر خم و قلاب
در وقت در طول

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

40



۹-۲۰-۷-۳-۲

$$P_u > 0.3 A_g f'_c \quad \text{اگر}$$

$$f'_c > 70 \text{ MPa}$$

باید تمام میگردها طولی کنج درگیر یا

$$0.3 \times 40^2 \times 25 = 120,000 \text{ kg}$$

12 ton

قلاب رو قوت لرزهای و با فاصله صد سانتی
20 برای مرکز تا مرکز میگردها

طولی باشند

تسلل مبرق در واتس اچ - ارسال شد

h_x, A_{sh}

173

X_i : فاصله در میلگرد طولی هارسیده کنج خاموت (سنگینی، دوگنبر، قلاب دقت لرزه ای)

A_{sh_i} : مساحت مقدار ساقهای خاموتی که عمود است به b_{c_i}

فاصله میلگرد عرض در ناحیه بحرانی

$$S_{i \max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 6d_b \quad f_y \leq 420 \text{ MPa} \\ 5d_b \quad 420 < f_y \leq 520 \text{ MPa} \\ S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \\ h_i/4 \end{array} \right.$$

بیشترین طول X_i
ری شکل مشخص است

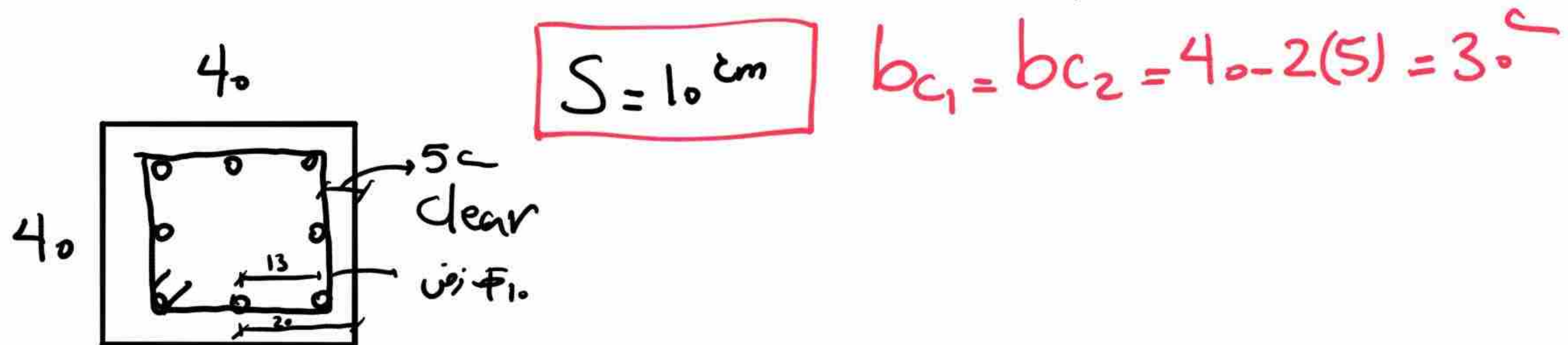
کوچکترین بعد سیر

محاسبه مساحت ساق خاخرت مورد نیاز برای A_{sh} :

$$P_u < 0.3 f'_c A_g \quad \text{و} \quad f_c < 70 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sh}}{S \times b_c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

مثال : برای سرنی با مشخصات زیر حداقل مساحت ساق خاخرت را محاسبه کنید



$$X_i = 20 - 5 - 1 - 1 = 13 \text{ cm} \rightarrow X_i = 26 \text{ cm}$$

8 $\Phi 20$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad f'_c = 25 \text{ MPa}$$

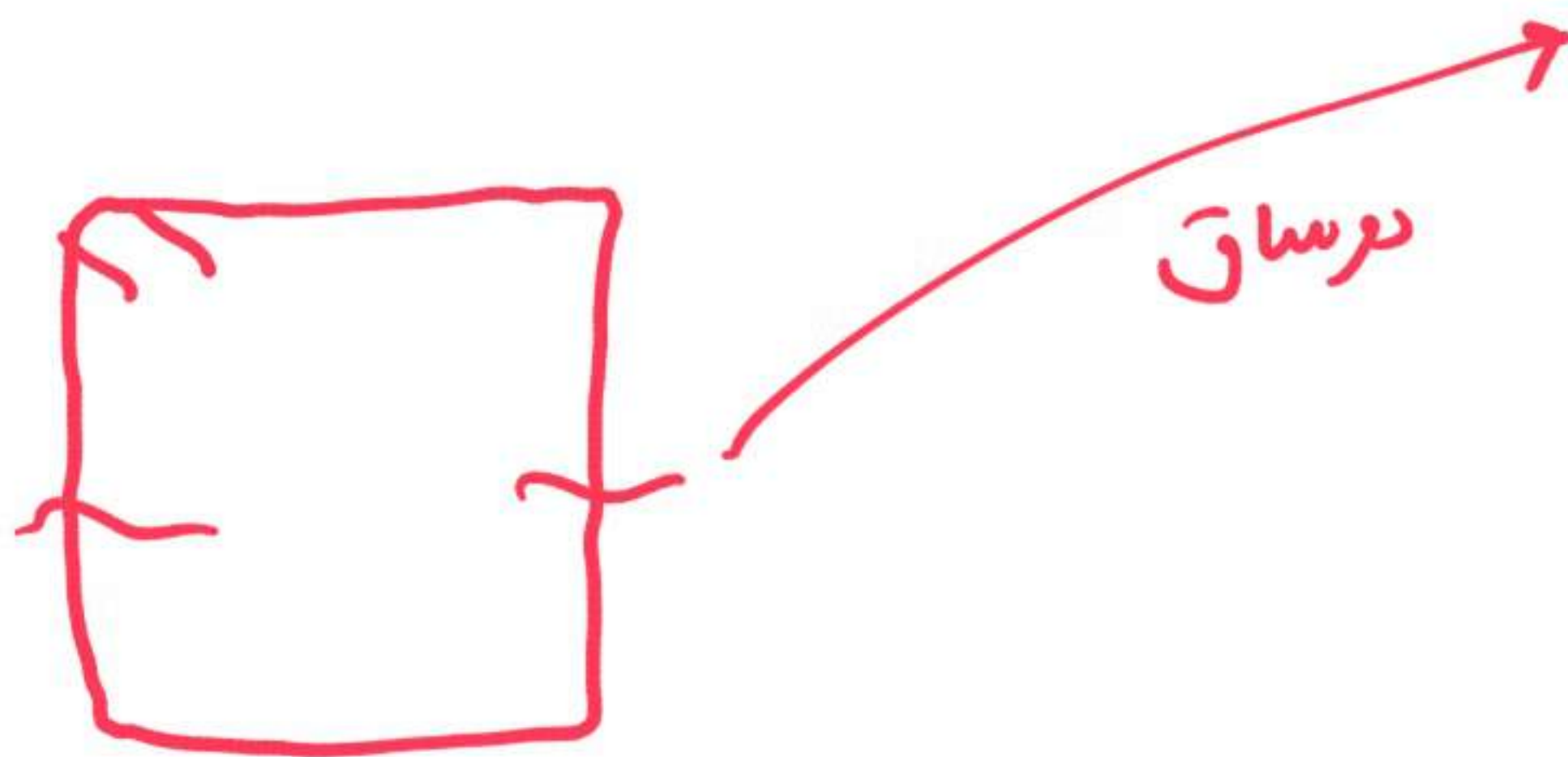
(175)

$$A_g = 40^2 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = 30^2 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{10 \times 30} = \max \begin{cases} 0.3 \times \left(\frac{16}{9} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0.0145 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} \end{cases}$$

$$A_{sh} = 300 \times 0.0145 = 4.375 \text{ cm}^2$$



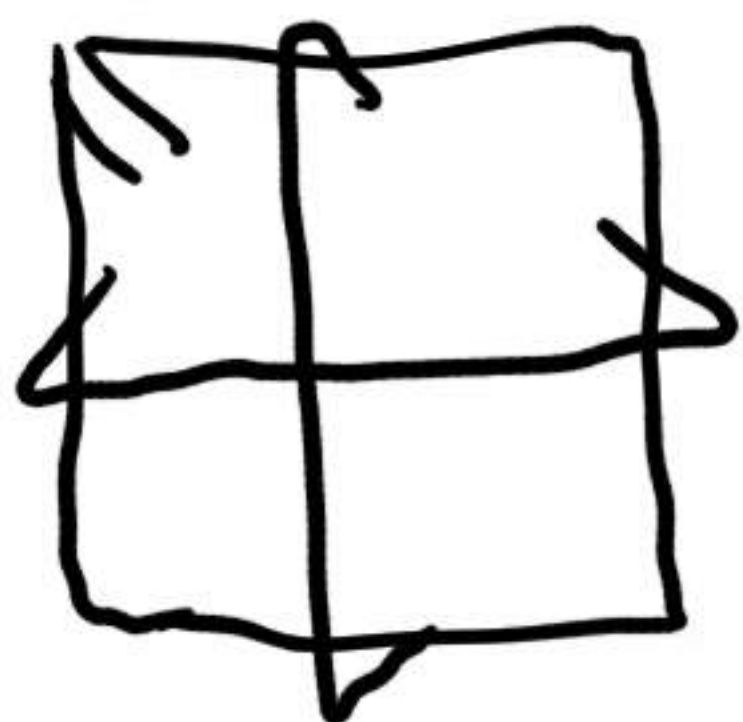
هرساق

$$4.375/2 = 2.18$$

هرساق

برای هرساق Φ 18 @ 100

و 14 @ 100 برای سراساق



176

جلسه شانزدهم

1400.01.21

اداره بحث آرماتور عرضی در ستون با شکل بندی ویژه

(-) اگر $P_u > 0.3 A_g f_c$ و $f_c > 70 \text{ MPa}$ باشد باید علاوه بر معایری
در رابطی قبلی را انتخاب عدالت، رابطی زیرین بر روی و عدالت این سه فرمول در نظر
گرفته شود؟

$$\frac{A_{sh}}{s \times b_c} = 0.2 K_f K_n \times \frac{P_u}{f_{yt} \times A_{ch}}$$

ضریب مقاومت بین

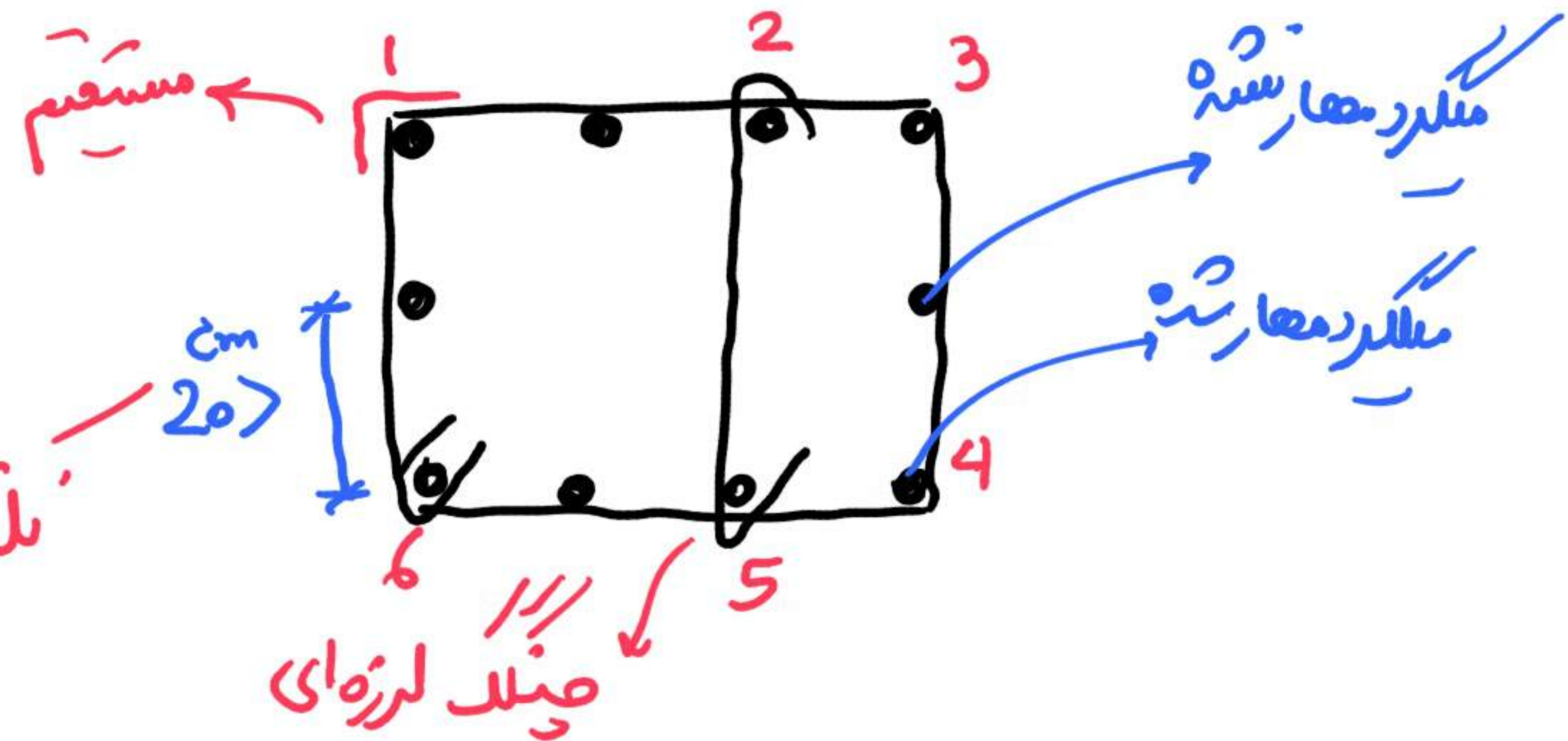
$$K_f = \frac{f_c'}{175} + 0.6 \geq 1$$

ضریب محصور شدن

$$K_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

n_l : تعداد میلگردهای طولی در مقطع
مستطیلی ستون که به وسیله درگیر و
غلاب لوله ای مهار شده اند

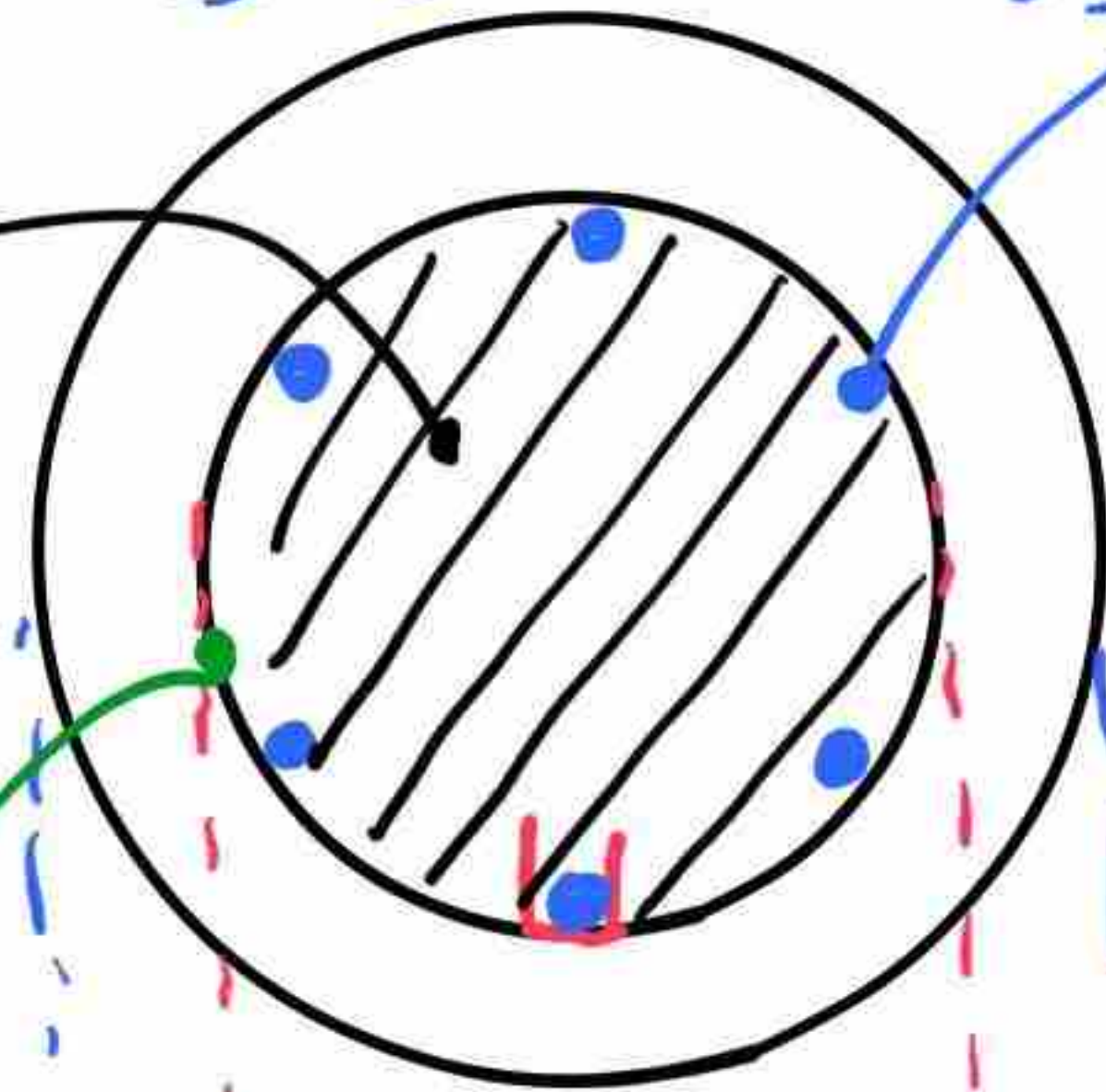
$$K_n = \frac{6}{6-2} = \frac{6}{4} = 1.5$$



نکته: هنگامی که $P_u > 0.3 A_g f_c$ باشد باید تمام مکدرمه‌ها
 طولی در کنج دورگیر و یا قلاب دقت لرزه‌ای باشند.
 در تصویر صرفاً برای مفهوم K_n تمام مکدرمه‌ها کنج این در
 موقعیت قرار گرفته‌اند.

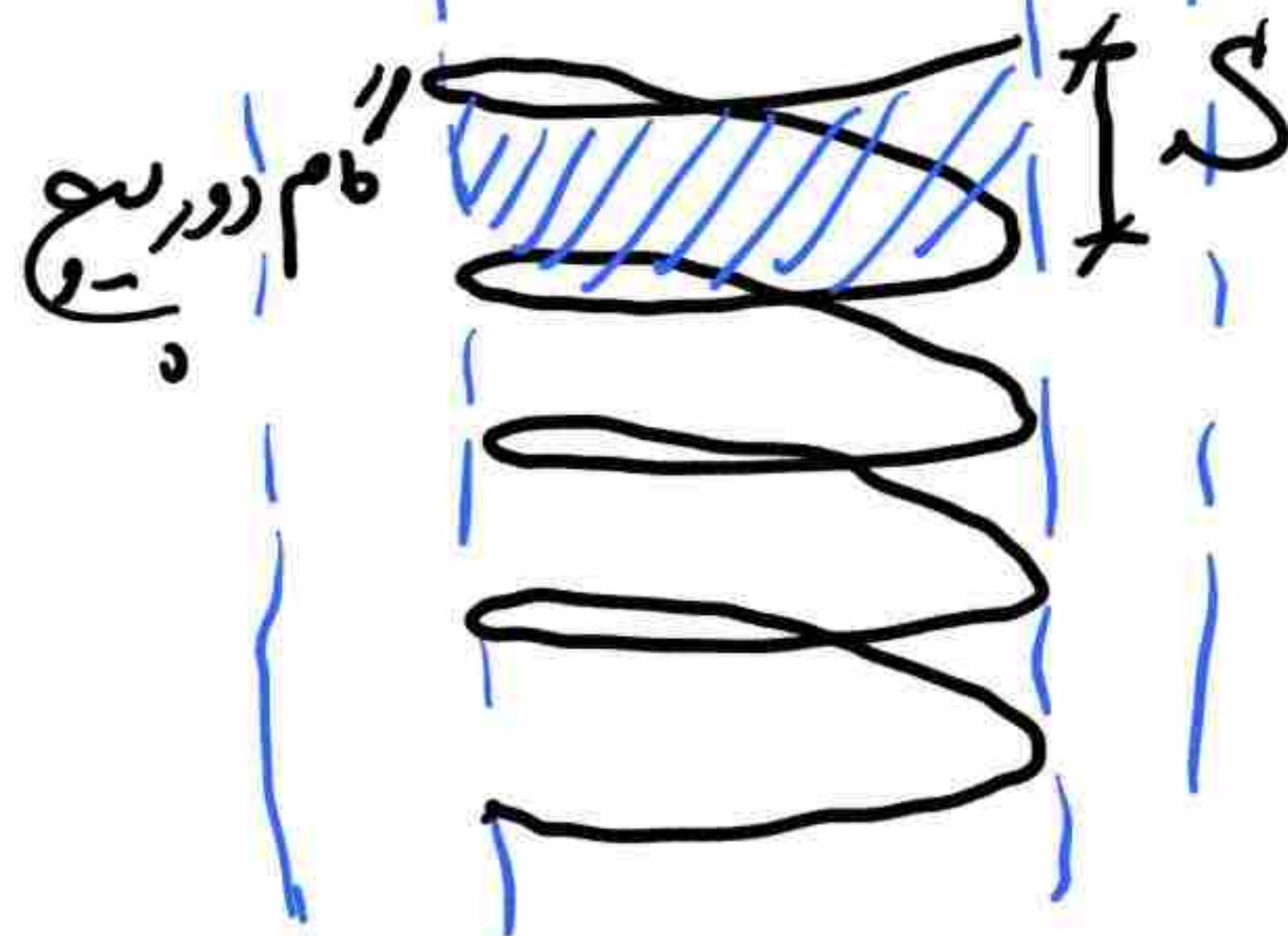
مقابل تعداد سگزر طولی در مقطع دایره 6 است.

قسمت سگزر
دایره ای



مساحت آرمانی دور سگزر
 A_{sp}

D_c



$25 < S < 75$ mm

درصد آرمانی دور سگزر

$$\rho_s = \frac{\text{حجم دور سگزر}}{\text{حجم هسته سگزر}} = \frac{(A_{sp}) \times (\pi D_c)}{(\pi D_c^2 / 4) \times S}$$

آرمانی دور سگزر

فرمول محاسبه
درصد آرمانی دور سگزر

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{D_c \times S}$$

حالت الف: اگر $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$, $P_u < 0.3 A_g f'_c$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times f'_c / f_{yt}$$

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yt}$$

(-) اگر $P_u > 0.3 A_g f'_c$ و $f'_c > 70 \text{ MPa}$ باشد آن‌گاه

$$P_s = 0.35 K_f \times \frac{P_u}{f_{yt} \times A_{ch}}$$

مداخل مقاومت خمشی ستونها

مفهوم اصلی این بخش تعرف ستون می‌باشد و نیز صریح است

به طوری که باید تمام ^{فشی} سترهای منتهی به یک گره 20٪ بیشتر از مقاومت خمشی سترهای منتهی به همان گره در قاب باشد.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

کَلَه: اگر سستی نبند مربوط به سون قوی - تیر ضعیف را ارضا نکند و بعضی چیز استثناءها
نباشد، باید از سیستم باربر جانبی کنار گذاشته شود (نرم افزاری یعنی منحل شود)

اما باید ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰ برای آن رعایت شود

اگر سون قوی - تیر ضعیف
ارضا نشود

اگر $P_u < 0.1 f_c' A_g$ باشد و بعضی سازه هالتر و طبقه و یا سون مربوط به

آیین طبقه در یک ساختمان سه طبقه به بالا باشد، می توان بند ۹-۲۰-۱۰

را برای آن رعایت نکرد اما باید این سون از سیستم باربر لرزه ای کنار گذاشته شود

کل طول
باید ابعاد طولی عرضی برتره برای سون استاده شود.

* اتصال تیر به ستون

مقابل به اندازه
عمق تیر
بعد از محاسبه اتصال
تیر ادامه یابد

تیر ادامه دار

شرط اول
برای ستون

$h_c >$



ادامه داشتن آرماتور
طولی و مقاومت پس
از محاسبه اتصال

محاسبه اتصال

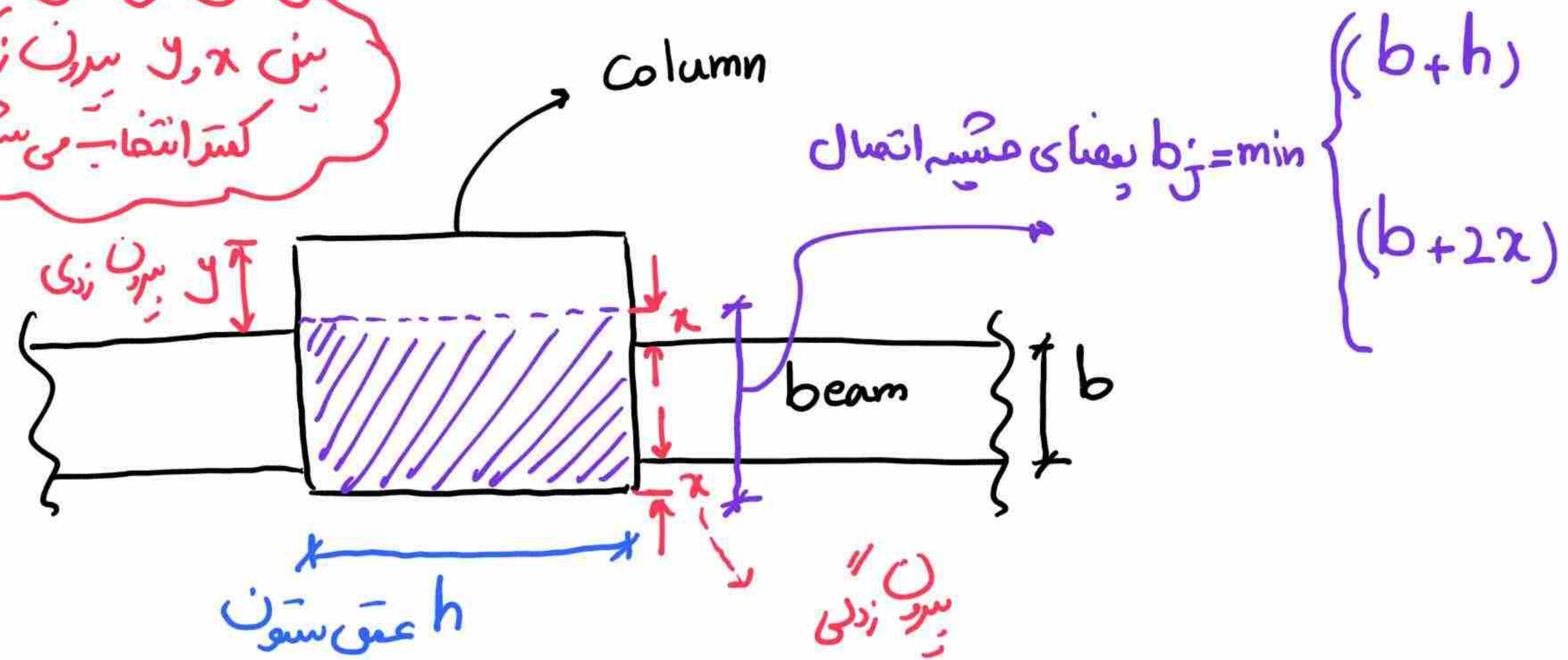
ستون ادامه دار

مقابل به اندازه ارتفاع ستون (عمق ستون)

بعد از محاسبه اتصال ستون ادامه یابد

شرط دوم
برای ستون

بین آردک سرون زردی
کسترا انتخاب می شود



مسابقت هسته اتصال
۳-۲-۴-۱۶-۹

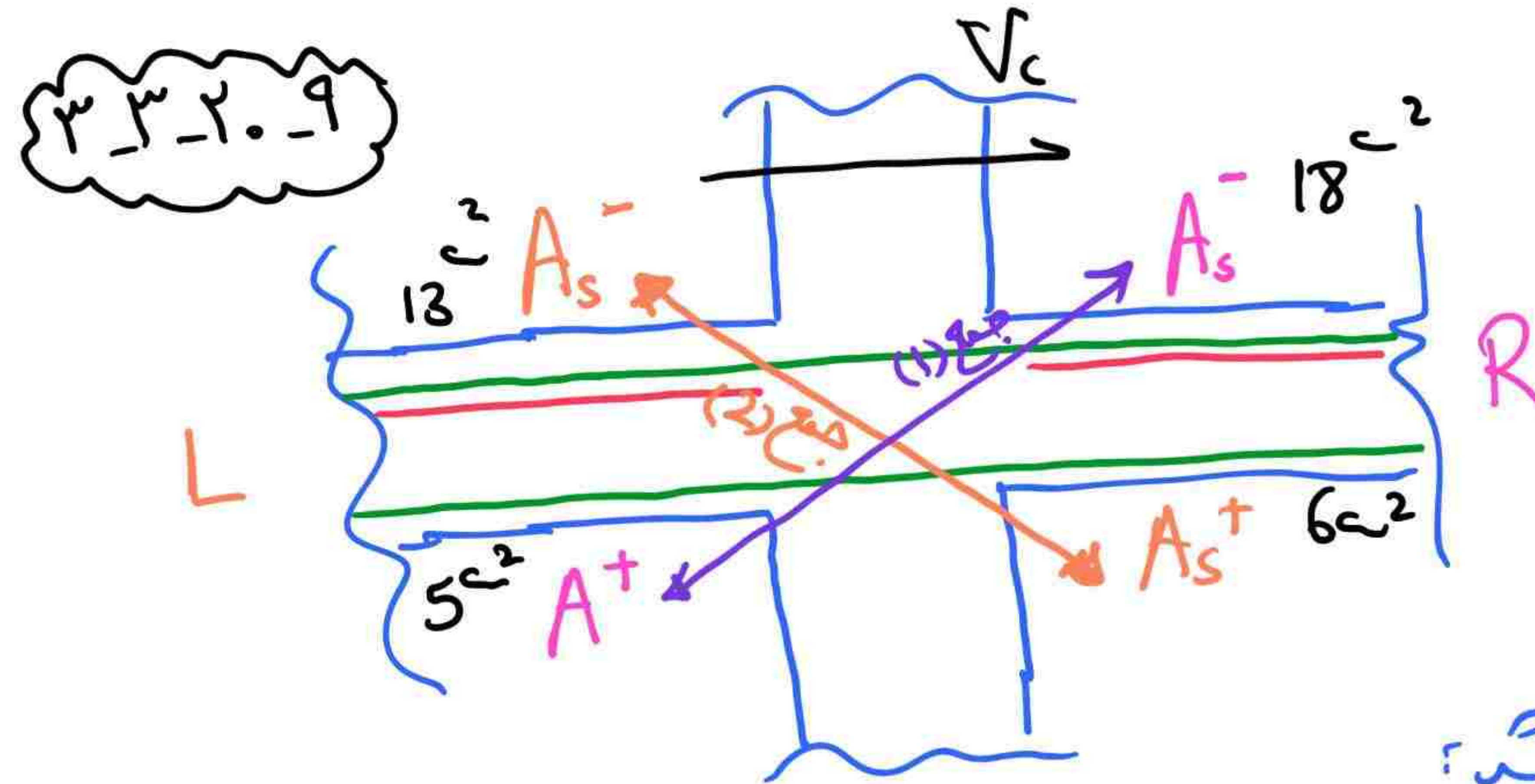
$$A_j = h \times b_j$$

* نیروی هسته‌ای اتصال

مسانه‌ای اگر از دماغه‌های طولی نیز

به صورت چندبندی با هم جمع می‌شوند

و مقایسه می‌شوند هر کدام بیشترند؟



برای شکل پذیر متوسط در f_y و برای شکل پذیری ویژه در $1.25 f_y$ ضرب می‌شوند

و سپس V_c از آن کسر می‌گردد (در عمل به صورت معافه کارانه می‌توان از کم کردن بیش‌ترین صرینظر کرد)

$$V_{u_j} = \left[1.25 f_y \times \begin{Bmatrix} \text{جمع } A_s^{(1)} \\ 1 \\ \text{جمع } A_s^{(2)} \end{Bmatrix} \right] - V_c$$

برای ویژه

(به نسبت ۱.۲۵ ندارد)

* شرایط محصورشدگی چیست؟ اتصال؟

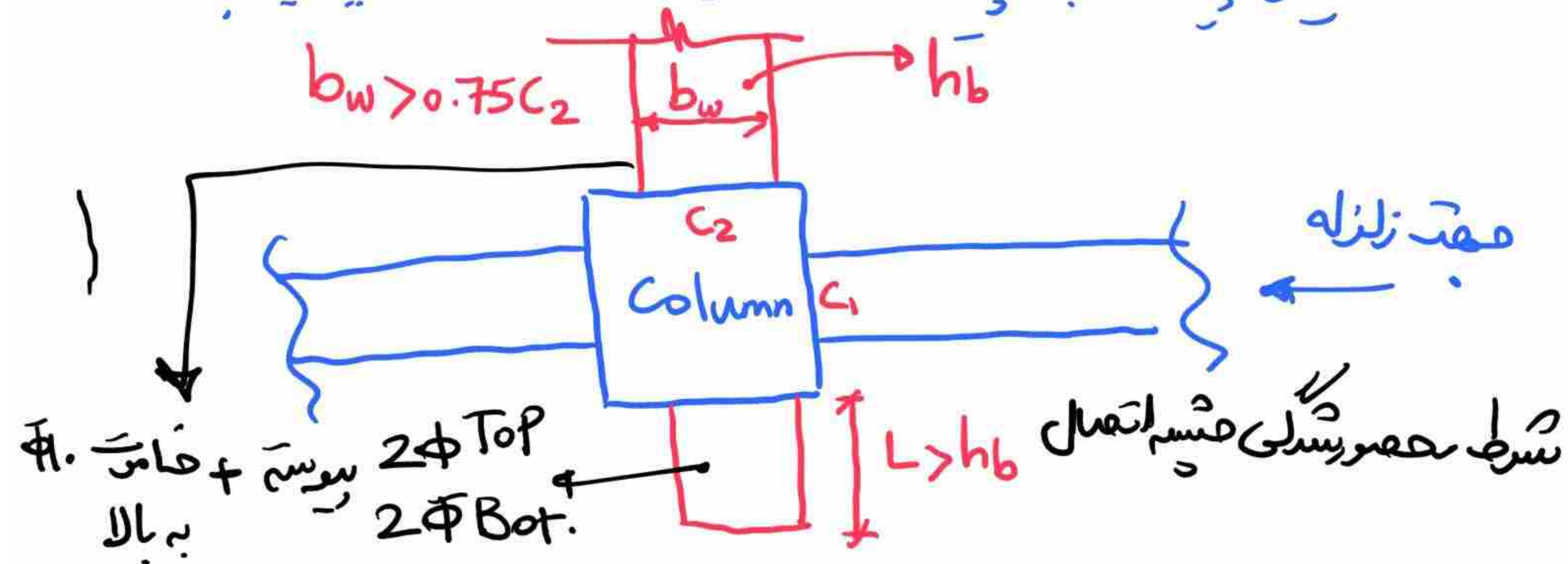
در رابطه اتصال در امتداد عمود بر جهت نیروی زلزله (با مفهوم نیروی) باید دو شرط باشد

زیر موهوب باشد؟

الف) عرض تیرهای عمودی حداقل 0.75 بعد ستونی باشد که آن وارد می شوند

ب) تیرهای عرضی حداقل به اندازه طول یک عمق تیر بعد از رابطه اتصال آرام داشته باشند

ج) تیرهای عرضی حداقل در مسکنر پیوسته در بالای ستون داشته و حداقل دارای خاموت $\Phi 10$ یا بیشتر باشند.



* ظرفیت برشی حسیه اتصال

$$V_{u_j} \leq \phi V_{n_j}$$

$$\phi = 0.75 \text{ شکل ندری متوسط}$$

$$\phi = 0.85 \text{ شکل ندری ویژه}$$

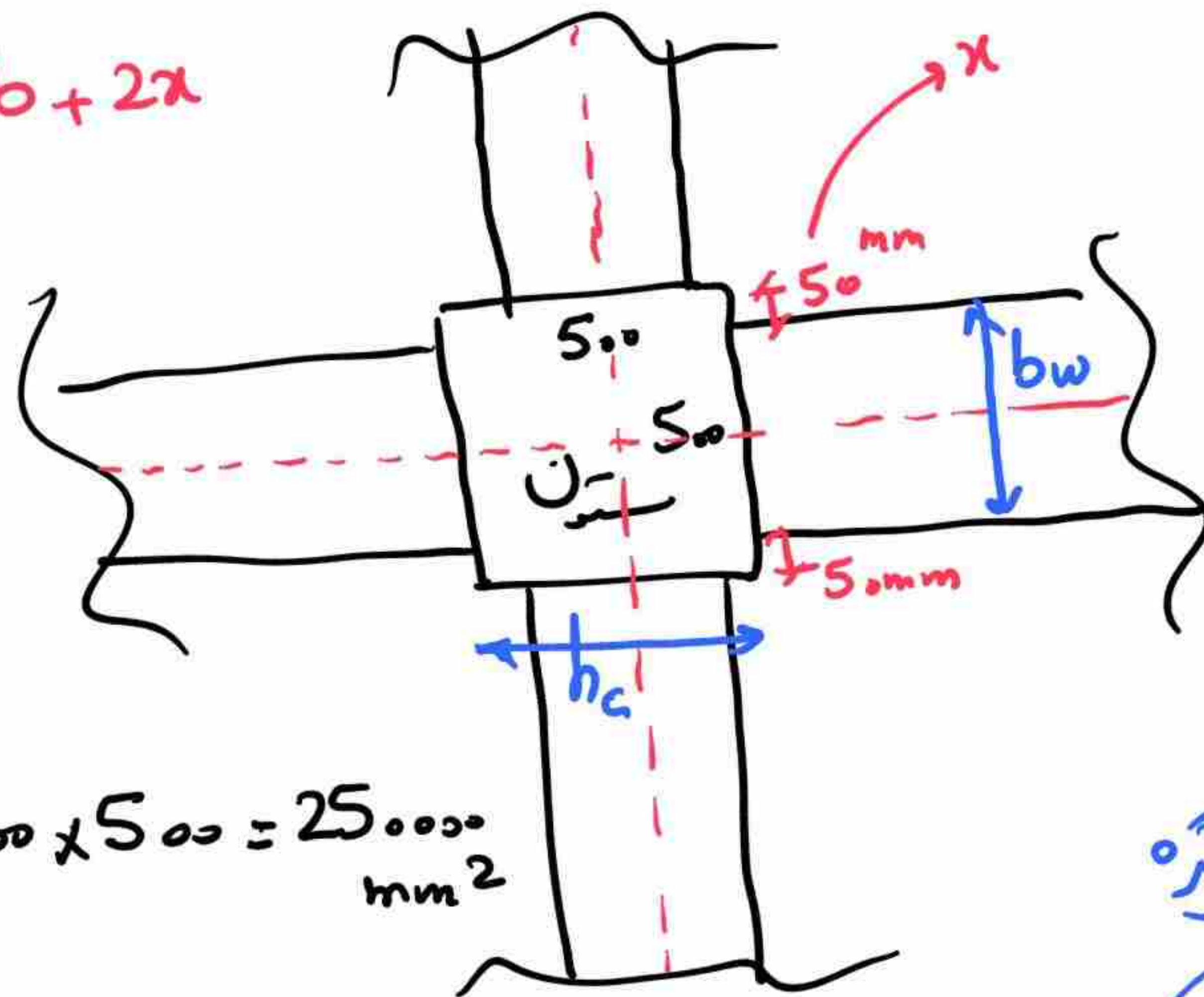
(فاقد شکل ندری یا شکل ندری کم)

مقدار مقاومت اسبی برشی اتصال تیر به ستون برای حالت عادی از جدول ۹-۱۶-۱

و برای شکل ندری متوسط و ویژه از جدول ۹-۲۰-۲ محاسبه می شود.
در این جدول باید به سوت یا اداره دار بودن تیر و ستون و همچنین محصور بودن
حسیه اتصال توجه کرد.

$$b_j = b + 2x$$

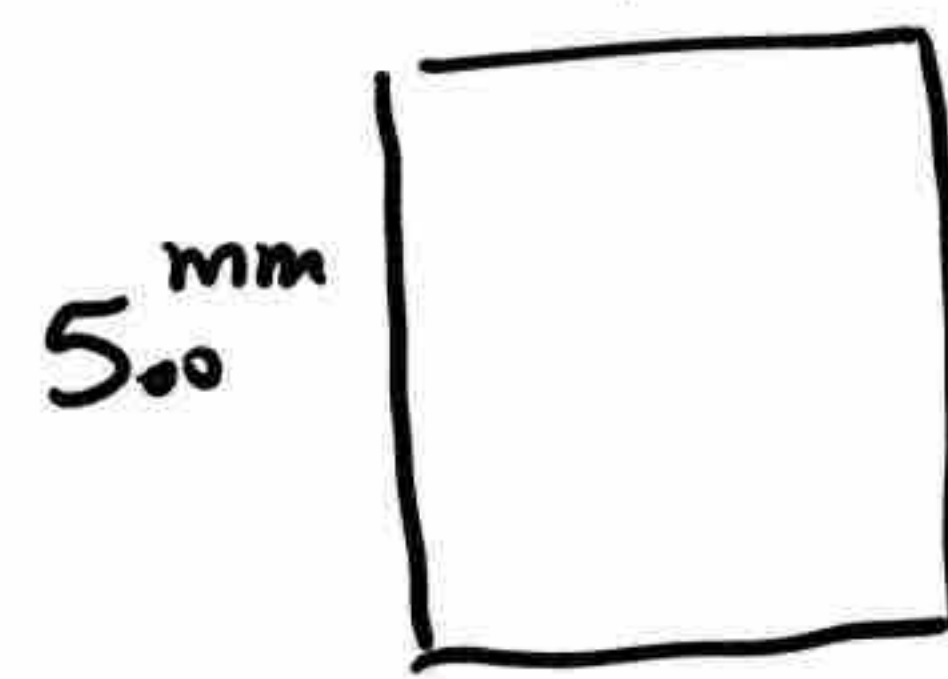
جهت زلزله



$$A_j = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$$

حسابات ۷۷ محاسبات ۱۳۹۶

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



$$f'_c = ?$$

$$V_{uj} = 2300 \text{ kN}$$

کل نیروی دبره

فرض بتن سسته

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow 2300 \times 10^3 \leq 0.85 (1.7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j)$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 6.36$$

$$f'_c \geq 40.4 \text{ MPa}$$

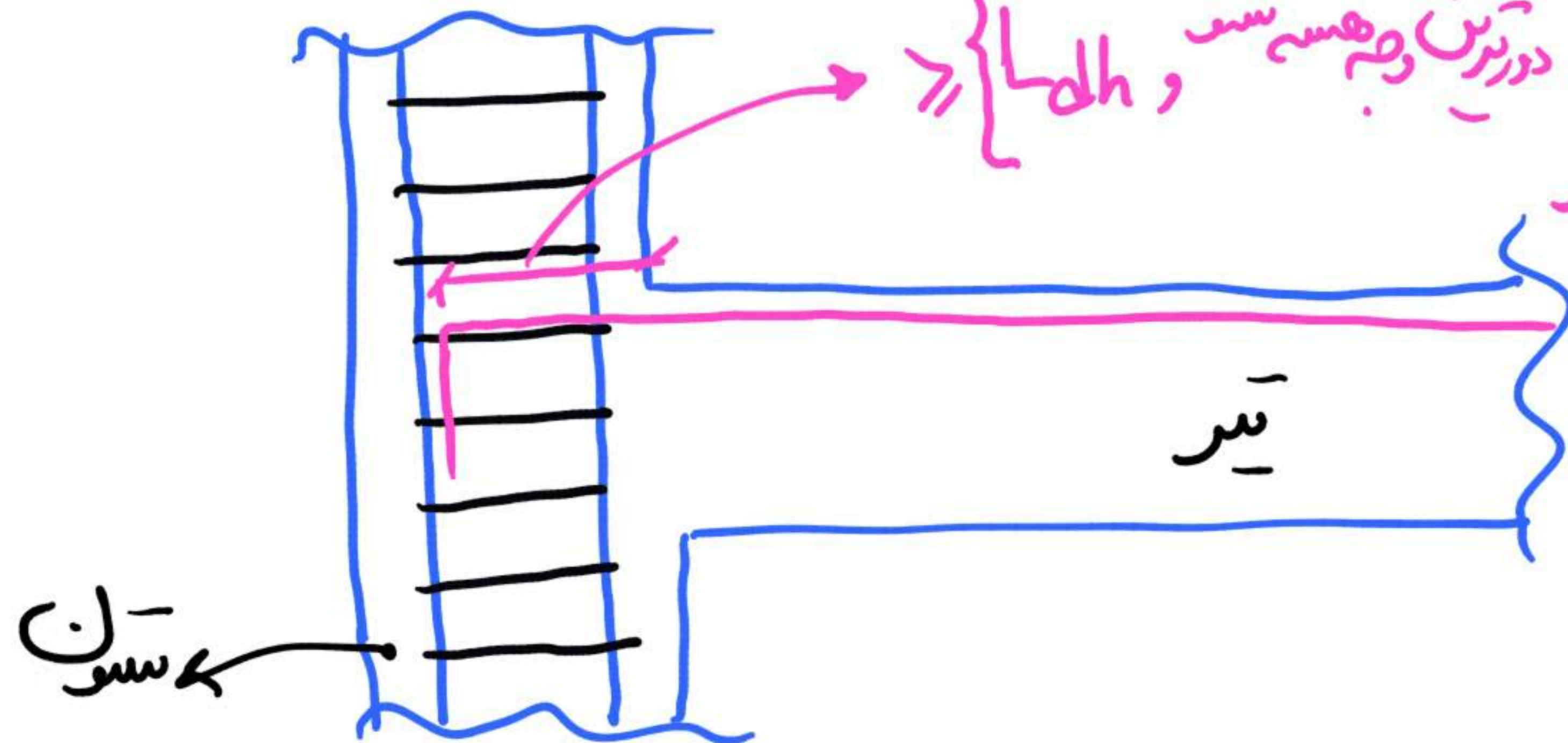
۹-۲۰-۲-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها و تیر

✓ تیرها لشی اگر تیرها طولی با عرض $1.25 f_y$ محاسبه می‌شوند.

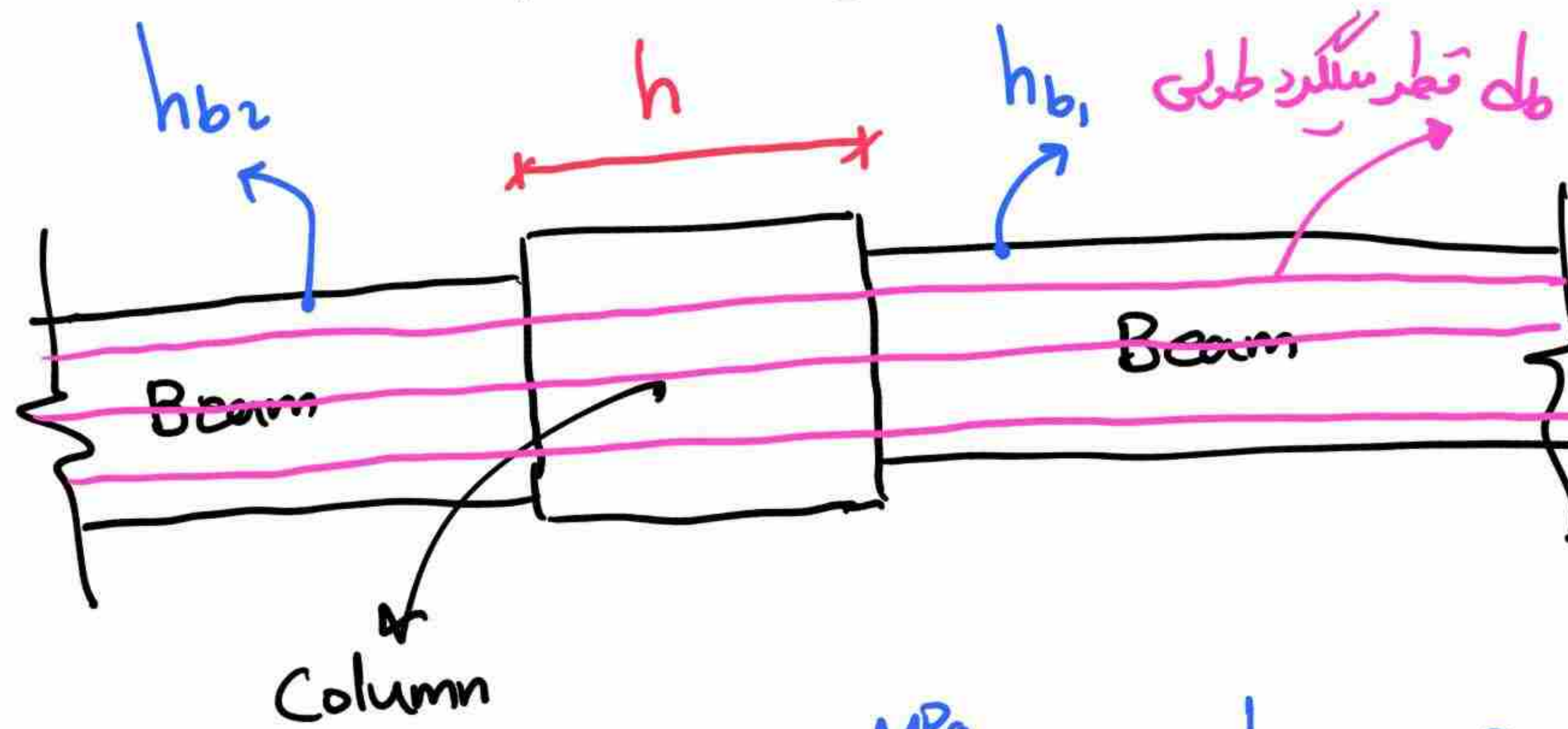
ی // طول معیار میلگرد قلابدار

{ در تیرین و به هسته ستون d_h }

۹-۲۰-۲-۵-۲-۱



۹- ۲۰- ۶- ۵- ۳- ۲- ۱ حداقل طول نامی اتصال سربسته



ضریب تنسب $f_y \leq 420 \text{ MPa} \rightarrow h_{min} = \frac{26db}{\lambda}$

$f_y = 520 \text{ MPa} \rightarrow h_{min} = 26db$

$h_{min} \geq \max \left\{ h_{b1/2}, h_{b2/2} \right\}$

حداقل عرض سربسته
در محل اتصال
"h"
max
الف اگر
ب اگر

۲-۳-۵-۶-۲۰-۹

اگرید سون میانی از مرکز ست با شیارهایی به پهنای حداقل $3/4$ بعد $3/4$
 سون محصور شده با سدی می توان رابطه A_{sh} مربوط به بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴
 را نصف کرد منتهی مقدار S را که برای فاصله کانونیها مطابق زیر تعیین می شود می توان

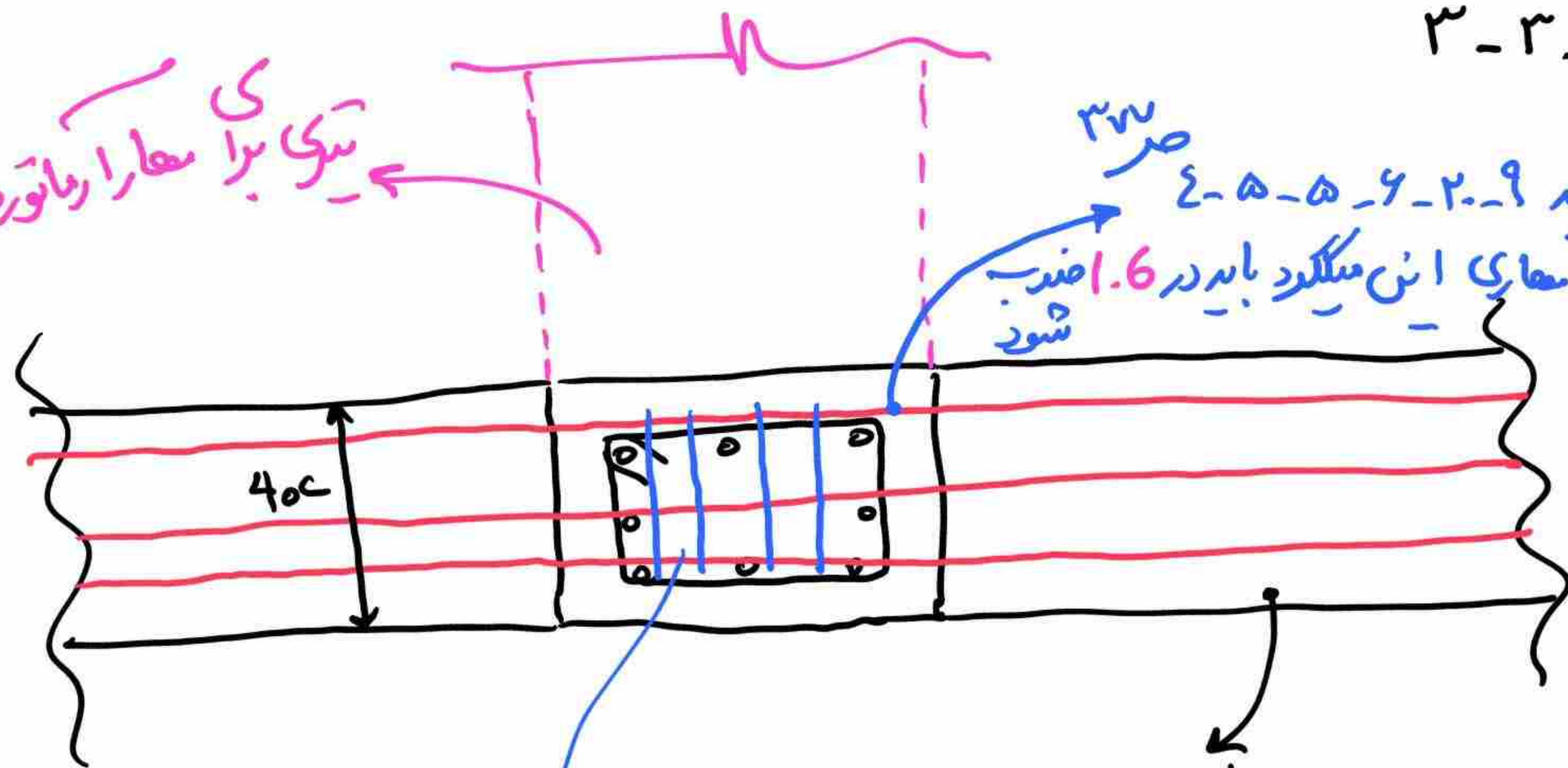
تا 150^{mm} افزایش داد ؟

$$S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1/4 b_{min} \\ 6d_b : f_y = 420 \text{ MPa} \\ 5d_b : f_y = 520 \text{ MPa} \\ S_o = 100^{mm} + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ 150^{mm} \end{array} \right.$$

190

۳-۳-۵-۶-۲-۹

تیری برای مهار را با تیر طولی خارج از هسته تیرین
وارد نشده است



مطابق بند ۲-۹-۶-۵-۵-۲
طول تیری این میگیرد باید در ۱.۶ ضرب شود

خاموشی جهت اتصال میگیرد خارج از هسته به
میگیرد داخل هسته

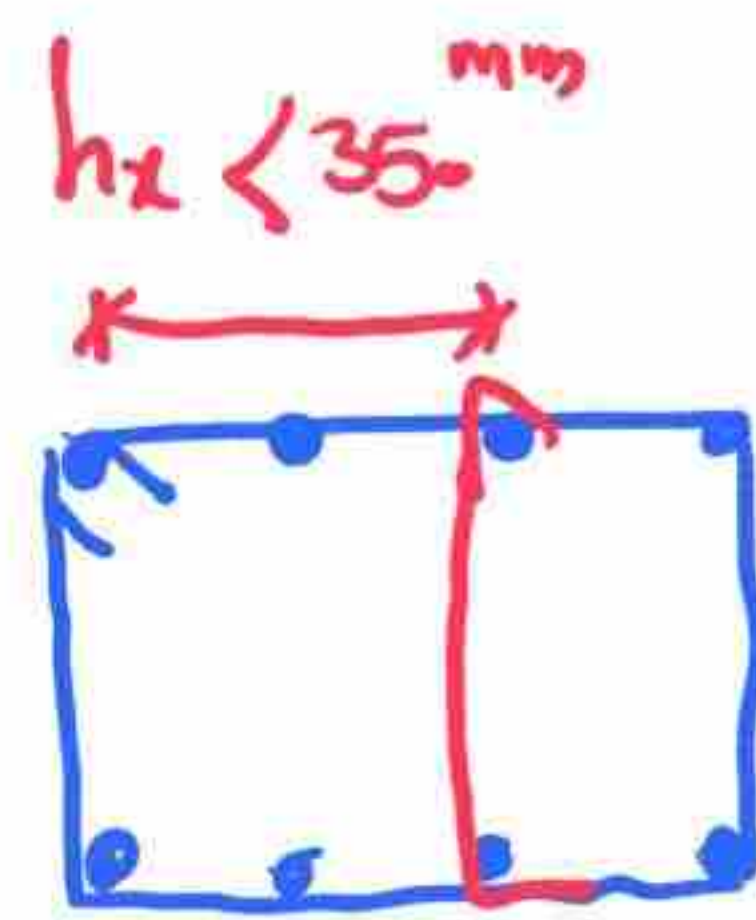
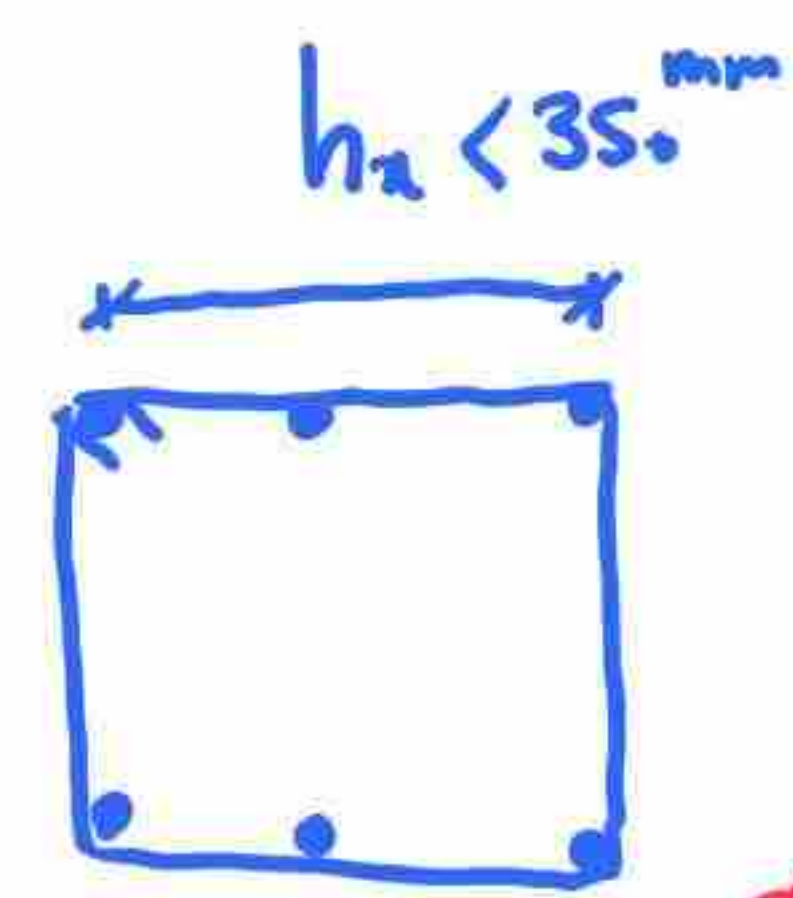
بافتها بند ۲-۳-۵-۶-۲-۹-۲-۹

"دوگانه باشد"

$$S_{max} = \min \left\{ \begin{matrix} d/4, 6\phi_b, 5\phi_b, 150 \text{ mm} \end{matrix} \right\}$$

بارعایت بند ۲-۹-۶-۲-۳-۳

$f_y = 420 \text{ MPa}$ $f_y = 520 \text{ MPa}$



* طول معاری میلگردهای گسسته

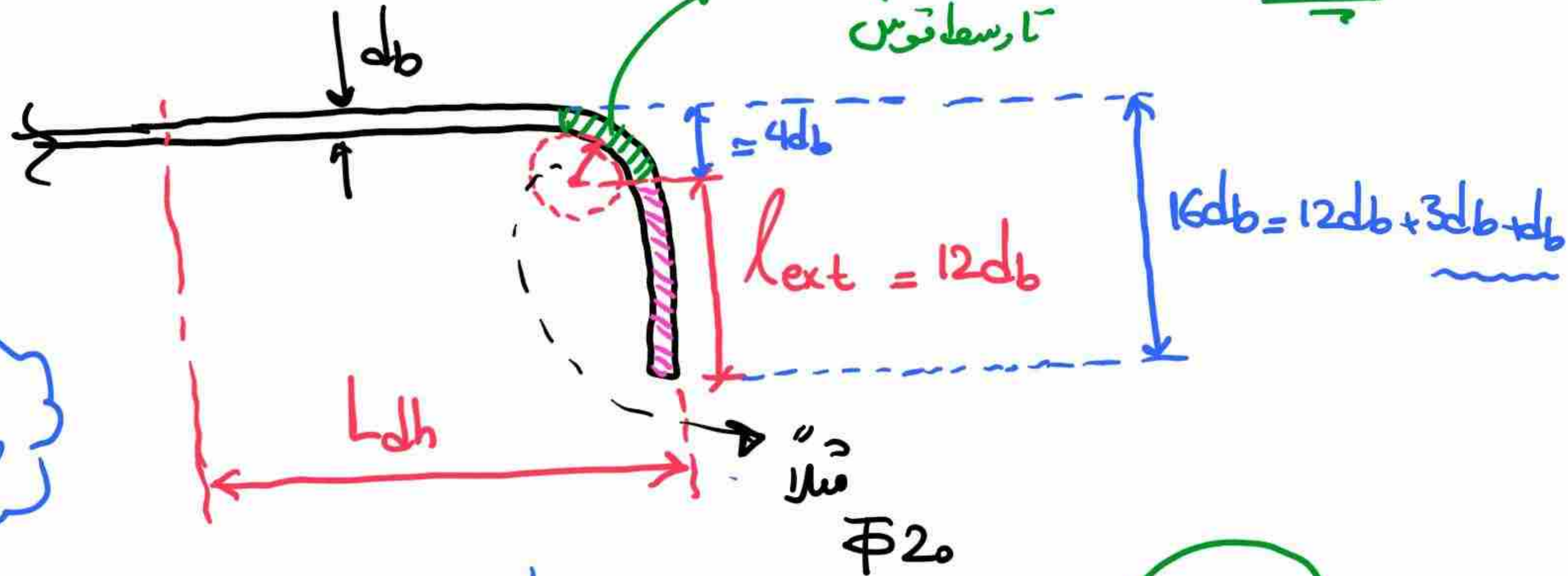
کلمه: اگر تیرها طولی به در شکل مستقیم و دارای قلاب استاندارد (90° , 180°) در لستش مهار می شوند و قلابها بر لبه برای تسهیل آسپری ندارد.

رابطه ای که در فصل 2 به جهت 9 در فصل 9 میلگردها پیاف می شود محافظه کارانه تراز
رابطه ای میلگرد بر اساس فصل 20 است و این یک ایراد اساسی است که باید آن
در ACI نباشد و به دلیل ترقیه به جهت 9 وارد شده است.

کسل قلاب استاندارد 90، 180 برای آرماتورها طری در جدول 9-21-1 صدای صفحات شده است

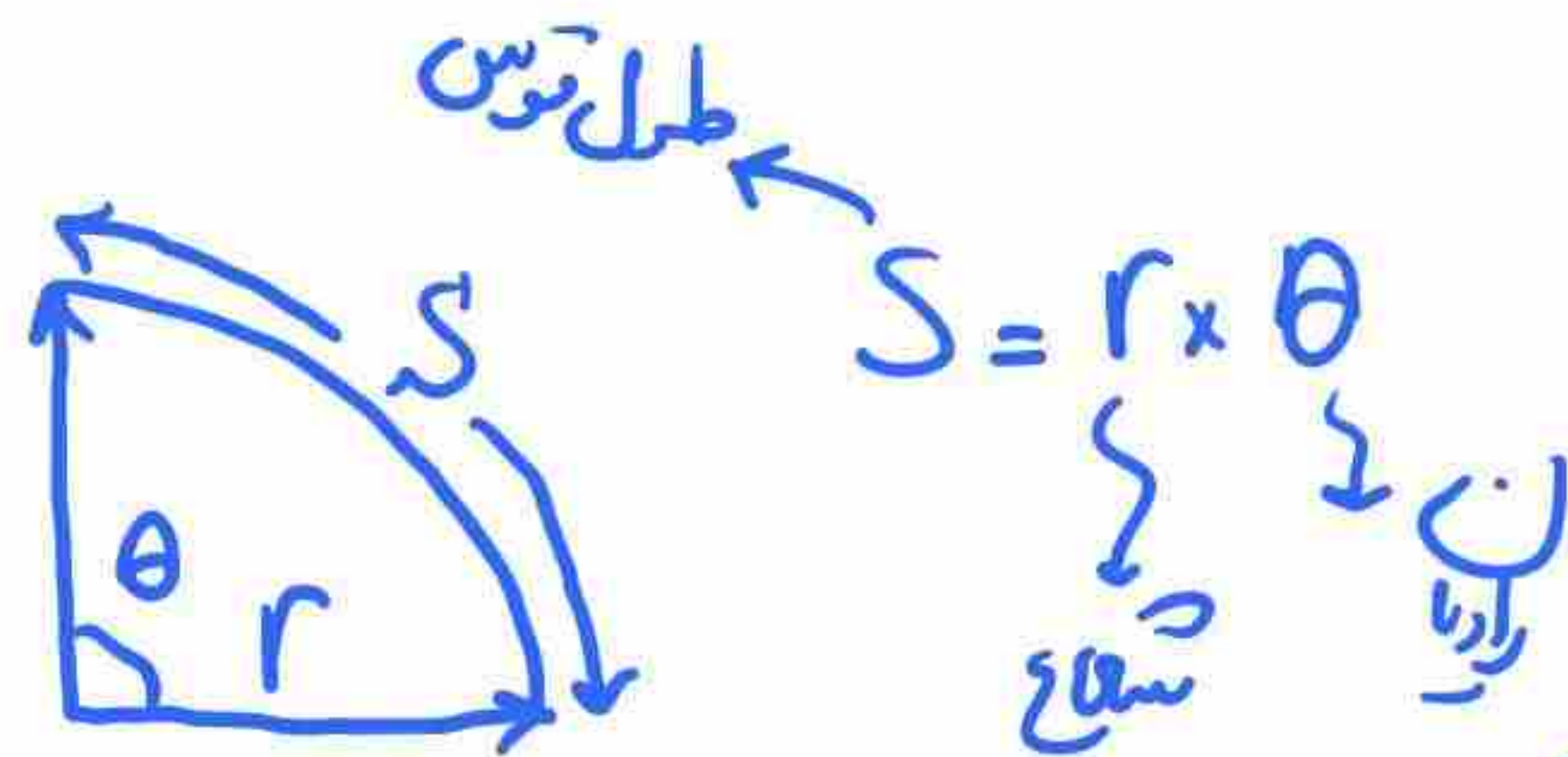
$$\text{طول قوس} = (3.5d_b) \times \pi/2 = \underline{5.5d_b}$$

تارسط قوس



رادیان = $\frac{\pi}{180} \times \text{زاویه}$

3d_b : شعاع داخلی خم
6d_b : قطر داخلی خم



رادیان = $\pi/2 \times r$

محیط دایره = $2\pi r$
 $\theta = \pi/2$

طول‌های میلگرد قلابدار مطابق
صواب‌ها شکل زیری و زیره

$$L_{dh} = \left(\frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right)$$

f_y MPa d_b mm f'_c MPa

(رابطه ۹-۲۰-۱۱)
 شکل زیری و زیره

$$(L_{dh})_{min} \geq \max \{ 150^{mm}, 8d_b \}$$

✓ ضم قلابها باید به‌سخت داخل هسته ستن باشد (هسته عضوین اکری)

$$L_{dh} = \begin{cases} 2.5 L_{dh} \\ 3.25 L_{dh} \end{cases}$$

طول‌های میلگرد مستقیم در گسش

حداقل 300 mm بین درزبر میلگرد
 در یک مرحله ریخته شده باشد

میلگردها قائم
 ستن در دیوار برشی
 رابین تیرها دفن‌شده

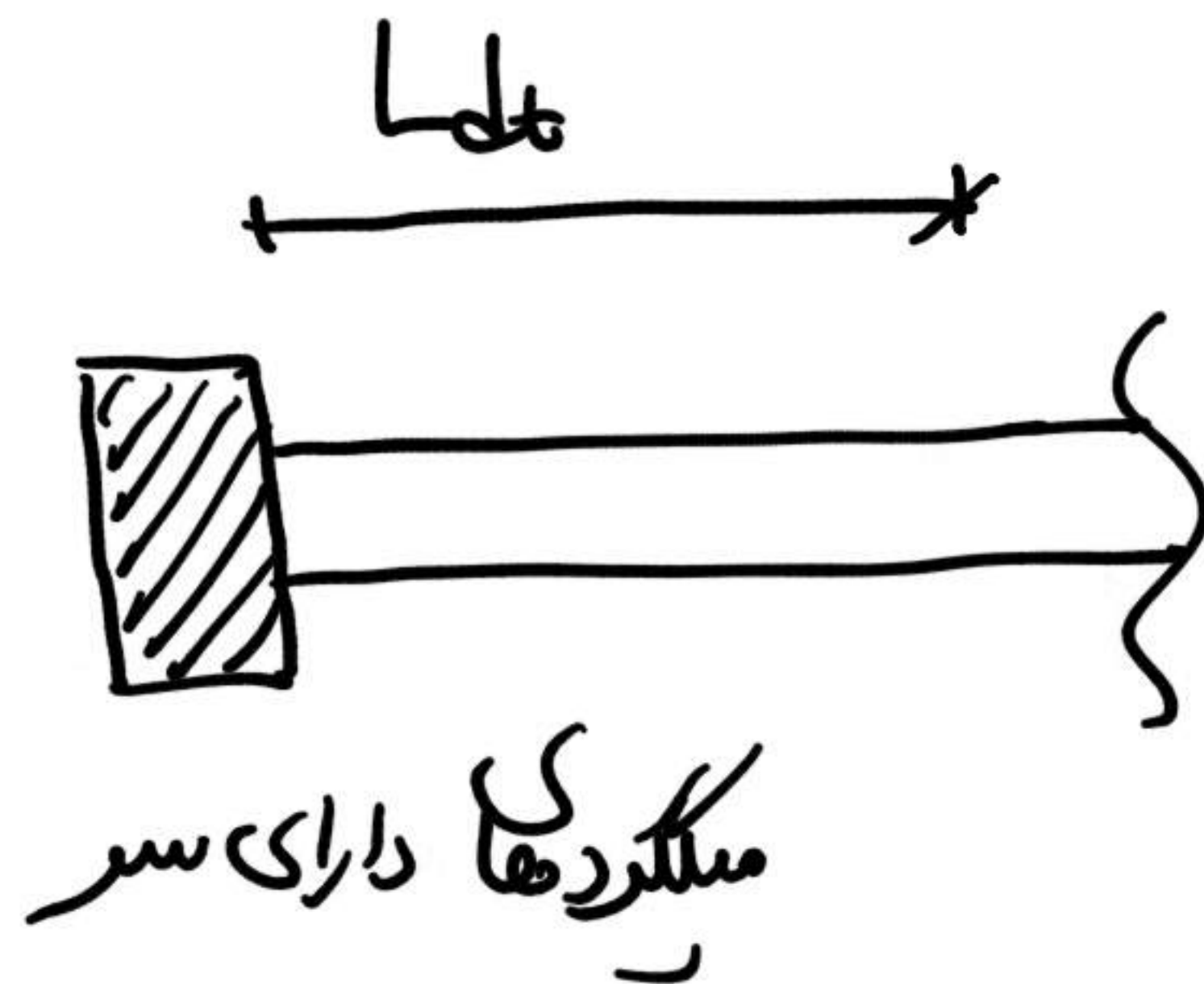
حداقل 300 mm بین درزبر میلگرد
 در یک مرحله ریخته شده باشد

میلگردهای بالای
 سر فونداسیون
 به‌سخت ارتفاع بیش از 350 mm

✓ برای میگردها دارای سر باید طول مهار از رابطه

$$L_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \times \frac{0.032 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b^{(1.5)} \geq \max \{ 8d_b, 150^{mm} \}$$

رابطه ۹-۲۱-۲
ص ۲۱

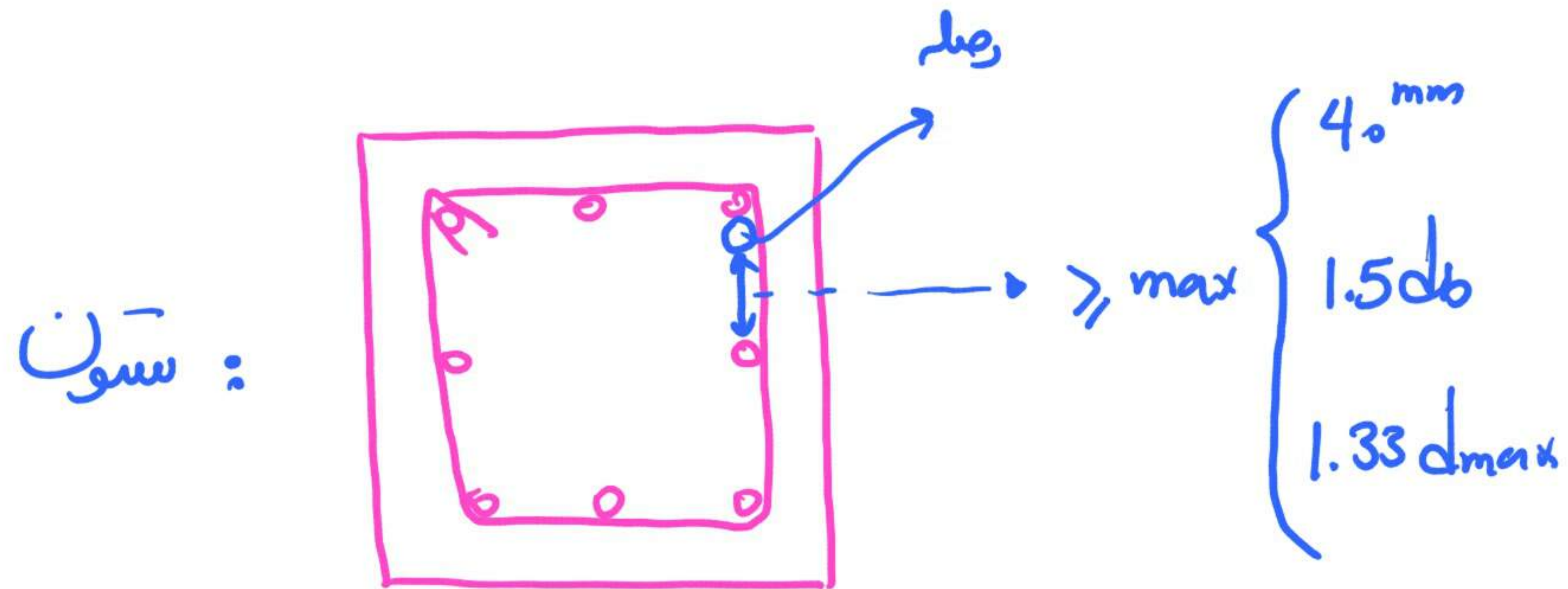
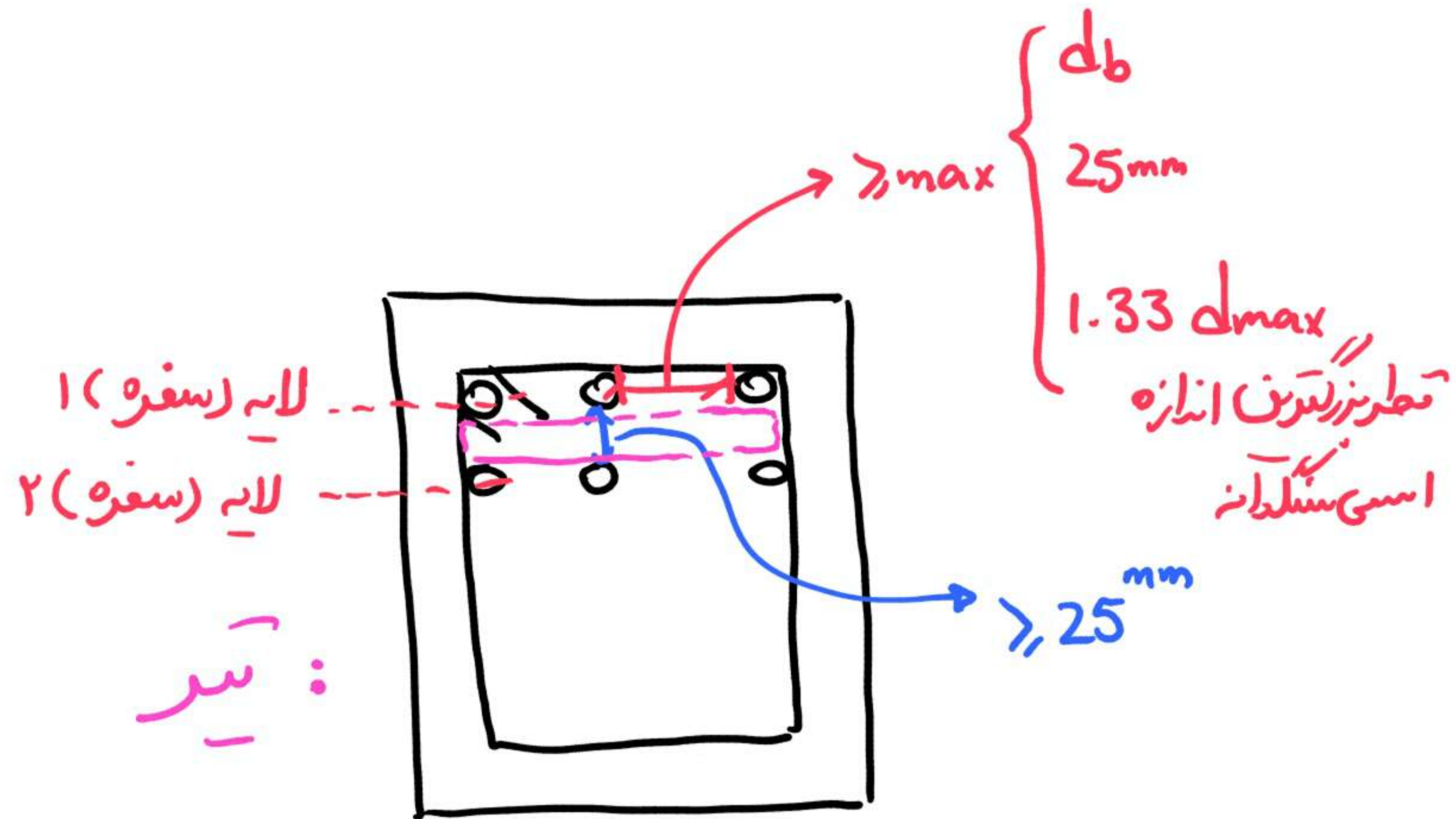


در شکل بند و تیر باید در ۱.۲۵ ضرب شود.

✓ فاصله میز تا میزین میگردها نباید
از $3d_b$ کمتر باشد.

* طول معاری سنگرد (نصل ۲۱)

۹ - ۲۱ - ۲ - ۱, ۲
فاصله آزاد سنگردها



جدول ۹-۲۱-۲ قلاب استاندارد برای خاموتها ص ۴۲۳

۹۰° ، ۱۳۵° ، ۱۸۰°

حاصل ضرب این در باید کمتر از ۱.۷ باشد

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b$$

* طول گلبیری میلبردها ابعاد در لیس (مستقیم) $\geq 300^{mm}$

ضرایب در جدول ۹-۲۱-۳ ص ۴۲۷

سطح مقطع کل آرماتورها عرضی

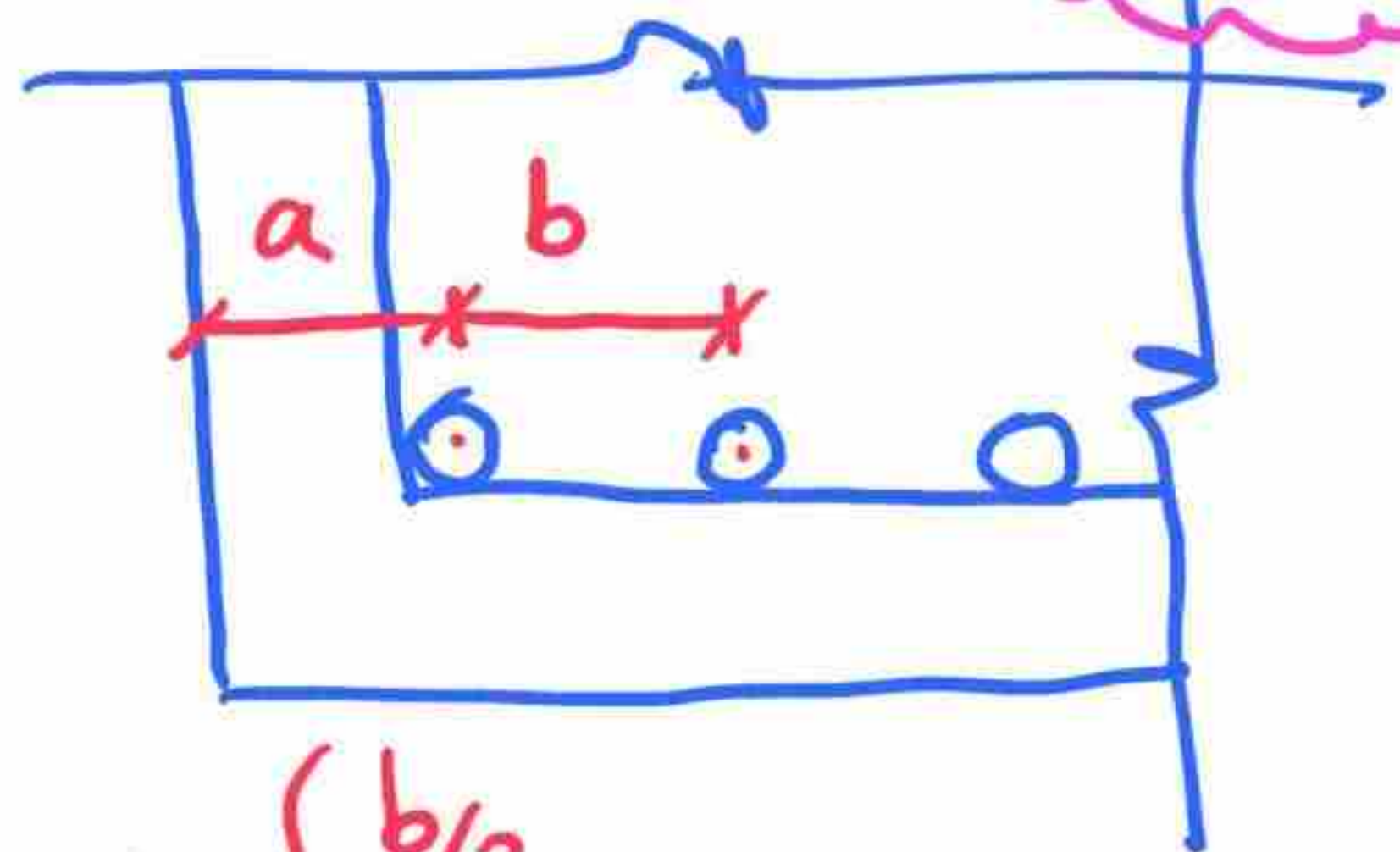
$2.5 \geq$

می توان فرض کرد $K_{tr}=0$

ساختن آرماتور عرضی

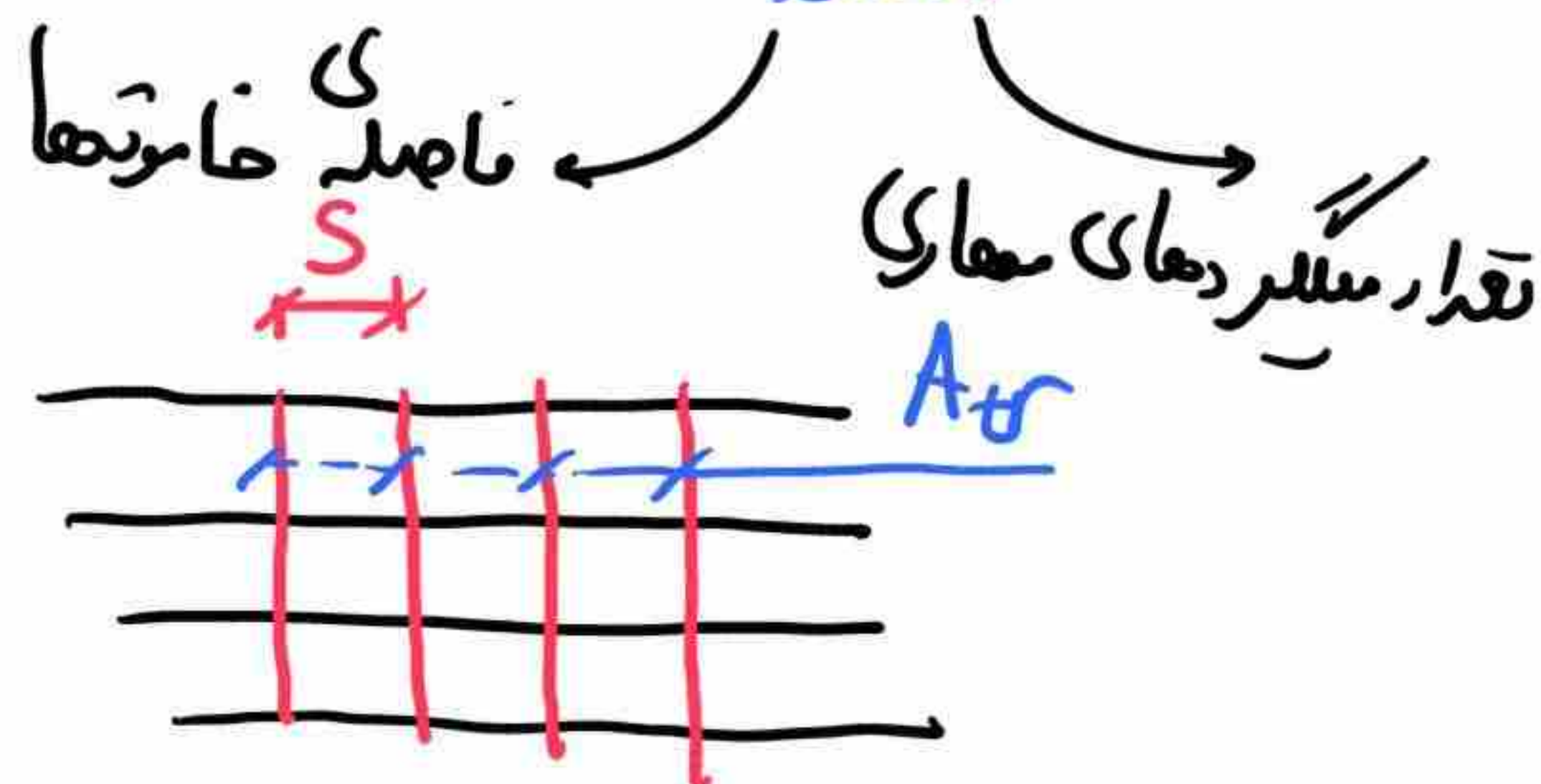
$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{S \times n}$$

تعریف C_b



$$C_b = \min \begin{cases} b/2 \\ a \end{cases}$$

تعداد میلبردهای $n=4$



فاصله خاموتها

تعداد میلبردهای معای

برای $\Phi 20$: ۱
 برای $\Phi 18$: ۰.۸

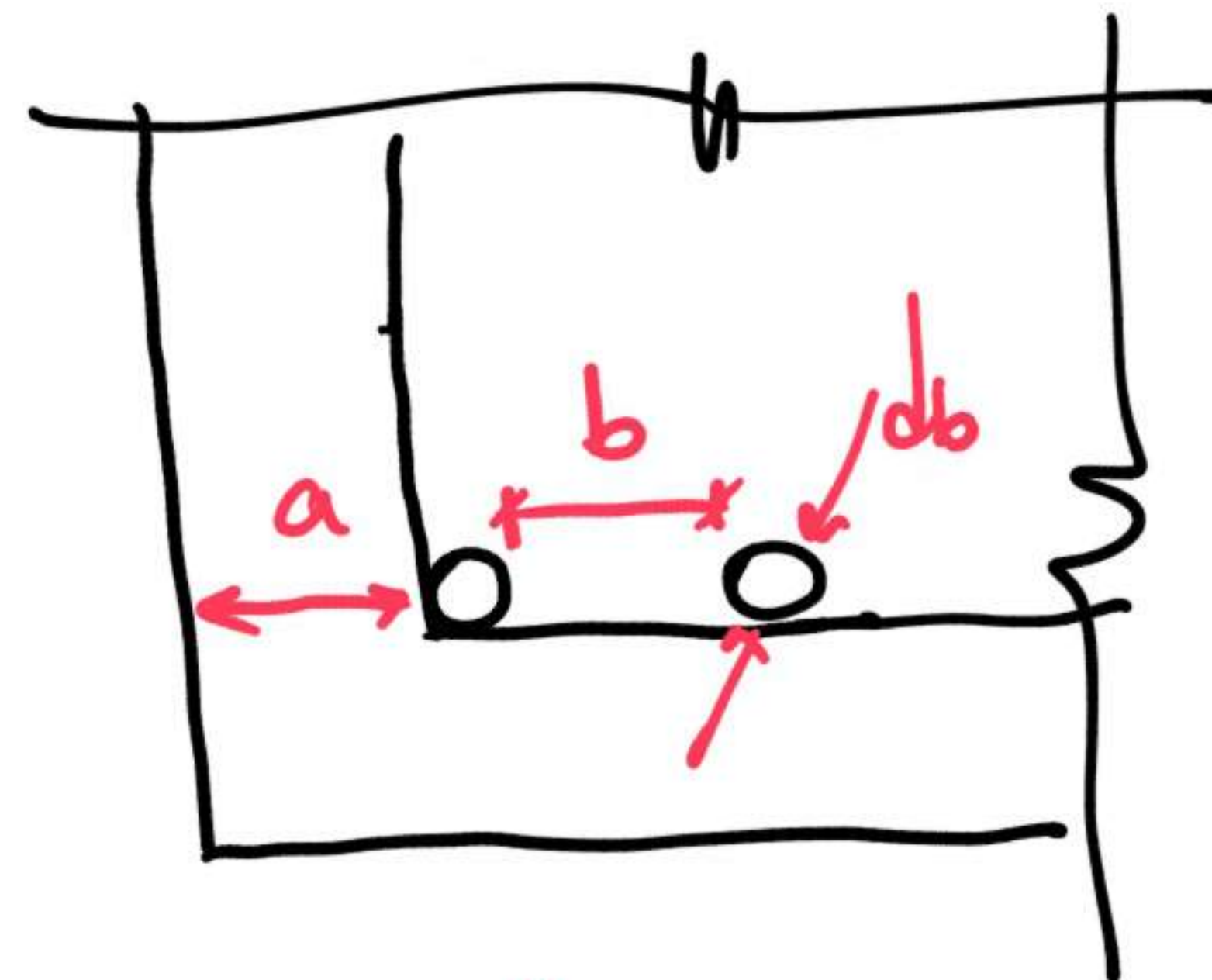
میلگرد اتقی با ۱.۳
 ۳۰۰ mm بتن تازه زیر آن

سایر حالات ۱.۰

تن سبک ۰.۷۵
 بتن معمولی ۱.۰

$$f_y \leq 420 : \perp$$

$$f_y : 520, 500 : 1.15$$



۱.۵ و دارای ریش $a < 3b$
 ماده $b < 6a$

۱.۲ دارای ریش
 یکی از شرایط
 نتایج نقض شود

۱.۰ فاقد ریش

ψ_g و ۰.۰۵

ψ_e ایوکی و اندر

۰.۰۵ حد شرایط با هم
 آن ماده

* بررسی تست محاسبات 93

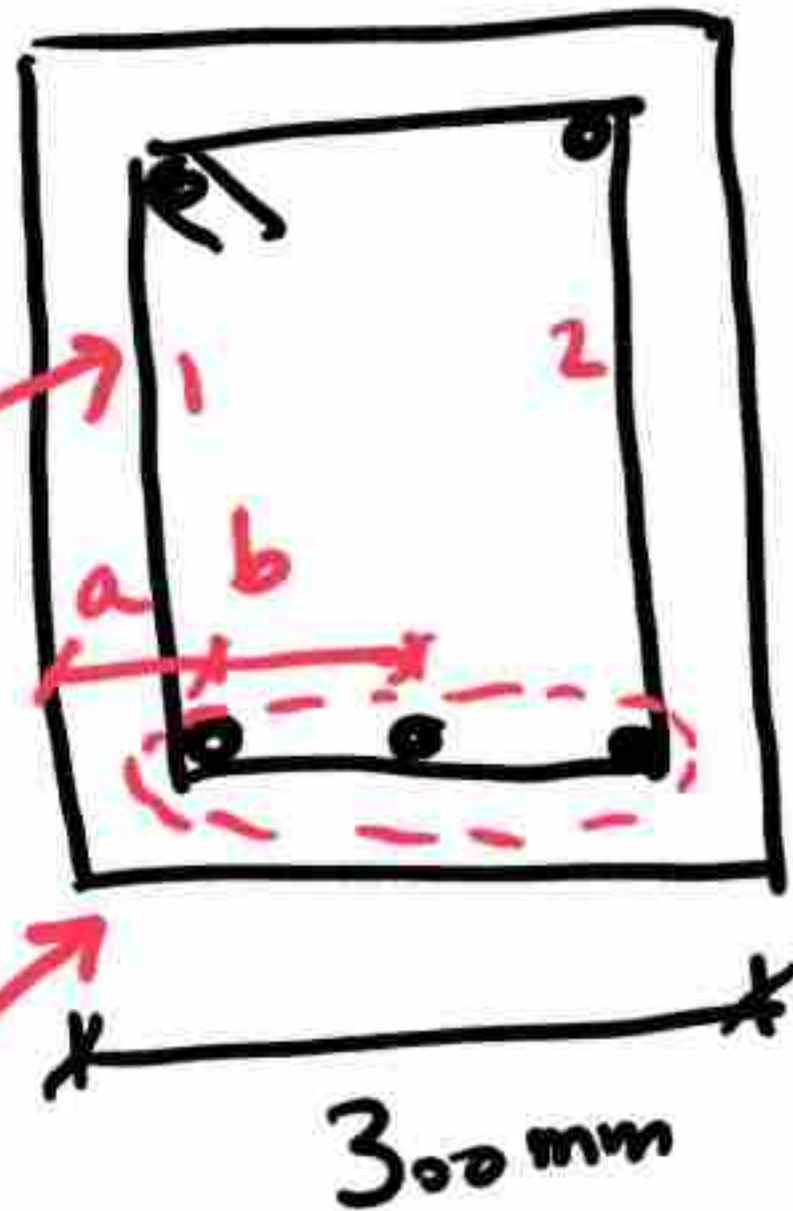
3 Φ 25 لستی $f_y = 400 \text{ MPa}$

cover = 50 mm

$f_y = 340 \text{ MPa}$ خارج

$\Phi 12$ و 15 mm خارج

$\Phi 12 = 113 \text{ mm}^2$



$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = ?$$

$$C_b = \min \begin{cases} a \\ b/2 \end{cases}$$

$$a = 50 + 12 + \frac{25}{2} = 74.5$$

$$300 - 3(25) - 2(50) - 2(12) = 101 \text{ mm}$$

نامنه آزار

$$\frac{101}{2} = 50.5$$

بین دو میلگرد

$$b = \text{مركز به مركز} = 25 + 50.5 = 75.5$$

$$C_b = \min \begin{cases} 74.5 \\ \frac{75.5}{2} = 37.75 \end{cases} \text{ mm}$$

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{S_{xn}} = \frac{40 \times (2 \times 113)}{150 \times 3} = 20$$

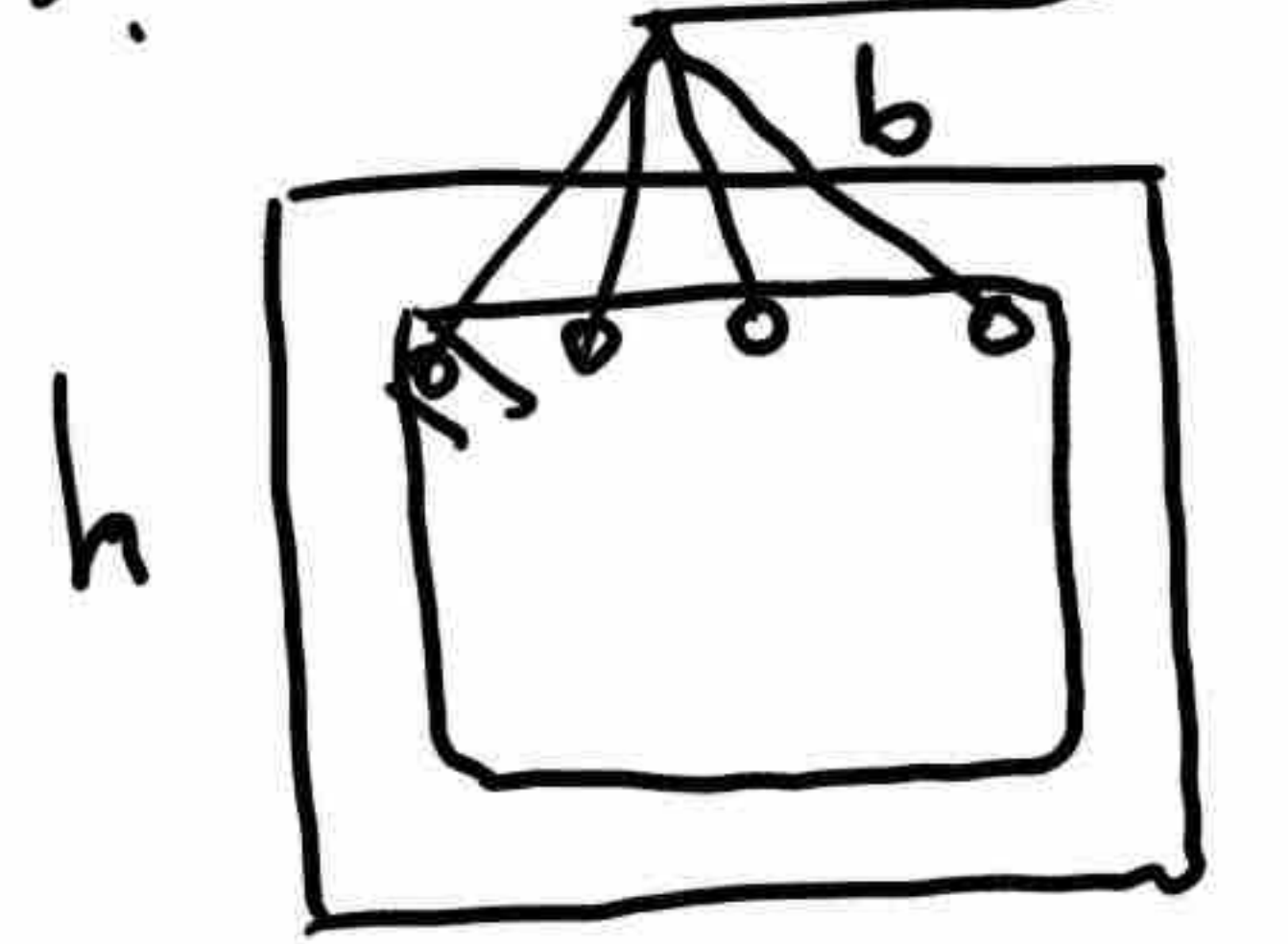
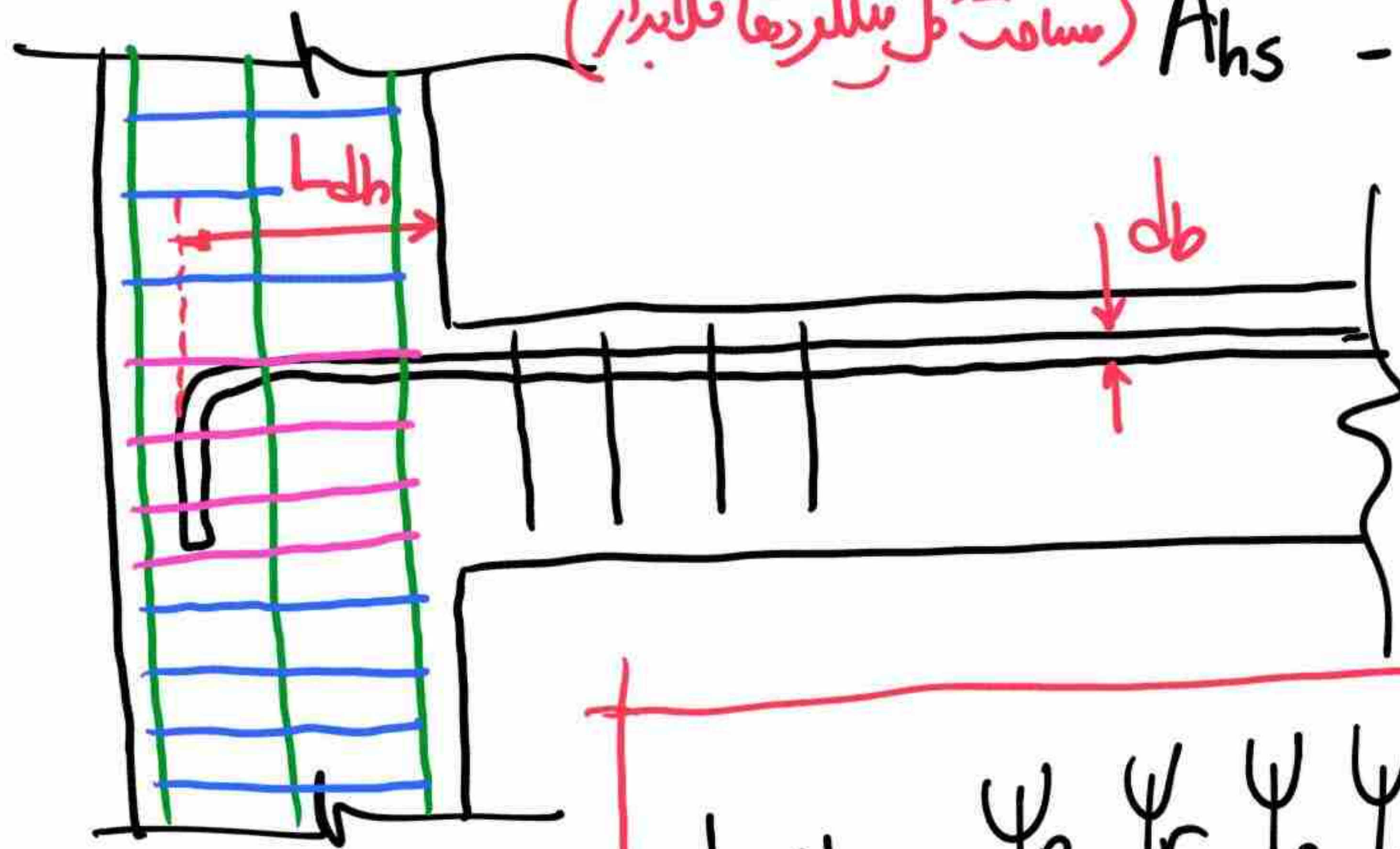
$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{37.75 + 20}{25} = \boxed{2.31}$$

۱۵۰۰, ۲, ۵

حلبه مربع

ارائه بحث طولهای میلگرد - میلگرد قلابدار در گسش

میلگردهای طولی قلابدار در گسش - A_{hs} (مساحت کل میلگردهای قلابدار)



Beam section

$$L_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \times \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b^{(1.5)}$$

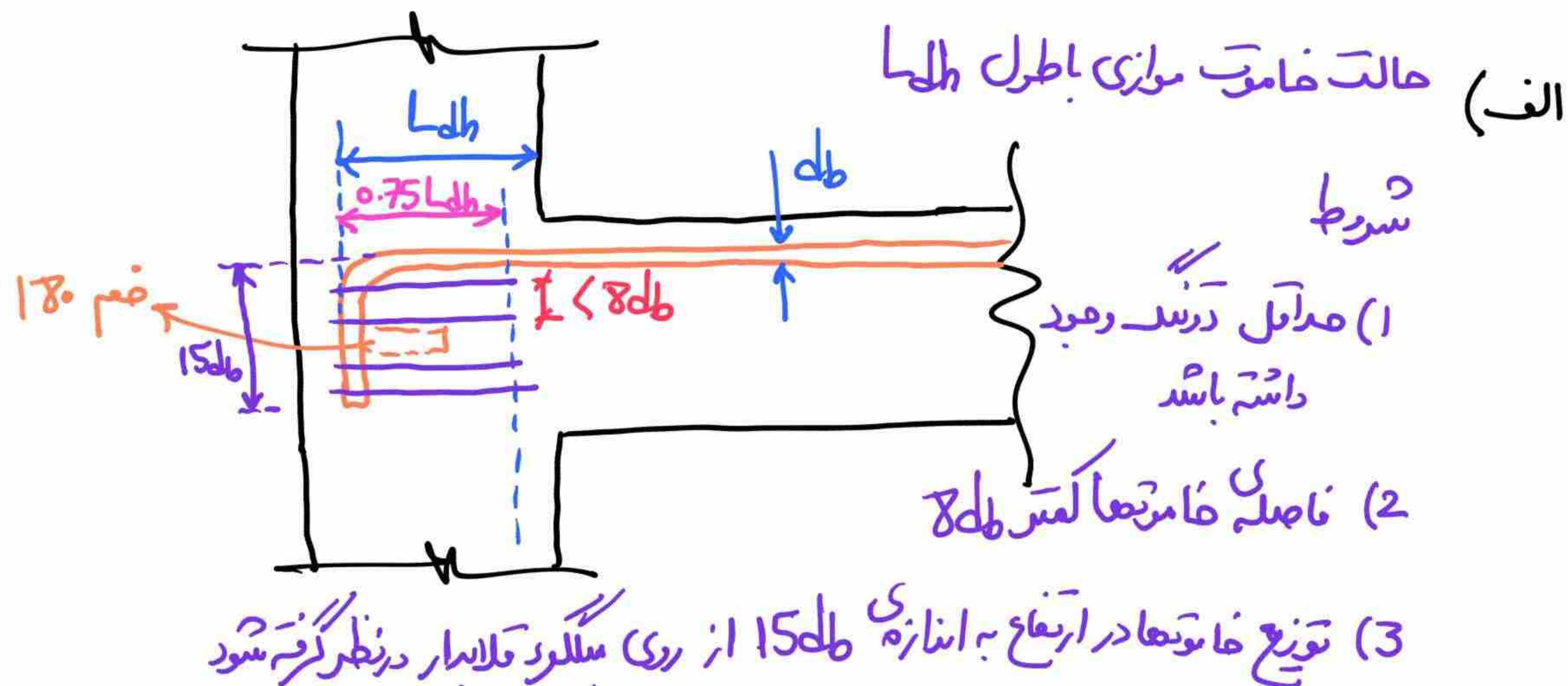
$$\geq \max \{ 8d_b, 150 \}^{mm}$$

200

مسافت کل گندھا و خاموتھا محصور کنندہ میگرد قلابار کرہ

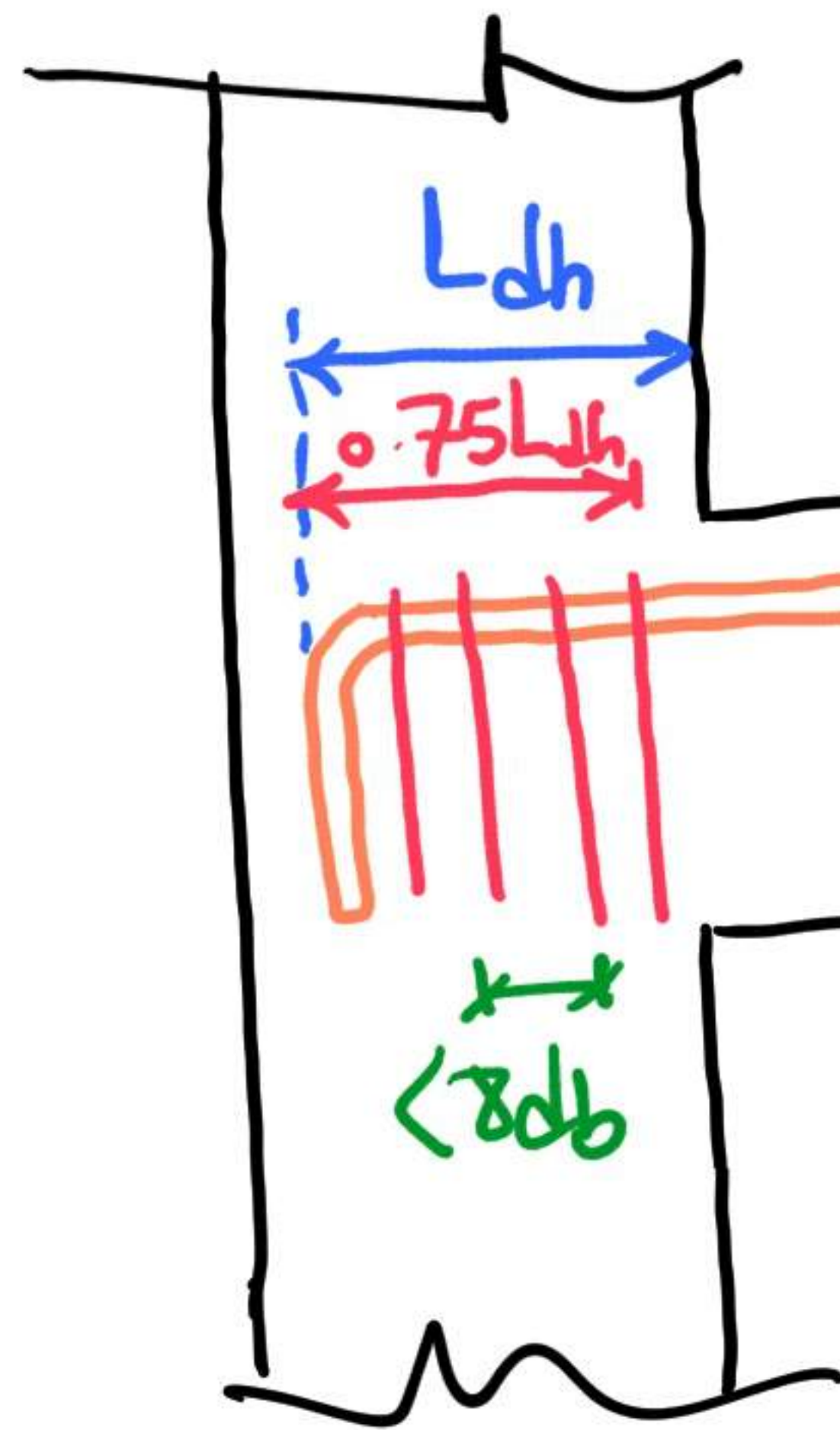
صورت زیر تعریفی شود ؟

تعریف A_{th}



* حداقل بُعد ساق خاموت (موازی h_{th}) برابر $0.75 L_{dh}$ است

ب) حالت عمود بر h_{dh}



شرط

(1) حداقل روند یا خاموت عمود بر h_{dh}

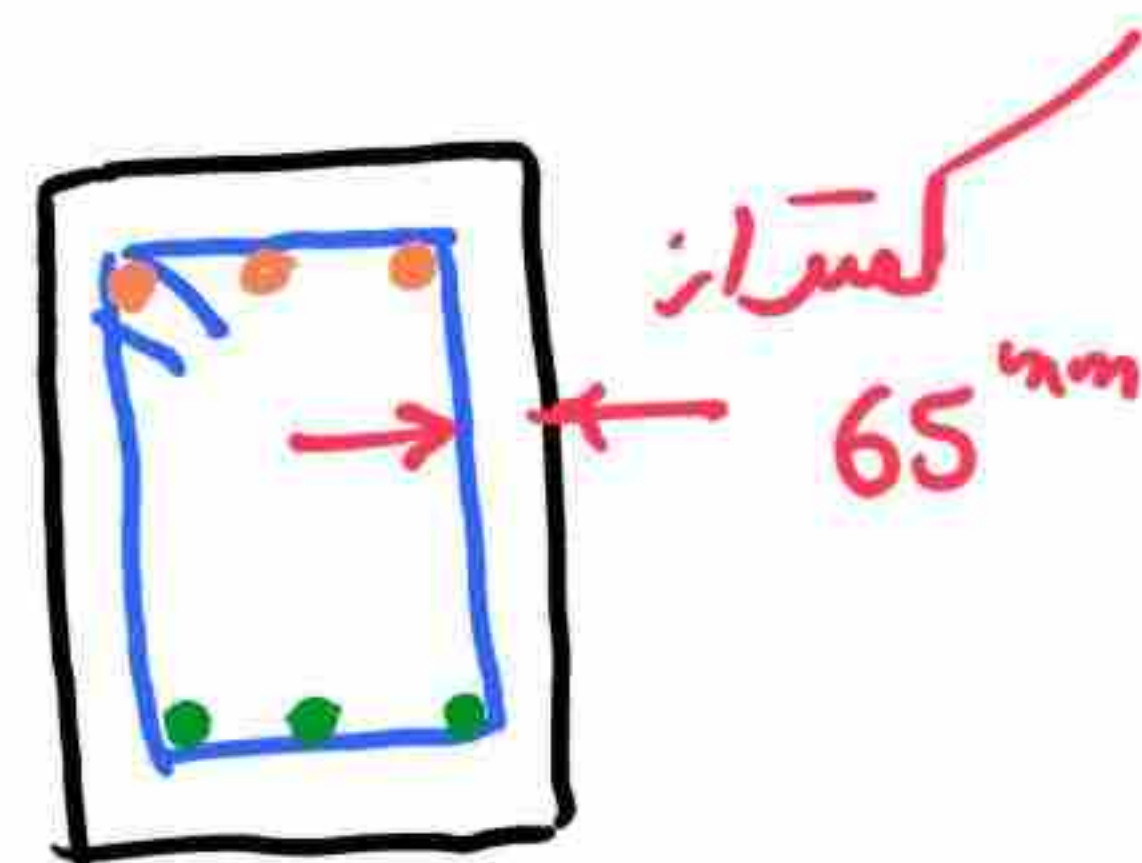
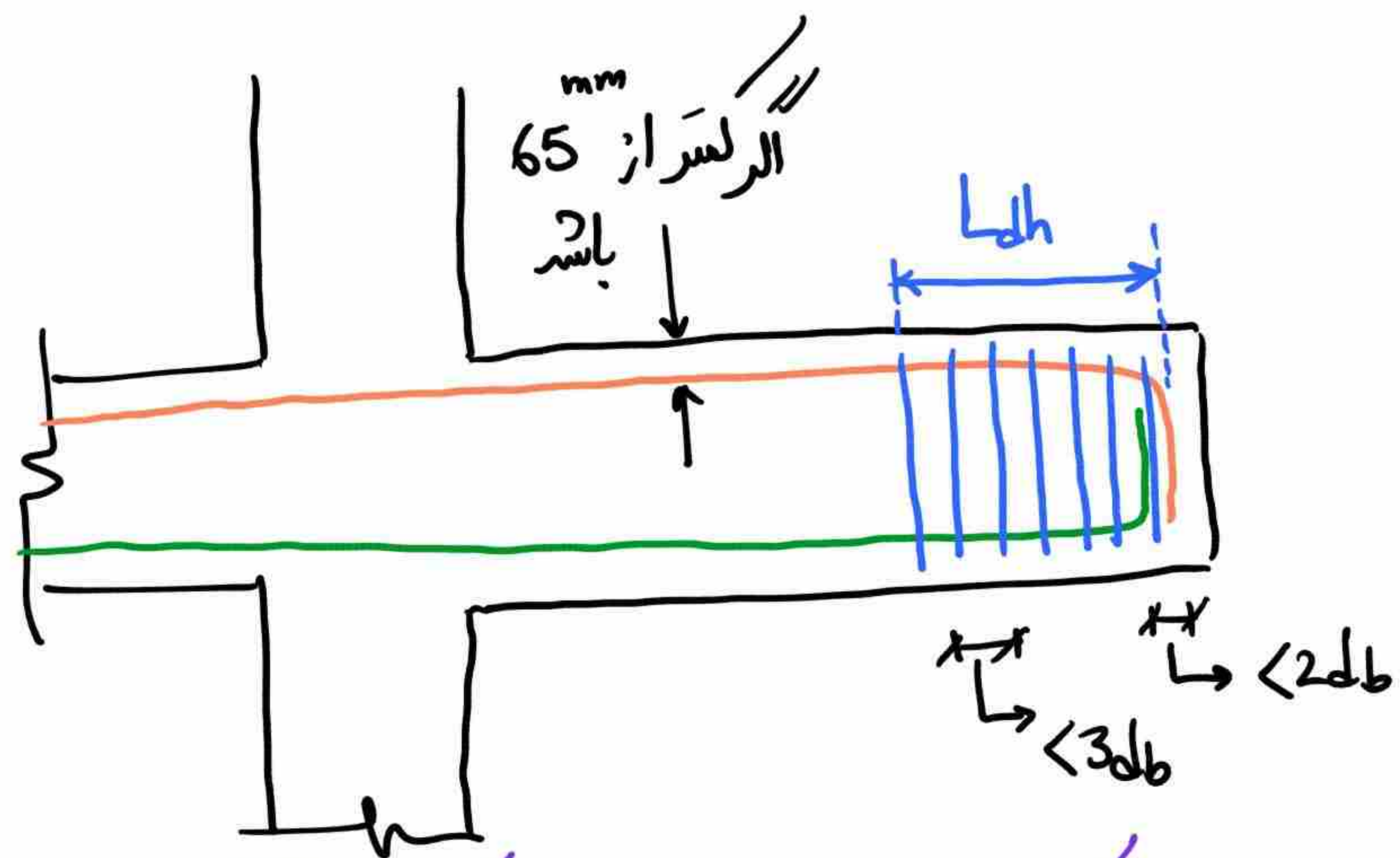
(2) فاصله بینها کمتر از $8d_b$ باشد

* حداقل طول تنجیح خاموت در امتداد h_{dh} برابر $0.75 L_{dh}$ است.

* در استانداردهای غیرمعمول، نظیر ظروف و سیرها منتهی به سرنها انتهای باید منطبق

نید ۹- ۲۱- ۳- ۳- ۲۳- ۴۳۹ رعایت گردد:

نید ۹- ۲۱- ۳- ۳- ۲۳- ۴۳۹



الکراز Side (بعلو) و کار Top یا Bot. کستراز 65 mm باسه در انتهای غیرمعمول از خاموت با هیدمان فوق در طول L_{dh} باید استفاده شود

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب رابطی L_{dh}

✓ ψ_e ضریب پوشش

بالندرد اکوکسی ~ 1.2

بدون اندرد اکوکسی ~ 1.0

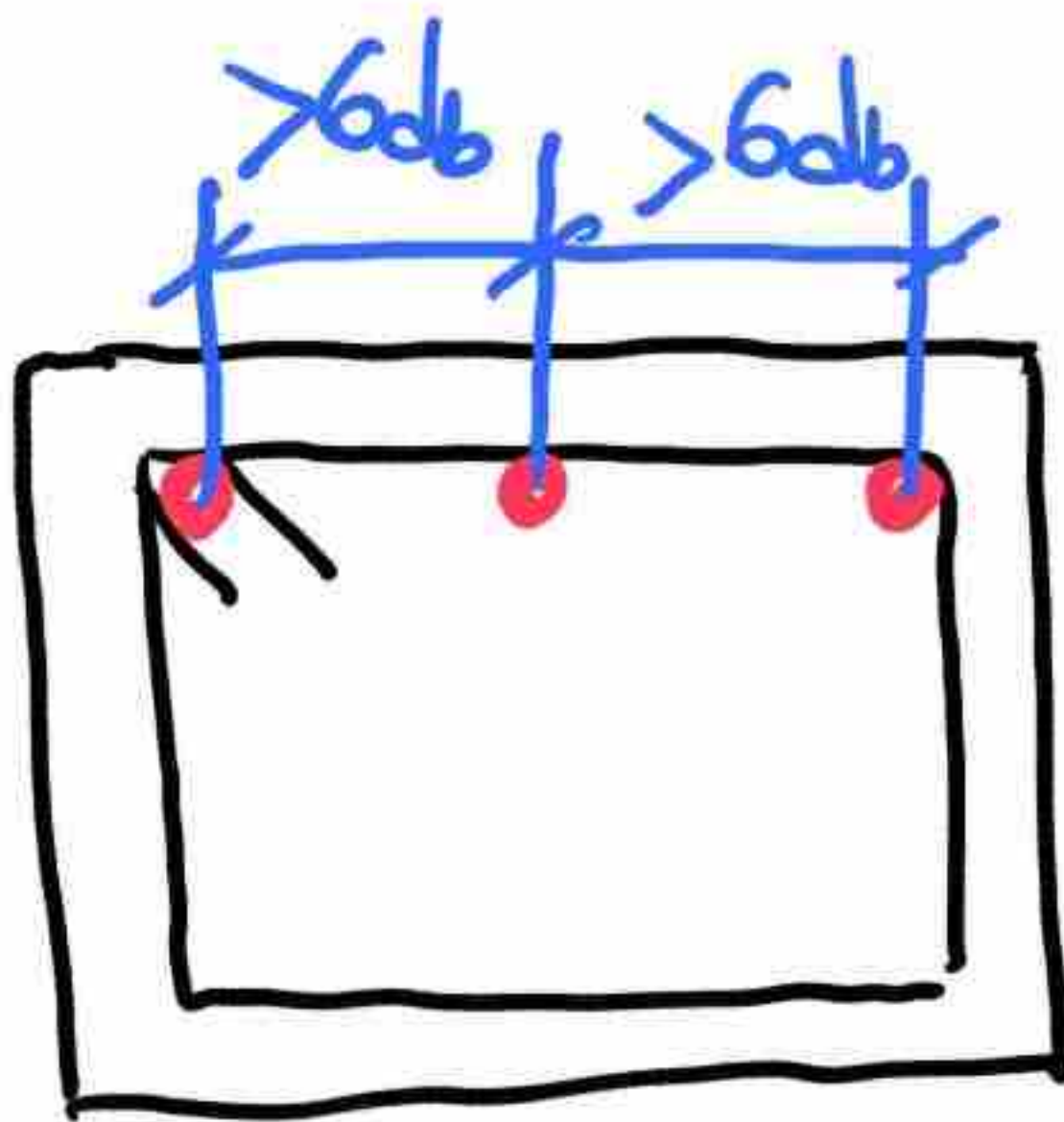
مسافت میلدرها طوطی قلابدار
مسافت کل خانه ها

برای میلدرها با قطر کوچکتر یا مساوی 34^{mm} یا $A_{th} > 0.4 A_{hs}$

✓ ψ_r ضریب ارتباط

محصور گشته

و یا با فاصله میلدرها معیار ستون به بیش از 6db



$$\psi_r = 1$$

در سایر حالات $\psi_r = 1.6$

204

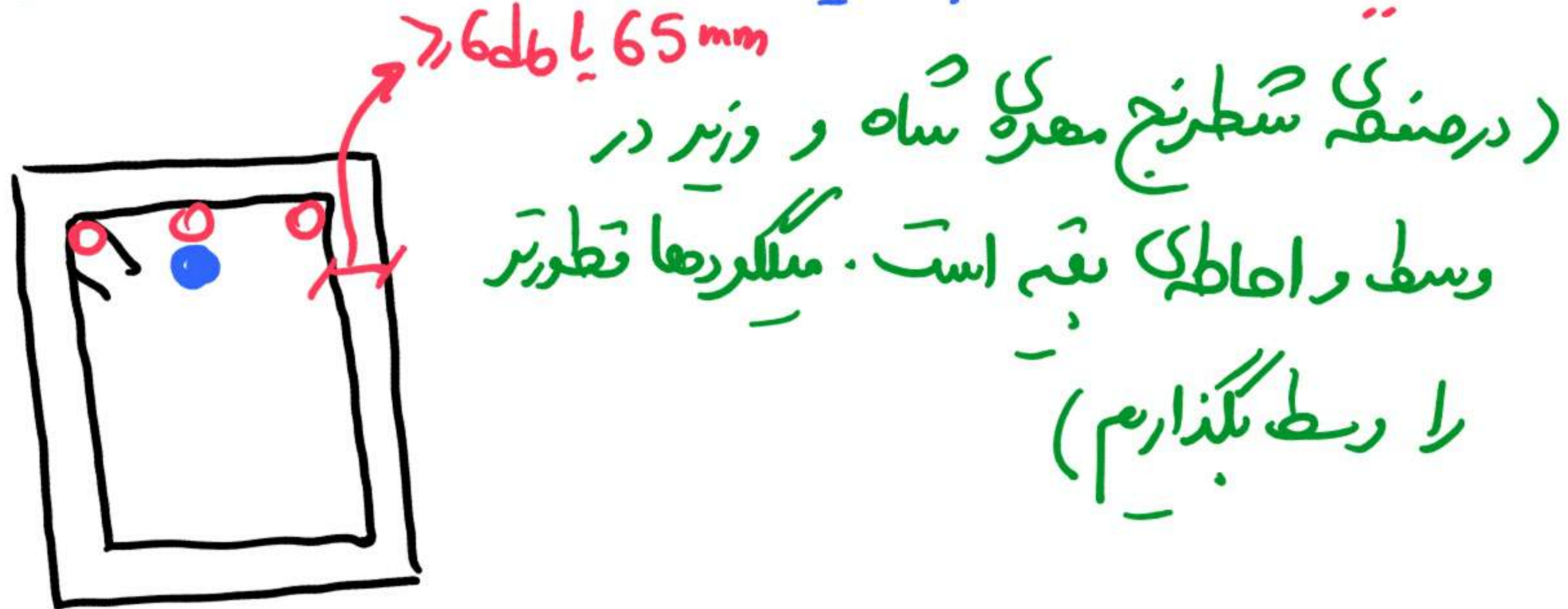
✓ ضریب ψ_0

ضریب محل معمار

برای میلگرها سائز 34 به پایین و مهارشده در هسته‌ی ستون
با پوشش جانبی 65^{mm} (عمود بر صفحه‌ی قلاب)

$\psi_0 = 1$

و یا با پوشش جانبی بیش از 65 (عمود بر صفحه‌ی قلاب)



در سایر حالات $\psi_0 = 1.25$



2.5

أمر $f'_c \geq 42 \text{ MPa} \rightsquigarrow 1.0$

✓

۷۱۷

صَدَبِ مَقَامِ سَن

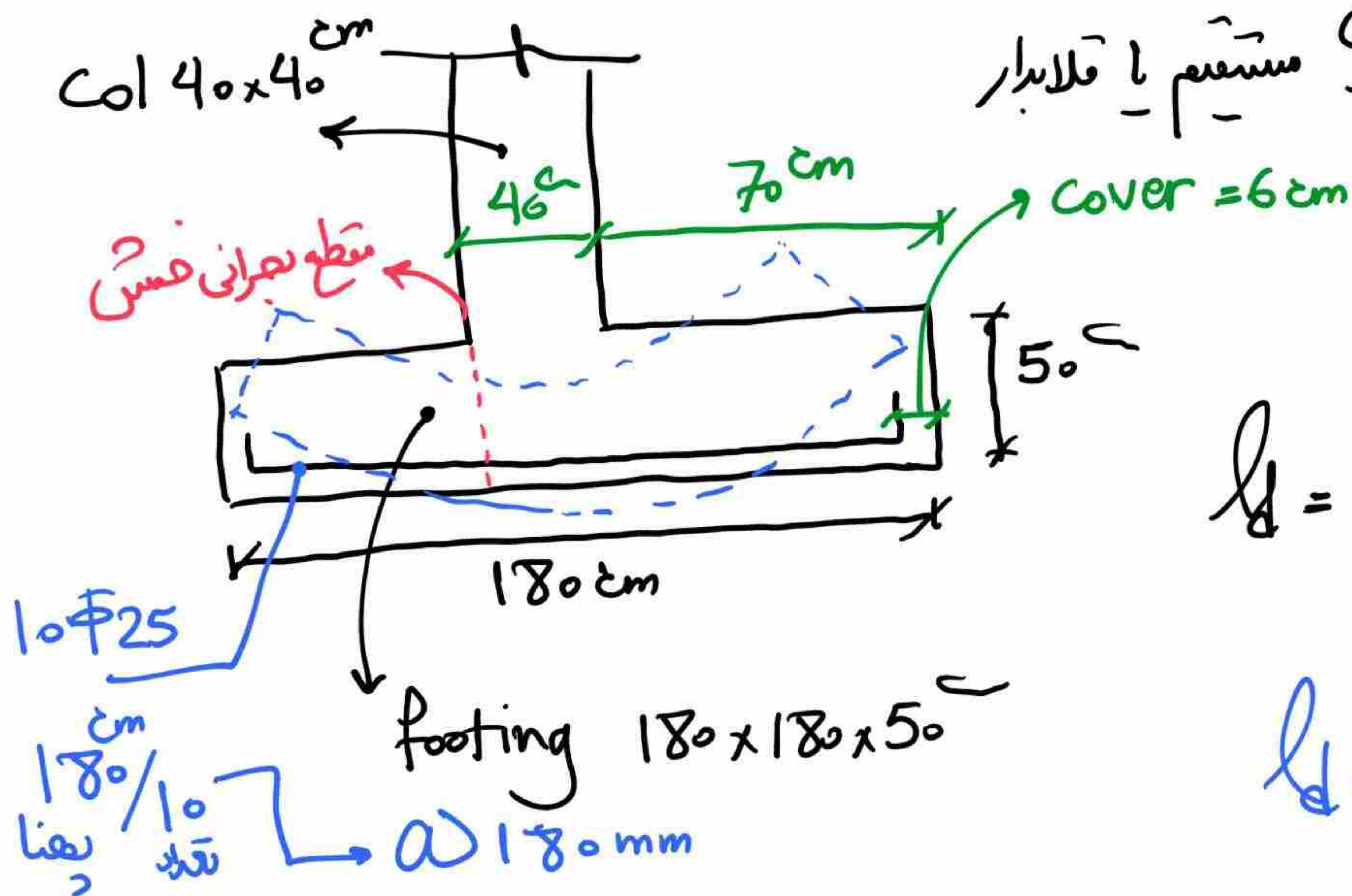
بررسی سبب محاسبات ۹۱

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$
$$f_y = 400 \text{ MPa}$$
$$\text{Max} \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = 2.5$$

$$\phi = \frac{\psi_t \times \psi_s \times \psi_e \times \psi_g}{\lambda \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b$$

$$l_d = \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times 2.5} \times \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{25}} \times 25 = 720^{\text{mm}}$$

2.06



$$l_{dh} = \frac{\psi_e \times \psi_r \times \psi_o \times \psi_c \times f_y \times 0.043}{\lambda \sqrt{f'_c}} \times d_b^{1.5}$$

فاصله میله‌ها ۱۸۰ mm
و بیشتر از ۶ × ۲۵ = ۱۵۰ mm است

$$\lambda \sqrt{f'_c}$$

کارکنای ۶۵ mm رعایت شده

$$l_{dh} = \frac{1 \times 1 \times 1.25 \times (25/1.05 + 0.6) \times 400 \times 0.043}{1 \times \sqrt{25}} \times 25^{1.5} = 455 \text{ mm}$$

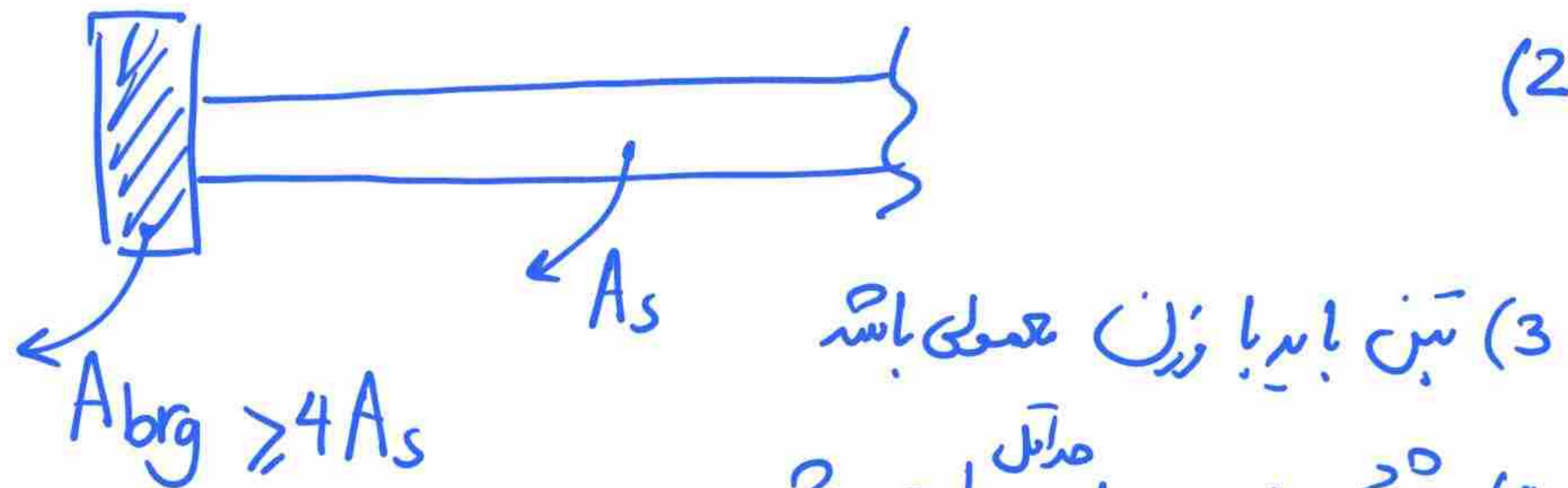
"بافتاب طول معاری میله در تاسین و جایی که آن تعیین می‌گردد"

"اما طول معاری مستقیم در کسش تاسین شده"

2.7

۹-۲۱-۳-۴ طول محاری میلگرد آجدار دارای سر

(۱) قطر میلگرد باید کمتر از 34^{mm} باشد



(۳) تین باید با وزن معمولی باشد

(۴) پوشش خالص باید حداقل ۲ باشد

(۵) فاصله مرکز به مرکز حداقل ۳ باشد

طول گیرایی میلگرد آجدار

درای سر
درکشی

$$L_{dt} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \times \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \quad (1.5)$$

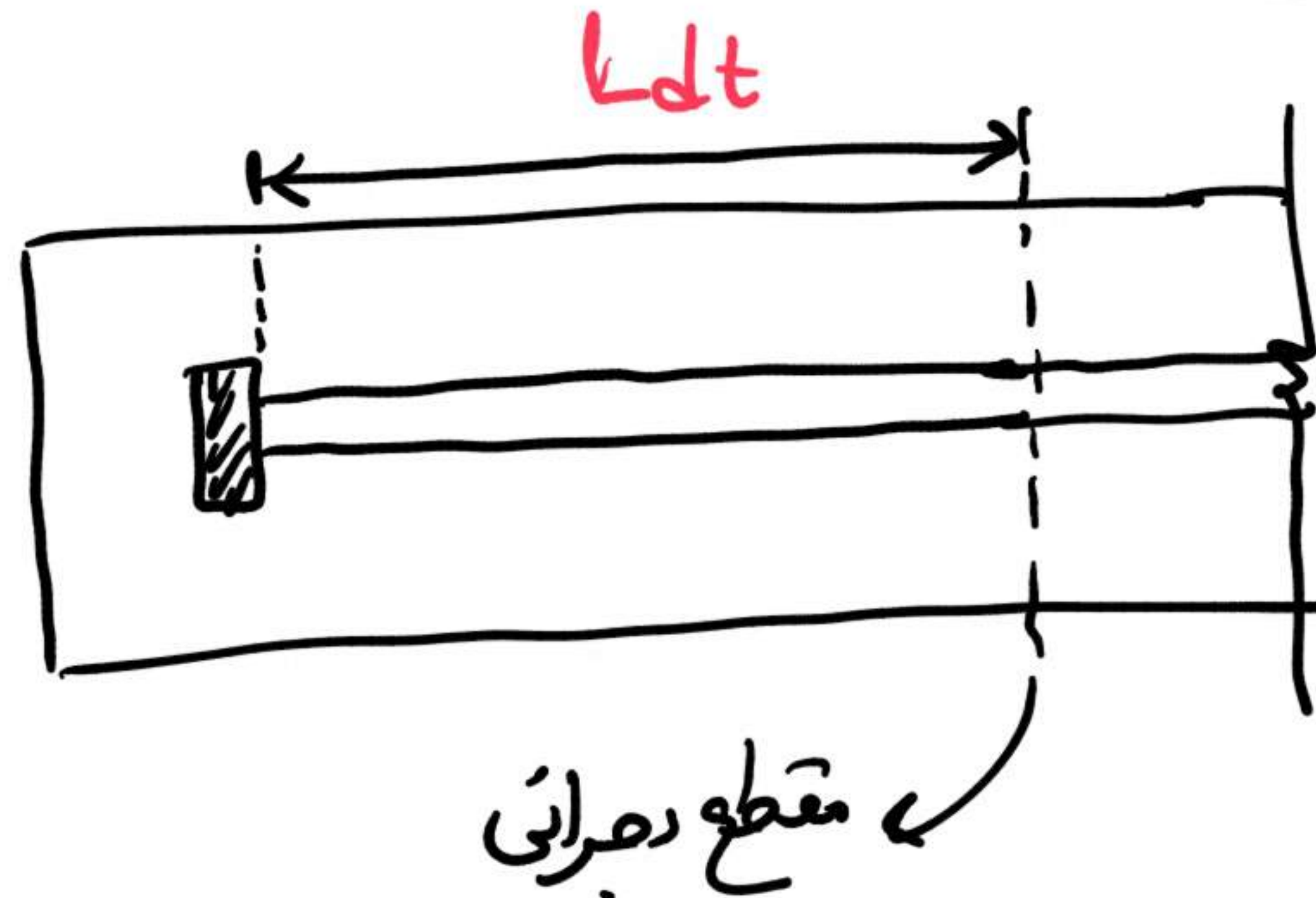
$$\geq \max \left\{ 8d_b, 150^{mm} \right\}$$

پارامترهای رابطی L_{dt} براساس جدول ۹-۲۱-۶ ص ۴۲ تعریف می شود

A_{ts} : مسافت کل میلرها آجبار دارای سر

A_{tt} : در اتصال تیر به ستون ، مسافت کل تکیه موزی میلرد سردار ، A_{tt}

برابر است با مسافت تکیه های واقع در فاصله L_{dt} از انتهای سر به طرف مرکز



ψ_e ضریب تنش

با انکسی $\psi_e = 1.2$
بدون انکسی $\psi_e = 1$

ψ_p ضریب ارتباط موزی

مستاب تعریف ψ_r در رابطی

L_{dh} با این تعاریف که به جای عبارت $A_{th} > 0.4 A_{hs}$

قرار می گیرد $A_{tt} > 0.3 A_{ts}$

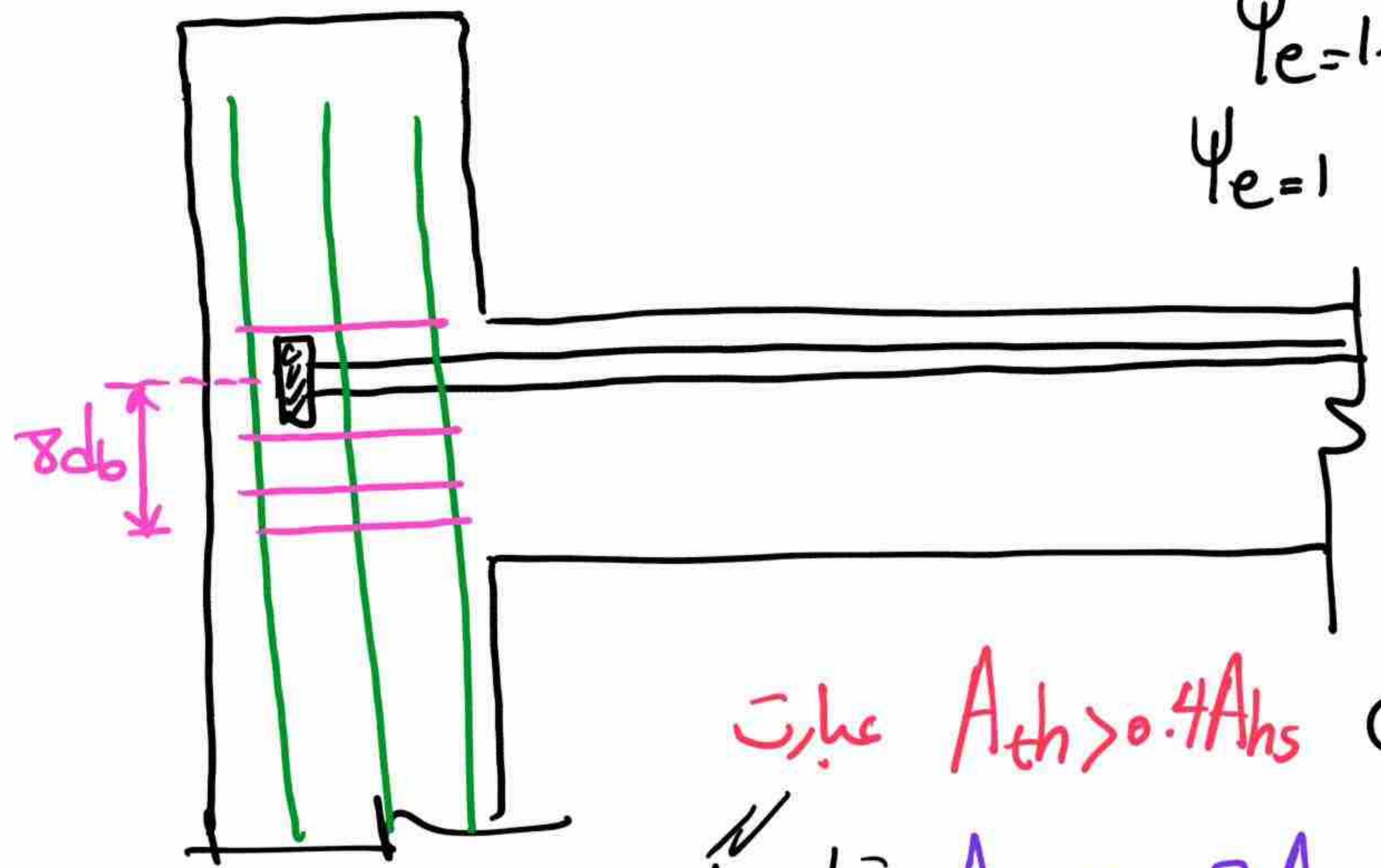
ψ_o ؛ مستاب تعریف L_{dh}

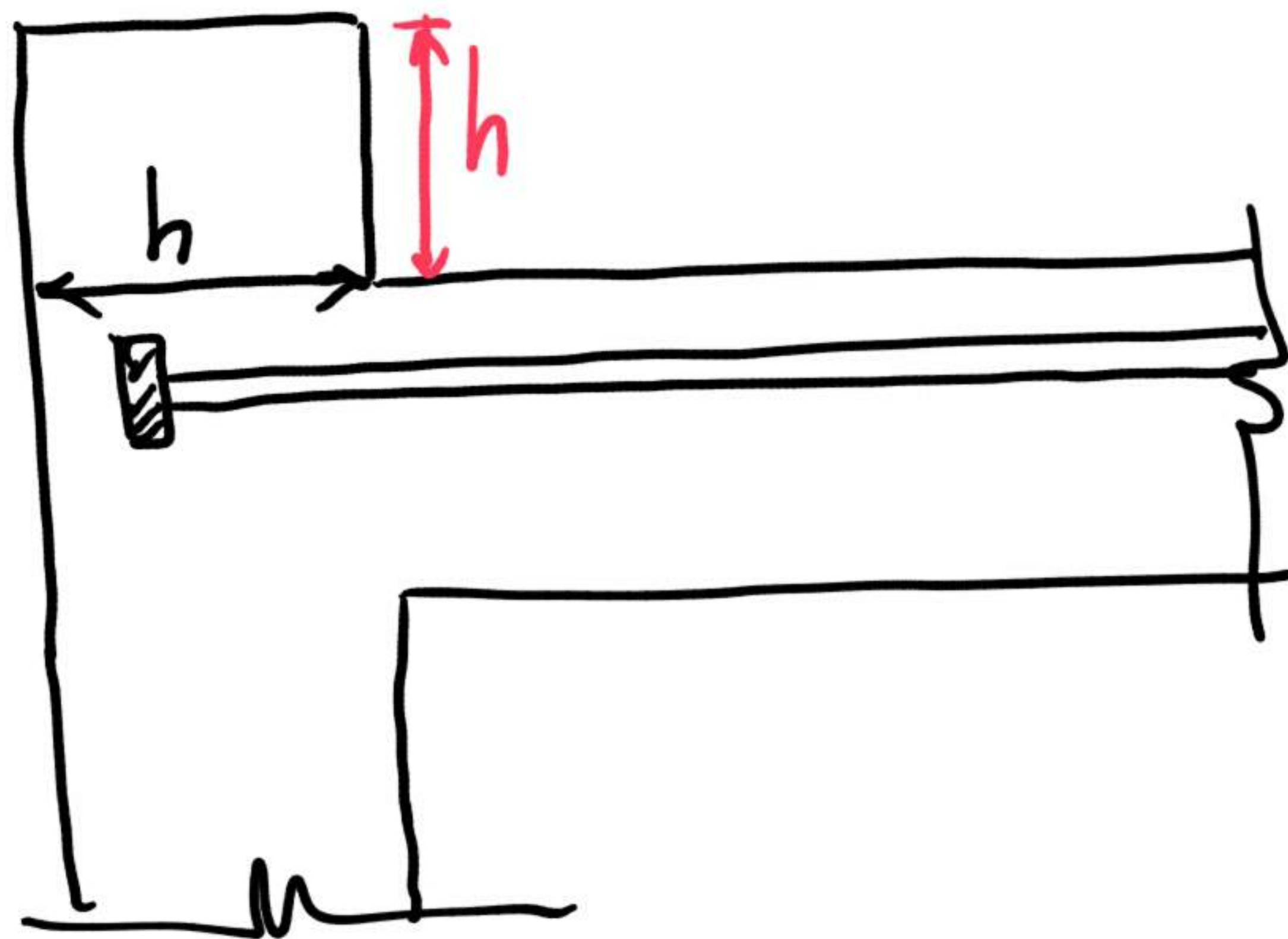
1 یا 1.25

ψ_c ، ضریب مقاومت بتن مستاب L_{dh}

$f'_c < 42 \text{ MPa}$ ، $\frac{f'_c}{1.05} + 0.6$
 $f'_c > 42 \text{ MPa}$: 1.0

1.0 یا 1.6





$\alpha - \Sigma - \mu - \nu - \eta - \theta$

(211)

* طول گیرایی سازه آرمانیسمی ابعاد عین شده در کتب

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_w}{\lambda \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b$$

۲۱-۹ ۲-۲

ψ_w مطابق رابطة ۲۱-۹ الف رب

۱۴۰۰، ۲، ۱۸

جلسه نوزدهم

ارائه مبانی طراحی معمار، وصله و قطع میلگرد

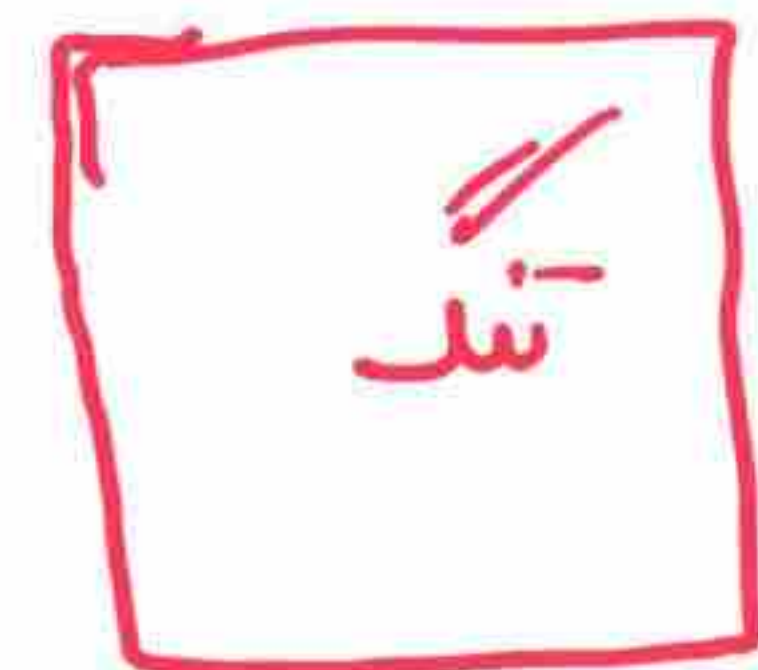
$$L_{dc} = \max \left\{ \begin{array}{l} \psi_r \times \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ 0.043 f_y \psi_r d_b \end{array} \right. \quad \text{mm} \geq 200$$

برای بتن سبک ۰.۷۵
برای بتن معمولی ۱

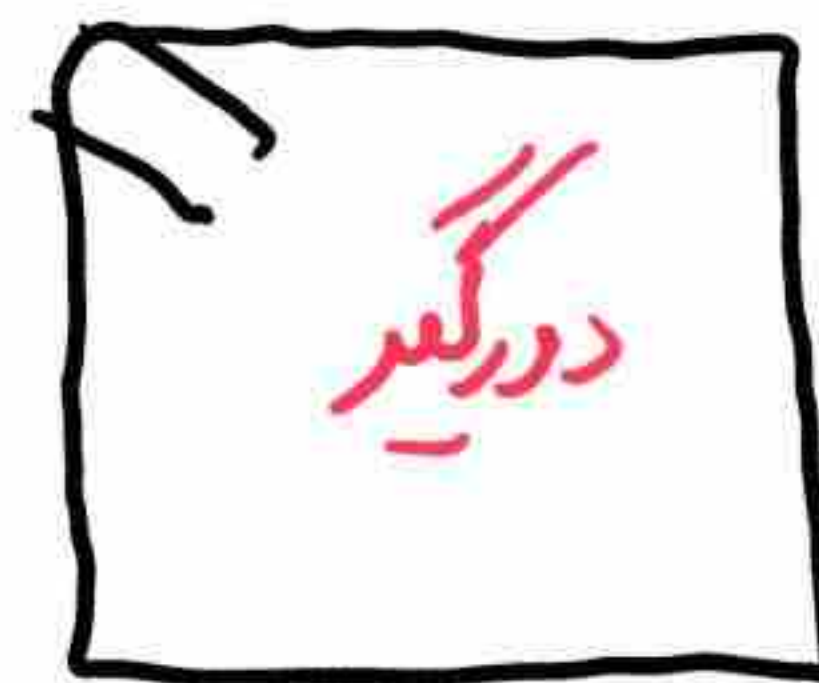
۸-۳-۲۱-۹
طول معاری میلگرد در فشار

ψ_r ؛ ضریب عبورشدگی

سایر حالات به جز
اشکال تدریج شده؟
 $\psi_r = 1$

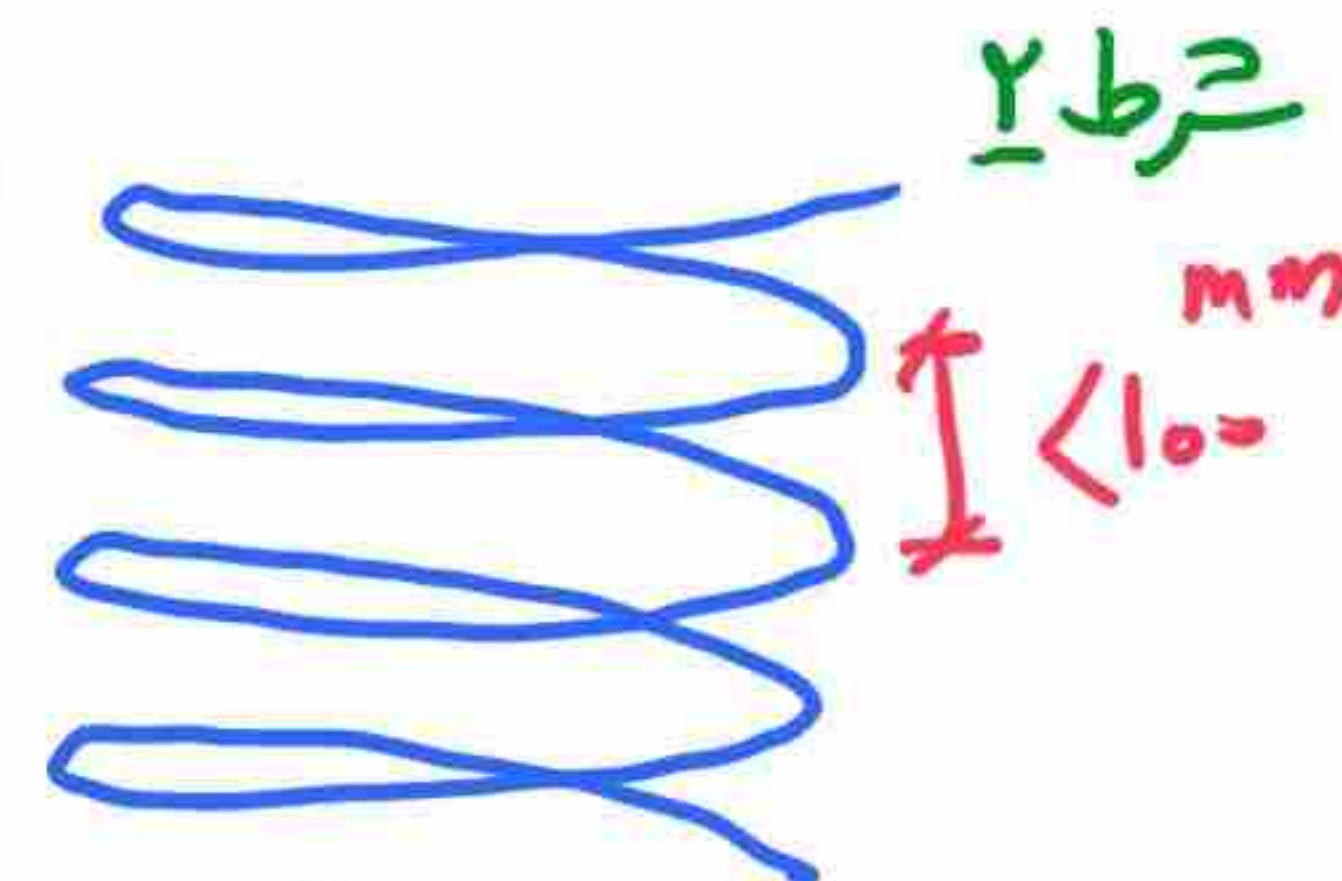


۱۰۰ و ۱۲۰



۱۰۰ و ۱۰۰ mm
 $\psi_r = 0.75$

دوربوع شرط ۱
۶ و بالاتر



$\psi_r = 0.75$

۹- ۲۱-۳-۱۹ ؟ در مواردی که مسافت میلگرد ^(A) تقسیمی اصراری از مسافت میلگردها محاسباتی ^(B) (ETABS)

بسیار باشد می توان به نسبت $\frac{B}{A}$ طول معاری میلگرد را کاهش دهیم. البته در این

خصوصیات به استثنای ۹- ۱۱- ۳- ۲-۹ توجه کرد؛

الف) تله گاه غیر مستند

ب) در تقاطع بحرانی - محل مورد نیاز برای تنش تسلیم میلگرد

ج) اگر موته بوی میلگرد شرط باشد

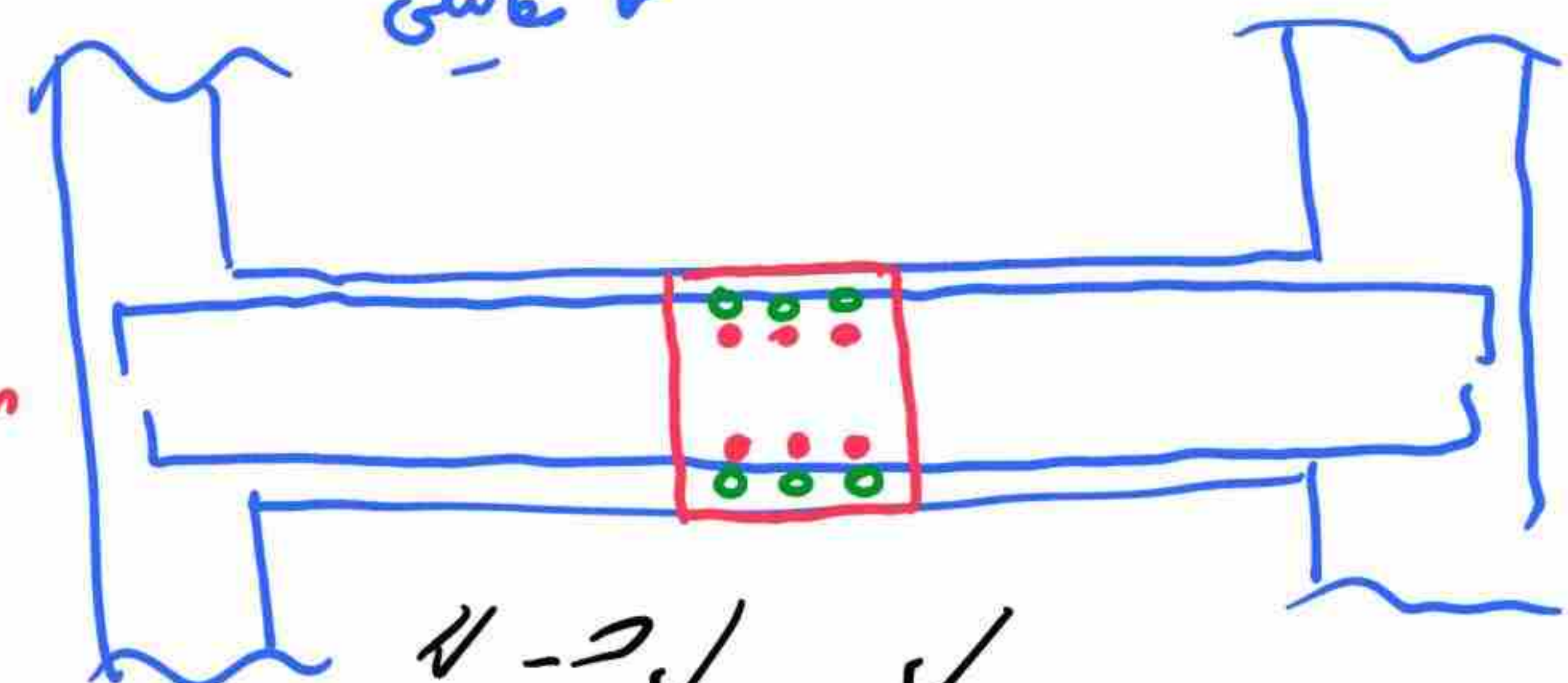
د) در سیستم باربر لزه ای در سازه با شکل پذیری متوسط و زیاد

ه) میلگردهای آجدار دارای سوراخ ها شده با قلاب - یا دارای مهار مطابق

و مهار اگر تاور شعاع در سر شعاع

۹-۲۱-۲ وصله میگردها

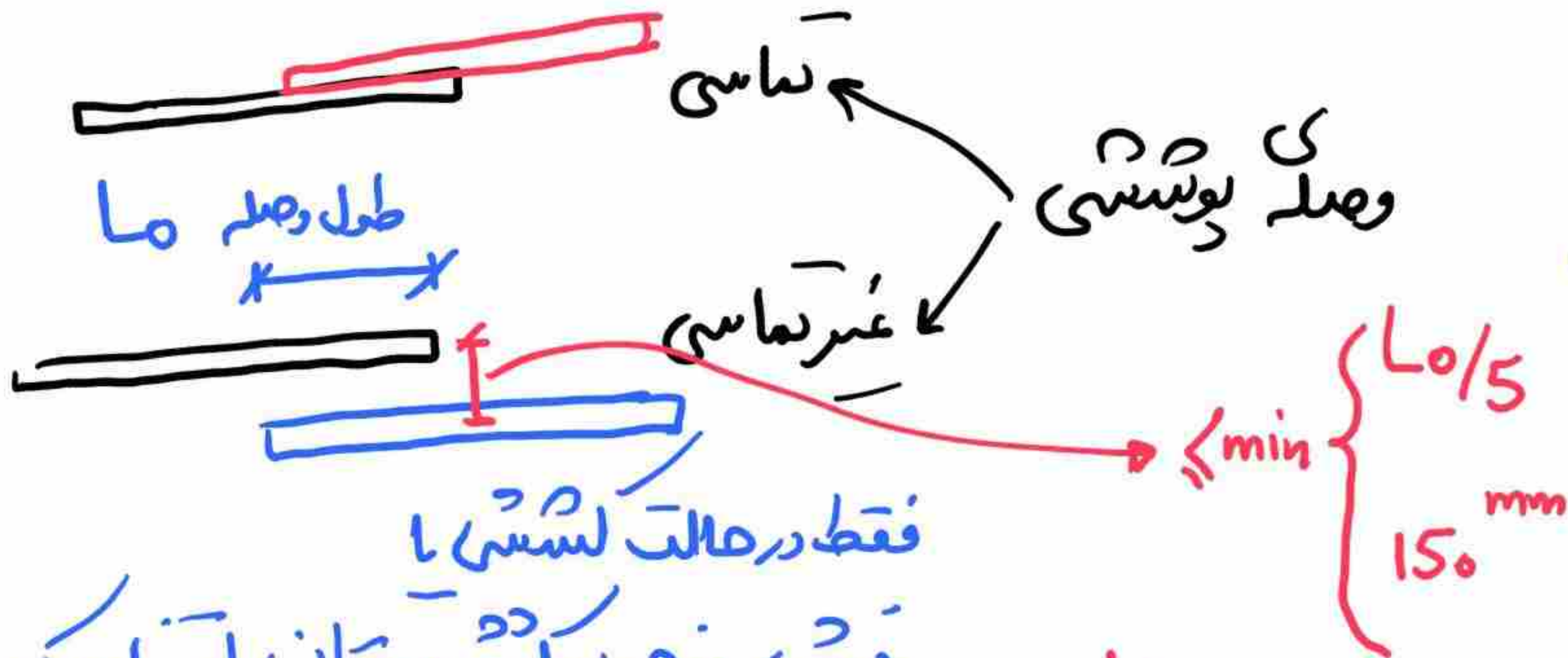
انواع وصله
 پوششی
 انتظامی
 جوشی
 مکانیکی



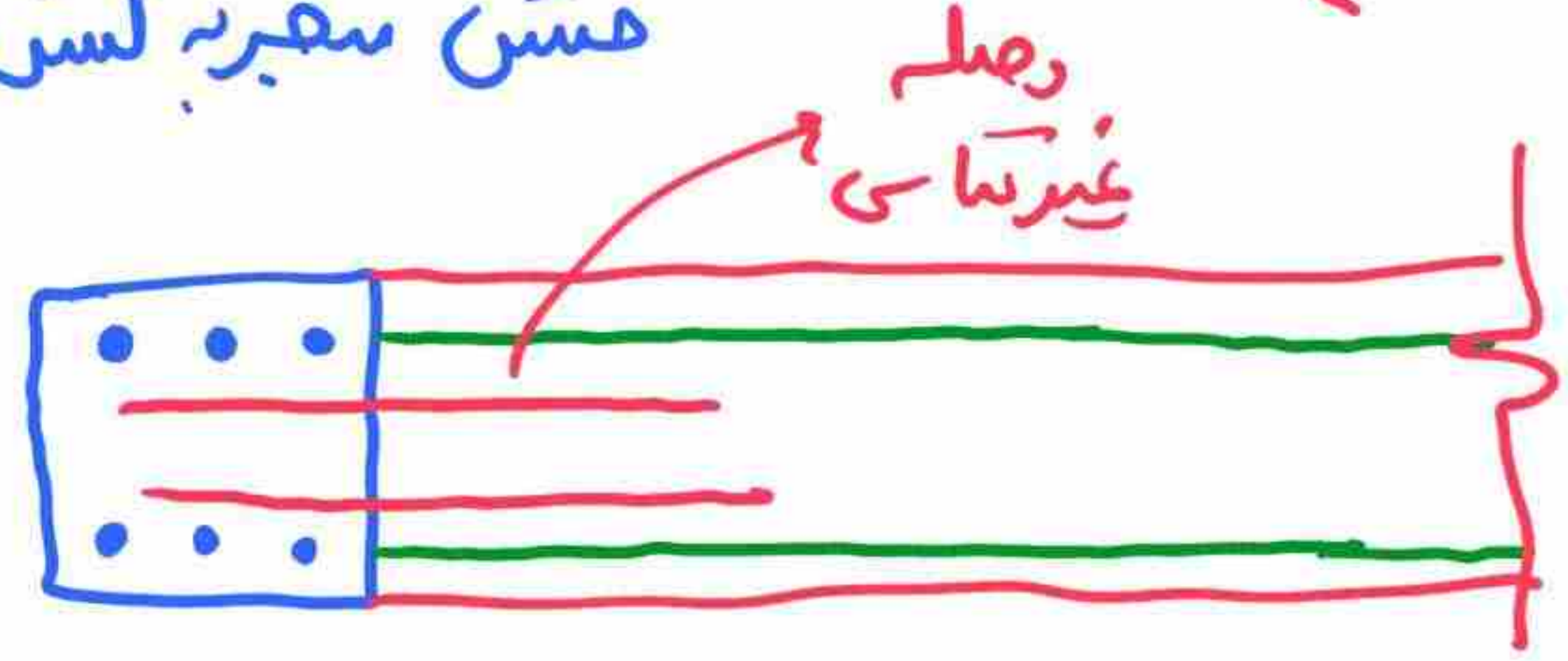
کاربرد در کاست میگرده
 برای تیرها

در لاش زنی و سار با قطر کمتر سای 34^{mm}
 در فابری میگرده حداقل تا قطر 42^{mm} به میگرده 34^{mm} و کمتر ۲

۹-۲۱-۲



فقط در حالت لاشی یا
 فیس منجر به لاشی می توان استفاده کرد



۹- ۲۱- ۴- ۲- نوع A و B وصله میله‌ها ی اعداد گشتی

وصله نوع B $\rightarrow L_o = 1.3 L_d$ طول وصله در زیر
عرف محاسبات

حد اقل طول وصله 300^{mm} است

وصله نوع A $\rightarrow L_o = 1.0 L_d$

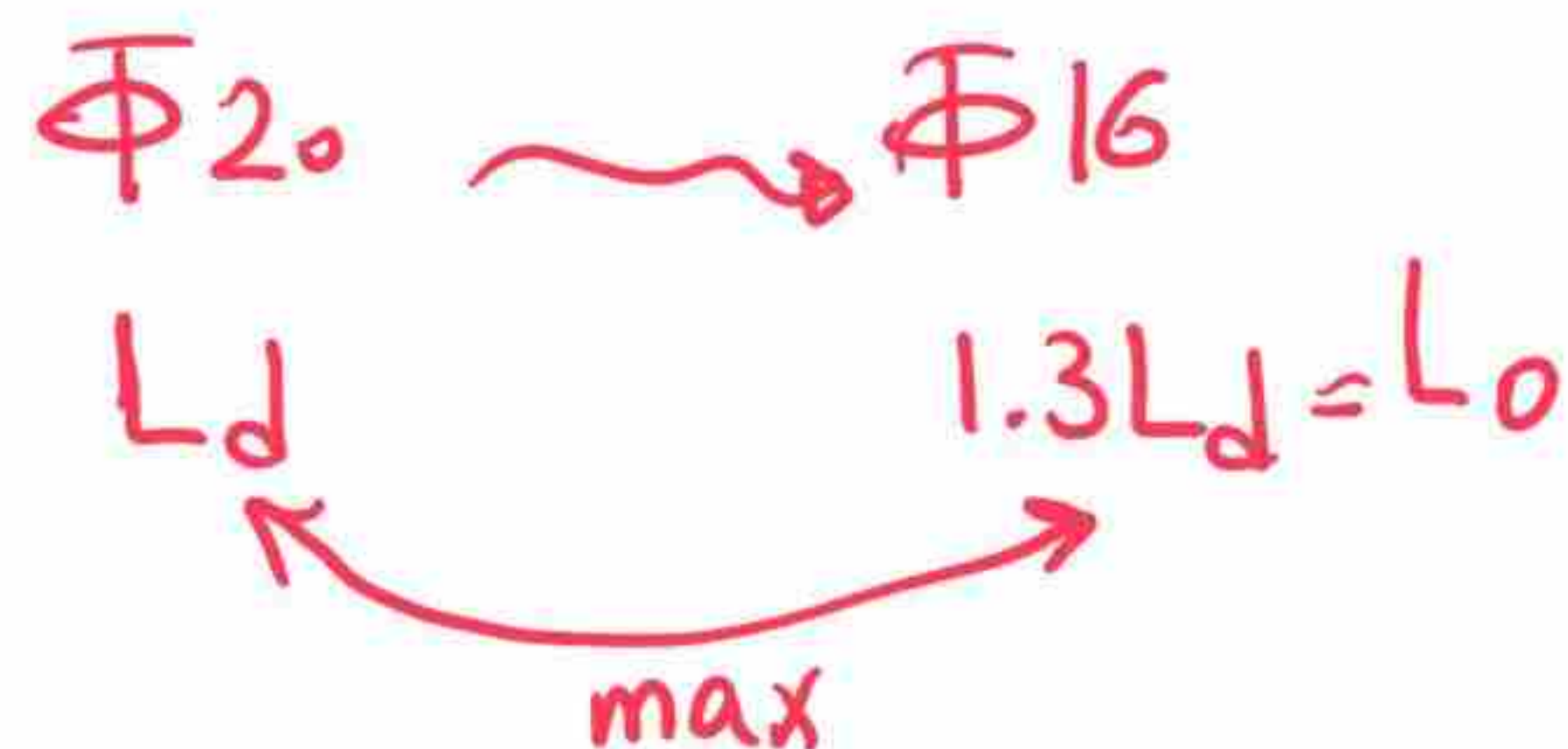
تنها در صورتی که در هر درشتی زیر می‌توان از وصله نوع A استفاده کرد
الف) میله‌ها به کار رفته حداقل ۲ برابر میله‌ها مورد نیاز باشد

ب) حداقل نصف اکراتورها در طول وصله همپوشانی تعریف شوند
(یک دریا وصله شوند)

۹-۲۱-۴-۲ اگر در میگرد با سایر متفاوت بخواهند وصله گونه طول وصله بر اساس

صالح طول در مقدار زیر تعیین می شود:

$\left. \begin{array}{l} \text{الف) طول معاری میگرد بزرگتر} \\ \text{ب) طول وصل میگرد کوچکتر} \end{array} \right\} \text{max}$



۹-۲۱-۴ وصله پوستی میگرد ها فشاری؟

$$L_{sc} = \begin{cases} \text{اگر } f_y \leq 42 \text{ MPa} \rightarrow 0.07 f_y d_b \geq 300 \text{ mm} \\ \text{اگر } f_y > 42 \text{ MPa} \rightarrow (0.13 f_y - 24) d_b \end{cases}$$

برای $\Phi 34$ و کمتر
وصله در فشار

برای سایر سایزها از بند ۹-۲۱-۳

۹-۱۱-۳ قطع اگر توره

مطابق شکل R9.7.3.2 از ACI 318-19 ص ۱۴۱ قطع

میگیرند کسی در افقی فوقانی و تحتانی نیز (اعضای خمشی) تابع موارد زیر است:

(۱) از محل مقطع بحرانی باید اگر توره دارای طول معیاری باشند این مورد در خصوص محل قطع میگیرد تقویتی مصداق دارد

(۲) از جایی که دیگر به وجود میگیرد نیاز نیست (نظیر عدم نیاز به تقویت و لغایت میگیرد اصلی) باید به اندازه حد اکثر (طول ۱۲d) میگیرد مورد بهت را آرام و هم از بین حالت اول و هر کدام طول بیشتری را سیب شود ملک قطع میگیرد است.

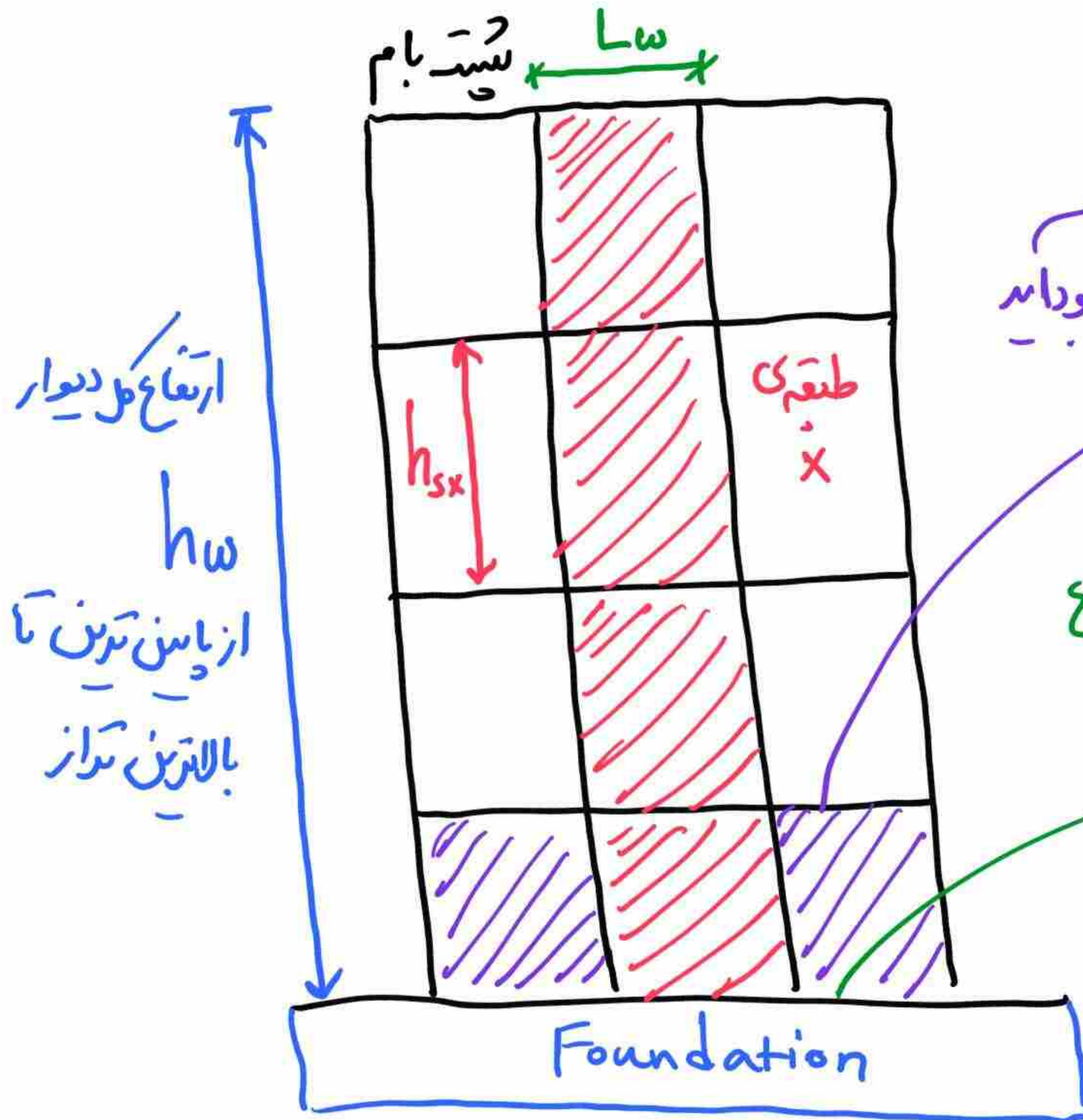
3) اگر جهت لنگر تغییر کند (نقطه عطف) و به وجود میگیرد اصلی نیاز نباشد باین
 کتاب اندازه حد اکثر $(n/16)$ ، $l \leq 12$ (اگر دار) در احدا این میگیرد و طبع نمی شود
 و صرفاً مصداق شریک دارد)

$$\frac{M}{l} = v \rightarrow \frac{M}{v} = l$$

جلسه بیستم

دیوار برشی - فصل ۱۳ ، فصل ۲۰

۱۴۰۰ ، ۲/۲۵



اگر تغییر آلمانی در طول دیوار در ارتفاع به وجود آید

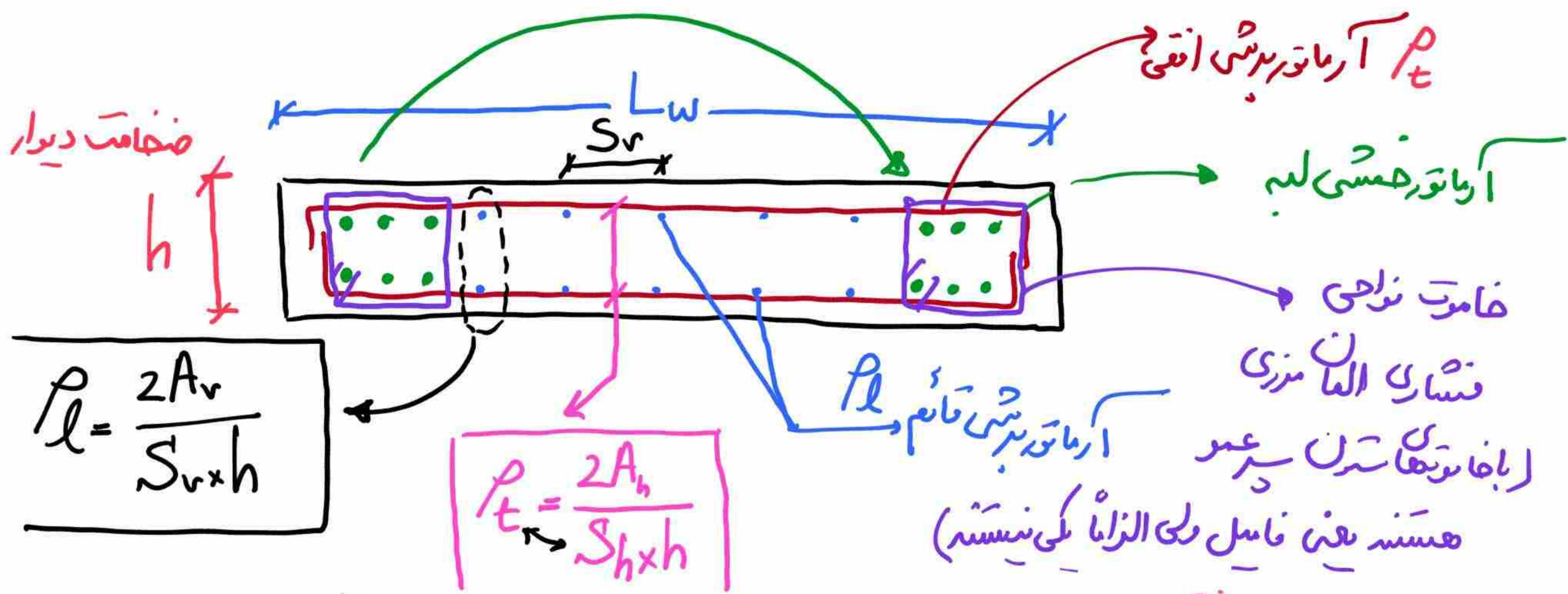
مقطع بحرانی محل آن
تغییر است.

اگر دیوار به طول ثابت در کل ارتفاع

تعریف شود مقطع بحرانی روی

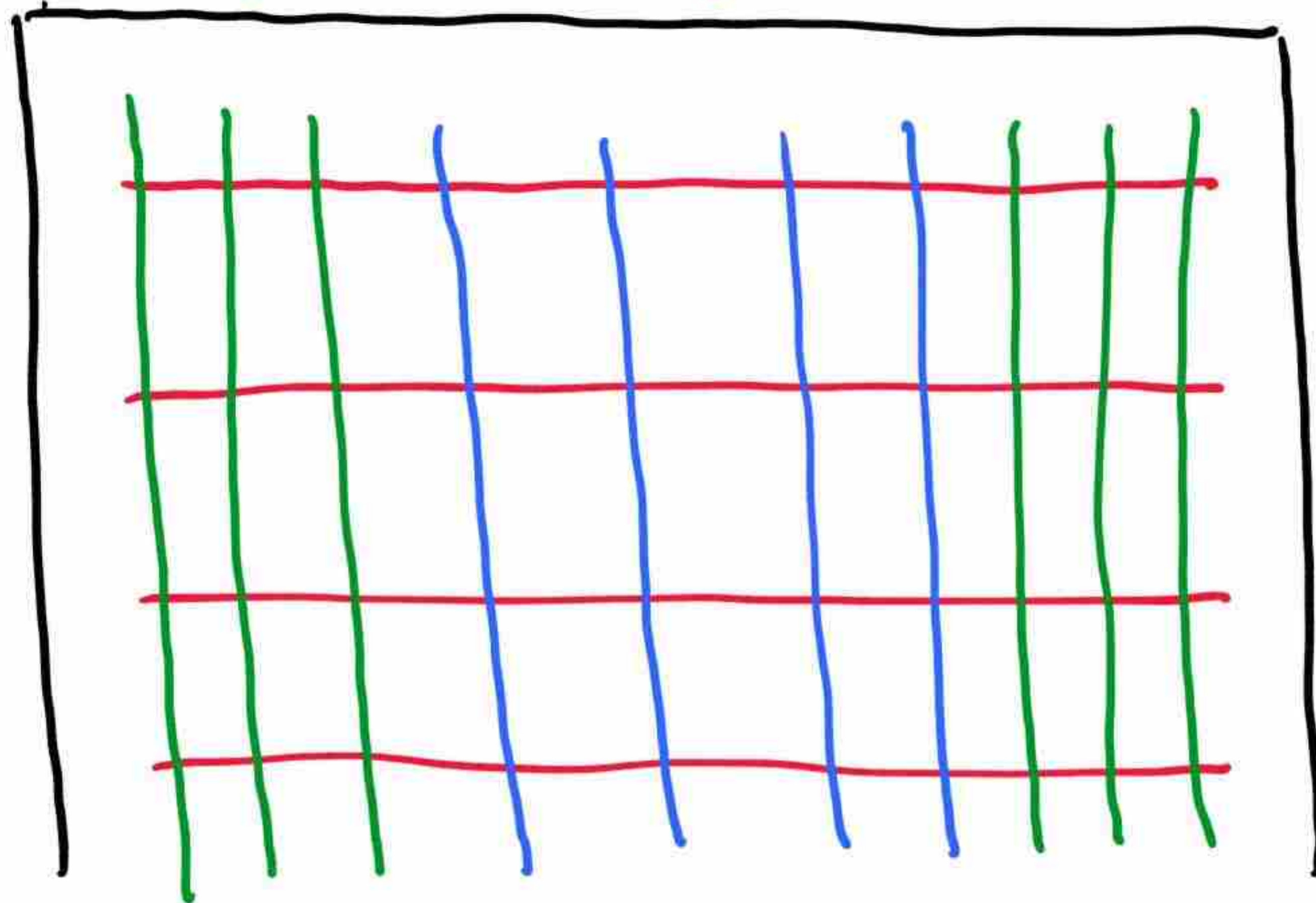
فونداسیون است

فَعْس $\rho = \frac{A_s}{b d}$



$$\rho_l = \frac{2A_v}{S_v \times h}$$

$$\rho_t = \frac{2A_h}{S_h \times h}$$



افقي $\Phi 12 @ 200$
 فاصت
 $h = 250^{mm}$
 S_h

$$\rho_h = \frac{2 \times 1.13}{25 \times 20} = 0.004$$

* حداقل ضخامت دیوار ؛

$$\rho_g = \frac{A_s}{bh}$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{bd}$$

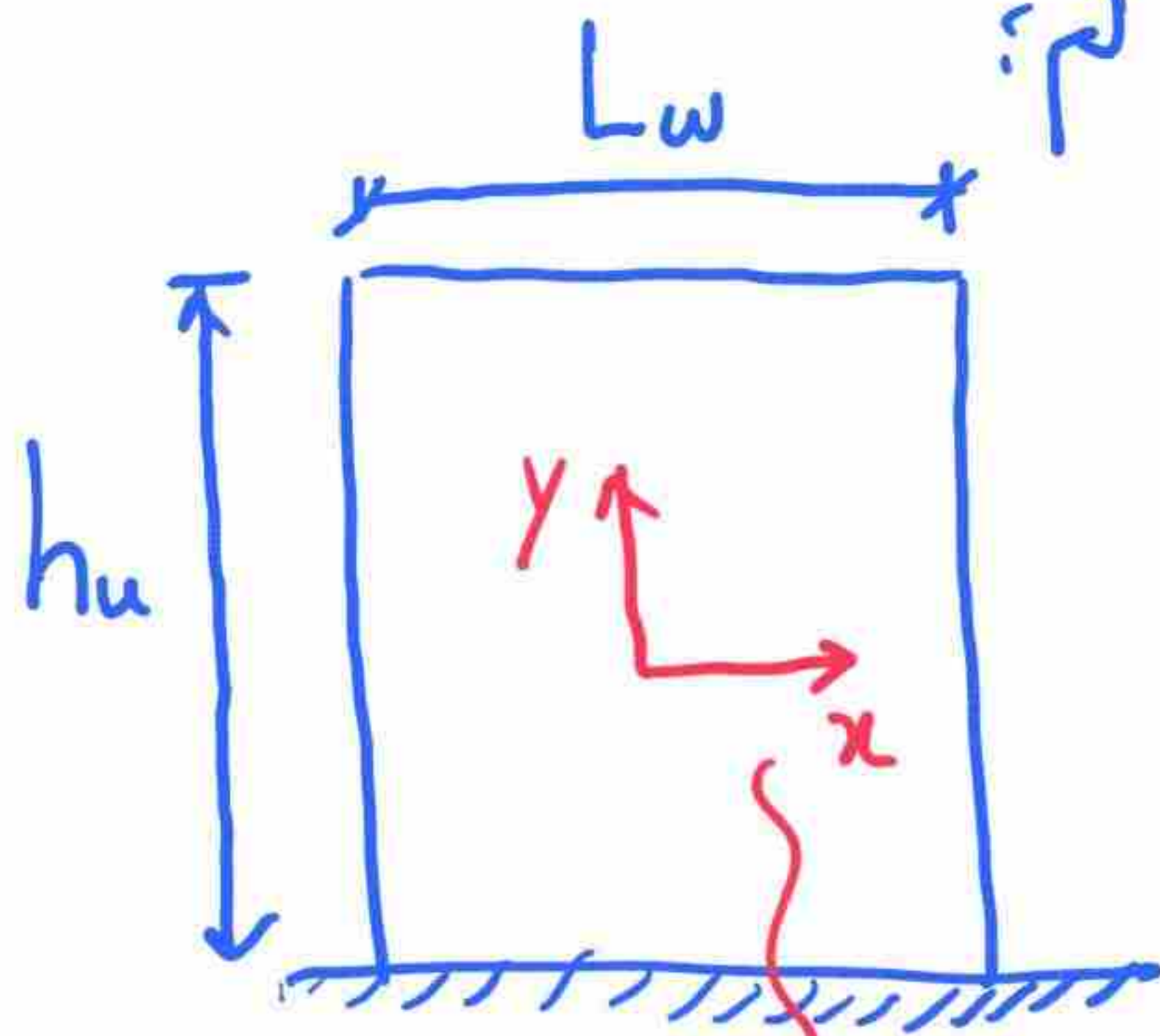
$$\rho_l = \frac{2A_v}{S_v \times h}$$

$$\rho_h = \frac{2A_h}{S_h \times h}$$

حداقل ضخامت دیوار براساس رفتار مورد انتظار و در موقعیت های مختلف تعریف می شود. این مقدار تابعی از مفهوم لاغری دیوار است که با مفهوم معیار جانبی دیوار یا وجود تکیه گاه در ابتدا و انتهای آن یکسری شود.

الف) دیوار بزرگ و دیوار سازه ای با چسبندگی کم؛

$$\frac{1}{25} \max(L_w, h_u) \geq 100 \text{ mm}$$



حداقل $h_u > L_w$ مستقیم است چون

۱- دیوارها غیر باربر : $\frac{1}{30} \max(h_w, L_w) \geq 100 \text{ mm}$

۲- دیوارها سیریشی زیر زمین و دیوارها حامل ؛ 200 mm

۹- ۲۰- ۷- ۲- محدودیت هندسی دیوار برشی با شکل ندری و نره

الف) حداقل ضخامت دیوار 150 mm است

۹- ۲۰- ۷- ۴- ۴- ؟ برای آلتا مزی حداقل ضخامت دیوار باید عدد 300 mm و $h_u/16$
 کما بین شود

* دیوارها برشی با بر برای رفتار برشی درون صنف، برین صنف طرایی شوند

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d$$

↪ ۳-۵-۱۳-۹ (فردل عاری برش) ۸-۹

* برای برش درون صنف دیوار

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

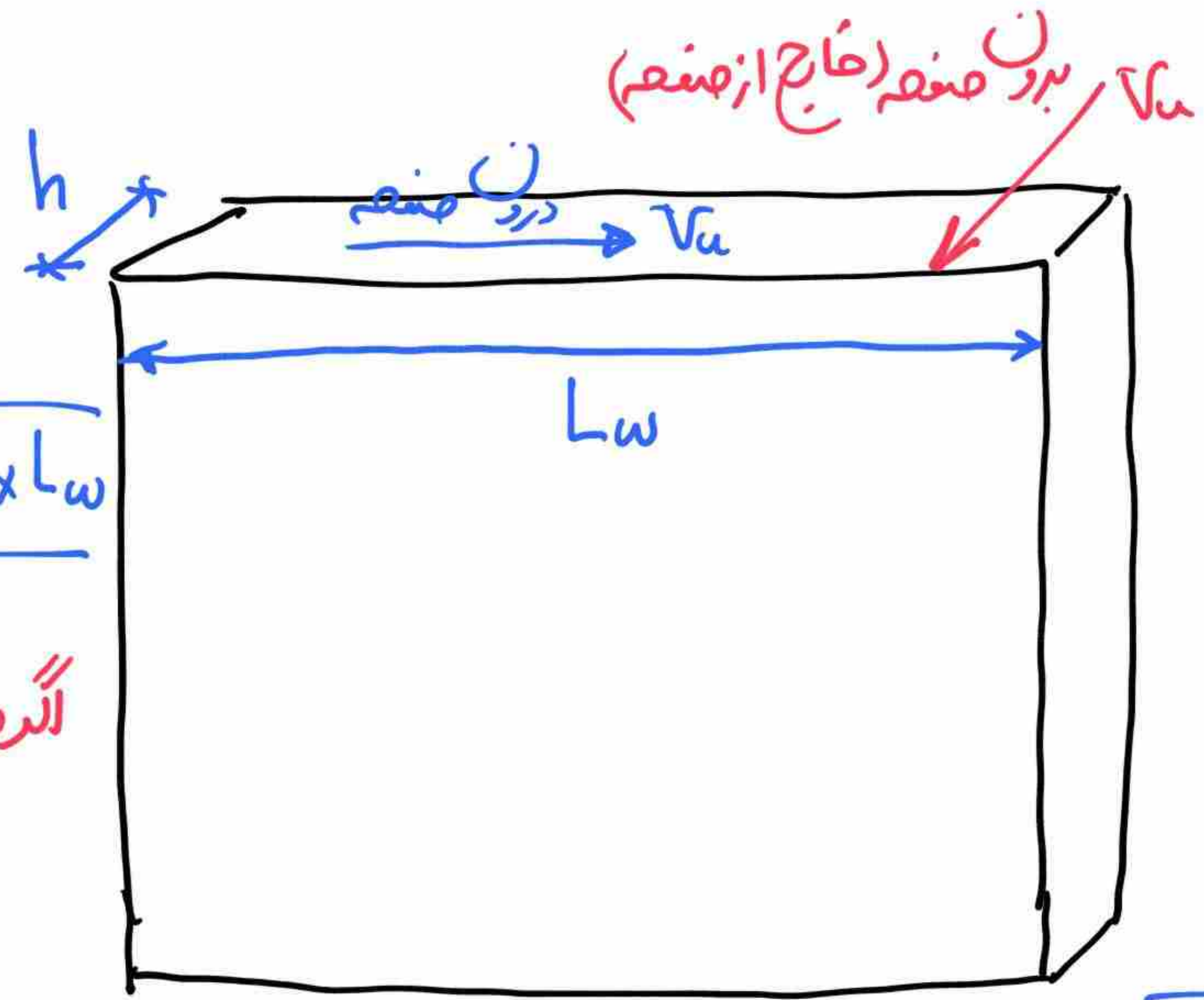
$$V_n \leq 0.66 \sqrt{f'_c} A_{cr}$$

✓ صد شرط است
برشی دیوار

$$V_n = \left(\underbrace{\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c}}_{\text{تن}} + \underbrace{\rho f_y}_{\text{کشی}} \right) A_{cr}$$

$$h_w / L_w \geq 2 \longrightarrow \alpha_c = 0.17$$

$$h_w / L_w \leq 1.5 \longrightarrow \alpha_c = 0.25$$

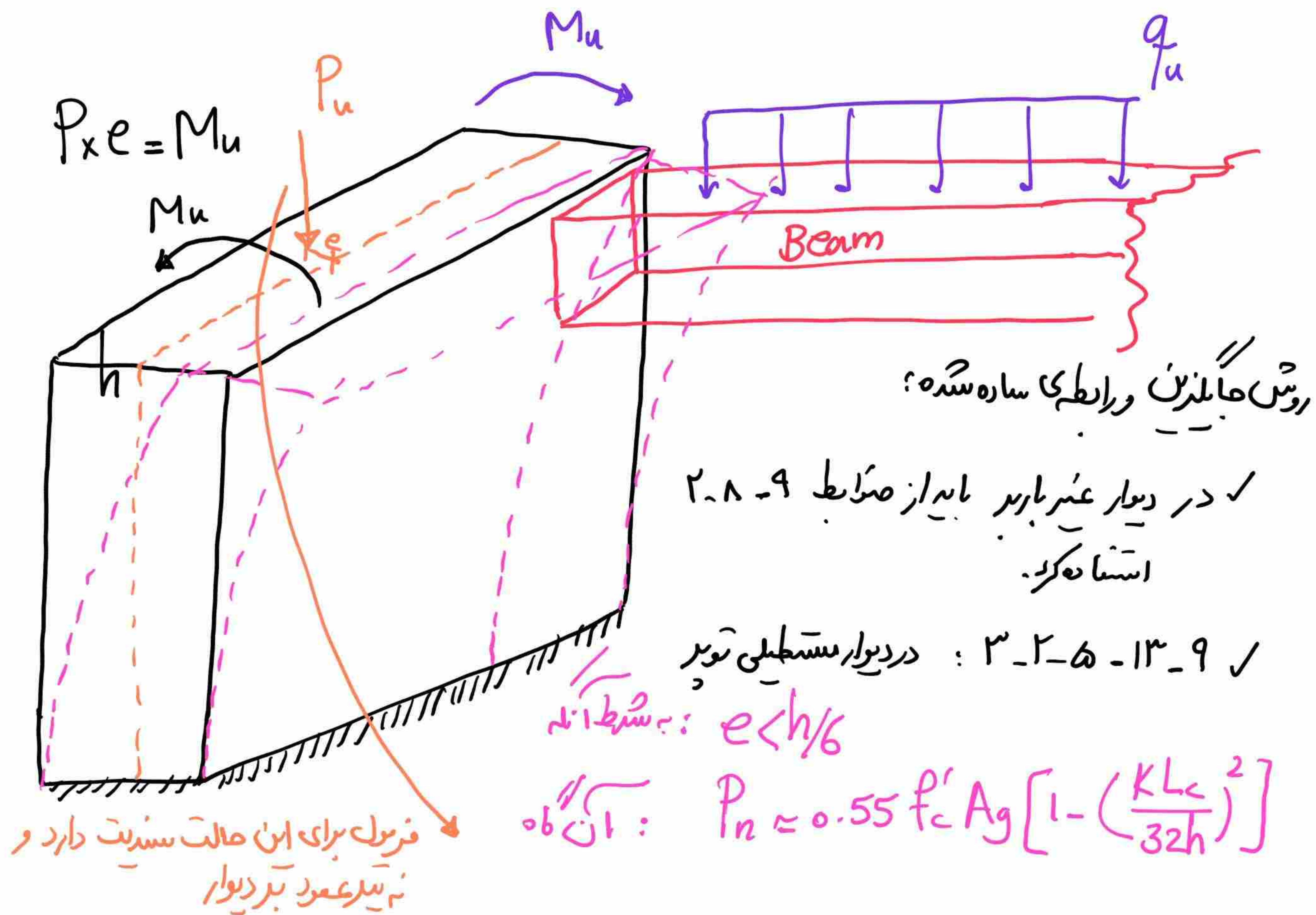


$$A_{cr} = h \times L_w$$

✓ اگر دیوار تحت کشش خالص باشد

↪ درون بای

* $\alpha_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \geq 0$ با علامت منفی کشش وارد می شود



K: ضریب مُدّ طول در جهت خارج از صفحه؛



$$K = 0.8$$

(الف) در دیوار مهار شده با شرط گیرداری در یک یا هر دو انتهای

(ب) در دیوار مهار شده در مقابل حرکت جانبی در بالا و پایین که در آنجا از حقیقت حول دو انتهای (بالا و پایین) جلوگیری نشده باشد؛



$$K = 1$$

(ج) دیوار مهار شده (طرح)



$$K = 2$$

۹-۱۳-۶ محدودیت آرماتورها

در طراحی بیشترین مقدار V_u با $0.5\phi V_c$ و V_c مقایسه می‌شود و طراحی برشی با استفاده از آرماتور حداقل بیشترین مطرح می‌شود در جهت دیوارها مناسب این مطلب خواهم داشت :

$$V_u < 0.5\phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad ۹-۱۳-۶-۲$$

$$V_u > 0.5\phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad ۹-۱۳-۶-۳$$

مثل دیوار برشی

مقادیر ρ_t و ρ از ۰.۰۰۱ تا ۰.۰۰۲۵ مقیدند
 و به سازه مسلح، تنش تسلیم و نوع میلگرد بستگی دارد
 ص ۲۳۱، ۲۳۲
 ۱۶\phi

در دیوار پرشی که $V_u > 0.5$ باشد
 باید p_l برابر با p_t باشد
 رابطه زیر عدد 0.0025 باشد

اگر راتر پرشی تمام

کمتر از

$$p_l = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (p_t - 0.0025)$$

فاصله اگر راتر پرشی افقی

$$S_{h_{max}} = \min \left\{ 3h, 350^{mm}, L_w/5 \right\}$$

فاصله اگر راتر پرشی قائم :

$$S_{v_{max}} = \min \left\{ 3h, 350^{mm}, L_w/3 \right\}$$

حلبه سست و تکم

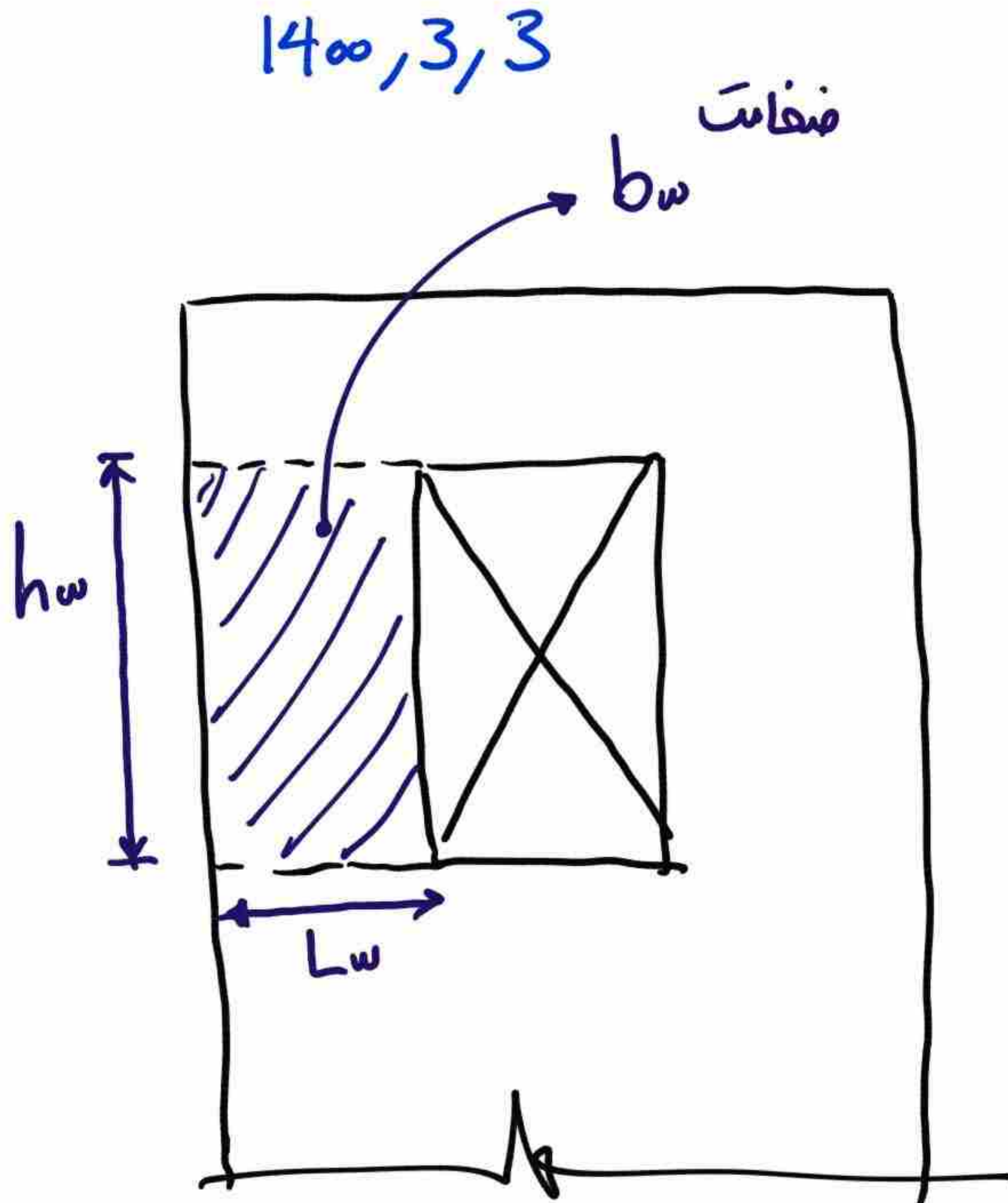
۹-۲۰-۷ دیوارها سازه‌ای با شل نزدیک زباد

نید ۹-۲۰-۷-۱:

این نید در فصول اجزاء عمود به وجود آمده در کنار بازسوهاست به طوری که جهت سعی دارد بین رفتار ستونی و دیواری این قطعه وجه تعادل قابل شود

در استه نیک $\frac{h_w}{L_w} > 2$ یا $\frac{h_w}{L_w} < 2$ در ابتدا مطرح می شود

ستون : $L_w/b_w < 2.5$
 ستون با دیوار : $2.5 < L_w/b_w < 6$
 دیوار : $L_w/b_w > 6$
 نتیجه به نسبت طول به ضخامت می تواند دیوار یا ستون باشد



هر نسبتی از $\frac{L_w}{b_w}$ در این زیر مصوبی "دیوار" است

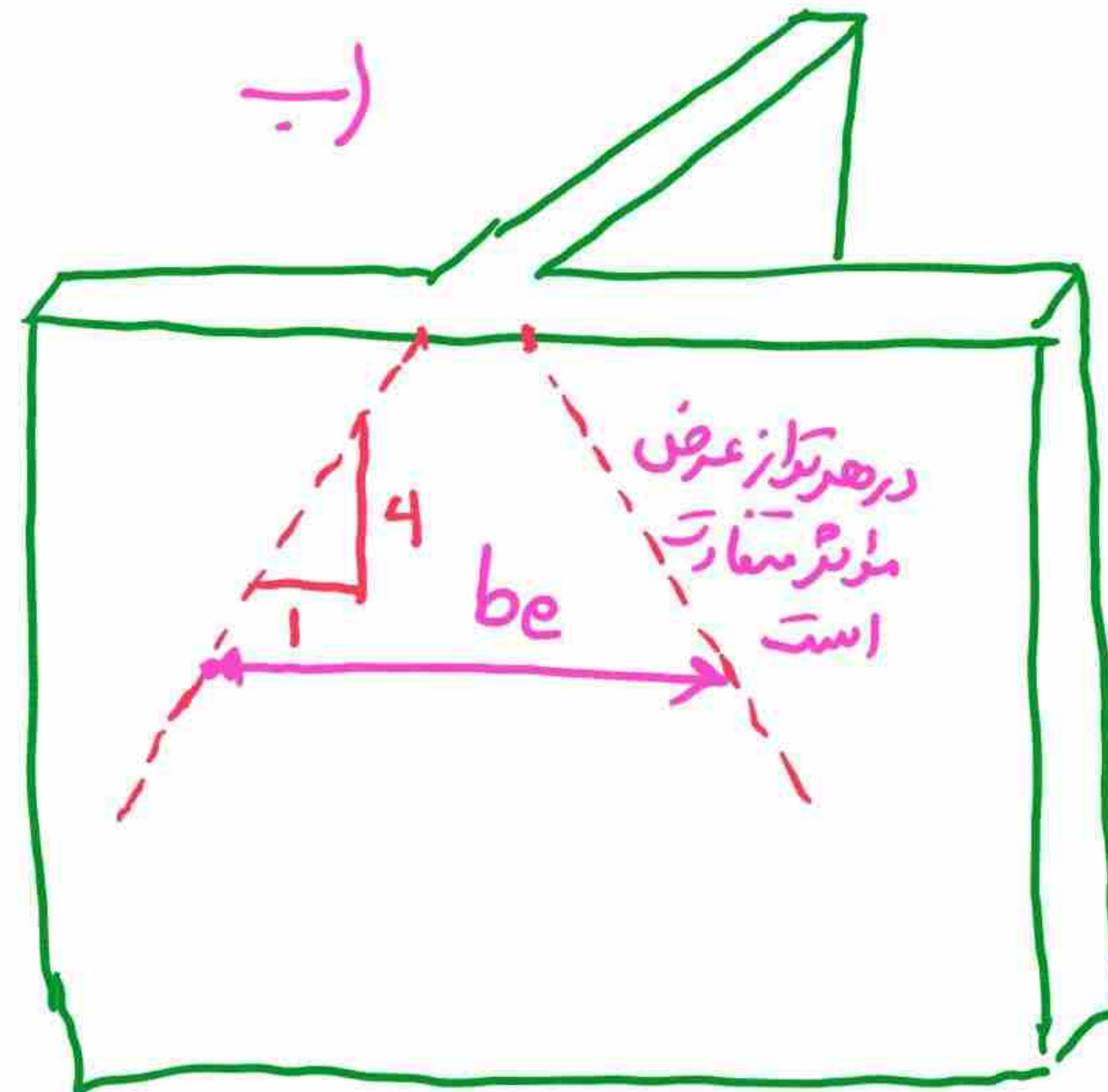
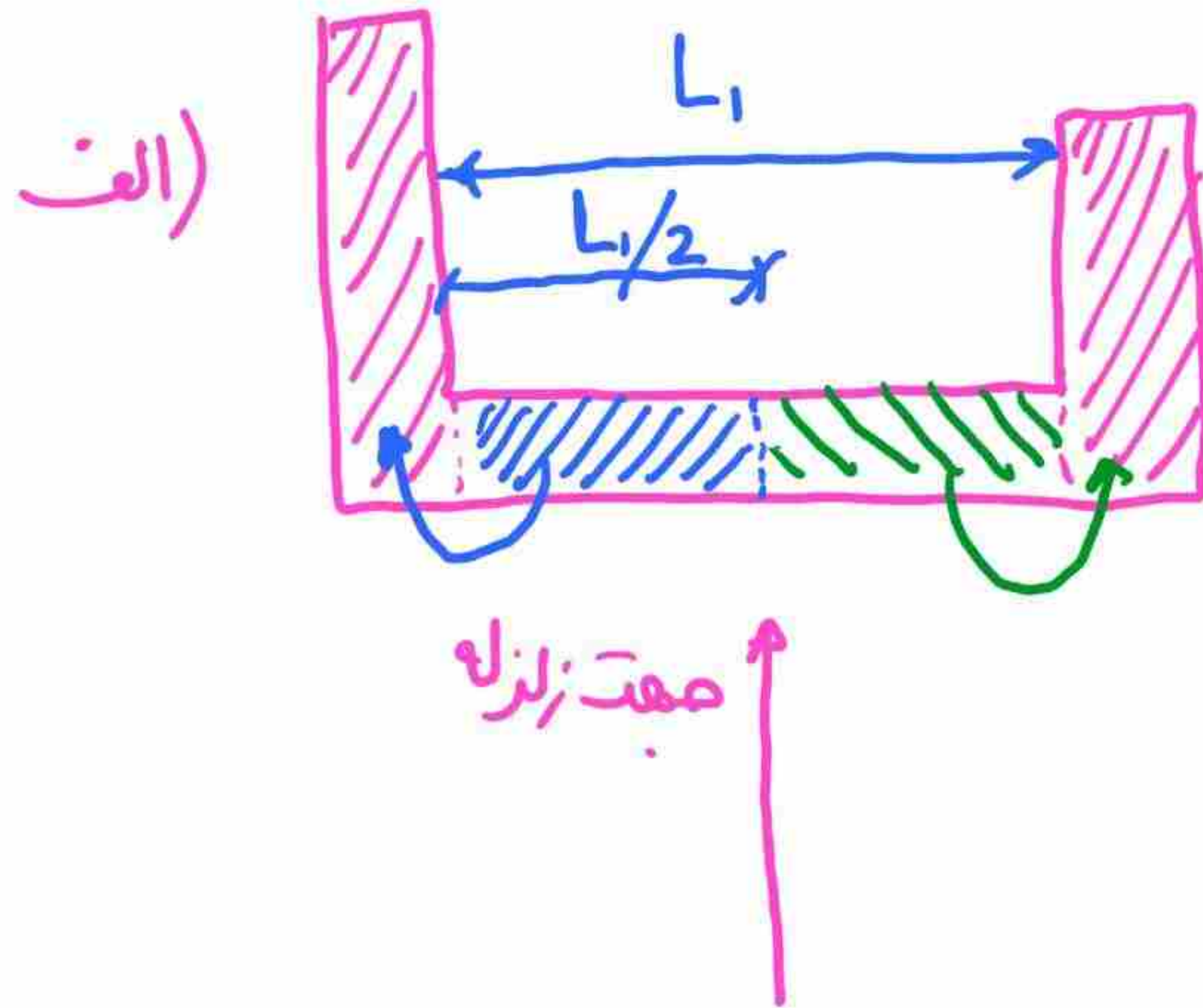
محدودیت های هندسی ؟

✓ حداقل ضخامت دیوار برشی 150^{mm}

✓ حداقل ابعاد العان مزی بند ؛ ۹ - ۲۰ - ۷ - ۶ - ۶ - ۶

✓ دیوارها بالدار L، U، T

عرض مؤثر بال در این دیوارها تابع حداقل معادیر زیر است ؟



✓ آرماتورهای افقی و قائم؟

✓ اگر $V_u \geq 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\xrightarrow{\text{آن بگو}} (f_t, f_\ell)_{\min} = 0.0025$

✓ اگر $V_u < 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\xrightarrow{\text{آن بگو}} (f_t, f_\ell)_{\min} : \frac{\text{ضوابط فصل ۱۳}}{\text{دیوارها}}$

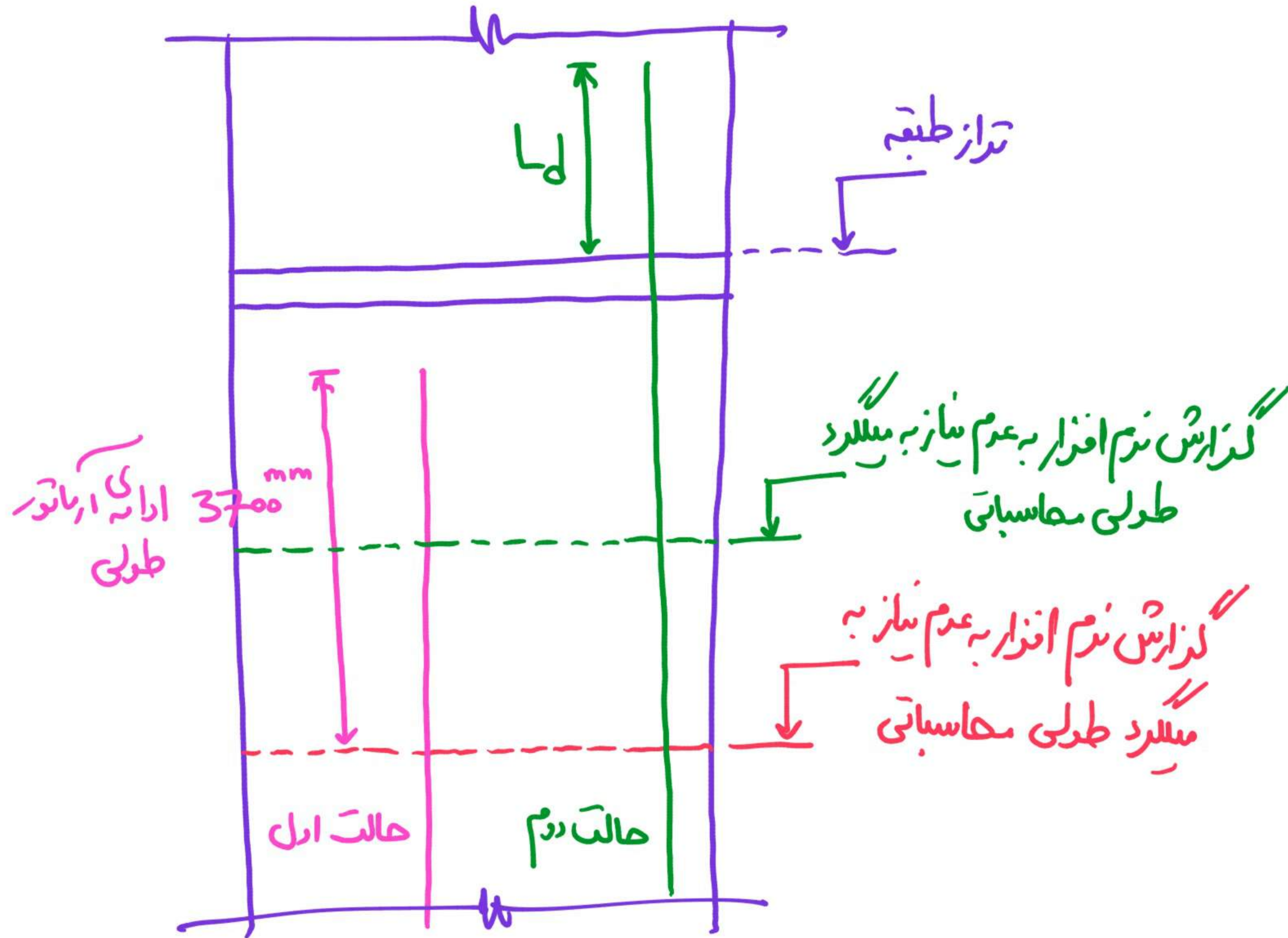
✓ حداقل فاصله میلبردها در فصل ۱۳ مطرح شد در اینجا به حداقل 350^{mm} اشاره می شود؟

✓ آرماتورهای مورد استناد برای ظرفیت V_n باید مستند باشند.

* اگر در دیوارها $V_u > 0.17 \lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$ یا $h_w / L_w \geq 2$ باشد به کارگیری دو سیلندر میلگرد الزامی است.

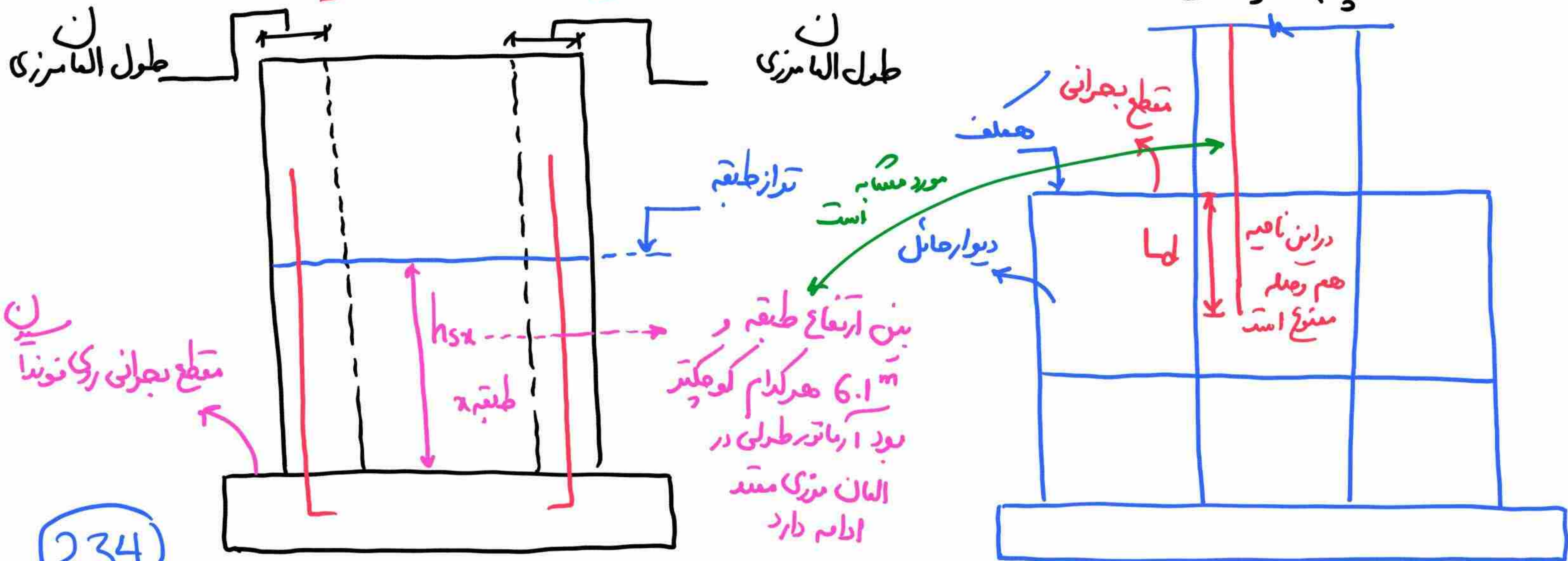
۹-۲۰-۷-۳-۲ صنایع محل قطع و وصله میلردها در دیوار برشی

الف)



(ب) طول معاری میلگرد در محل‌هایی که بر اساس نقشه‌های جانبی امکان تسیم آرماتور طولی وجود داشته باشد باید با $1.25 f_y$ در نظر گرفته شود.

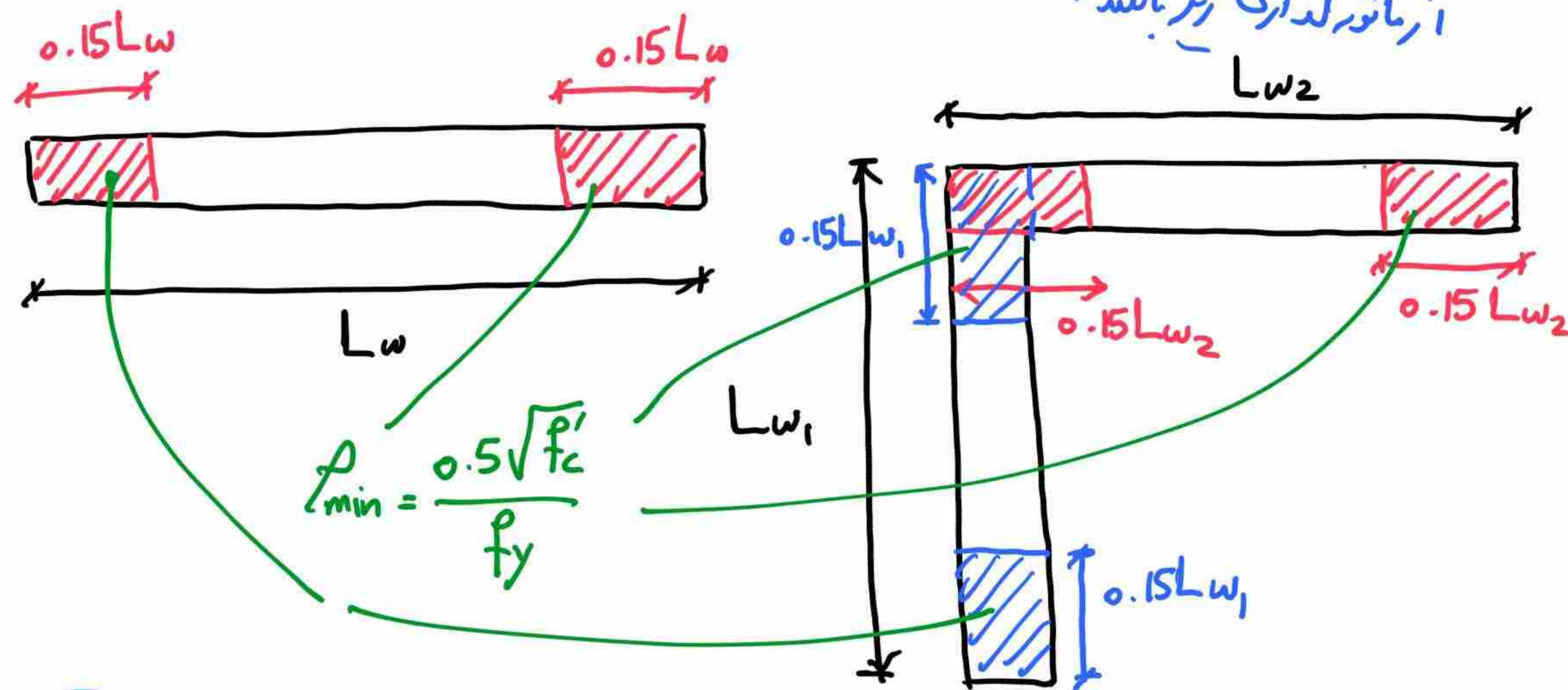
(ج) در چه ناحیه‌ای نمی‌توان وصله همپوشانی داشت؟ (وصله مکانیکی یا جوشی (نه نور جوش) مجاز است)



۹-۲۰-۷-۳-۵؛ اگر نسبت $h_w/L_w \geq 2$ برقرار باشد و دیوار بدون بازشود دارای یک مقطع
محرانی برای خمش و نیروی محوری (مثلاً ریکی پی) باشد، آن گاه باید؟

مطابق شکل R.18.10.2.4 از ACI 318-19 باید $0.15L_w$ انتهای دارای
آرماتورگذاری زیر باشد؟

الف)



(ب) اگر تاور بند الف باید به اندازه حداقل L_w یا $\frac{M_u}{3V_u}$ از مقطع بحرانی ادامه پیدا کند.

(و) 5٪ اگر تاور بند الف نباید در یک مقطع قطع شود. (وصله یک در میان)

ی ن
محاسبه الما مزی

h_{wcs} : ارتفاع کل دیوار در بالای مقطع بحرانی برای خس و مزی مزی

الف) محاسبه به کمک تفسیر همان جایی ؛ این روش فقط در فصول دیوارها بررسی بدن باز شو و صرفاً دارای

یک مقطع بحرانی با $2 \gg \frac{h_{wcs}}{L_w}$ کاربرد دارد ؛

✓ در صورتی که رابطه زیر برقرار باشد باید ناحیه فشاری دیوار

به کمک اجزای مزی مسلح شود ؛

C : فاصله محور فنی از دورترین تار فشاری

$$\frac{1.5 \delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{L_w}{600 \times C}$$

باید

$$\frac{\delta_u}{h_{wcs}} \geq 0.005$$

اگر رابطه الف برقرار باشد باید از مقاومت ویژه در طولی معادل برابر با بزرگترین L_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ استفاده شود و

علاوه بر آن $b \geq \sqrt{0.025CL_w}$ بوده و یا $\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq 1.5 \frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ باشد.

مبحث ۹ به جای $\sqrt{0.025CL_w}$ از عدد ۴ خارج رادیکال استفاده کرده !!!

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \left(\frac{L_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \geq 0.015$$

رابطه ۹-۲۰-۱۸

$$V_e = \Omega_r \omega_r V_u \leq 3V_u$$

نیروی برش سطح

مسل $R.18.10.6.4c$

از ۱۹-۳۱۸ ACI مربوط

به این بخش است.

حلبه بیست و دوم

اداره بهت دیوار برشی (الان مزی)

معمور فیس در صفت

1400 . 3 . 10

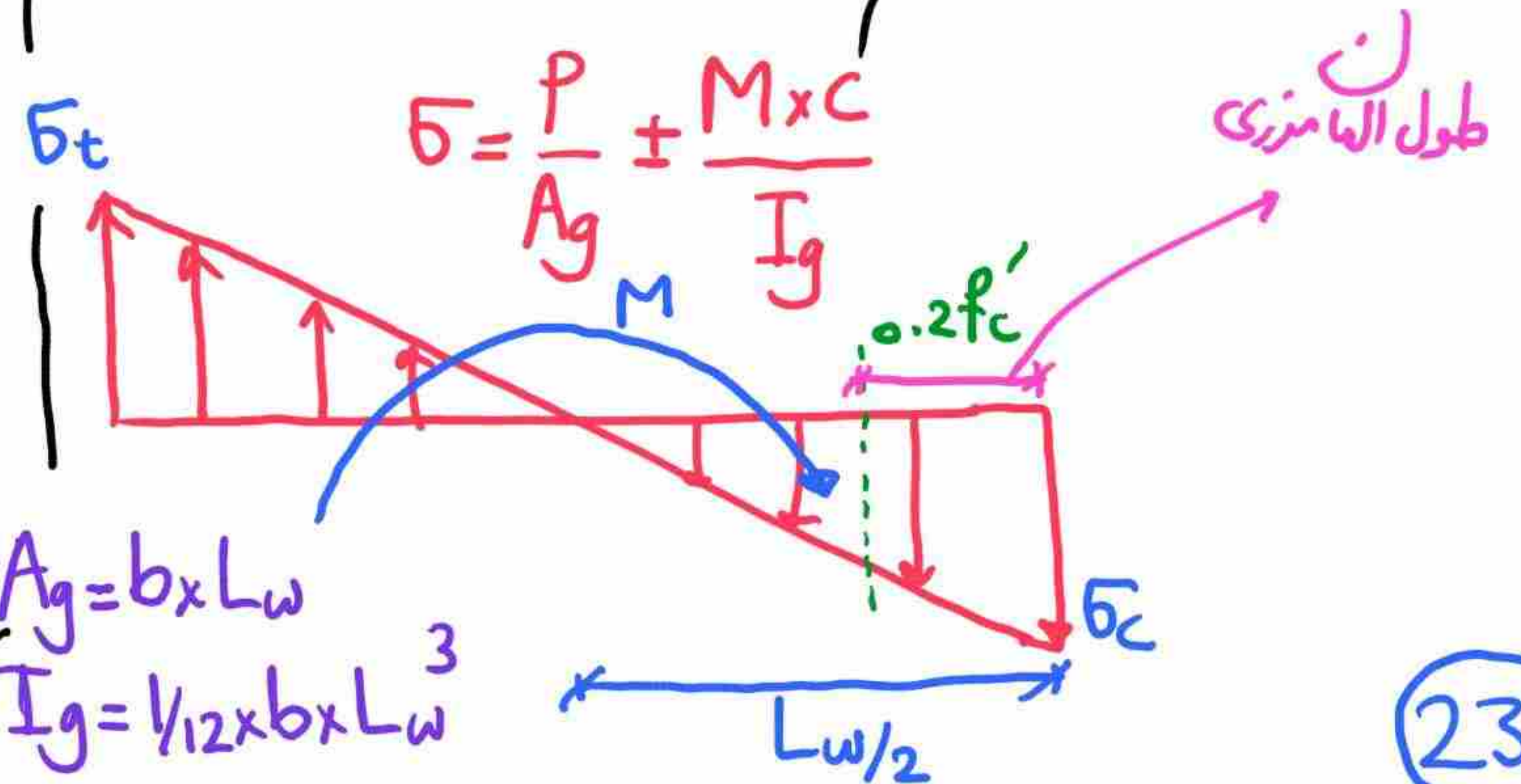
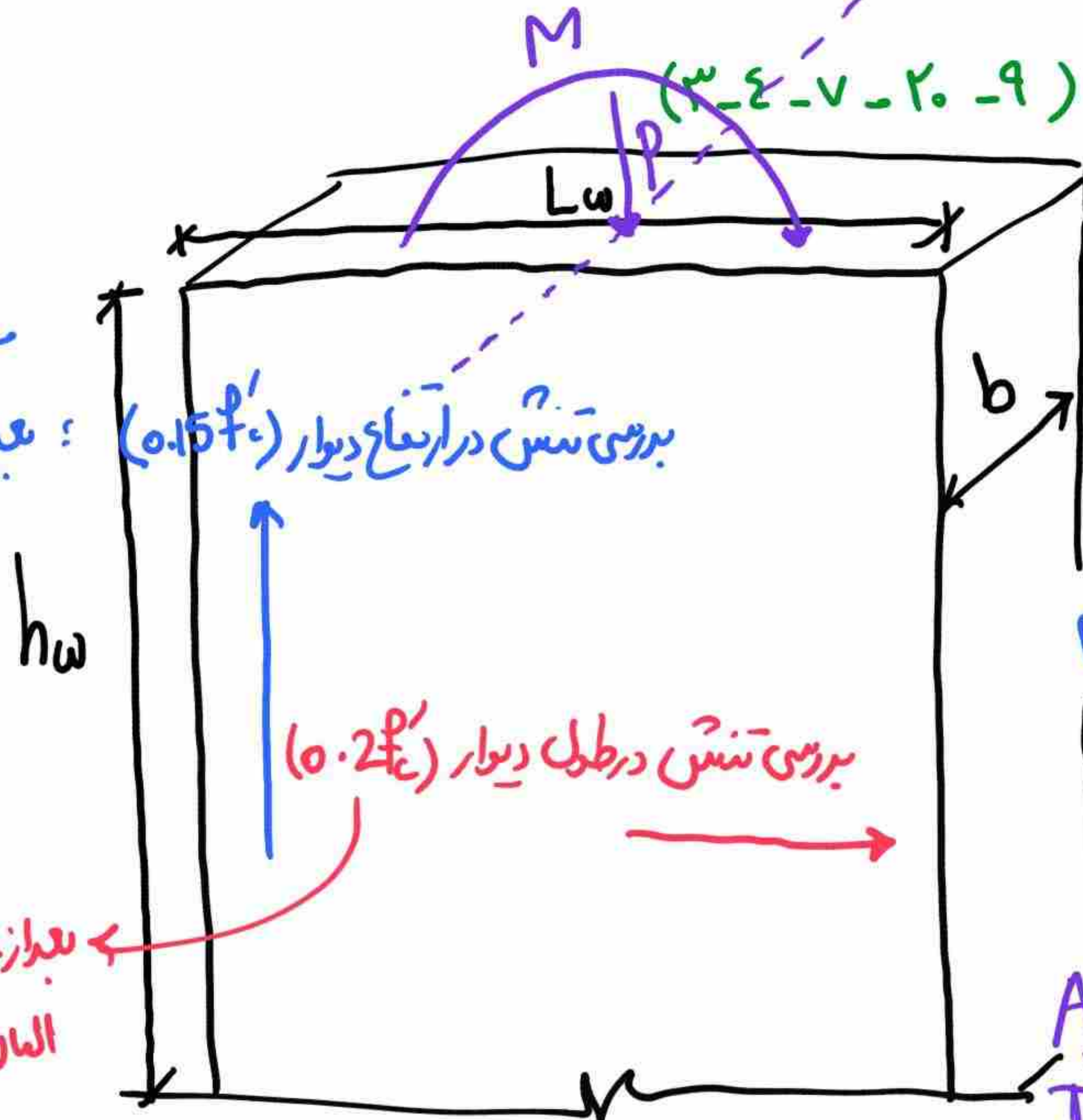
(ب) محاسبه الان مزی بر اساس تنش فشاری (۳-۴-۷-۲۰-۹)

دورترین فاصله تا مزی (مستطیل = $L_w/2$)

بعد از ان الان مزی نداریم : برشی تنش در ارتفاع دیوار $(0.15 f'_c)$

برشی تنش در طول دیوار $(0.2 f'_c)$

بعد از عبور از این تنش الان مزی داریم



$$\sigma = \frac{P}{A_g} \pm \frac{M \times c}{I_g}$$

$$A_g = b \times L_w$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times L_w^3$$

توضیحات مربوط به ابعاد مزی به روش تنش:

1)
$$\text{طول ابعاد مزی} = \max \begin{cases} C - 0.1 L_w \\ C/2 \end{cases}$$

C : عمق تنش فشاری از تارفتی در راستای طول دیوار

2) اگر طول ابعاد مزی از قسمت (1) بدست آید آن بزرگتر

$$b_{min} \geq h_u/16$$

هر دو برای حالت (3) کنترل می شود

3) اگر
$$\frac{h_{wcs}}{L_w} \geq 2$$

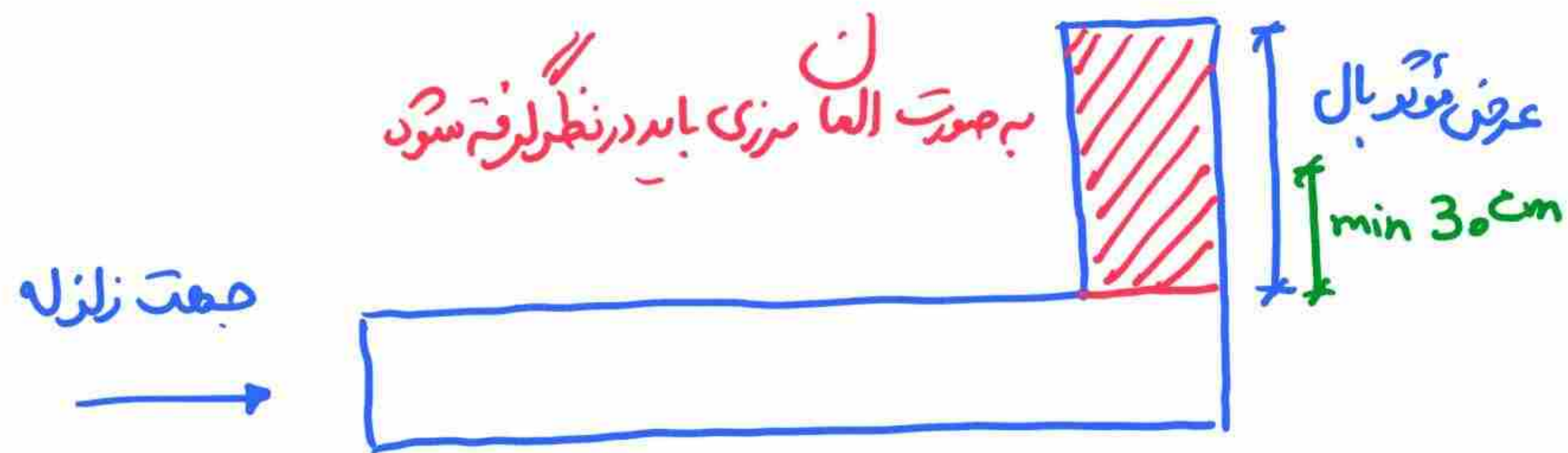
(2)

$$\frac{C}{L_w} \geq \frac{3}{8}$$

$$b_{min} = 300 \text{ mm}$$

و مقطع دارای یک نامیه بجزئی و طول ابعاد مزی از حالت (1) استخراج شود

4) در دیوارها T, U, L باید عرض مؤثر بال λ بتواند λ مزی لحاظ شود و
مداخل 30cm در آن جان داده باید



به صورت λ مزی باید در نظر گرفته شود

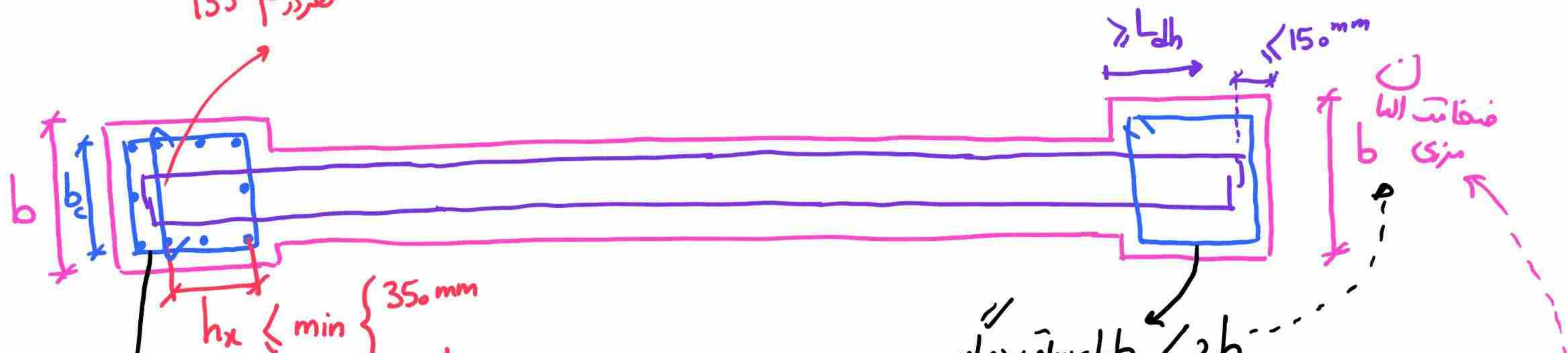
مربوط خاستگی λ مزی مسابه A_{sh} برای ستونهاست

5) که باید علاوه بر لستل مسابه بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ الف تا ۲

بنده ۹-۲۰-۶-۳-۳ و مقدار $b/3$ رعایت گردد.

تنها تفاوت با ستون معیار
 h_x برای $f_c > 70\text{ MPa}$ یا $f_c > 0.3 f_c A_g$ است
 که در λ مزی بررسی نمی شود.

هر در خم 135°



$$h_x \leq \min \begin{cases} 350 \text{ mm} \\ \frac{2}{3} b \end{cases}$$

فاصله ی خاموشه ها $S_{max} = \min \begin{cases} b/3 \\ 6d_b \text{ یا } (5d_b \text{ for } S550) \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$

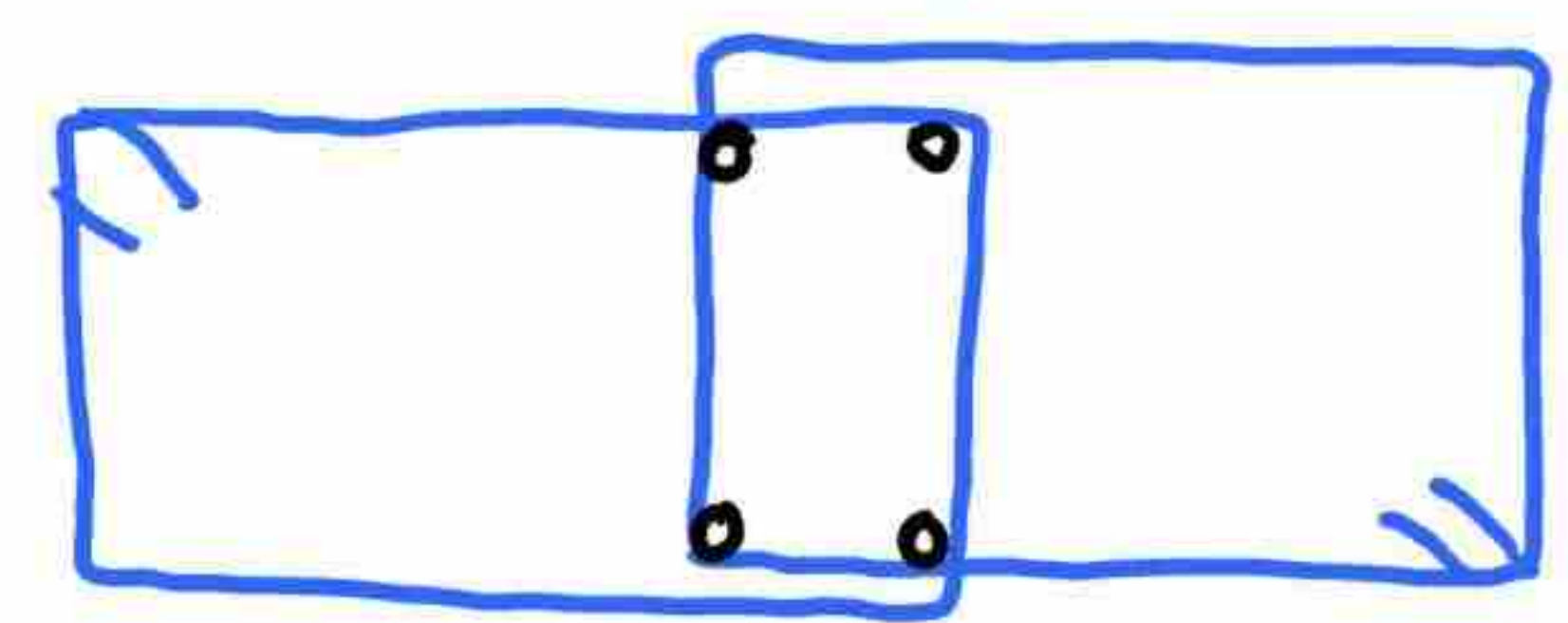
مساحت ساق خاموشه ها A_{sh}

$$\frac{A_{sh}}{S \times b_c} \geq \max \begin{cases} 0.3 (A_g/A_{ch} - 1) \times f'_c / f_y \\ 0.09 f'_c / f_y \end{cases}$$

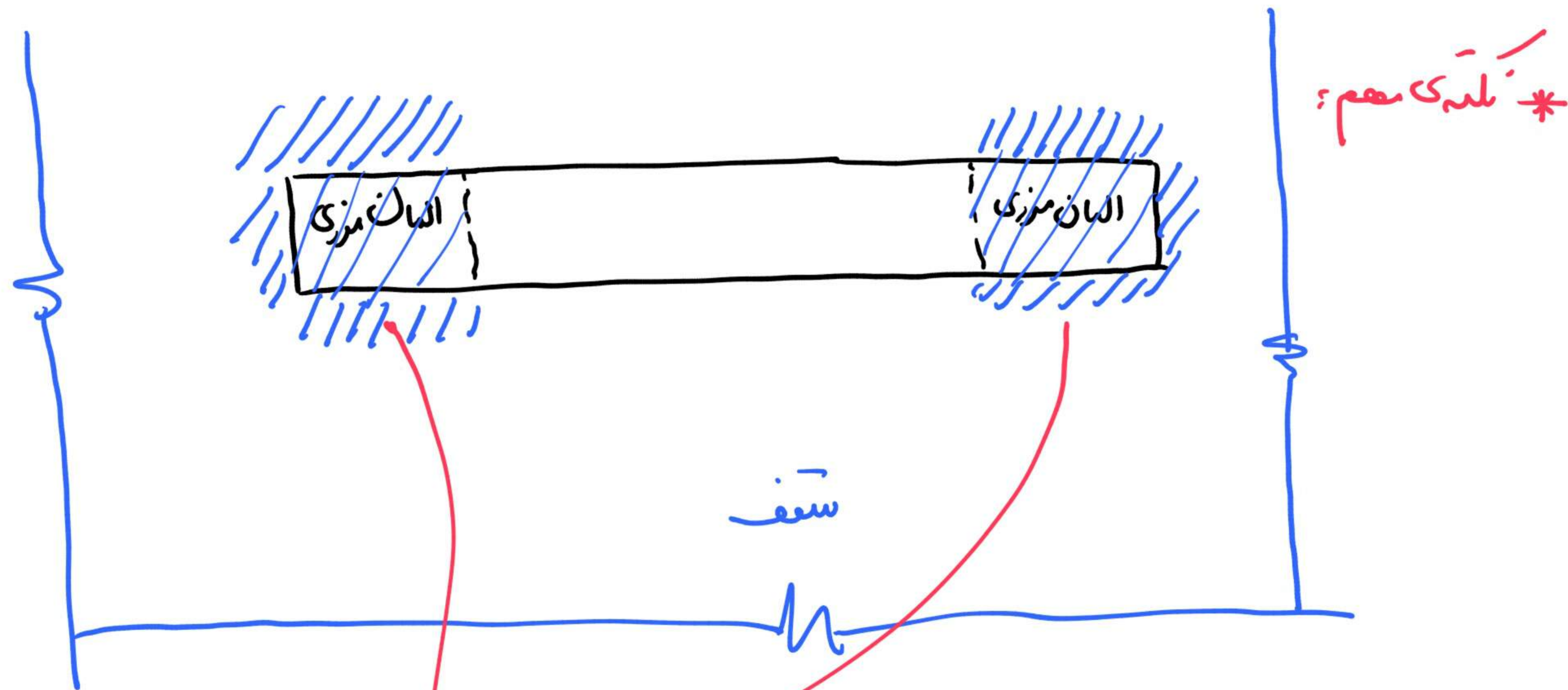
طول ساق دورگیر $< 2b$

اگر بیشتر شد

$$\text{طول هسته سانی فاصله} = \min \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ \frac{2b}{3} \end{cases}$$

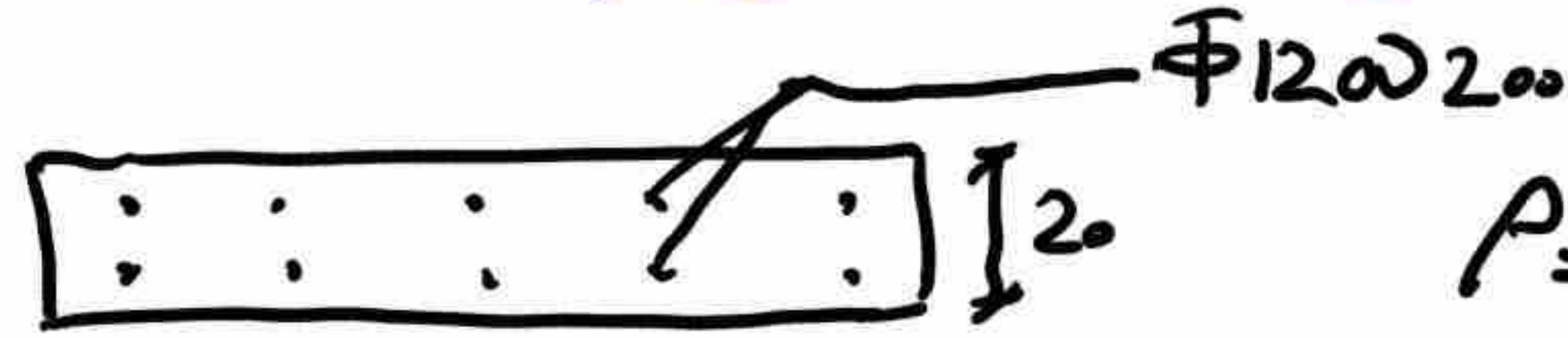


اگر این ساق یکبار هم بود مستند
طول بیش از $2b$ بود پس زنجیر شده

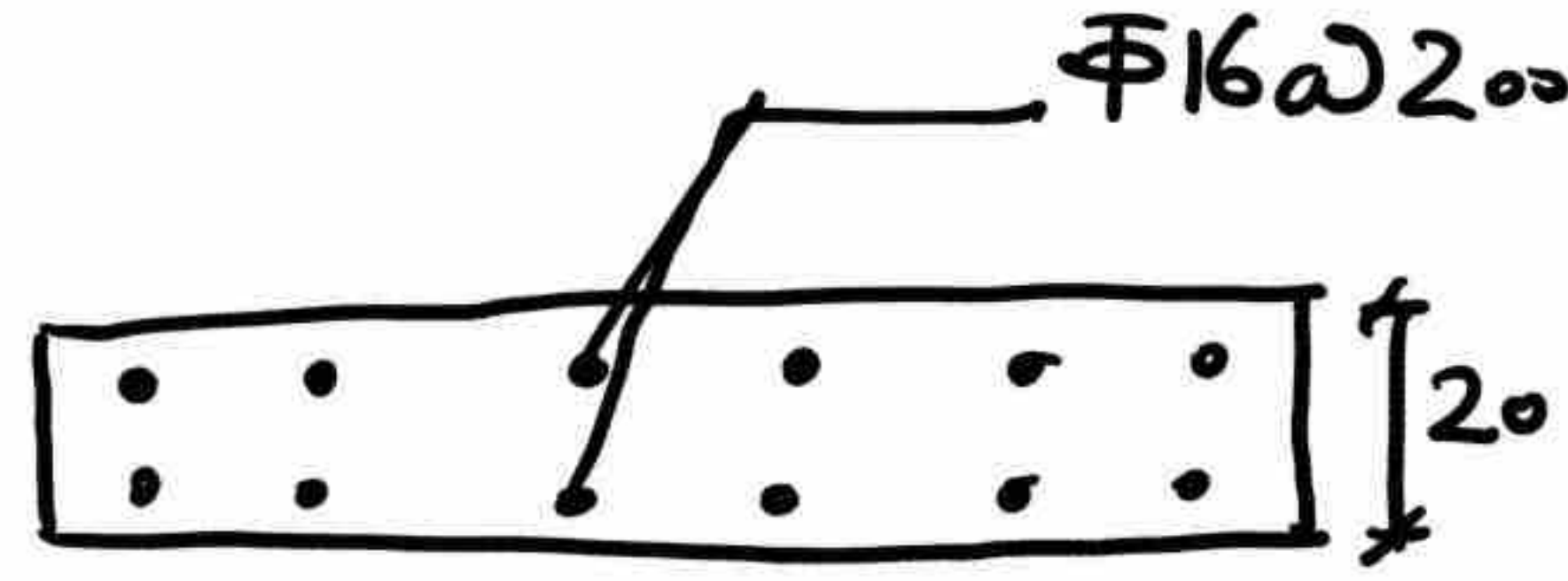


مقاومت فشاری سقف نباید از ۱.۷٪
مقاومت فشاری دیوار در ناحیه‌ی الان مرزی
کمتر باشد

خاموت گذاری فاج از ناحیه الی مزی در دیوار برشی



$$\rho = \frac{2 \times 1.4}{20 \times 20} = 0.0057 < \frac{2.8}{f_y}$$



$$\rho = \frac{2 \times 2.01}{20 \times 20} = 0.01 > \frac{2.8}{f_y}$$

$$0.007 = \frac{2.8}{4.0}$$

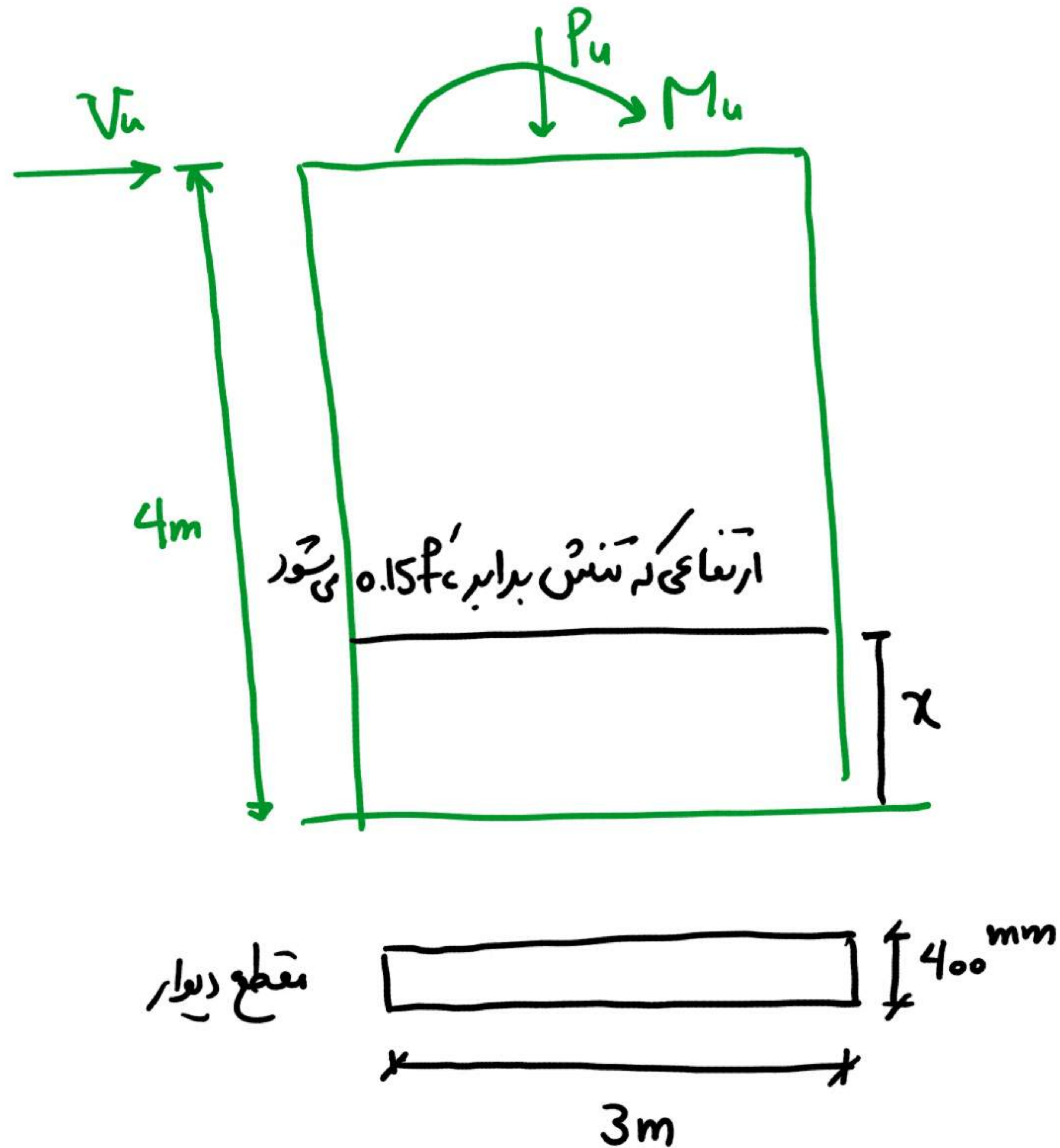
خاموت محاسبه نمی شود
ولی در اجرا تعبیه می گردد

خاموت

$$S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 8d_b \text{ (6 for S55)} \\ 200 \text{ mm (150 for S55)} \end{array} \right.$$

فاج از ناحیه الی مزی

نواحی مربوط به الی مزی



حل تست محاسبات ۹۴

$$P_u = 1400 \text{ KN}$$

$$M_u = 800 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 495 \text{ KN}$$

C25, S400

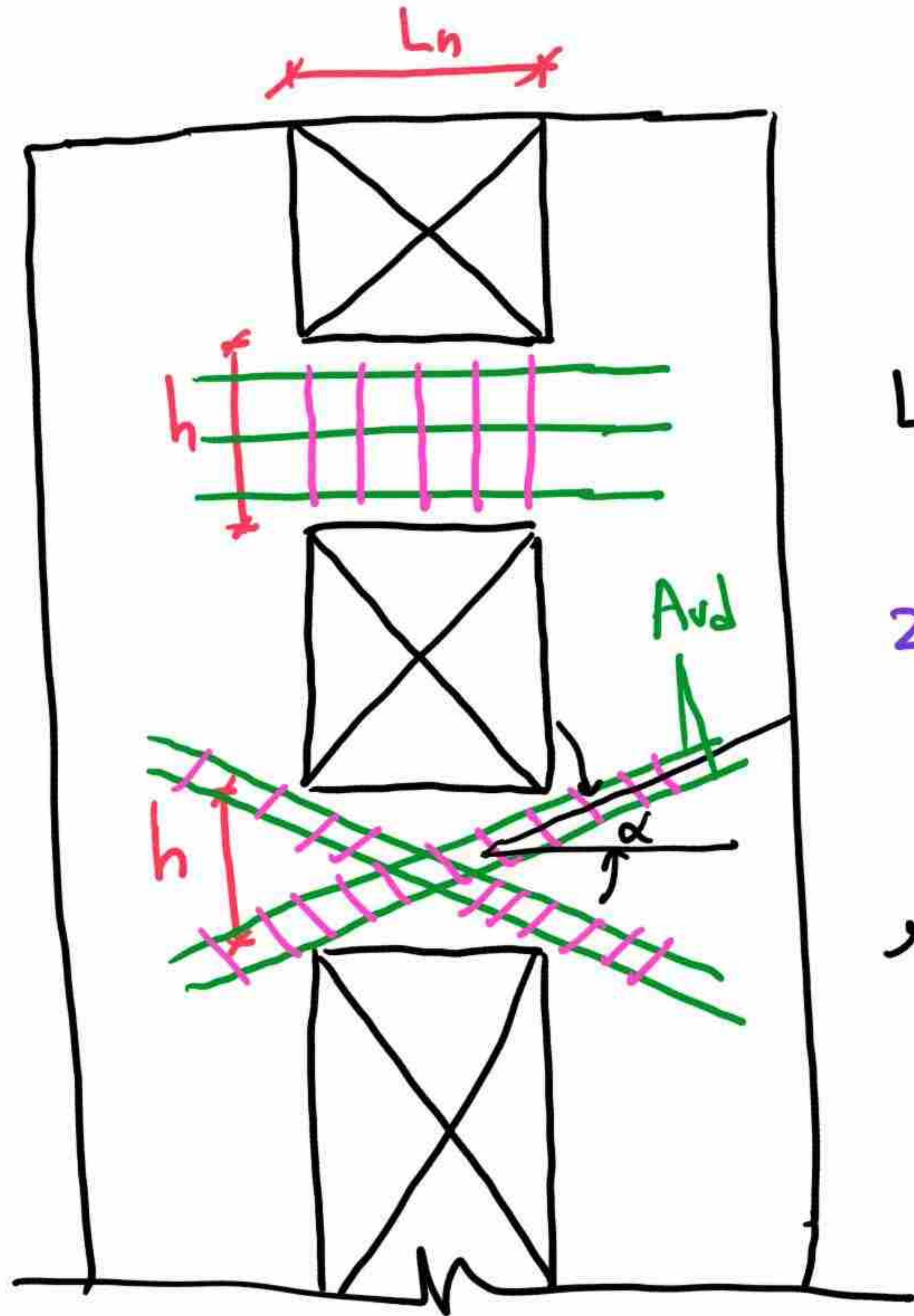
$$\sigma = \frac{P}{A_g} + \frac{M \times C}{I_g}$$

$$\sigma = \frac{1400 \times 10^3}{(3000 \times 400)} + \frac{(800 + (495)(4 - x)) \times \frac{3000}{2}}{\frac{1}{12} \times 400 \times 3000^3} = 0.15 f_c'$$

یک معادله بر حسب x داریم

$$x = 2484 \text{ mm}$$

تیرچه‌بند - Spandrel



$$L_n/h \geq 4$$

$$2 < \frac{L_n}{h} < 4$$

$$L_n/h < 2$$

$$V_u \geq 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$0.85 = \phi$$

ترکیبی از تیر

ضخامت دیوار و عضو تقویتی

$h \times b$

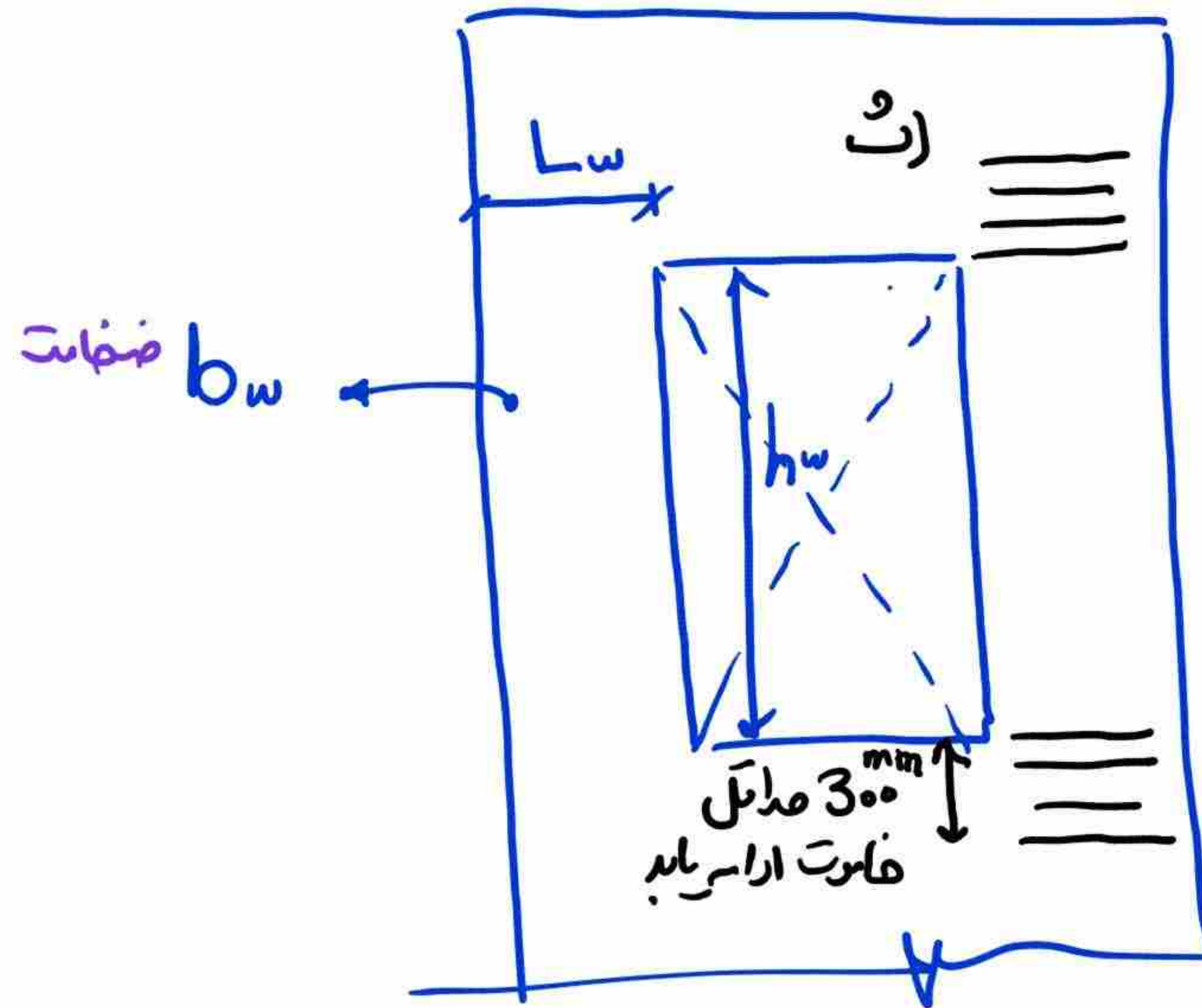
ارتفاع تیرچه‌بند

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 \phi f_y \sin \alpha}$$

حلبه بیست و سوم

1400 . 03 . 22

* دیوار پایه ها ۹-۲۰-۷-۶



اگر $2.5 > b_w / L_w$ باشد می توان به جای رابطة
سین از رابطة الف تاج استفاده کرد:

الف) به کمک رابطة ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱

می توان برش ناشی از گسترش را

محاسبه و با برش V_d دار مقایسه

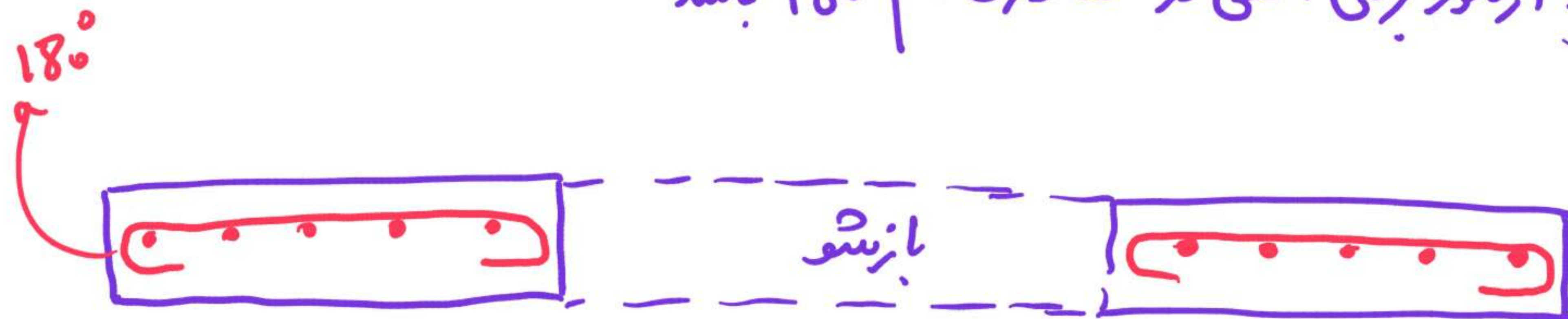
کرد و مقدار کم تر بود ملاک طراحی

است.

(-) مقدار $V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ رابطة ۹-۲۰-۷-۶-۹

(د) در این نامه خاموشها باید به صورت درگیر باشند مگر آنکه از یک متن استثناییده باشند

که در این صورت باید اگر تاور برشی افقی در انتهای دارای ضم ۱۸۰ باشد



* ضوابط طراحی دیوارها سازه ای در برش

۹-۲۰-۷-۹

$$V_u \leq 3 V_u \quad \Omega_v = \Omega_v \quad V_e \text{ نیروی برشی طرح}$$

ضریب دیوار	Ω_v
$\frac{h_{wcs}}{L_w} > 1.5$	بیشترین مقدار M_{Pr}/M_u و ۱.۵ در ترکیب بار که بیشترین Ω_v را حاصل نماید
$\frac{h_{wcs}}{L_w} \leq 1.5$	۱.۰

در صورتیکه $\frac{h_{wcs}}{L_w} < 2$ باشد $\Omega_v = 1$
در غیر این صورت

اگر $n_s \leq 6$: $\Omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$

اگر $n_s > 6$:

$\Omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$

$\Omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.8$

(تحلیل استاتیکی)

(تحلیل دینامیکی)

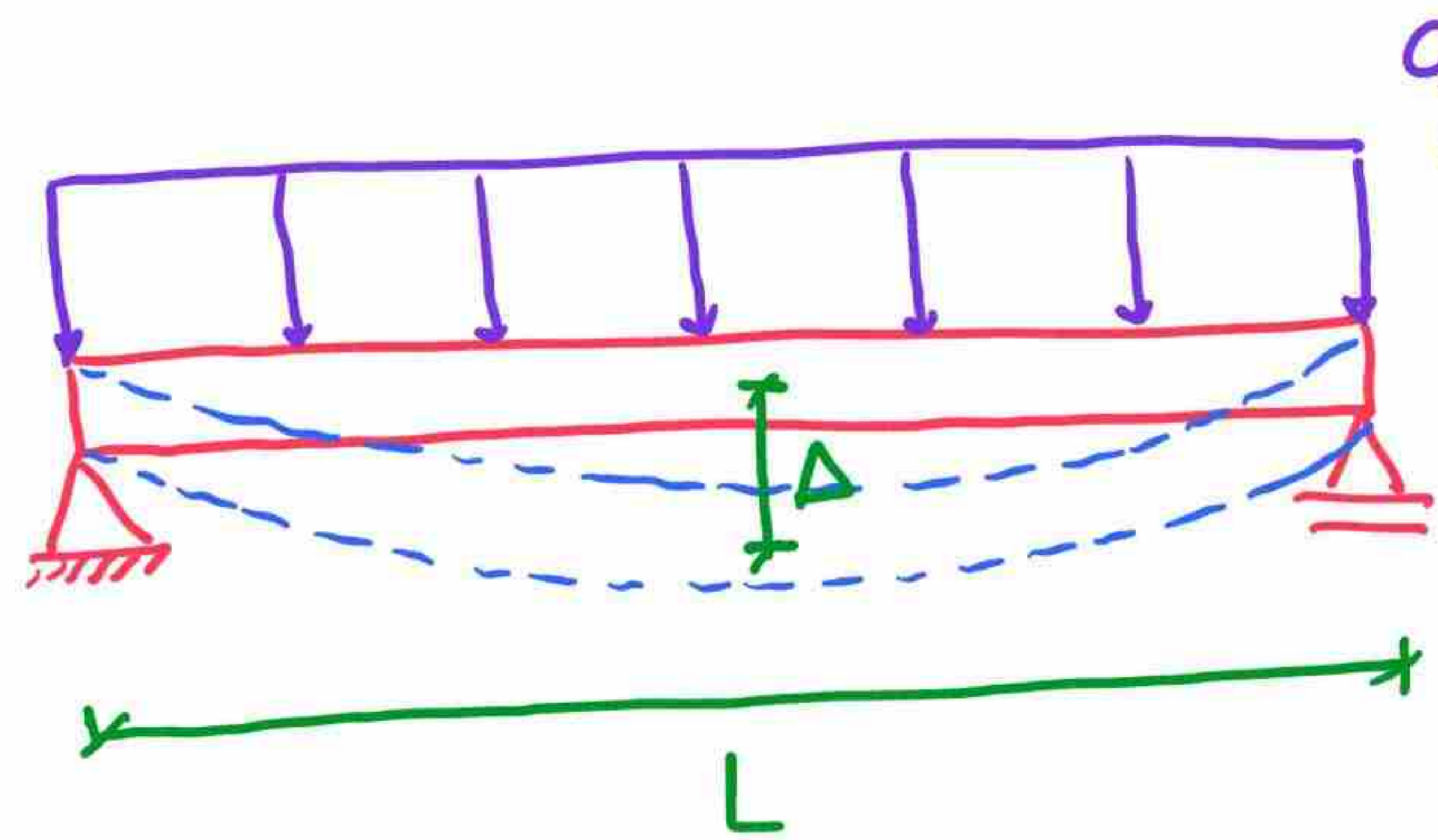
برای $n_s > 6$

mm ارتفاع کل دیوار از بالا مقطع بحرانی برای
همش ریزی محوری

$$n_s \geq 0.00028 h_{wcs}$$

الزامات محدود برداری

فصل ۱۹ مبحث ۹



q_a بارهای پخش ضعیف

$D+L$ بار سراسری

$D+2L$

کنترل ناشی از بار سراسری

ضریب استاندارد ناشی از ماندگاری

برای تیر دوسر سازه

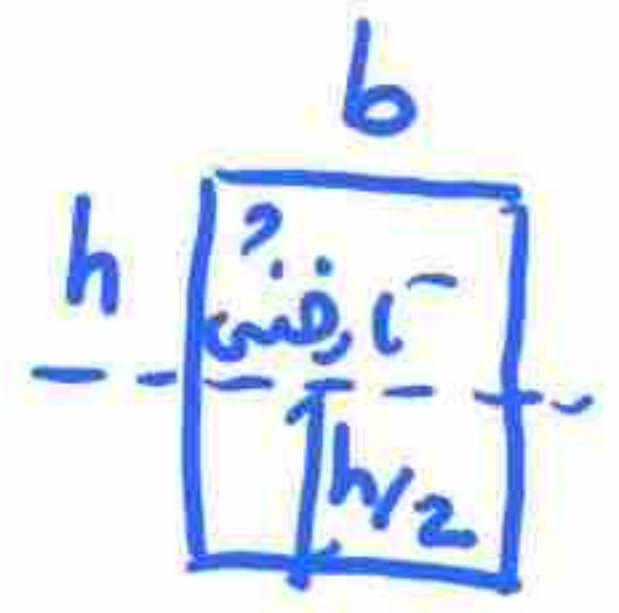
$$\Delta = \frac{5 q_a L^4}{384 E I_e} = \frac{5 M_a L^2}{48 E I_e} ; M_a = \frac{q_a L^2}{8}$$

معادله انحراف موقت M_a بر اساس مقایسه M_{cr} محاسبه می شود

الف) $M_a \leq \frac{2}{3} M_{cr} \rightarrow I_e = I_g$

$$\frac{1}{12} b h^3$$

$$0.62 \sqrt{f'_c}$$



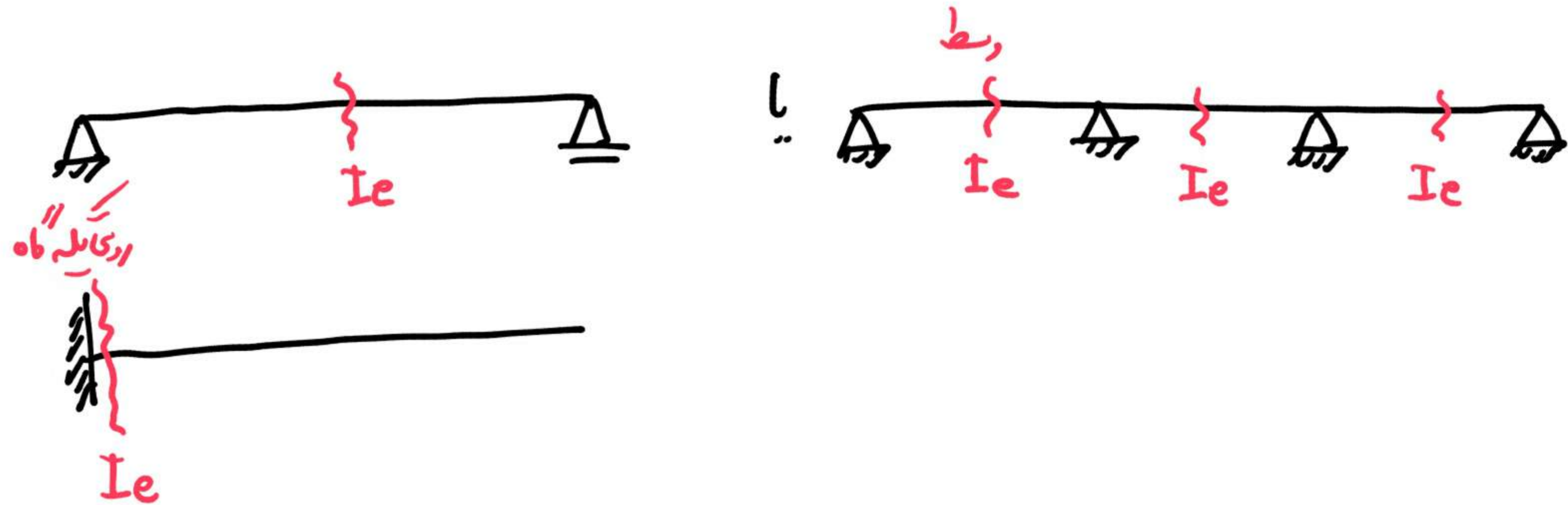
ب) $M_a > \frac{2}{3} M_{cr} \rightarrow \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2/3 M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = I_e$, $M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t}$

فاصله تا لبه تیر در تیر

نکته: در تیرها و دال‌ها یک طرفه پیوسته، میان اینرسی مؤثر از رابطی زیر پیست می‌آید

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$$

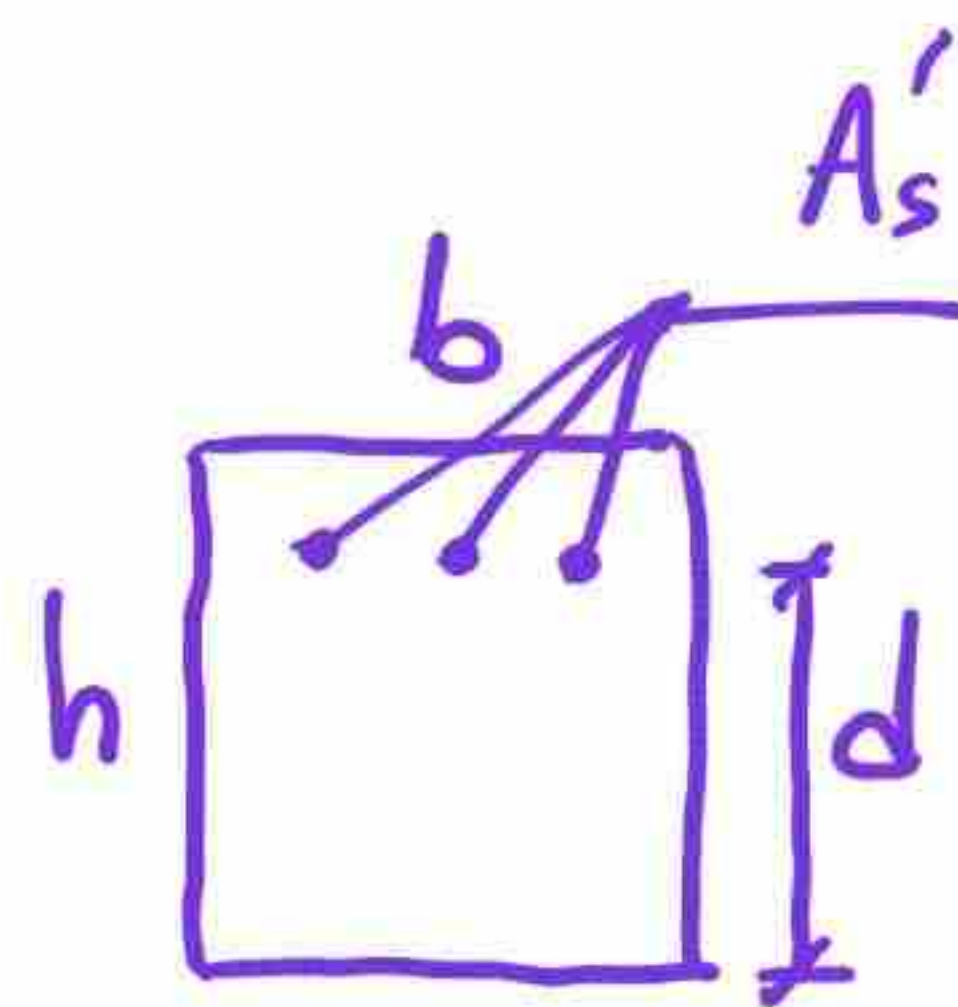
نکته: در تیرها و دال‌ها یک طرفه با مقطع یکدلتاقت منسوری می‌توان میان اینرسی مؤثرا برابر با مقدار آن در وسط دهانه یا تکیه‌گاه ساده یا پیوسته و بر روی تکیه‌گاه در اعضا طرف در نظر گرفت



* تغییر شکل ناشی از وارفتگی (خم شدن) و جمع شدن (افت یا انقباض) در اعضای خمشی در طول زمان
 تغییر شکل دراز مدت نامیده می شود و از حاصل ضرب تغییر شکل آنی در ضریب λ_Δ تعیین می شود:

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

نسبت فولاد خمشی ρ'
 وسط دهانه در تیرها و
 در تیرها در اعضای طره



$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d}$$

ضریب λ_Δ	زمان
1.0	۳ ماه
1.2	۶ ماه
1.4	۱۲ ماه
2.0	۶ ماه و بیشتر

* بار دائمی برابر است با بار مرده + درصدی از بار زنده

↓ ۲۰ تا ۵۰ درصد

* عدد مجاز برای تغییر مکان ایجاد شده در سردال براساس جدول ۹-۱۹-۳ با تفکیک تغییر مکان آبی ناشی از

بارزنده ($l/180$ ، $l/360$) و تغییر مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان بارزنده ($l/48$ ، $l/24$) بدست می آید.

بگرفته شده از هزینه آبی دلتر حین زاده

" این عدد برای کاربری ها متفاوت است "

تغییر مکان آبی ناشی از بار دائمی
Sustain

$$\Delta_{sus} = \Delta_{Dead} + \Delta_{super\ dead} + live + partition + \lambda \times L$$

$$\Delta_{creep} = \lambda \Delta_{sus}^*$$

آن قسمت از تغییر مکان مجاز اتصال اعضا غیر سازه ای ایجاد می شود

ممکن است آسیب به اعضای غیر سازه ای وارد شود $l/48$

$$\Delta_{total}^{نهایی} = (\Delta_D + \Delta_{SD} + L + partition + \Delta_{creep}) - \Delta_{initial} < \dots$$

آسیب به اعضای غیر سازه ای وارد نمی شود $l/240$

$$\Delta_{immediate}^{آبی} = (\Delta_D + \Delta_{SD} + L + partition) - (\Delta_D + \Delta_{SD} + partition) < l/360$$

بررسی تست :

حالت 1

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$
$$\rho' = 0.0025$$

$$\Delta_{\text{creep}} = 30 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow \left(\frac{\lambda}{E}\right)_I = \left(\frac{\lambda}{E}\right)_{II}$$

حالت 2

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$
$$\rho' = ?$$

طول

$$\Delta_{\text{creep}} = 30 \text{ mm}$$

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

در این بارها، کمتر باشد

$$\lambda_I = \frac{1}{1 + 50(0.0025)} = 0.88$$

$$E_I = 4700\sqrt{30} = 25743 \text{ MPa}$$

$$E_{II} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.88}{25743} = \frac{\lambda_{II}}{23500} \longrightarrow \lambda_{II} = 0.803$$

$$0.803 = \frac{1}{1 + 50\rho'} \longrightarrow 1 + 50\rho' = 1.245$$
$$\rho' = 0.0049$$

(253)

کنترل ارتفاع؛

- (1) محاسبه تقسیرما ^{بدون ضربه} ناشی از بار مرده + ^{بدون ضربه} درصد از بار زنده
- (2) در این تقسیرما I_e استفاده می شود
- (3) مدل الاستیک در این محاسبه 1.25 برابر می شود
- $\Delta_{is}^{(mm)}$

معادیر عدیل 9-19-20 $\gg \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} = f$ فرکانس ارتعاش

"پایان"

تقدیم به روح پدرم

محمدتقی خداداد ماه 1400