

امانگی آزمون نظام مهندسی

به نام خدا

جلسه اول ۹۹/۱۰/۶

سازه های بتن آرمه / محمد بنیان (دانشجوی دکتری سازه)

مراجع :

(۱) مقررات مبحث 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 مبحث ۹-۱۳۹۹ است.

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

(۵) جزوه کلاسی (مهندسی)

مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان

ویرایش ۱۳۹۹

استفاده ریلی جزیره با ذکر فائده برای پدرم

بلا مانع است

مطالعه حشرات کلاس دانشگاه ——— عدم مطالعه می کنند

فرم دارد؟ تصویر برای شخصی که هیچ ارتباطی با حوزه پژوهش نمی کند ← ۶/۱۰/۹۹ — ۶/۱۲/۹۹
۲ ماه روزانه ۶ تا ۸ ساعت مطالعه

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

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

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

رَدیفه (۲۴۰) ۶۰ سوال — ۱۵ سوال تن

۱۵ سوال بارگذاری و ۲۸۰۰

۱۰ فولاد

مانقی ۲۰

→ چند 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 بدن 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

بدرن تعارف	*** سخت
	** متوسط
	* آسان

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

در آزمون آزمایشی تجربی ۲۰

به صورت شماره‌ده (کسراتی) سوالات را حل کنید.

✓ تغذیه مناسب داشتن

✓ خواب کافی

مقرر نیاز به سوخت دارد

خرما
لبن
مغز

لکونر

آب

اصلی

کافی

افطی
✓

نصف صفحه سوال

۱۰۰

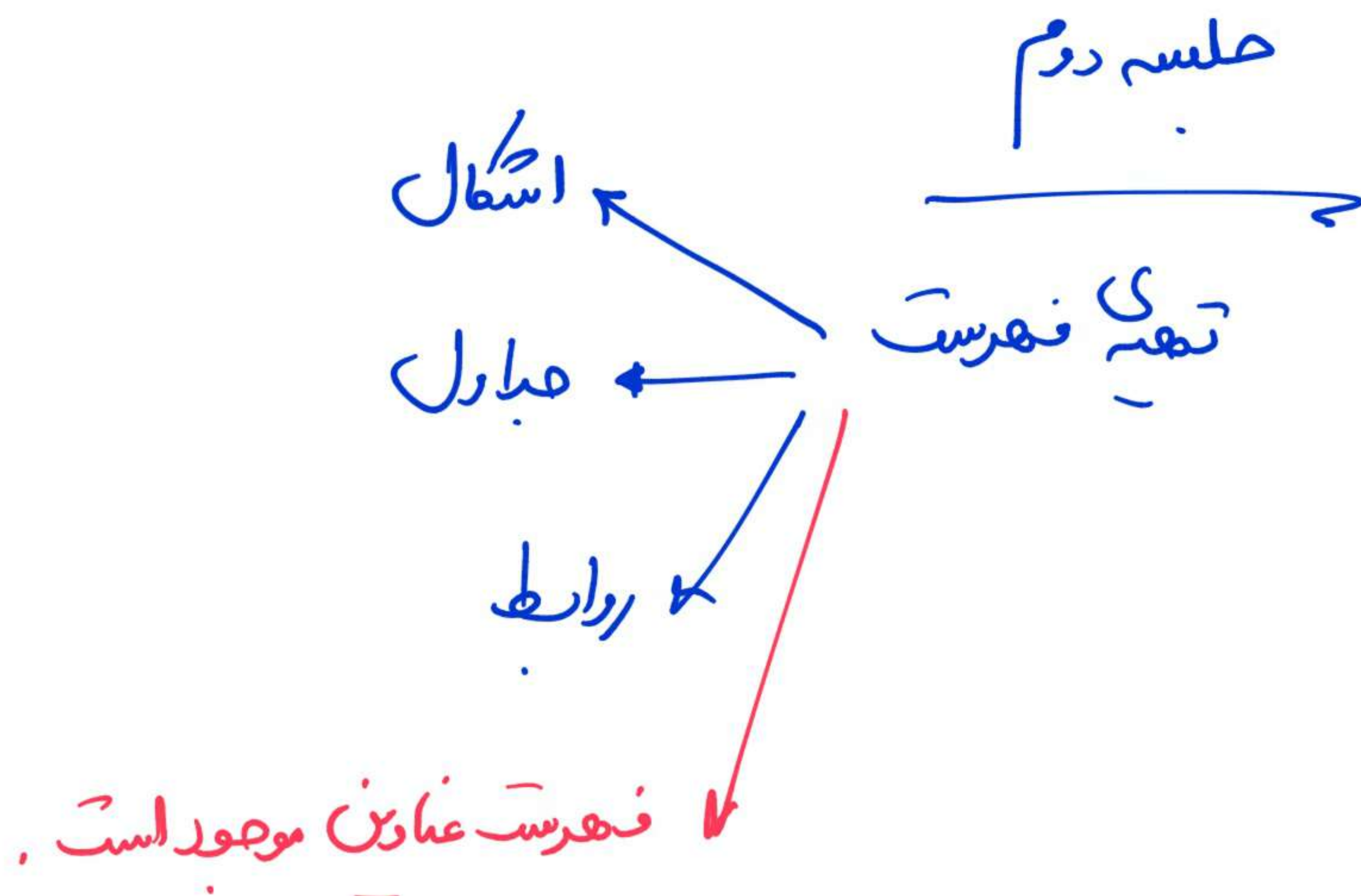
$$M_n = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

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

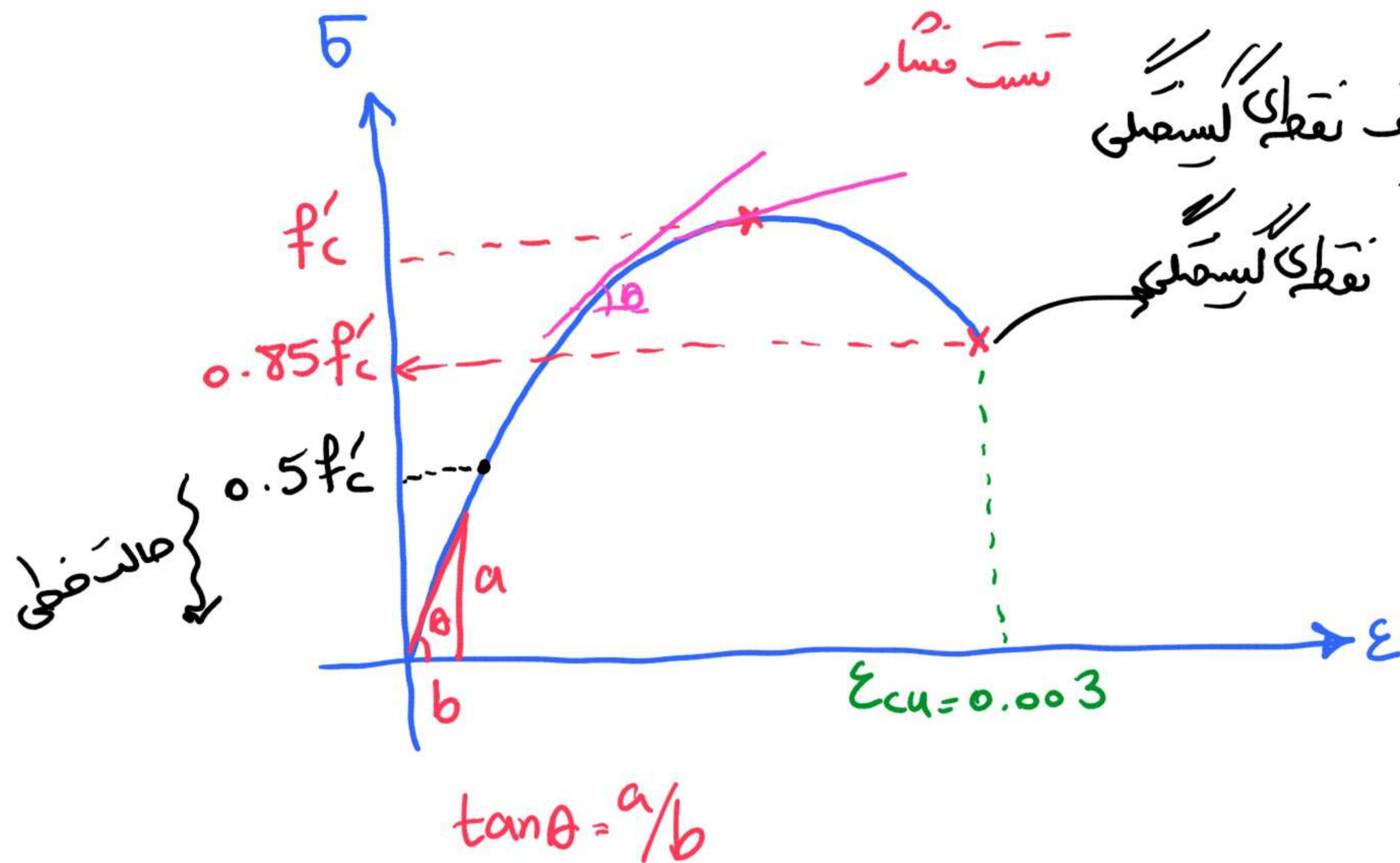
f'_c مقاومت فشاری بتن

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.



مدول الاستیته نسبت خط مماس به
منحنی تنش-کشش 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 ست 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 $\sqrt{10}$

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

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

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

$$E_c = 0.043 \times (1900)^{1.5} \times \sqrt{24} = \underline{\underline{17446 \text{ MPa}}} \quad \begin{matrix} \text{م/م} \end{matrix}$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \quad \begin{matrix} \text{م/م} \end{matrix}$$

(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

انقطاع ← درز
انبساط ←
اجزایی

افزایش دما ←
طول تپعه ←

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

ضریب انبساط ←
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 حرارتی کرد.

با حفظ
سور

$\times 100$
 cm^2 mm^2

سانتر میلردھا و مساحت میلردھا

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

مساحت آرماتورھا $\frac{2-9}{2}$

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

$$3\Phi 16 \approx 2\Phi 20$$

$$3\Phi 8 \approx 1\Phi 14$$

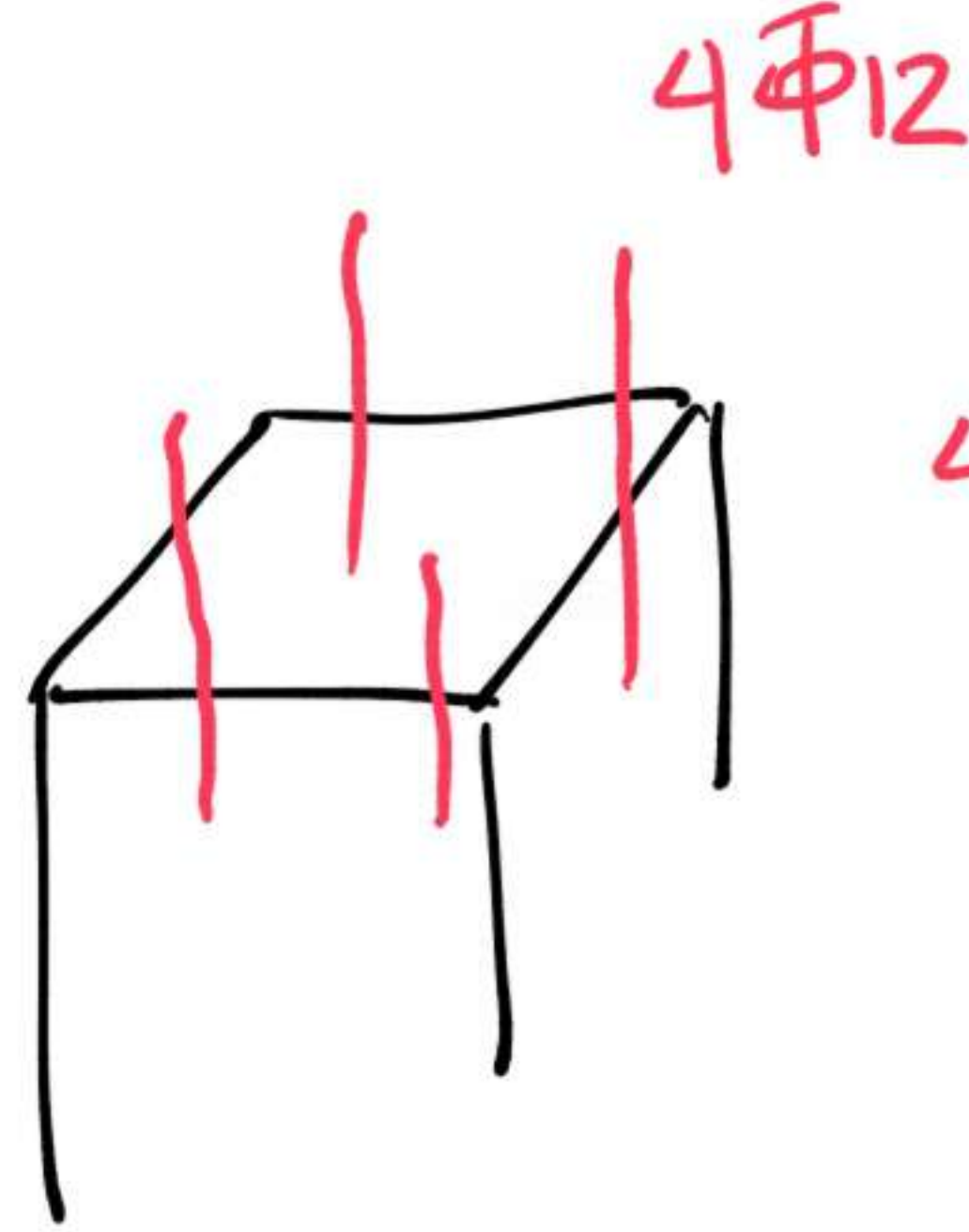
$$A_{III}, f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = F/A$$

$$F = \sigma \times A$$

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

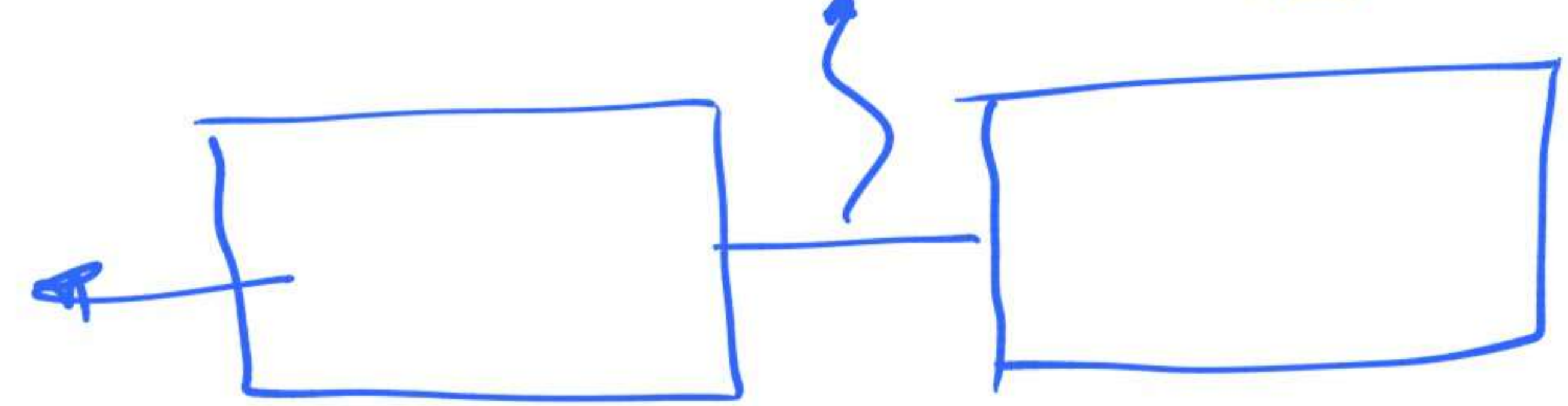
15



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

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

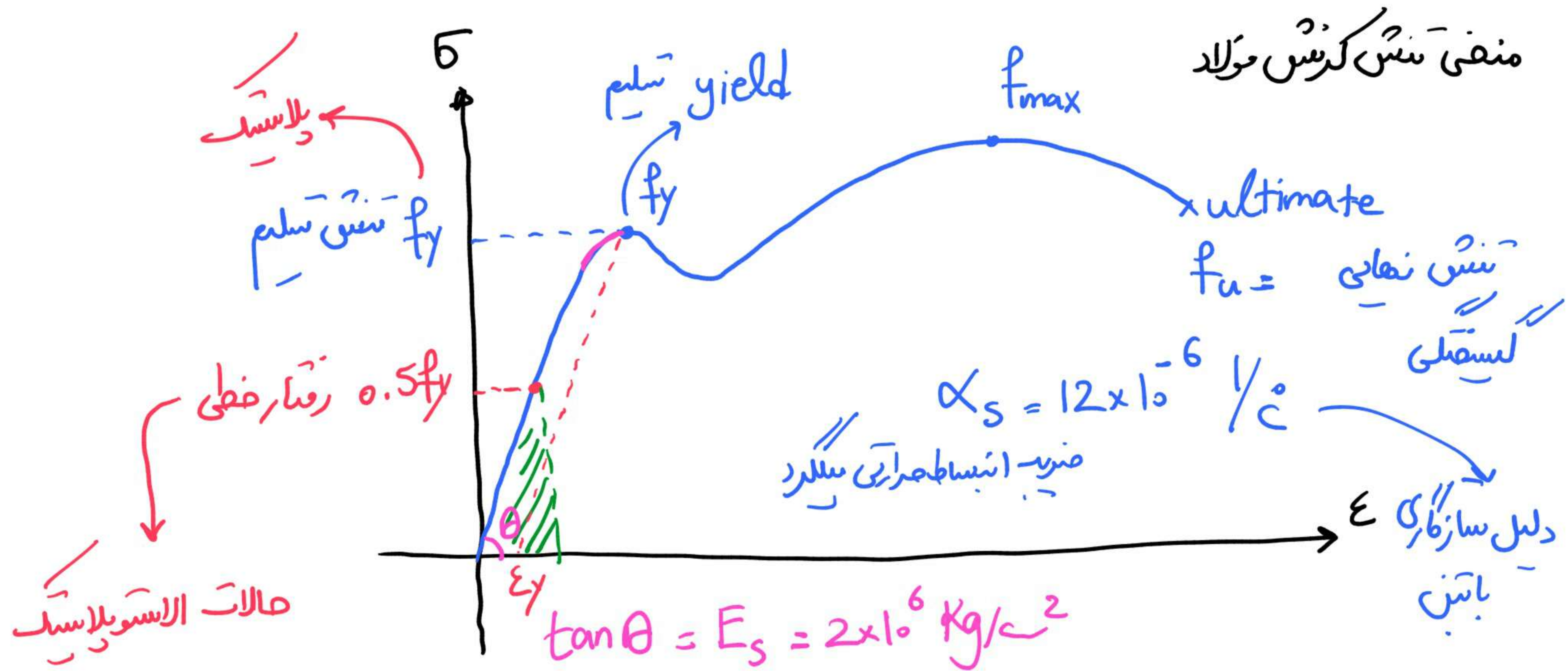
$$F = A \times \sigma = \underline{4 \text{ ton}}$$



مستقیم مقاومت میلگرد 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

$$\sigma = E \times \epsilon \quad \text{هرک}$$

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

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

$$\epsilon_y = 0.2\%$$

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

س ۲۰ از آزمایش کش دارای طول ۲۱ سانتی متر است A_{10} سده است
 آیا این مقدار در حد مجاز است یا خیر؟
 A_{10} ۱۰ برابر قطر $L = 10 \times 2 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

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

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

A_{10}

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

نسبت تسلیم مورد انتظار

نکته: در مواردی که به نسبت های فراتر از f_y نیاز باشد مقدار f_y در 1.25 ضرب می شود مثلاً در بعضی

لا طول معاری میلبردها در شل نیز می ده
لا طول معاری در قطعات بتن ارم

وصله

$f_y \times 1.25$

Ld

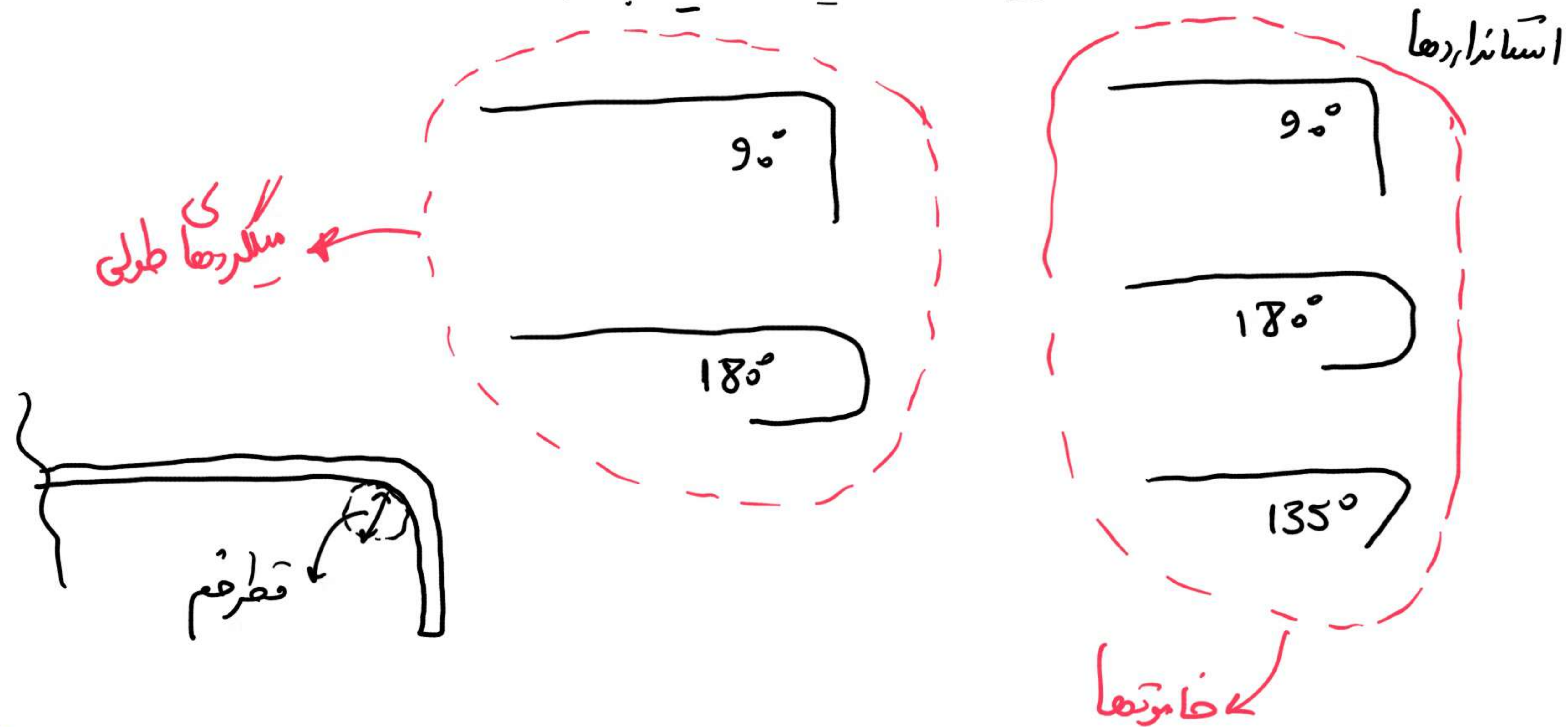
Mpr

میلبردهای زیر پستی برز

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 (باند) 8 00 800 ~~800~~ 800

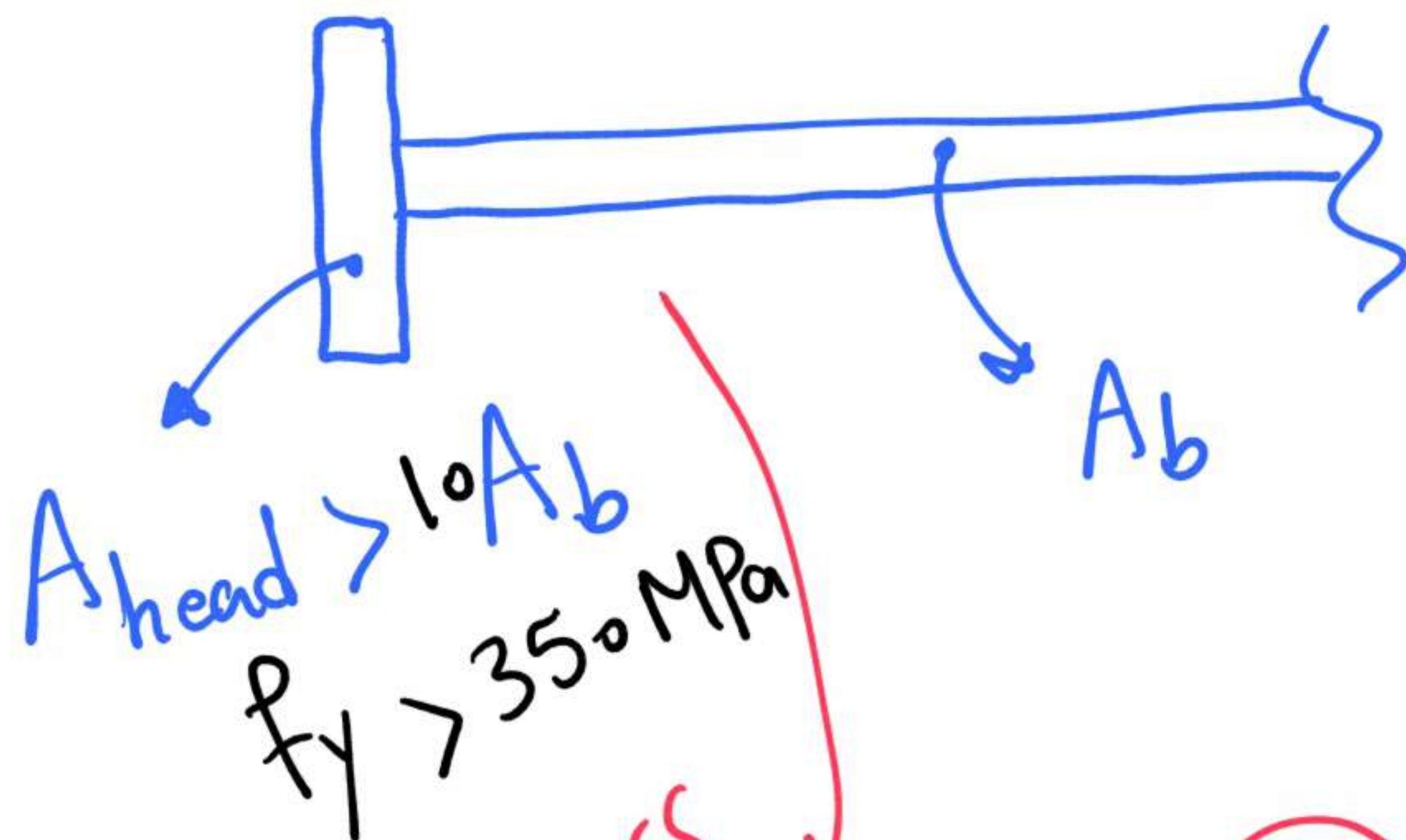
قطر معادل ← از (رابطه) مساحت کل و مساحت دایره بدست می آید

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

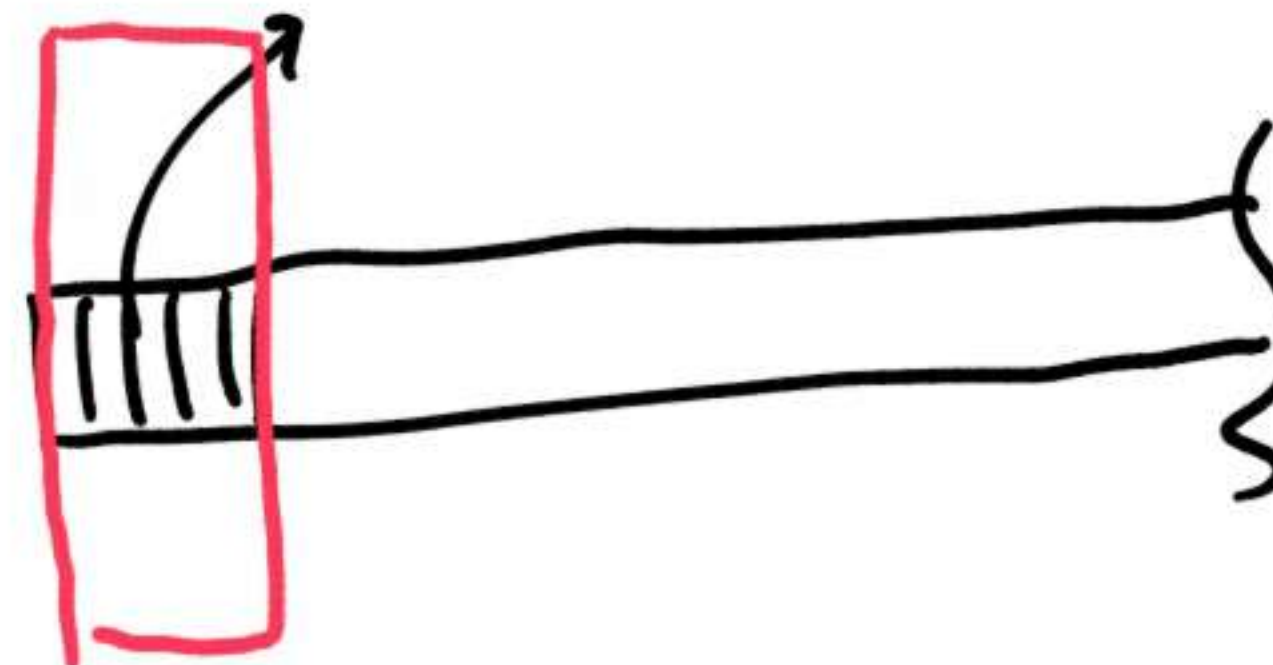
$$d = \sqrt{\frac{4 \times 12.56}{\pi}} = 4 \text{ cm} \quad \xrightarrow{\text{قطر معادل}}$$

head bar

میله‌ها دارای سر



رو لنگ



* کار در میله‌ها در ص ۷۲

ی بجا ی قلاب استاندارد از میله‌ها دارای سیم‌پیچ استاندارد
کامپوزیت (سیم فولادی)

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

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

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

3) اگر یک کلاف افقی تحت نیرو محوری قرار گیرد با علم بر آن به 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 کلا A
S400

مساحت میلگرد

$f'_c = 22 MPa$

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

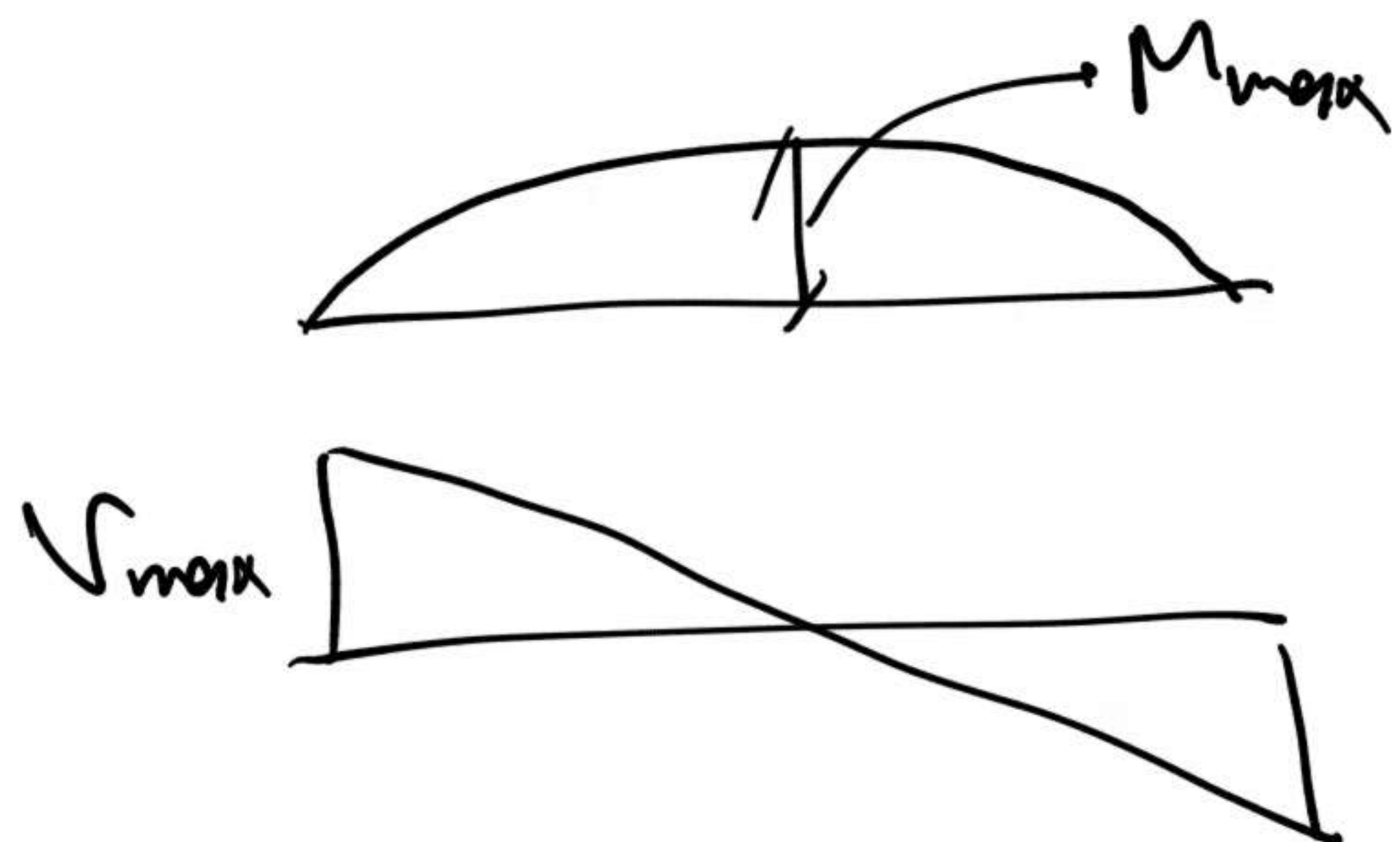
$F = ? \quad P = \sigma \times A$



* 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

موجب تیرین ۳ حلبه تیر

$$نیر نیساری قابل تحمل تیرین = 0.85 f'_c \times A_g$$

$$نیر نیساری قابل تحمل فولاد = A_{st} \times f_y$$

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

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

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

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

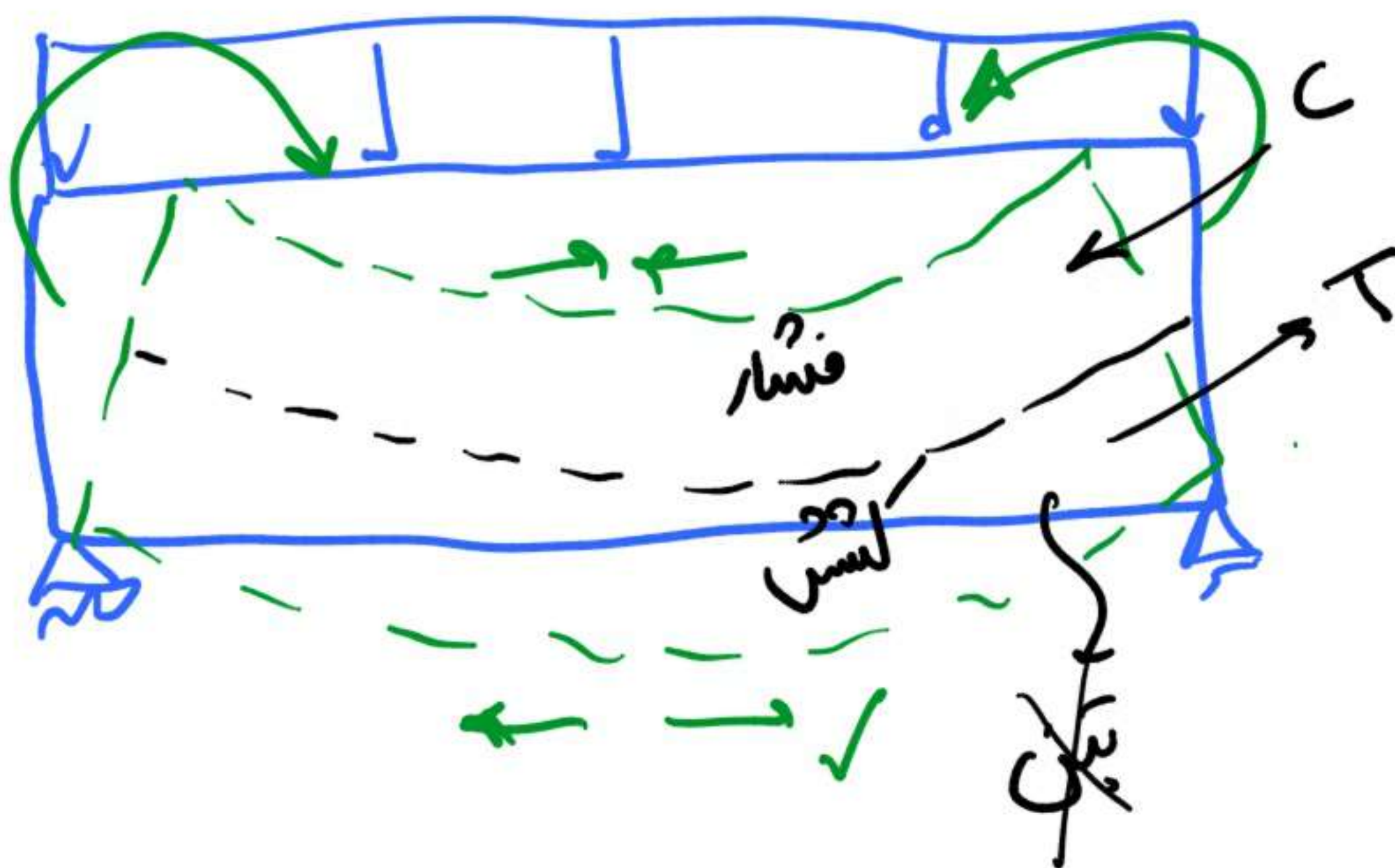
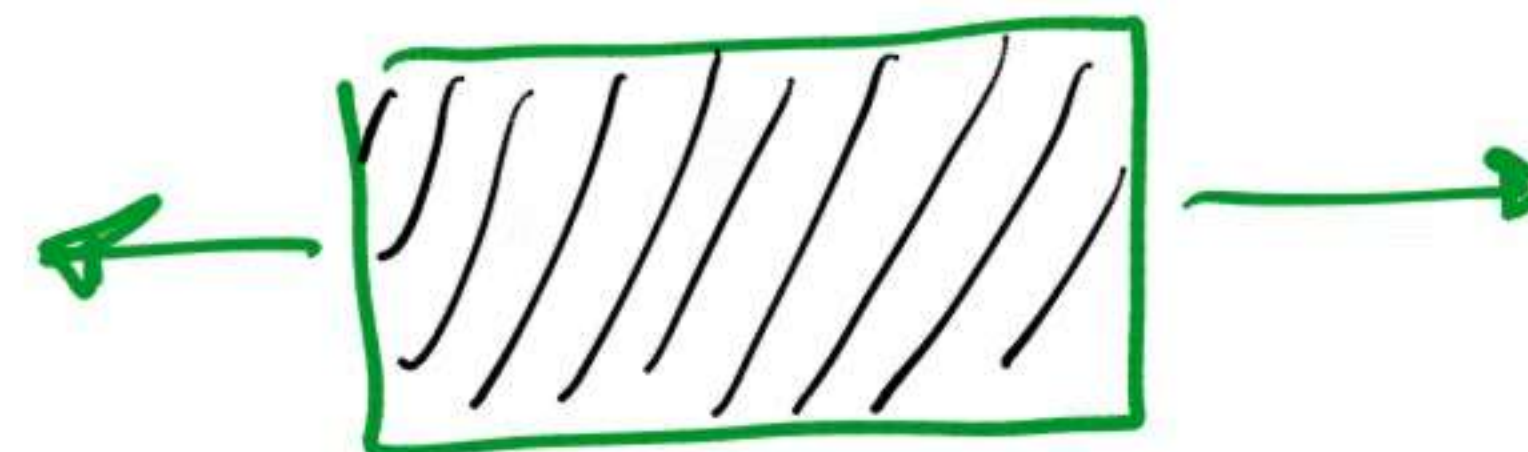
$$F = 185980 \text{ Kg}$$

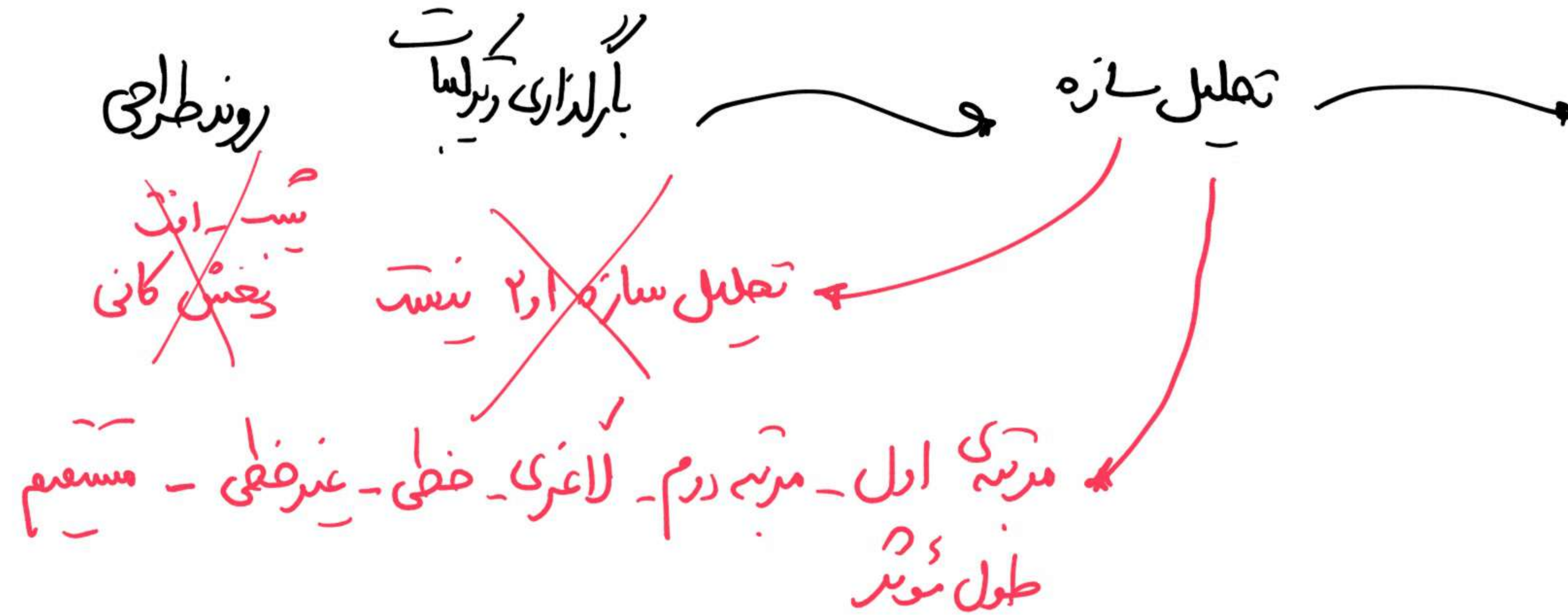
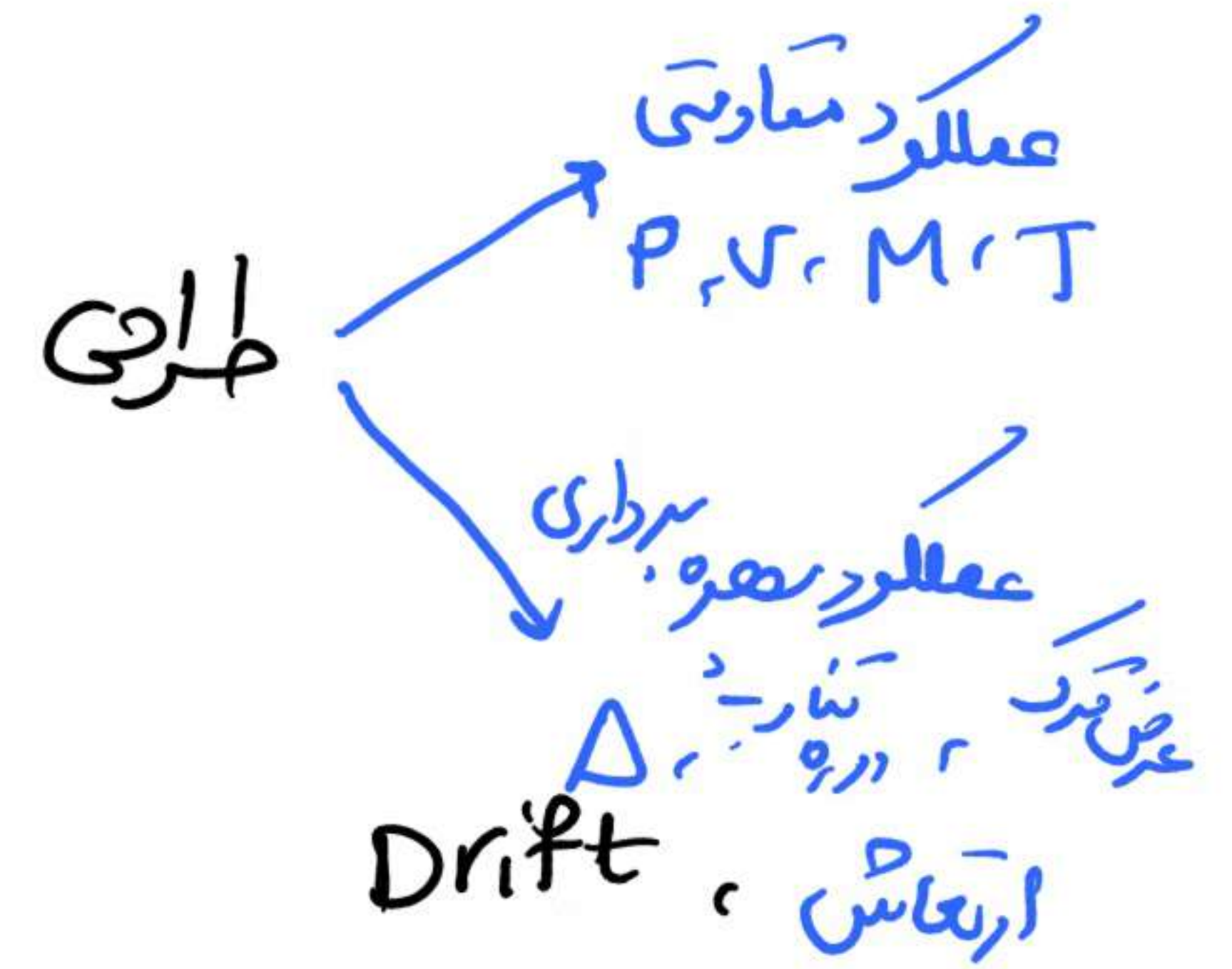
ک عضوهای

با ابعاد کم نزدیک به

۱۸۵ تن نیرو می تواند تحمل کند

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





* اثرات لغوی :

در تعریف لاغری مهار بود یا نبودن سازه از باب بیرونی جانبی مبالغ می شود که

اکند - سطح پایداری Q ، θ نسبت می دهند. مثلاً اگر سطح پایداری زیر 5٪

بایستد تازه دارای مهارتانی تلقی می شود. اگر سافهص پایداری زیر ۱۰٪ باشد می توان

 $Q < 1.5$

۲-۱-۲-۵۹ در

مَسَّتْ الْوُ

دفعه دوم بر سر دایره

روش شرط برای معادله سازه

مطرح است که در سرفوق

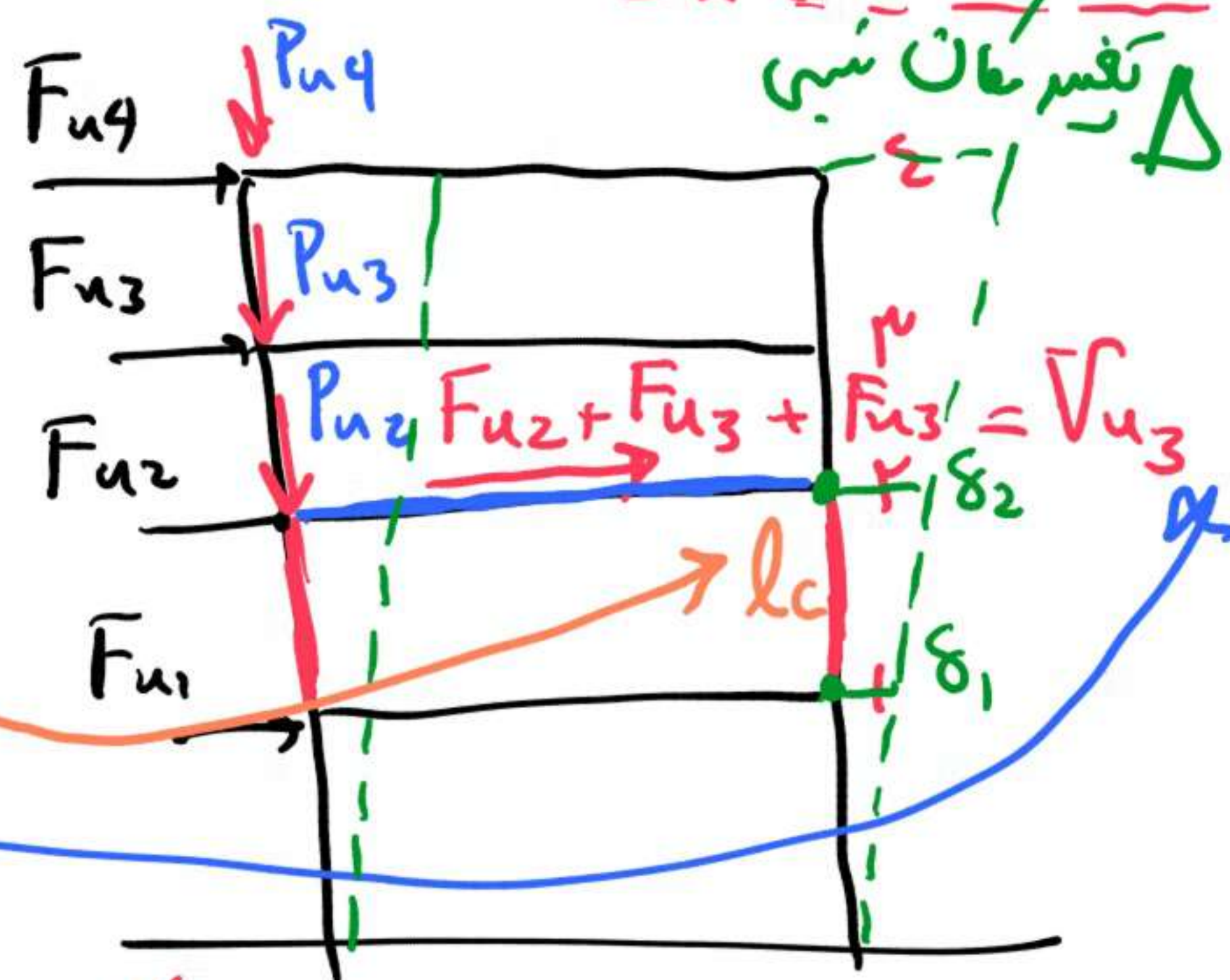
اکریسہ

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

تفسیر معانی
نسبی (مرتبه اول)
در انتهای سطر

~~الاندر P-5 صرف نظر کرد~~

$\Delta_2 = \delta_2 - \delta_1$



$V_{us} \times I_c =$ لنرناش
 از رله
 $\sum P_{ux} D_o = P - D_{رد}$ لنرناش

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 $Q < 0.5$

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



$$\frac{M_1}{M_2} \text{ مثبت}$$



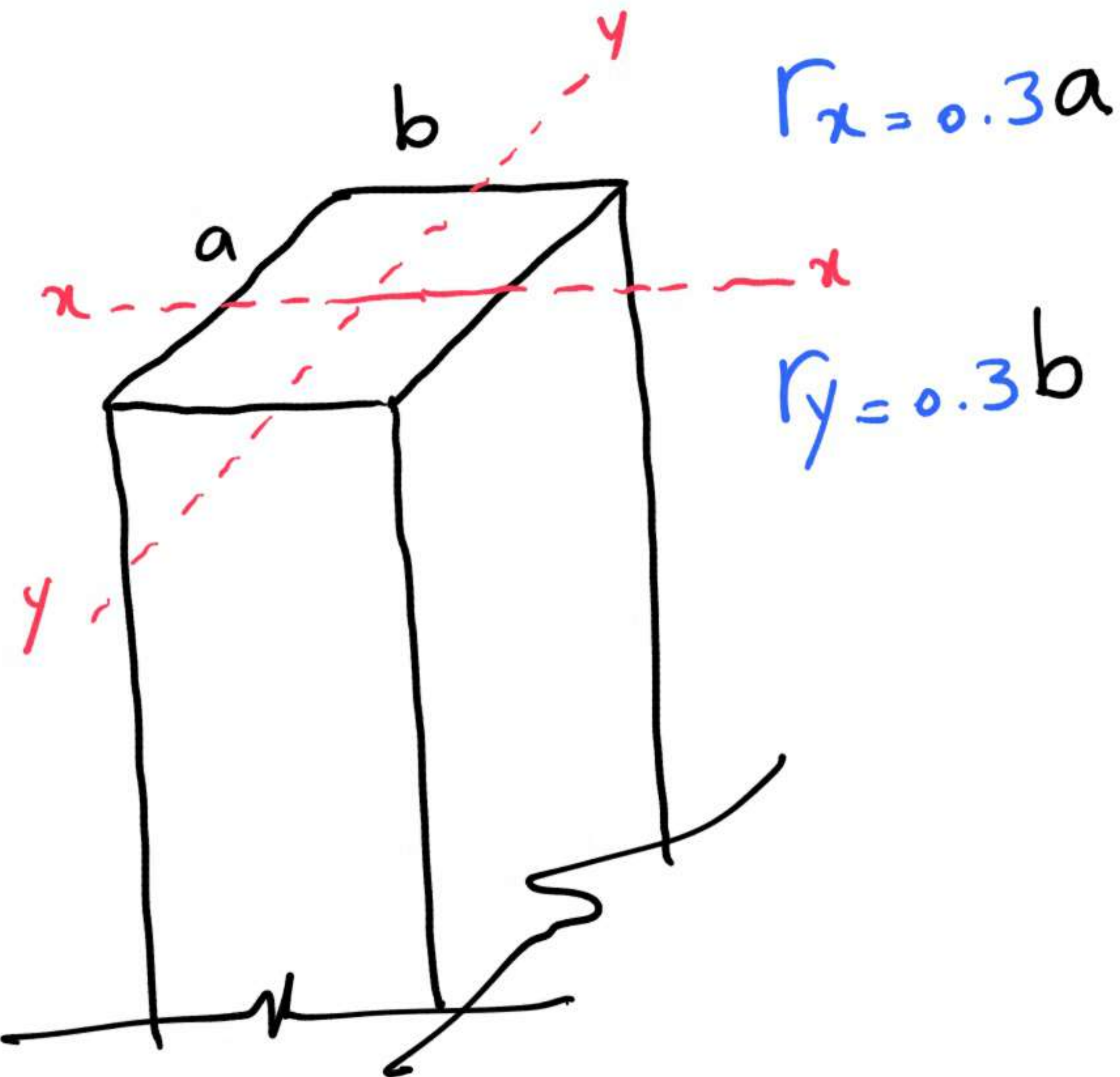
$$\frac{M_1}{M_2} \text{ منبسط}$$

*

مفاتي

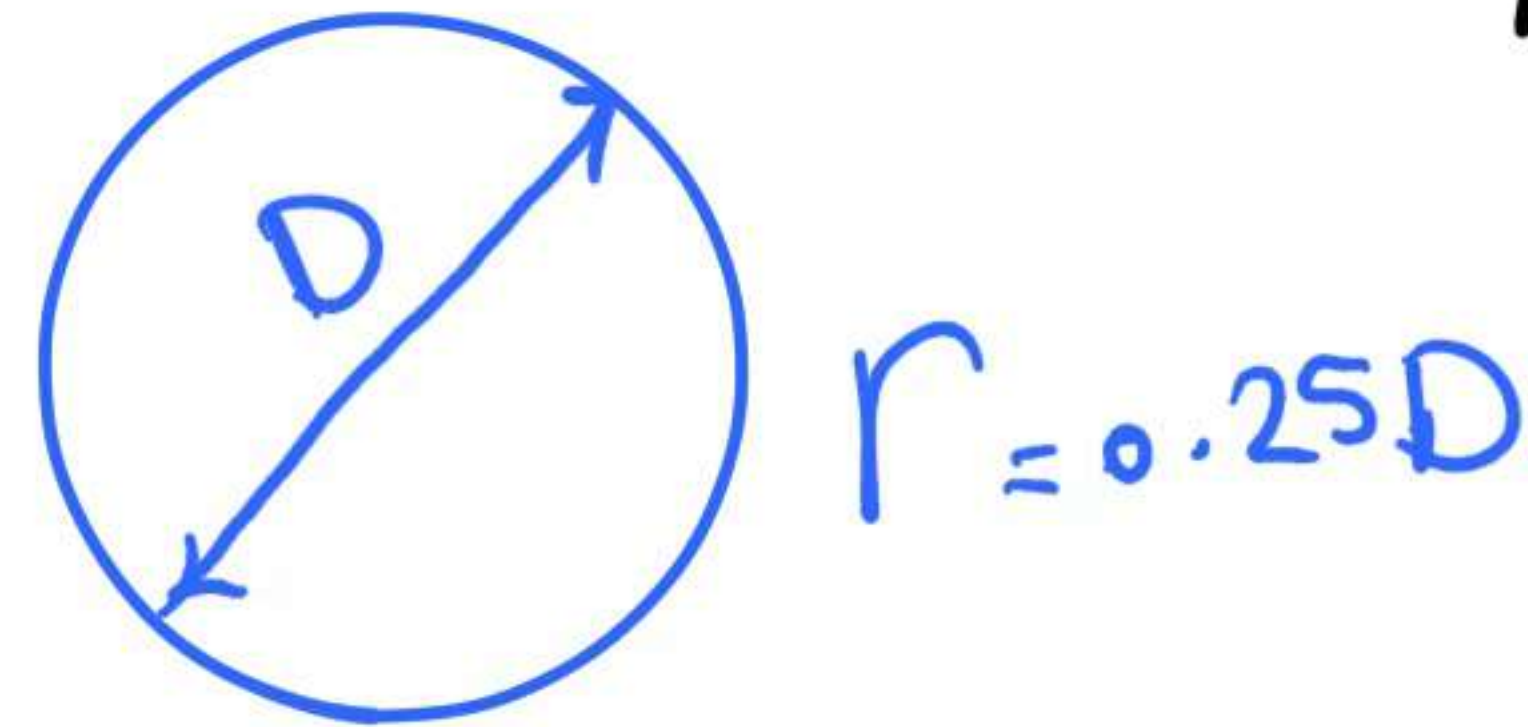
$$\sum K_{\text{Braces}} \geq 12 \sum K_{\text{columns story}}$$

مستوى، معاً ✓
است



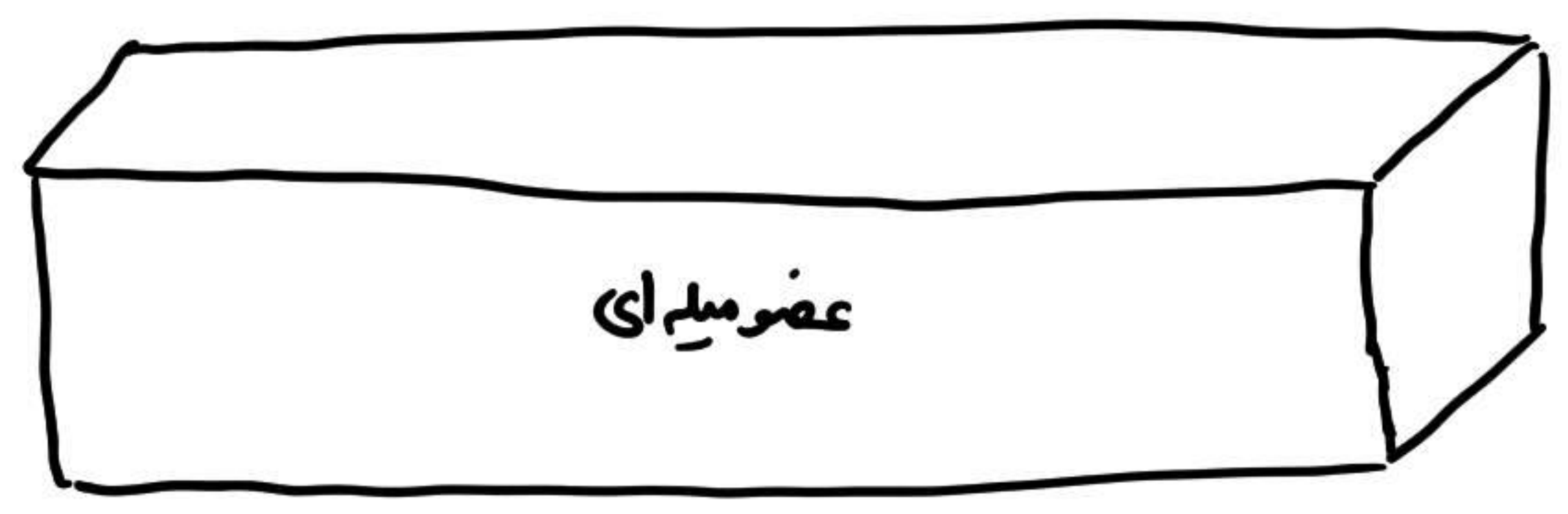
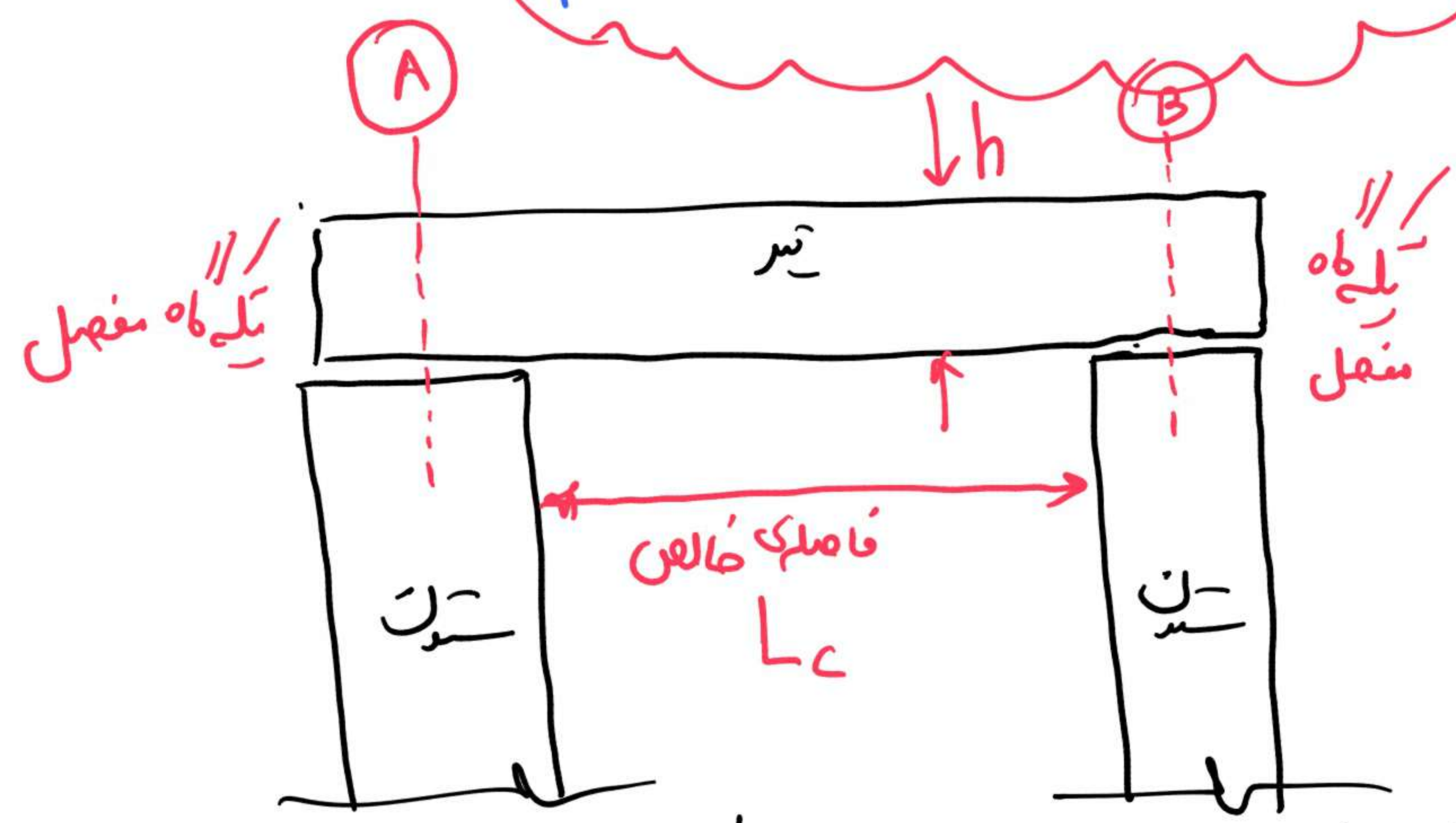
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

*



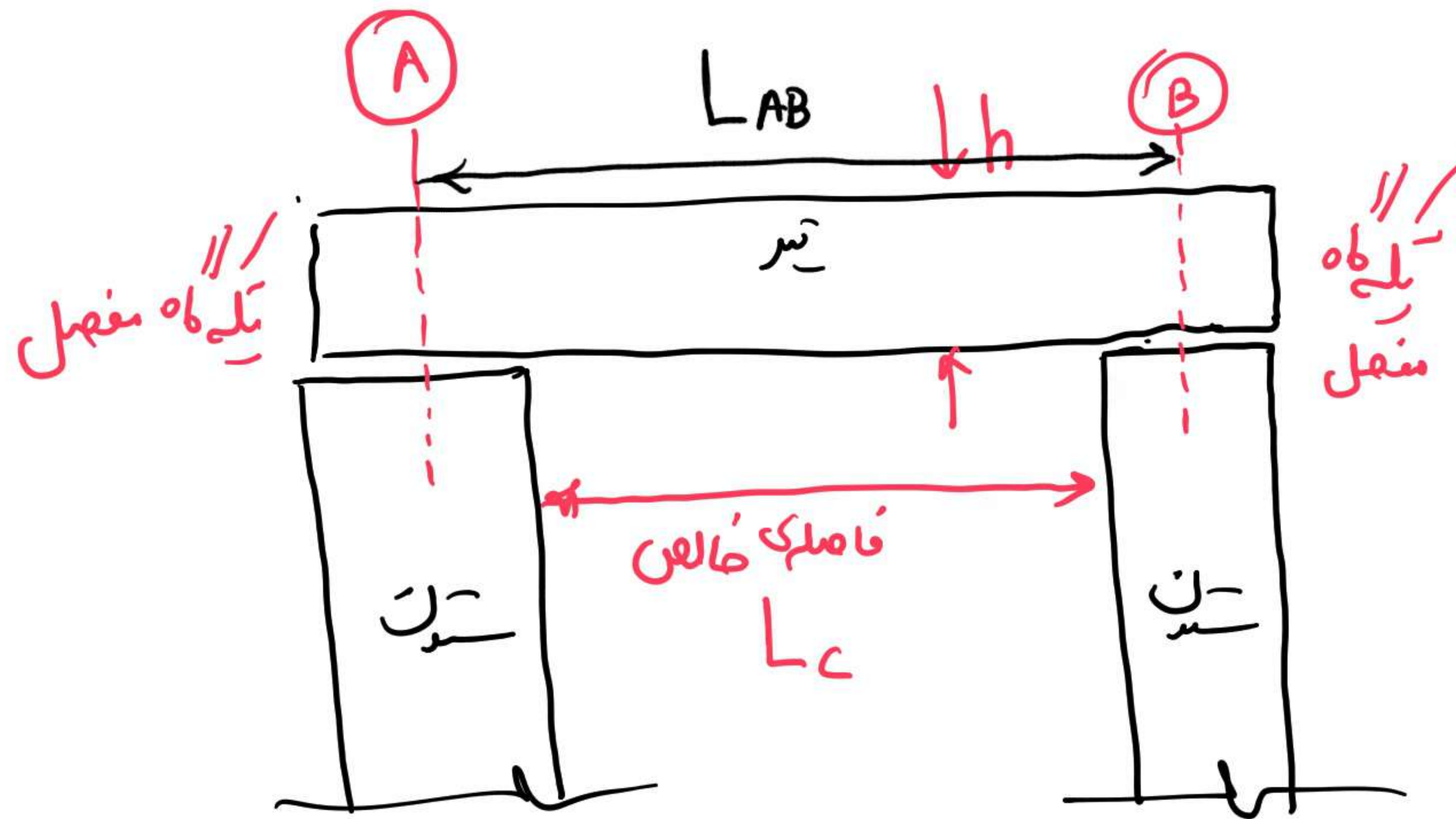


تحلیل مرتبه اول $M \leq 1.4 M$ تحلیل مرتبه دوم



$L_c \geq 2h$

الترتبه ها لیردار باشه این طول باید $L_c \geq 4h$ خود در غیر این صورت
به آن تیر عینی می گوئیم



* طول دهانه ی مؤثر:

مستقیم ۲۰ (مهر ۹۸)

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

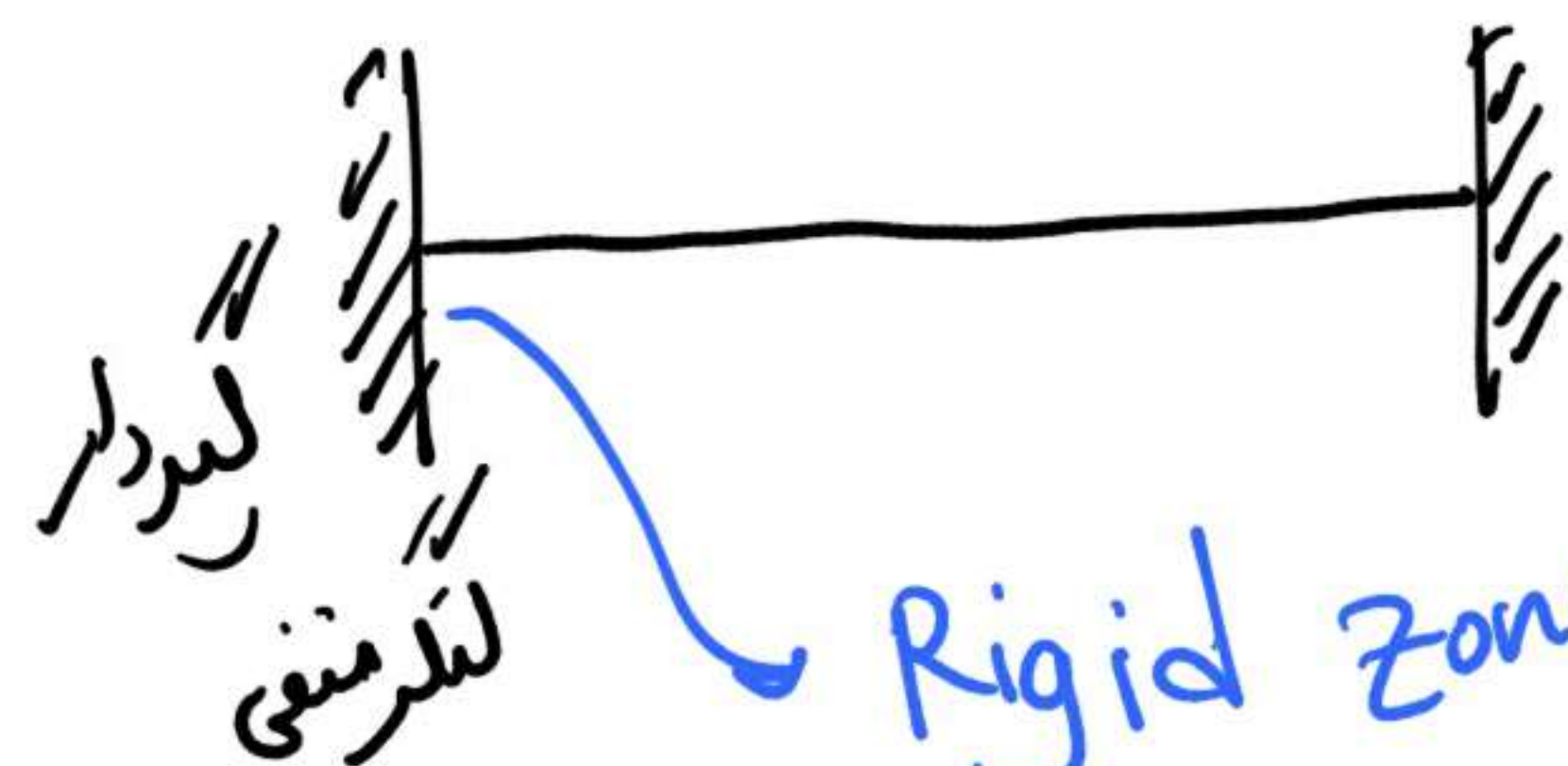
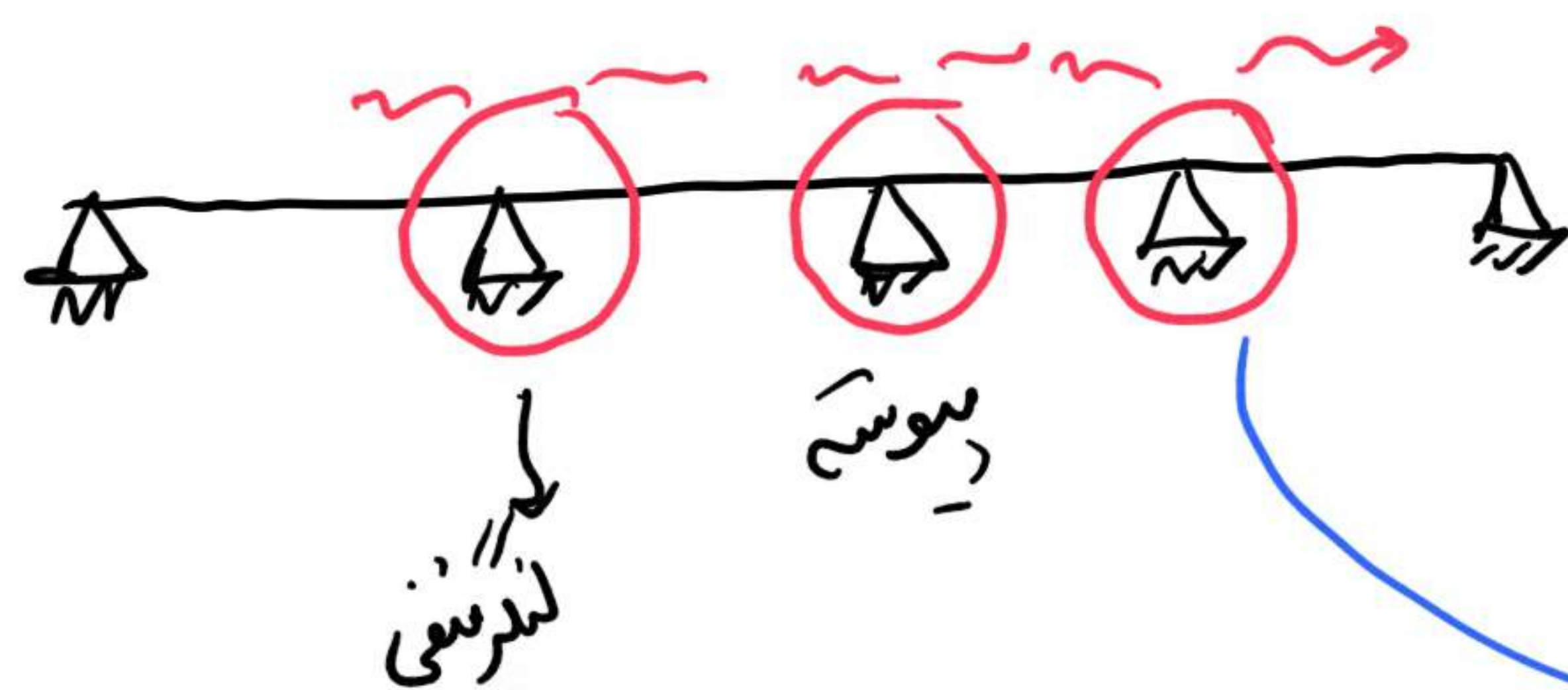
$$h = 0.8 \text{ m} = 800 \text{ mm}$$

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

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

گزینه ۲

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

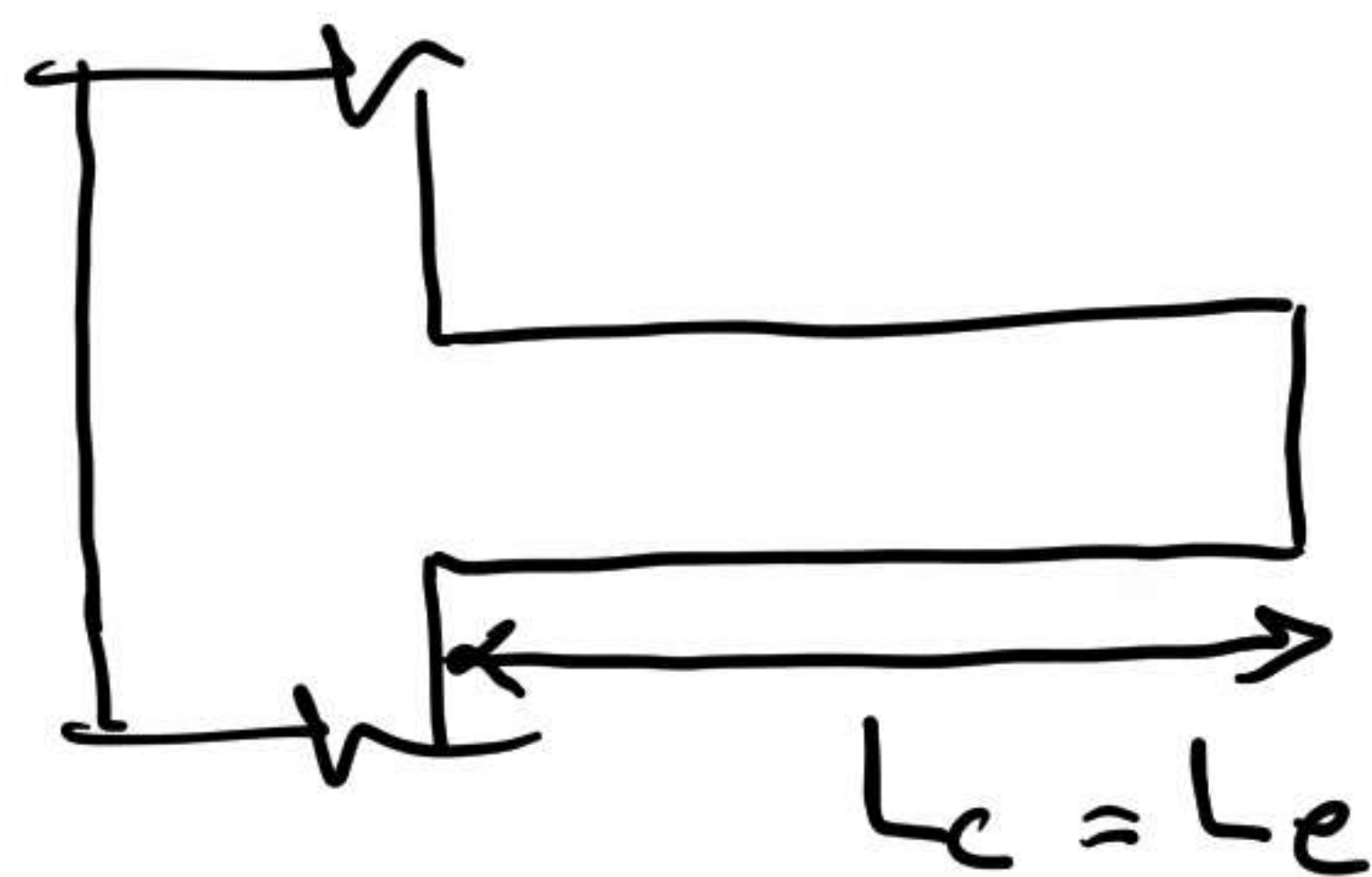
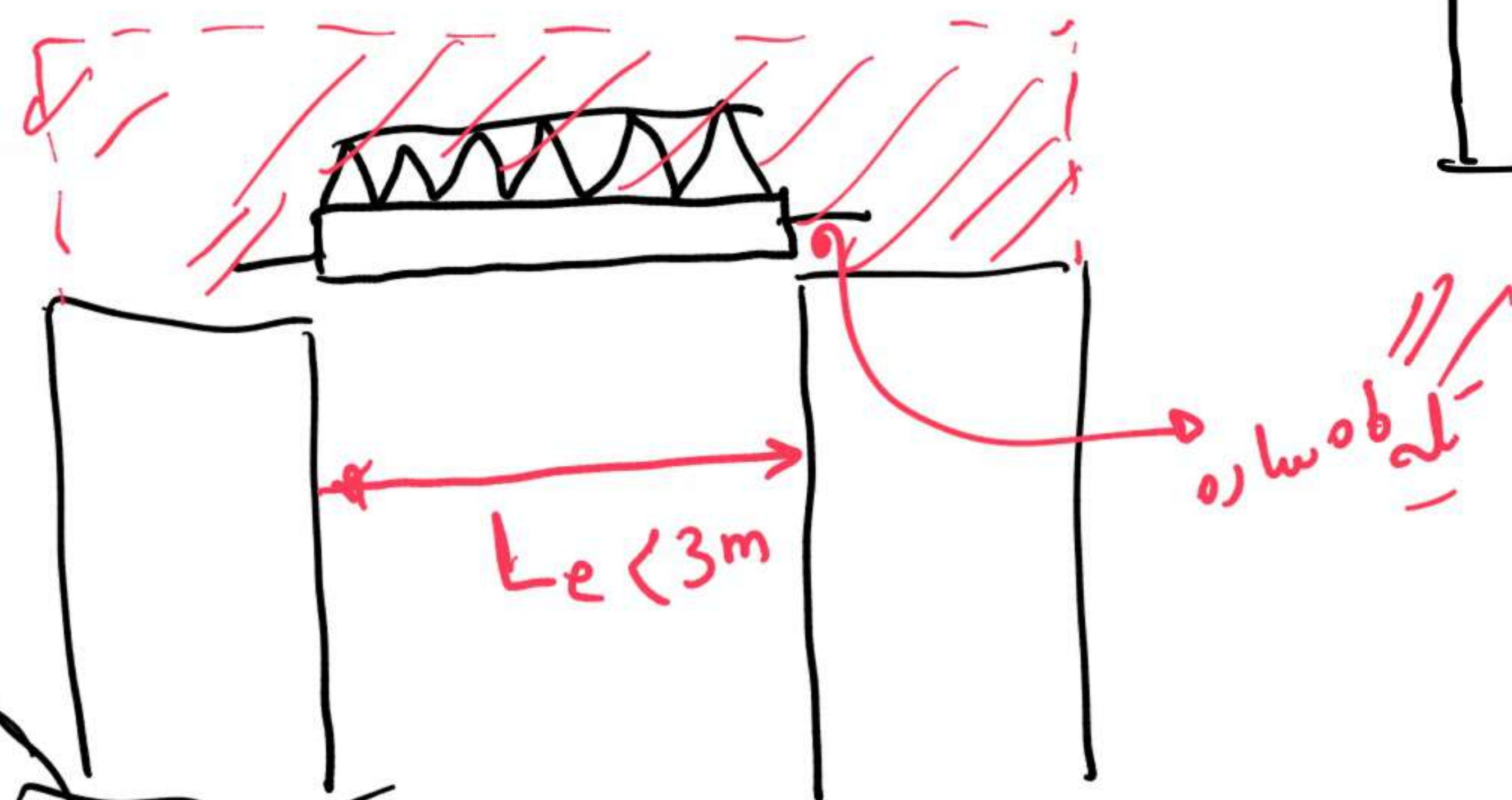


Rigid Zone Factor (End offset)

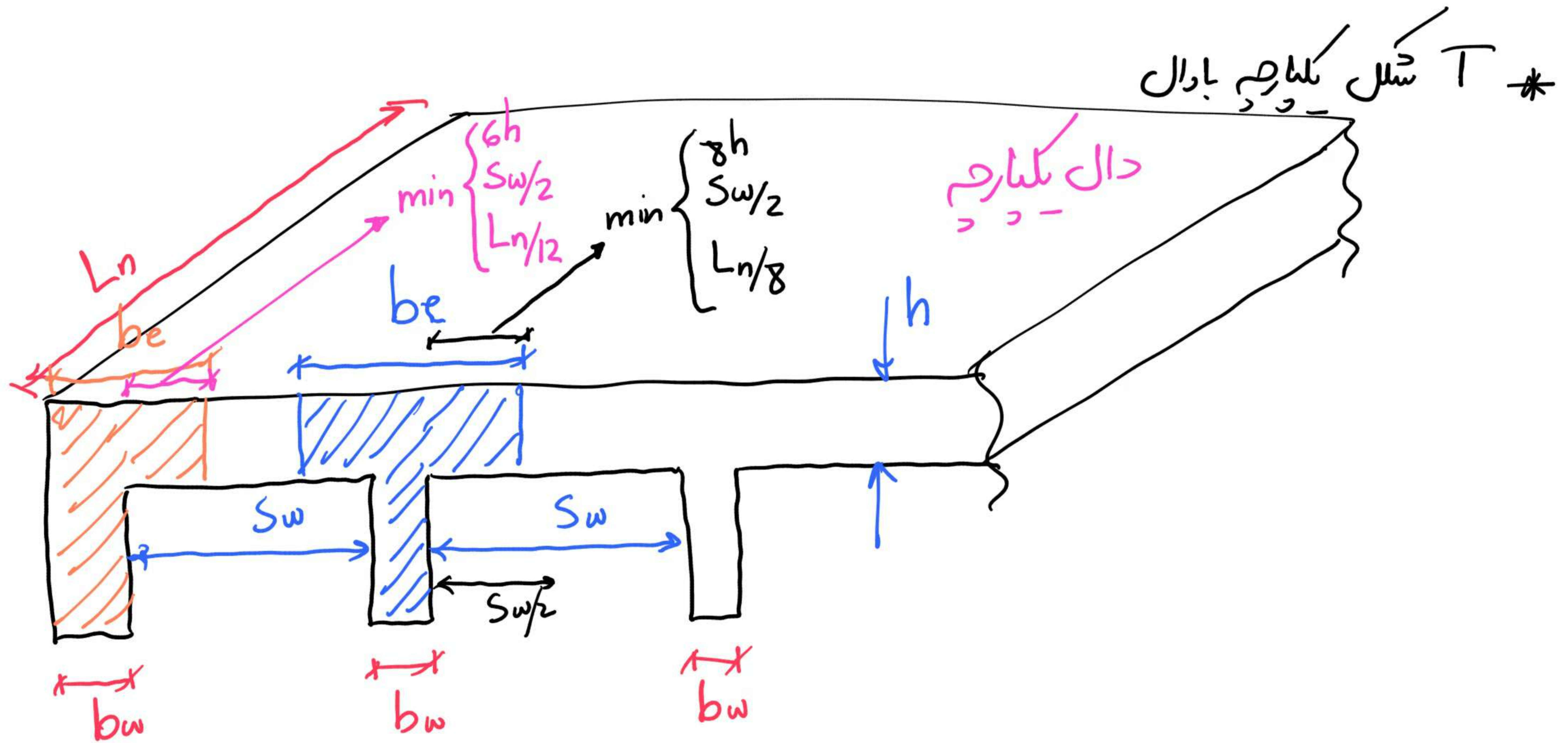
نوعی صلب انتهای

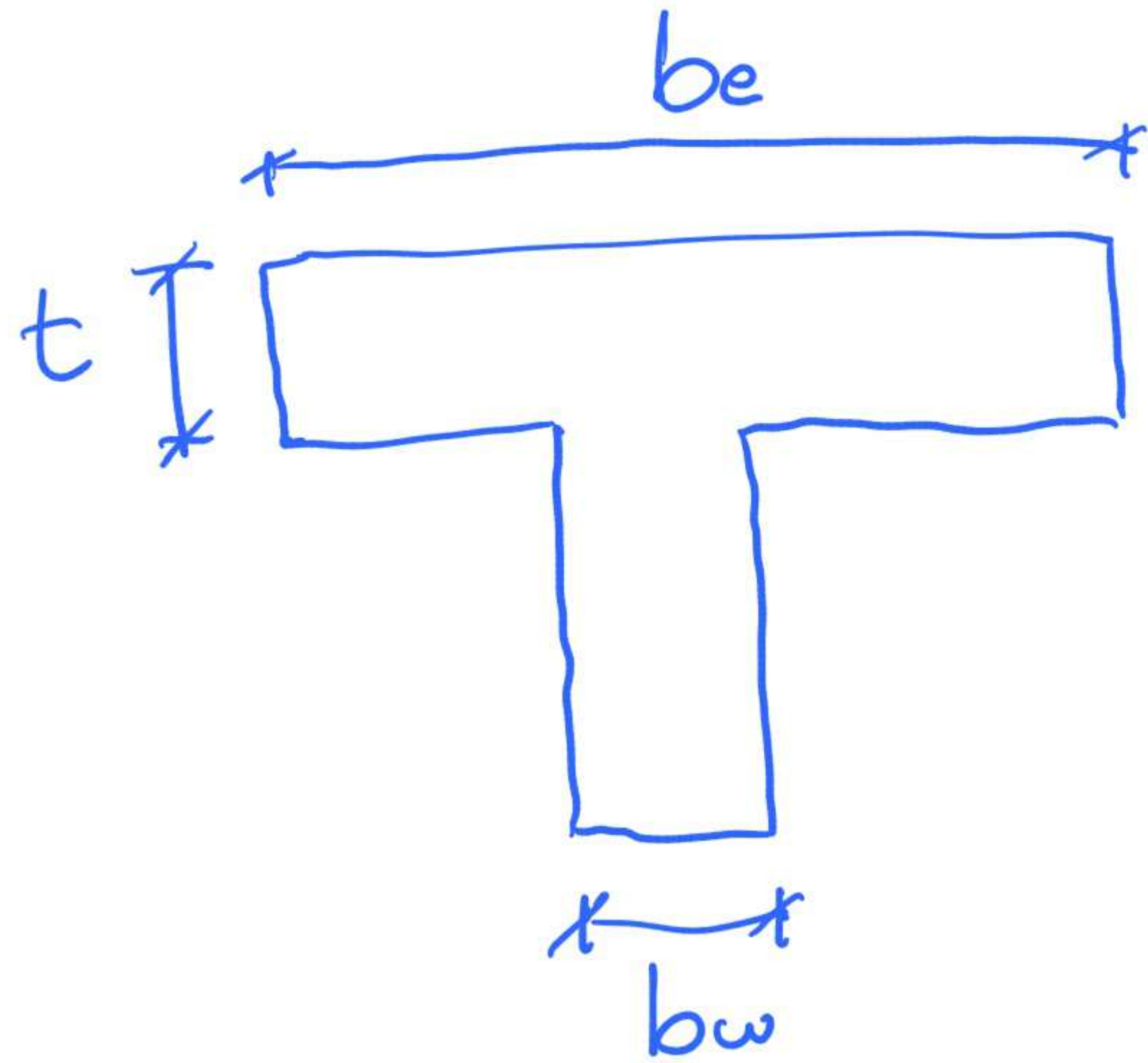
ETABS

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



* طول مؤثر صاف





* T شكل منفر (مجزأ)

$$t \geq 0.5 b_w$$

$$b_e \leq 4 b_w$$

حل سب ٣ - ص ٩٩

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

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

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

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

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

دافع الكزينة

صدیدان 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 .

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

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

$$L = 150 \text{ Kg/m}^2 \text{ سبب بام تفت}$$

$$L = 50 \text{ Kg/m}^2 \text{ تجاری}$$

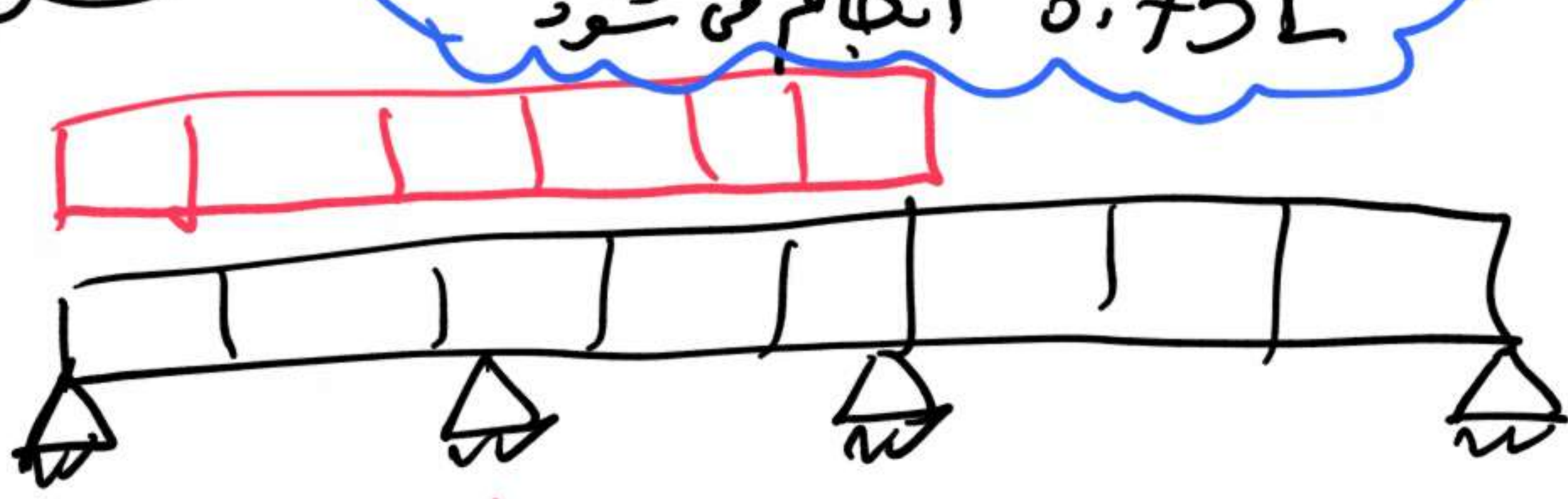
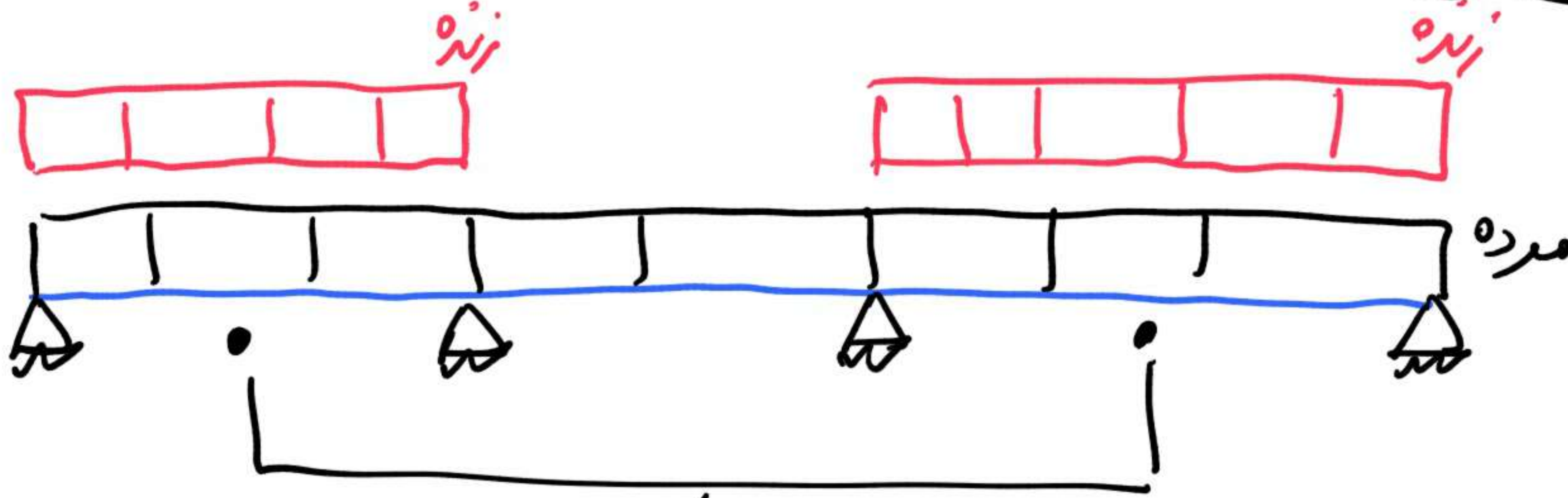
$$520 \text{ Kg/m}^2 = \text{دوبل}$$

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

200

در سیر و دال یک طرف

برای دال در طرفه اگر بارزنده قابل توجه باشد آگوهای زیر 75٪ انجام می شود



لنگر منفی بزرگ و کم افزایش می یابد

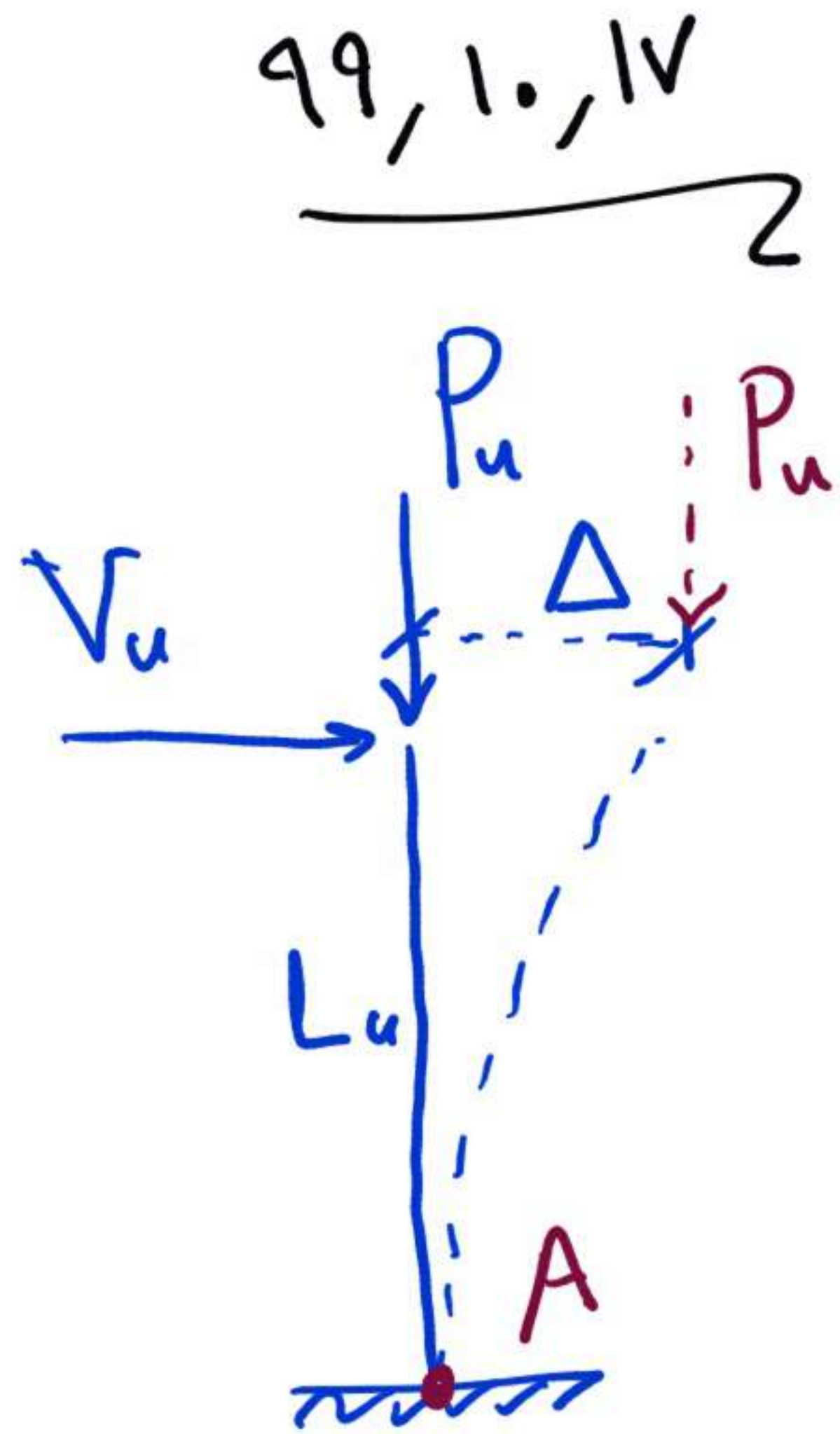
لنگر مثبت افزایش می یابد

جلسه چهارم؟

* تحلیل خطی الاستیک مرتبه اول

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

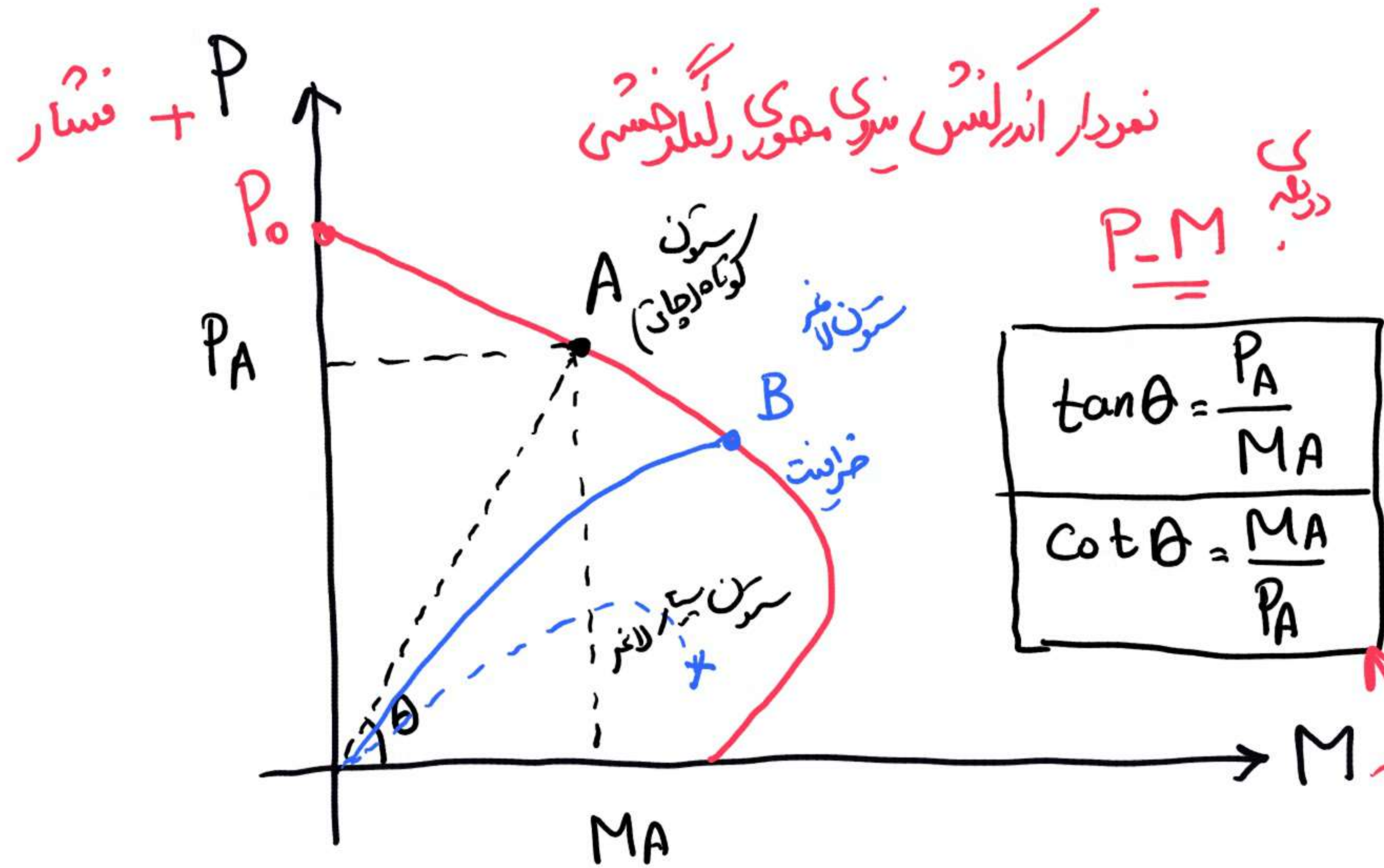
بیش = $\frac{\text{لنبر}}{\text{طول}}$
 $\frac{M}{l} = V$



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

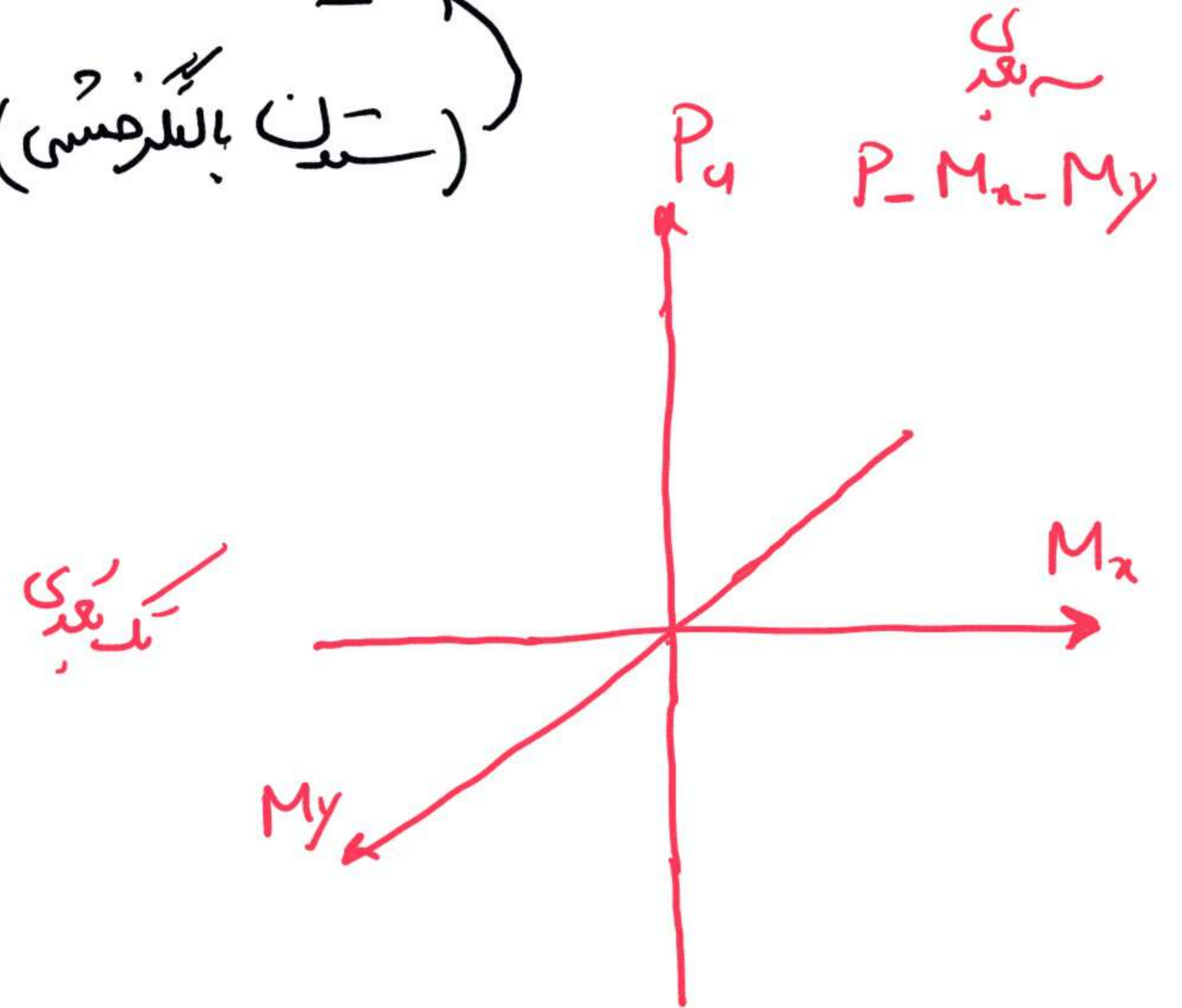
لنبر اصلی (ارلی)
 لنبر ثانویه

بیش ثانویه



زقار تتر-ستونی

(ستین بالگرغسی)



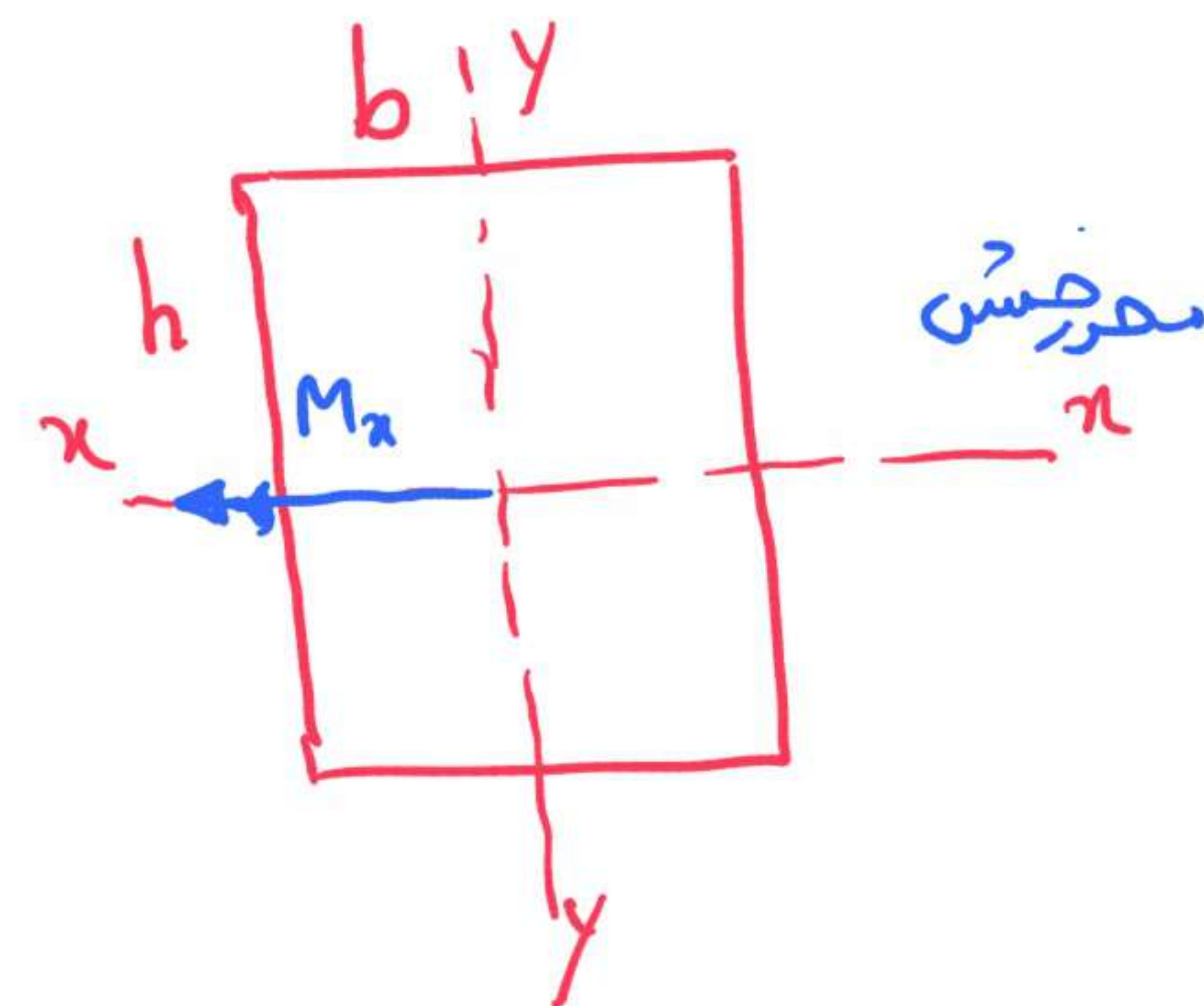
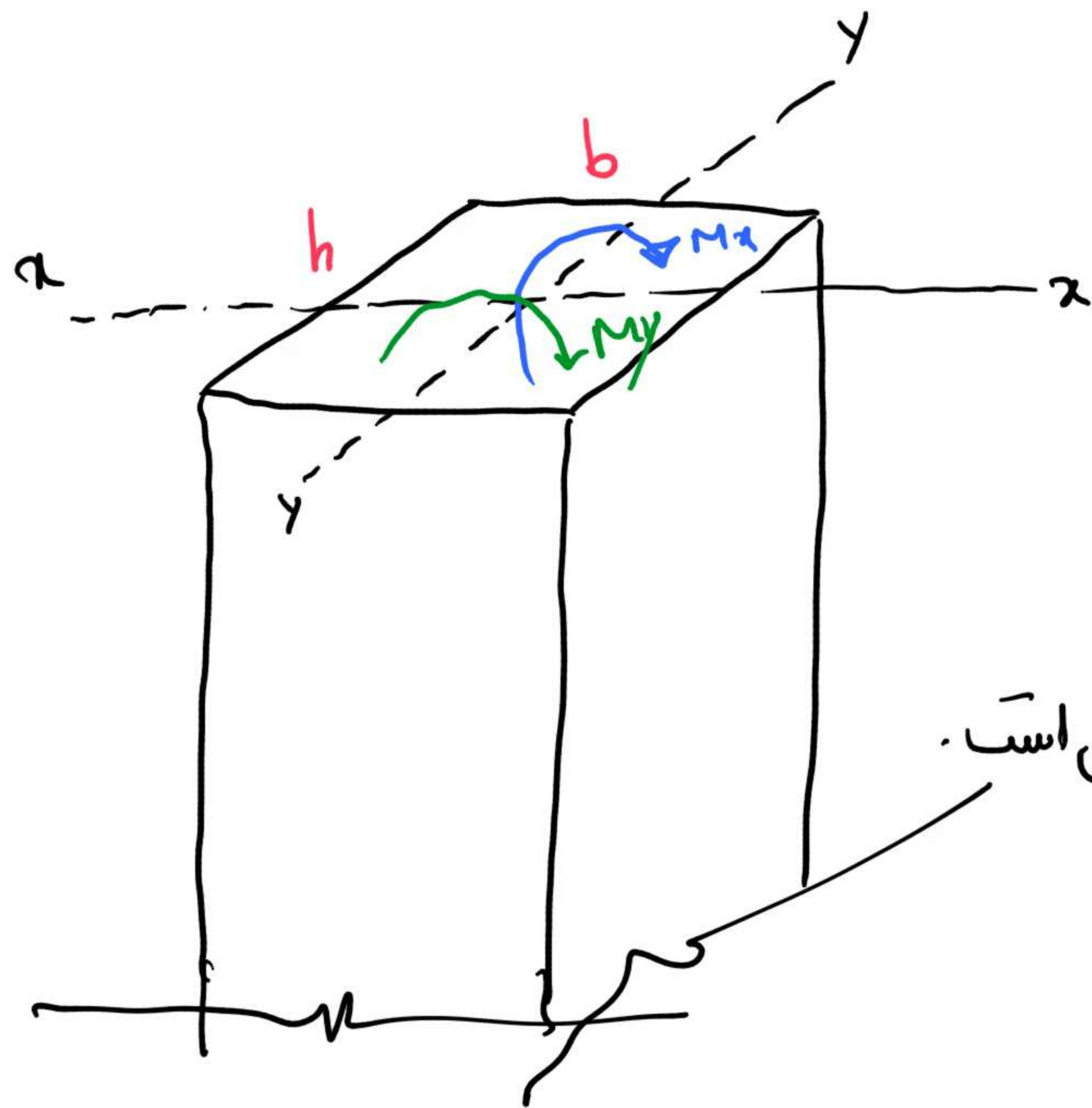
$$M = P \times e$$

منوی e

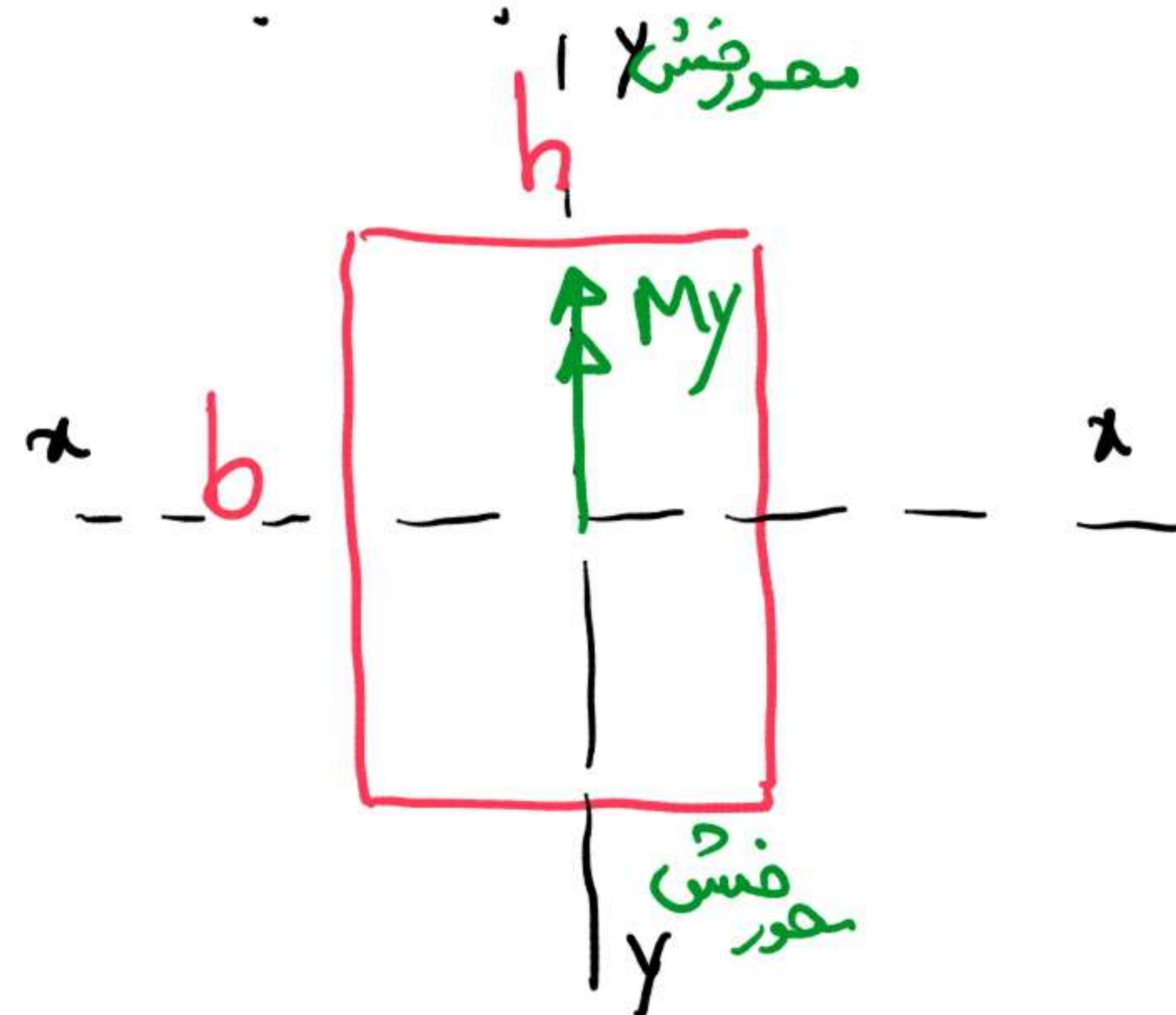
ضریب ازمنزلت

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

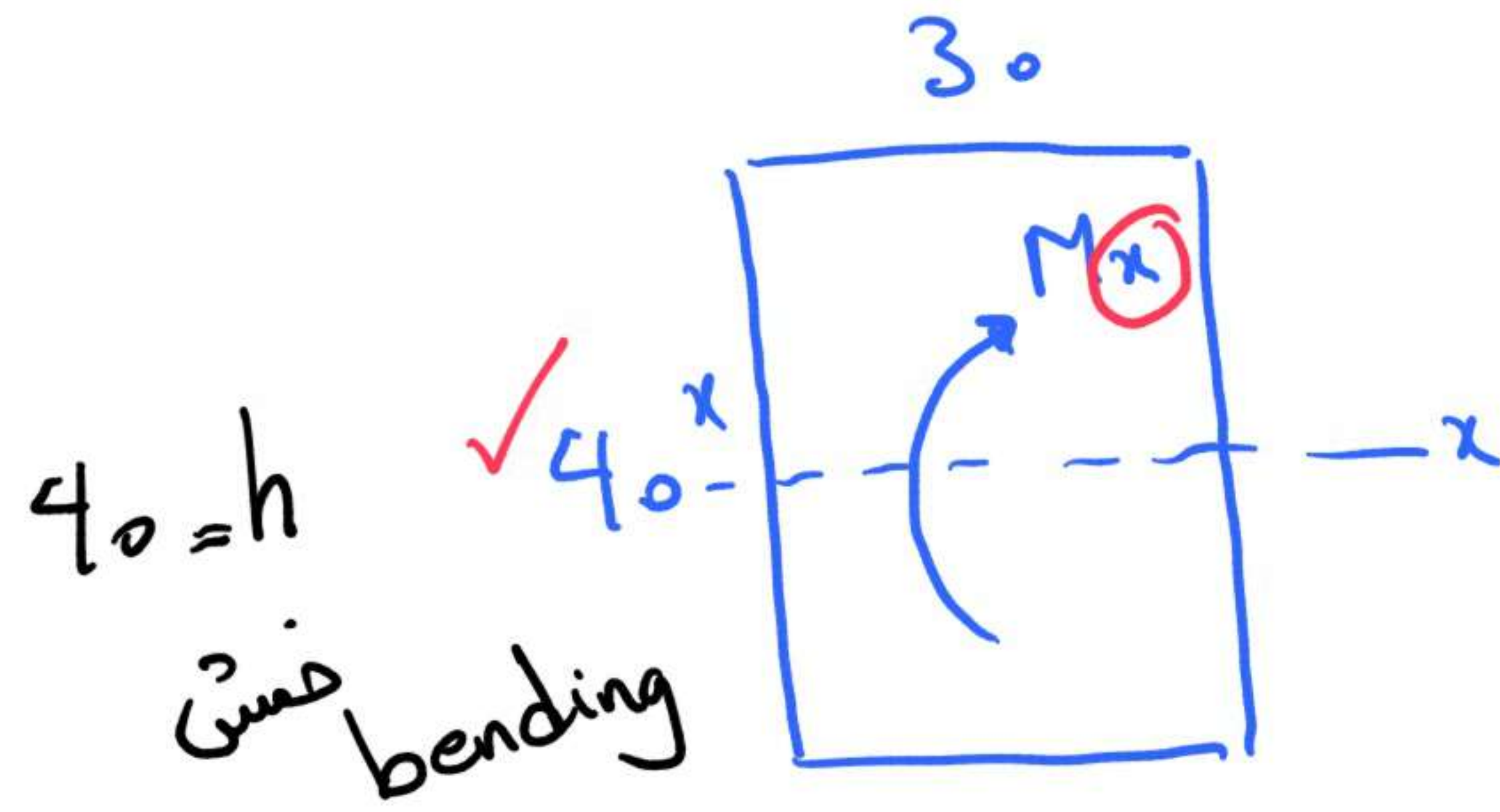
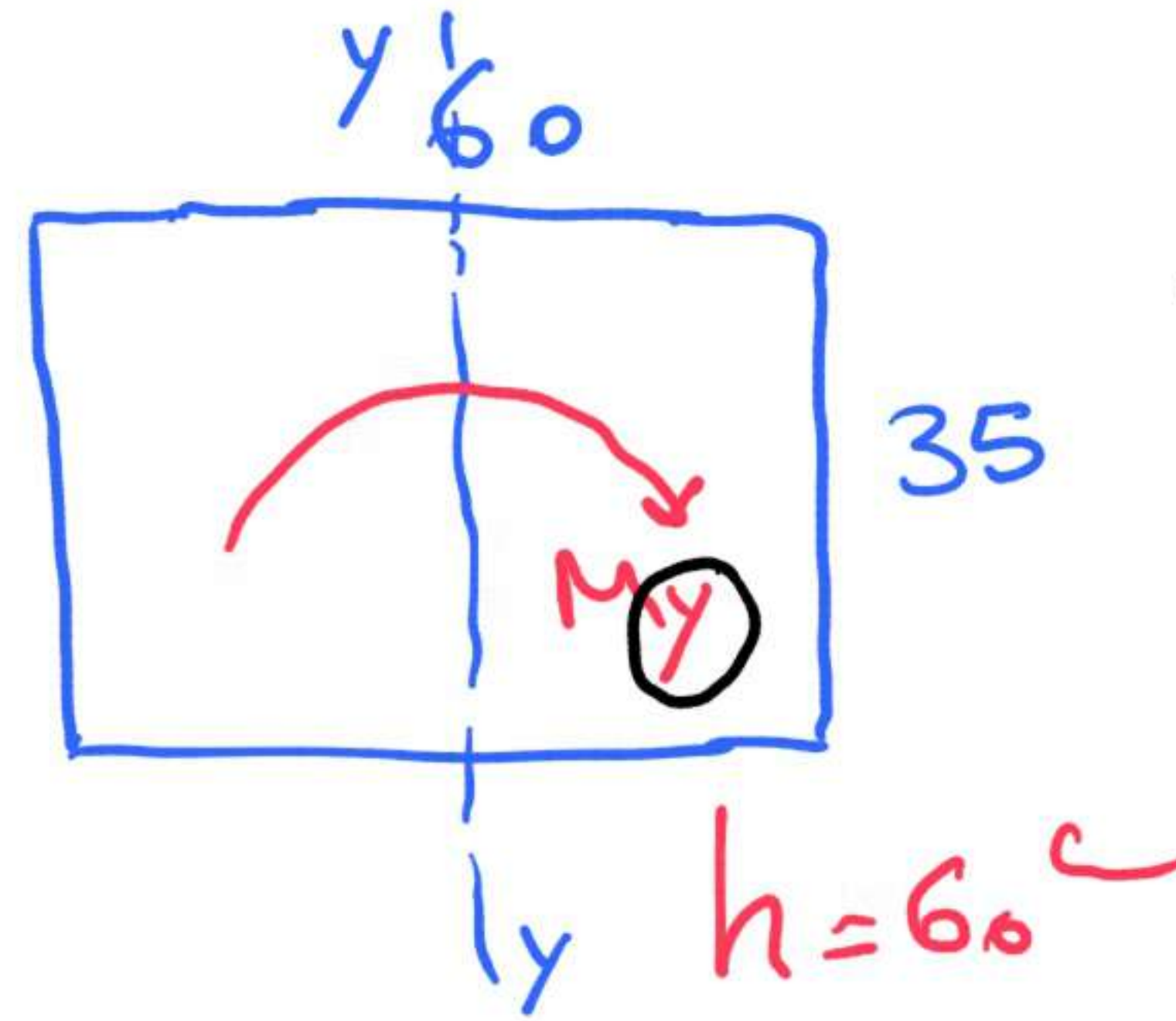
ضریب ازمنزلت $\cot \theta = e$



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



"اگر تلاش مضاعفی داشته باشیم
بشخص مبتدی تبدیل می‌شود"



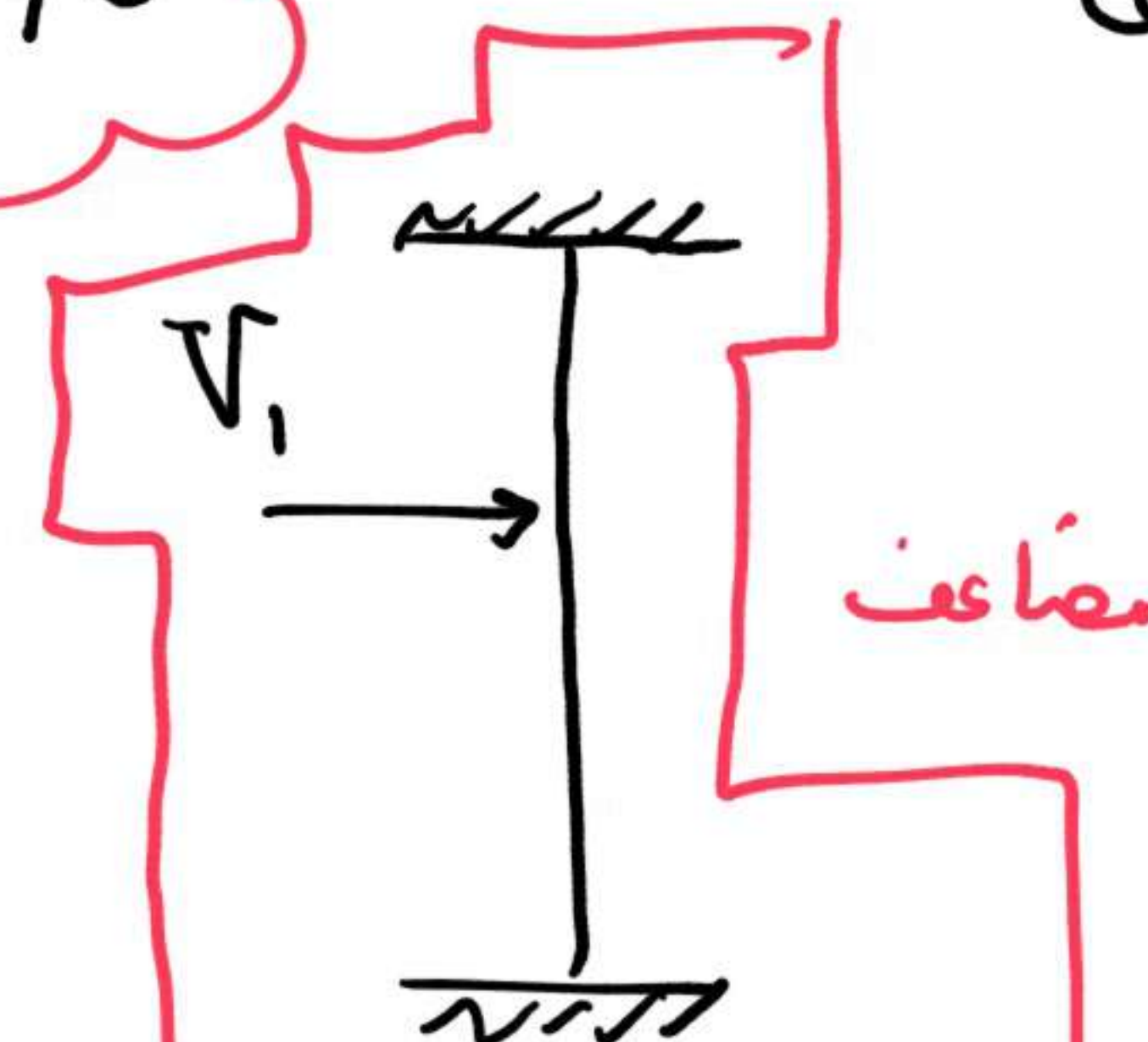
مبتدی ۹۰ درجه
اینجاست

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

$$\phi_n = 0.75$$

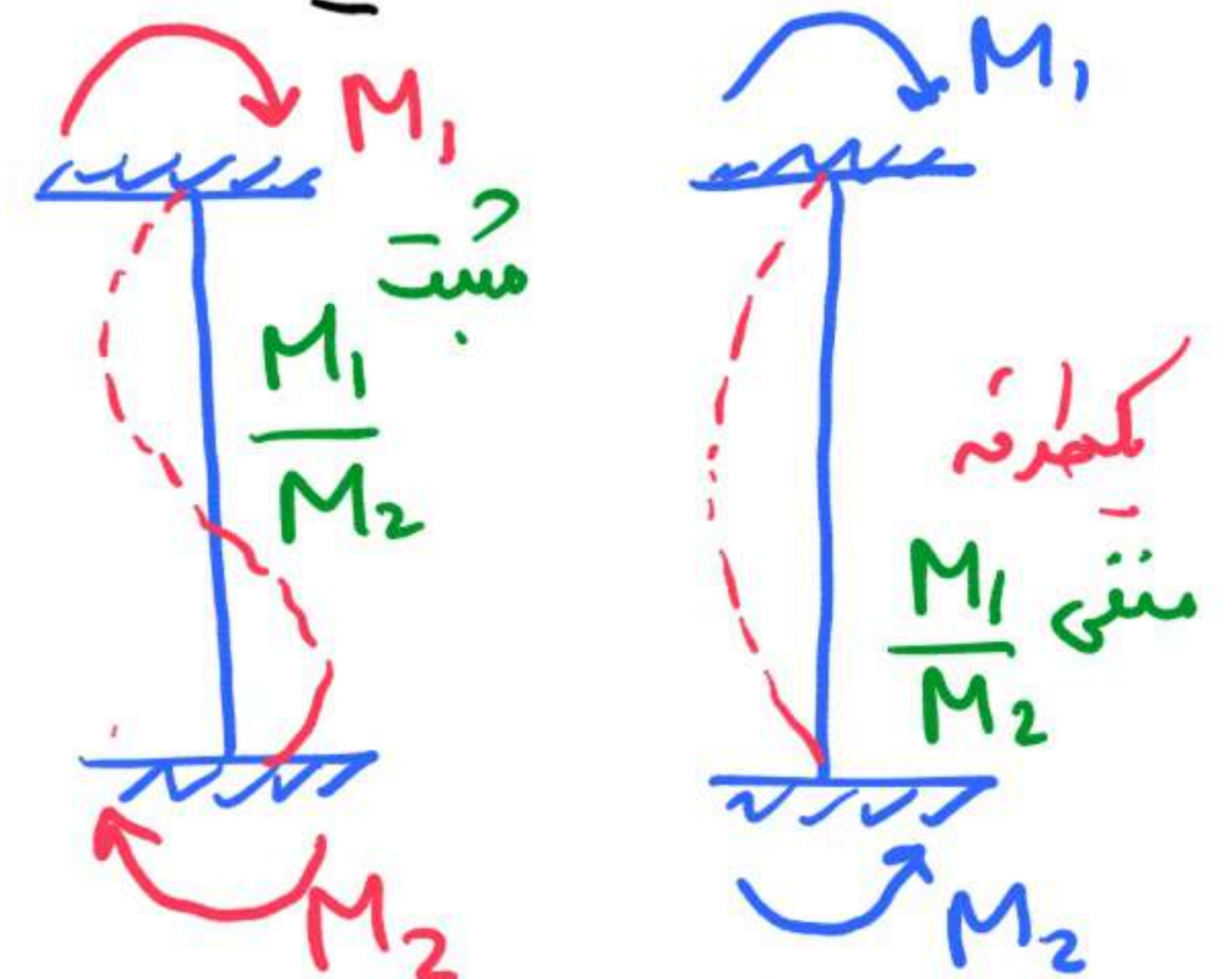
$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

39



نکته: اگر بار متغیر و متوسط
وارد شود $C_m = 1$

* سده لنگر خمشی



M_1 : لنگر کوچک
 M_2 : لنگر بزرگ

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

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

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

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

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 معار سده باشد مقدار δ_b در لنگر ضرب می شود؟

$$M = \delta_b \times M$$

لنگر سده لنگر سده

سده لنگر سده
معار سده

$$Q < 0.05$$

در مفهوم سده لنگر اگر سازه معار سده باشد خواهیم داشت

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

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

لنگر انتهای که تفسیر با جابجایی قابل
ملاحظه اینجا بلند

لنگر انتهای با ابعاد
تفسیر همان قابل ملاحظه

بر اساس سطح پایداری

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

الف

مامل بند - نرخت

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

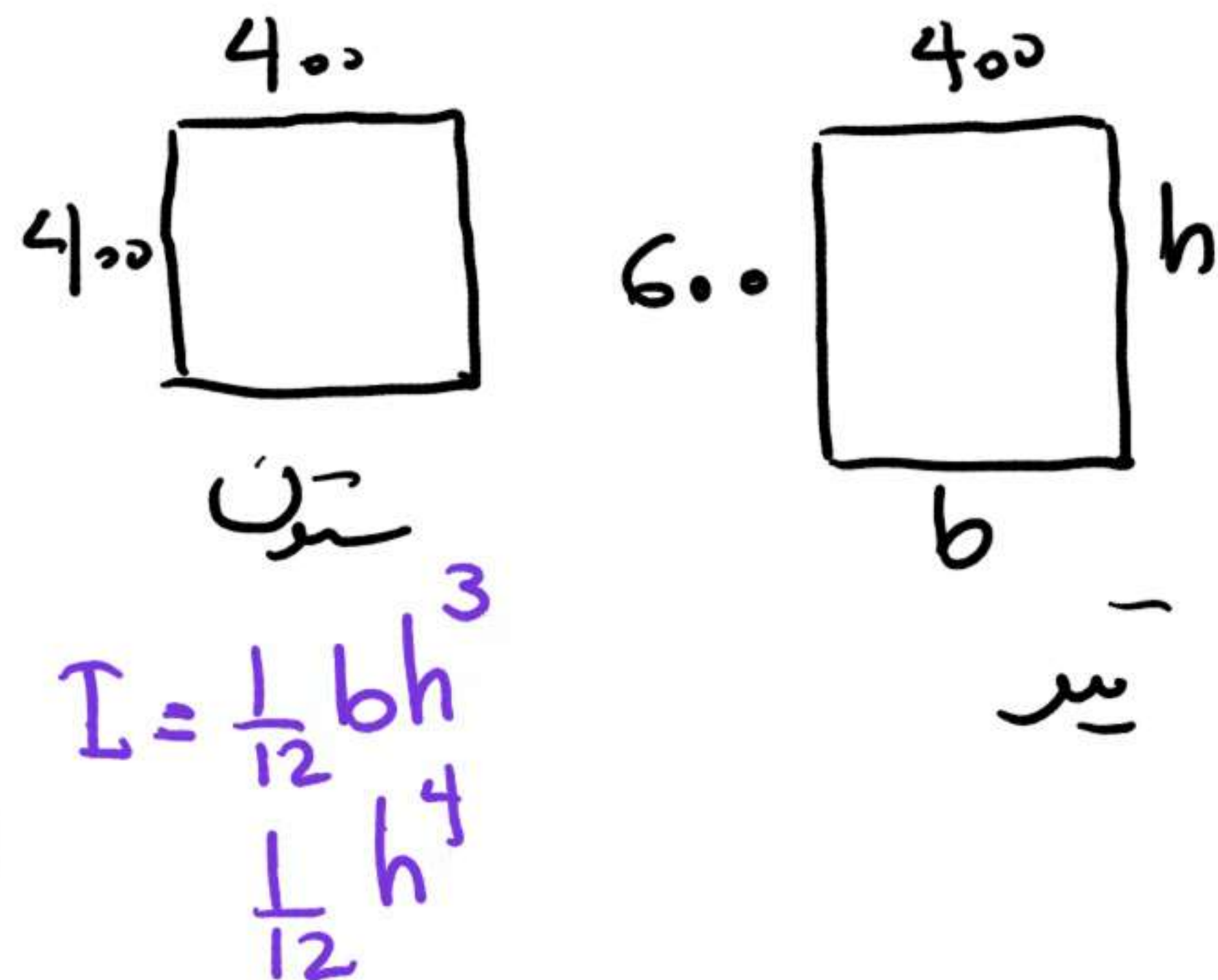
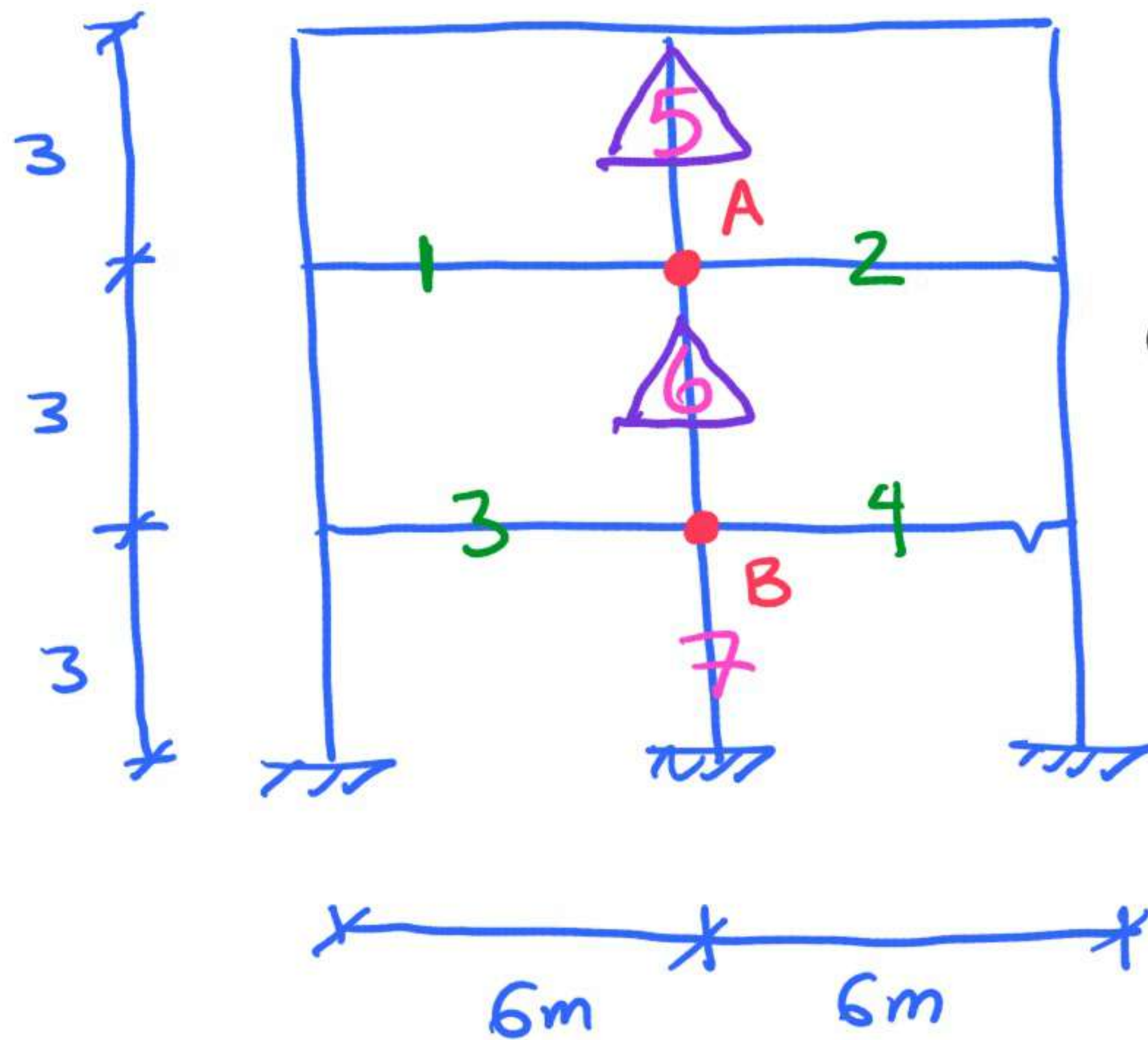
ψ_A و ψ_B مقدار K معلوم می شود.

شکل ۱-۶-۹

برای ستون معارسته و معارسته

E و $\frac{1}{12}$ صورت دهیج ساره سده 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

صورت هندسه و طول در تیر ستون مساوی 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 1.19
 اگر $\psi_m < 2$

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

$\psi_m = \psi$ متوسط
 دگر انتعابی

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

اگر $\psi_m \geq 2$ →

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

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

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

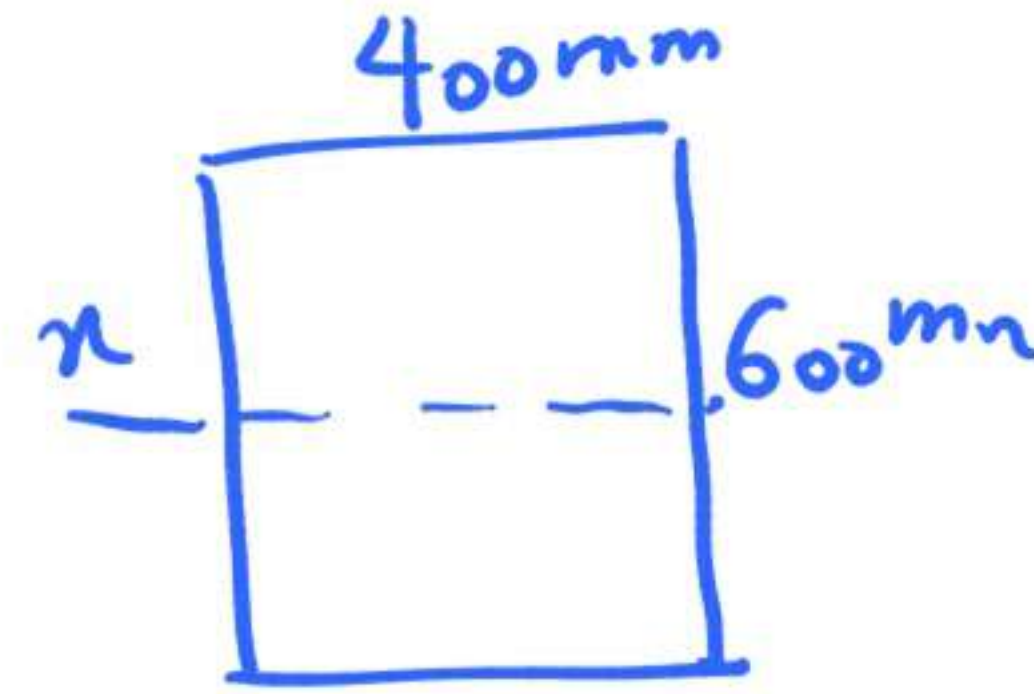
این مقدار با M_2 مقایسه می شود و اگر M_2 کمتر از آن باشد باید M_{2min} در نظر گرفته شود.

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، اردیبهشت ۹۷

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

گزینه ۱

نیروی مدنظر →

$P_u = 1000 \text{ KN}$
 $M_x = 40$
 $M_y = 27$

معطيات

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

$$P_u = 3850$$

$$M_{u2} = 64 \text{ KN.m}$$

$$M_{u1} = 46 \text{ KN.m}$$

$$\delta_b = 1.42$$

تست ٢٤ / مهر - ٩٨

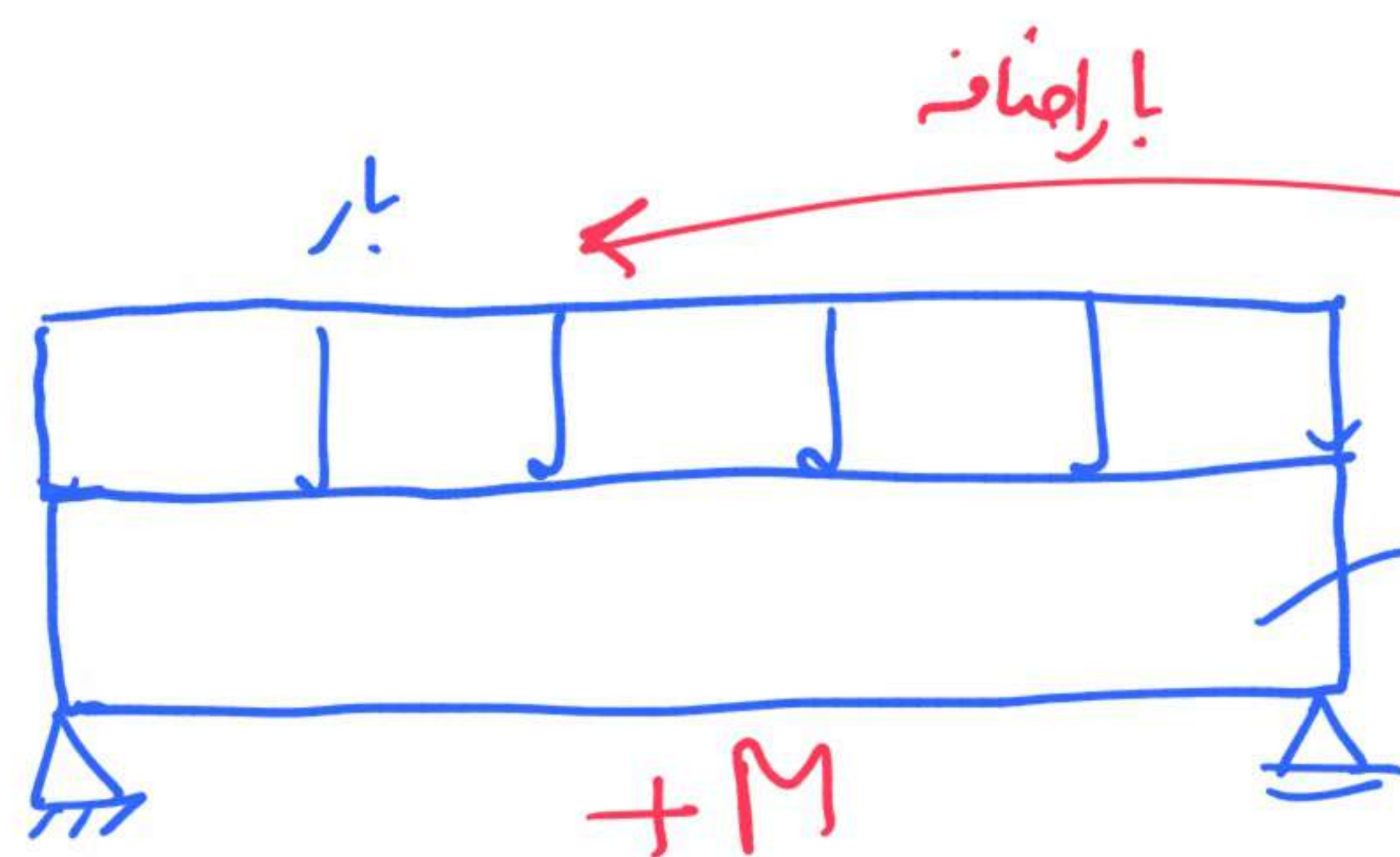
$$M_{\min 2} = 3850 (15 + 0.03 \times 600) = 127050 \text{ KN.mm}$$
$$= 127 \text{ KN.m}$$

$$M_{2\min} > M_{u2} \longrightarrow 127 \text{ KN.m} \text{ انتفا بماند}$$

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

گزینه ٤

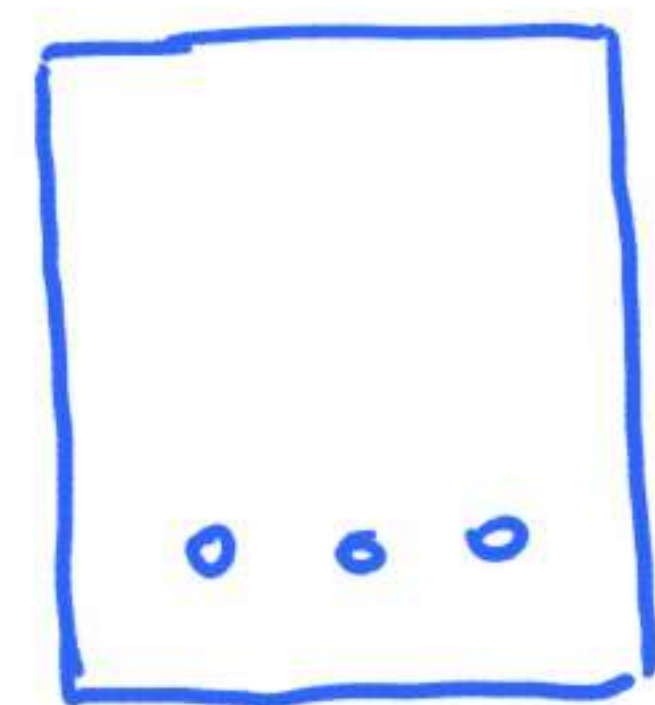
سیرنگامی یک عضو بتن آرمه در خمش و مفصل ترک خوردگی



ترک خوردگی در بتن معنی از دست رفتن مقاومت کششی بتن

$$0.85 f'_c$$

فقدان چسبندگی

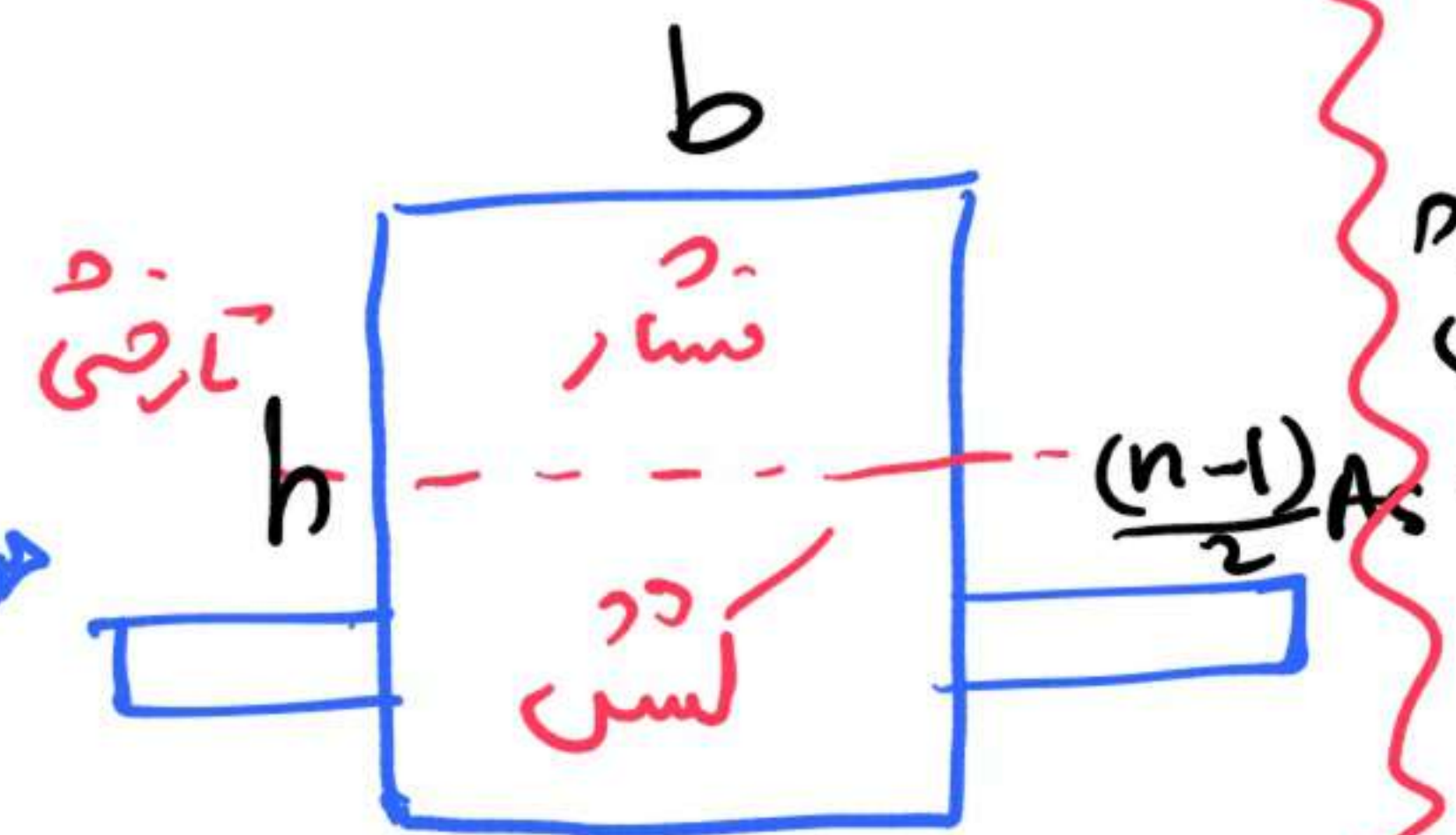


بتن آرمه
موتاد

I_g

ممان اینرسی مقطع

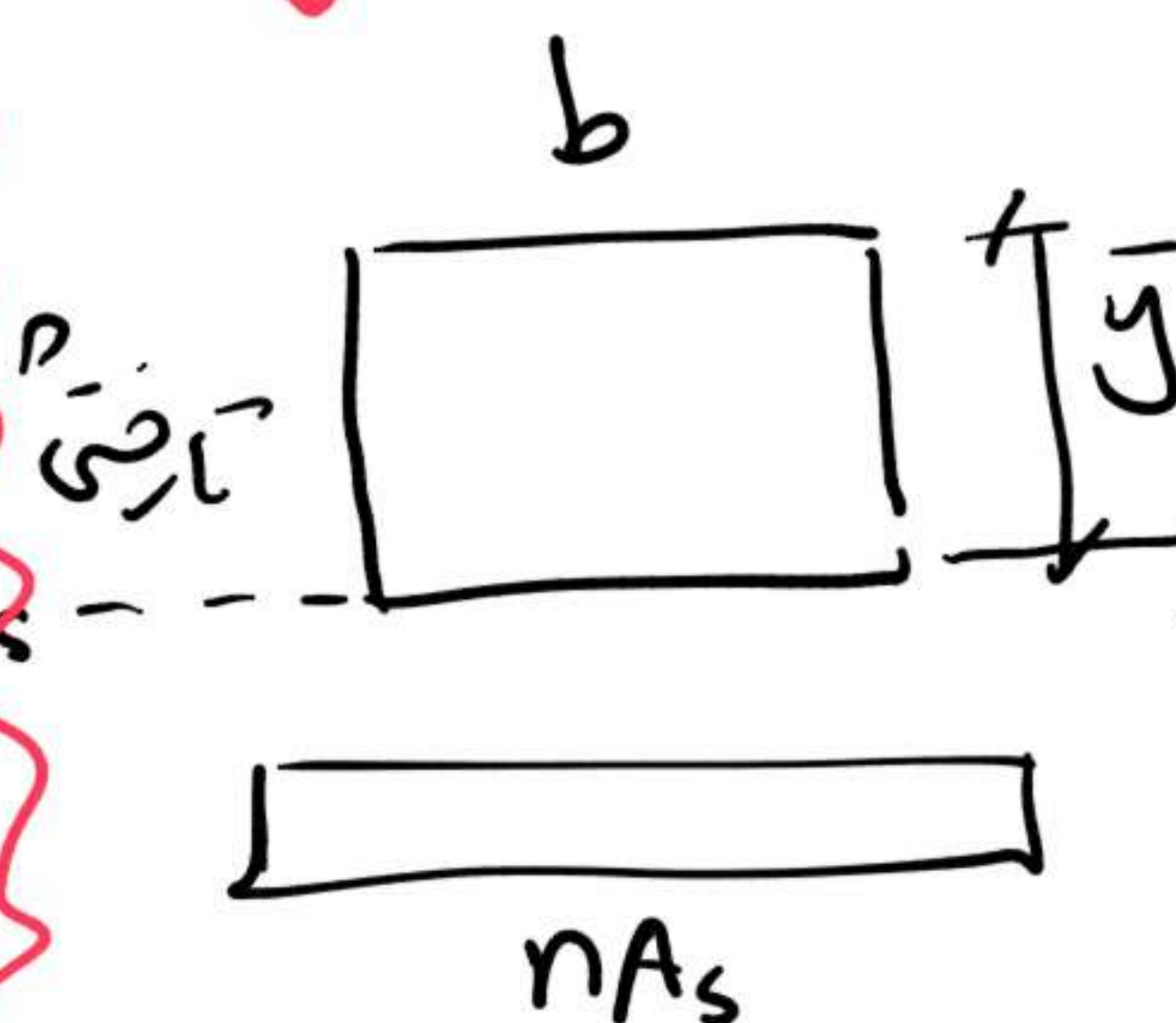
تأخلف (بتن آرمه)



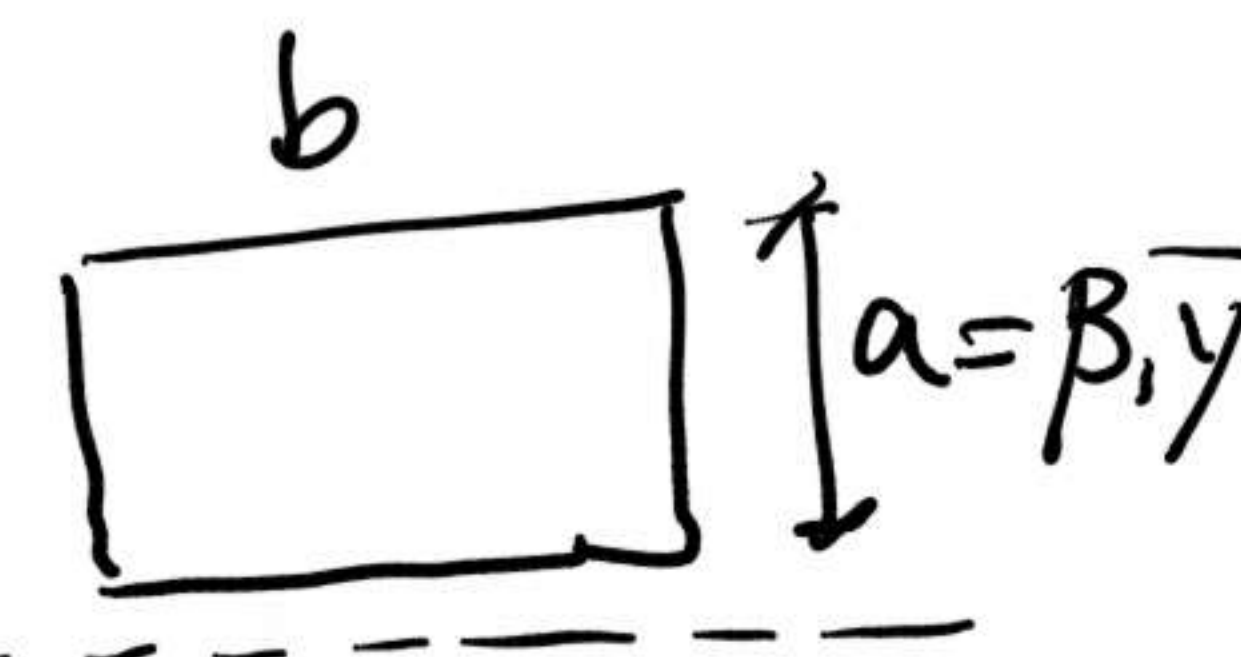
مقطع تبدیل یافته

(بتن)

حالت الاستیک

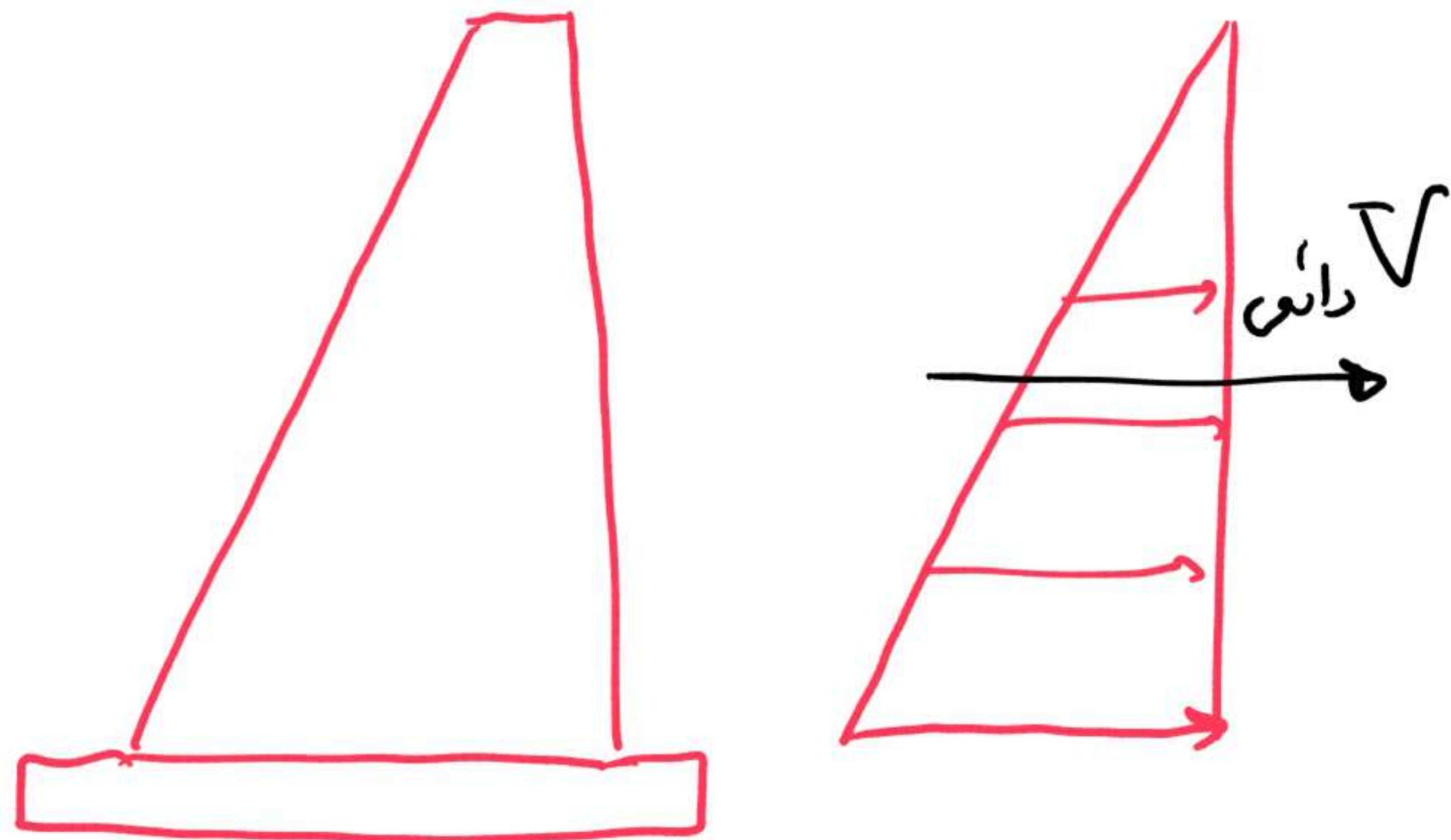


حالت الاستیک



حالت پلاستیک

ترک خوردگی
 M_{cr}
مکان اولگش نیست



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

دیوار حاصل

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

ضریب تدرع خوردگی

و $0.35 I_g$

49



طایفه V 20 ton
زلزله V 100 ton

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



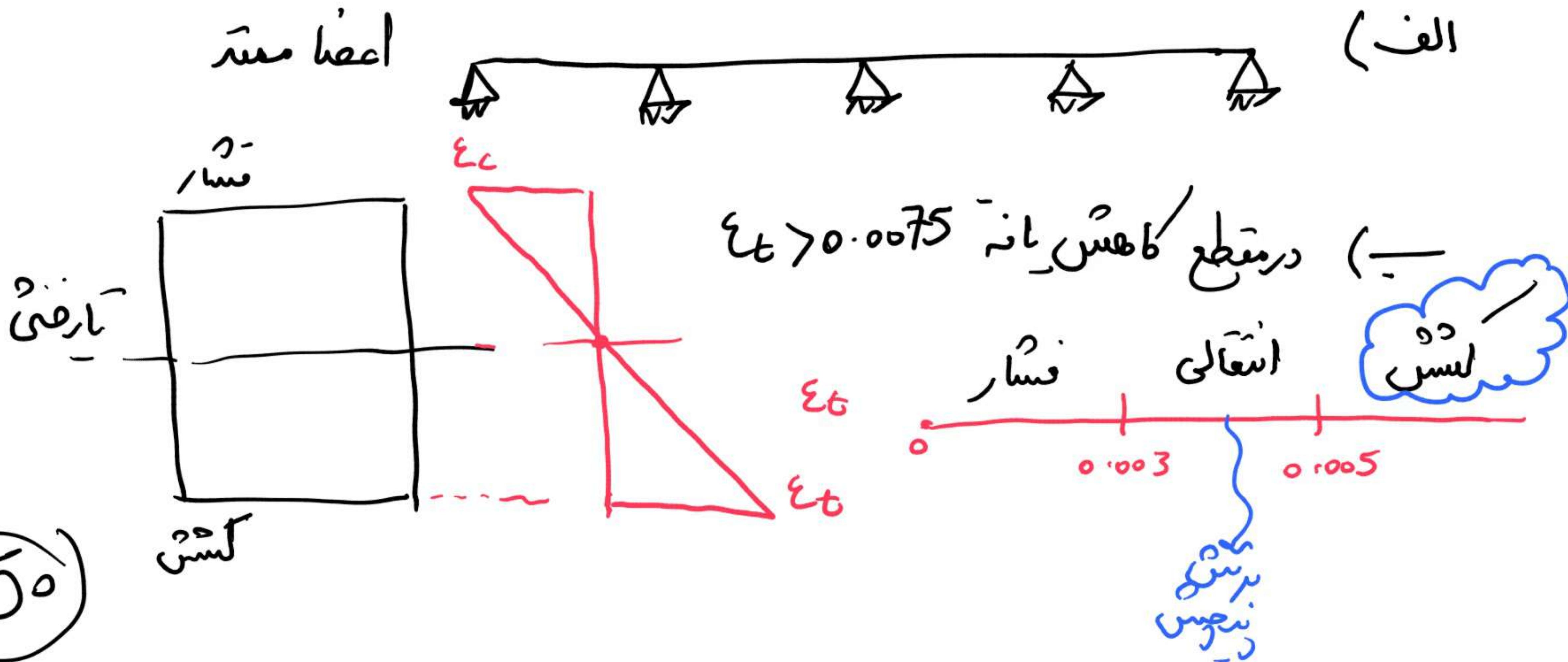
دیوار حاصل : $\frac{0.35 I_g}{1 + 0.2} = 0.29$

* کَلِمَہ؟ جہتِ صریح ترک خودی مطابق سید ۹-۶-۵-۳-۱-۲

می‌توان به کلیه اعضای سازه منبسط و 0.5 در محاسبه ابعاد جانبی اختصاص داد.

۹-۷-۵ ایزیس لبر

لعل مصیبت و منفی در سرزدالی را با برقرار بود سرافراز کاغذ دهم



50

مقاطعی قابلیت باربشی کمتر دارند که
 $\rho < 0.5 \rho_b$ باشد
 ACI نکته محاسباتی

$$\text{حدالتر مقدار کاهش کمتر مینوع باربشی} = \min \begin{cases} 1000 \epsilon_t \\ 2\% \end{cases}$$

* نکته مهم، برای محاسبه تغییر مکان انی تحت بارها سرچش می توان
 معان اثرشی حالت معاربت (جدابل) را در ۱.۴ ضرب کرد
 به شرط آنکه از I_g بیشتر نشود

(پرسش)
 طراهی معاربتی (؟)
 (میز) طراهی بهره برداری

$$\begin{aligned} I_g &< 0.49 I_g = (0.35 \times 1.4) I_g \\ I_g &< 0.98 I_g = (0.7 \times 1.4) I_g \end{aligned}$$

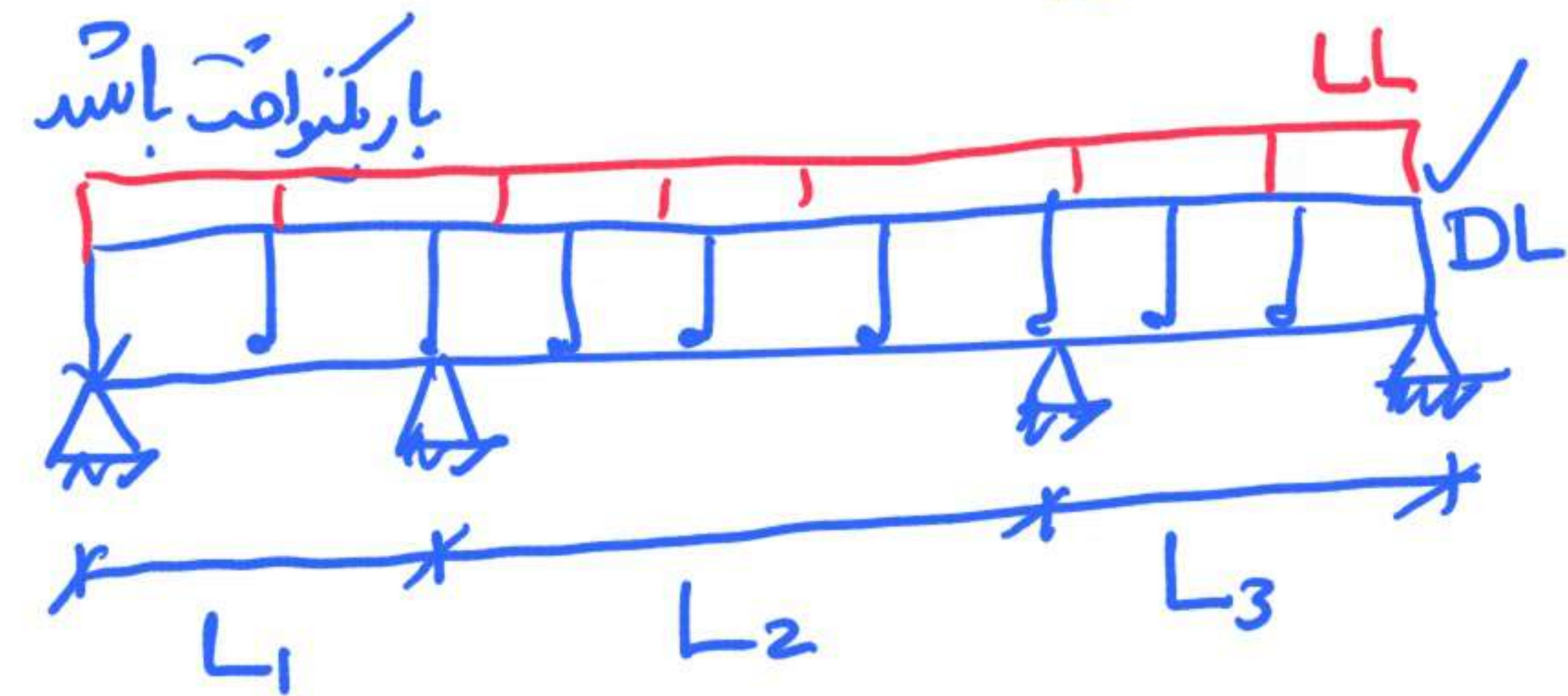
I_g ۰.۳۵ : سر
 I_g ۰.۷ : سبک

جلسه پنجم

روش سازه سده کی تحلیل الاستیک

✓ صاف و دودمانه

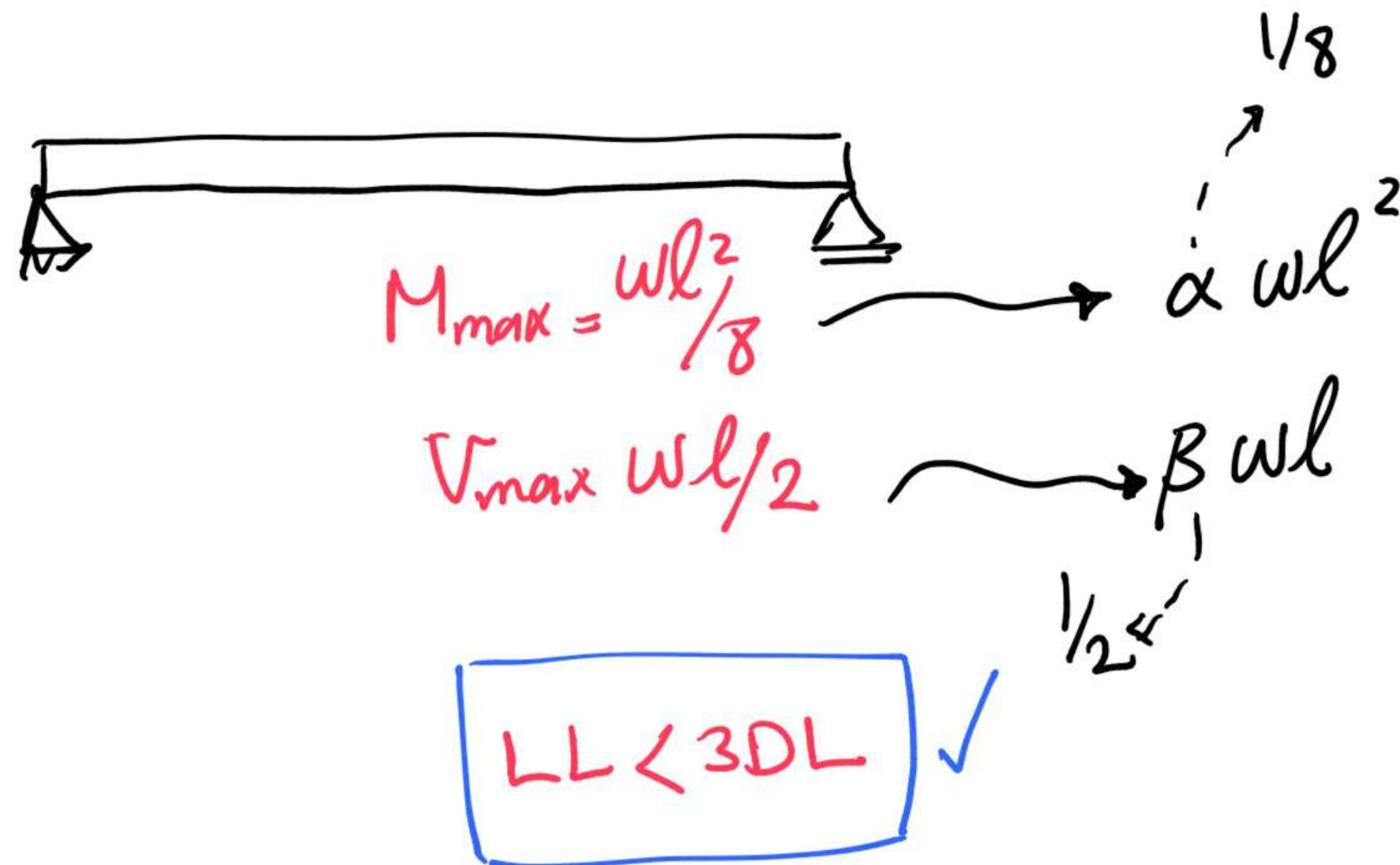
✓ دارای مقطع ثابت در طول خود باشد



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

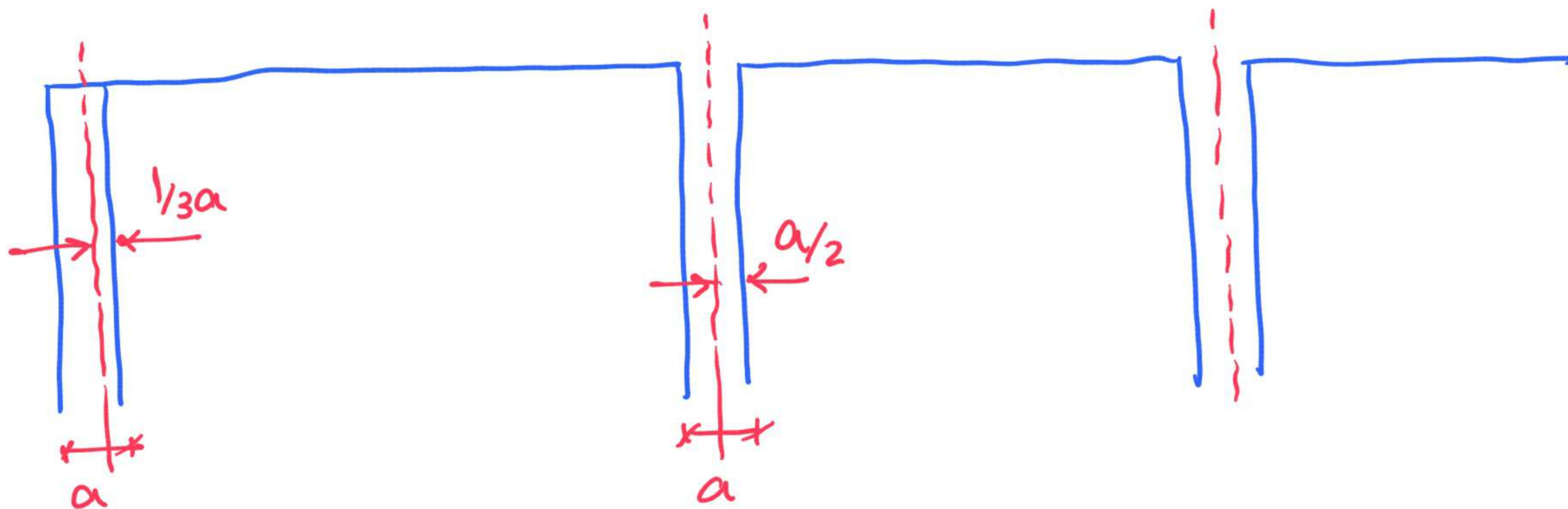
۹۹، ۱۰، ۲۰

* در تیرها ردال تحت بارکنش می توان برش و عکس را
 مضرب از wl^2 و wl معرفی کرد



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

$\frac{EI}{L}$
 γεν
 $\rightarrow$ από κάτω



* فصل هفتم مقررات ملی - روش طراحی حالات حد - ضریب‌ها بار و ترکیبات بارگذاری

بارها وارده به سازه : D, L, E, H, W, 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) $0.9D + 1E_h$

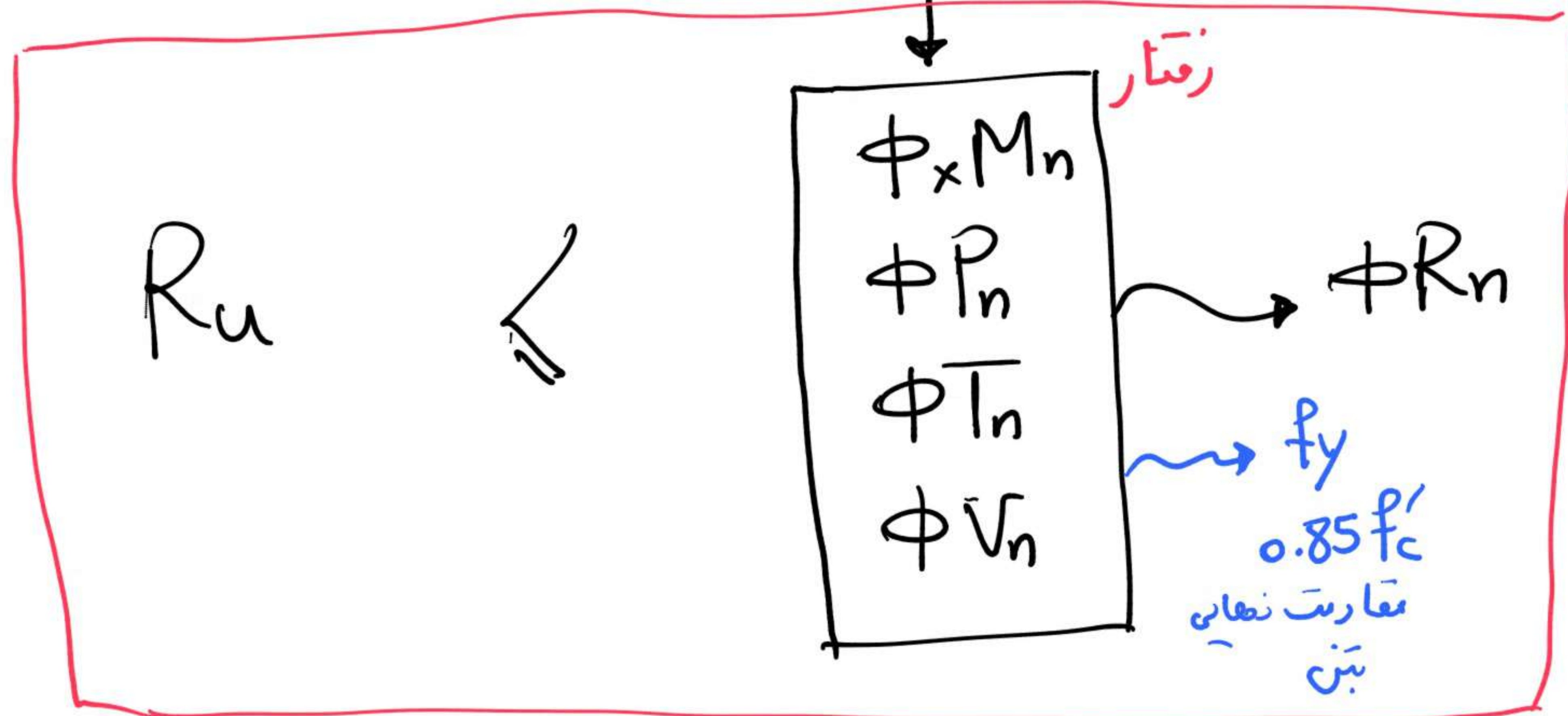
ترکیبات حدی - لرزه‌ای

عکس العمل‌ها
 مقاربتی

انگانه

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

عکس العمل سازه بهره‌بردار (سرویس) فاقد ضرایب بار است
 Drift $D + L + E$: خیز



مقاومت مورد نیاز

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

ظرفیت

مبحث ۹ قدم

$$S_u \leq S_r$$

تقریباً - بار بزرگ

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 بهت نرم مشخص می شود
 اعداد مربوط به این ضریب تابع مکانیزم تسلیم و نسبت ها صورت گرفته برای مقایسه ها از نا سطوحی است.

$$R_u \leq R_n = 100 \quad \text{وحد} \quad \text{مقاومت (ظرفیت)} \quad \text{وحد} \quad 65$$

$$\phi = 0.65$$

در بهت برش در شرایط شکل پذیری لرزه ای پایین ترین ضریب اعداد بتن ارمیده می شود

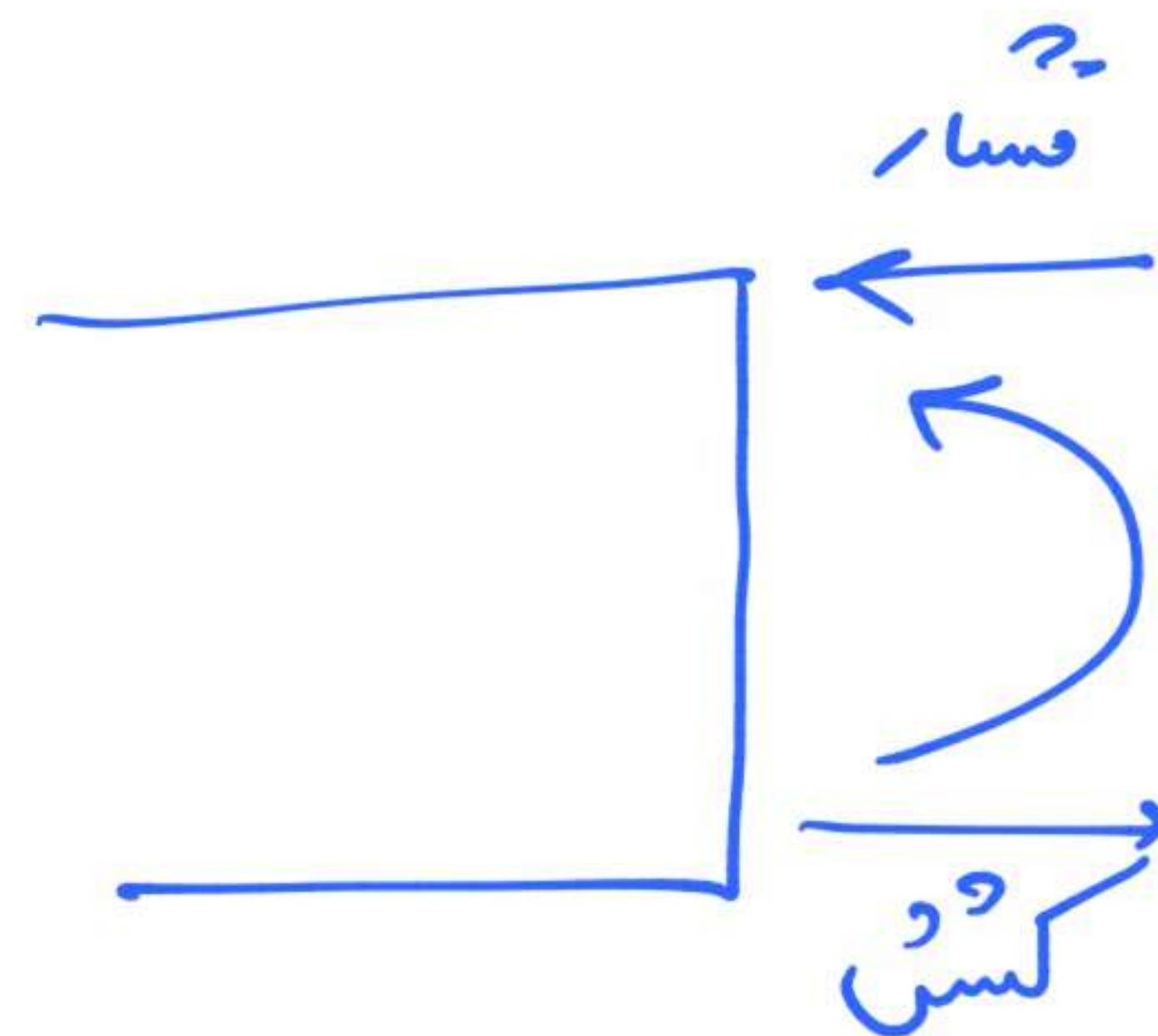
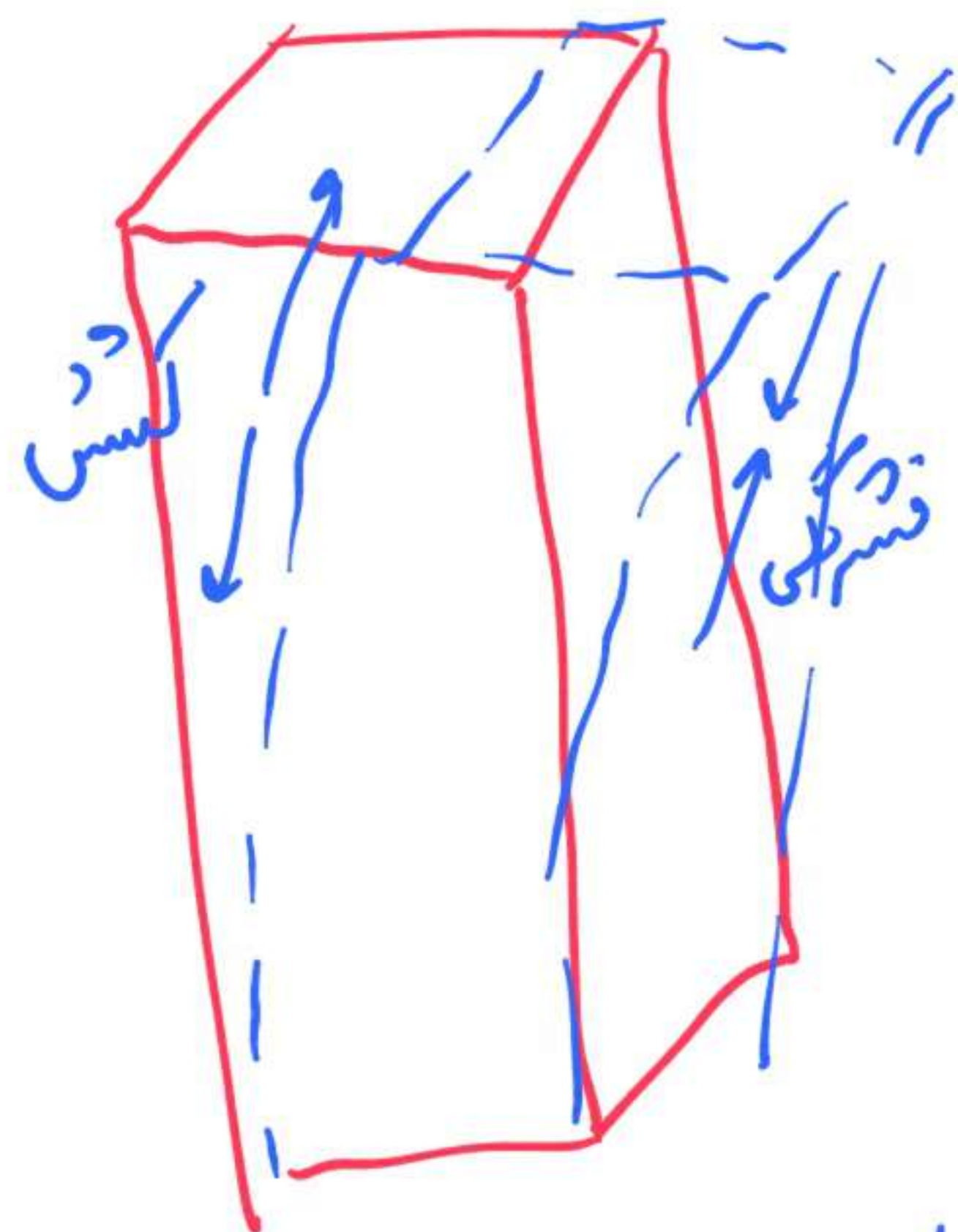
برش
 فشار

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

Shear

منعبر فشار $\phi = 0.65$

منعبر کشش $\phi = 0.9$



در ستون

$\phi = 0.65$ فشار

$\phi = 0.9$ کشش

* در یکبارگی باگزای وجود زلزله قائم ضریب 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^∞
 $P=1$
 $P=1.2$

برای بارهای
 $P=1.3$
 $P=1.5$
 28^∞

در بقیه لرزه ای علامت + و وجود تمام بارها علی

D
 L
 S

منجر به
 فشار می شود

در بقیه لرزه ای علامت - و صرفاً وجود بار مرده

D

منجر به
 کشش می شود

مؤلفه قائم
 زلزله در استاندارد

$$F_v = 0.6AIW$$

نسبت ستاب - منبای طرح
 ۲۸۰۰ - ۴
 ۰.۳۵۹

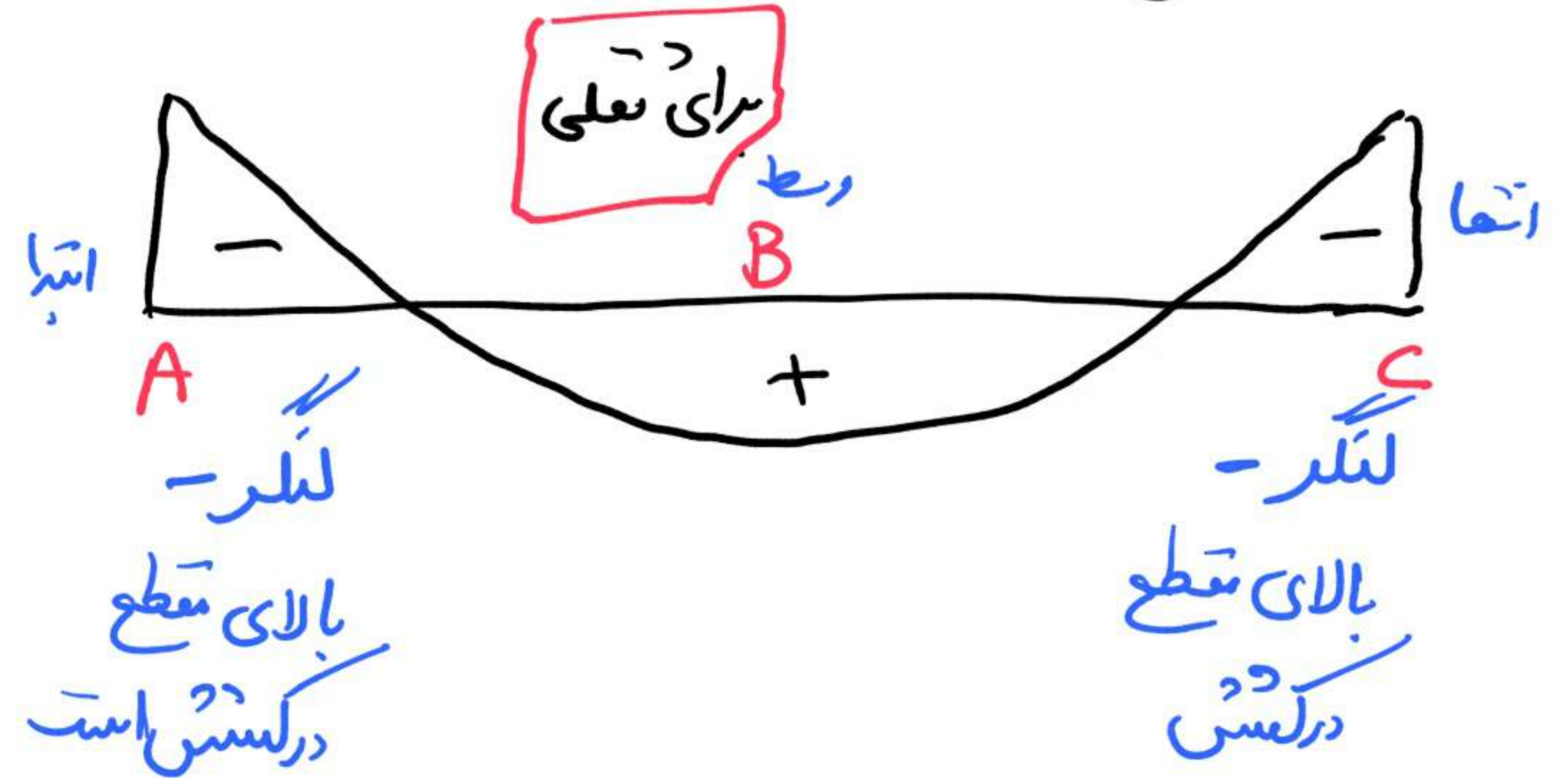
۰.۳
 ۰.۲۵
 ۰.۲

ضریب اهمیت سازه ای

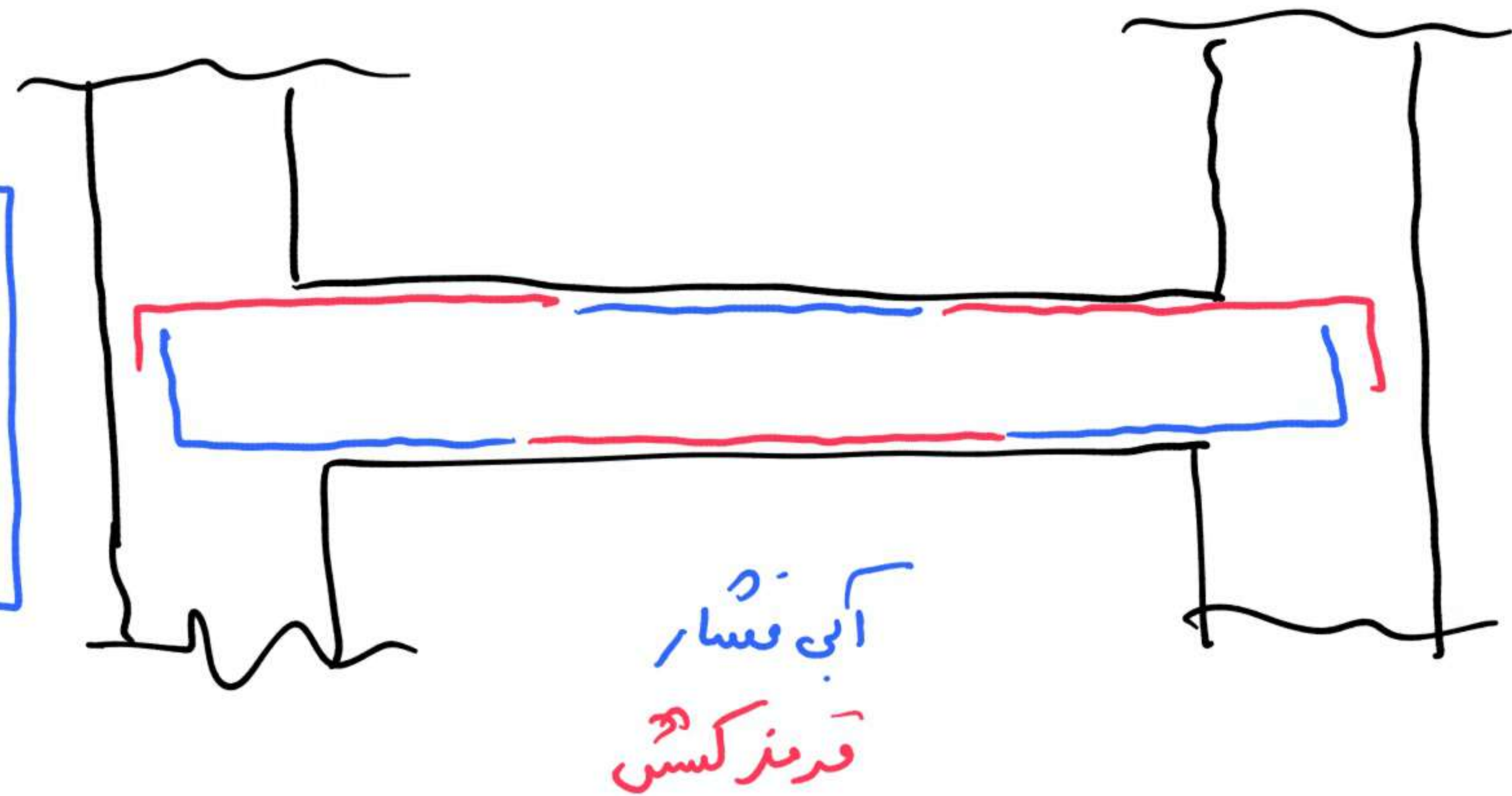
۱.۴
 ۱.۲
 ۱.۰
 ۰.۸

$D + \alpha L$
 D

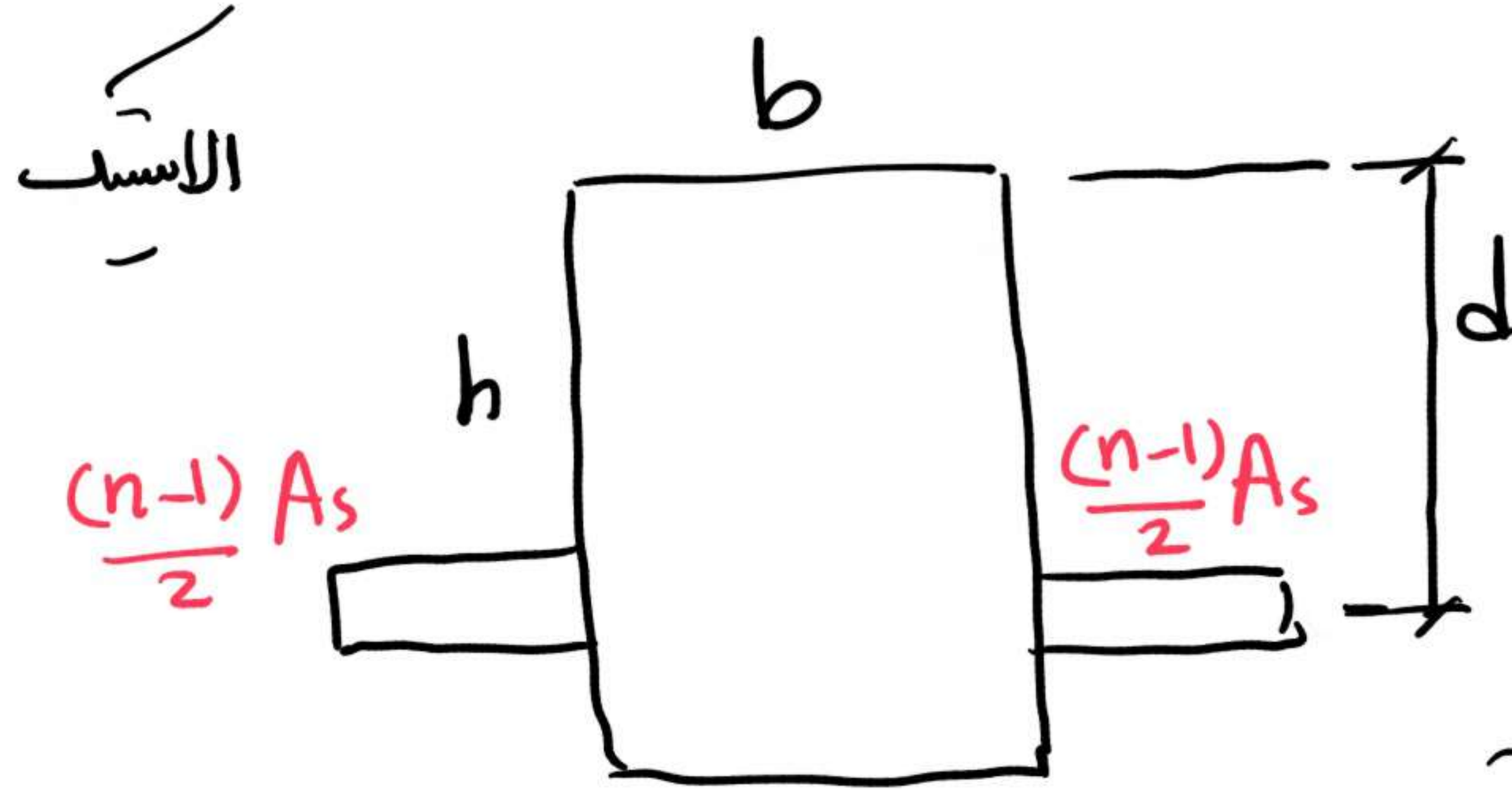
* ظرفیت یا مقاومت رفتاری اعصاب تنی اگرچه



لنگر +
پایین مقطع
درکشی است



بلاستیک { الاستوپلاستیک { الاستیک
"خمش"



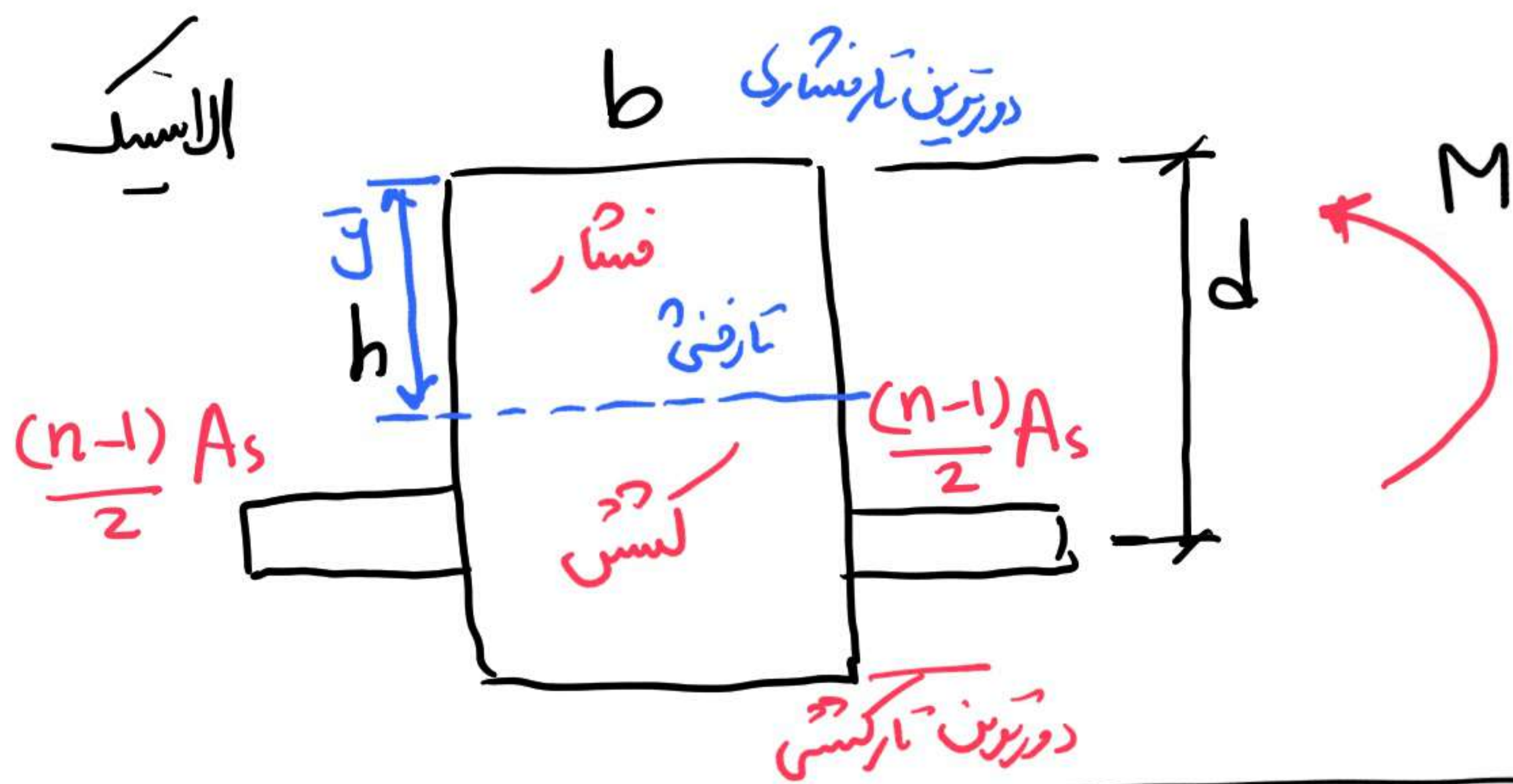
A_s = سطح مقطع
سلولهای لسی

d = عمق مؤثر

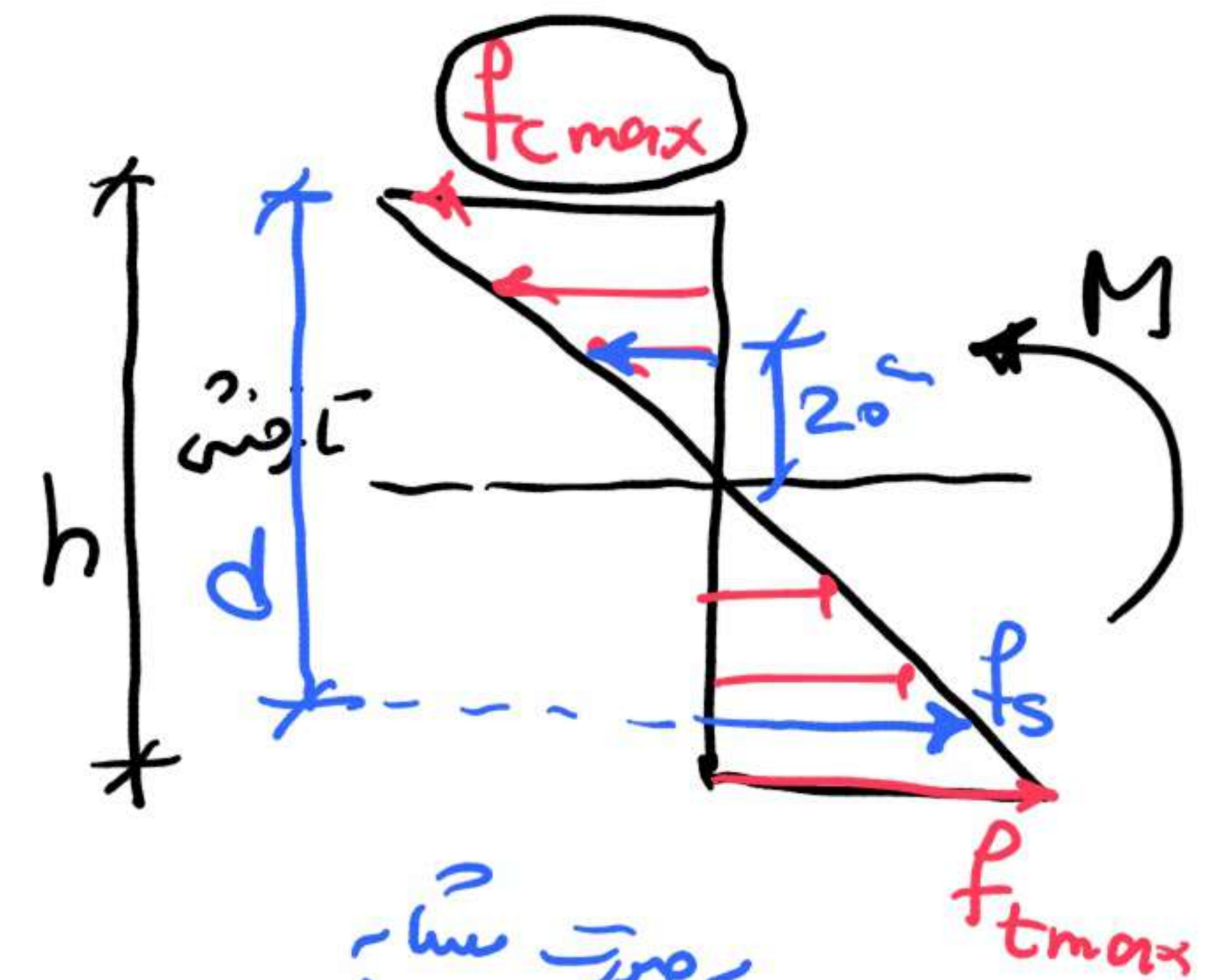
h = ارتفاع

b = عرض

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



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



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

متوسط تبديل يافته

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

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

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

در برين فاصله (برق)

تنگي كسي ناسي

از عس

در برين تارهاي

نما اينري

المان مزي رايه

از سب به ملك استعاره

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

تنش در میلگردها

f_r = یک تنش کششی خاص

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

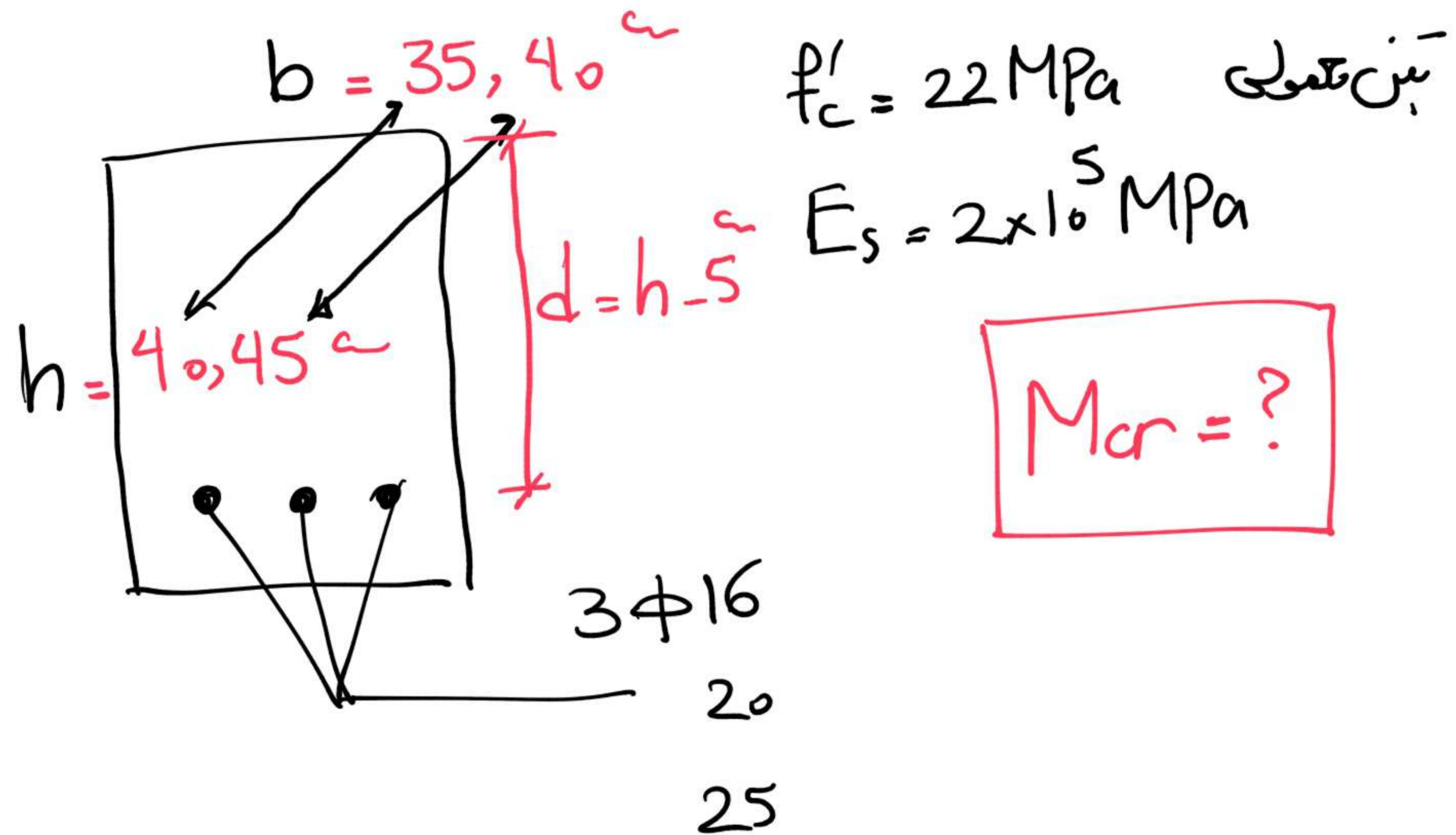
تنش کششی بتن

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

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

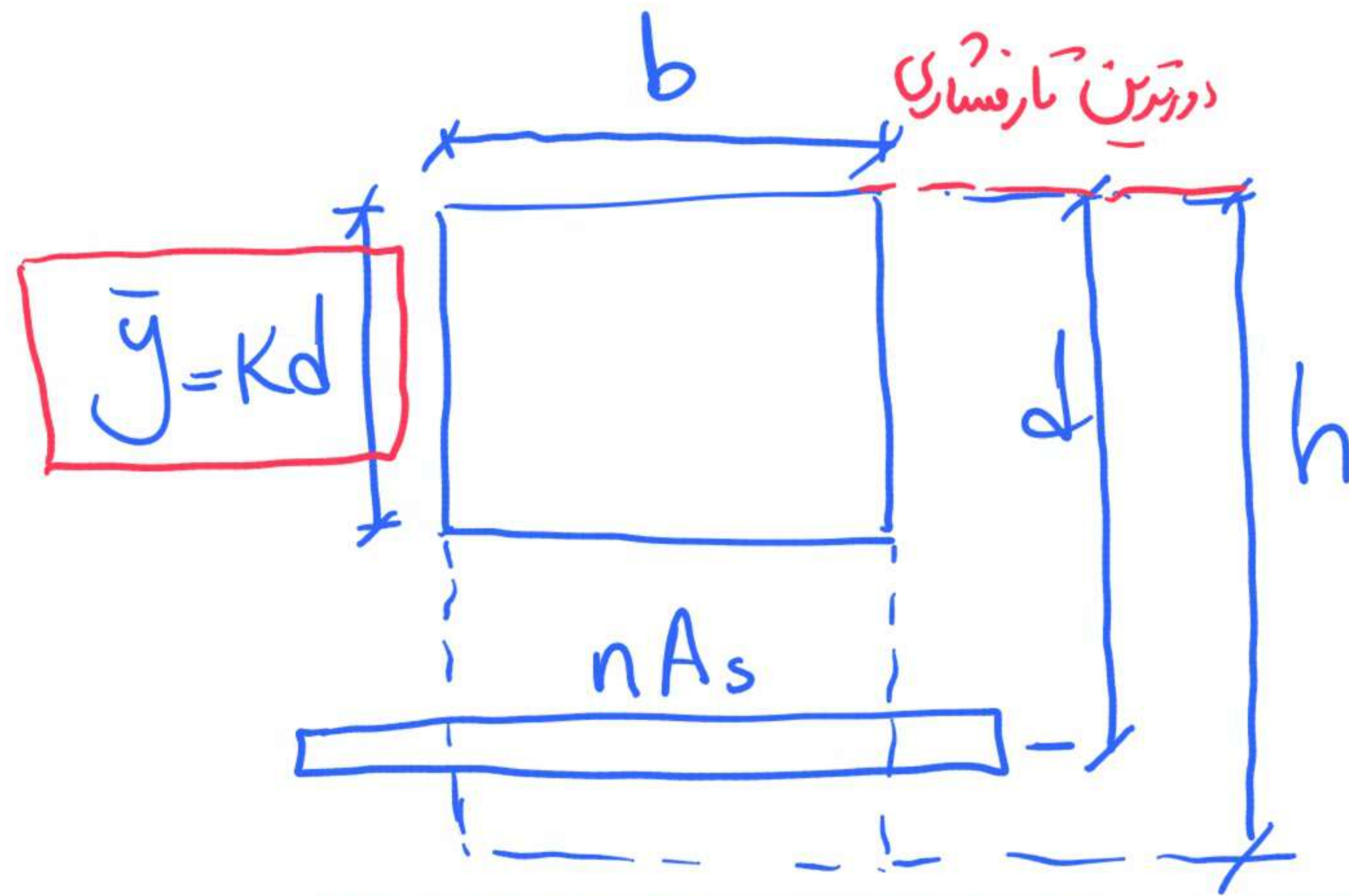
سعی شود در مایشین حساب فرمول نویسی
انجام دهد، بسیار وقتگیر است.

★ 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 • ملکی به رزین تنش مجاز



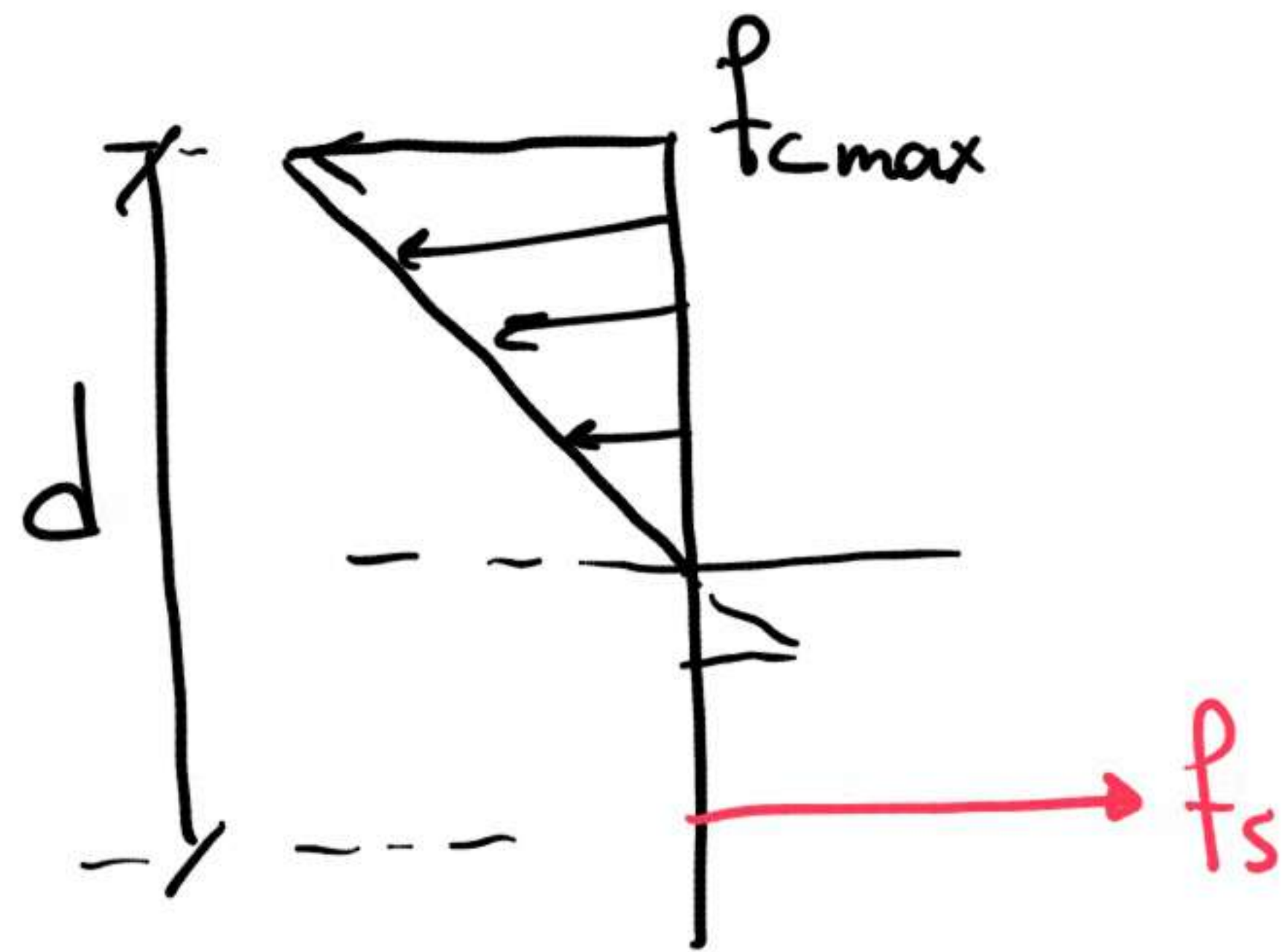
$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

درصد آرماتور
کشی

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

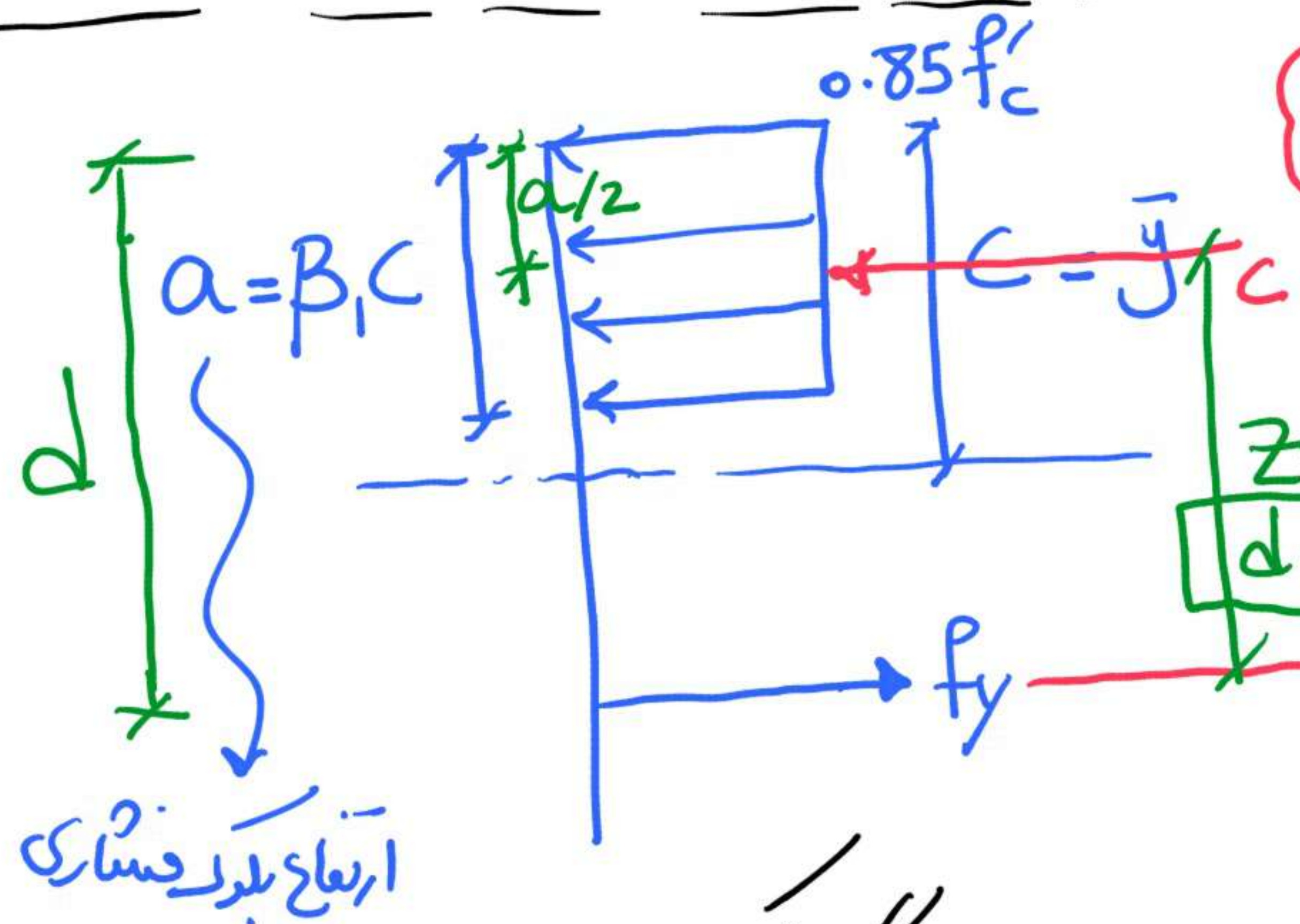
$$K = \sqrt{n^2 \rho^2 + 2n\rho} - n\rho$$

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



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

از حالت الاستوپلاستیک خارج می‌شود. $p_{fcmax} > 0.5 f'_c$



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

نیروی کششی = نیروی فشاری

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

* حالت پلاستیک (فلس)

$$0.85 \quad 17 < f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 \begin{cases} 0.85 \\ 1.05 - 0.000714 f'_c > 0.65 \end{cases}$$

$$f'_c > 28 \text{ MPa} \text{ اگر}$$

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

MPa MPa

داریم

اگر سست نمی‌رخد $P < P_b$ در حد برکت متوازن

السرکست ندرک خور
 $\rho < \rho_b$



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

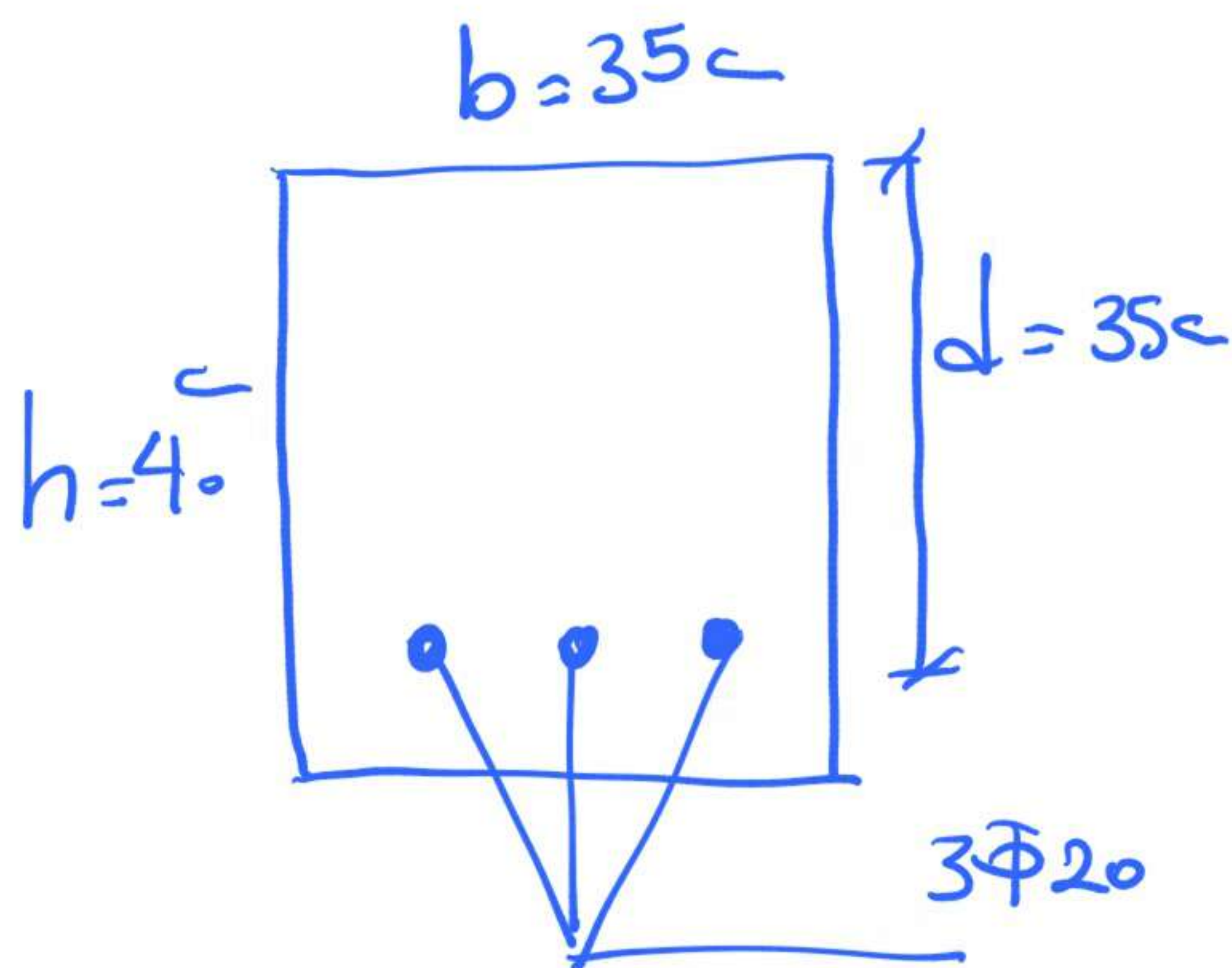
$$M_n = C \times Z$$

$$M_n = T \times Z$$

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 بر مقدار است؟

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

$$M_n = \frac{1016193}{10.16} \text{ Kg.cm}$$

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

65

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

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

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

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

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
 ← دوطرفه ← فونداسیون، دال
 (یابج)

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

برش به فاصله d از نزدیک‌گاه
 ؛ برش یک طرفه

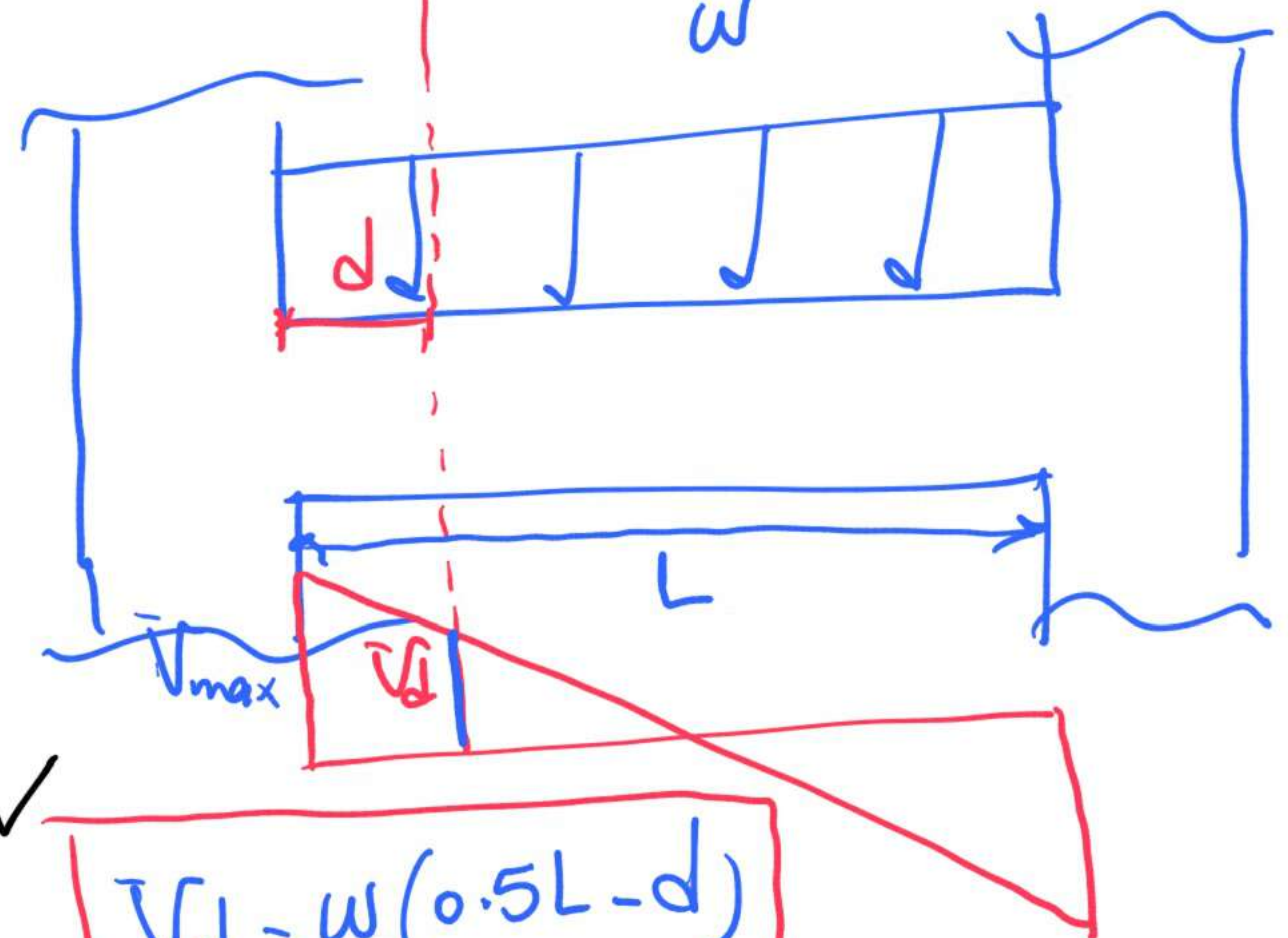
(به شرط وجود بار ممتد)

اگر بار ممتد از نزدیک‌گاه تا d

وجود داشته محل بار ممتد از مقطع
 بحرانی است

مقطع بحرانی برش یک طرفه

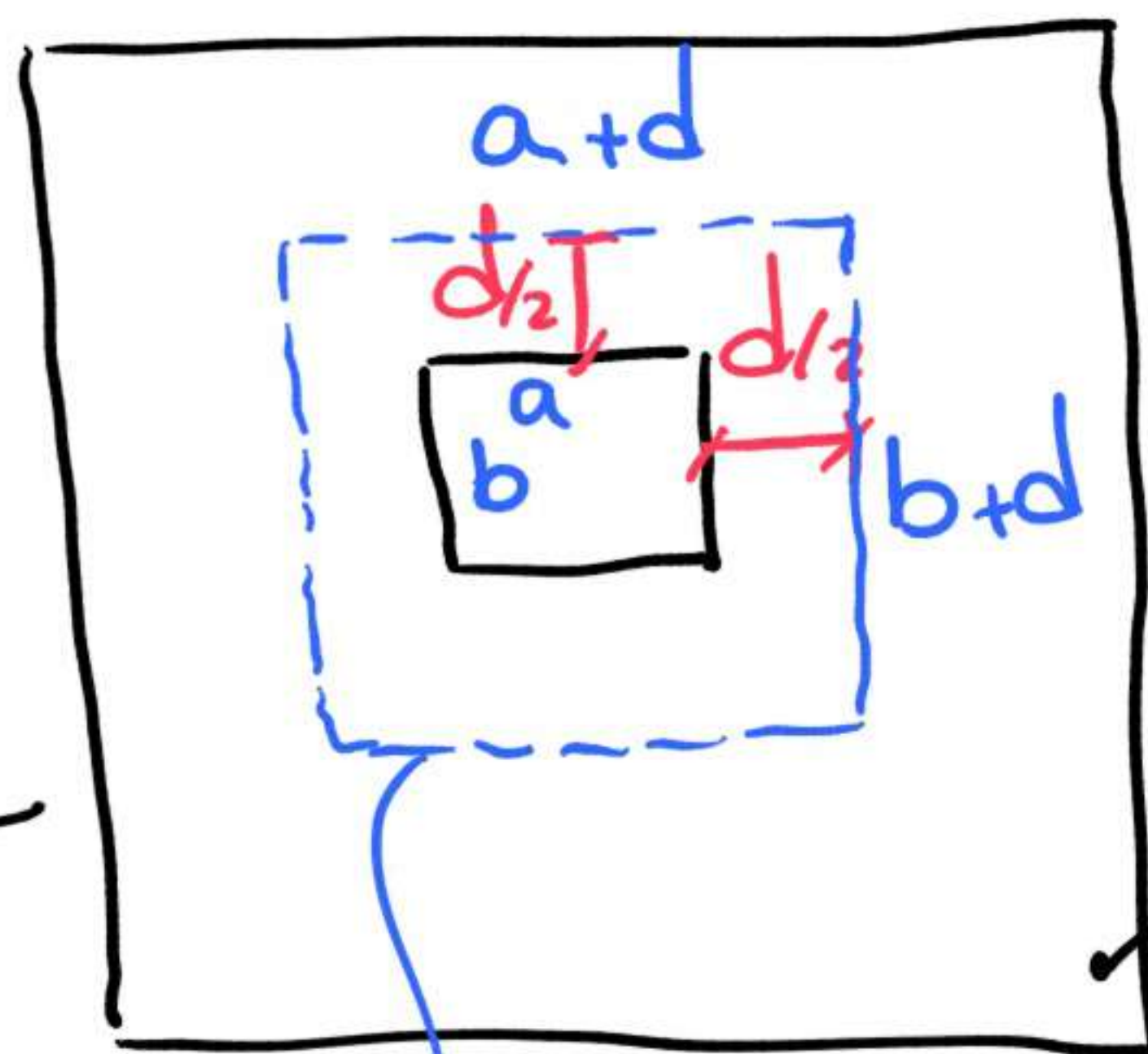
حالت بار
 w



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

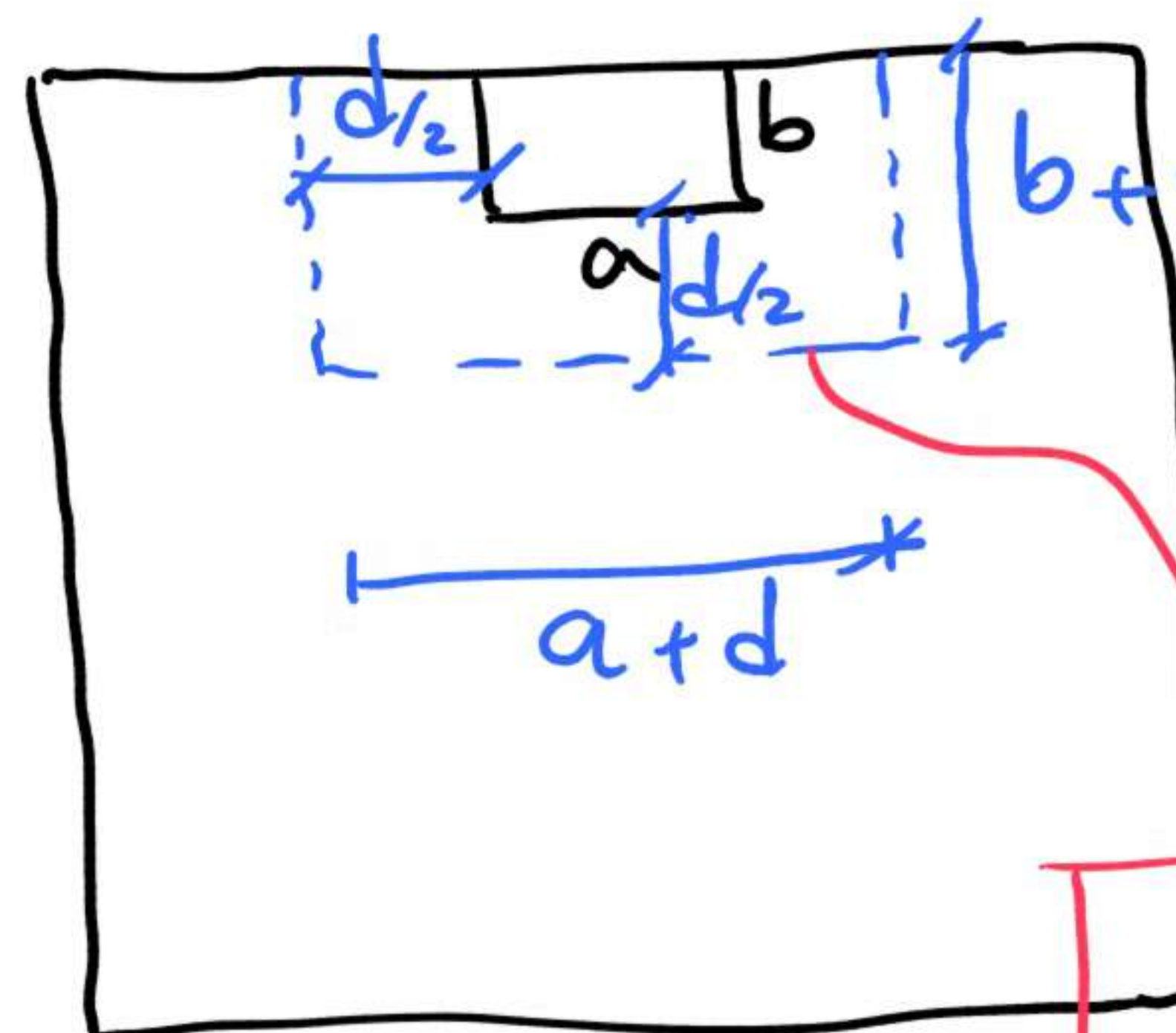
برس در طرف

سین بیان



عمق منبر

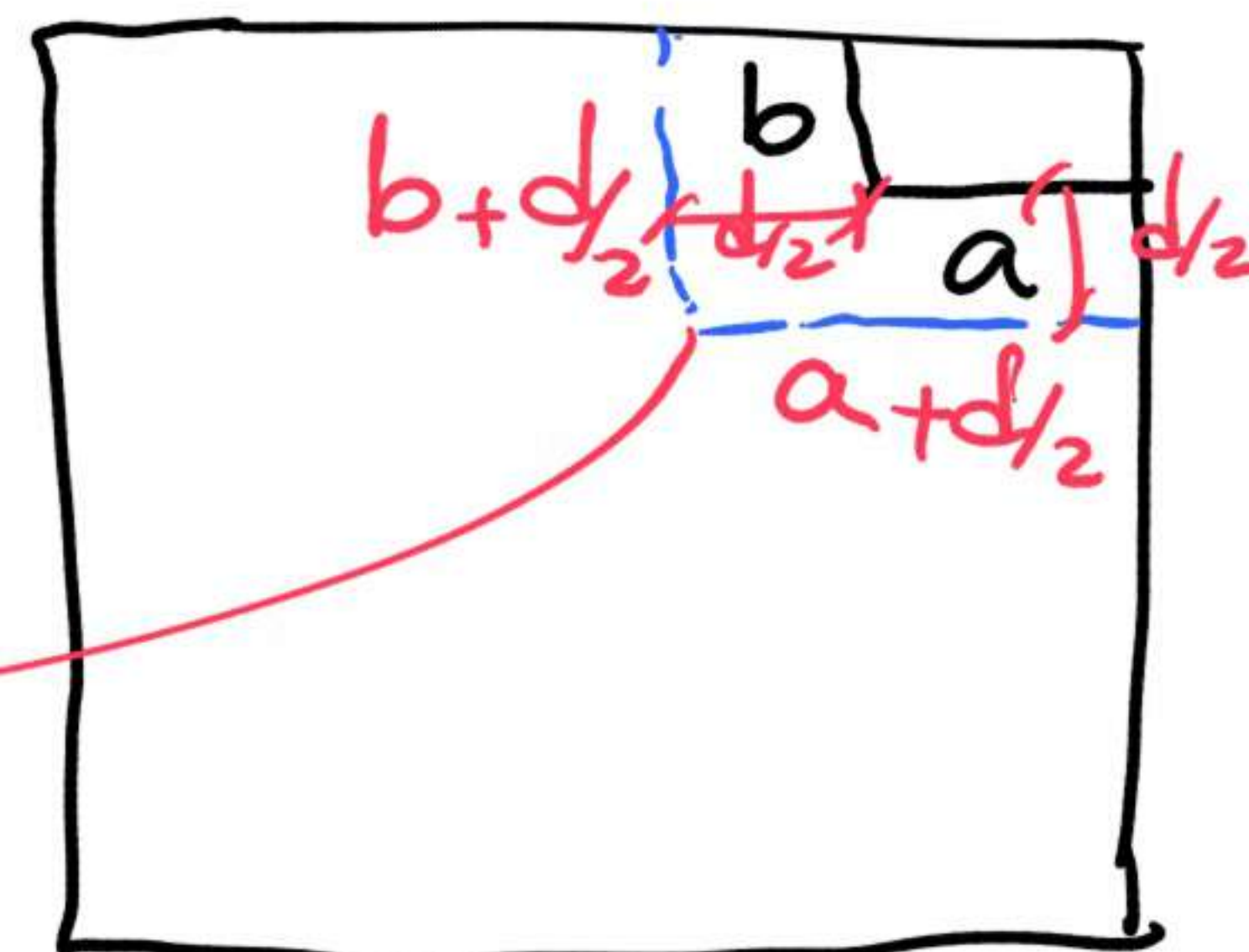
h, d



سین کناری

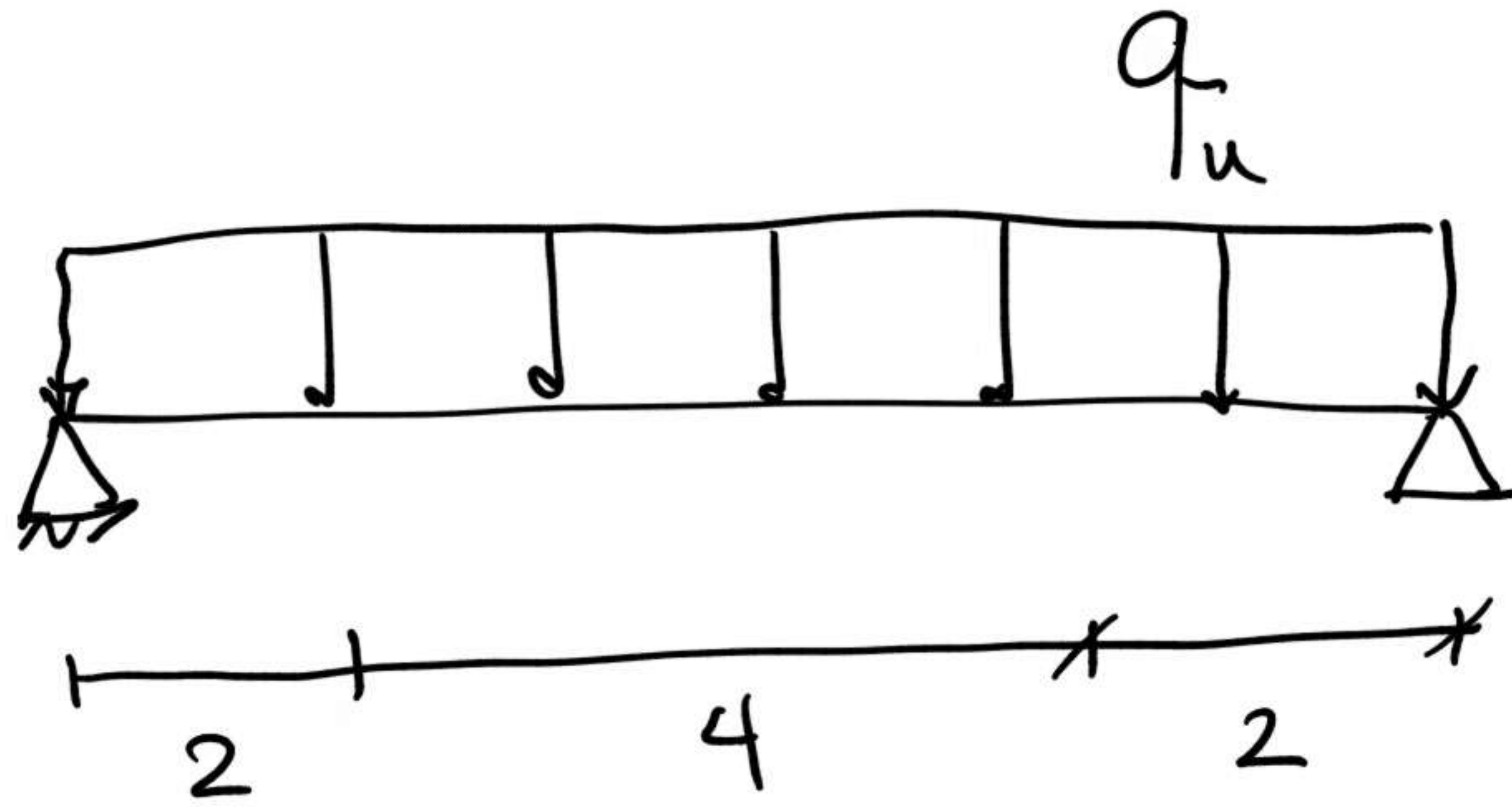
$$b_o = (a+d) + 2(b+d/2)$$

سین لنج



$$b_o = a + b + d$$

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



مسئله ۳۱ از بحث پیش مهر ۹۹

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

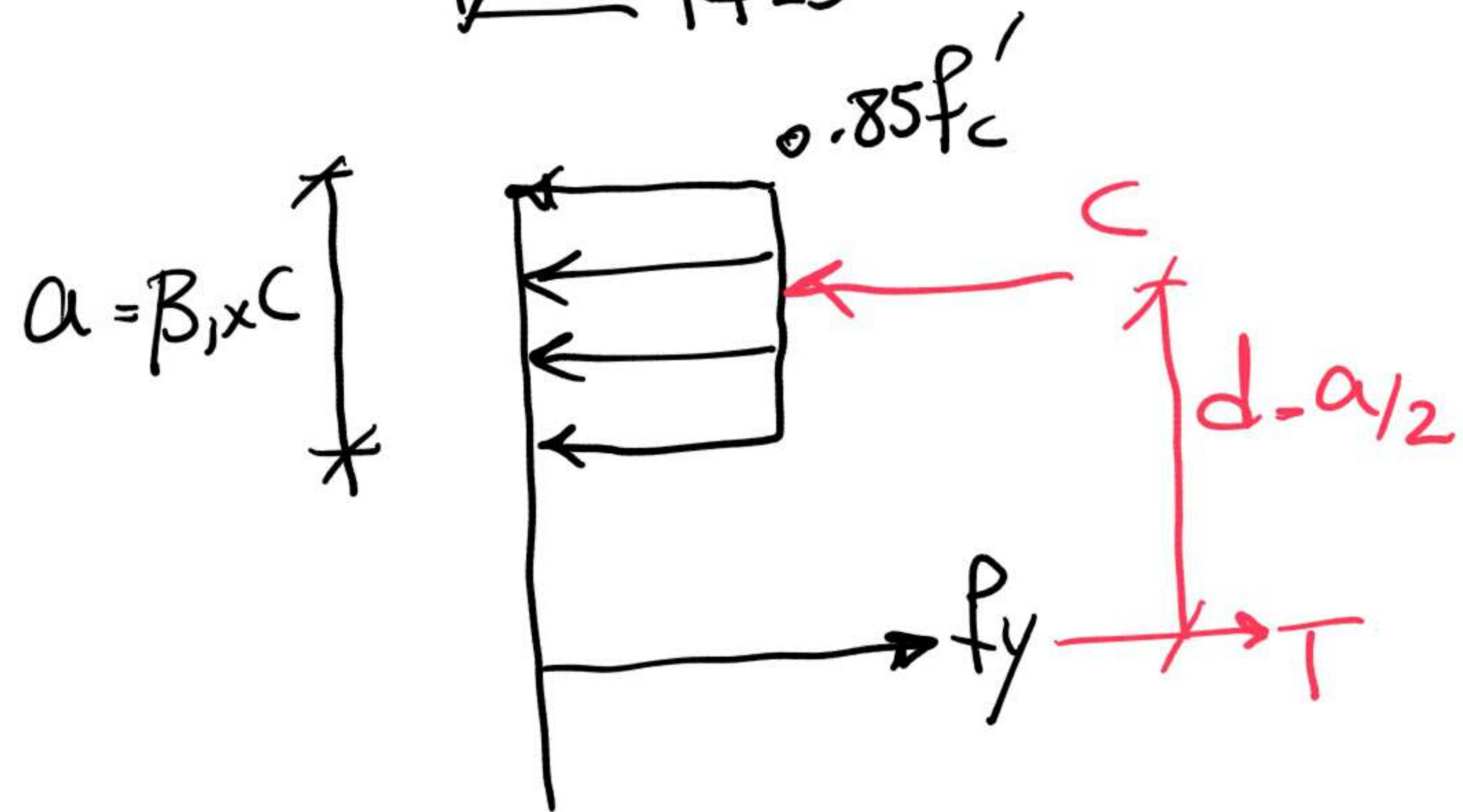
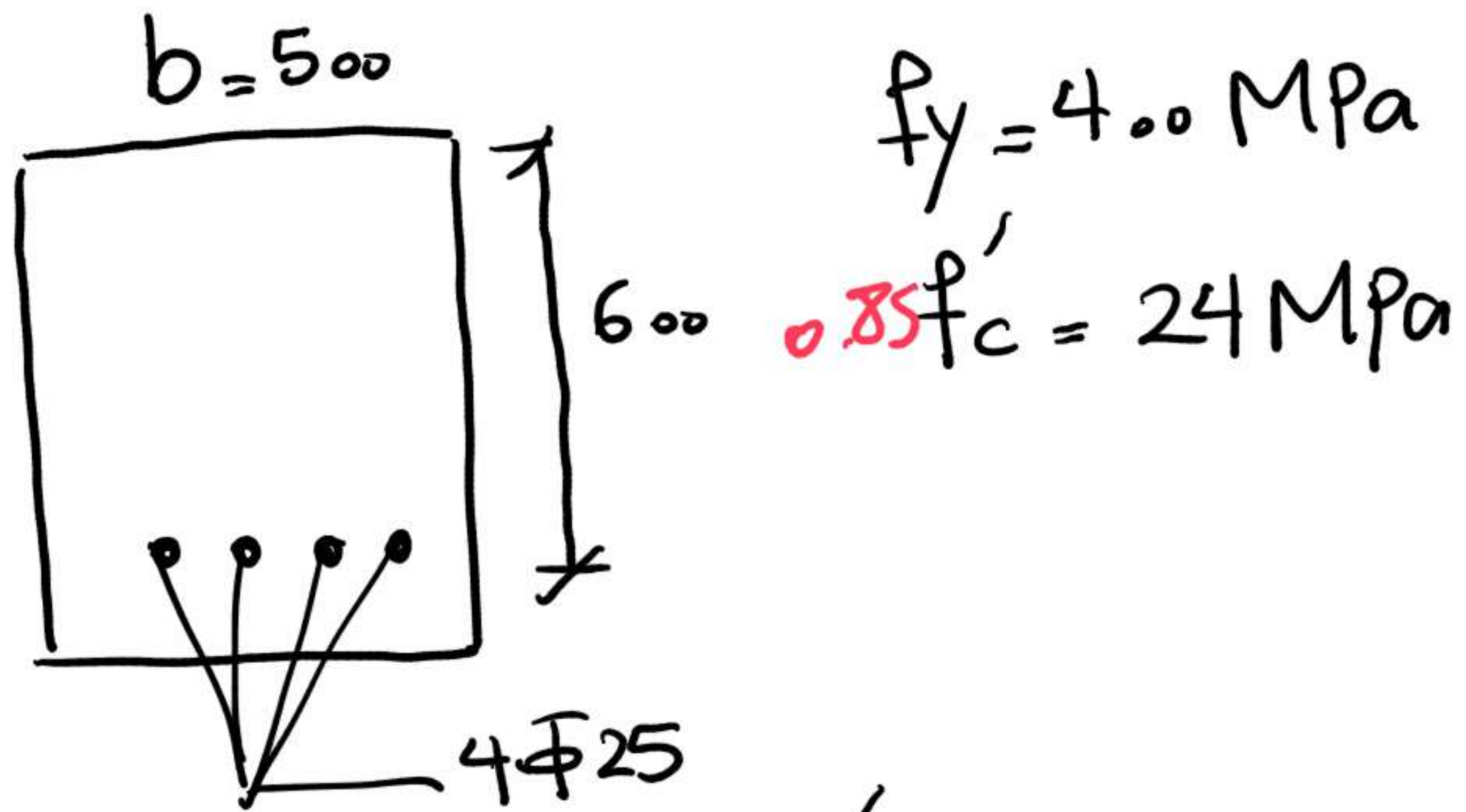
$L = 8m$



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

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

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

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

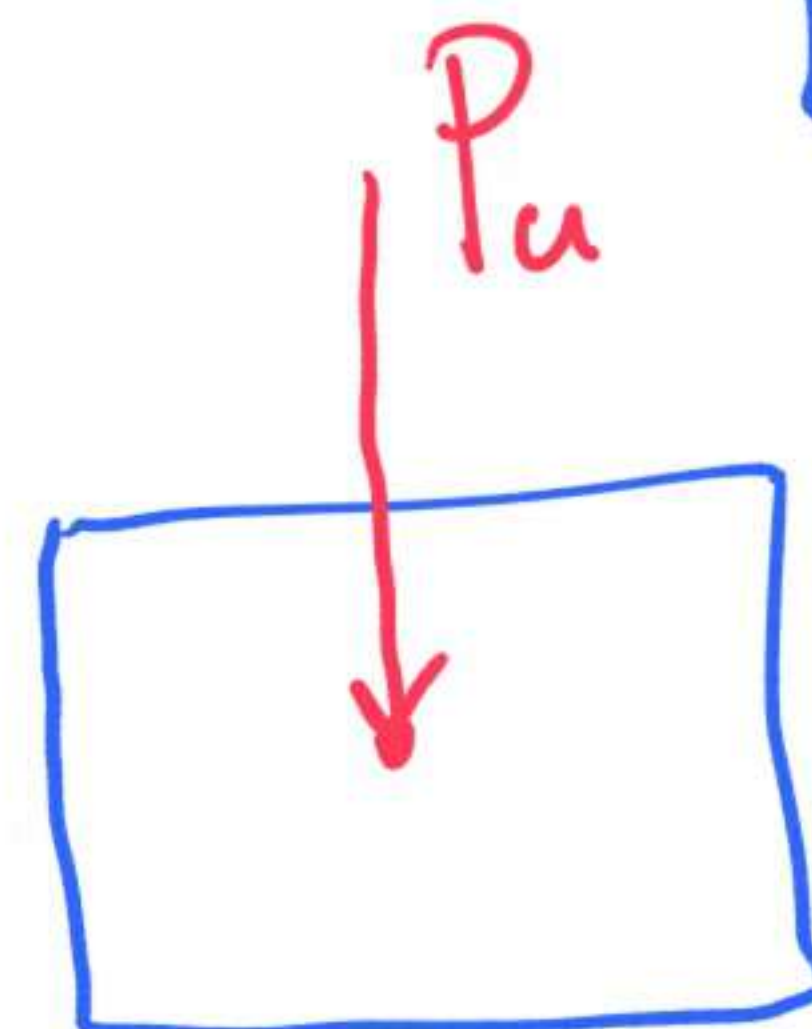
مکب (کاسونٹ)

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

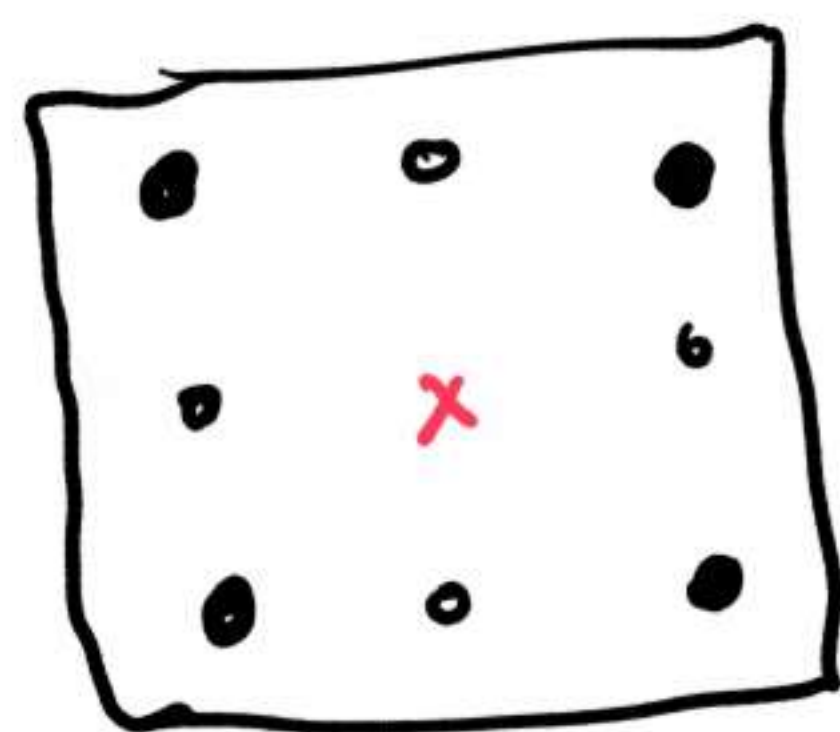
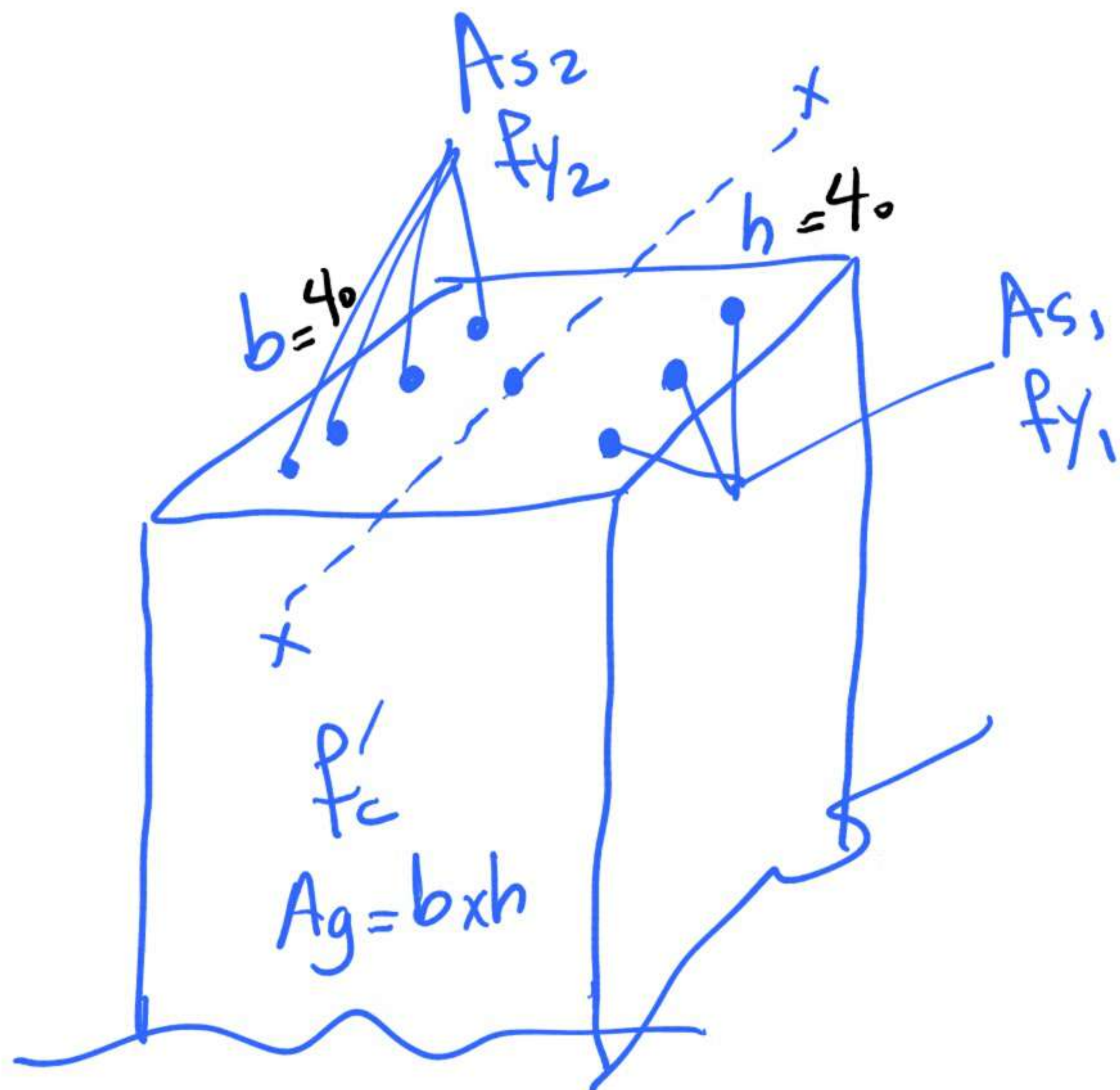
* بار محوری - ضریب محوری خالص
مرکز پلاستیک یا مرکز هندسی؟

مرکز پلاستیک → تفاوت 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 حاصل زنی کاهش می یابد

$b \times h$

حالت حاصل زنی

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

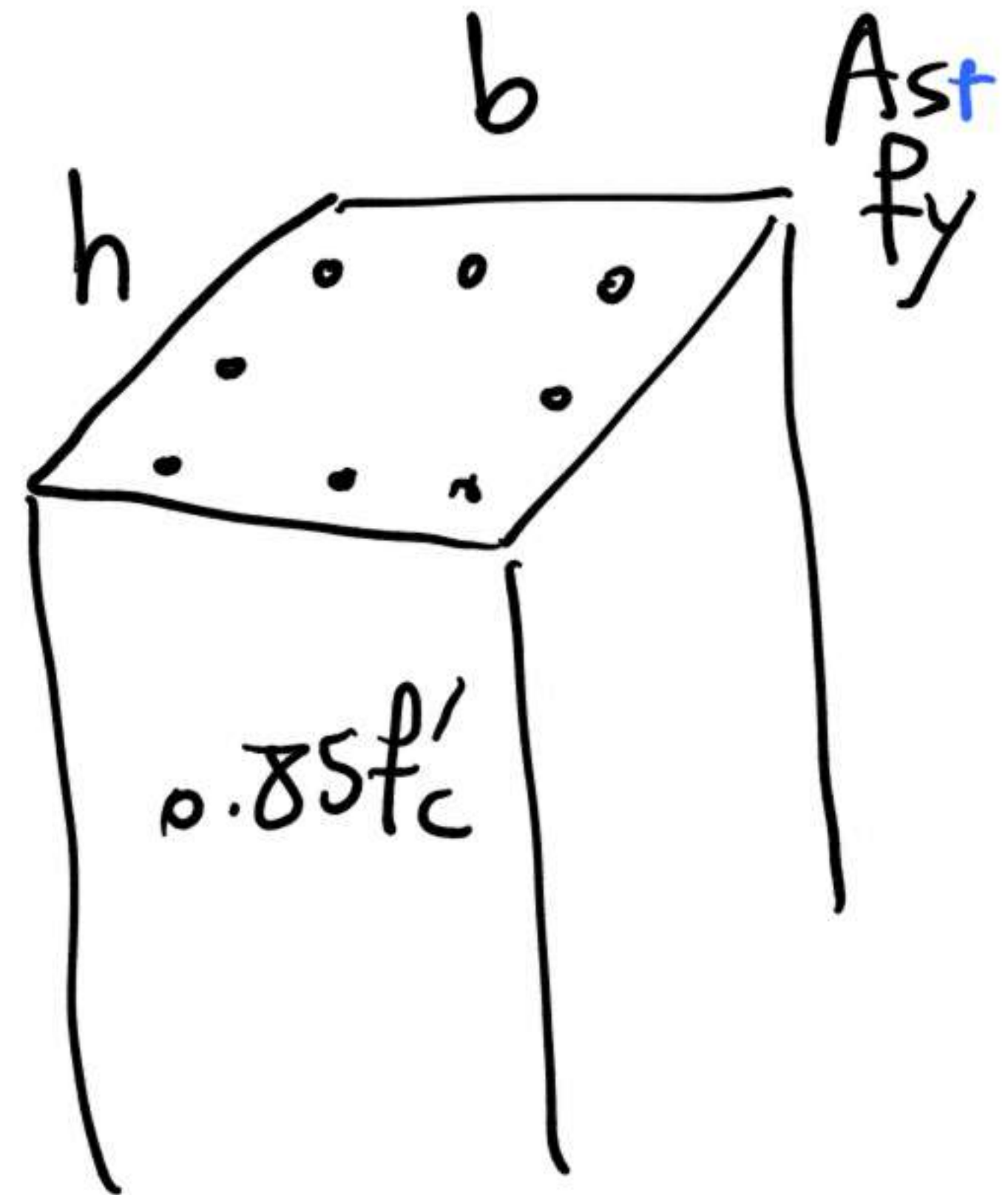
0.94 A_g
0.92 A_g

0.06 A_g
0.08 A_g

حالت درصد آرماتور در ستونها 1/6 یا 1/8

ستل پذیری متوسط

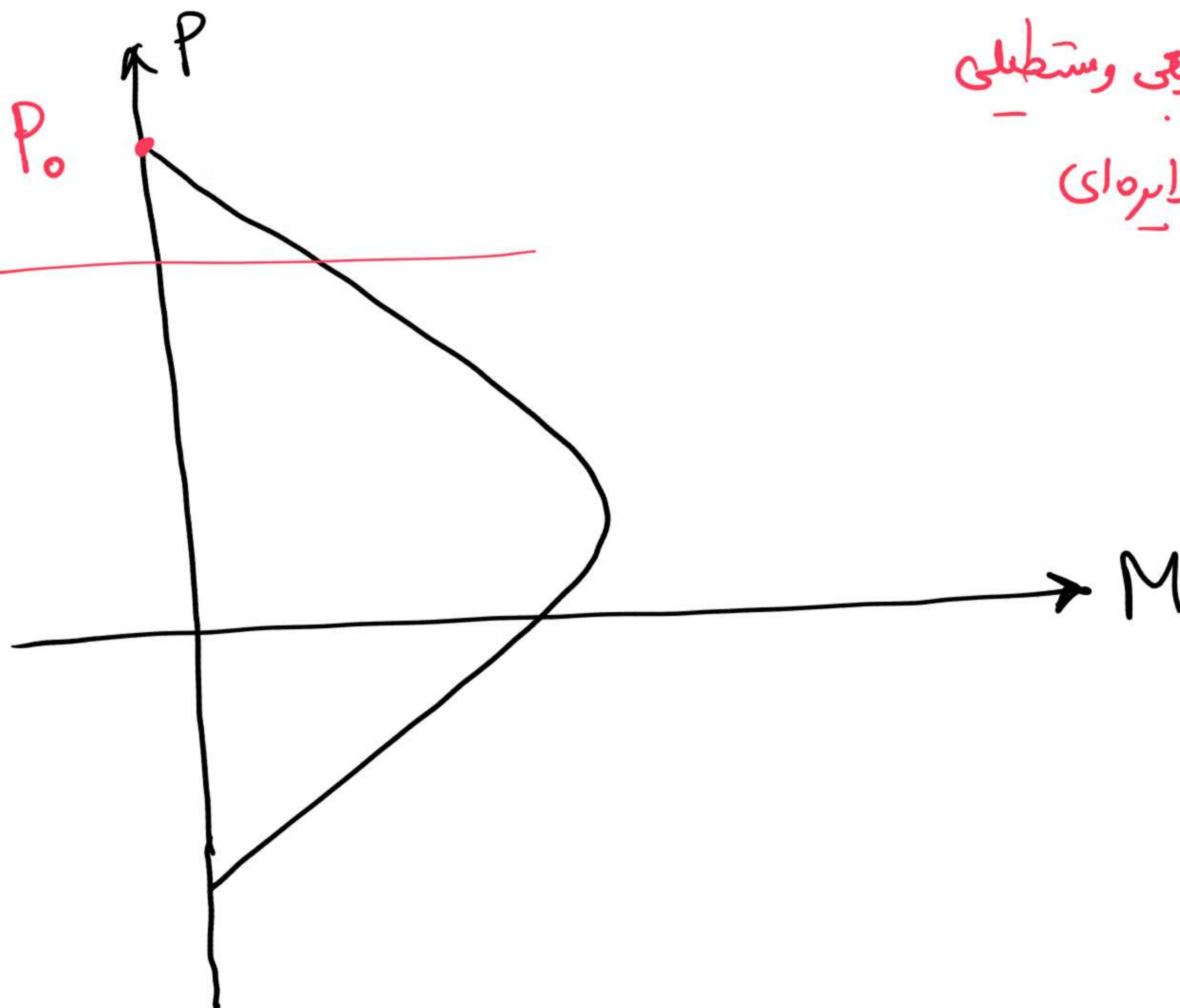
ستل پذیری
ویرنه



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

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

نسب دایره‌ای $K_{max} P_o = 0.85 P_o$



در نظر گرفتن
حد آمل خروج
از میلزیت $\approx$
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 - برشی

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

نیروی محوری نباشد
(برش - محش)

0.166666

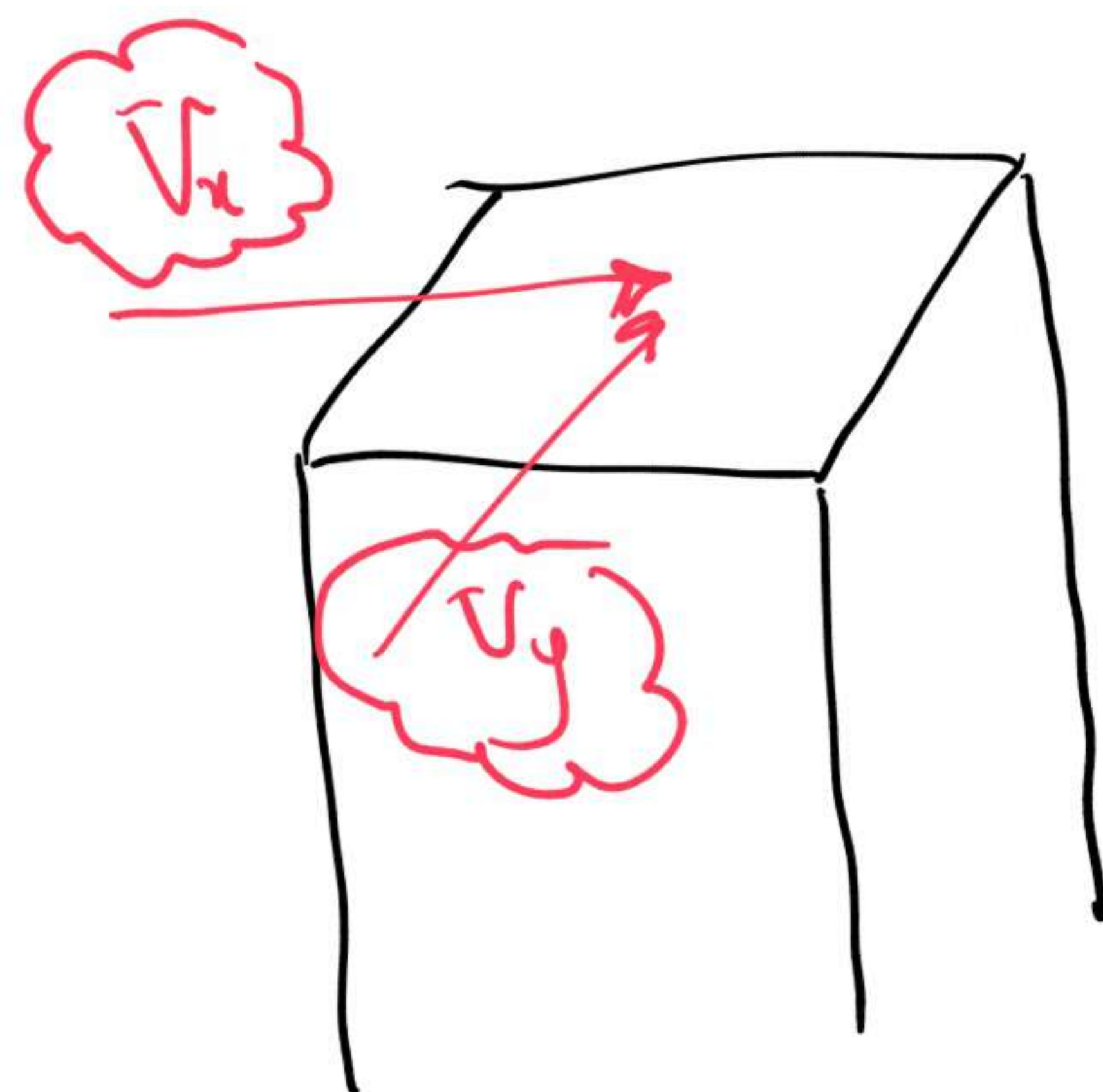
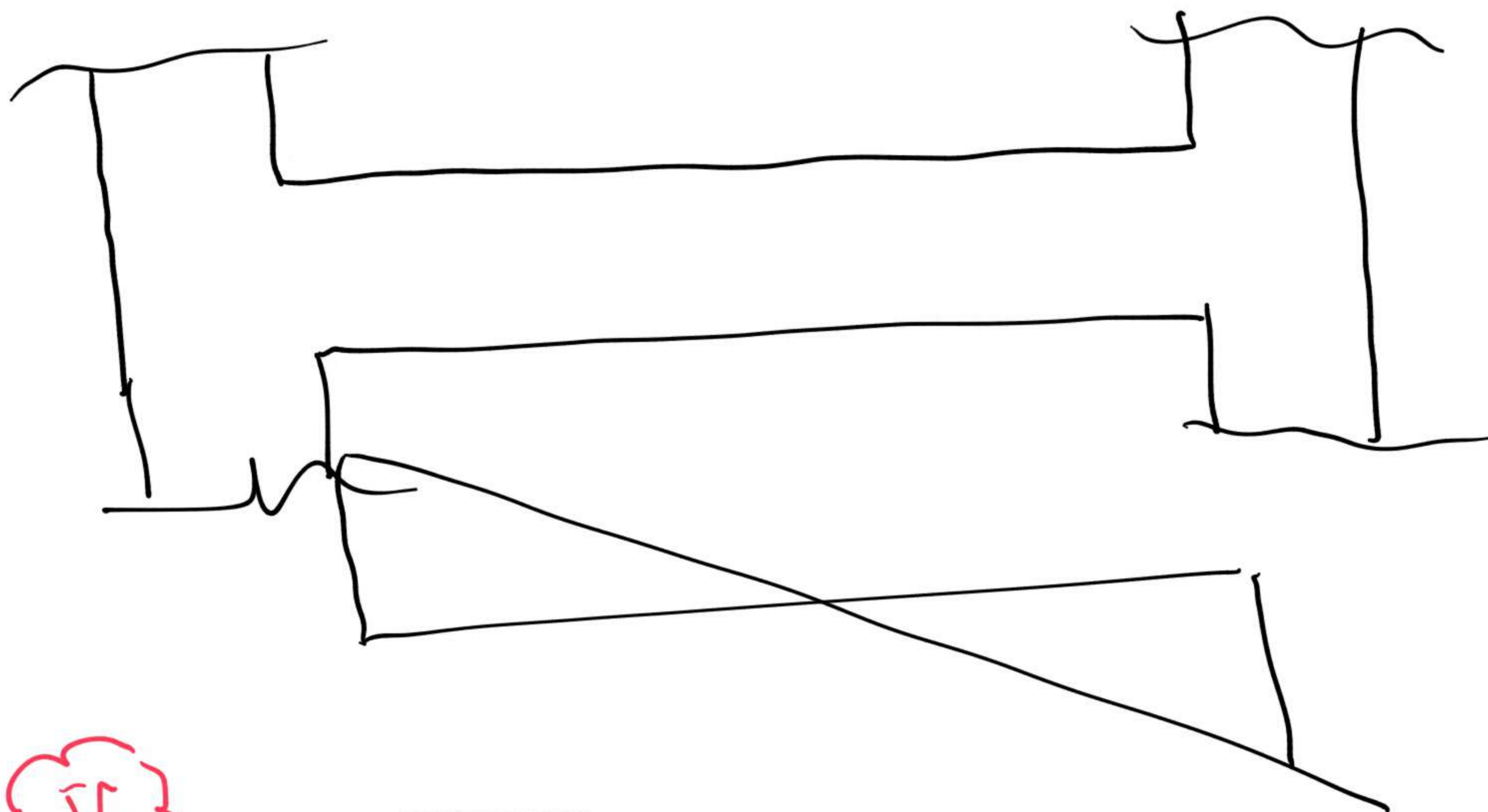
$$\times 4 \rightarrow 0.66 \sqrt{f'_c} b x d$$

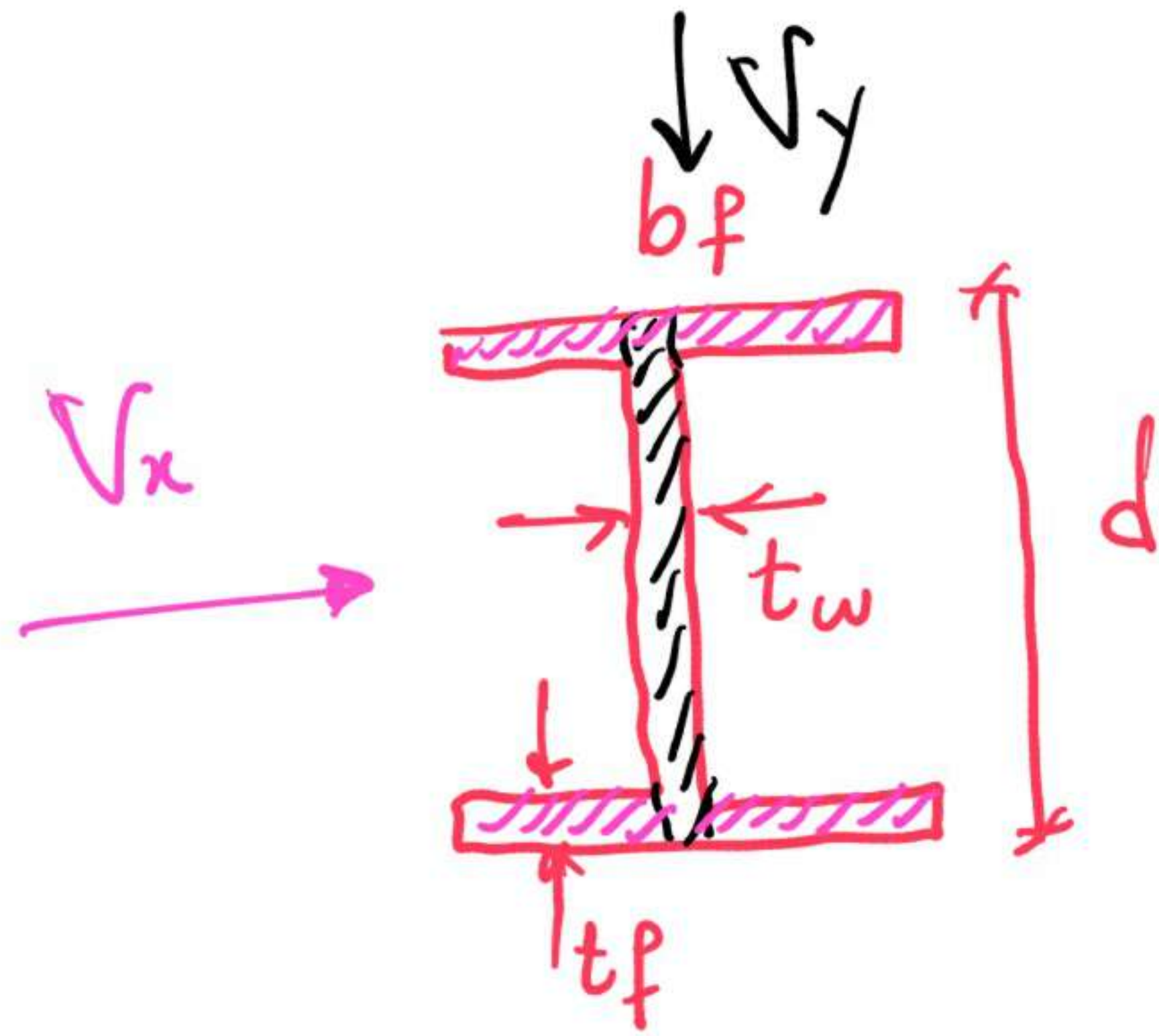
معرفی عمران

نسبت 1.25

M^+, M^-

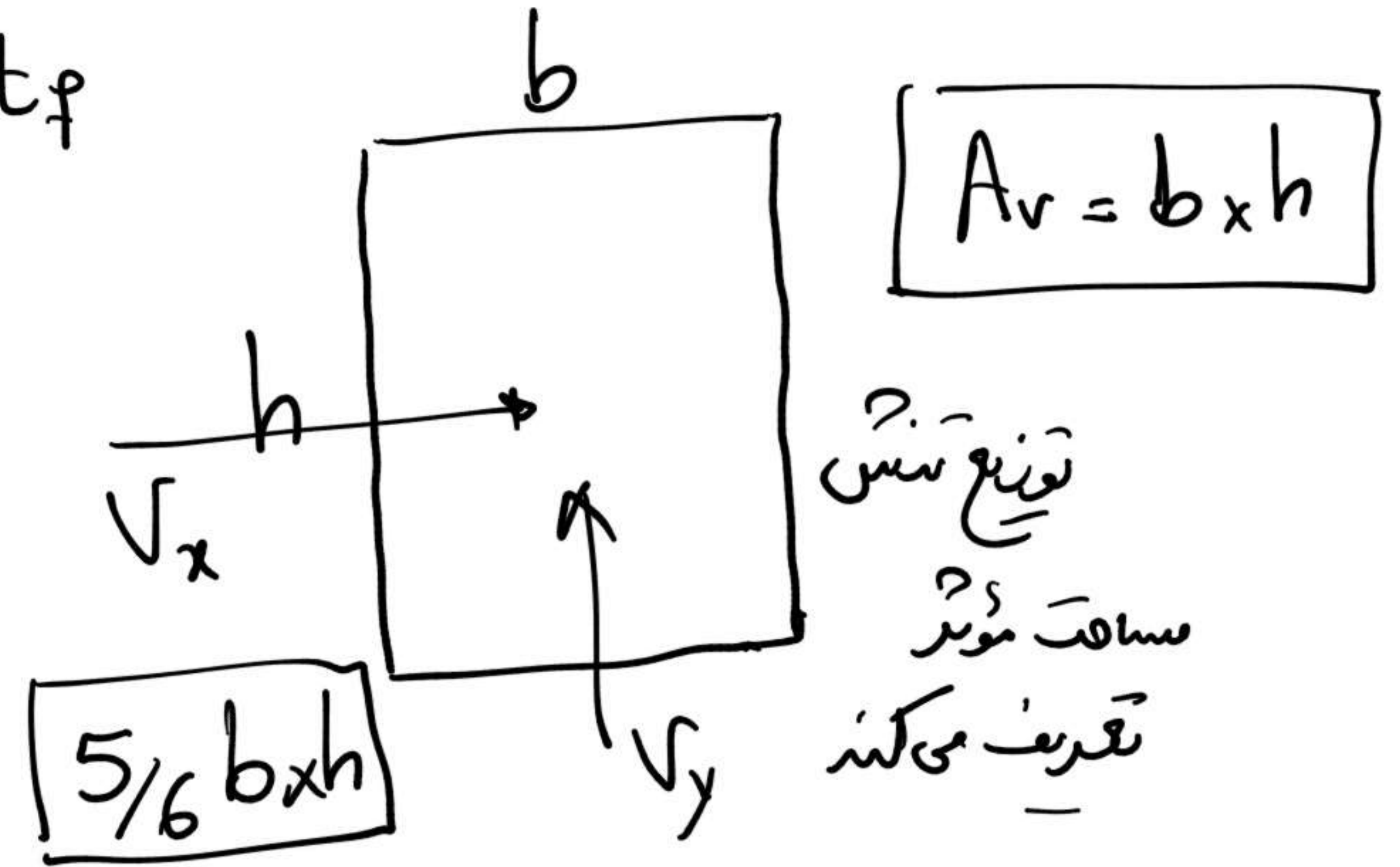
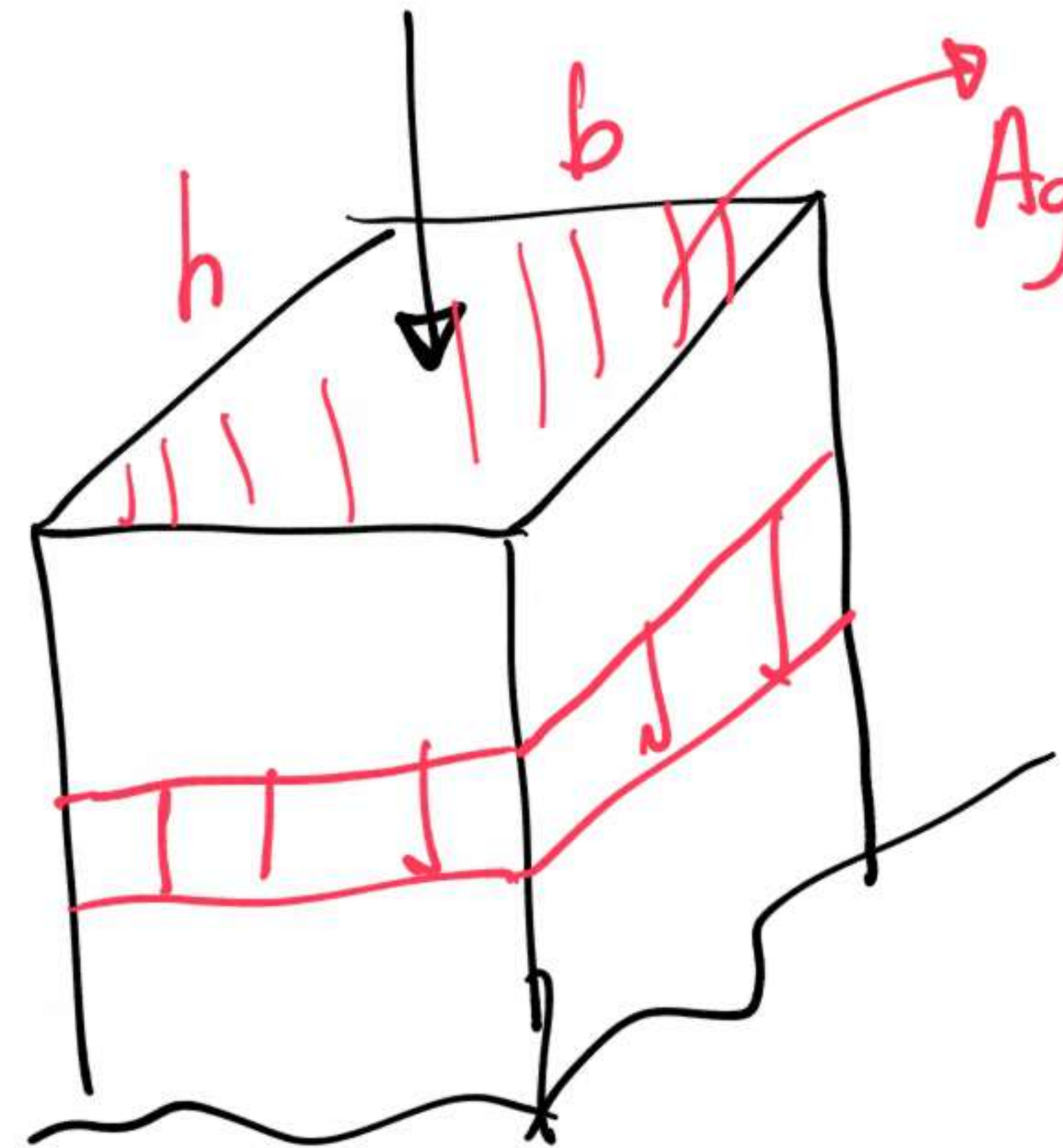
w/c





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

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



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

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

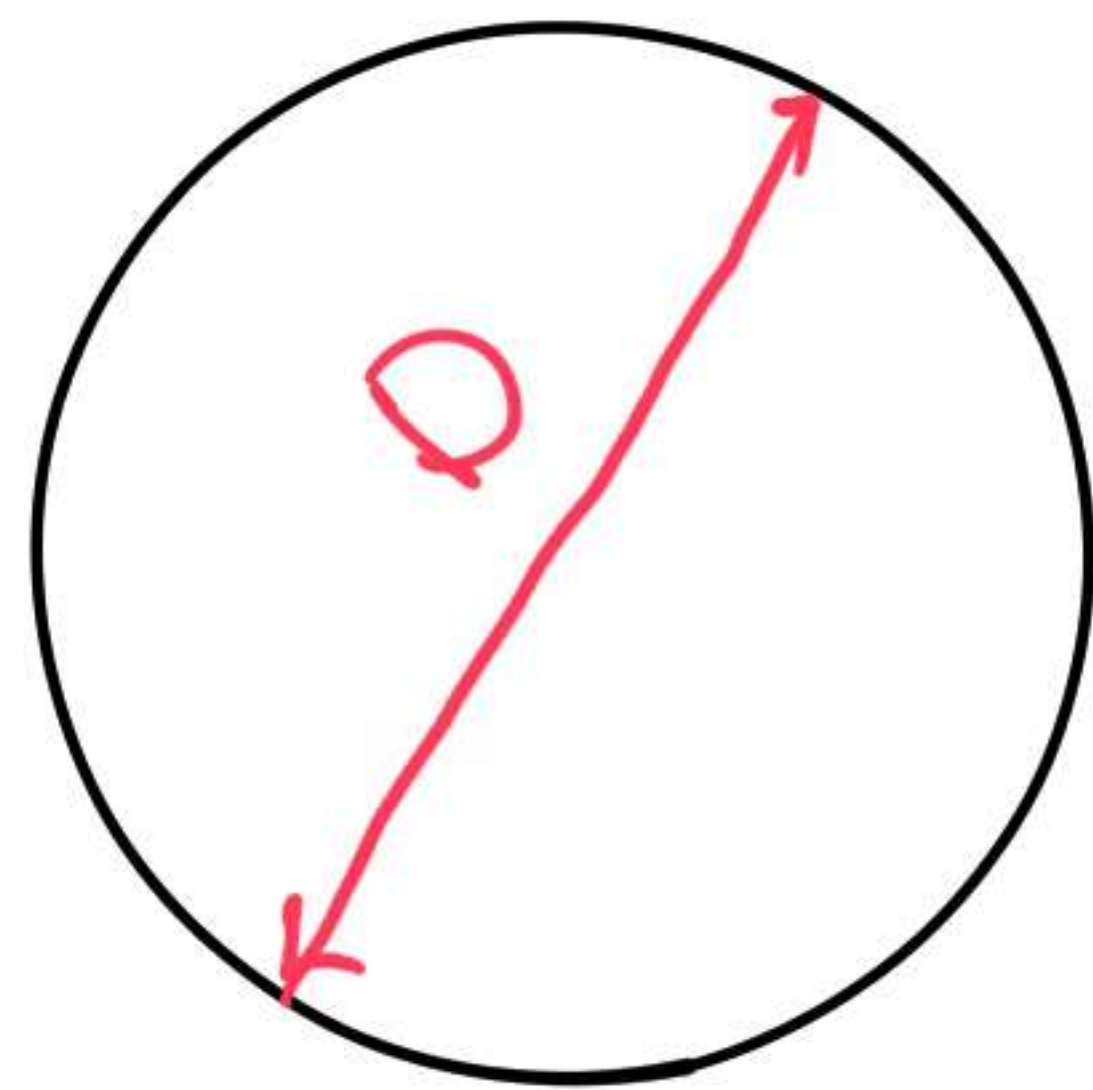
باید رابطی زیر کنترل شود:

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

این معادله برای برش

در دو جهت

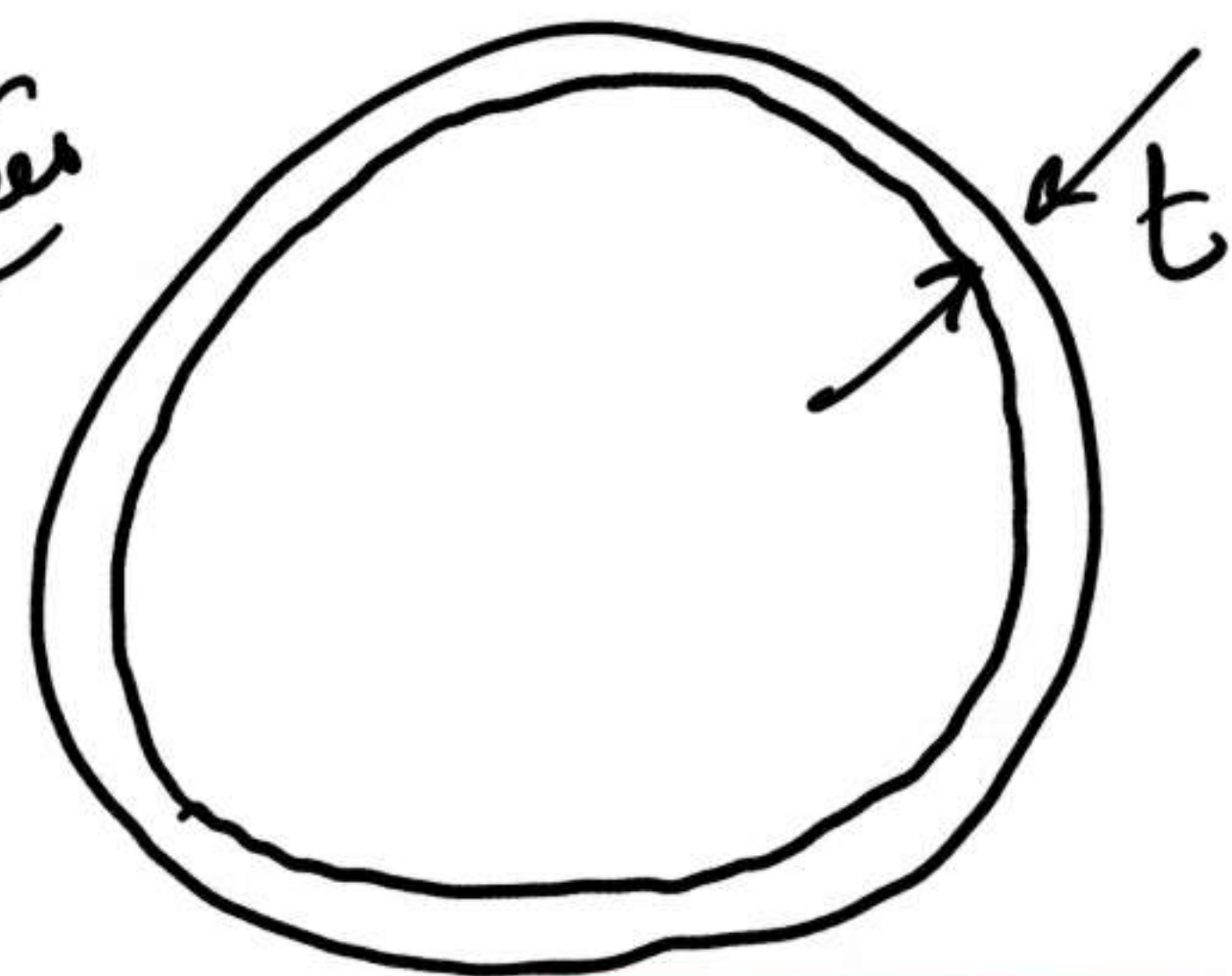
معادله



عرض نوکری
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



$$d = 0.8L_w$$

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

$$< 0.05 f'_c$$

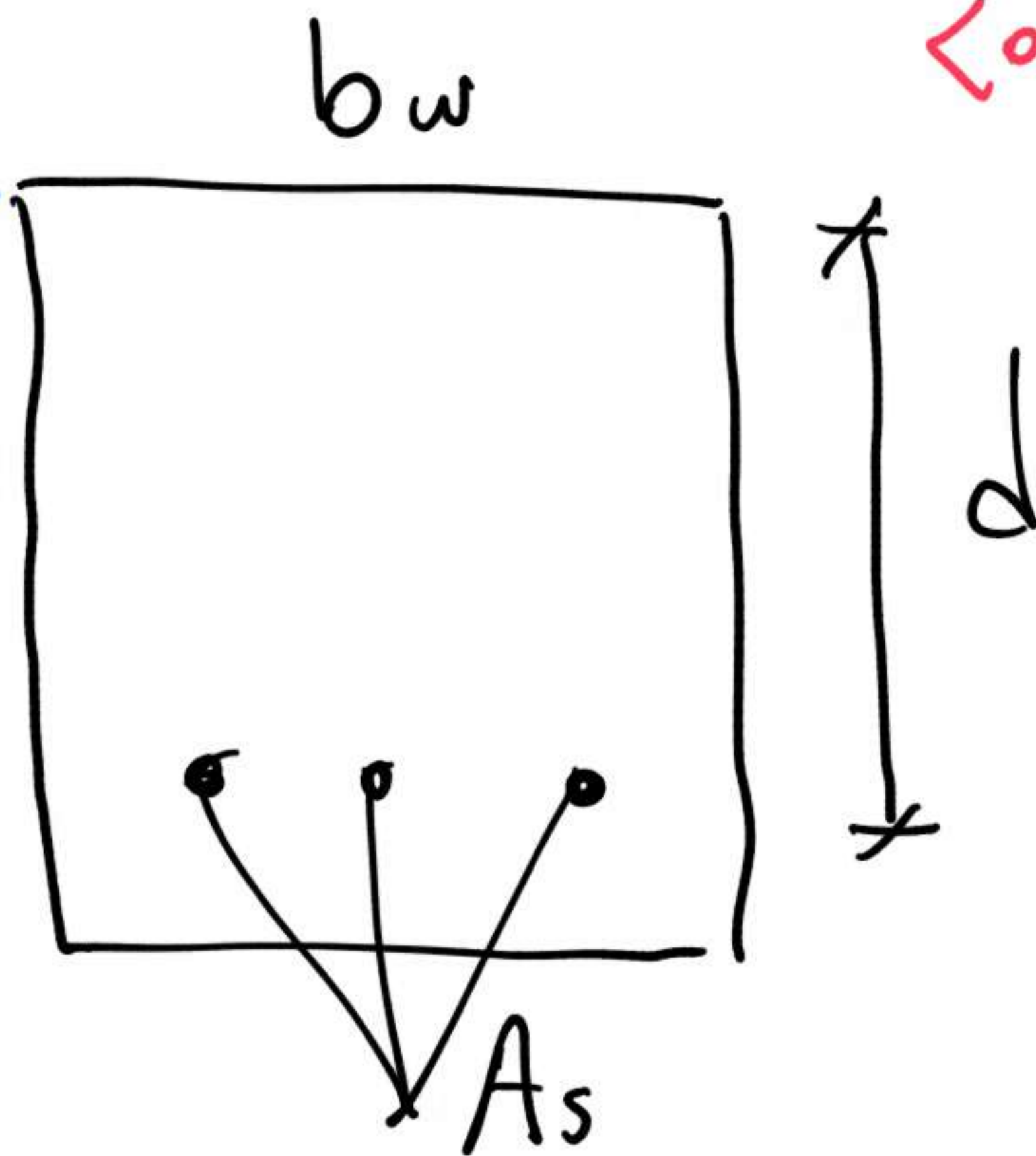
$$V_c = \left(0.66 \lambda (p_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d$$

$$< 0.05 f'_c$$

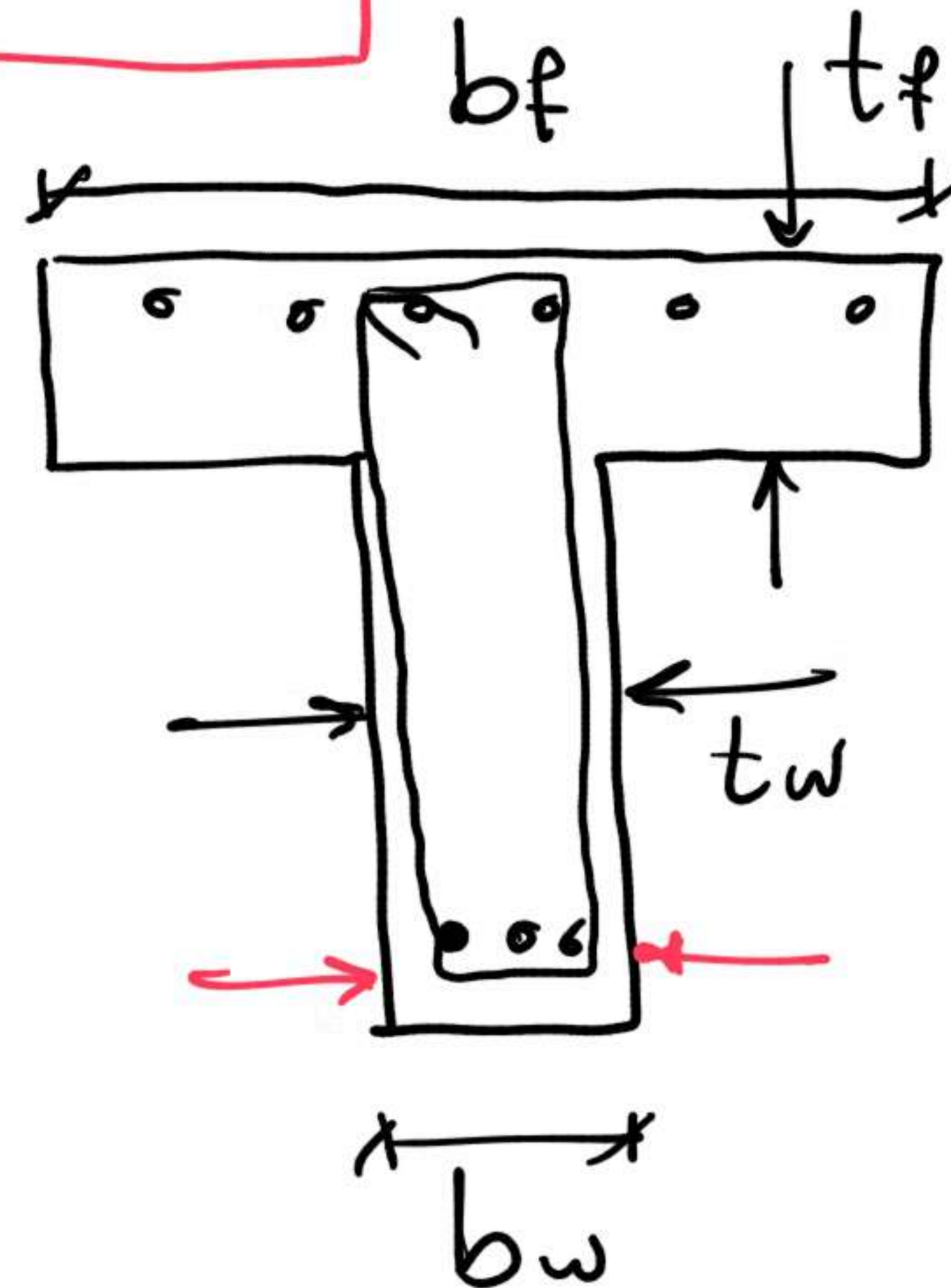
رابطه‌ی ظرفیت برشی بتن
در مواردی که حداقل آرماتور
برشی در مقطع استفاده
شده باشد

سبزی مهری

نسبت
کشی
+
فشاری
 N_u



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



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

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

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

$$f'_c < 0.05$$

* صدالتر مقدار ظرفیت برشی بتن برابر است با ؛

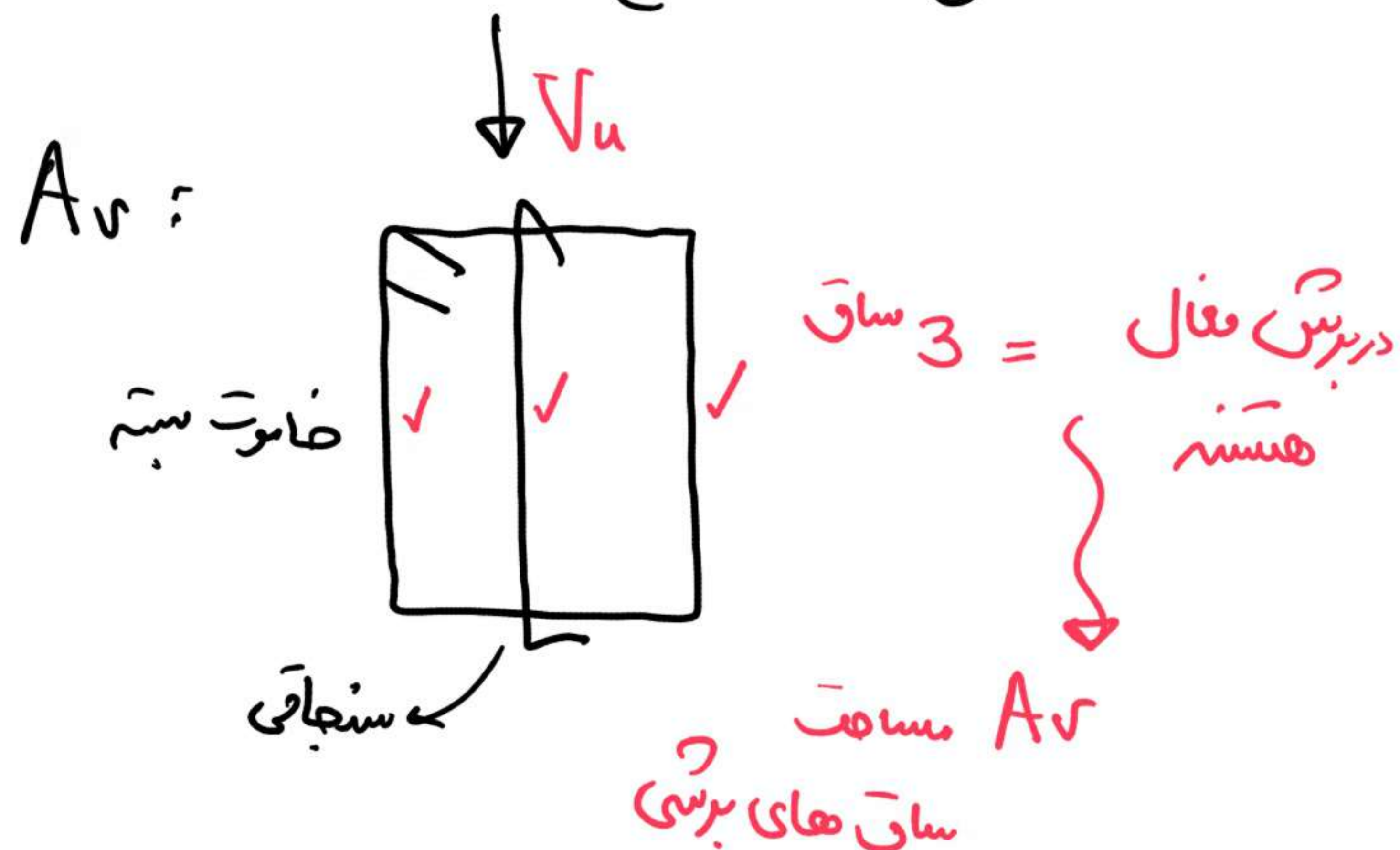
بسیار مهم

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

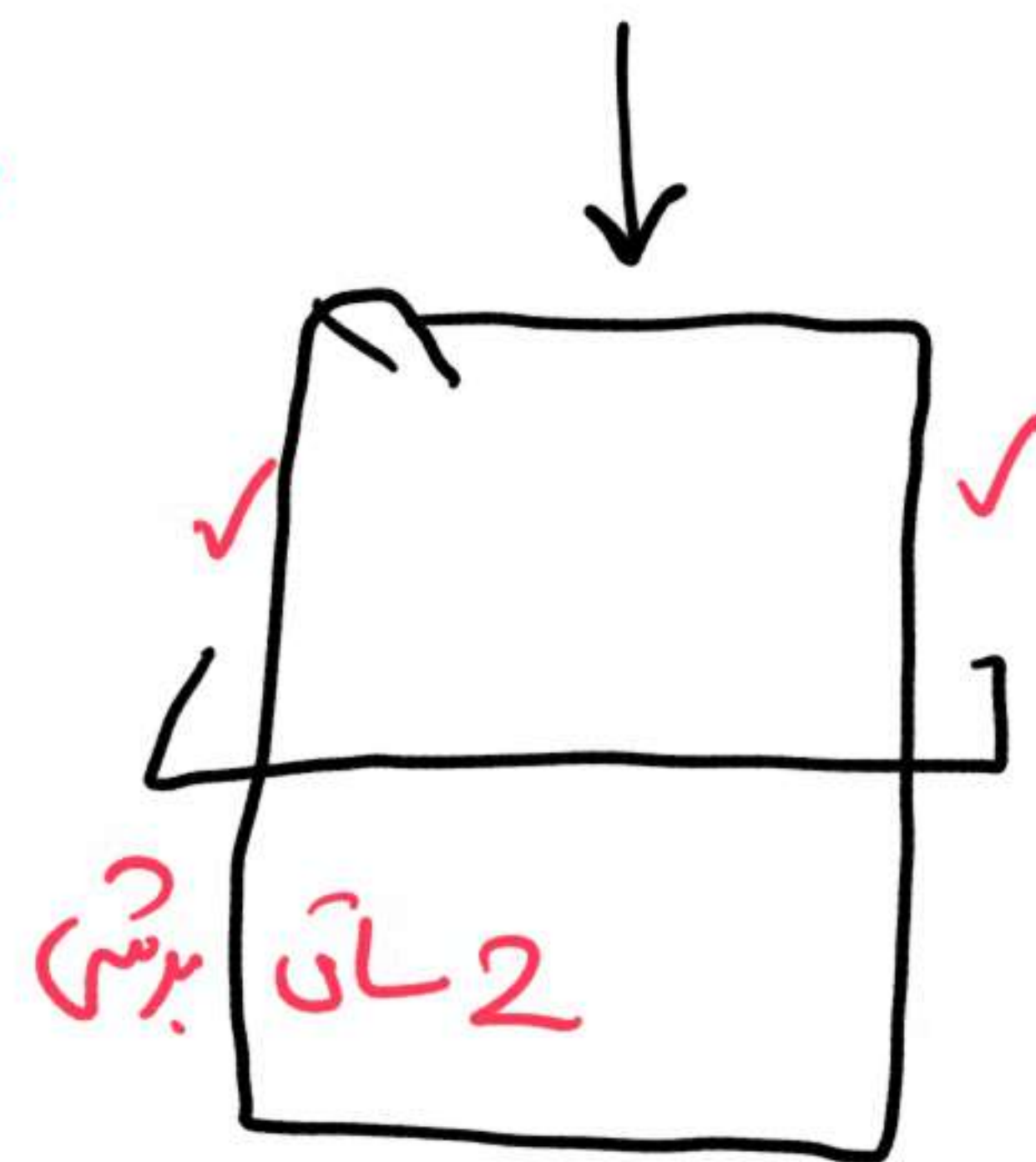
$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{25}}} \leq 1.0$$

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

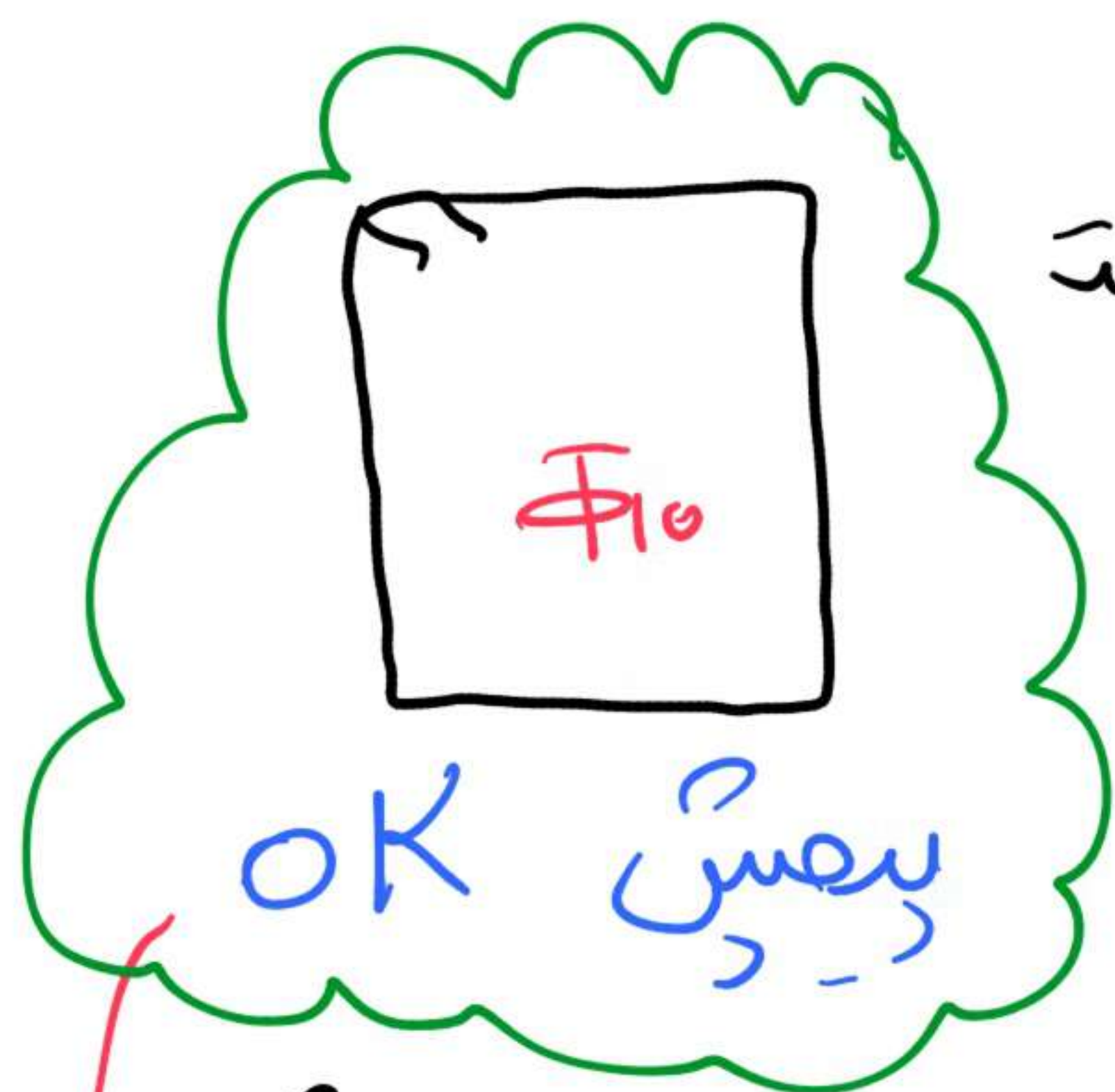
d عمق مؤثر (mm)



* ظرفیت برشی خاموتها

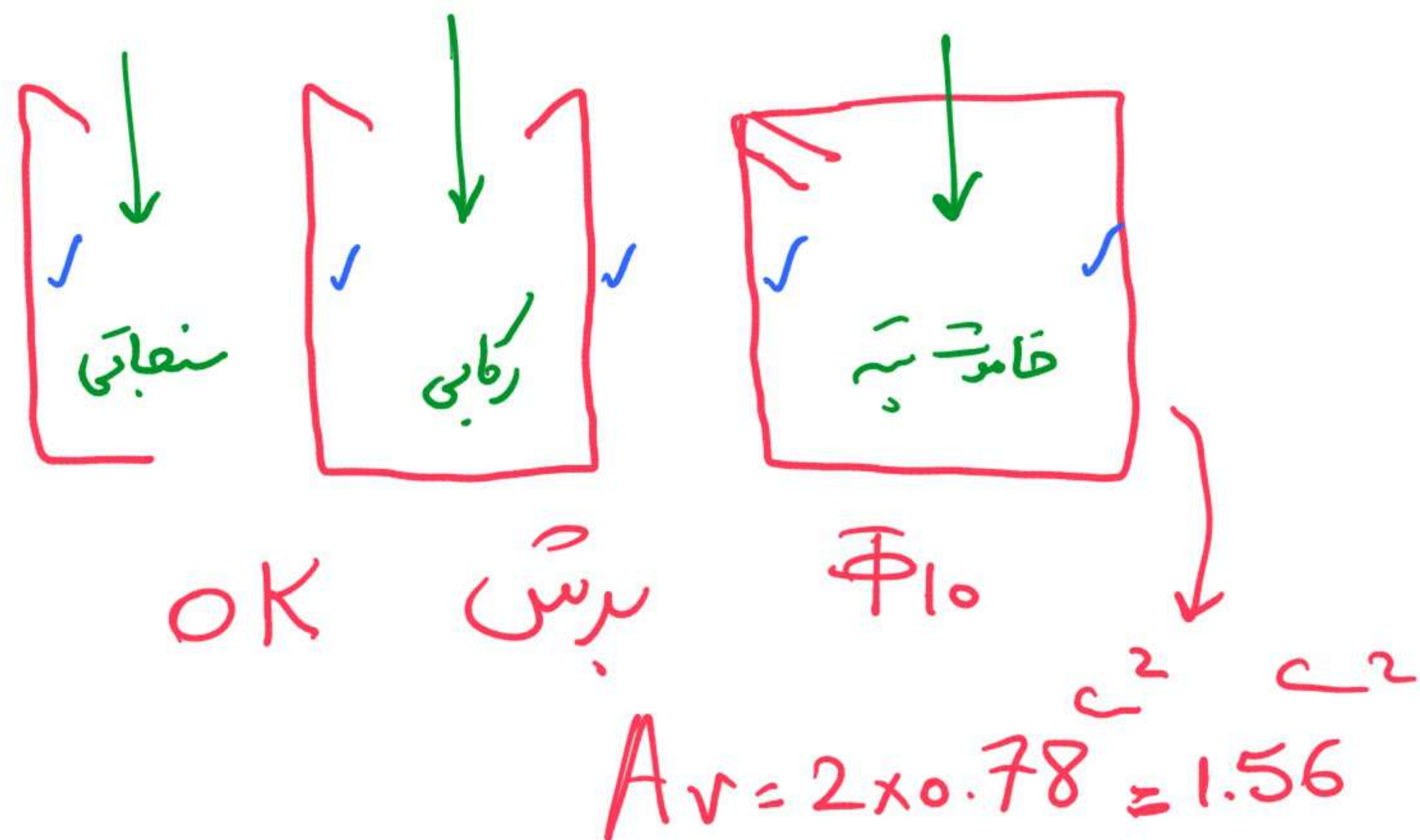


تنها اگر ما توری که به صورت
خاموت در پیچش مؤثر است
نگذارد سیم است



در محاسبه پیچش
برای خاموت سیم فقط اساق محاسبه می شود

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



نکته مهم

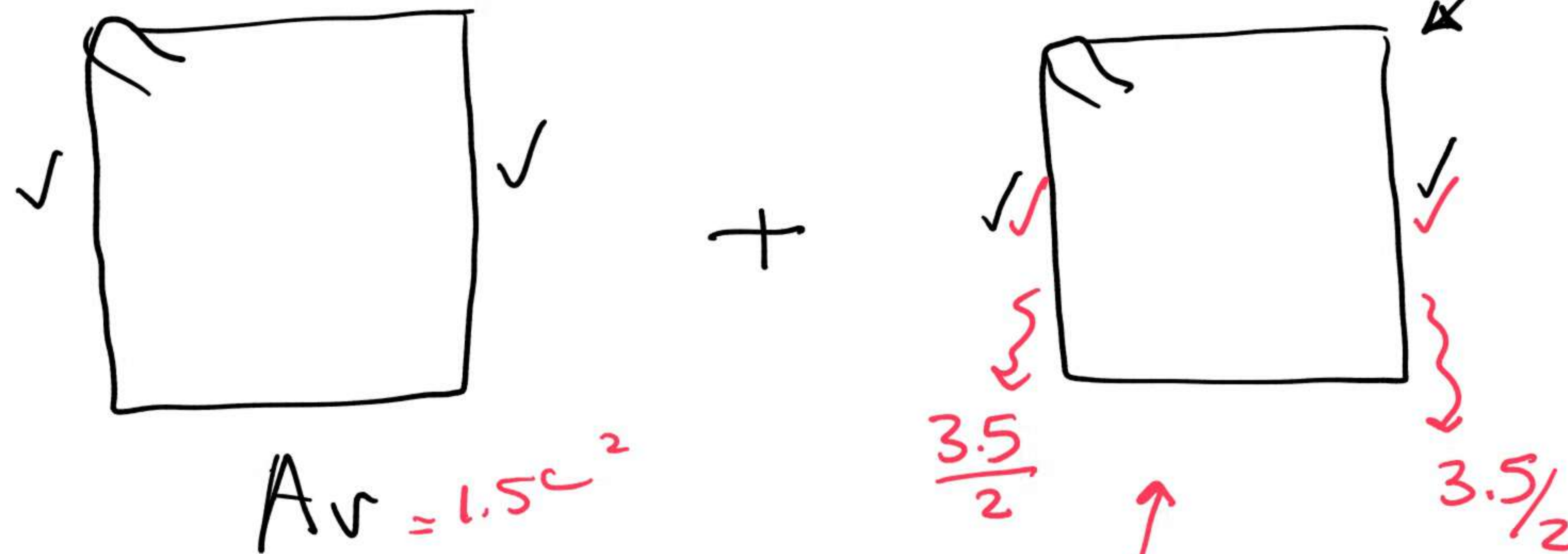
$$2 \times A_t + A_v$$

نکته مهم

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

برای اندرگیری
برش + پیچش
(84)

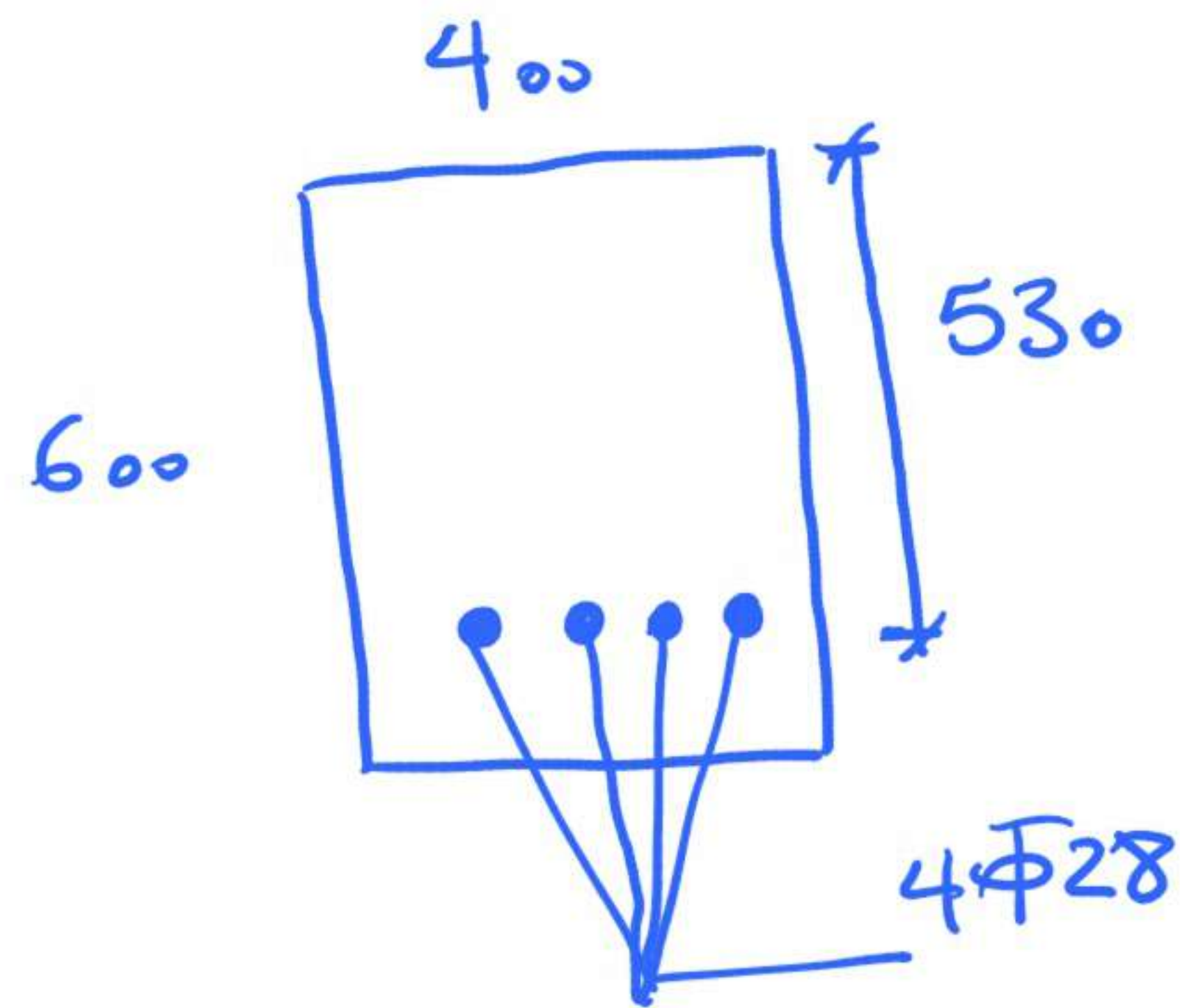
مساحت موربناز A 1cm^2 $\rightarrow$ $2 \times A$ 2cm^2 مر ۱۲



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

بررسی ست ۵۵ طبق ۹۷

در ۱۷ ست های طبقه بندی شده



C30

$$n=10$$

I_{cr}

I_g

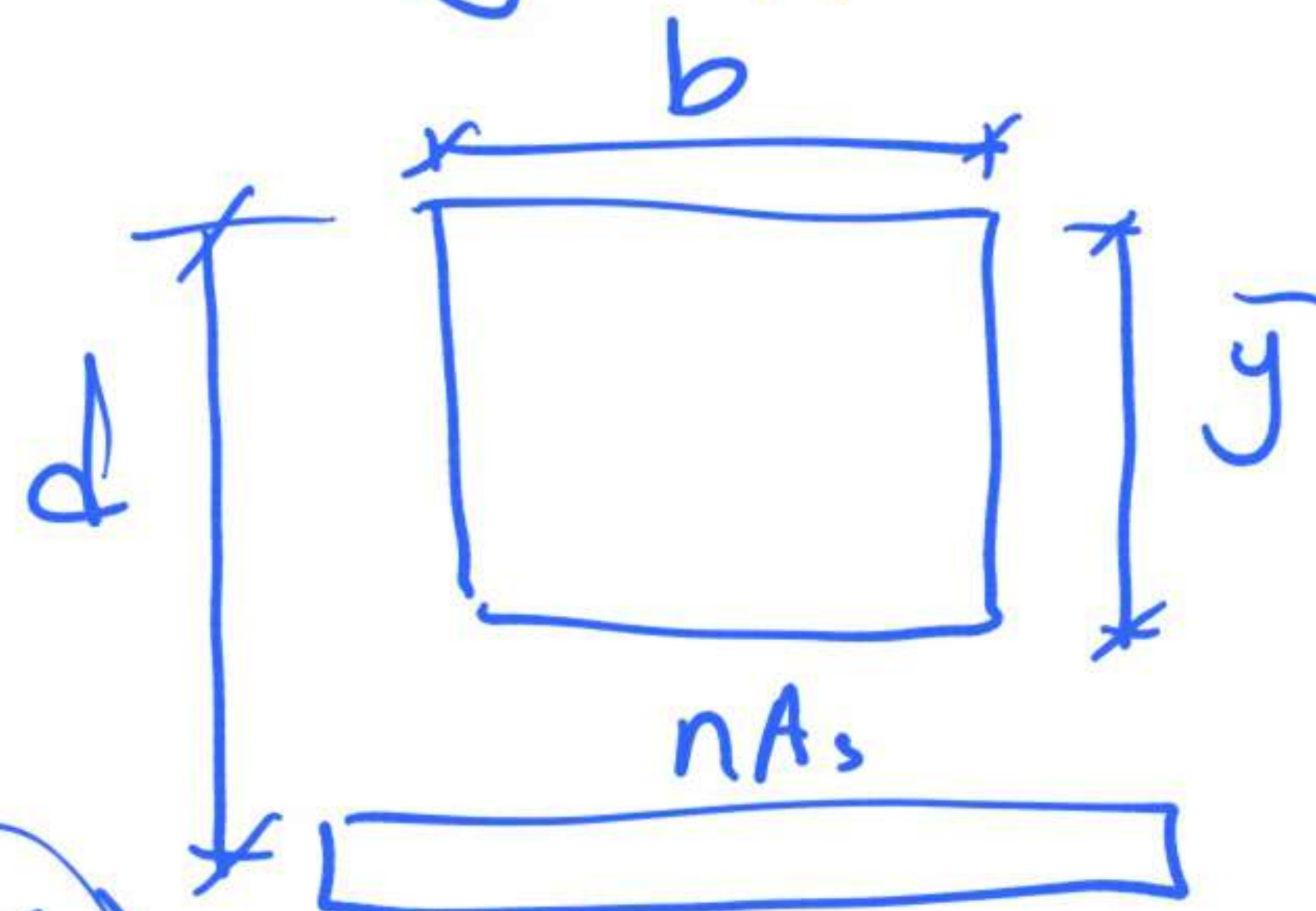
$$I_{cr}/I_g$$

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

$$K = 0.3797$$

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

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



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

$$n=10$$

86

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

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

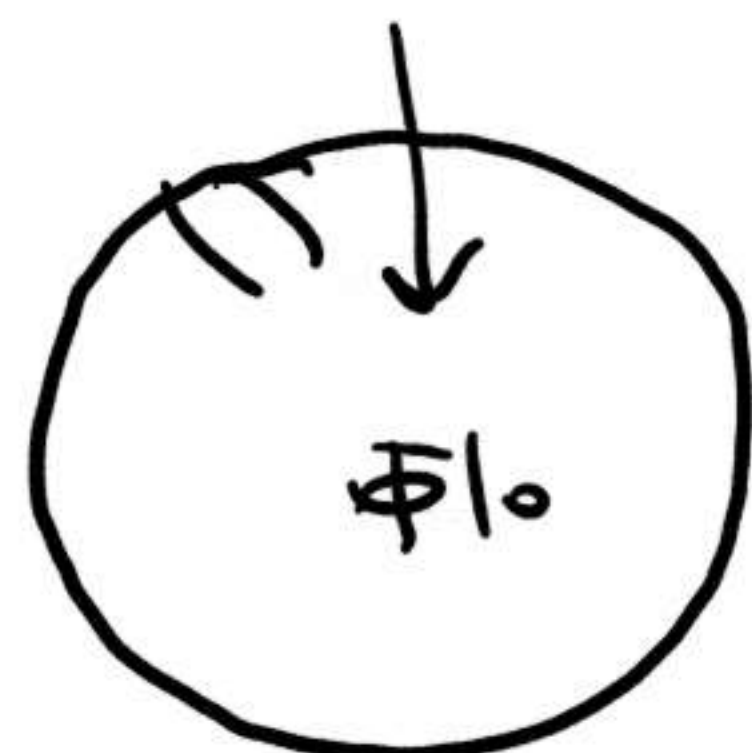
٢
لرینه

ظرفیت برشی خاموت قائم
به صورت طولی عضو

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

تشدید تسلیم خاموت

عمق مؤثر



$$A_v = 2\Phi10$$



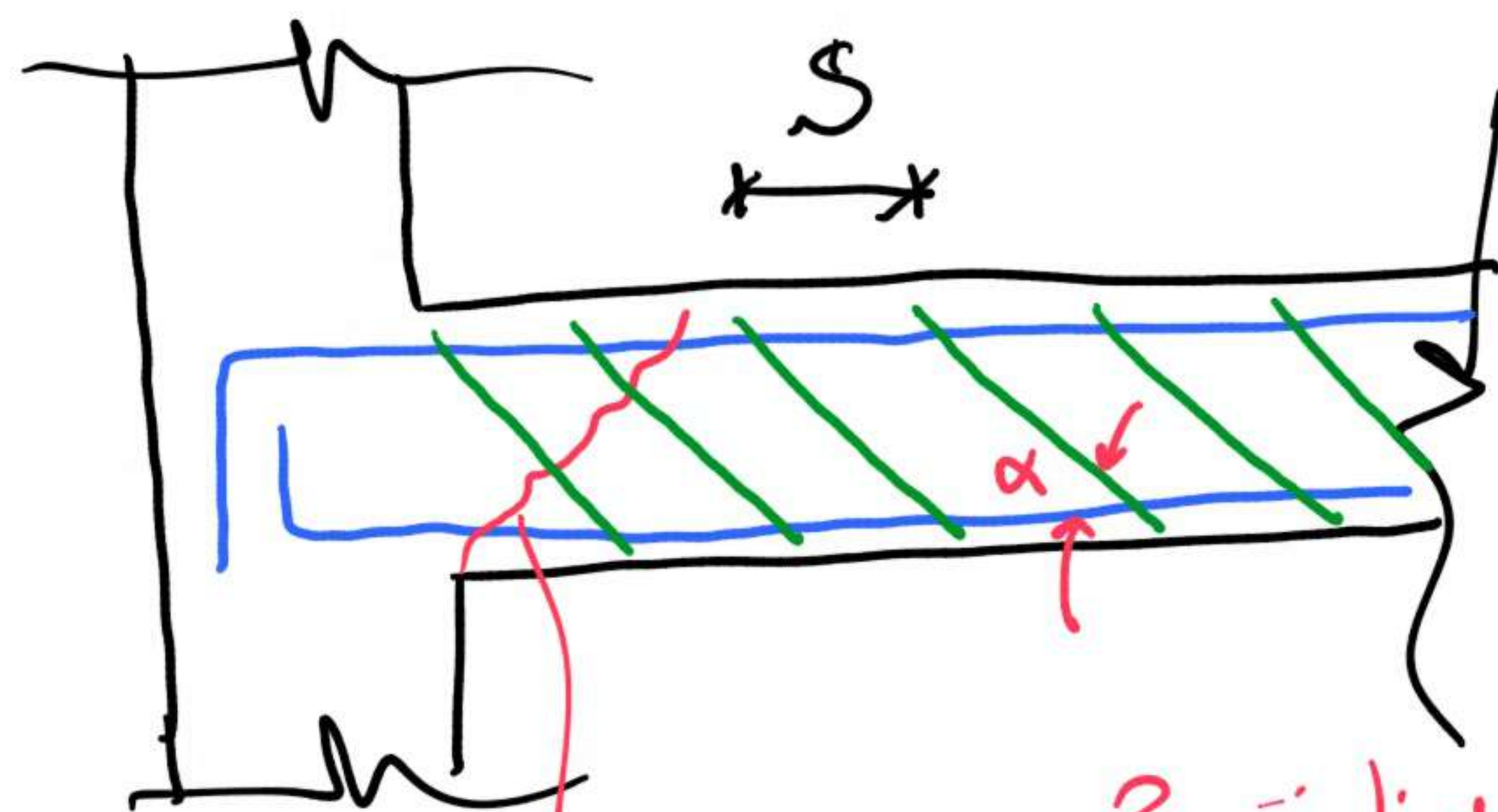
$$2\Phi10$$



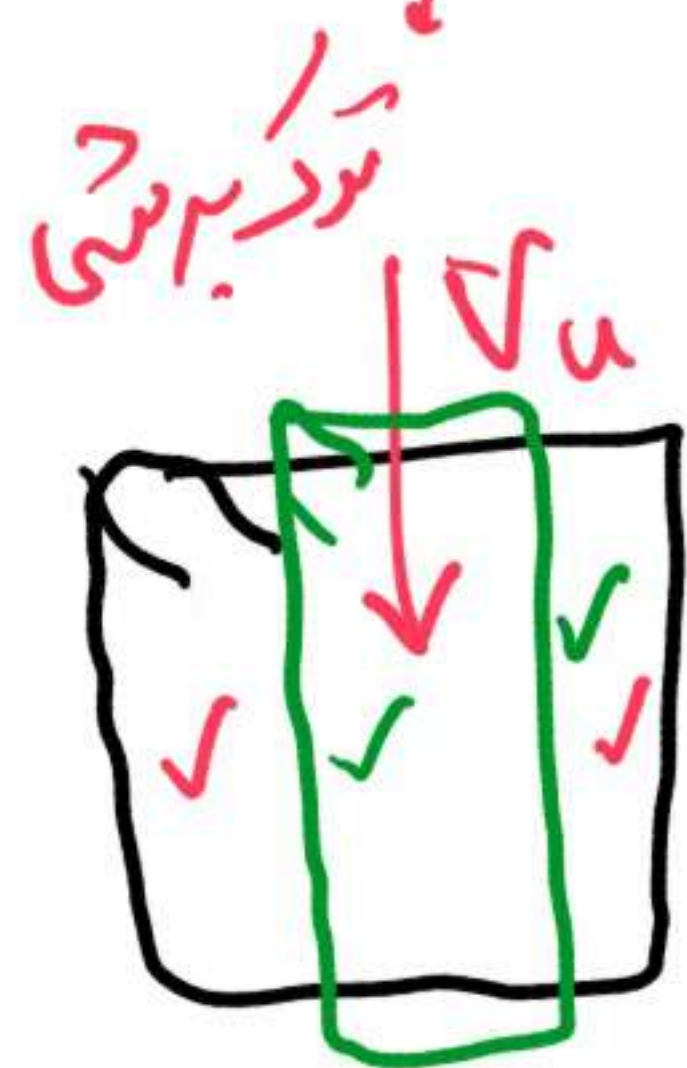
ظرفیت خاموت مورب

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

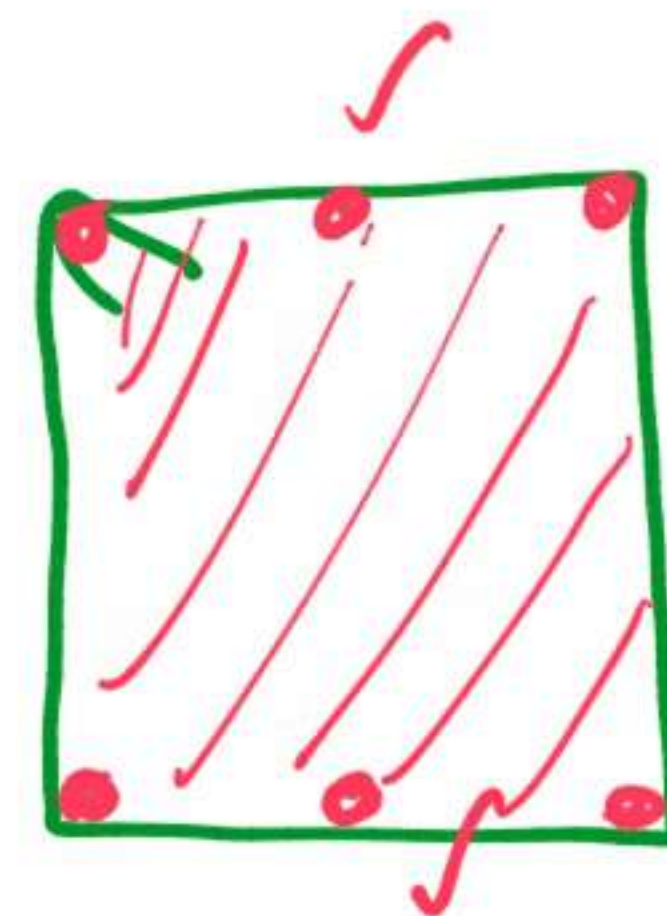
$$V_s = \frac{A_v}{s} \times f_{yt} \times d \times (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

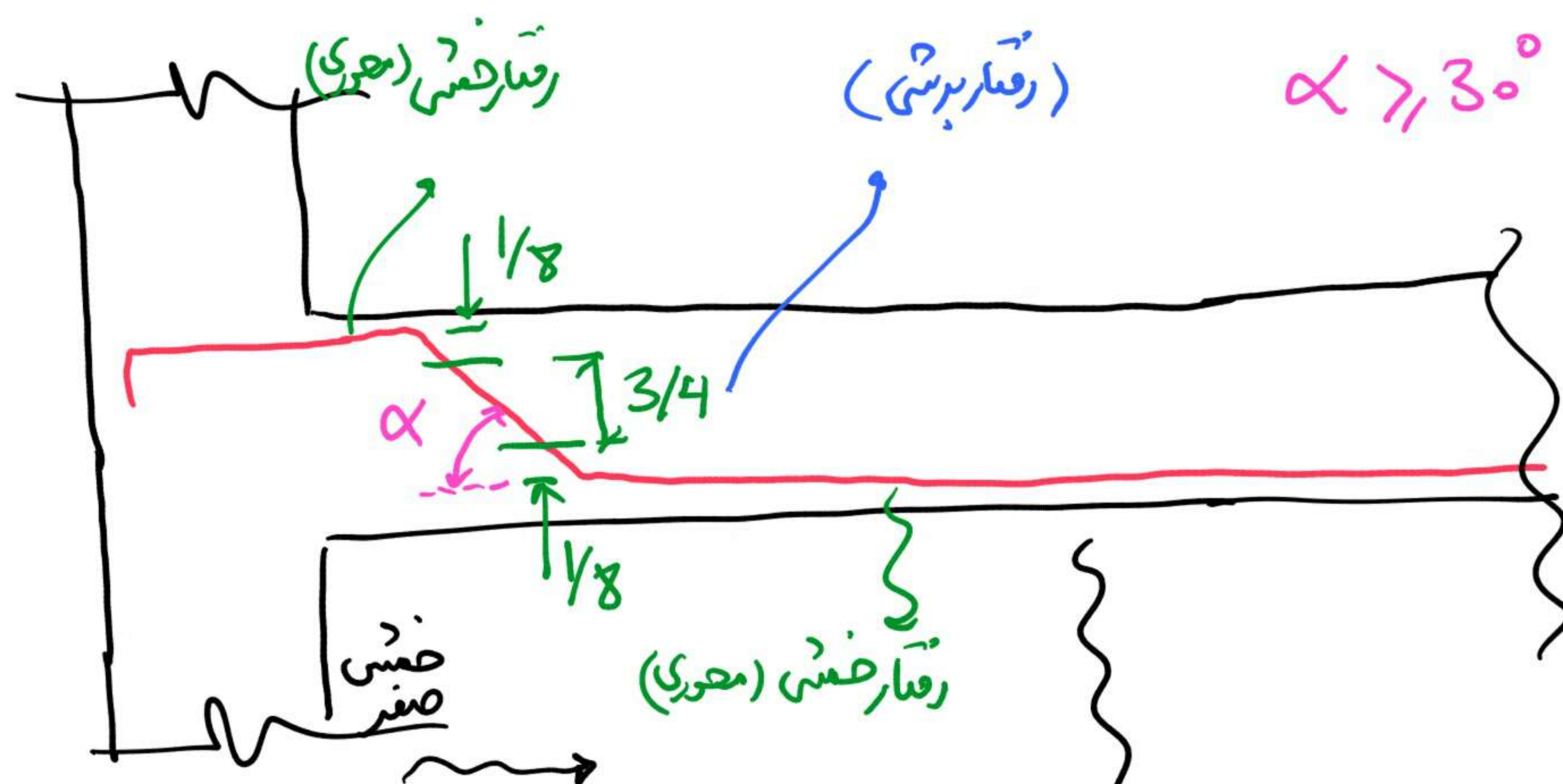


نکته: ظرفیت برشی خاموت مایل از ظرفیت برشی
خاموت قائم بیشتر است.



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

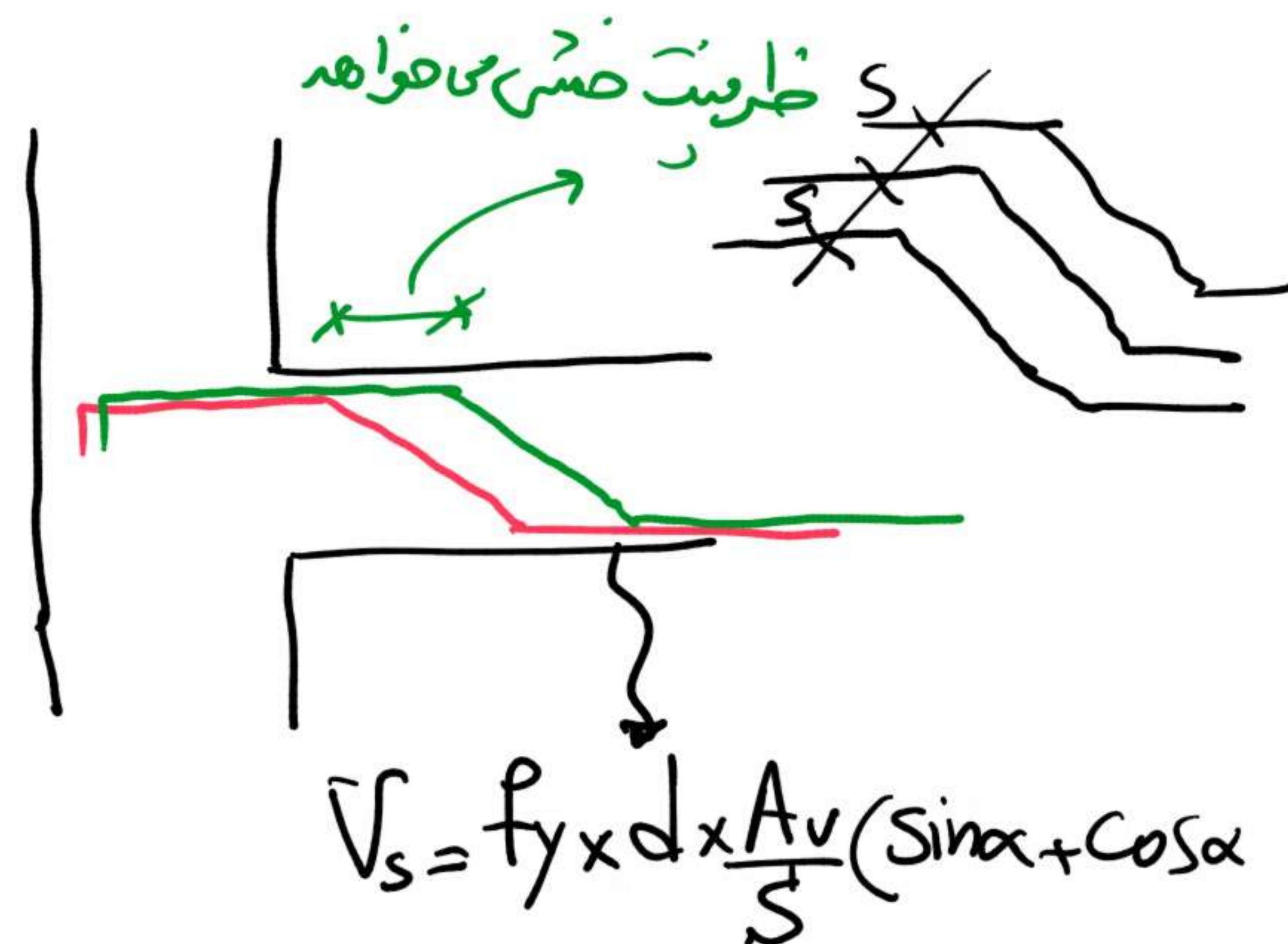




فولاد طویل خم شده

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

اگر رابطه طولی مایل دارای خم باشد از زیر یک ماه باشد



کلمه هم: 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

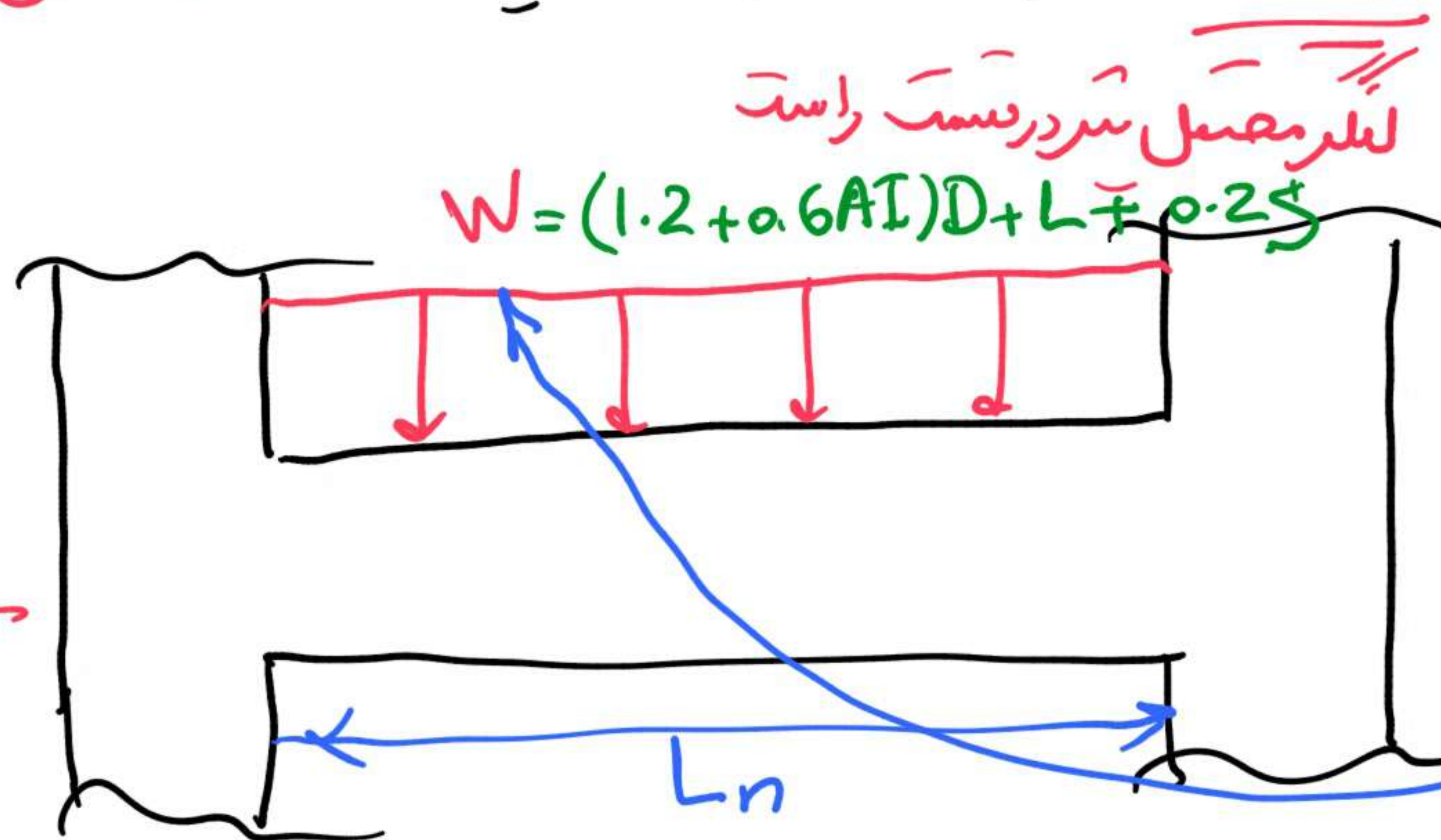
تیر و تیرچه M_{pr} ~ V_u

۸-۲-۵-۲۰-۹

تیر متوط

(91)

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



لنگر متصل تیر در تست راست

یا برش ناشی از تست فید $2F$ min

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

متوط:

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

و تیر

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

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

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 برآورد 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

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

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

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

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

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

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

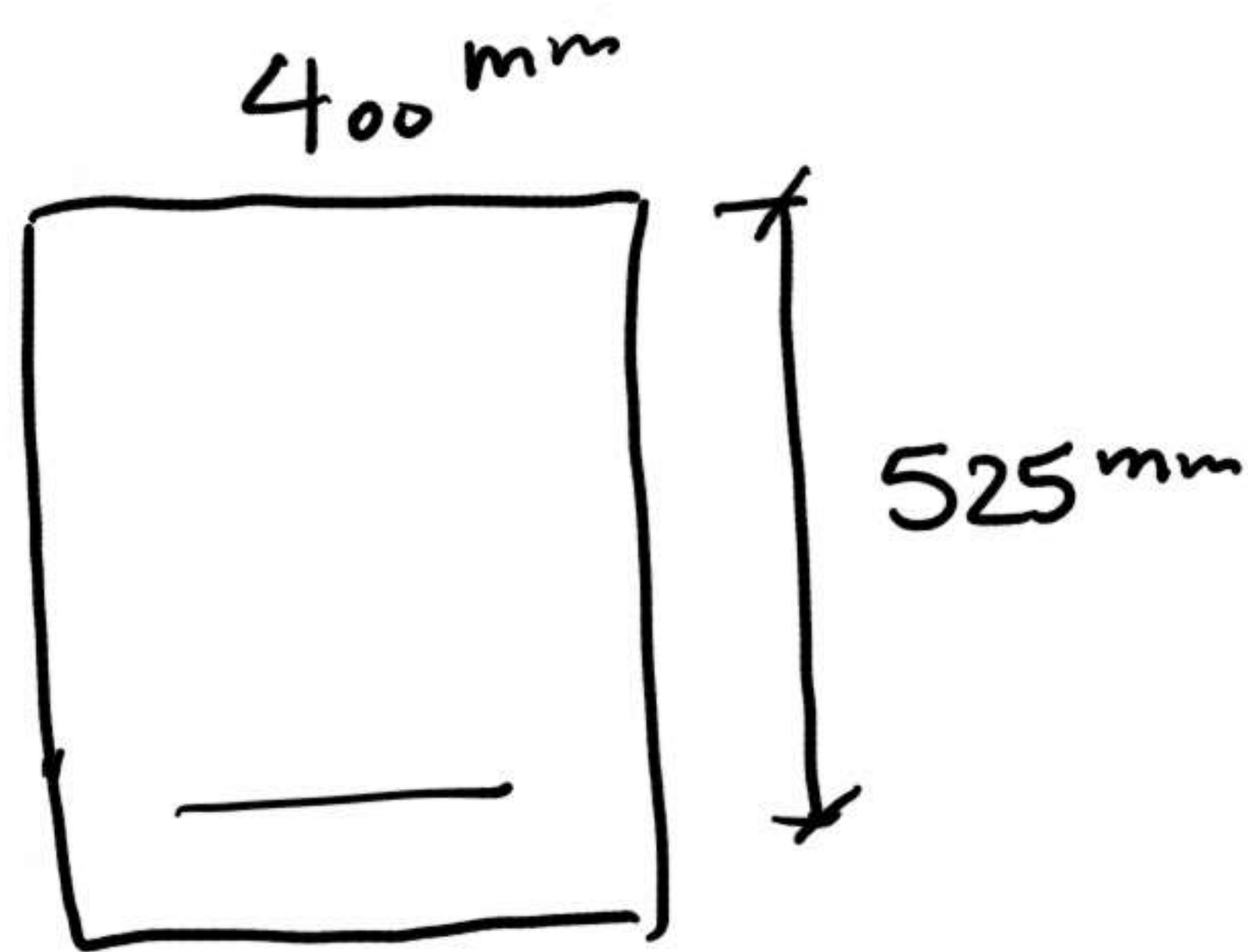
V_u
max

$$V_u \leq 5\phi V_c$$

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

$$V_n = V_c + V_s$$

حدالتر 4 برابر
ظرفیت بتن باشد



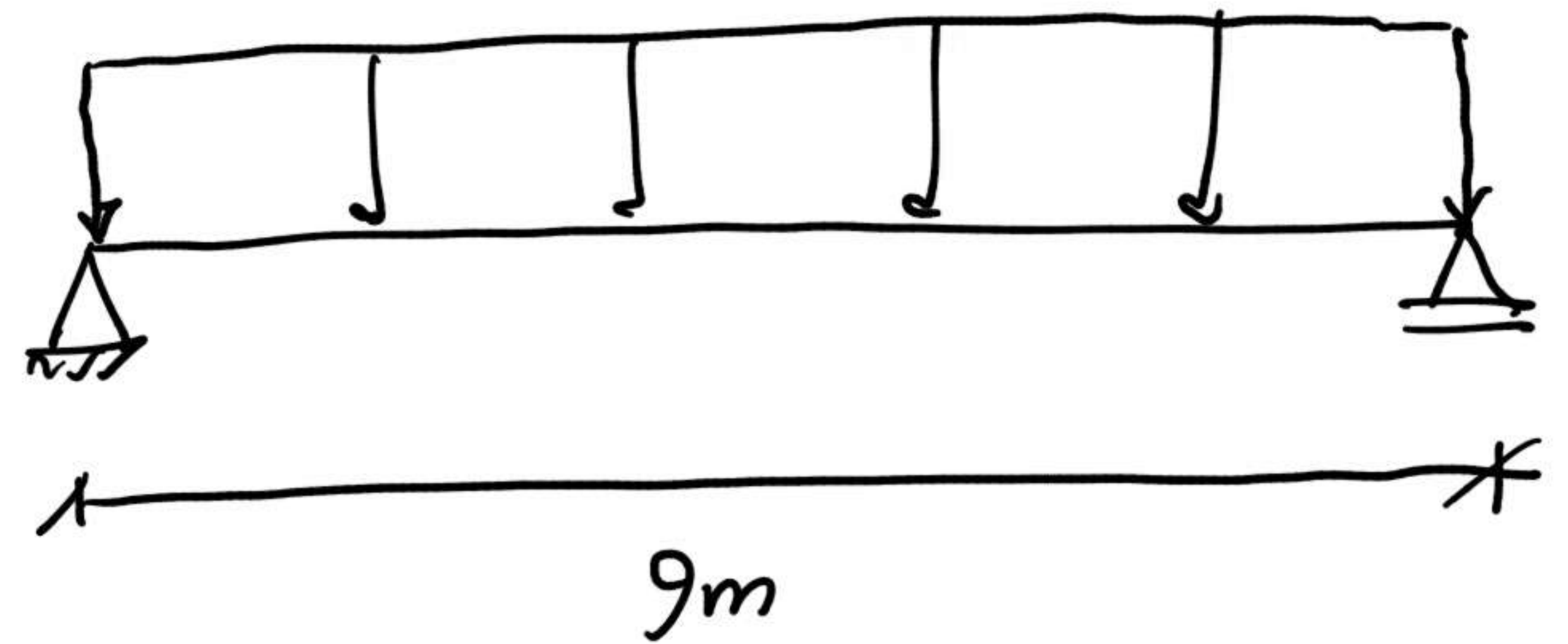
$$W_D = 20 \text{ KN/m}$$

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

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

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

تست شماره ۲ هین ۹۷



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

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

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

* نکته مهم: حدود طراحی آرماتور برشی

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

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

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

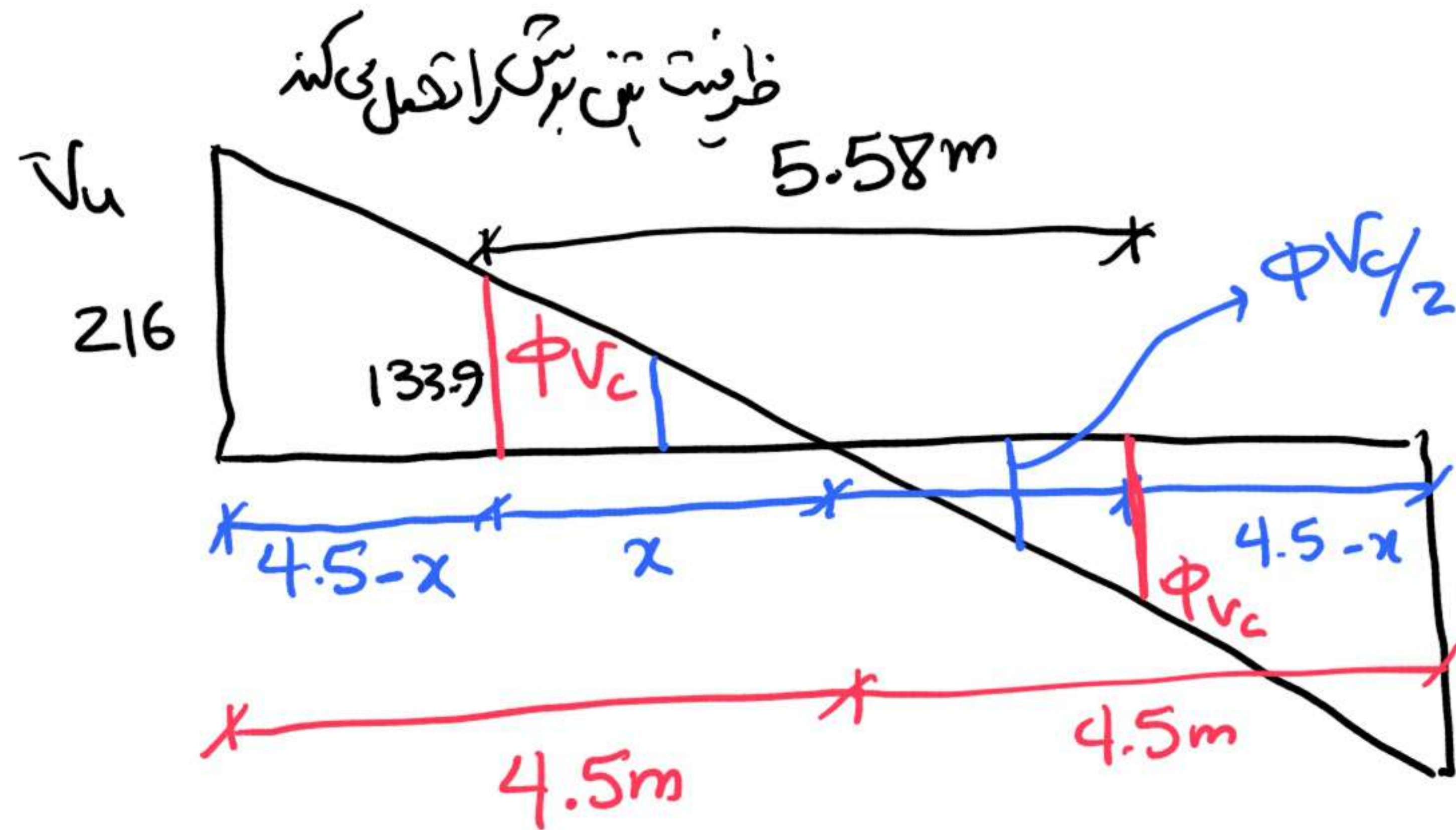
$$A_v / s = \frac{V_u - \phi \cdot 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d}{\phi f_{yt} d}$$

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 باقی مانده $= 9 - 5.58 = 3.42 \text{ m}$

چند درصد طول باقی مانده $= 3.42/9 = 0.38$ %38

طراحی دارد

برای مدل برش

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

$1.39 \times 2 = 2.78$

$9 - 2.78 = 6.22$

$6.22/9 = 69\%$

«اينگونه از صورت ست برداشت مي شود كه از برقيت $\frac{\phi V_c}{2}$ به بعد مد نظر است يعني از حداقل ثابت پرتي به بعد»

لزم ۲
۲

تَسَ ٤٥ مین ٩٧
صد 4

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

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

0.75
 0.85

$$f_c = 30 \text{ MPa} \quad V_s / V_c$$
$$f_{yt} = 400 \text{ MPa}$$

۹۷ - ۳۶ - ۱۲۵
عمر

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

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

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

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

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

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

اساس $(A_v/s)_{\min}$

نسبت نیروی برشی بتن

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

حد قابل نیروی برشی فولاد

حد اکثر نیروی برشی

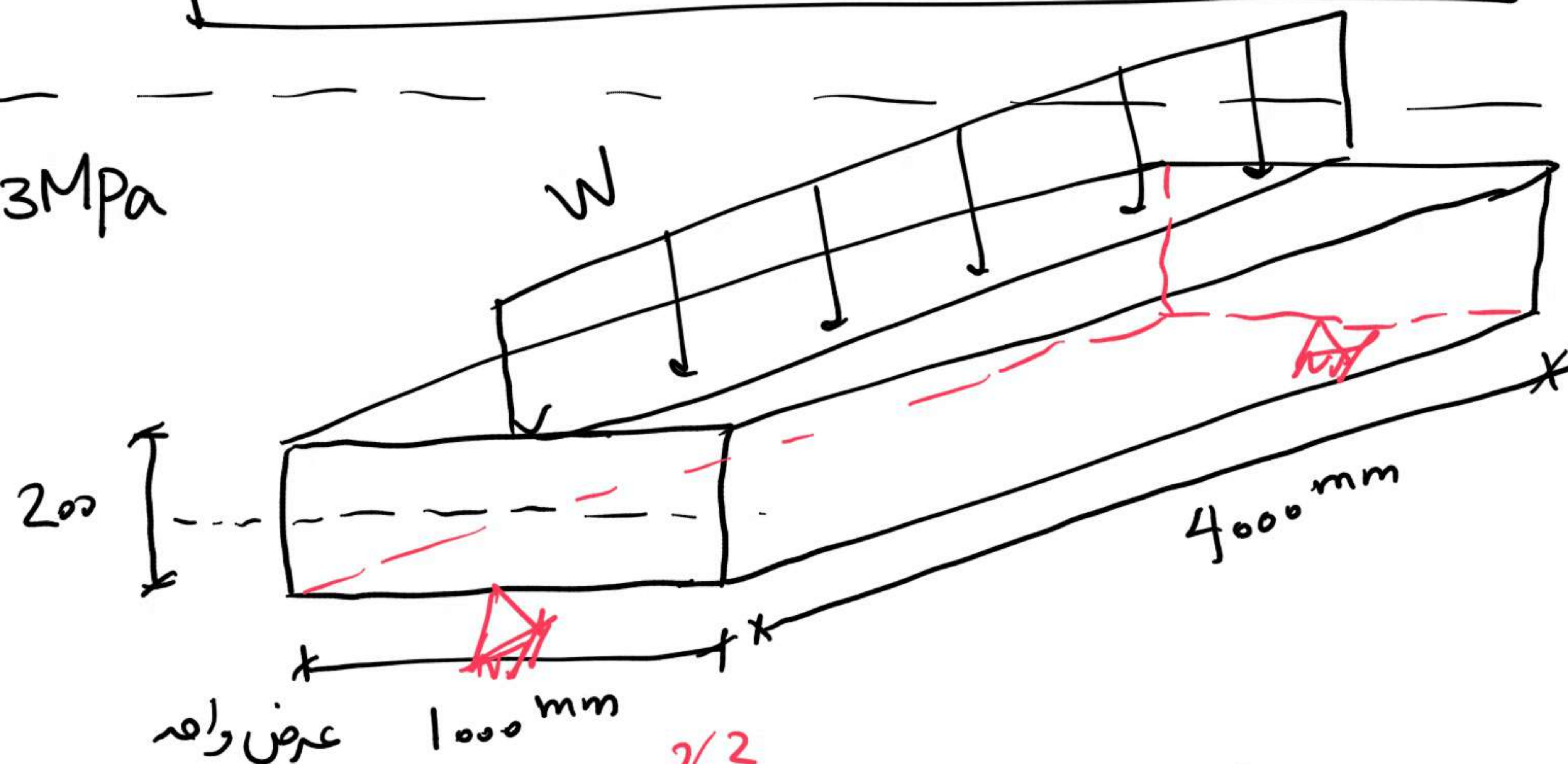
$$\frac{5 \times 0.17 \sqrt{f'_c}}{0.35} = 13.3$$

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

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

رابطه $V_u \rightarrow M, Q, L, D \dots$
موضوع گمانه

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

از این تعلق صرف نظر می کند

$$V_u \leq \phi V_n$$

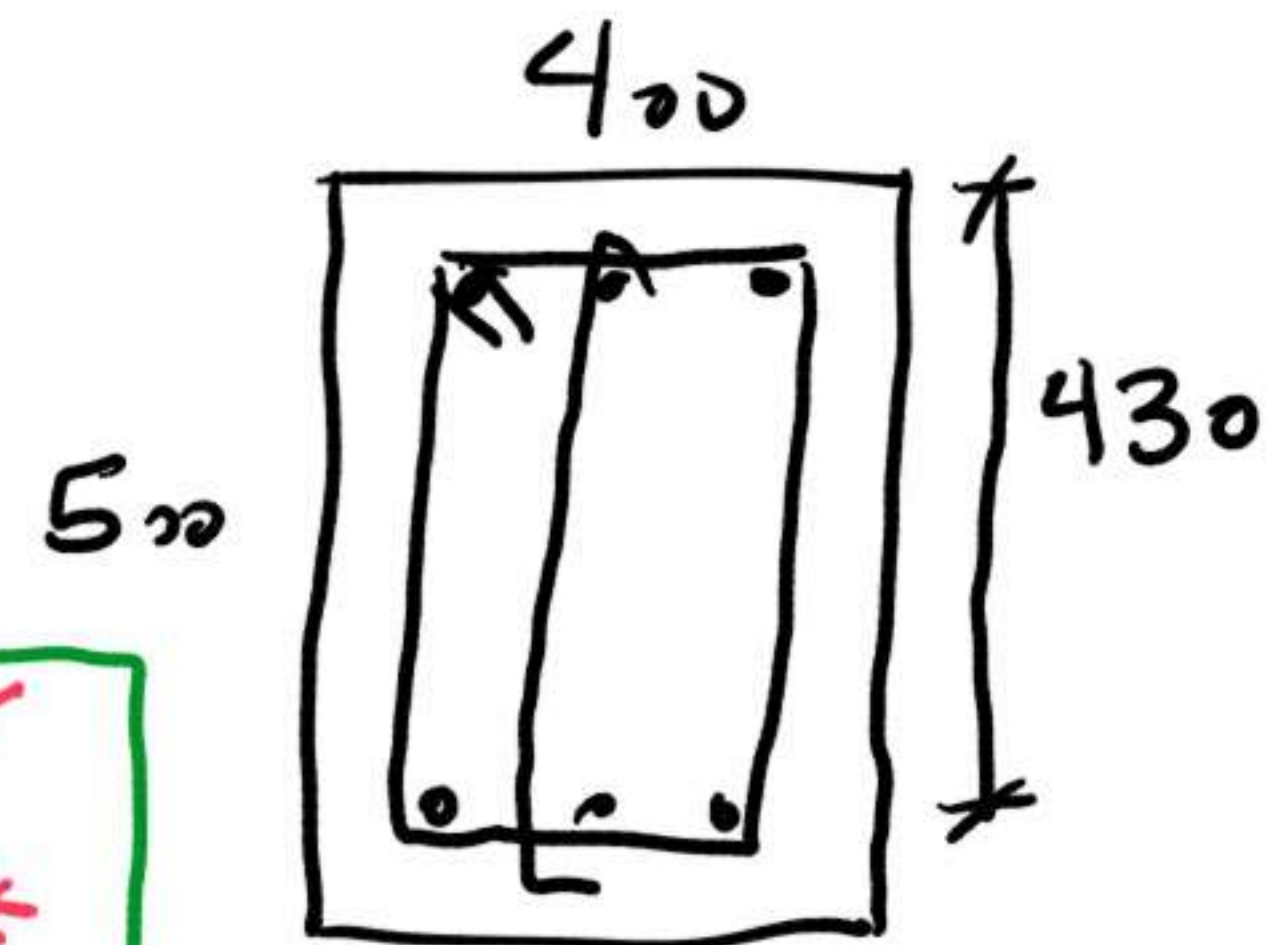
$$\phi = 0.75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

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

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

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



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

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

* نکته مهم: بر جفت اند در شکل نیکی دیده
خاصیت تنش معی را اینجا می کند لذا
بر روی ظرفیت برشی تین 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

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

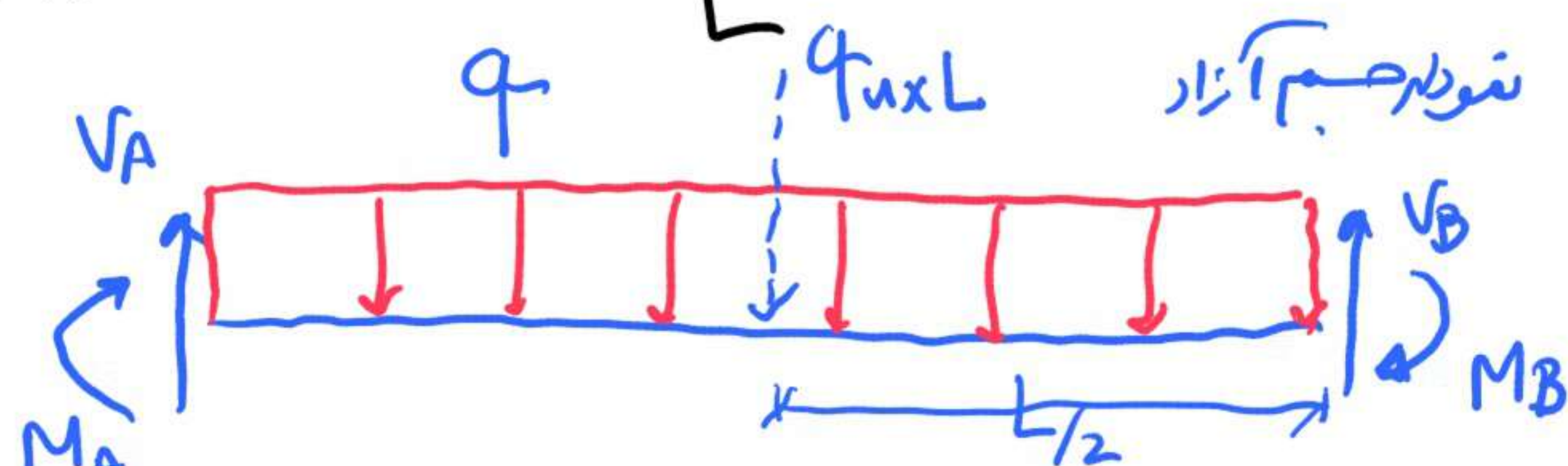
$$2M_{pr} \leq 5.5 \times 301 = 1655 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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



تغلی
لرزه‌ای

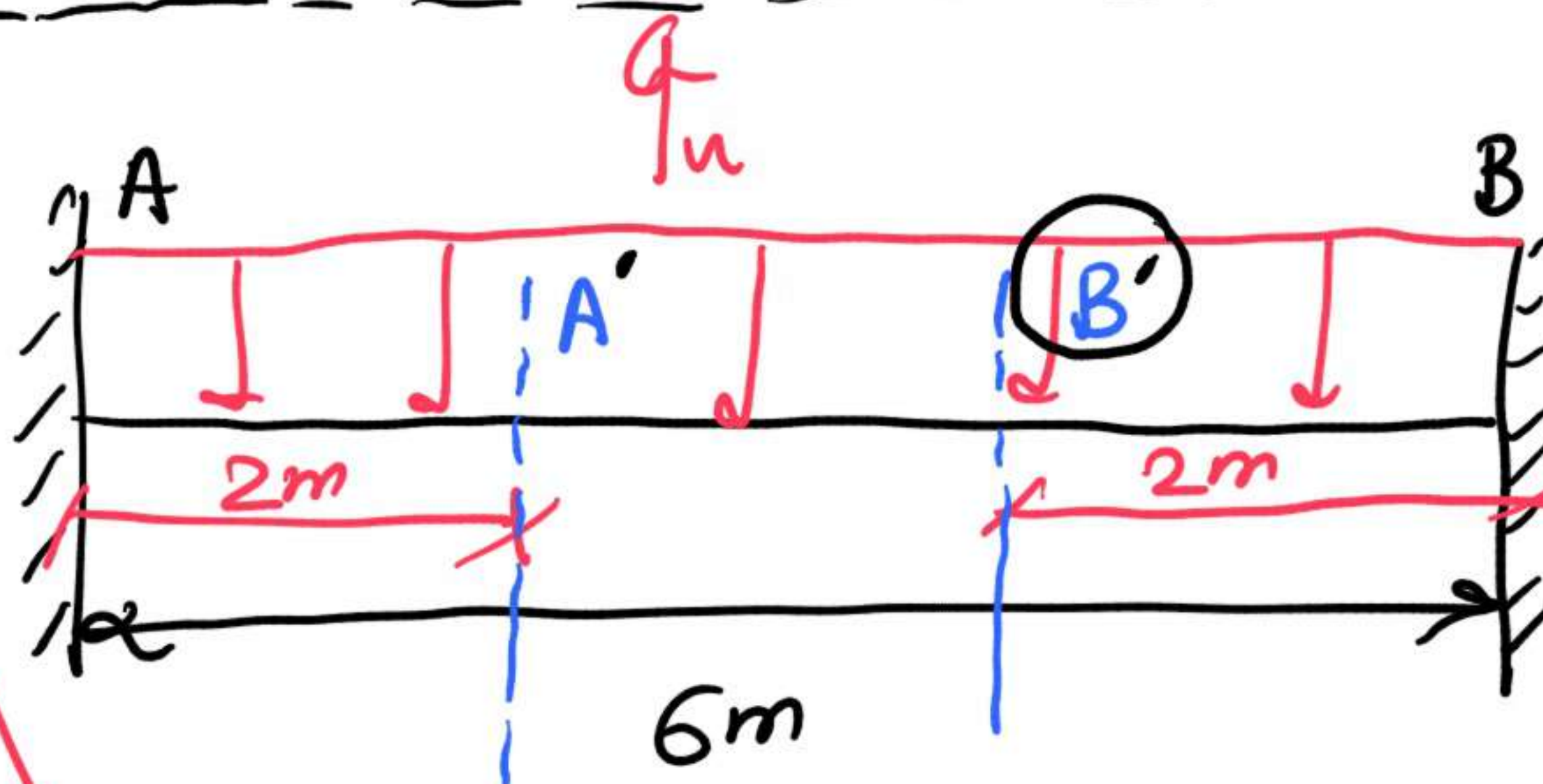
$$V_u = \frac{M_{prL} + M_{prR}}{L} + q_u L/2$$



لنگر نیست
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

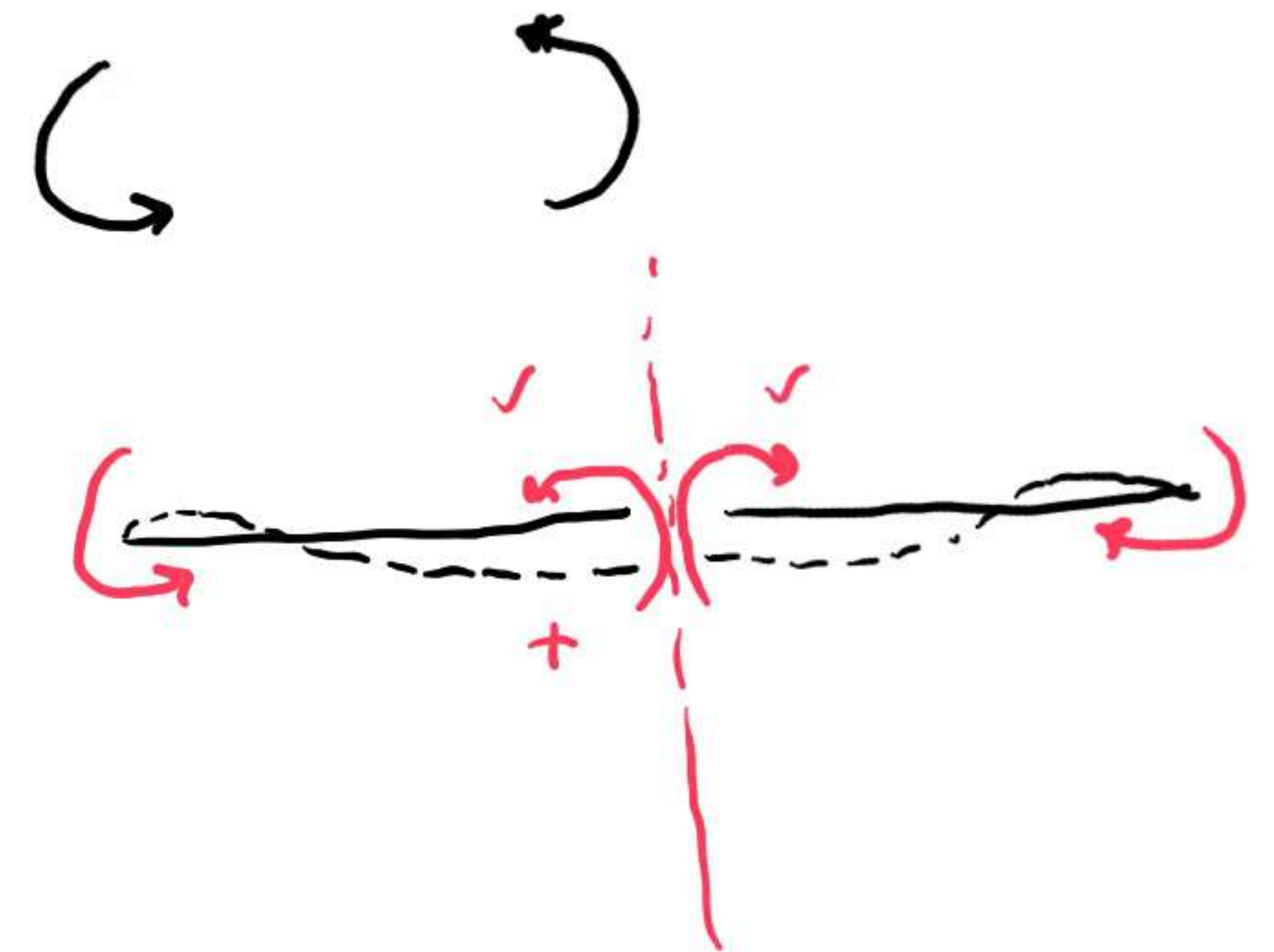
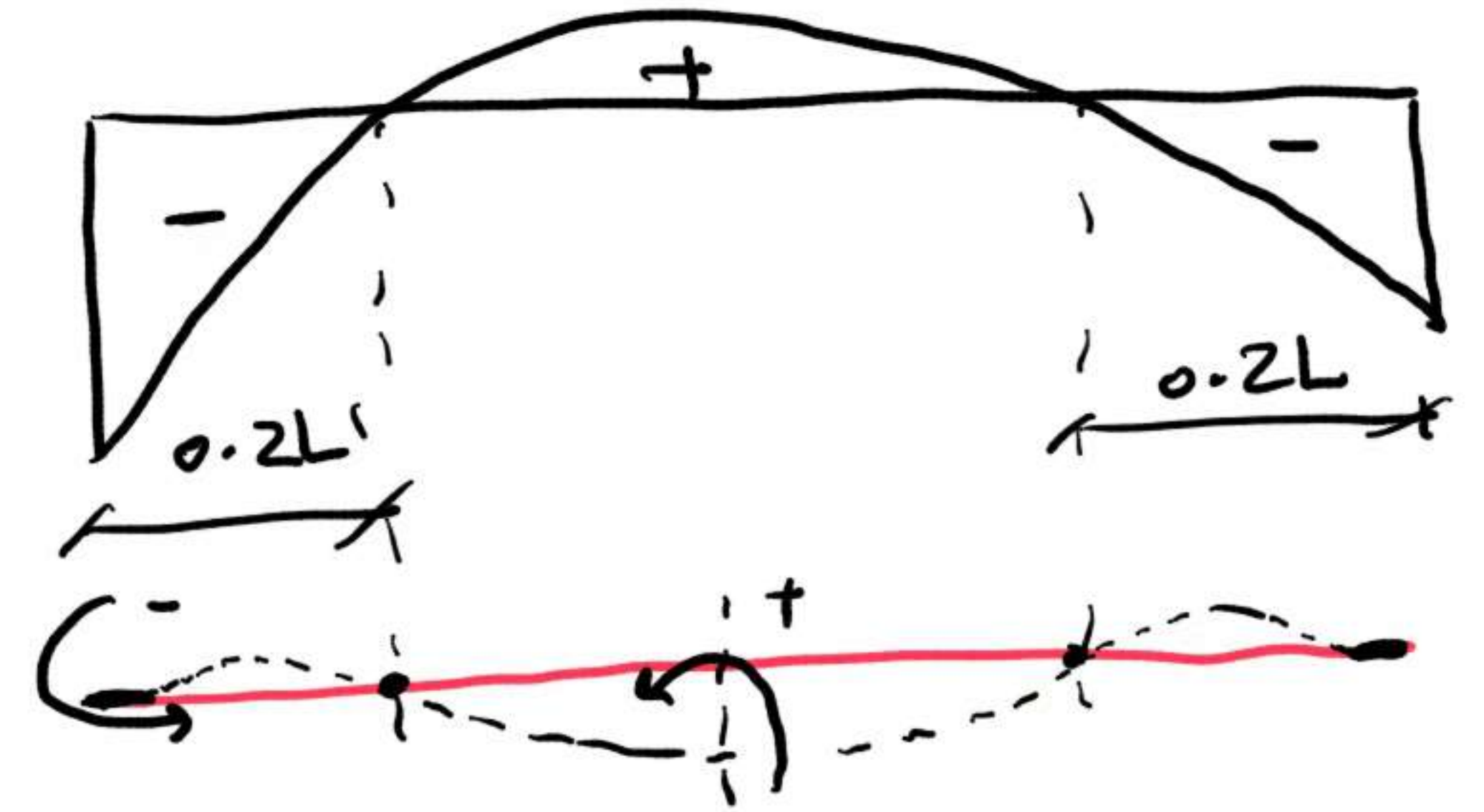
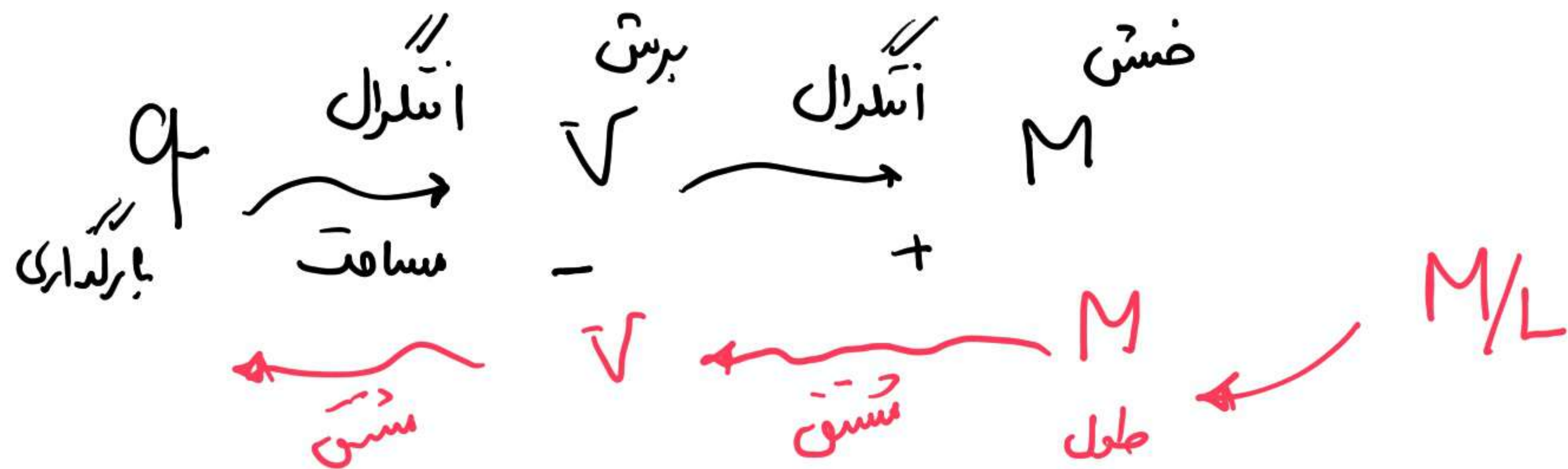
$$V_u = q_u L/2$$

$$= 150 \text{ KN}$$

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

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

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



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

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

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

$$N_u = 2 A_g : N$$

→ 25٪ عربی
اضافه شده

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L} + q_u L/2 = \frac{2 \times 80}{8} + \frac{50 \times 8}{2} = 400 \text{ KN}$$

(۱۳) مهر ۹۶

در کنترل پیرایه مربوط

(۲۰) مهر ۹۶

$V_u = \min$

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

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

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

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

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

$$V_E = 120$$

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

ترکیب بار: ثقلی - لرزه‌ای

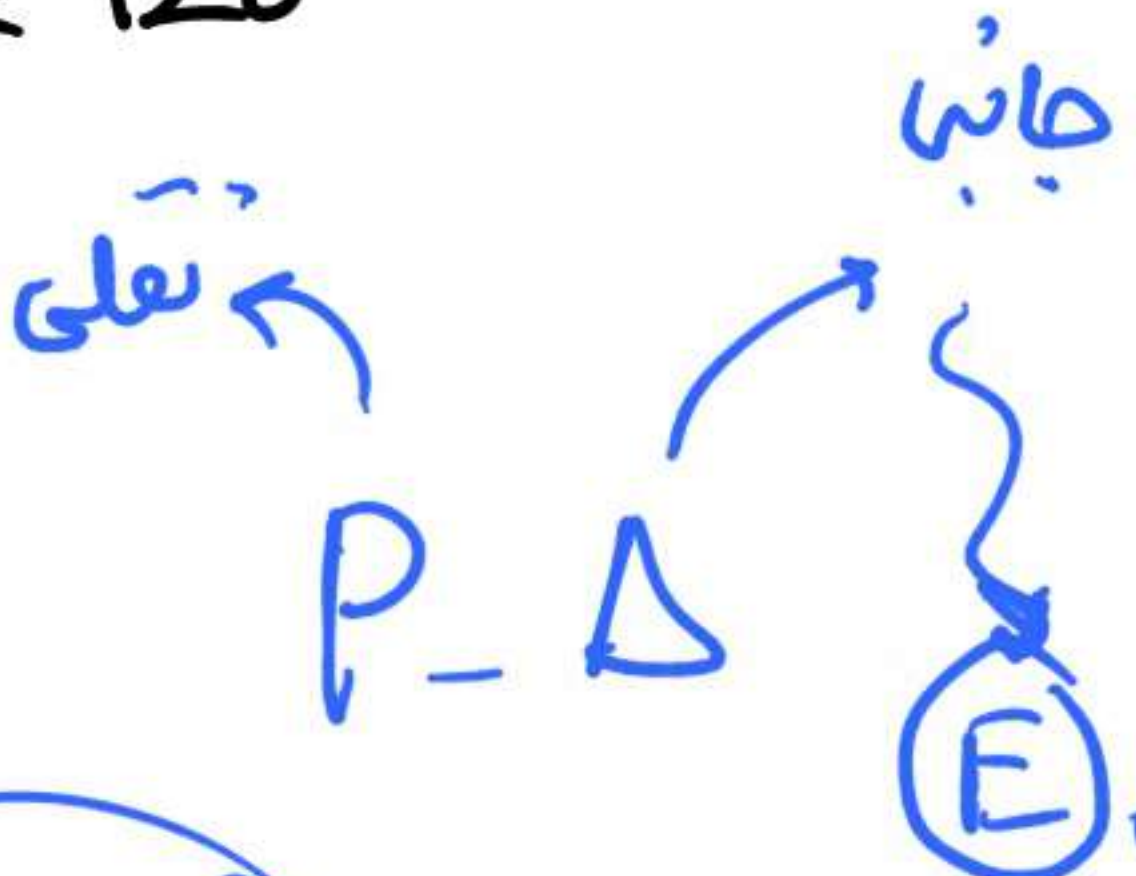
$$(1.2 + 0.6 \cancel{AI}) D + 1 L + 0.2 \cancel{S} + E_h$$

ثقلی

۲ برابر می‌شود

لرزه‌ای

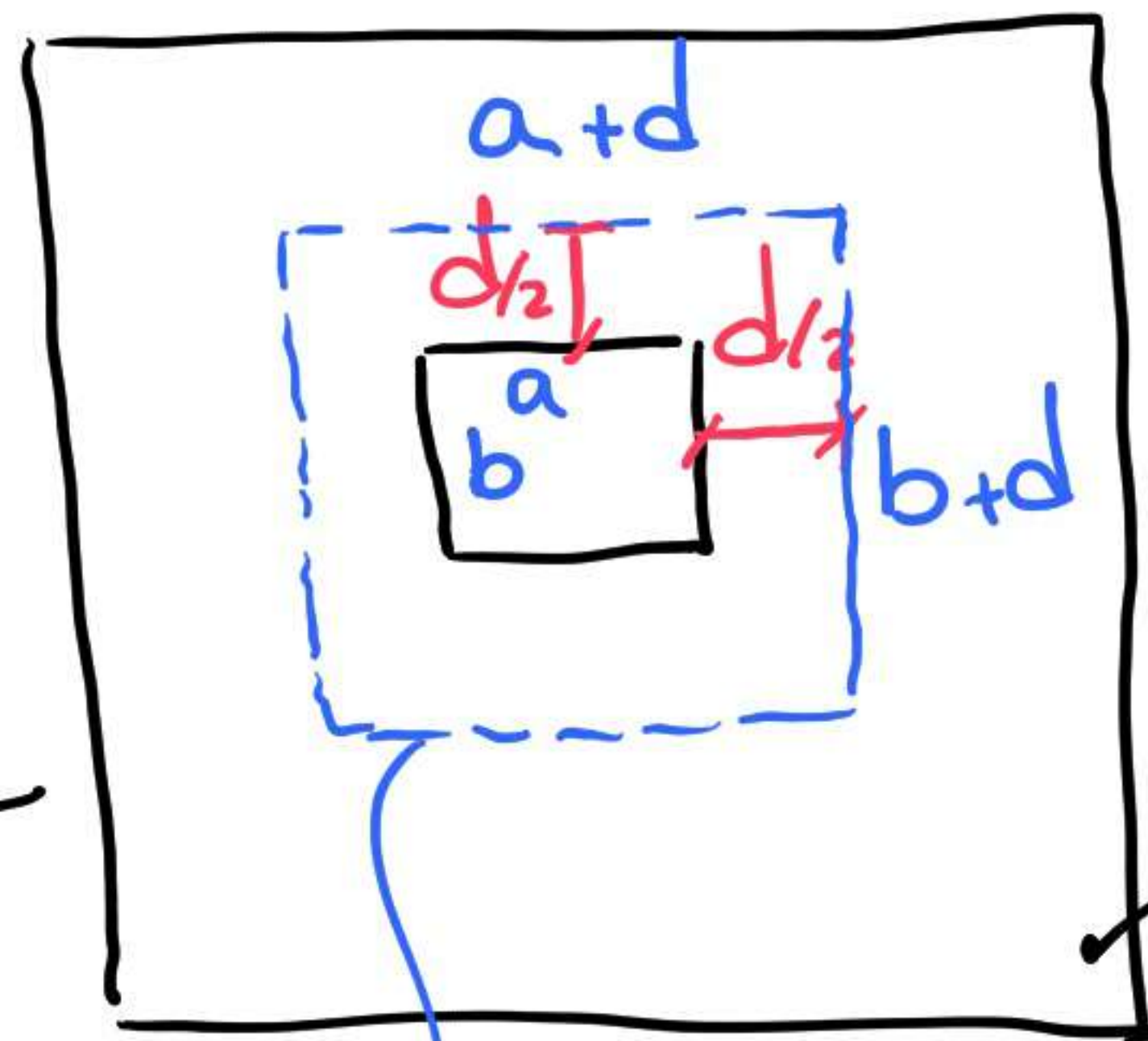
$$1.2 D + 1 L + 0.2 S$$



۱۰۴

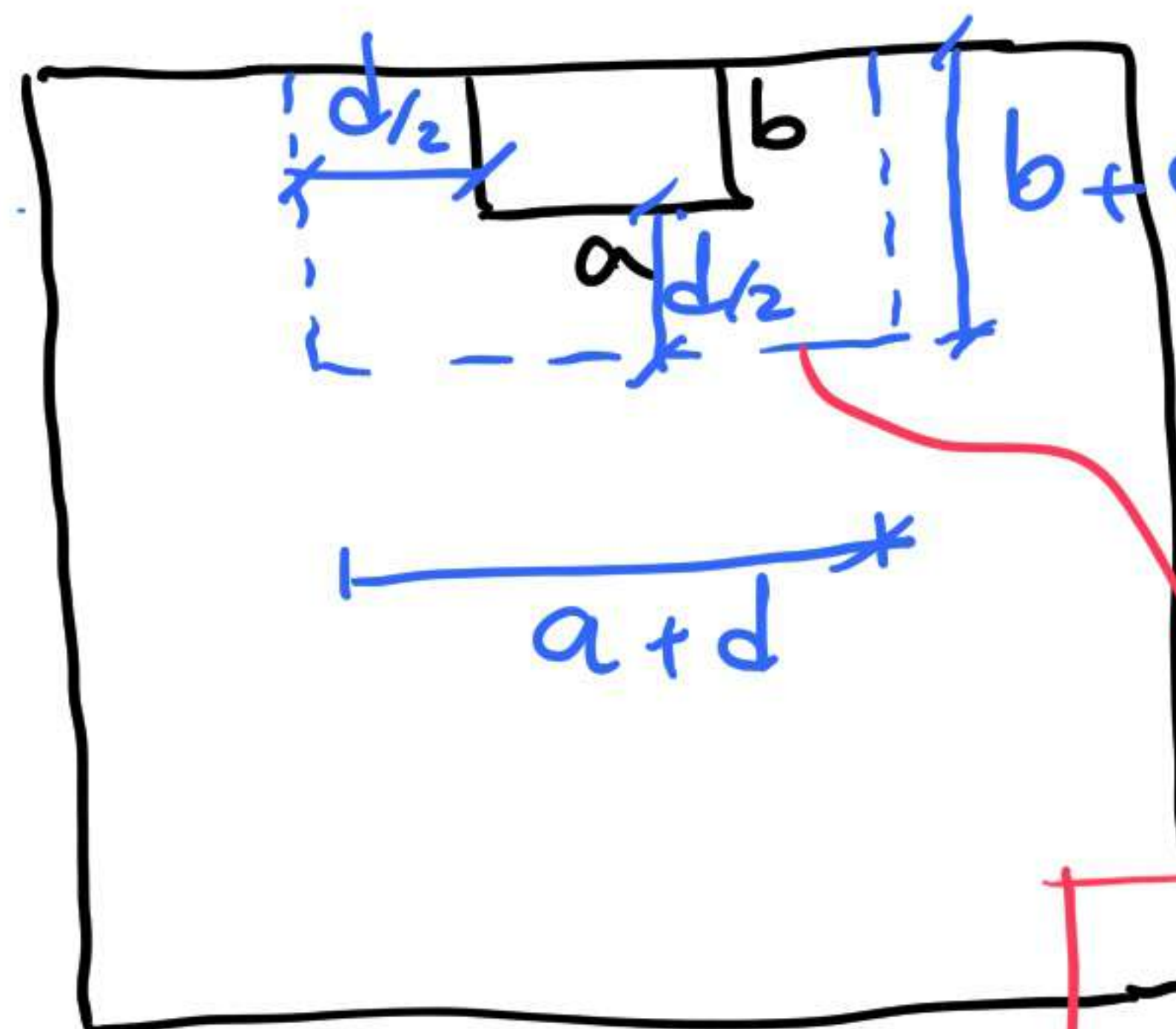
برس در طرف

سین میان



عمق میز

h, d



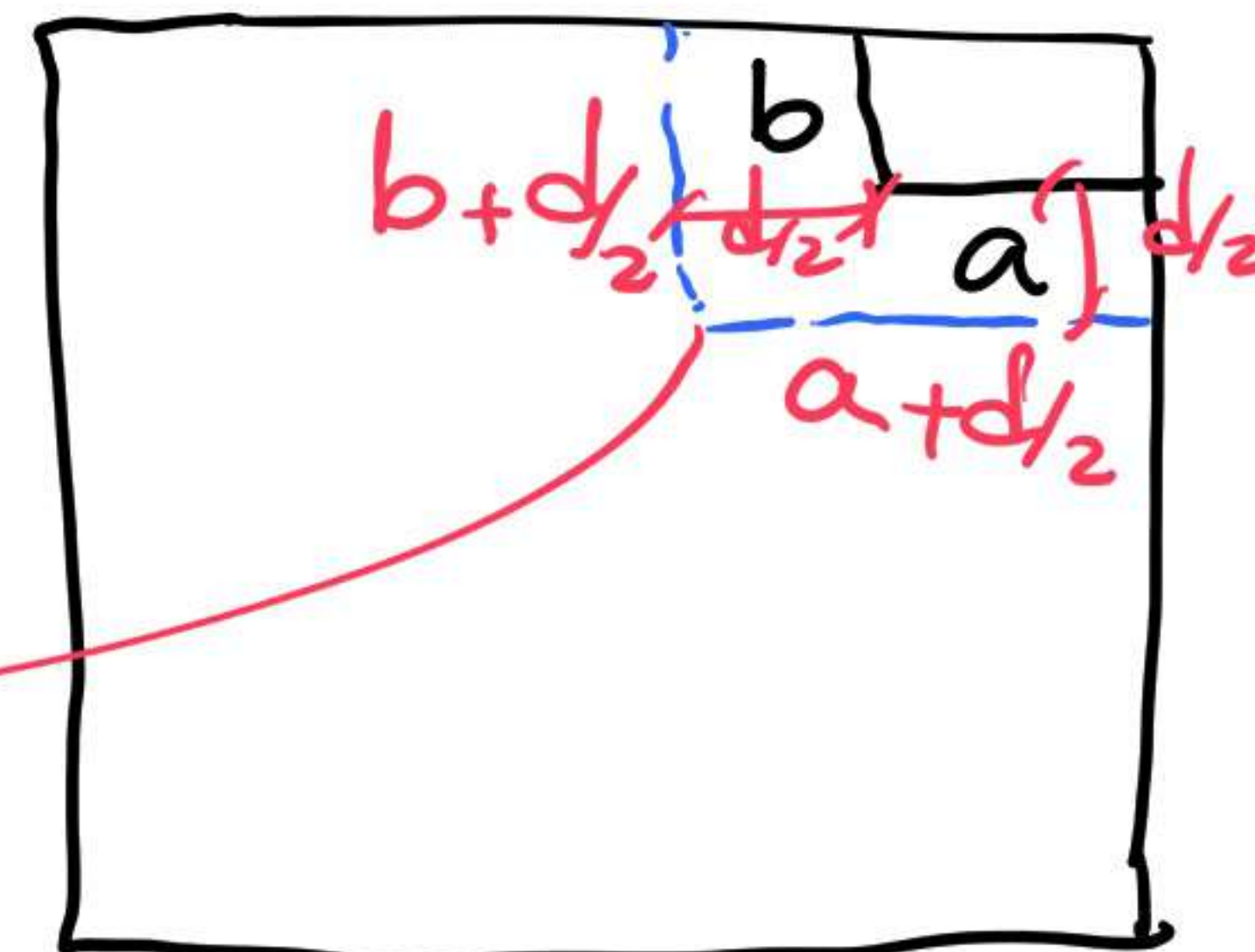
سین کناری

$$b_0 = (a+d) + 2(b+d/2)$$

معموره پهنی برس در طرف

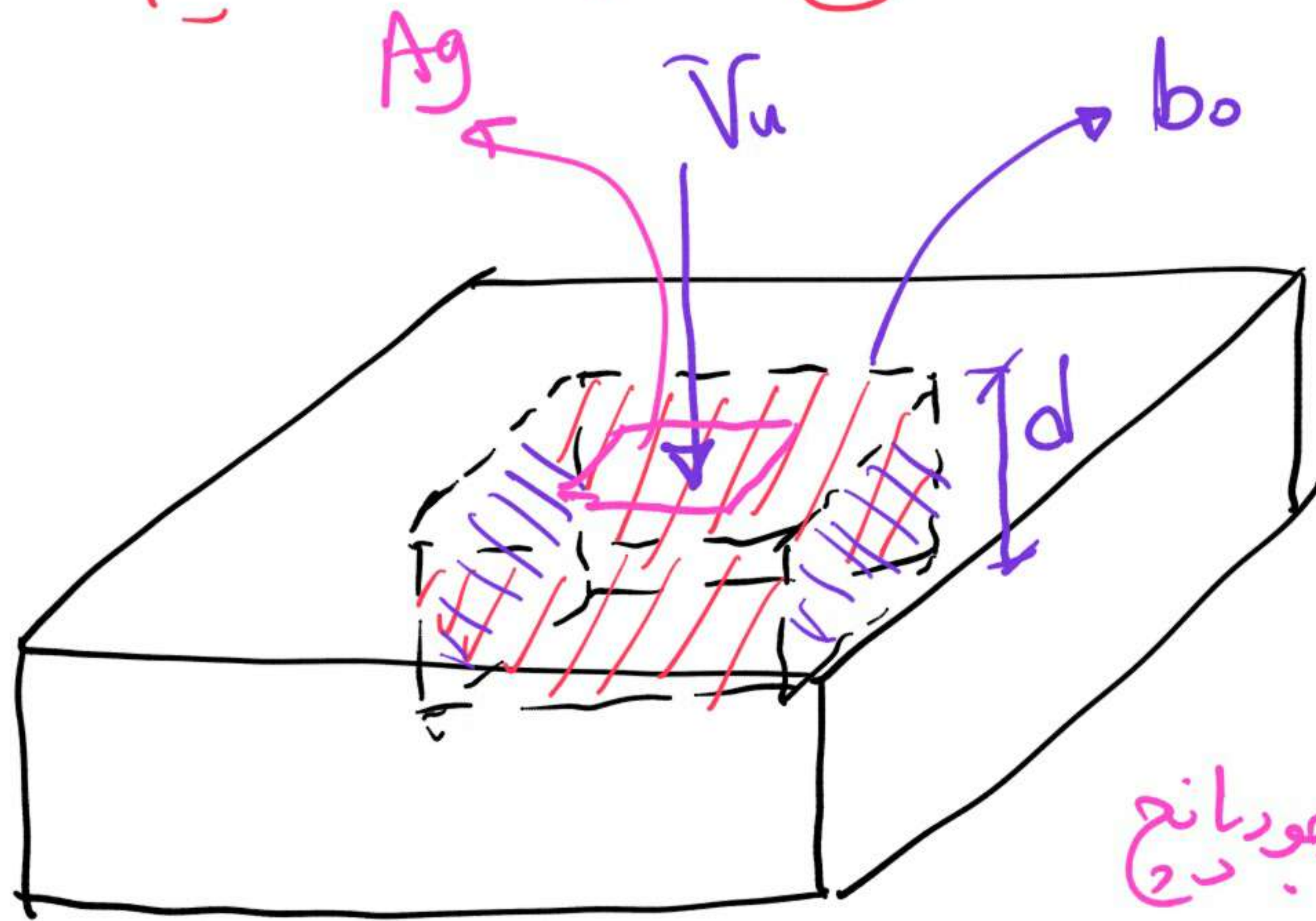
$$\Rightarrow \text{مسطح: } b_0 = 2(a+d) + 2(b+d) = 2a + 2b + 4d$$

سین لنج



$$b_0 = a + b + d$$

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 موصوری دال

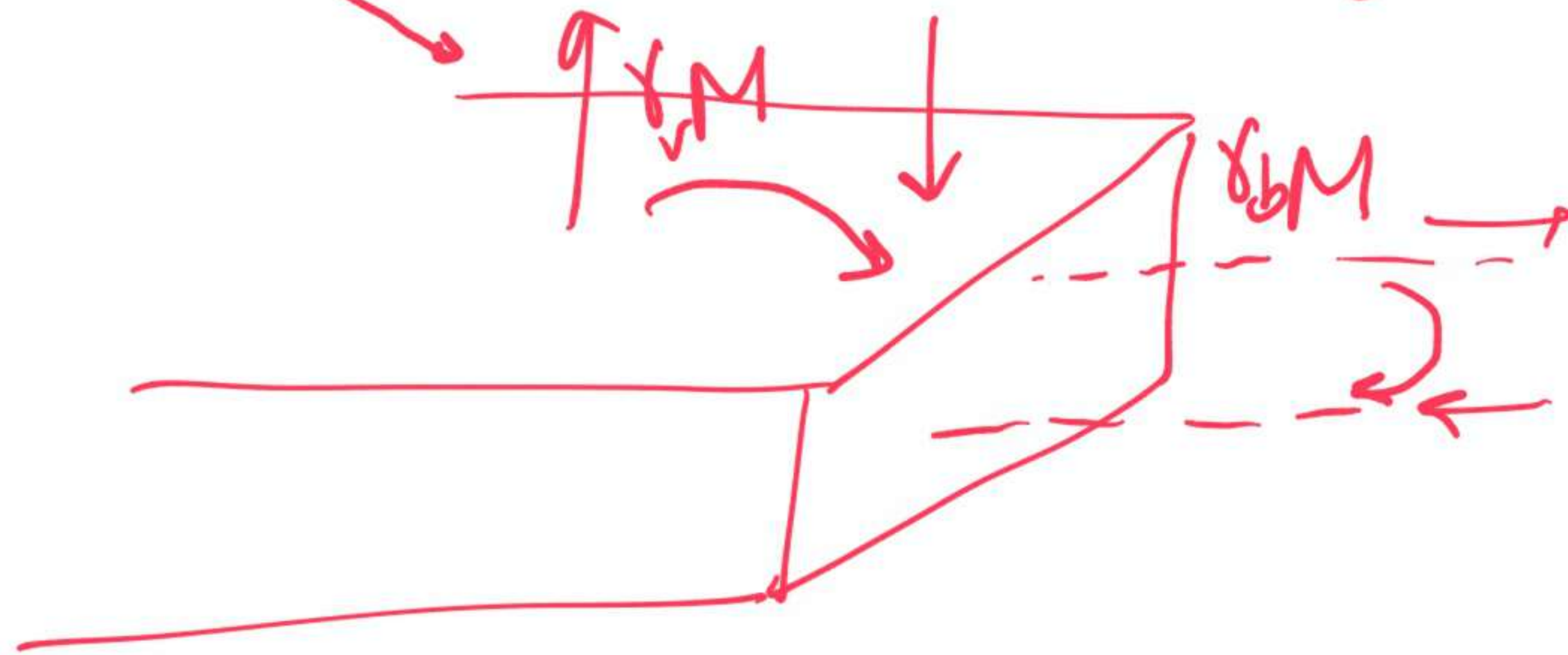
$0.75 \times \dots \times b_o \times d$

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

۱.۶

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

$$\lambda_v + \lambda_b = 1$$



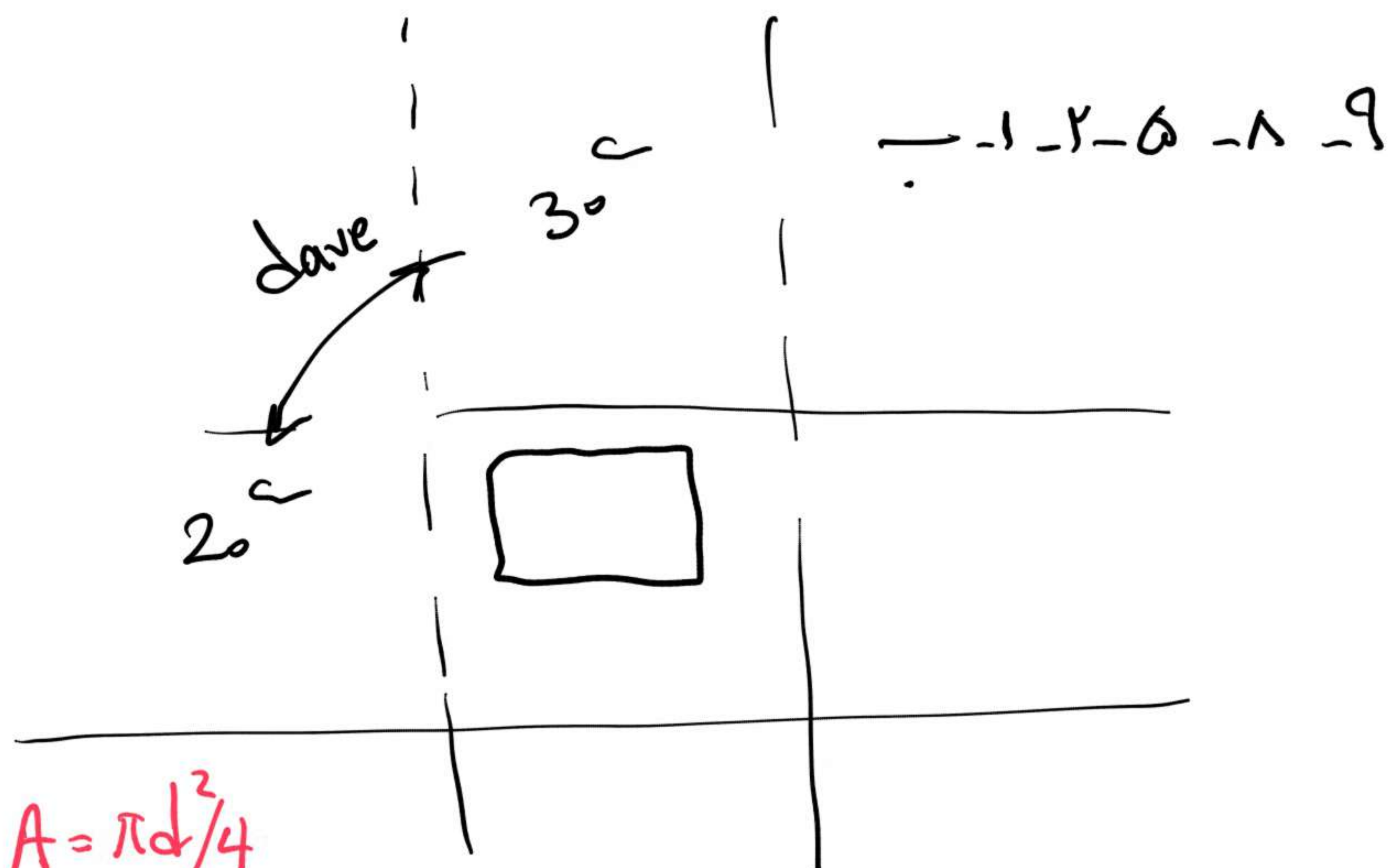
در برش فاصله سبب به مرکز برش

$$\frac{V_u}{A_g} \pm \frac{\lambda_b M \times C}{J}$$

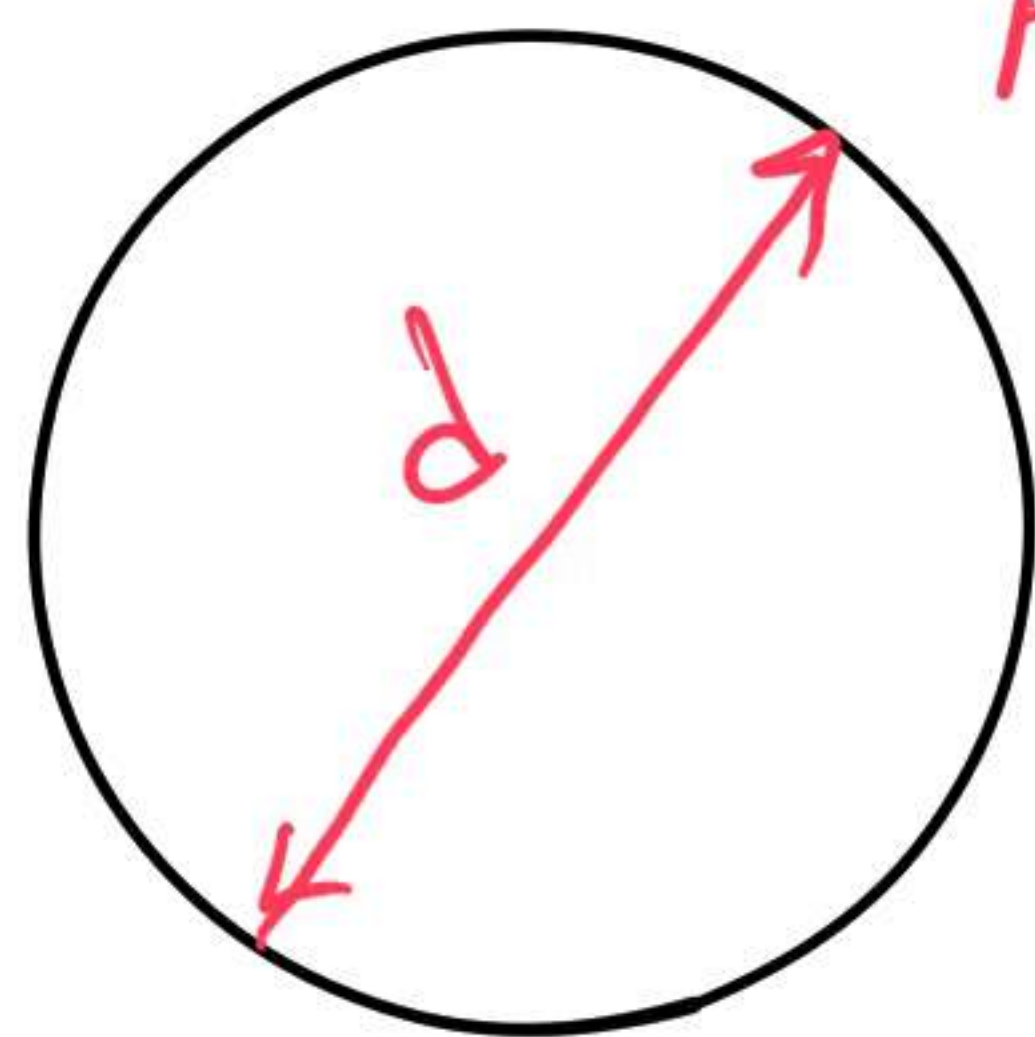
مکان انرژی در بعضی

در روابط مقاومت برشی بتن در موضع برش در طرفه معدودیت 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

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

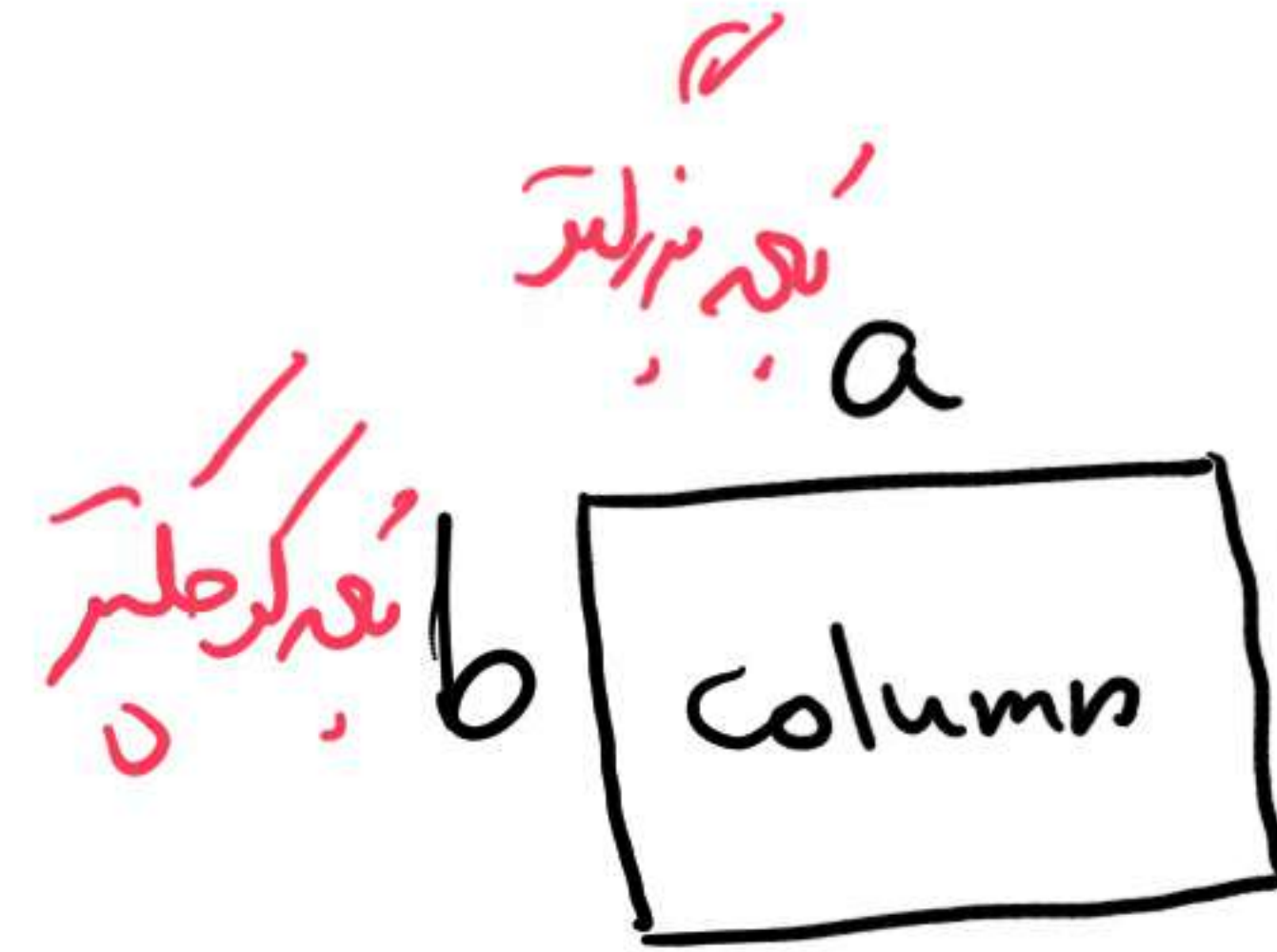
$$a = d/2 \sqrt{\pi}$$

1.8

تفسیر معادلات زیر
در اینجا

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

ظرفیت برش دو طرفه (تشنه)



$$\beta = a/b$$

ضریب موقعیت سر

معامله جانب

عمق مؤثر

سرن
 $\alpha_s = 40$ میانی
 $\alpha_s = 30$ کناری
 $\alpha_s = 20$ لبه

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

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

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

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)

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

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

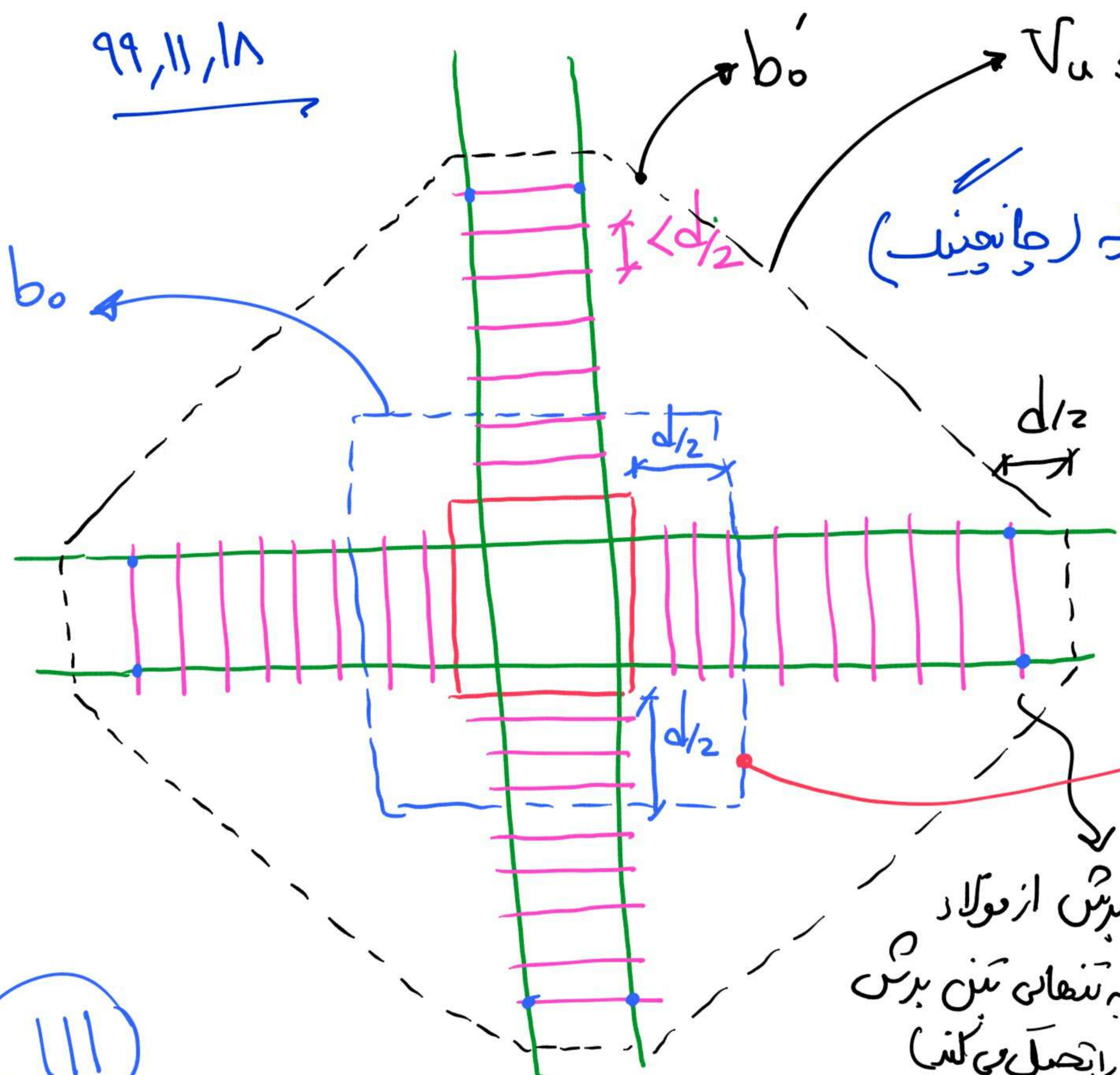
ظرفیت برشی بتن در حالت یکطرفه

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

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

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

۱۱۱



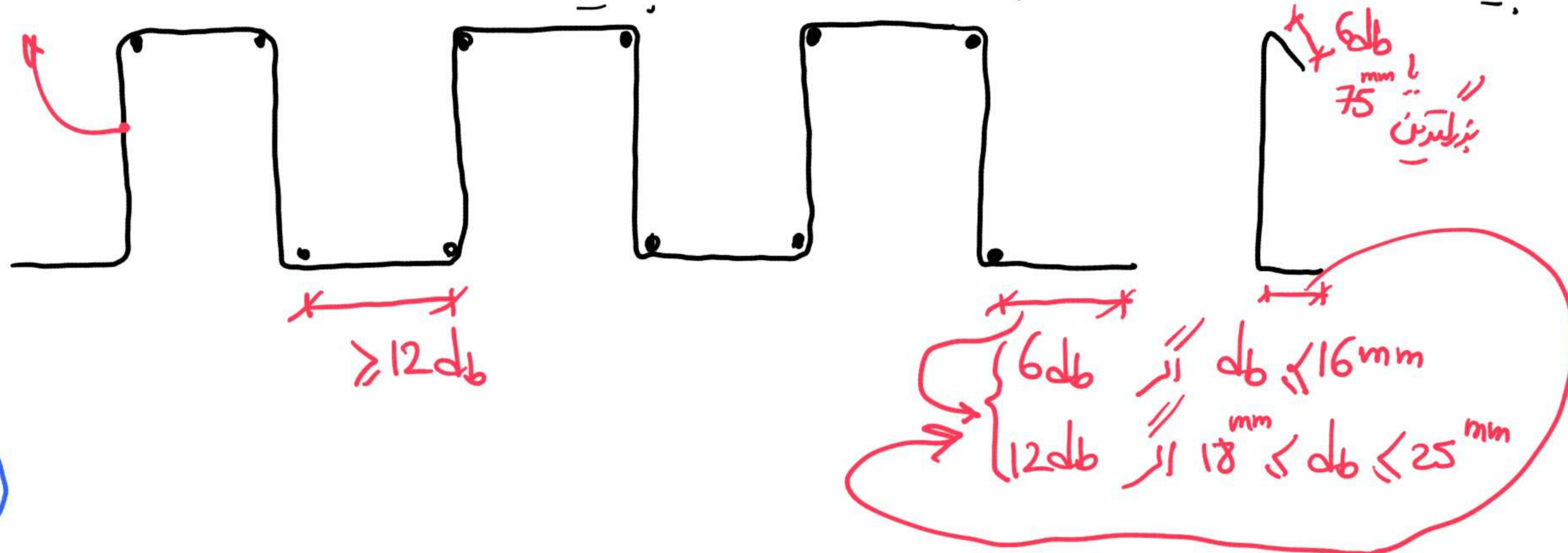
اگر از خاموت به عنوان اربابور برشی رانج استفاده کنیم مقدار ساق خاموت‌هایی

در رابطه $\frac{A_v}{s} \times f_y \times d$ 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.

* حقیقت خاموت مؤثر در بهت برشی دو طرفه دارای ضوابط زیر است؟

تعارفوت d_b

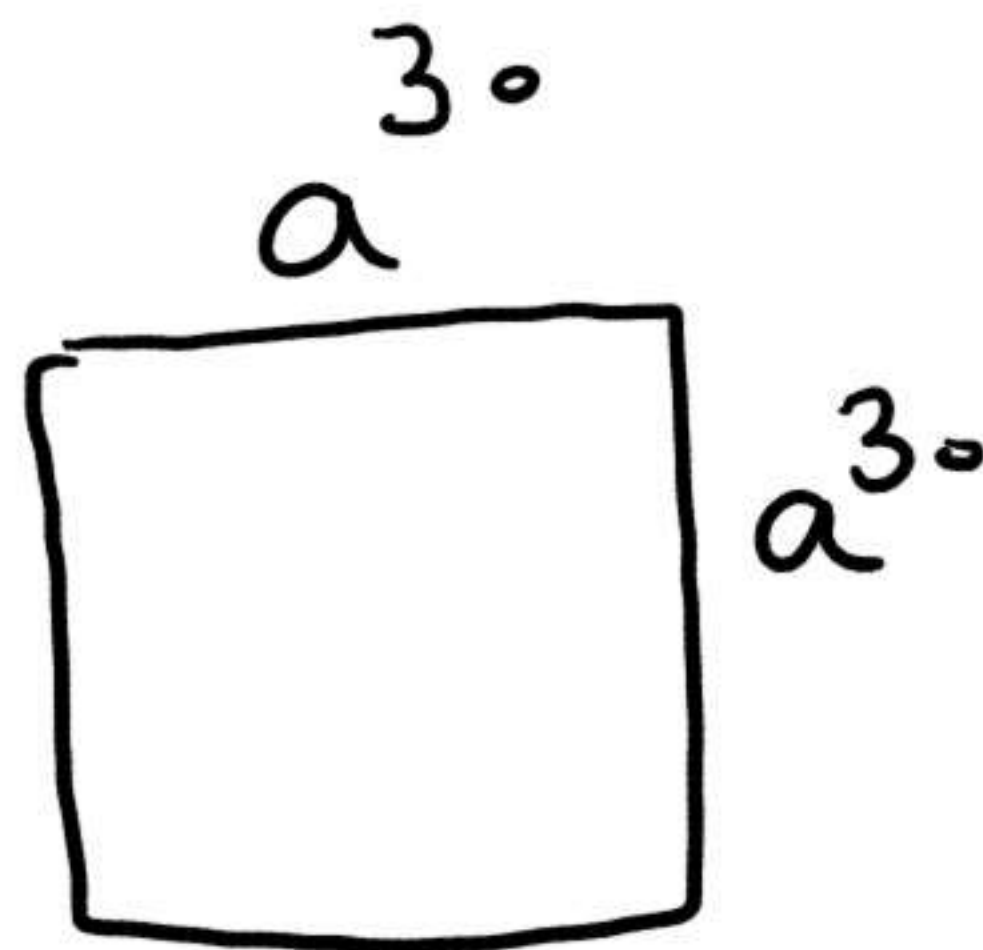


باز است

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



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



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

به زیر سازه استفاده از خاموت یا سنجاقی یا سائیر
 ۱۰ در یک دال زیر ۲۰ غیر ممکن است

سائیر خاموت
 $(a - 10^{\text{cm}})$

۲۰ × 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 دایج مسلح توسط
خاموت

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

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

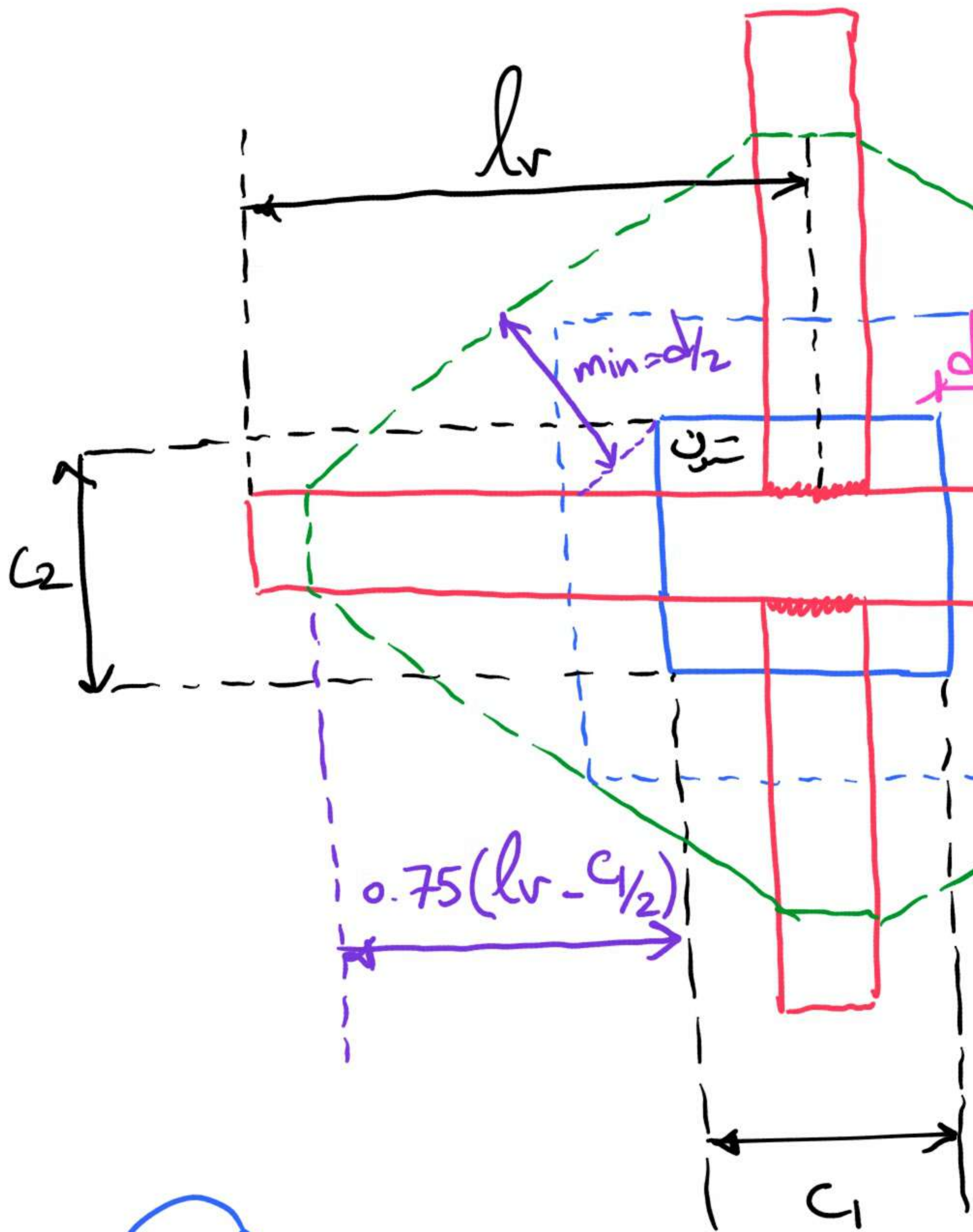
برای برش دایج مسلح توسط "گل میخ"

در بحث برش دایج که به کمک خاموت اجرا مسلح می کنیم مرسوم برشی یک طرفه مطرح می شود
با این 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 طرفه) که توسط ϕ منع حاصل می شود، عند برابر ظرفیت برش پانچ خاموت است

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

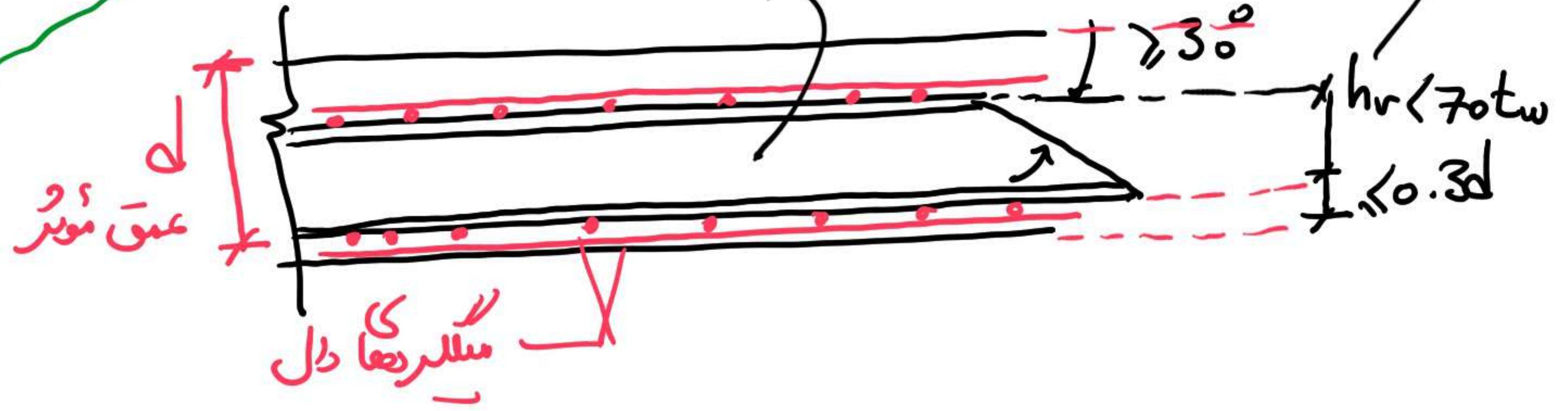


* کلاهک برشی $V_u \leq \frac{1}{3} \phi \sqrt{f'_c} b_o d$

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

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

عمق کلاهک برشی t_w



* نسبت α_r که نسبت سفتی خمشی

هر بازوی کلاف 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 کلاف خمشی

$I_{composite}$ 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 با زری 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 $\rightarrow$ h_r
 درامند با زری کلاهد برشی $\rightarrow$ α_r
 فاصله زری برشی در طرفه 4 $\rightarrow$ c_1
 فاصله $l/2$ از سیر $\rightarrow$ l_r
 مقدار با زرفای کلاهد برشی $\rightarrow$ n
 مقدار $\phi = 0.9$
 حداقل طول لازم برای کلاهد برشی $\rightarrow$ h_r

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؛

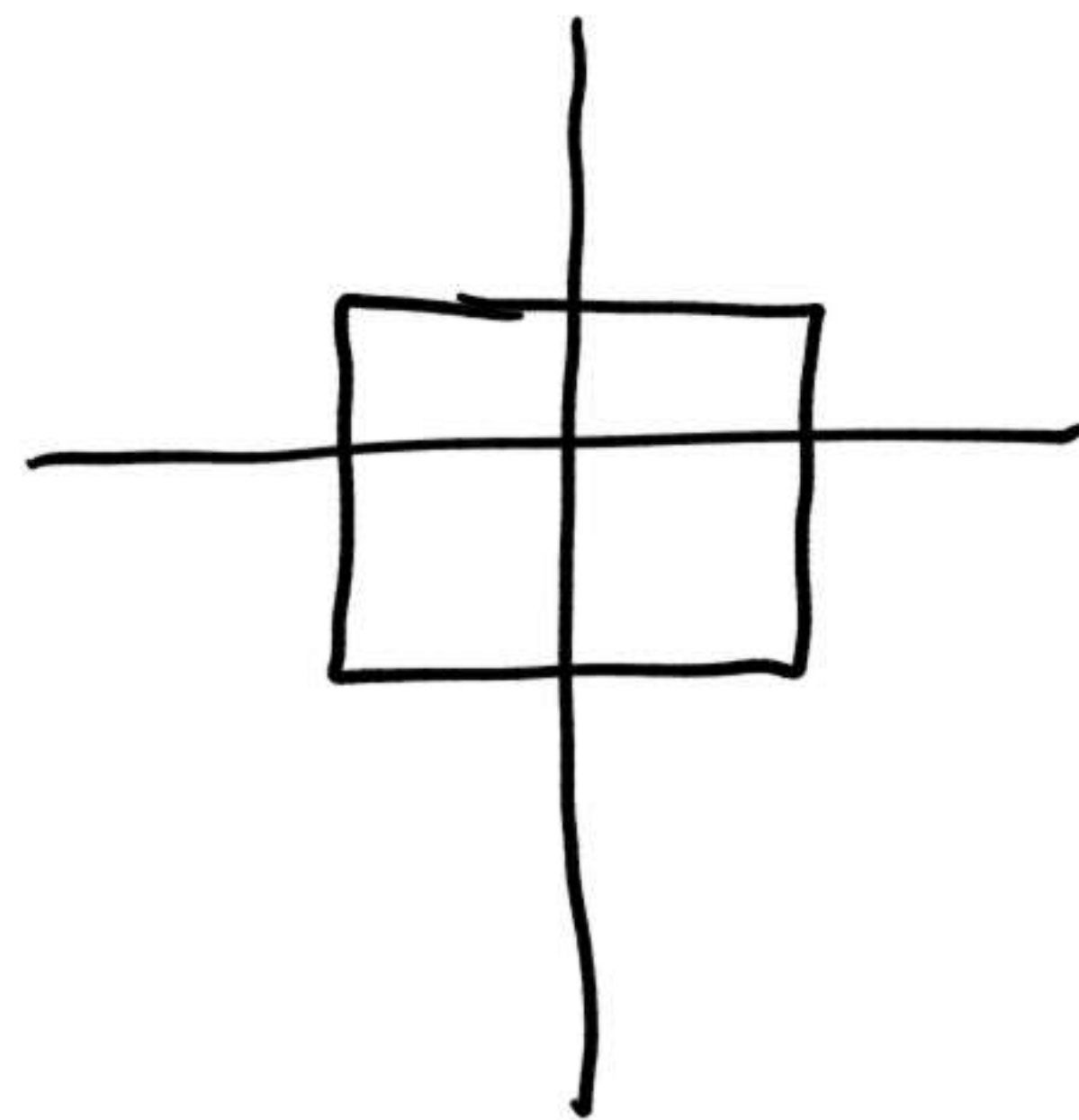
$$V_n \leq 2V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b o d$$

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

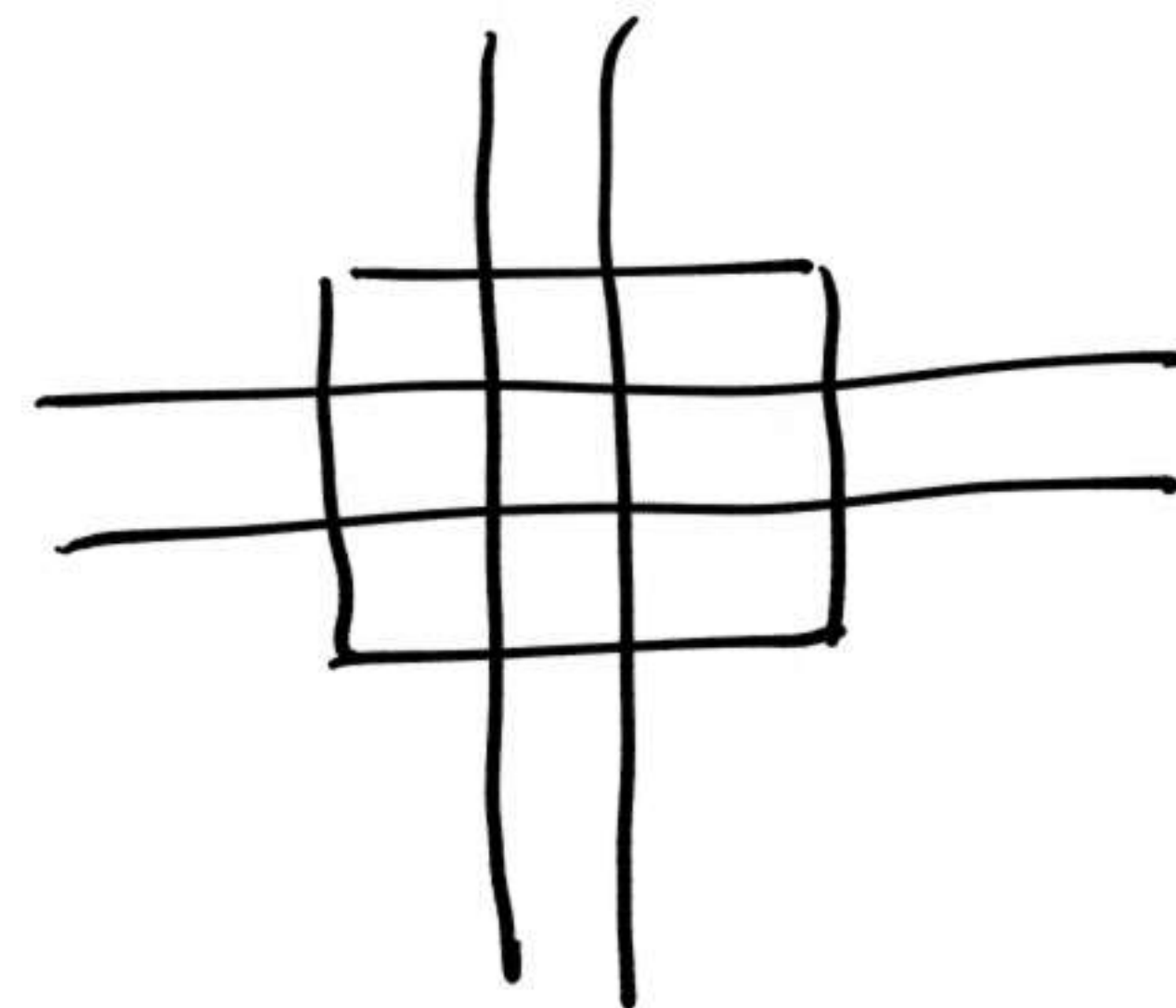
در فاصله $(l_v - c_1/2)$ ۰.۷۵ از وجه ستون را قطع می‌کنند.

* برای مساعده جزئیات کلافک پُرسی به شکل ۸.۹.۶.۲۲ R از

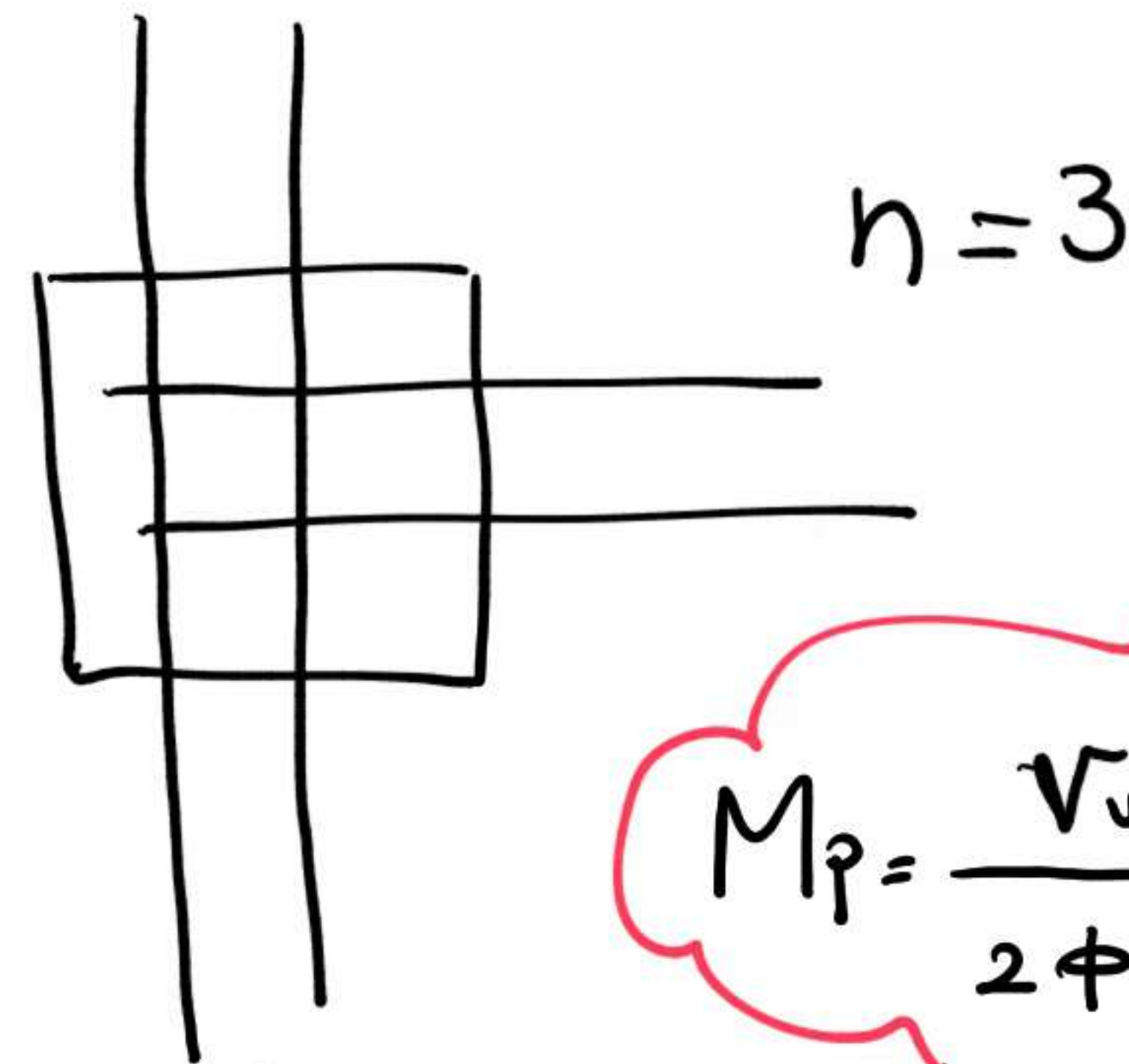
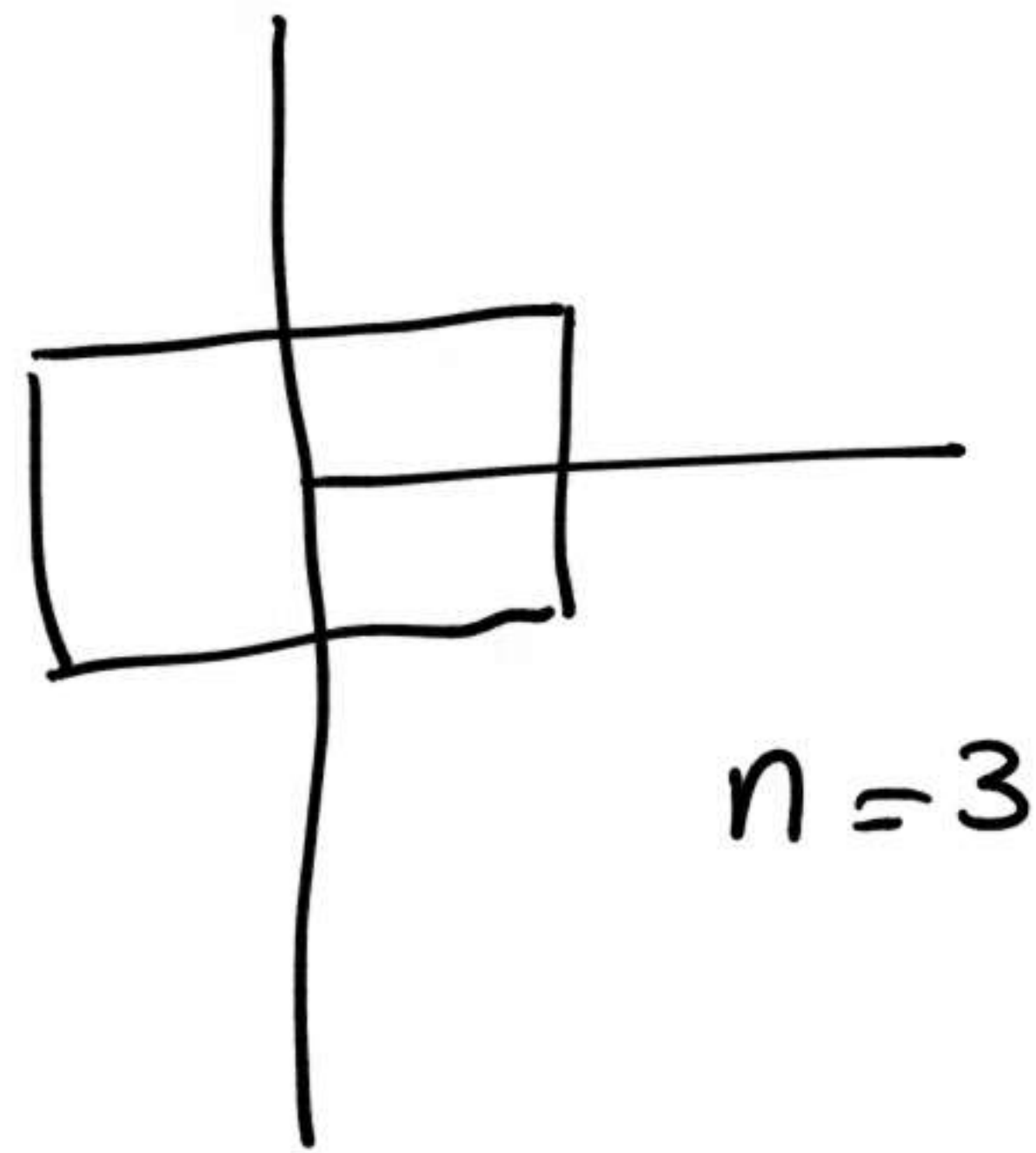
آیین‌نامه ۱۴ - ACI 318 صد ۳۷۰ مراجعه شود.



$n=4$



$n=4$



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

* در صورتی که در نظر باشاز مساحت کلاف بزرگی در مقاومت در برابر لنگر طرایی دال استفاده شود

لنگر معادسی که در هر توار ستونی توسط کلاف بزرگی متصل شود، M_r کمترین معادیر زیر است

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

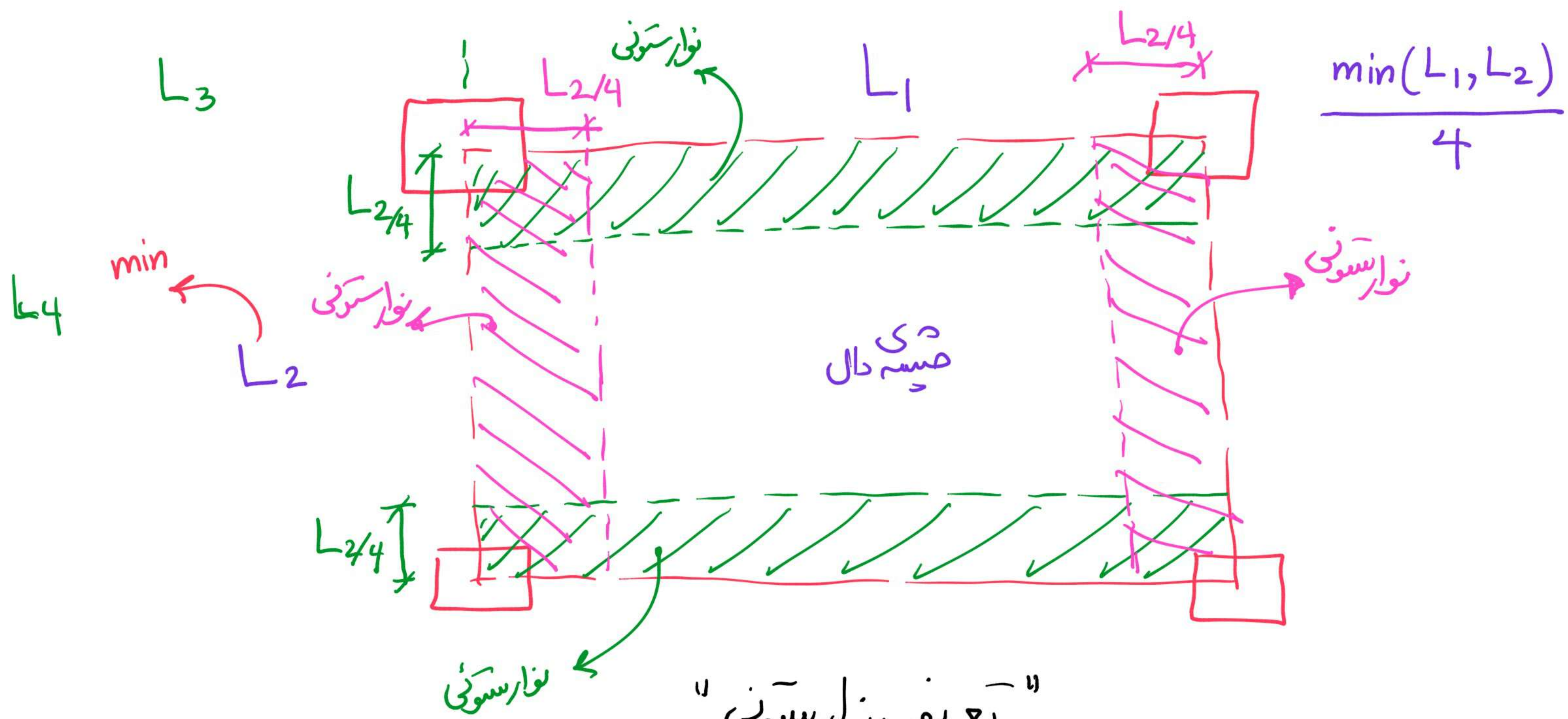
$$\phi = 0.9$$

ب) 30% کل لنگر با ضریب در هر توار ستونی $(0.3 M_u)$

ج) میزان تغییر در لنگر توار ستونی در طول l_r

د) مقدار M_p محاسبه شده از رابطه با لای منفی

120



$$\frac{\min(L_1, L_2)}{4}$$

تعریف نوار ستونی

یک چهارم کوچکترین بُعد هر حسّه 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 سبک های یانچ"

این جلسه در برنامه Adobe connect برگزار گردد

123

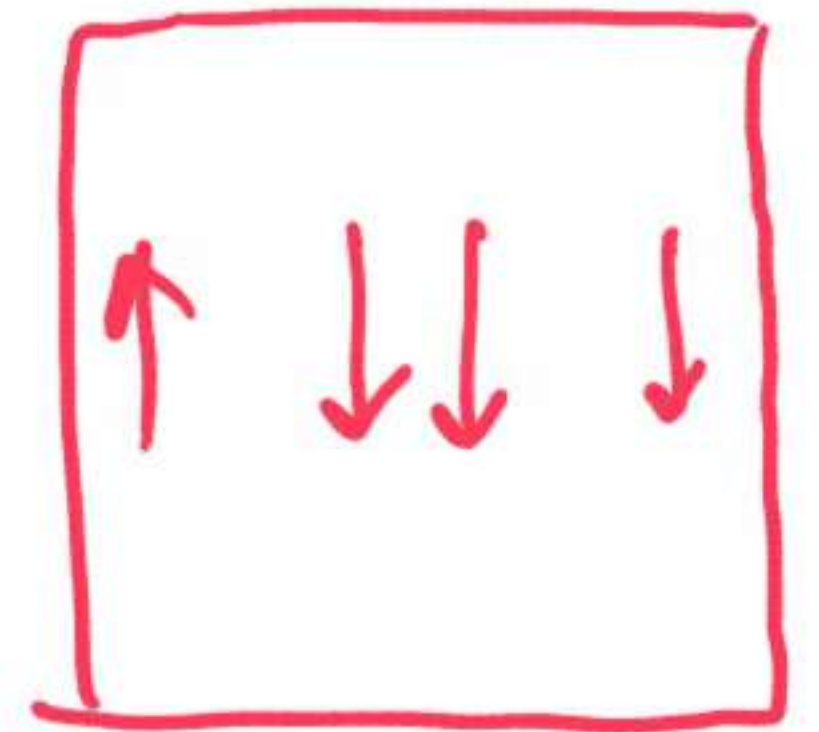
۹۹, ۱۲, ۹

(الف)
برای مقاطع توپر

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

ϕT_{or} در محاسبه محاسبه

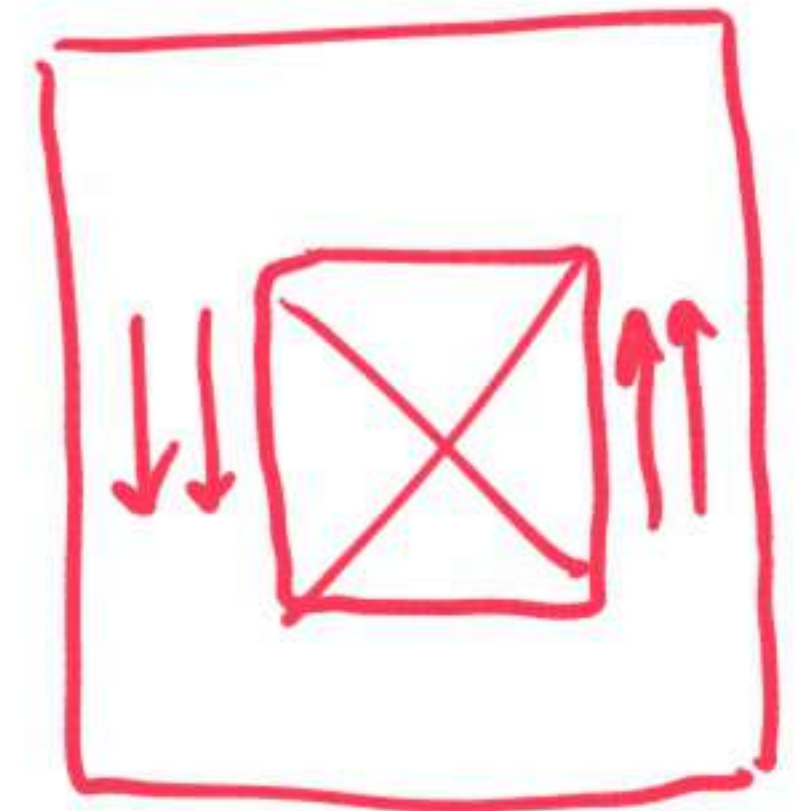
حلبه از هم



(ب)
برای مقاطع توخالی

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

ϕT_{or} در محاسبه محاسبه



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

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

$$\phi = 0.75$$

رابطی محاسبی
خاموت پیچشی
مورد نیاز

$$T_u \leq \phi T_n$$

*

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

*

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

$\theta = 45^\circ$ اگر ۱

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

f_{yt} : تنشی تسلیم خاموت پیچشی

f_y : تنشی تسلیم رابط طولی پیچشی

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

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

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

مسافت به فاصله خاموت برشی

تکلیف برشی + پیچشی

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 پیچشی 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 سیلندر طری
 d_s : قطر خامنه
 d : عمق سوراخ
 b_{min} : کوچکترین بُعد عرضی
 S : فاصله مرکز به مرکز خامنه
 P_h : محیط خط مرکزی خامنه

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

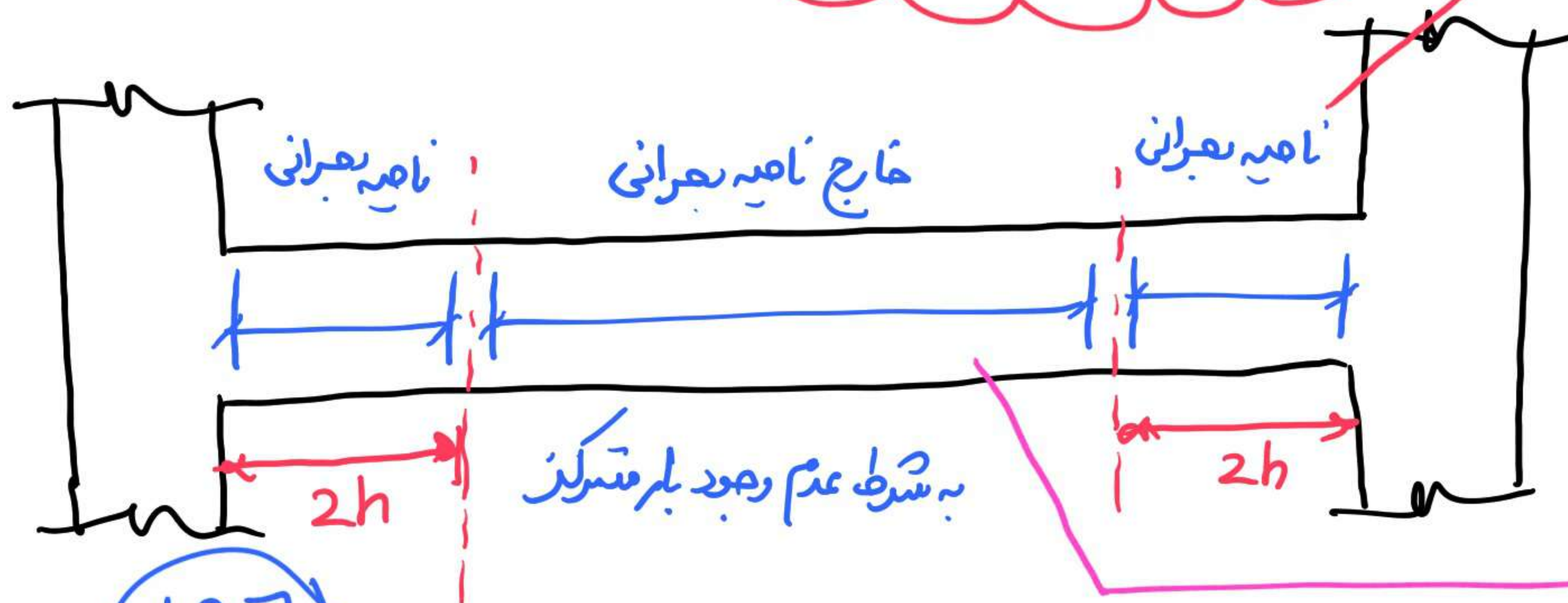
$$S_{max} \leq \min \left\{ \frac{P_h}{8}, 300^{mm} \right\}$$

بیضی

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

به شرط شکل زیری متوسط

$b_{min}/2$ در سوراخ نسبت به تغییر تغییر می‌کند



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

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

برای سوراخ خارج از نایه بحرانی

127

حل تست ۳۲ مهر ۹۹

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

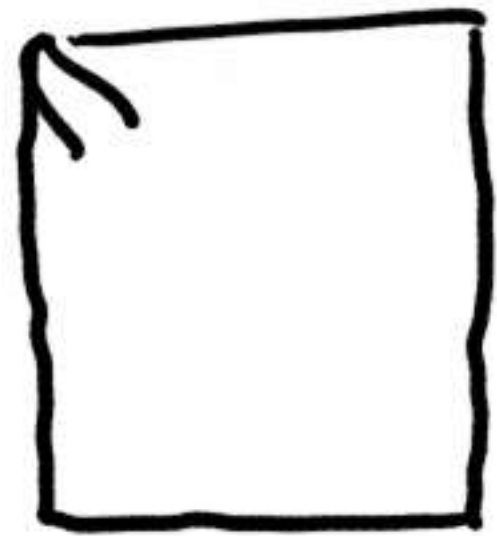
$$\frac{A_t}{S} = 690 \text{ mm}^2/\text{m}$$

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

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

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

2 ساق خاموت ۱۰



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

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

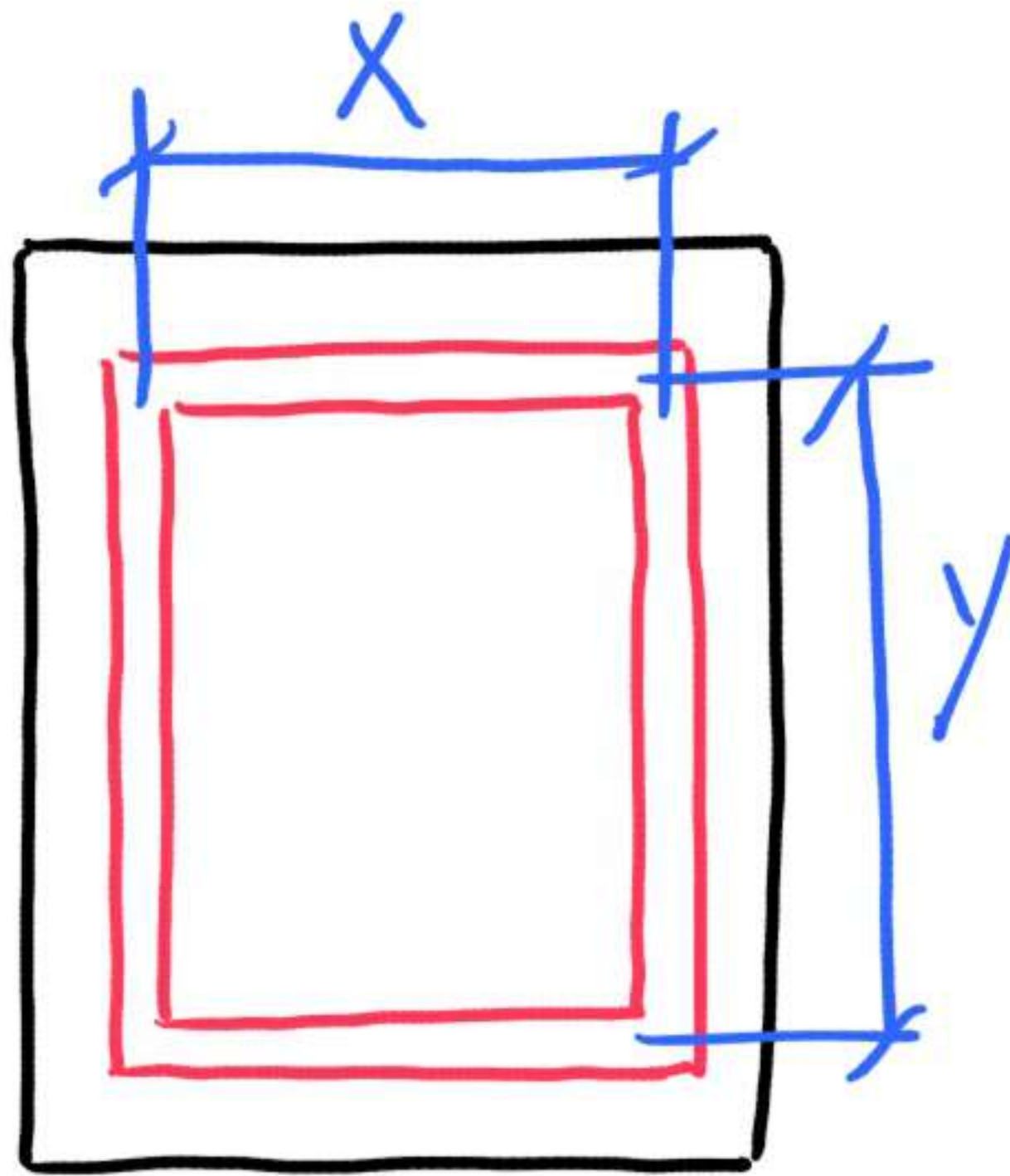
$$\frac{156 \text{ mm}^2}{2070} = S = 0.075 \text{ m} = 75 \text{ mm}$$

لترینه ۲

128

$$b_w = 400$$

$$d = 525$$



$$V_u \leq 5 \phi V_c$$

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

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

129

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

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

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

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

حل تست ۳۵ اردیبهشت ۹۷

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

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

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

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

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

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

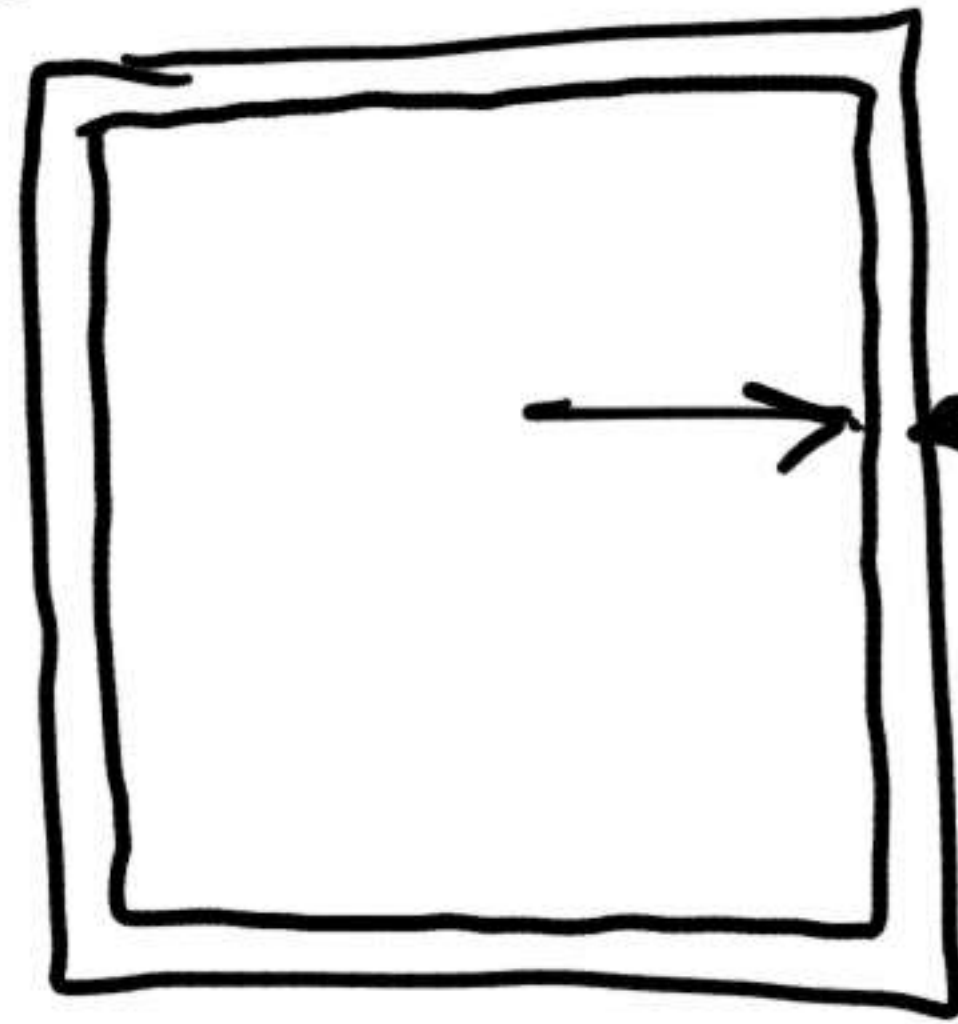
* نکته: در مواردی که مقطع مدار نازک باشد یعنی

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

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



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

$$B_u < \phi B_n$$

$$\phi = 0.65$$

اگر A_2 در تمام الف
وجهی بزرگتر از A_1 باشد

$$* B_n = \min$$

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

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

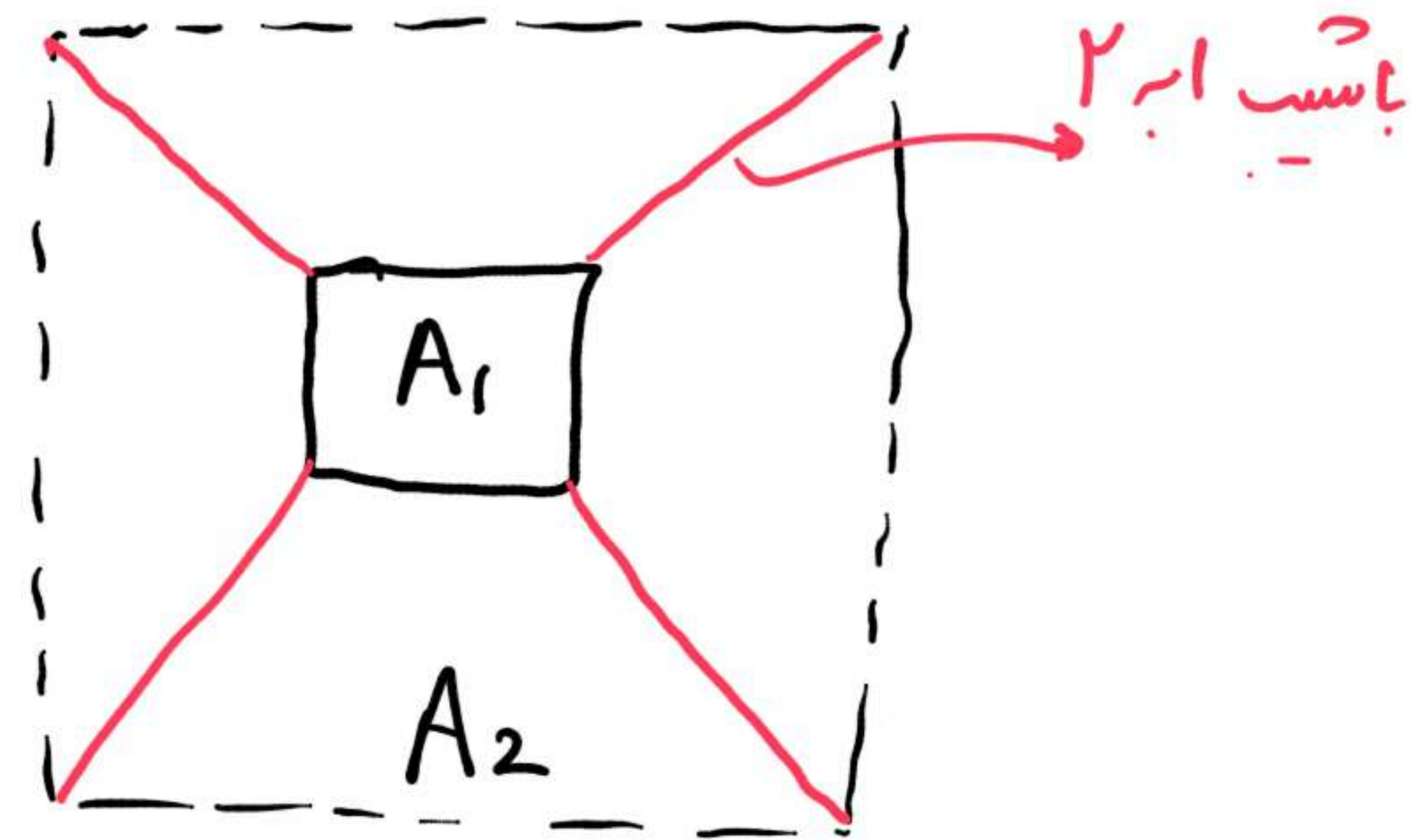
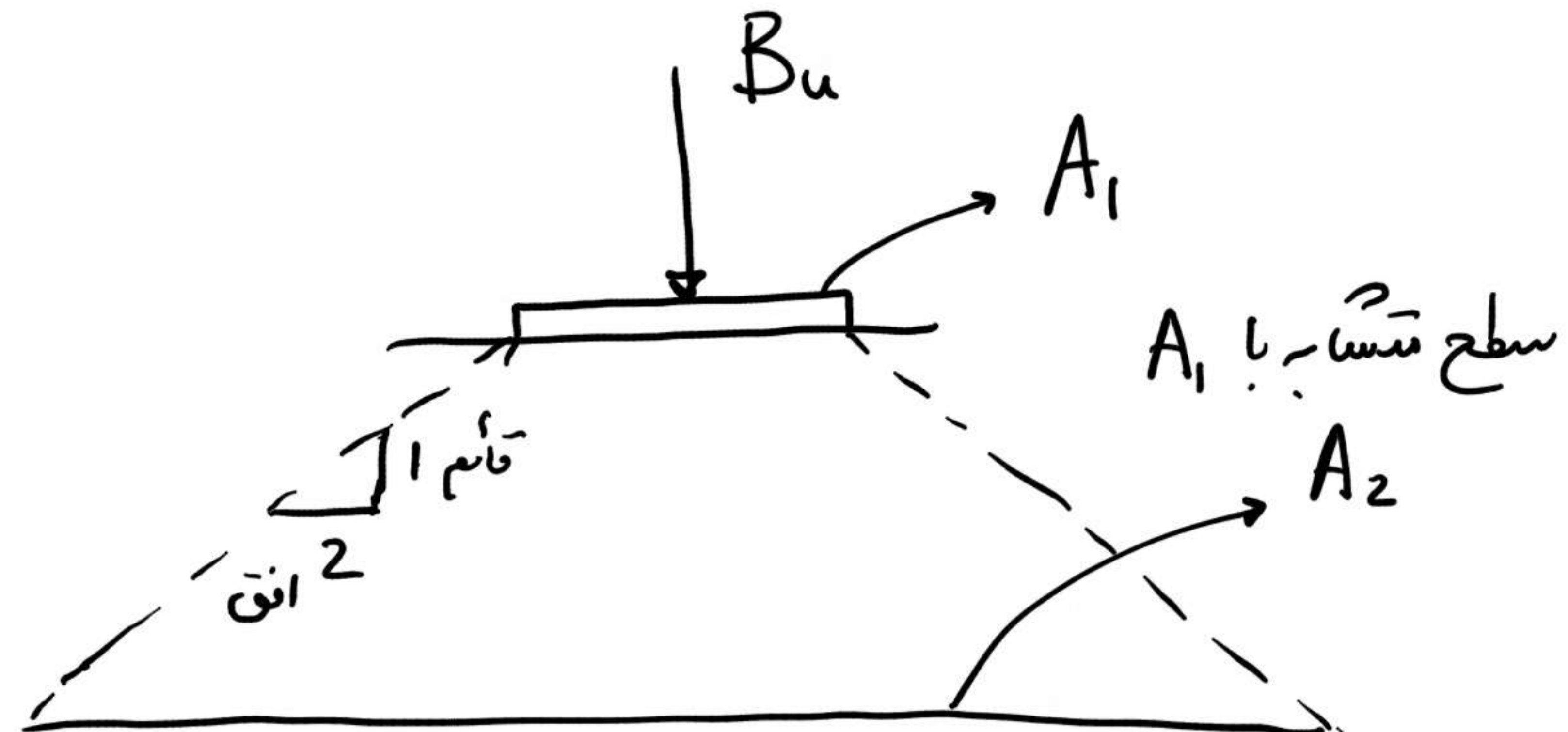
در سایر موارد

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

مثل سقف‌های کناری و لبه

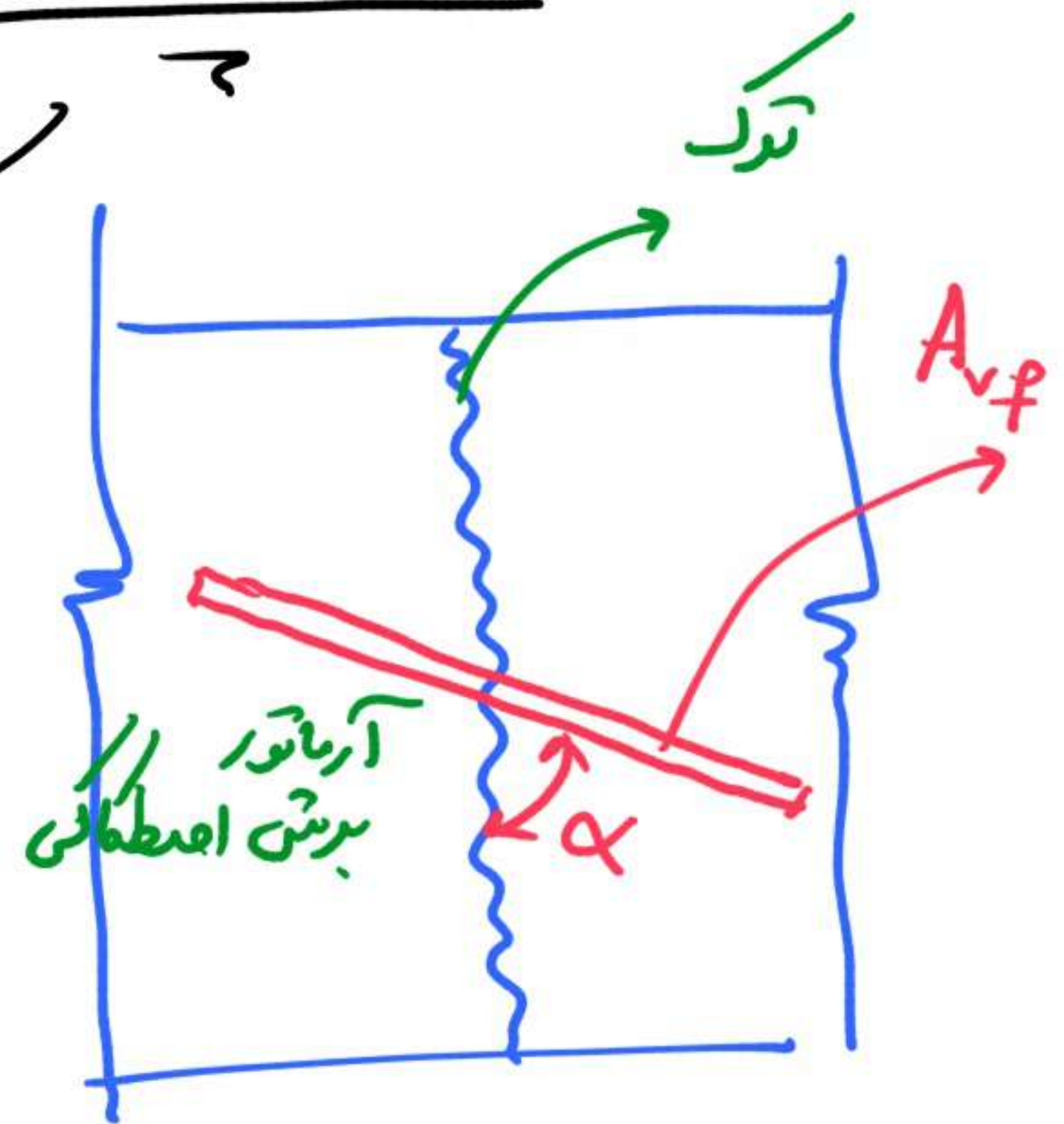
131

* مقاومت انکشی



* مقاومت برش اصطفاکی

* حدالتر مقاومت تسلیم قابل استفاده برای آرماتورها برش اصطفاکی 420 MPa است.



توضیح میلگرد در صنف برش اصطفاکی

در تصویر R22.9.4.3b

ACI 318-19

مقاومت طرایی

$$V_u < \phi V_n$$

0.75

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

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

132

اگر آرماتور اصطفاکی نسبت به صنف برش مورب باشد و موجب لیس در میلگرد شود

ضرایب μ برای بیش اصطکاکی از جدول ۸.۹ - ۱۴ 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

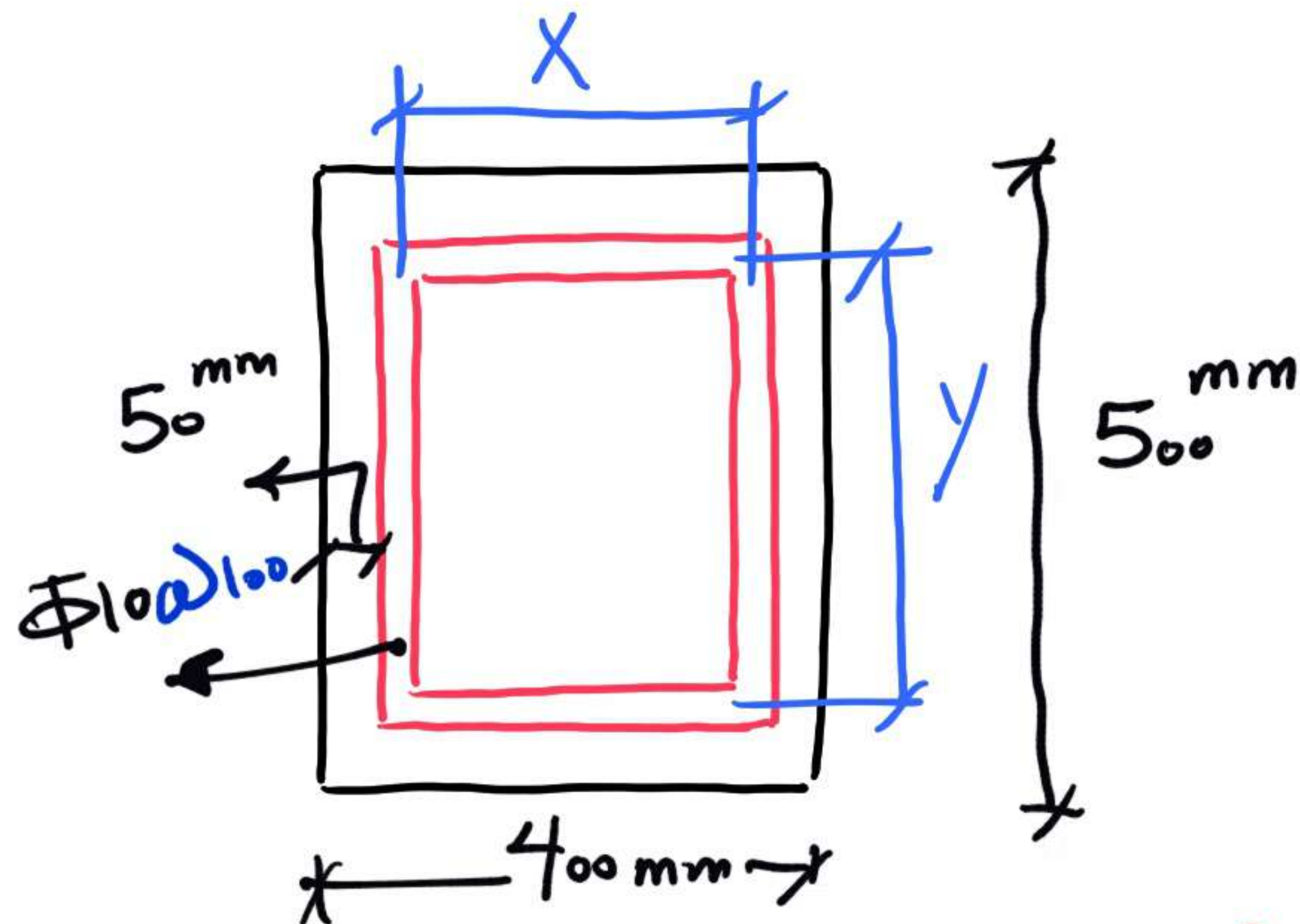
ظرفیت برشی

مقاومت مورد نیاز T_u

$$\phi T_n = 0.75 \times 51 = 38.25$$

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

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



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

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

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

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

$$T_n = 1.7 \times 113100 \times 0.78 \times 340 = 5099000 \text{ N.mm}$$

$$50.99 \text{ kN.m}$$

مقاومت برشی

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 -

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

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

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

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

الاسف

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

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

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

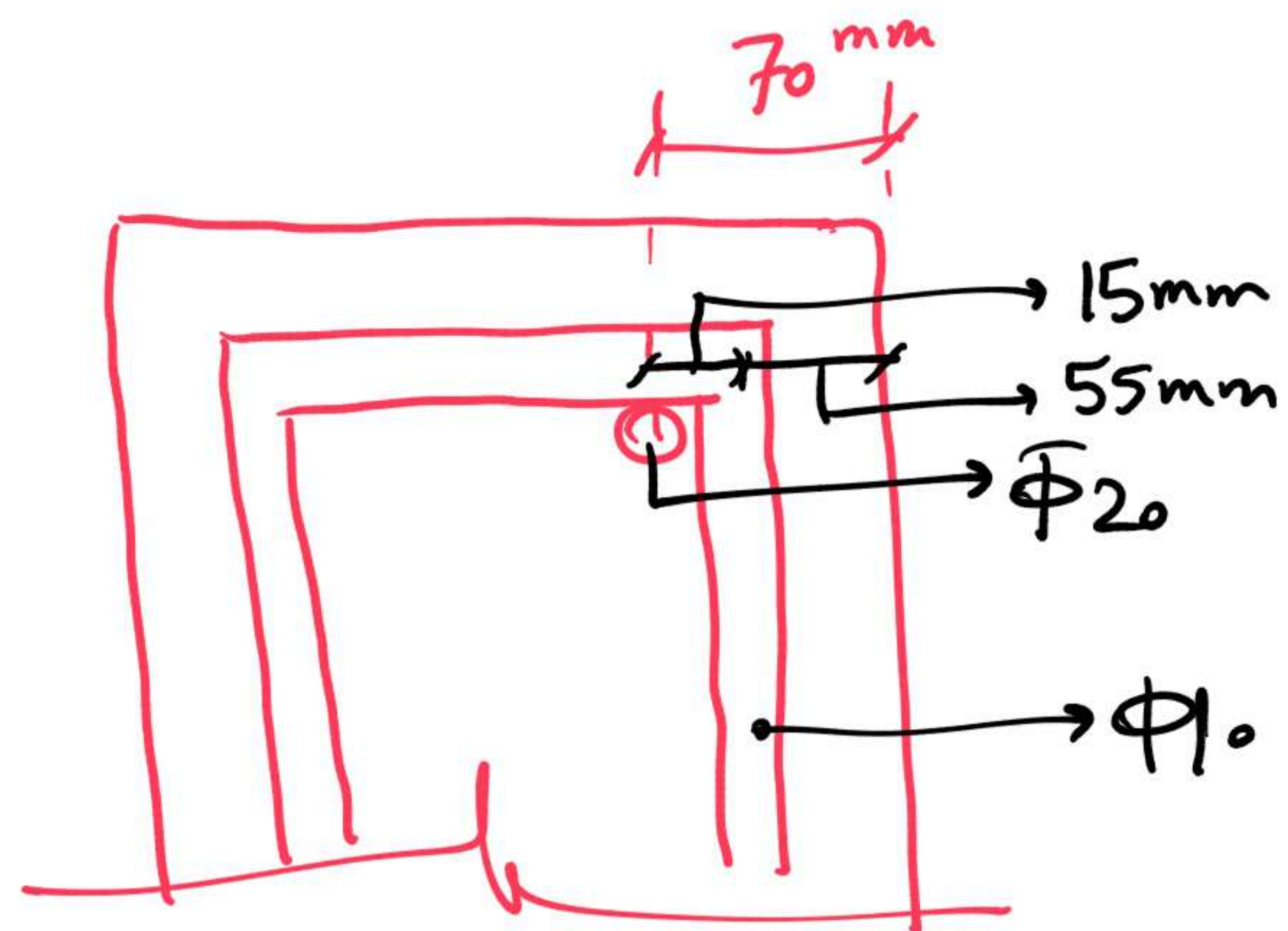
$$Y = 500 - 2(55) = 390$$

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

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

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

الاسف
بسبب
الانحراف
في الحساب



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

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

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

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

راہِ طیبہ کی طرف سے برہمن تین
درم ہار دی کہ خدا قل اکرماتو
برہمنی در قطعہ استفادہ
حدہ ہائے

حل تست :

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

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

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

38) 0.75 0.183 187 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

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

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

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

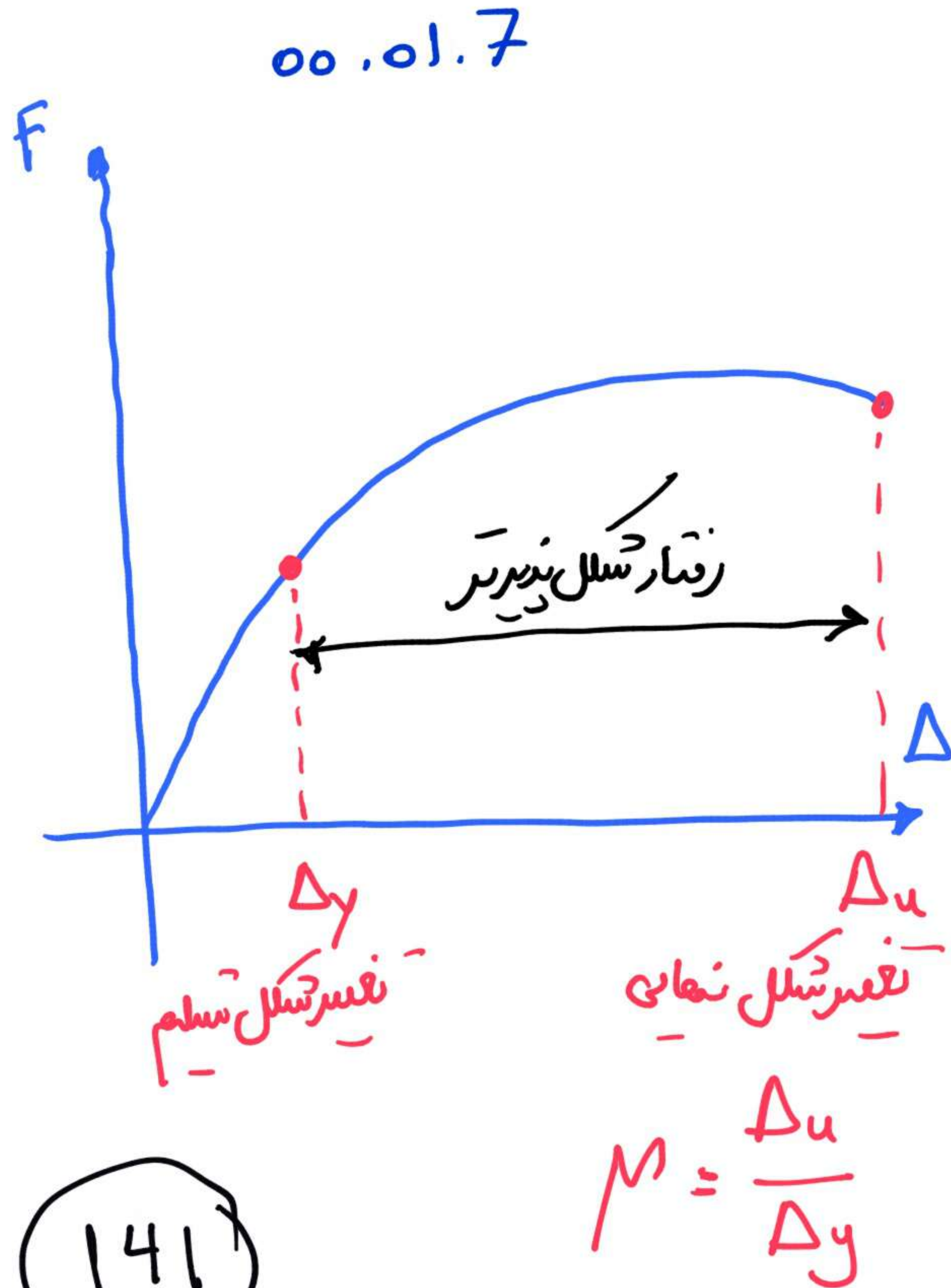
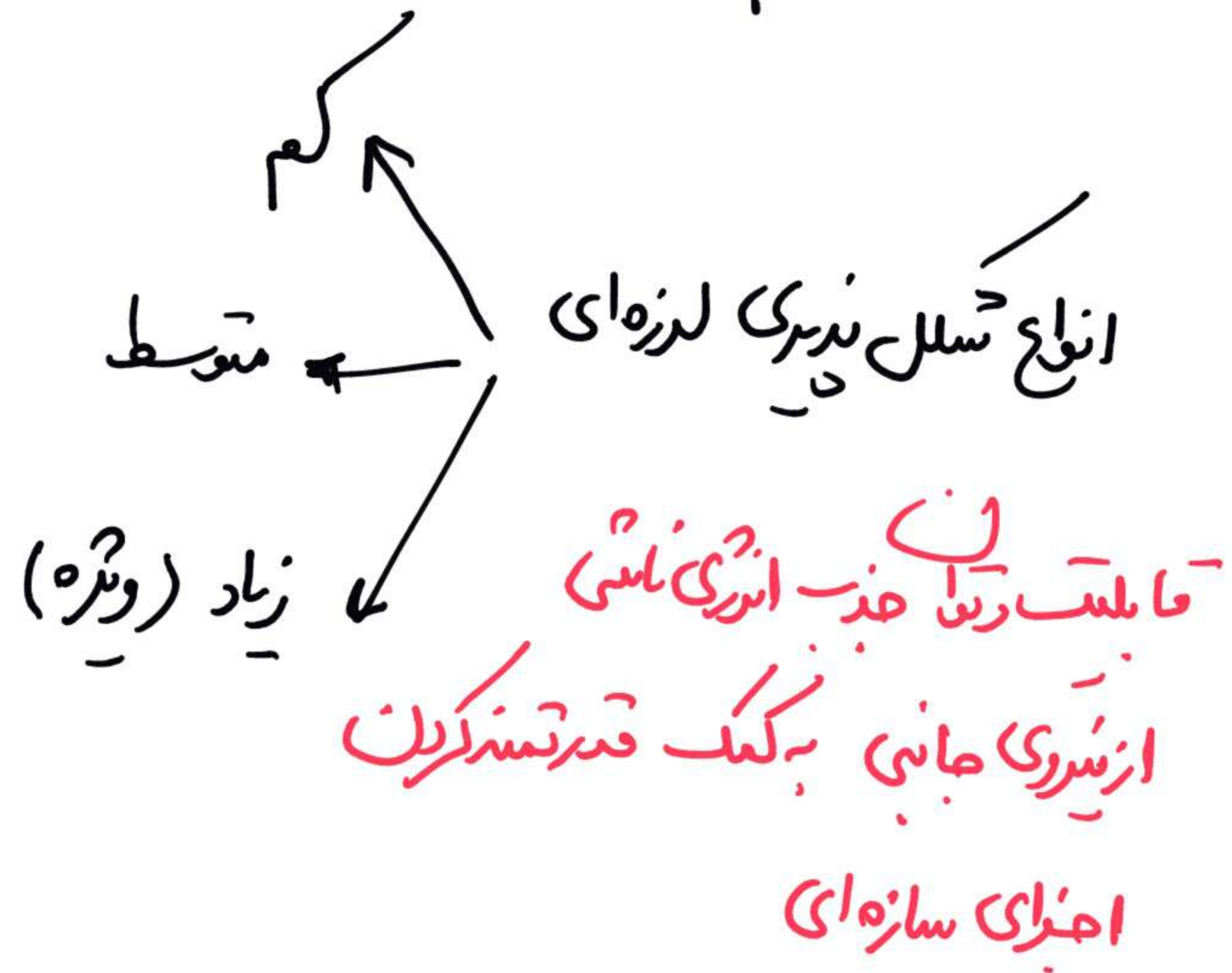
$$2\Phi 8 = A_v$$

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

"11"

140

ملاحظات فصل بیستم - لرزه‌ای



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

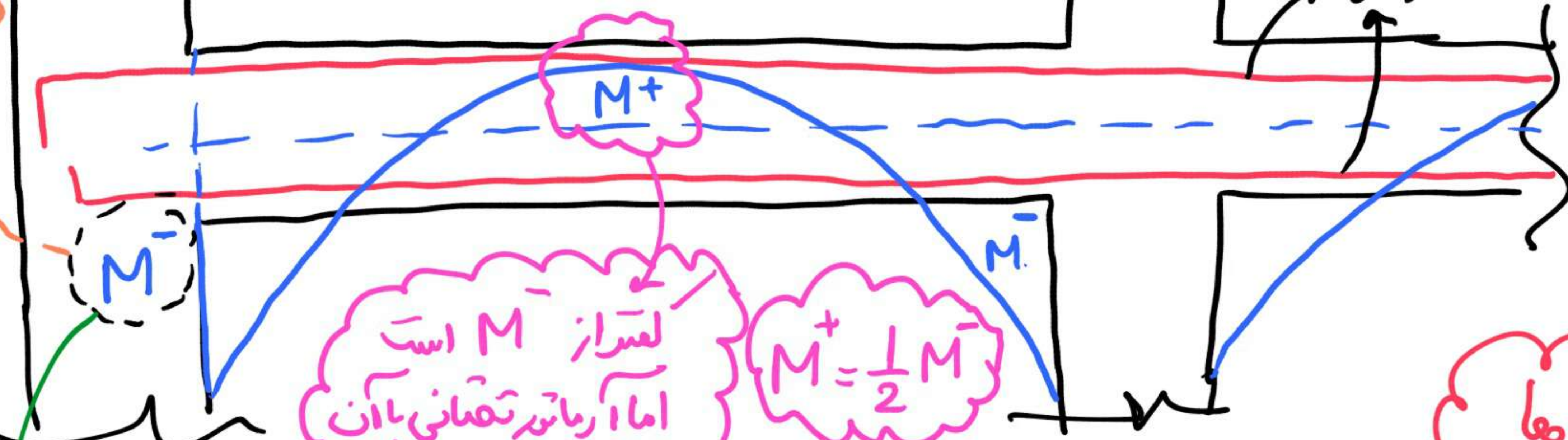
حالت مسای $M_u \leq \phi M_n \rightarrow M_u = \phi M_n$

طراحی تحلیل

* شکل پذیری کم

عوامل 2 میلر سراسری

معمولا Max است
آرماتور خوانات



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

سرها

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

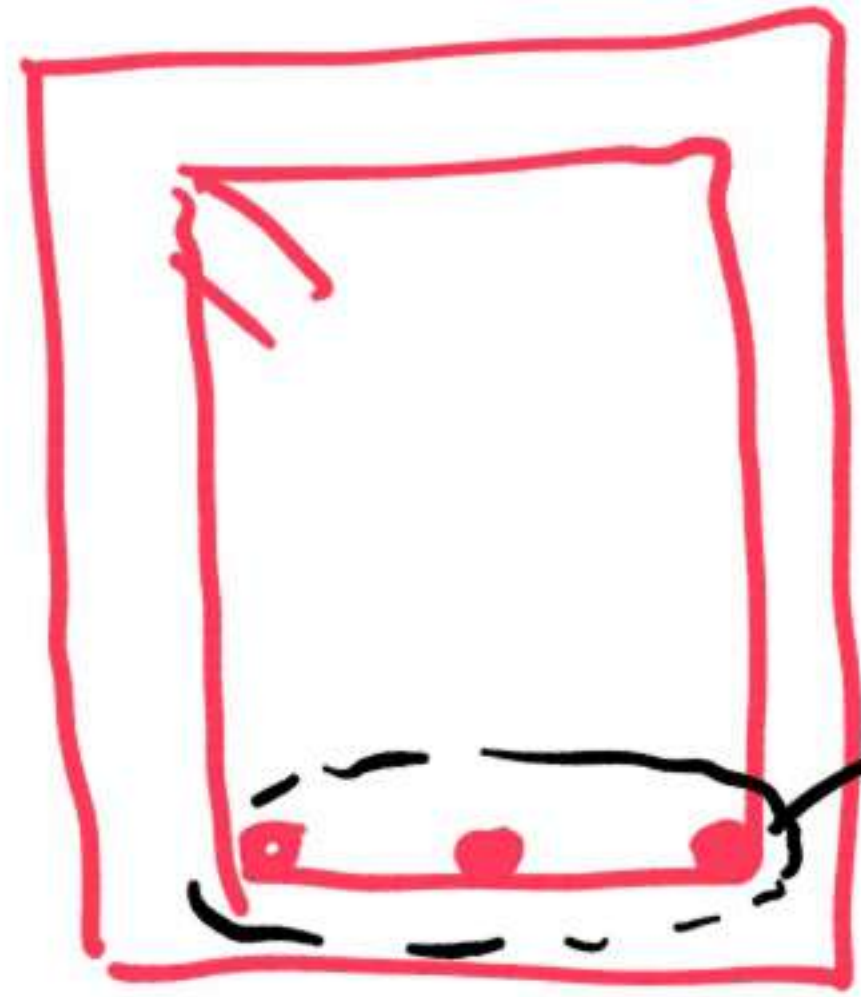
مقاومت موعود

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

ظرفیت خمشی

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

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

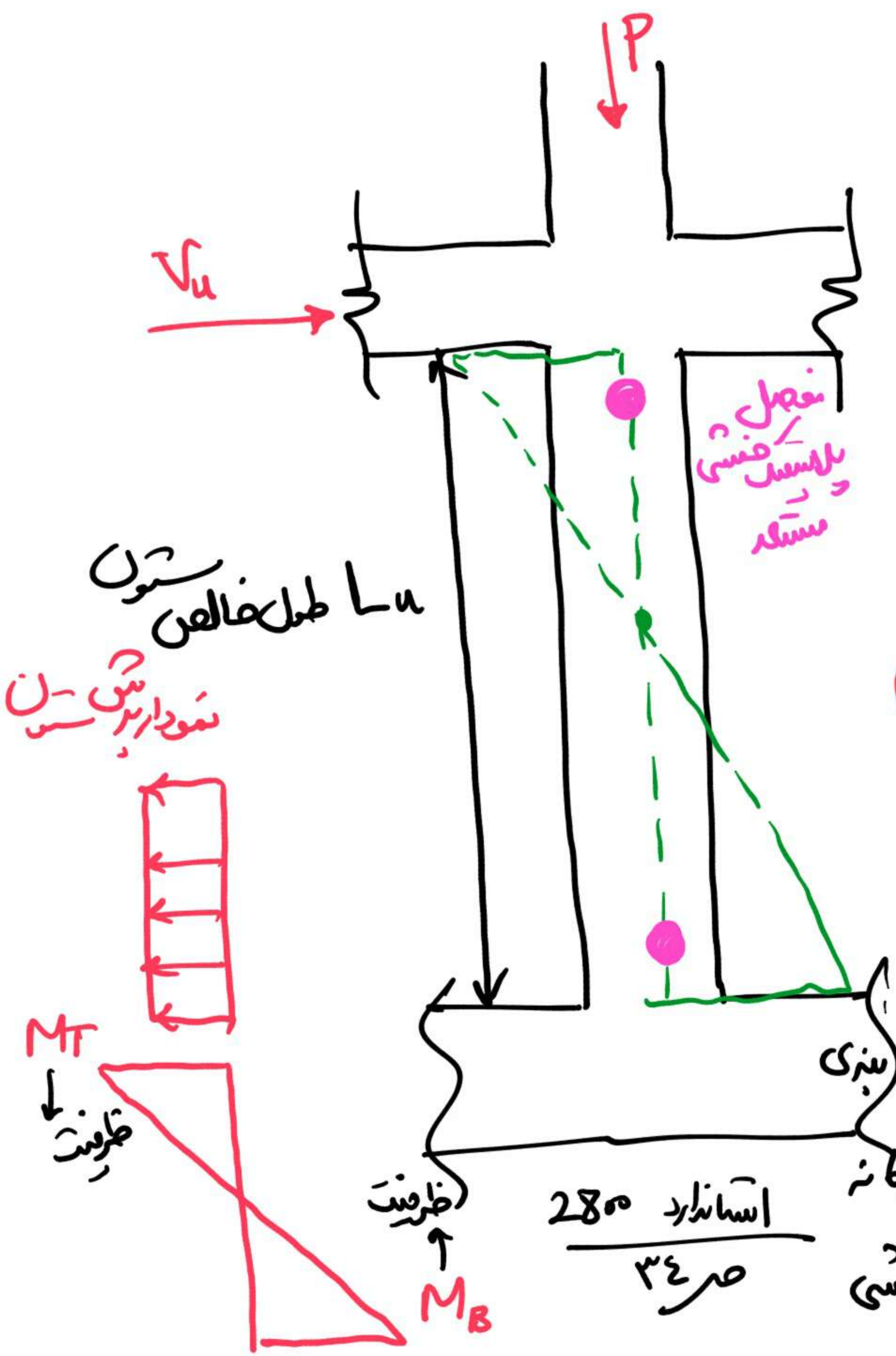
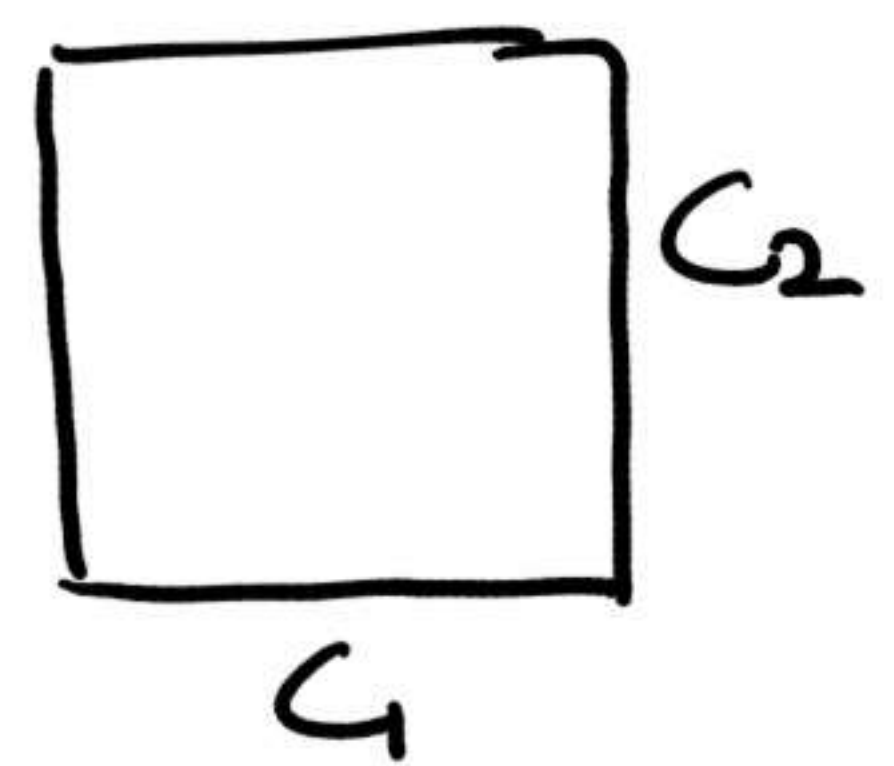


A_s^+ ؟

برای حداقل $\frac{M_{max}^+}{4}$
طراحی شوند

ستونها - ستون‌های ندری کم

ابعاد ستون



$L_u < 5C_1$

برای بیش داریم
یا $\phi V_u = \min$

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

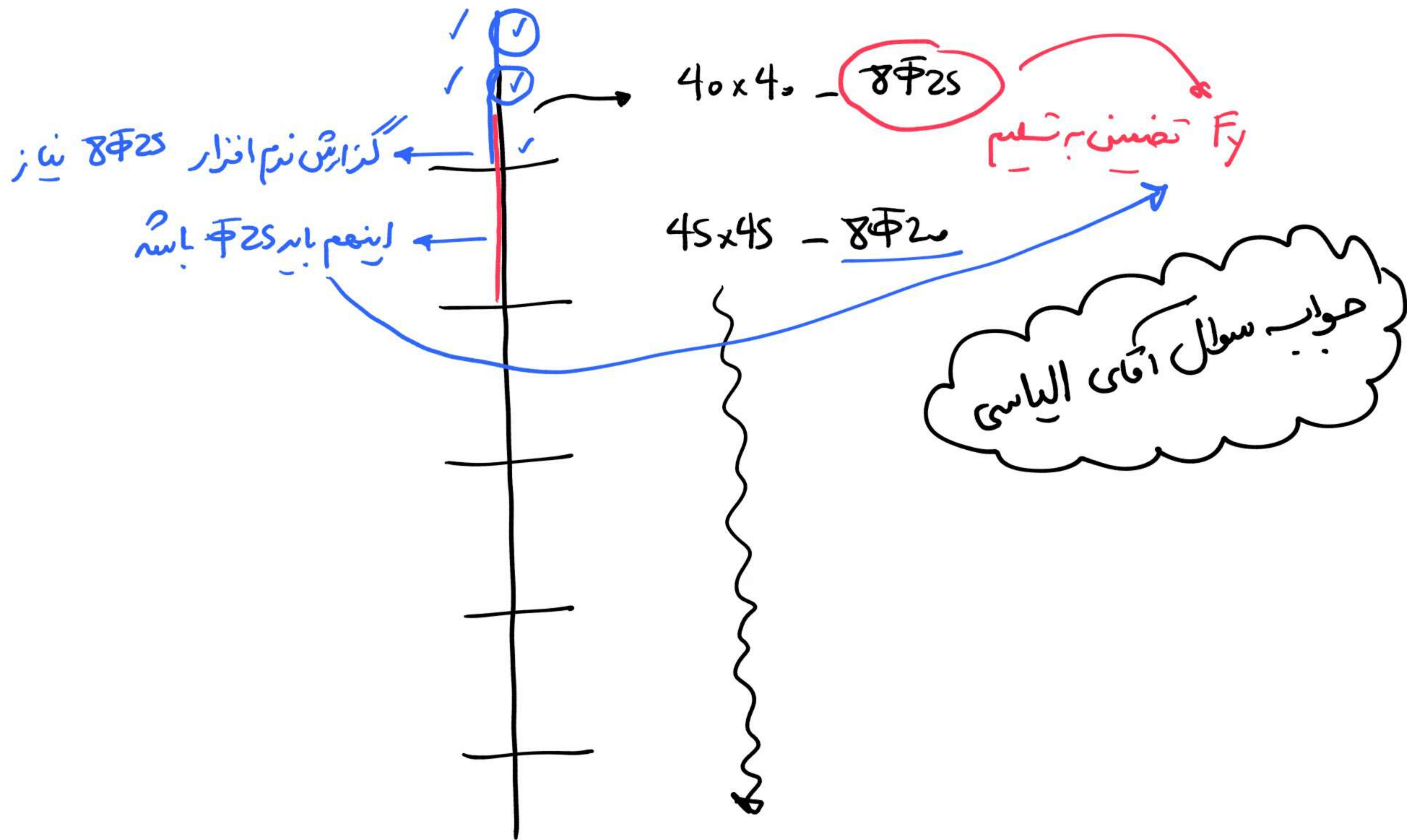
از ترکیب $R_n E$: V_u

ضریب اضافه مقاومت

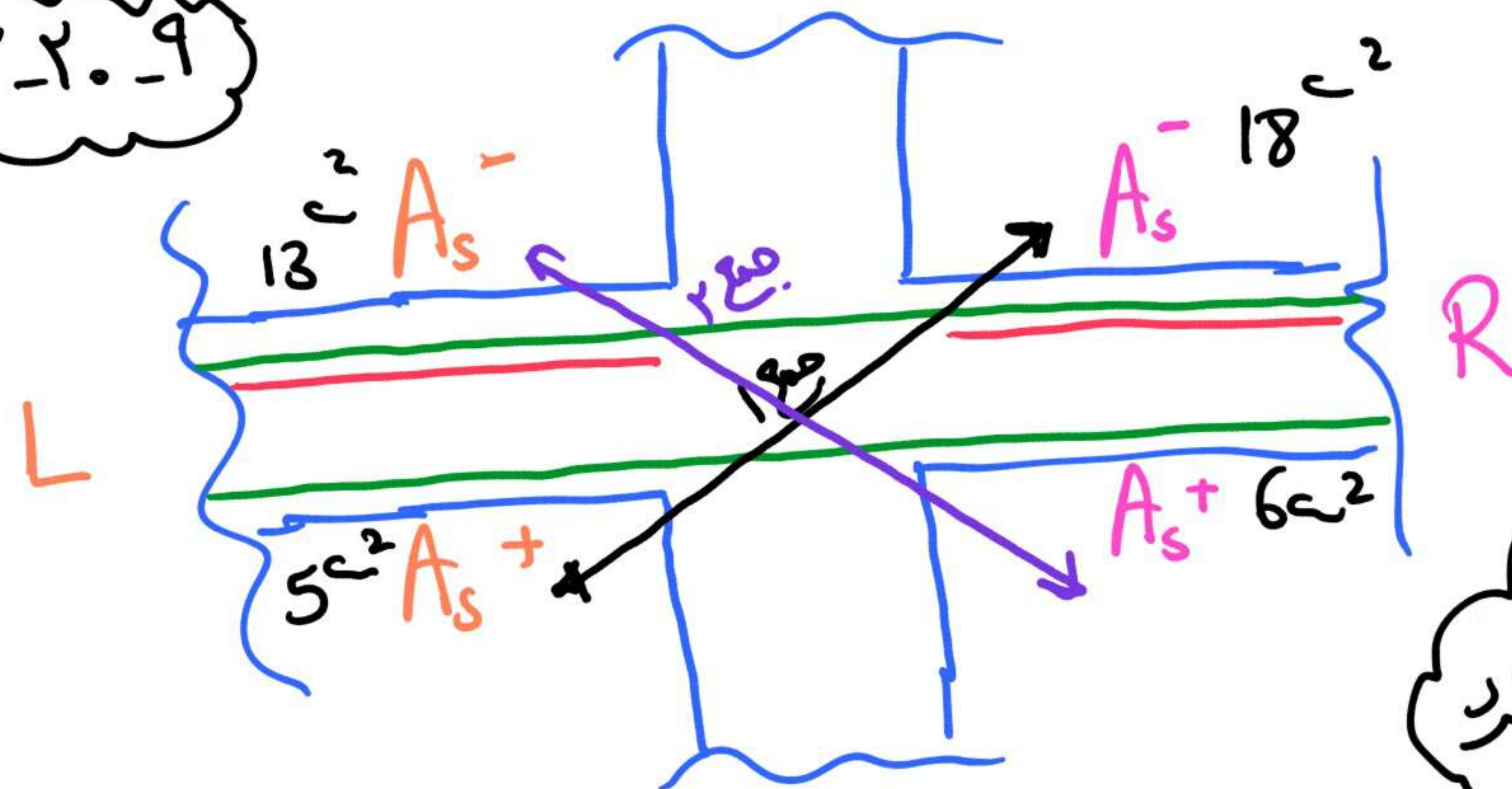
سیستم‌های سازه‌ای

2	مقاومت ندری
2.5	دوگانه
3	فضی

استاندارد 280
صر 34



۳-۳-۲۰-۹



$$\max : (\text{جمع } 1, \text{جمع } 2) = 23 \text{ cm}^2$$

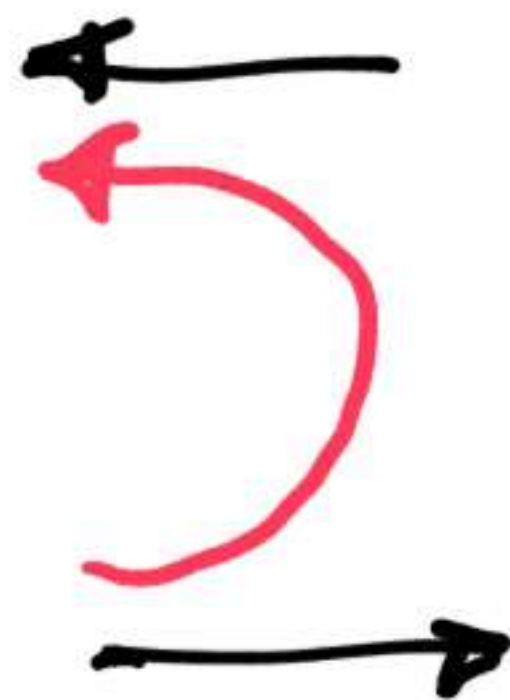
نیروی برشی ناشی از محسوس نیروهای
طرفین

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

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

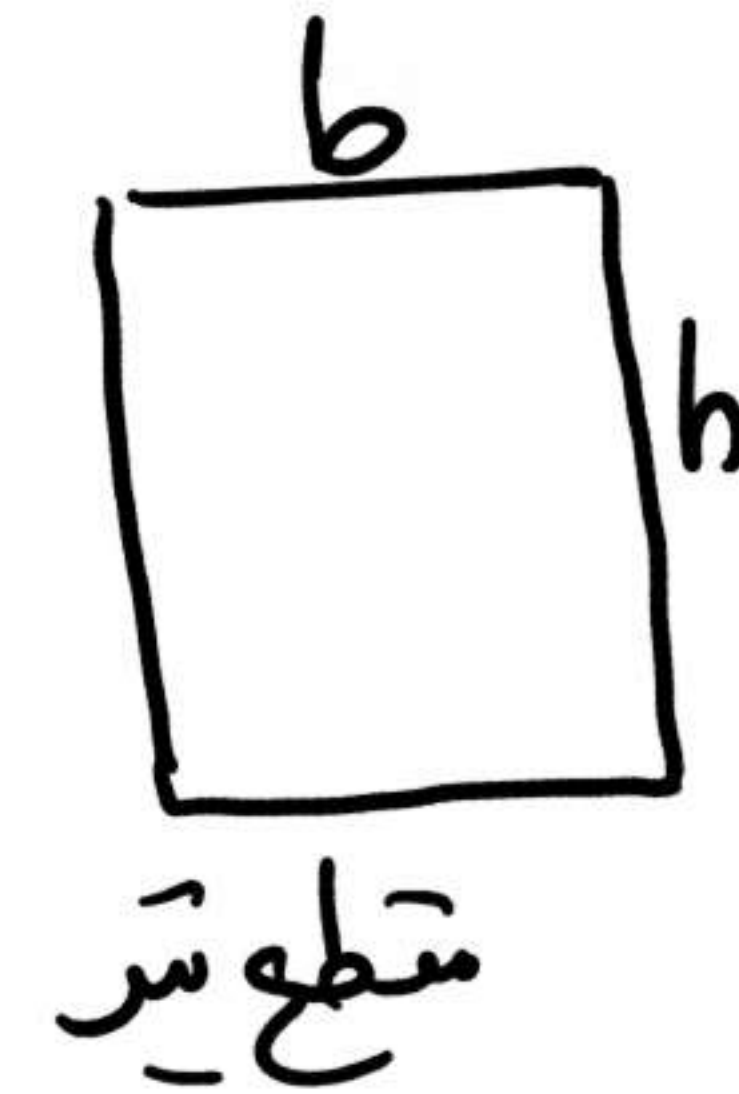
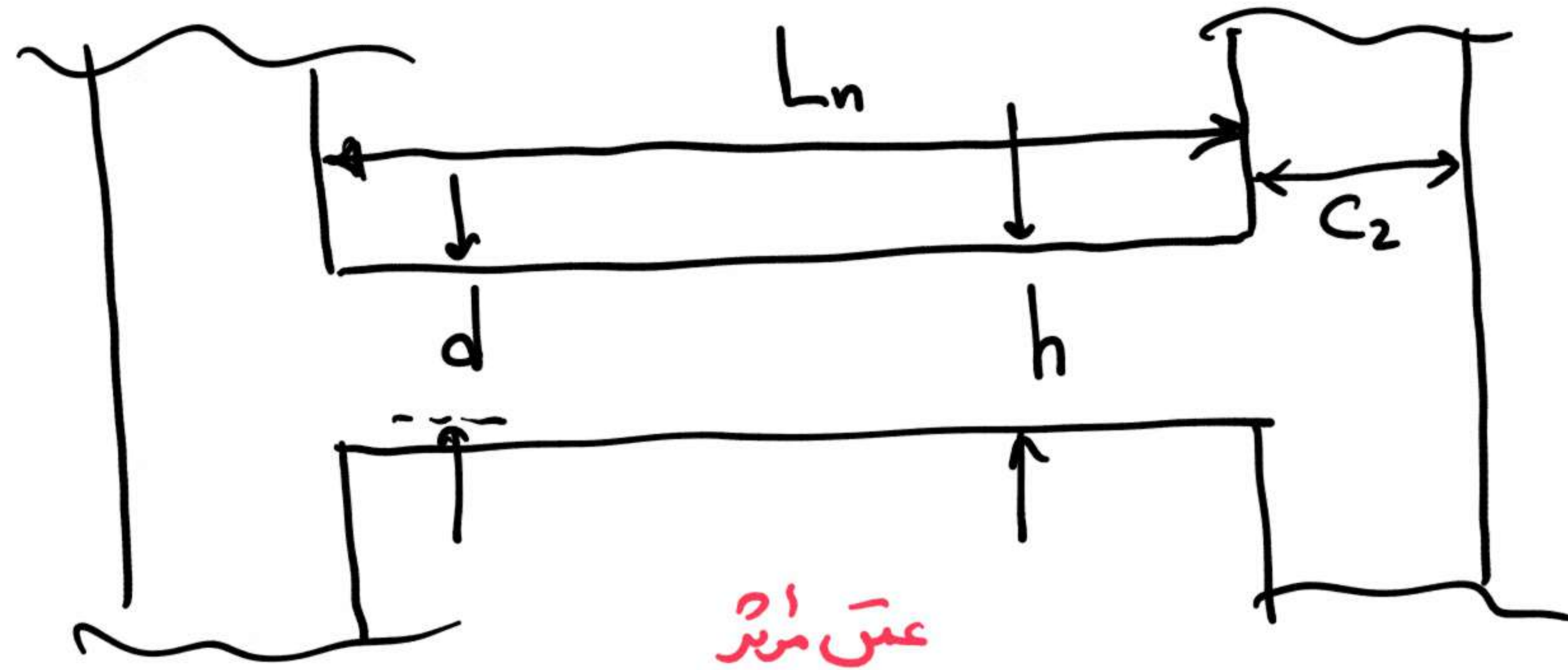
در محسوس اتصال

92 ton



* روابط شکل زیری متوسط

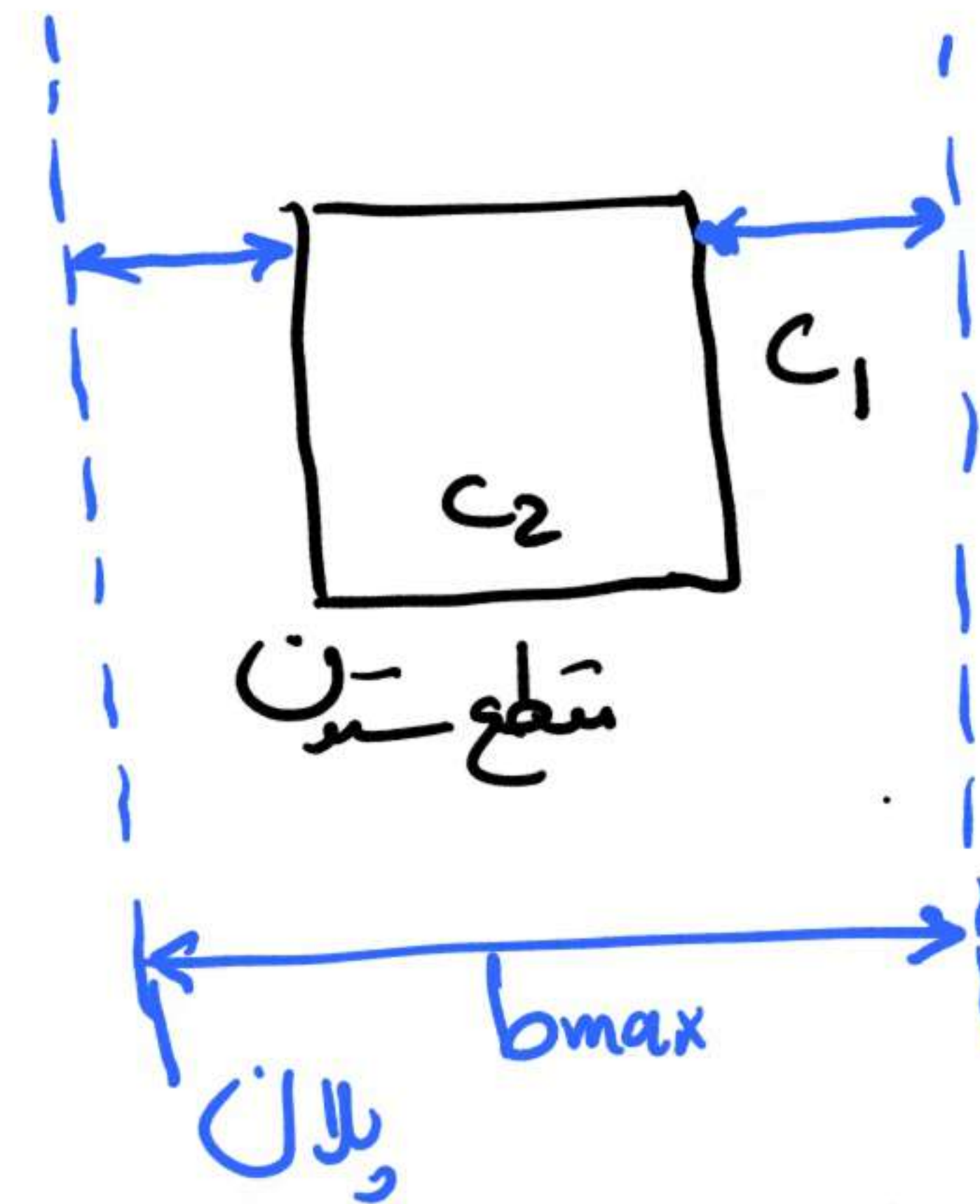
محدیت بندی



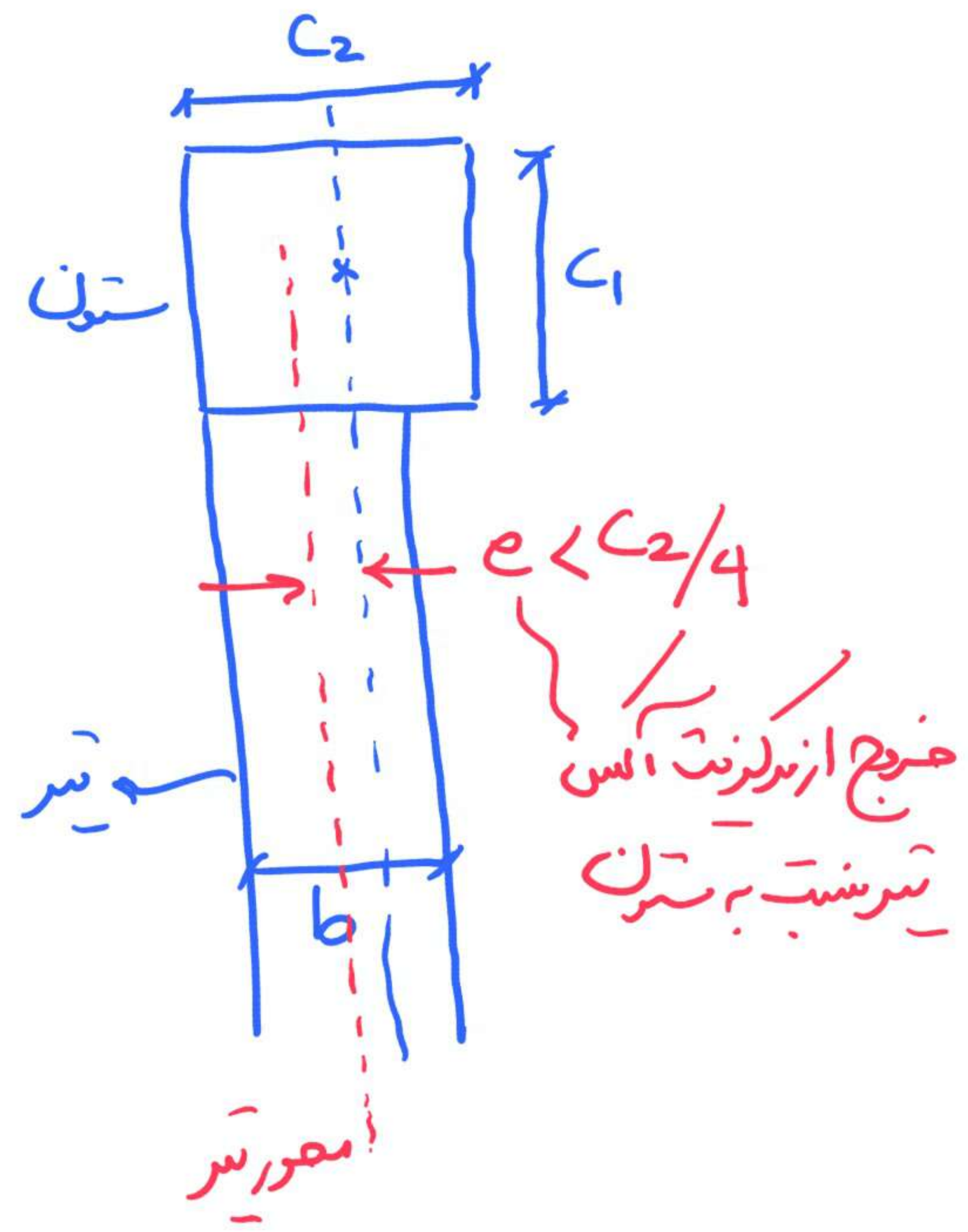
1) $L_n \gg 4d$ یا $d \leq L_n/4$

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

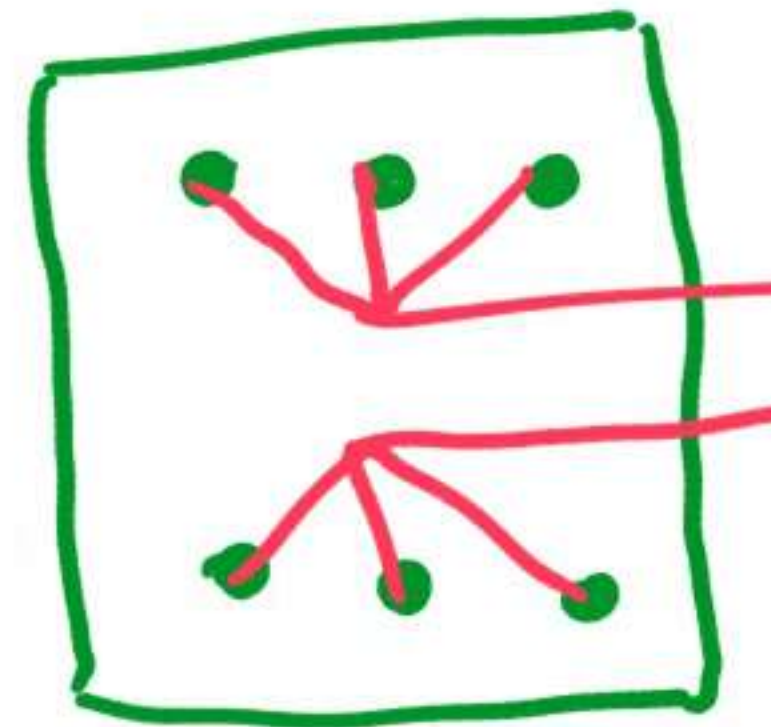
3) $b_{max} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} c_2 + (2 \times 0.75)h \\ c_2 + (2 \times 0.25)c_1 \end{array} \right.$



4)



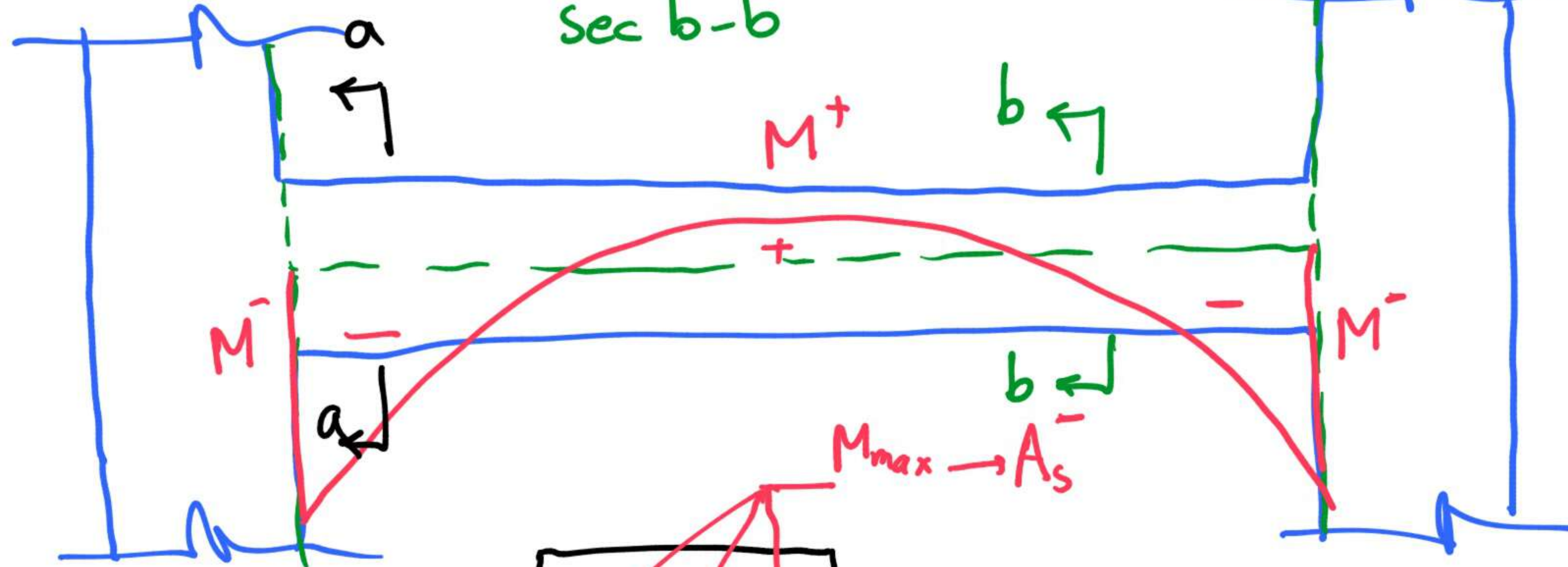
* اے توجہ طریق (سٹیل پیرک مٹرط)



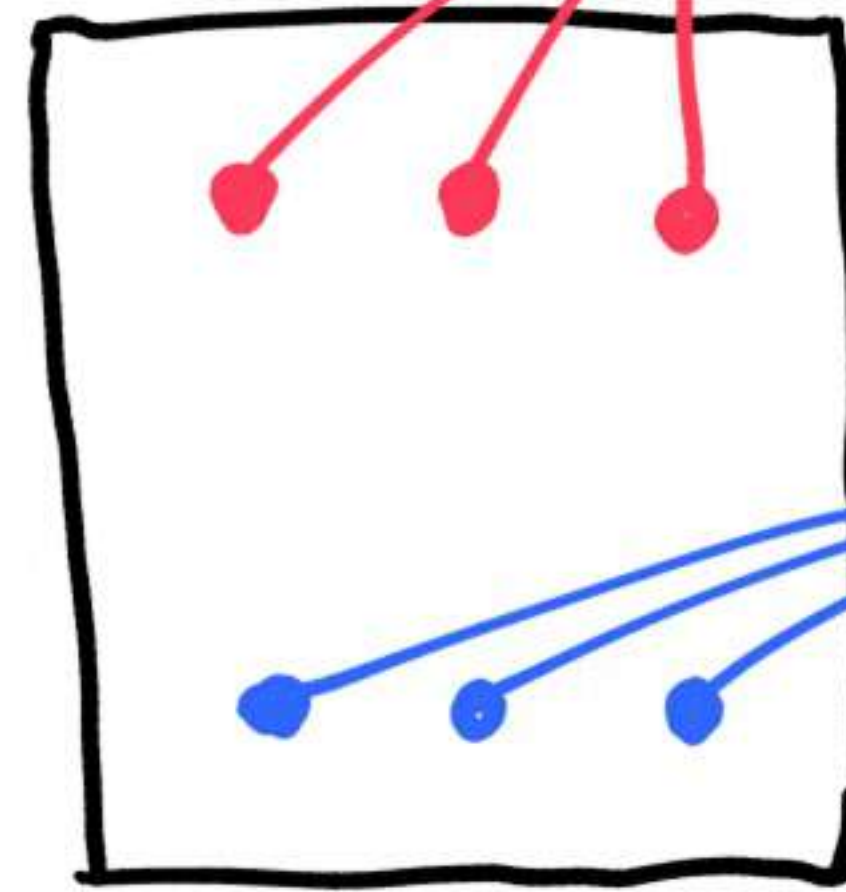
sec b-b

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

عدد 4
سٹیل پیرک ویرہ



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



sec a-a

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

نظیر کنفرمنسی منی
تک ۶۰

عدد 2
سٹیل پیرک ویرہ

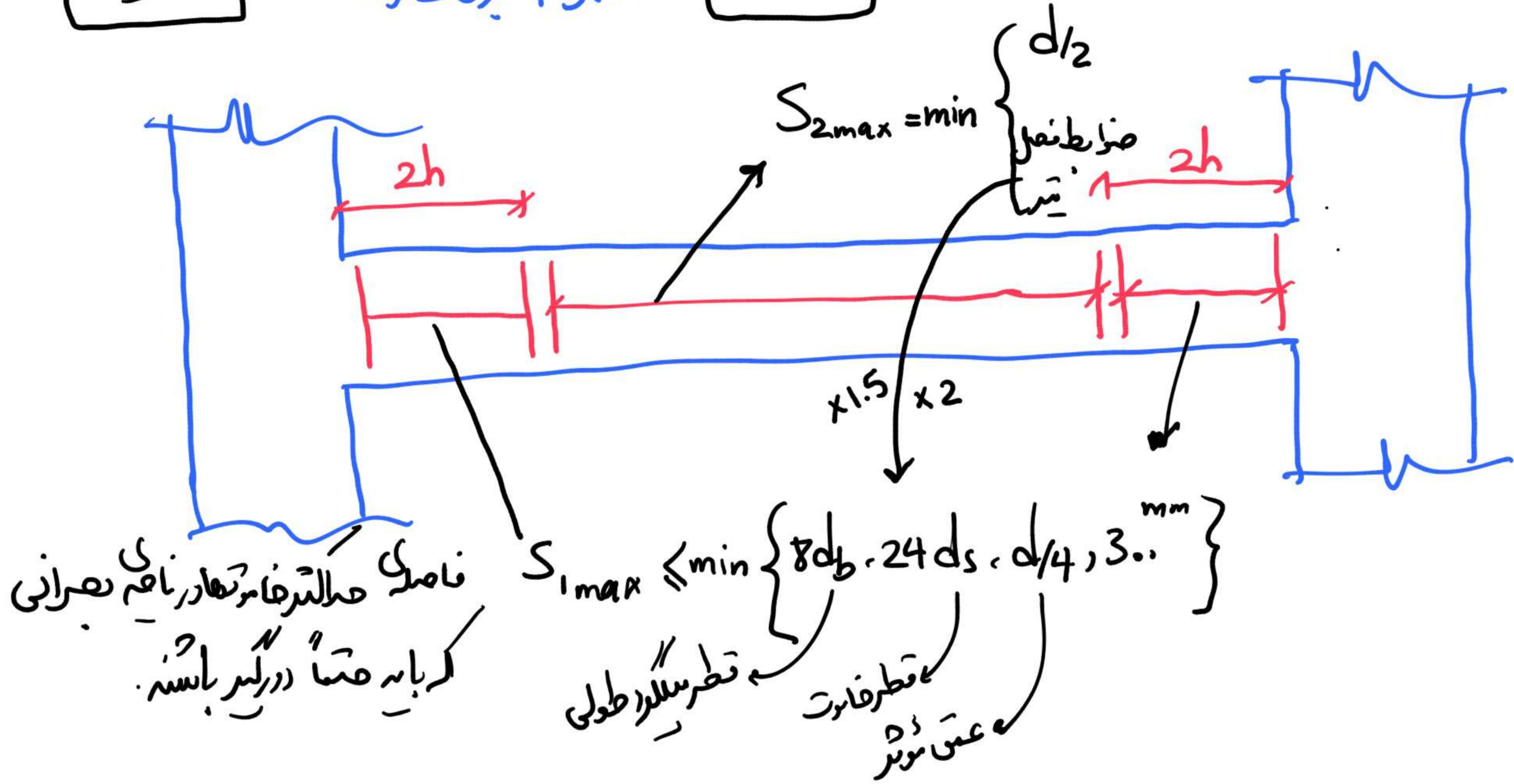
$$M_{max} = M^-$$

اگر راتر عرضی (خاموتها) شکل ندری متوسط

خاموت

قطر 8 برای خاموت

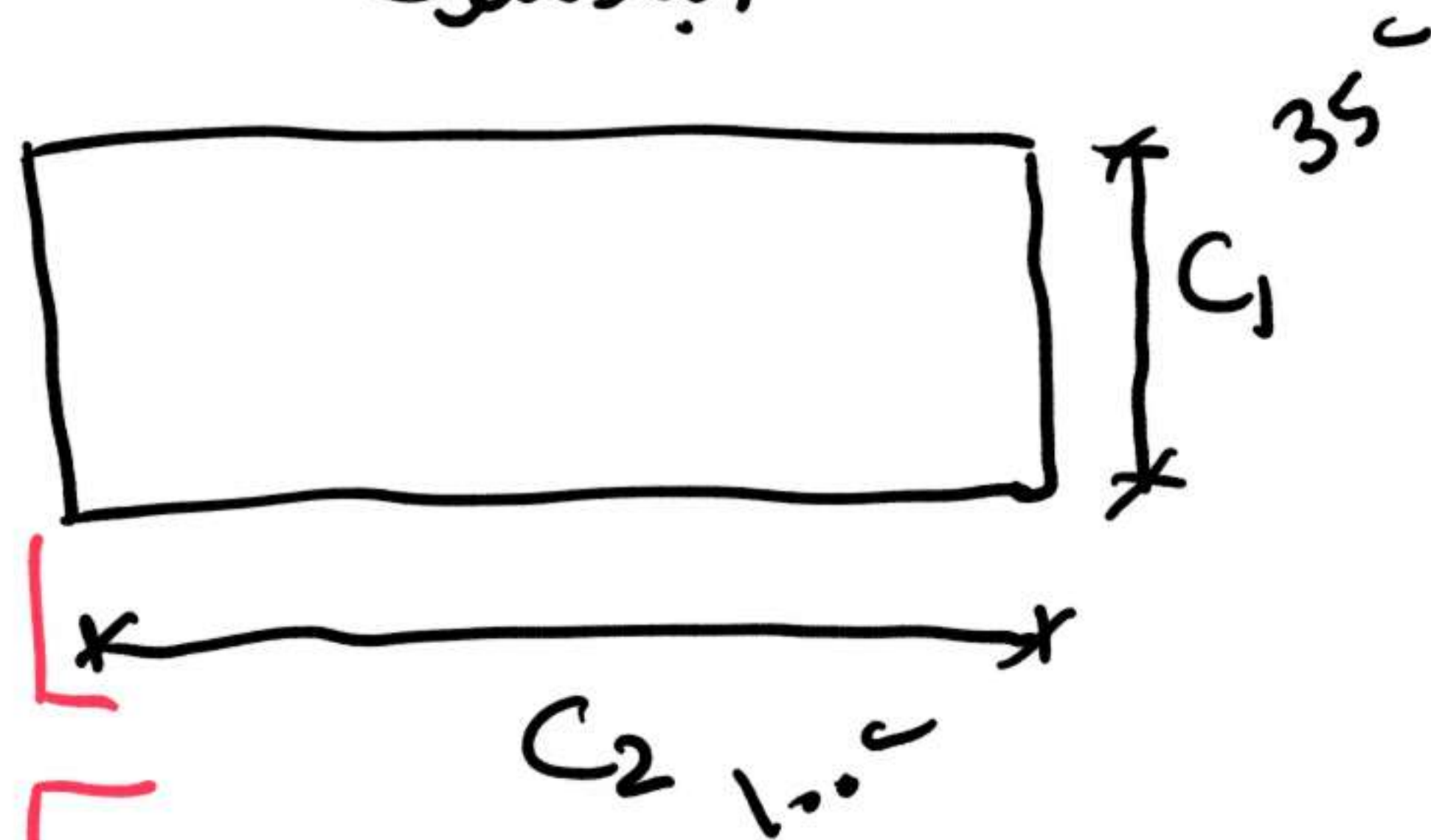
درگیر



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

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

ابعاد ستون



* ستونها در شکل بندی متوسط

* محدودیت هندسی

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

شرط لنگر لاغری محسوب می شود

$$C_1 > L_u / 25$$

ارتفاع خالص دیوار

$$h > h_u / 16$$

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

* اگر تاور طولی برای ستونها - شکل زیر متوسط

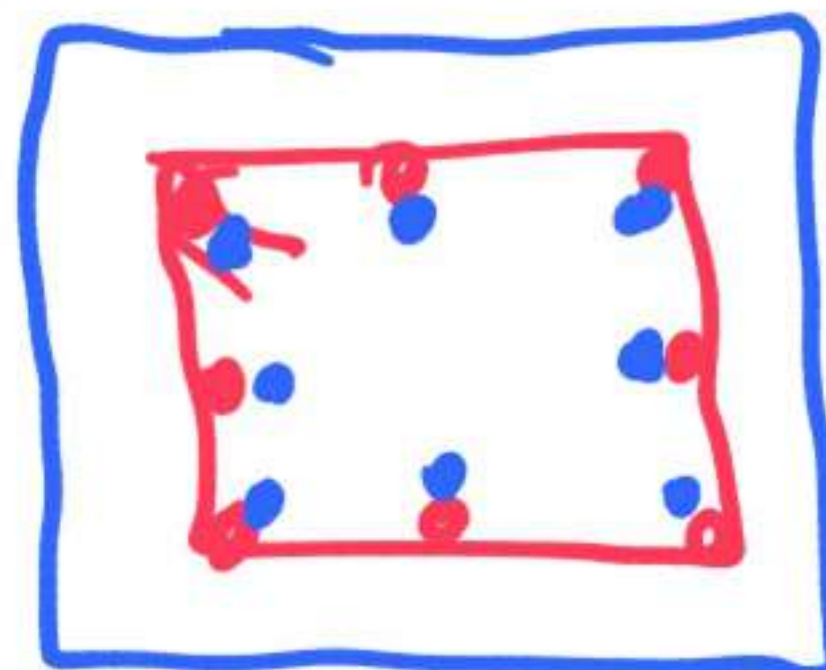
$$A_t \leq \rho \leq \frac{A_t}{b \times h} \leq 18$$

✓ در محل وصله 1/4

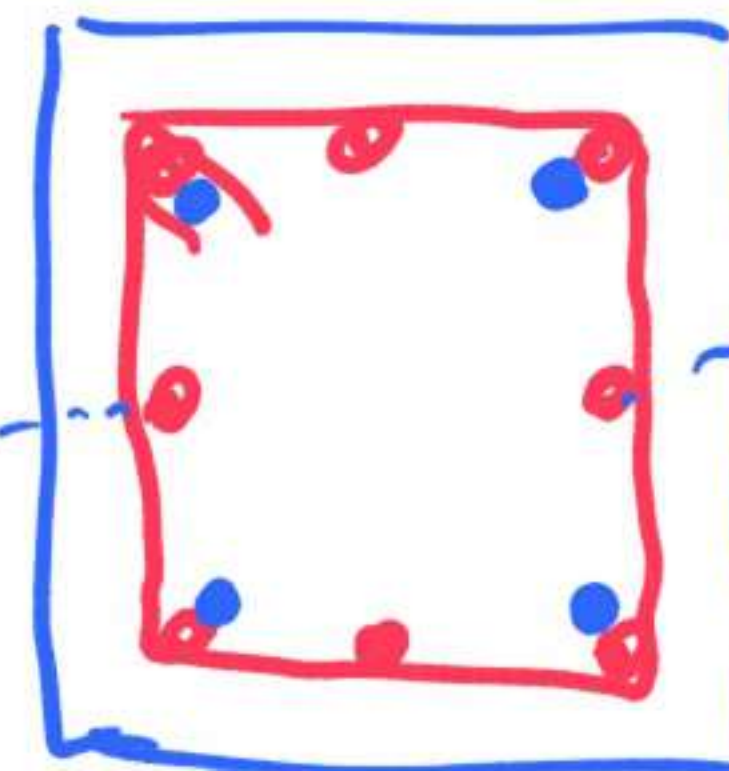
✓ امکان وصله به صورت یک در میان رقی فراهم است که طول وصله کمتر از $L_n/2$ باشد

طولی 1/4
رسمی 1/4

در وصله 270

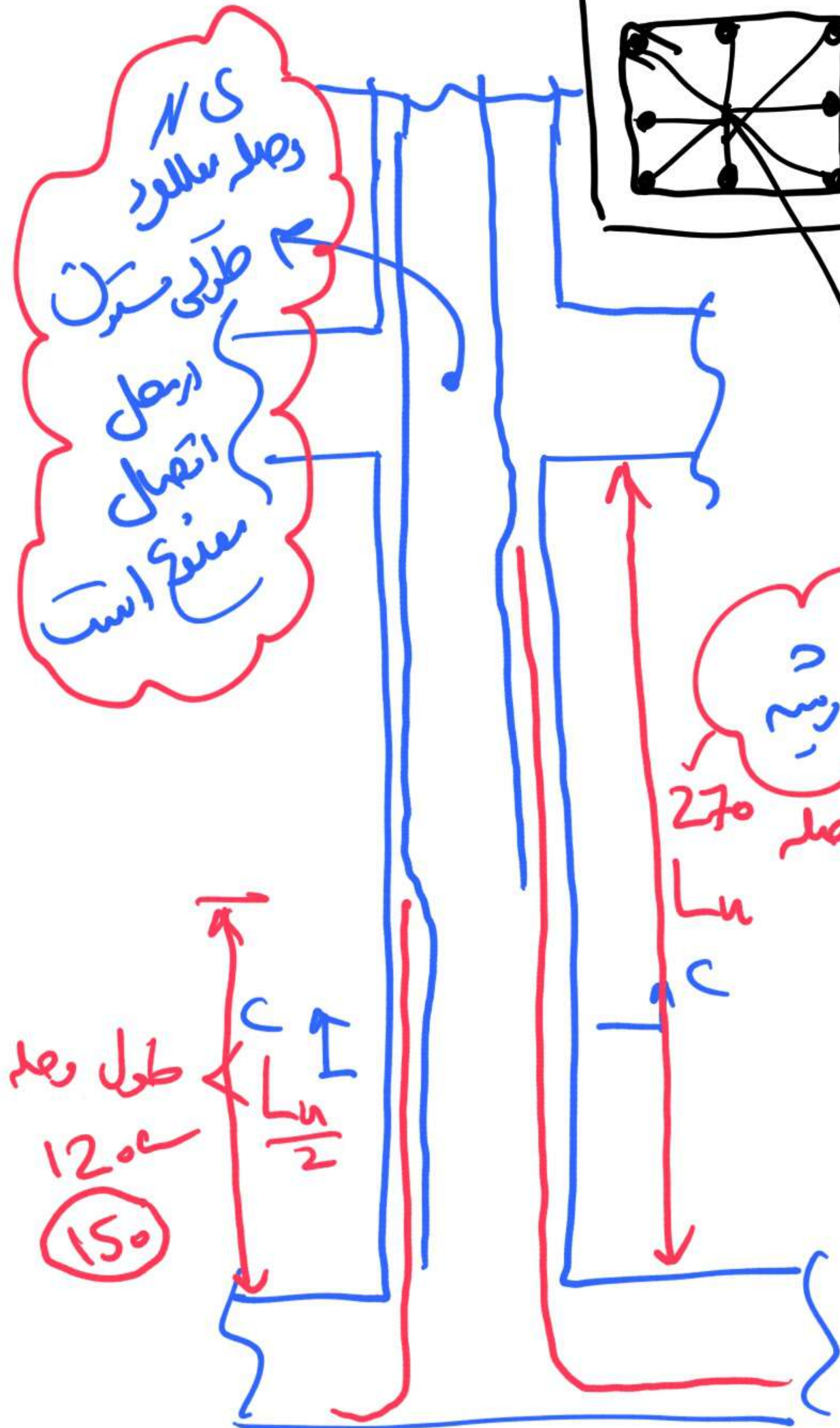


بالا تر وصله می کند



بالا تر وصله می کند

طولی 1/2
رسمی 1/4
6



وصله سلهورد
طولی ستر
در محل اتصال
ممنوع است

جلسه چهاردهم

۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲

اگر تیرها عرضی - ستون با شکل ندری متوسط

طول خالص ستون

ناحیه بحرانی

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

بزرگترین بُعد ستون

بر اساس ناصبی

اگر تیر عرضی در فصل ۱۲

۹-۱۲-۶-۷-۲

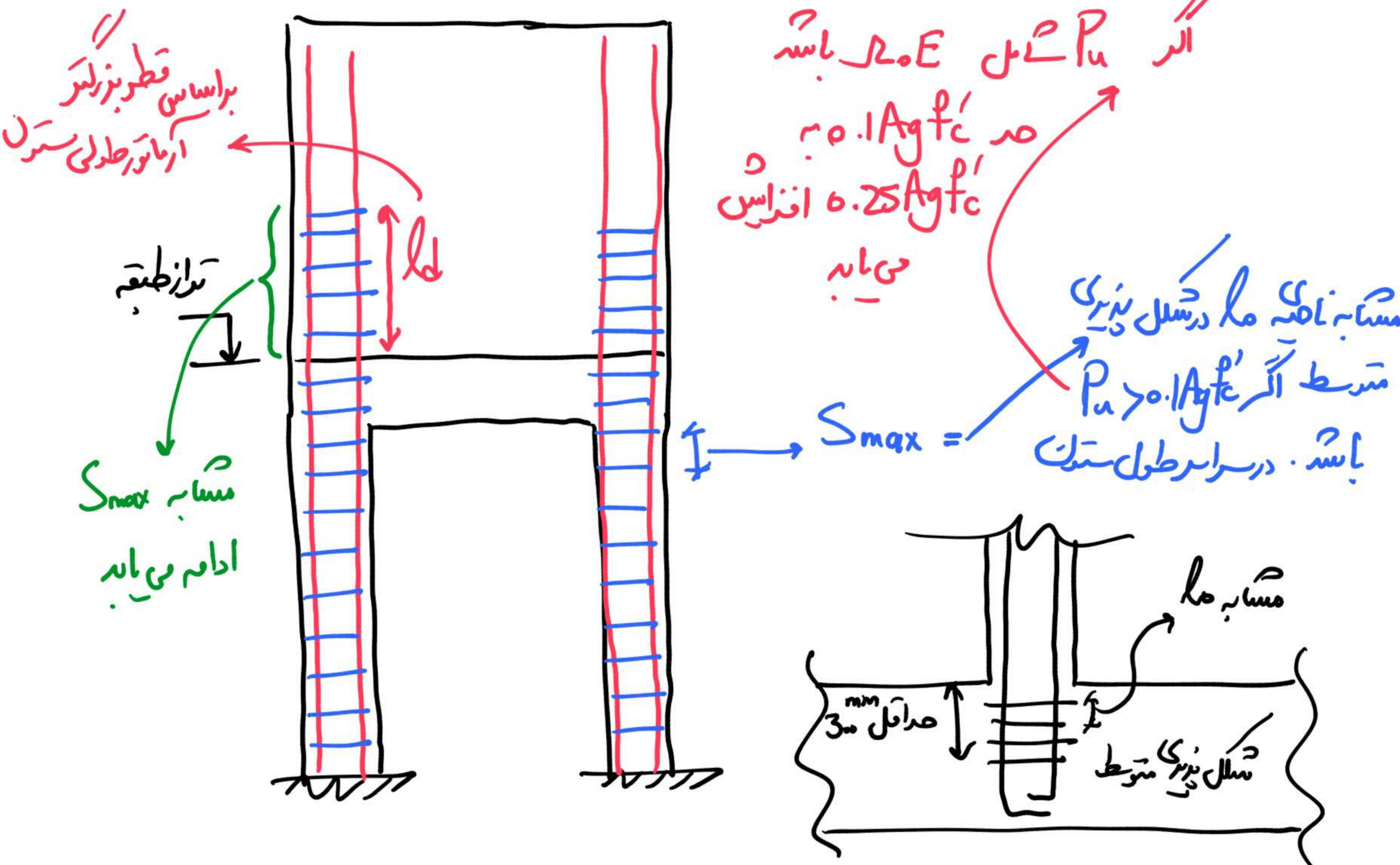
$\Phi_{min} = \Phi_1$ برای ثابت درگیر

ستونها در ناحیه l_0

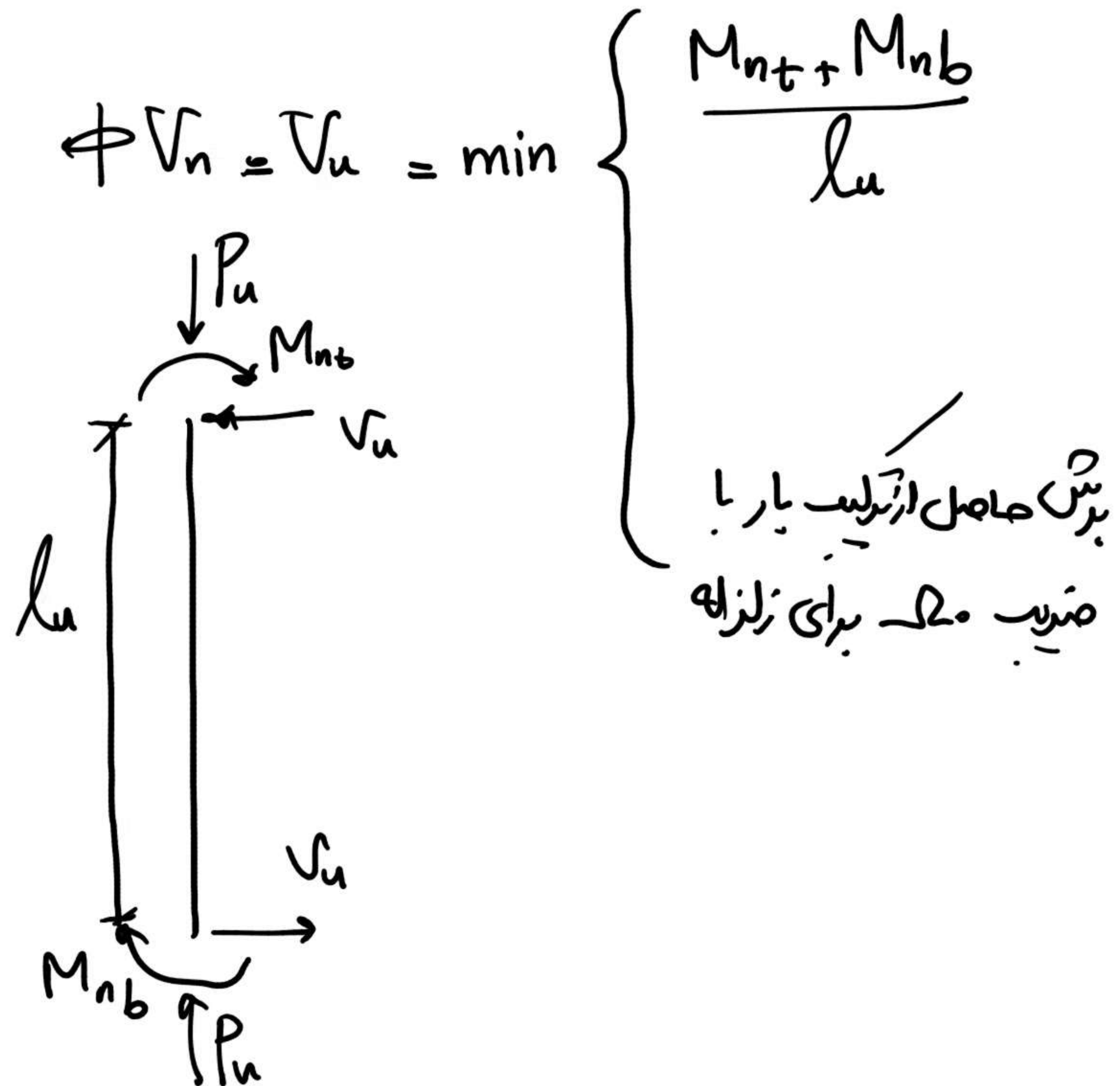
$$S_{lmax} = \min \begin{cases} \checkmark \text{ if } f_y \leq 420 \text{ MPa} : 8d_b < 200^{\text{mm}} \\ \checkmark \text{ if } f_y \leq 520 \text{ MPa} : 6d_b < 150^{\text{mm}} \\ \checkmark b_{min}/2 \end{cases}$$

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

* اگر سن در زیر دیوار برشی منتطح قرار گیرد، آما تور عرضی دارای سراط زیر است؛

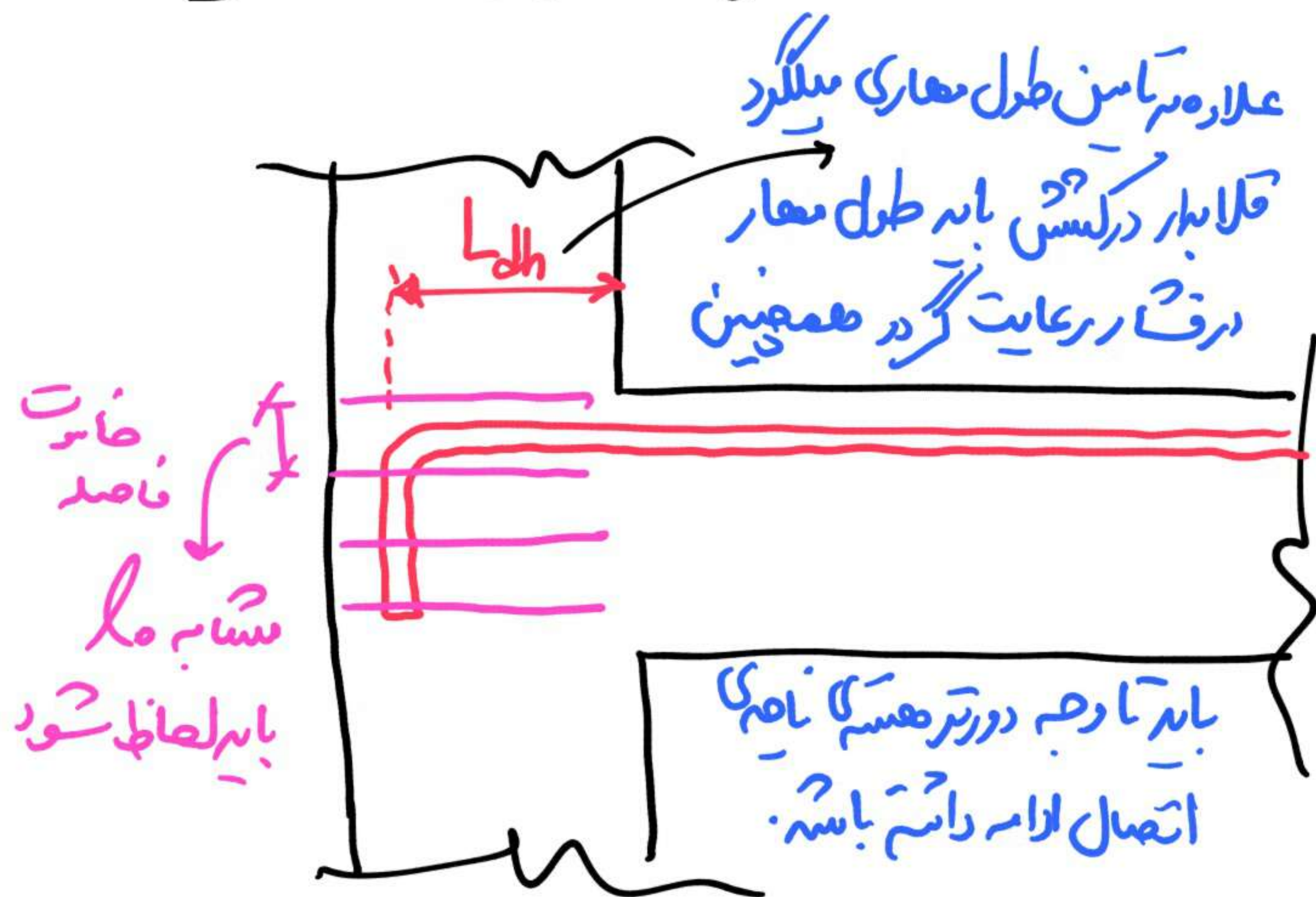


* بیش درستی با شکل زیر متوسط



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

* معمار میگیرد طولی تیر در ستون

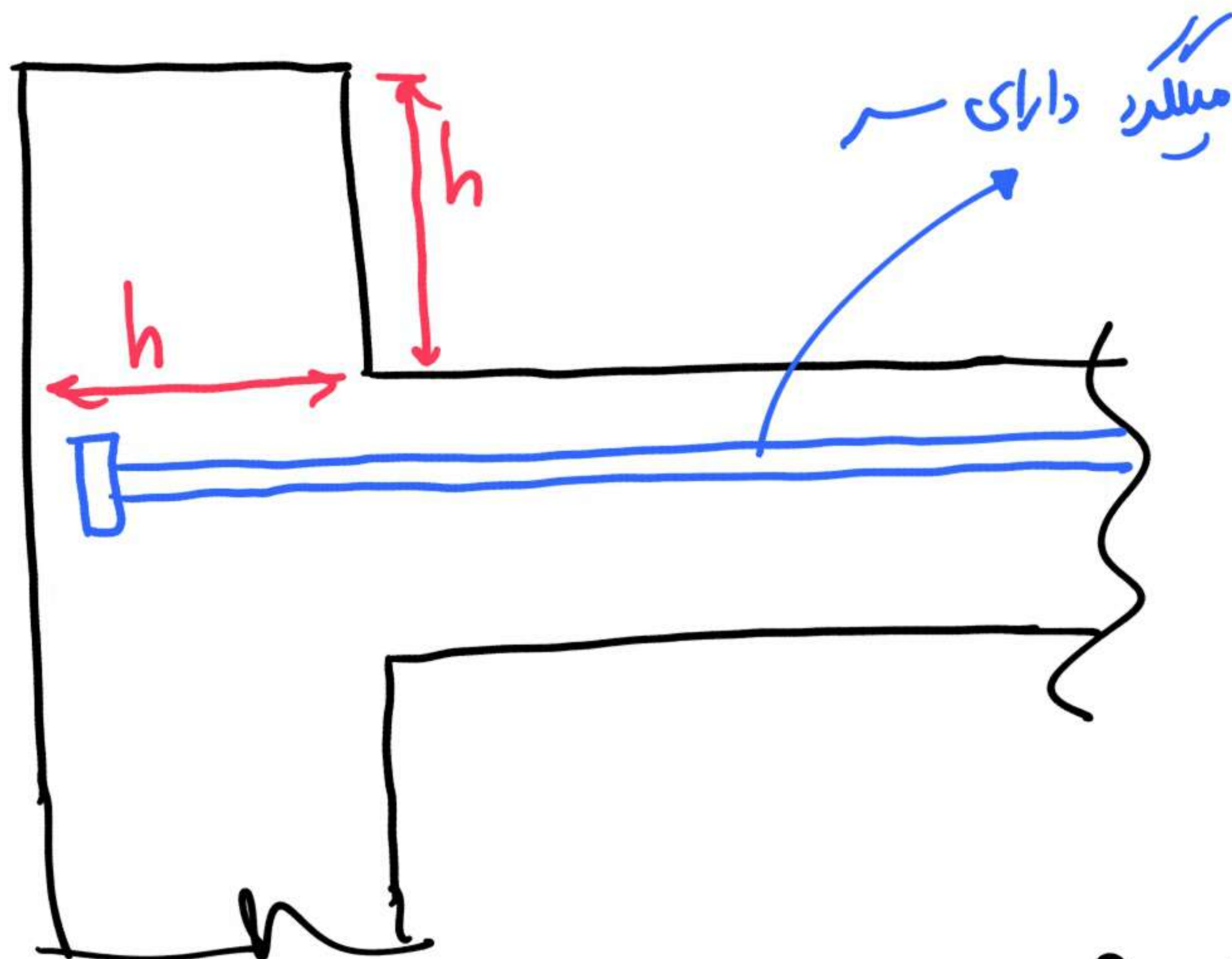


* تَضَع نِه ۹ - ۲ - ۵ - ۴ - ۵

کَلَه ؛ اگَر اَرِمَاتوَر فَوَقَانِی سِر

دِطَبَقِی بِاَم بِصَوَرَت دَارای
سِر بِاَسَد سَتَن بِاِیَه بِاَنْدَازِی

h اَز زَرِی اِتِّصَال اَدَامِ بِاِیَه .



* کَلَه ؛ اگَر بِرِصَوَد اَرِمَاتوَر عَرَضِی دَر دَال نِیَاز بِاَسَد بِاِیَه دَر مِصَل اِتِّصَال دَال بِرِصَوَد (کَرِه) اَرِمَاتوَر فَوَقَانِی بِ
تَحْصَانِی بِاِ مِیْلَر عَرَضِی رِصَل سَوَد .

۱- عبارت $\phi = 0.85$ در طراحی برش میسب اتصال در شکل پذیری ویژه میسب

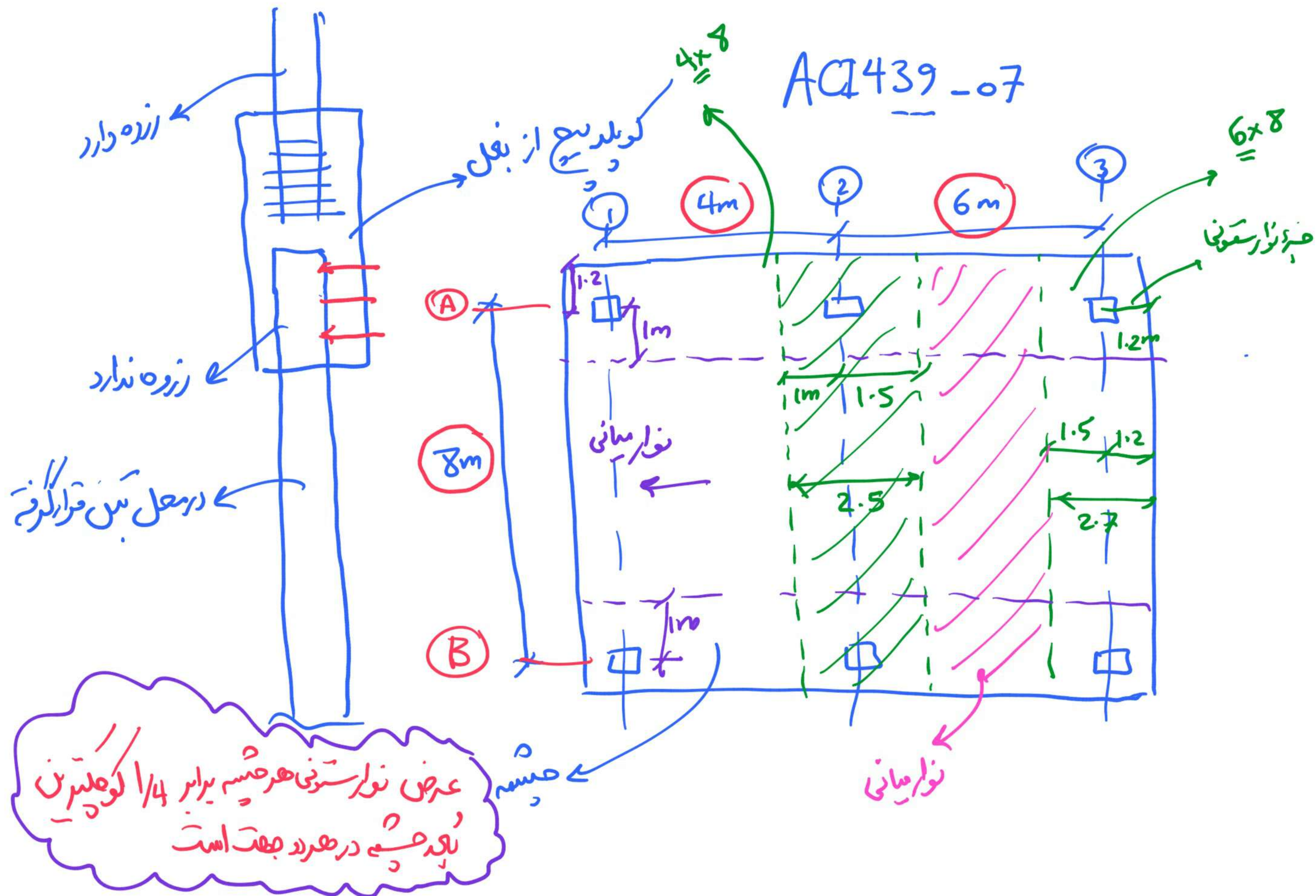
$\phi = 0.75$ " " " " " " متوسط ابعادی ندارد؟

باسم : فیر، ضربہ درست است حرکات صواب و سفت گیرائی در

کسل پذیری و تیره سبب به متوسط در طراحی هسته اتصال وجود دارد.

به عنوان مثال f_x در شکل زیر دیده در 1.25 ضرب می شود

امادہ کل پیروی متوسط $\bar{y}$ ضریب واحد دارد.



در خصوص برش پانچ برای سیم دال و ستون

طبق بند ۹-۲۰-۵-۵-۸ علاوه بر

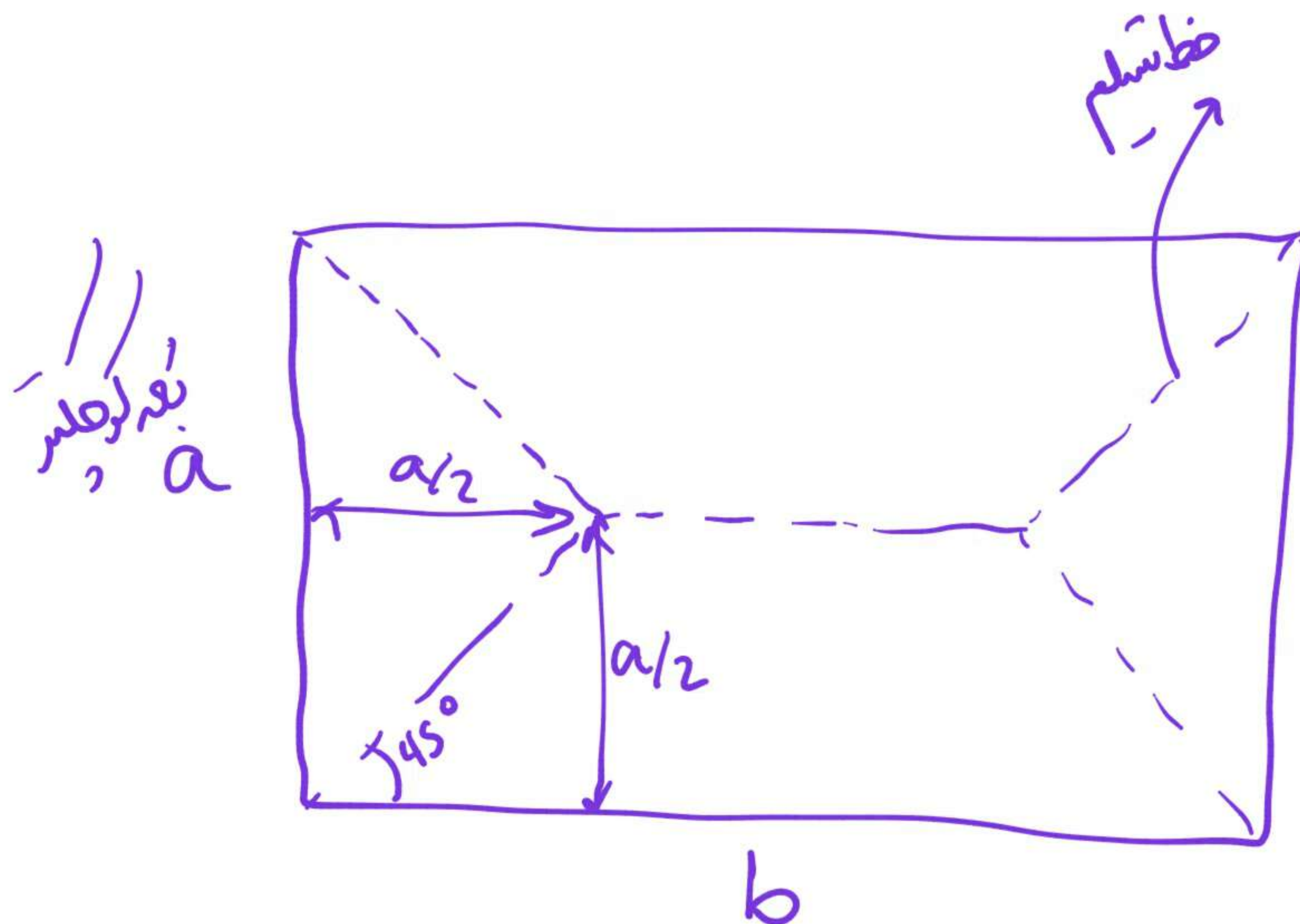
کنترل مقدار ششها ص ۱۱۴ این ضربه

باید برش در طرفه ایجاد شود در انتهای بارها

تأخیر منتهی از $0.4\phi V_c$ تجاوز نکند

مگر بند ۹-۲۰-۱۰-۲

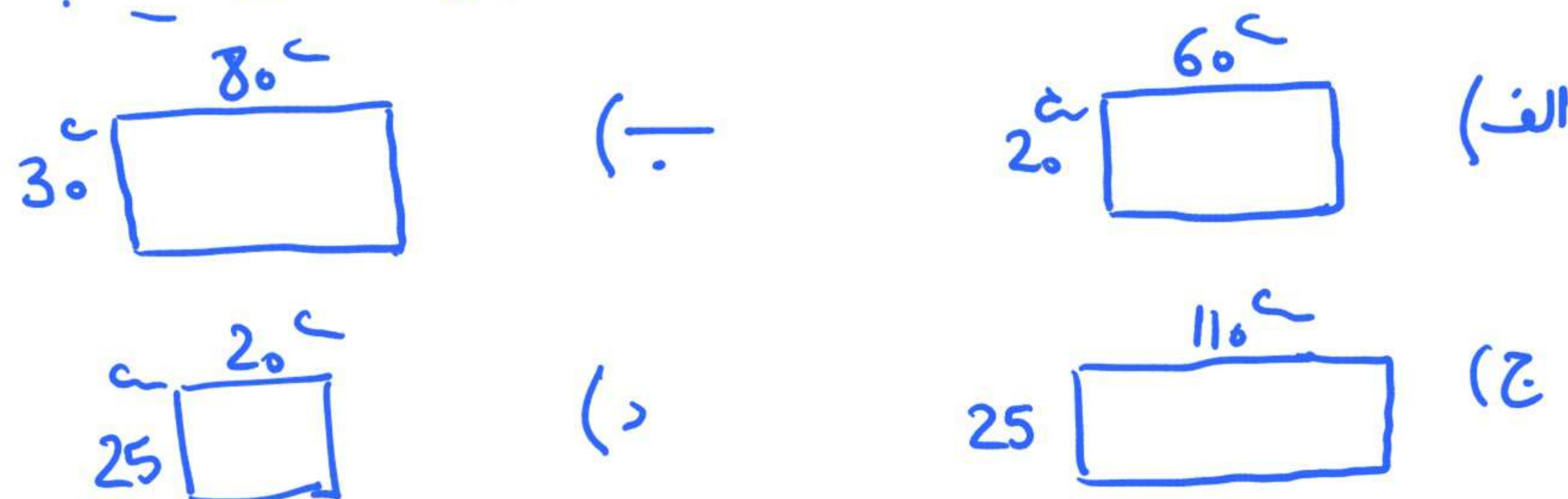
رعایت شده باشد



جلسه دیناردهم

نمونه سوال:

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



باتوجه به آنکه بُعد بین نیایه کمتر از 25^{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 زمینه‌های مختلف است مطرح می‌شود. مثلاً در فصول بزرگ در سراسر
از قیاس عبارتها زیر می‌تواند طرح سؤال استعاره کند:

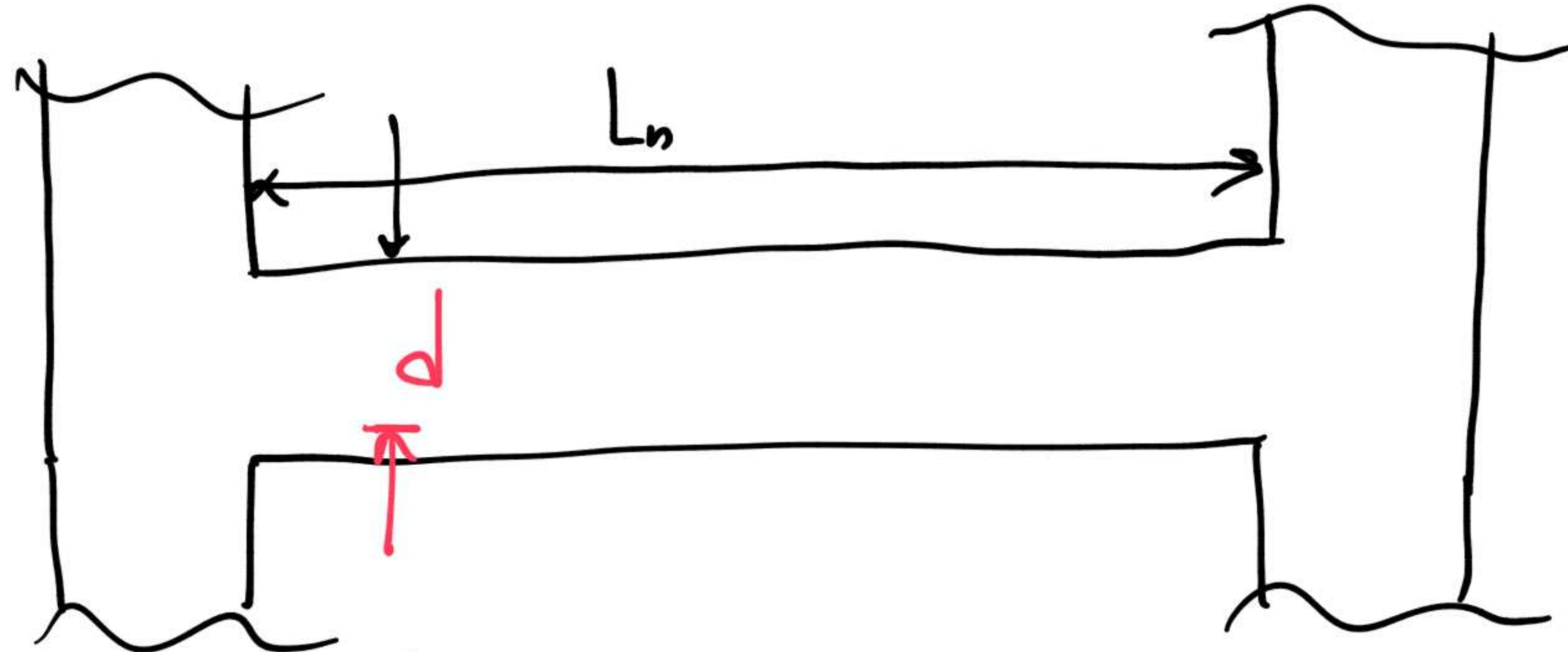
* کمترین - بیشترین

* دو برابر نیروی زلزله - ۰.۵ برابر نیروی زلزله

* ظرفیت خمشی اسی - ظرفیت خمشی متصل

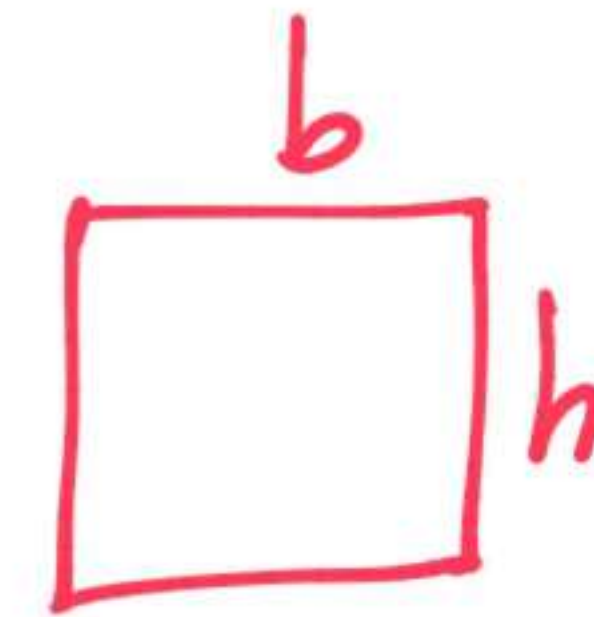
تیرها با شکل منبری زیاد (در تیر)

الف) محدودیت هندسی



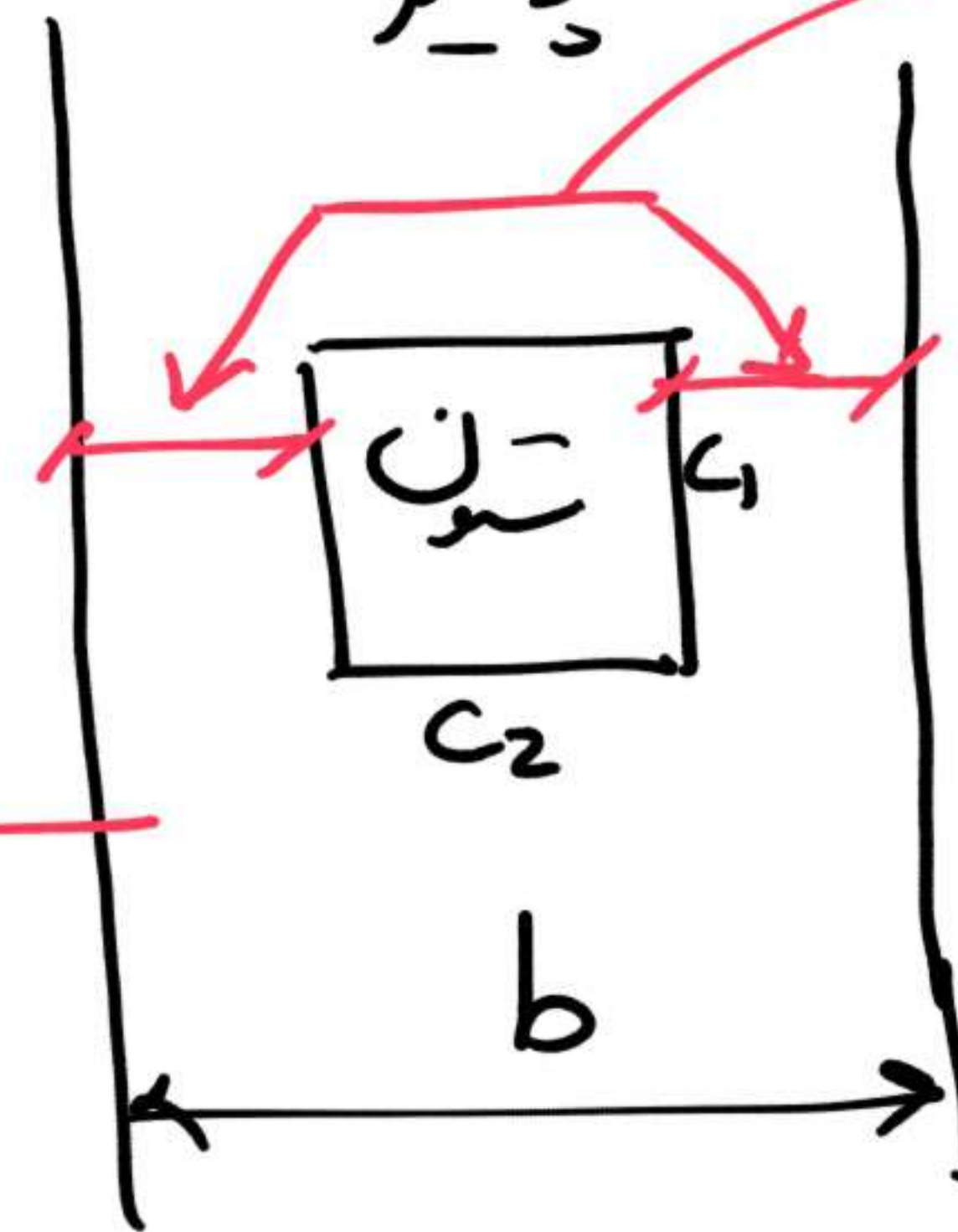
✓ $L_n \geq 4d$ یا $d \leq L_n/4$

✓ $b \geq \max(0.3h, 25 \text{ mm})$



تیر

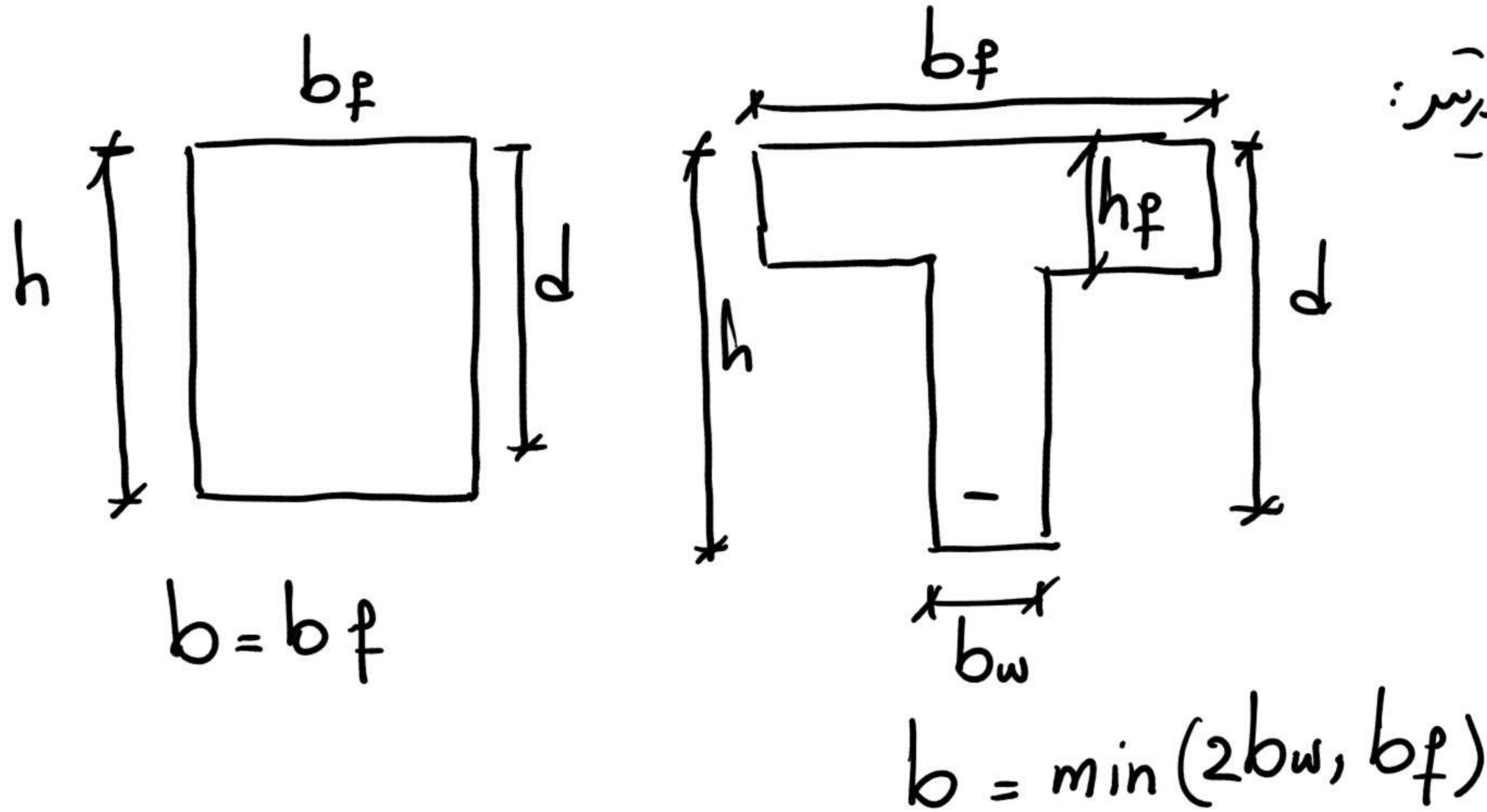
از کوچکترین C_2 یا $0.75C_1$ به بزرگترین



محدودیت های تیر

تیرهای C_2 و $0.75C_1$ اگر C_2 کوچکتر باشد داریم $b_{max} < 3C_2$

ب- حداقل و حداکثر آرماتور طولی در پیر:



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

$f_y \leq 550 \text{ MPa}$
 در فصل سه

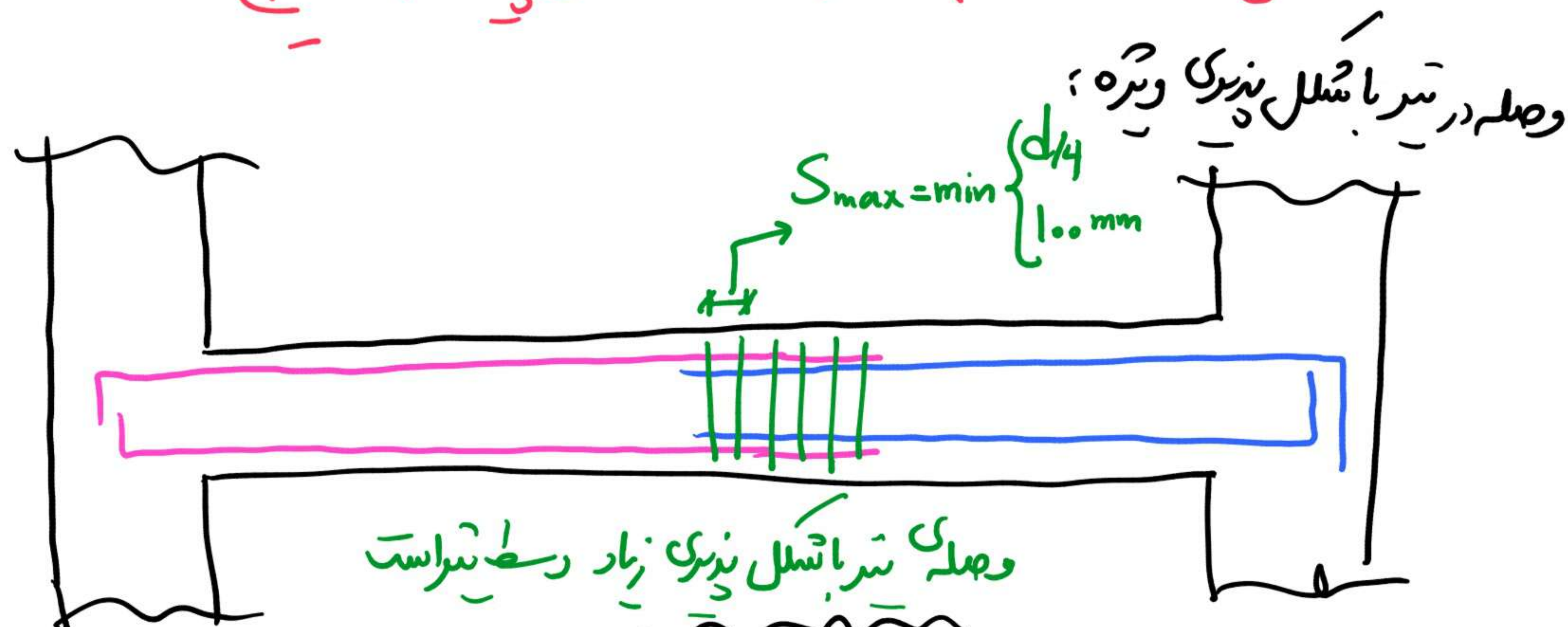
$$\rho_{min} = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \right\}$$

اگر $\rho_{حسابی} < \rho_{min}$ → استفاذه می شود
 اگر نه →

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

محل 2Φ12
در بالای راسین مقطع
باید تعریف شود

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



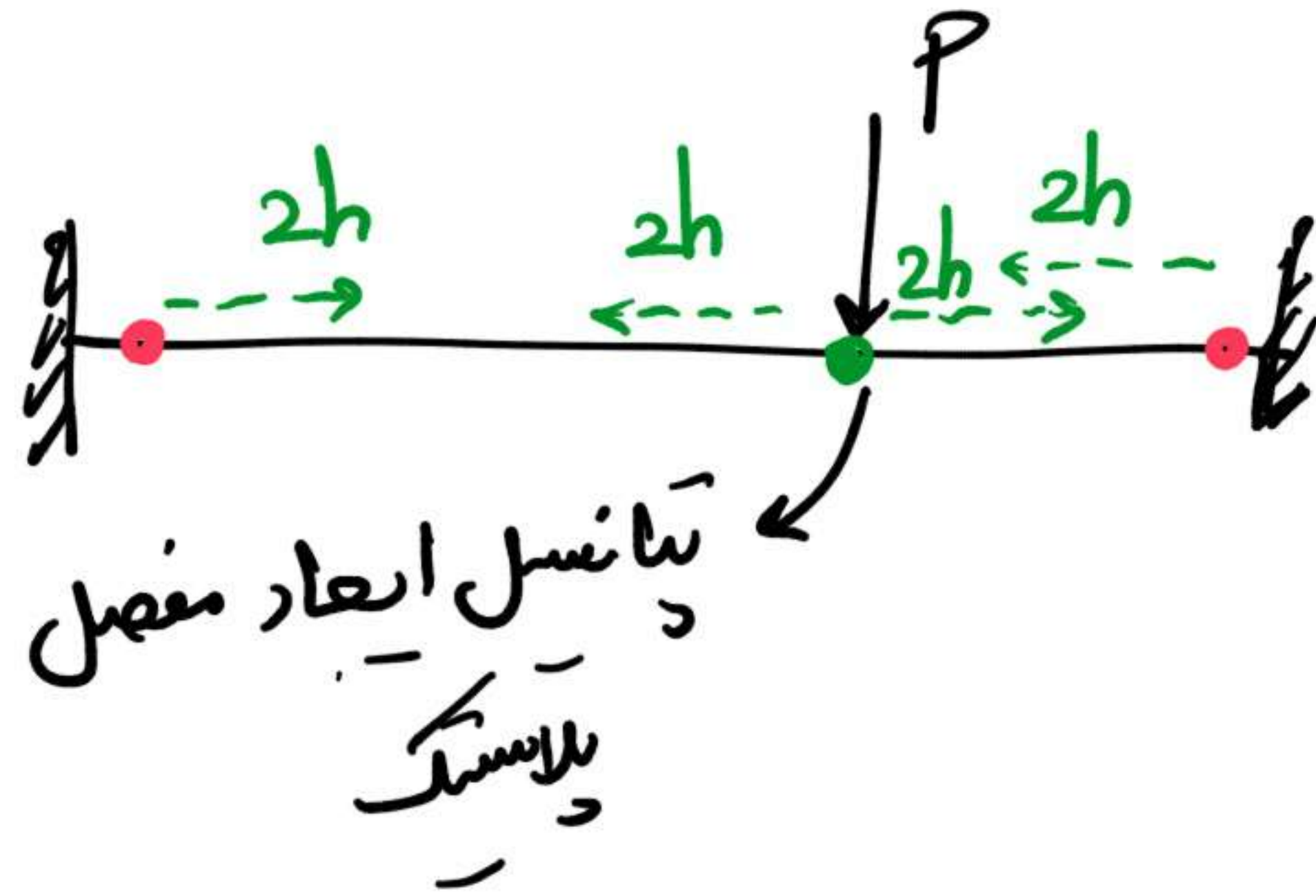
وصله تیر با شکل زیری زیاد رطوبت است

وصله در تیر با شکل زیری و تیره

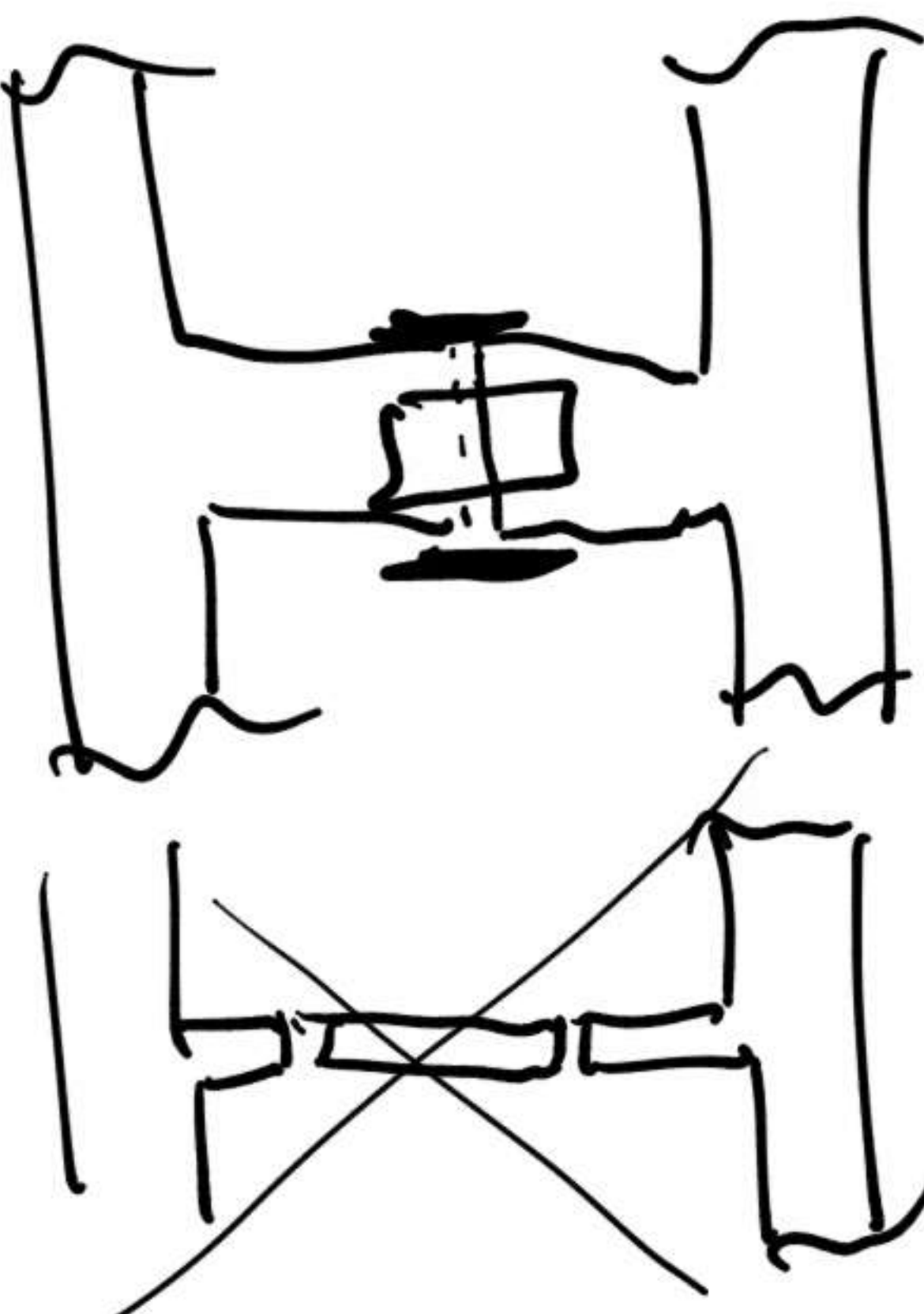
هم بالا هم پایین

در محل تیر به 2h نیز
باید تعریف شود

۹-۲-۲-۲-۵



نکته مهم: اگر طول خاله ستری کمتر $4h$ بود وصله در آن به هیچ عنوان نباید انجام شود.



بدترین مکان برای وصله کردن

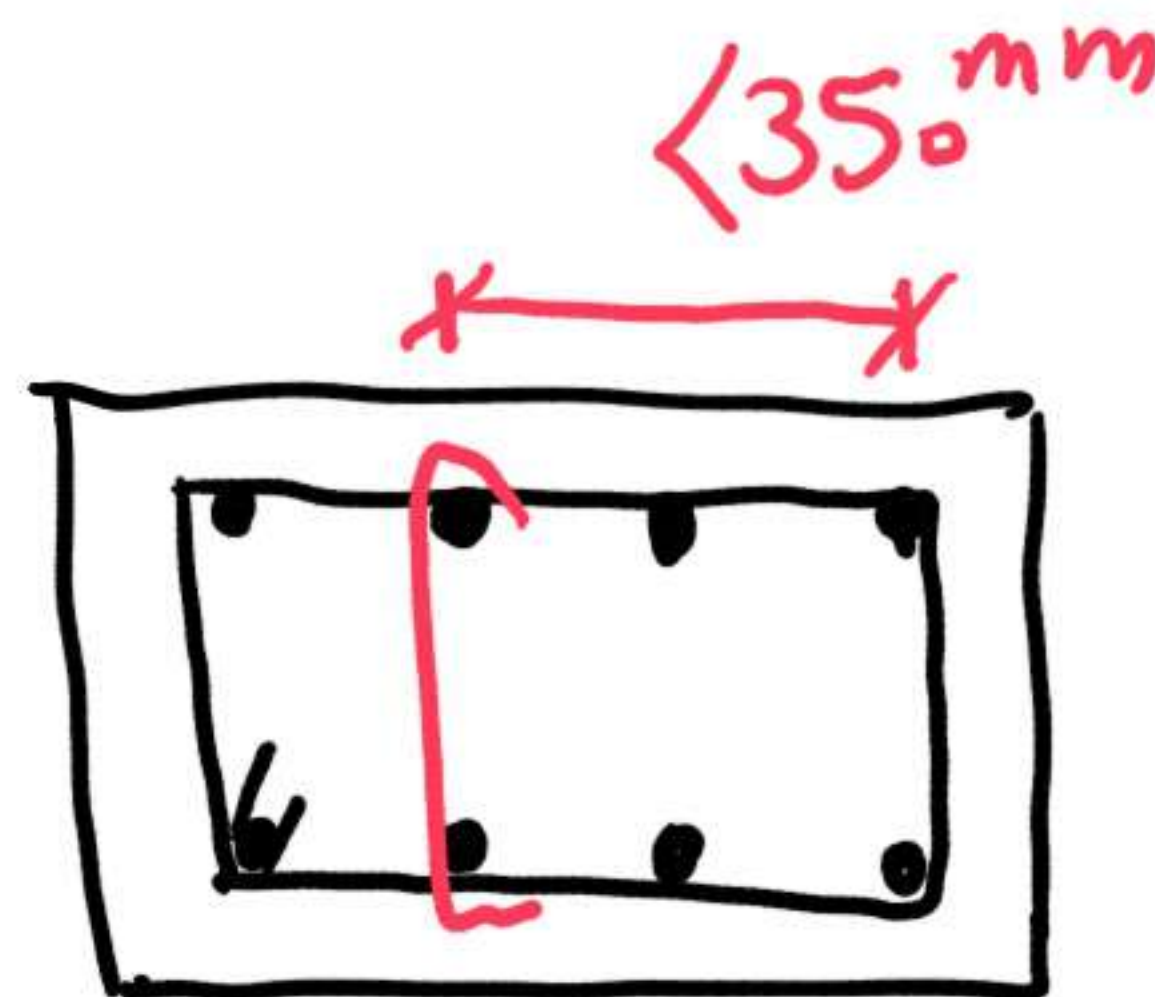
* استفاده از وصله مکانیکی در موقعیت $2h$ از پرستون تا تیر ممنوع است.

* چسب زدن به میلگردها محاسباتی ممنوع است.

* فاصله ی اربانورها عرضی در جراحی تیر نباید از

مقادیر زیر بیشتر شود:
 $(2h)$ پرستون یا محل شل
منحل بولاستیک

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



* فاصله میلز تا مرکز

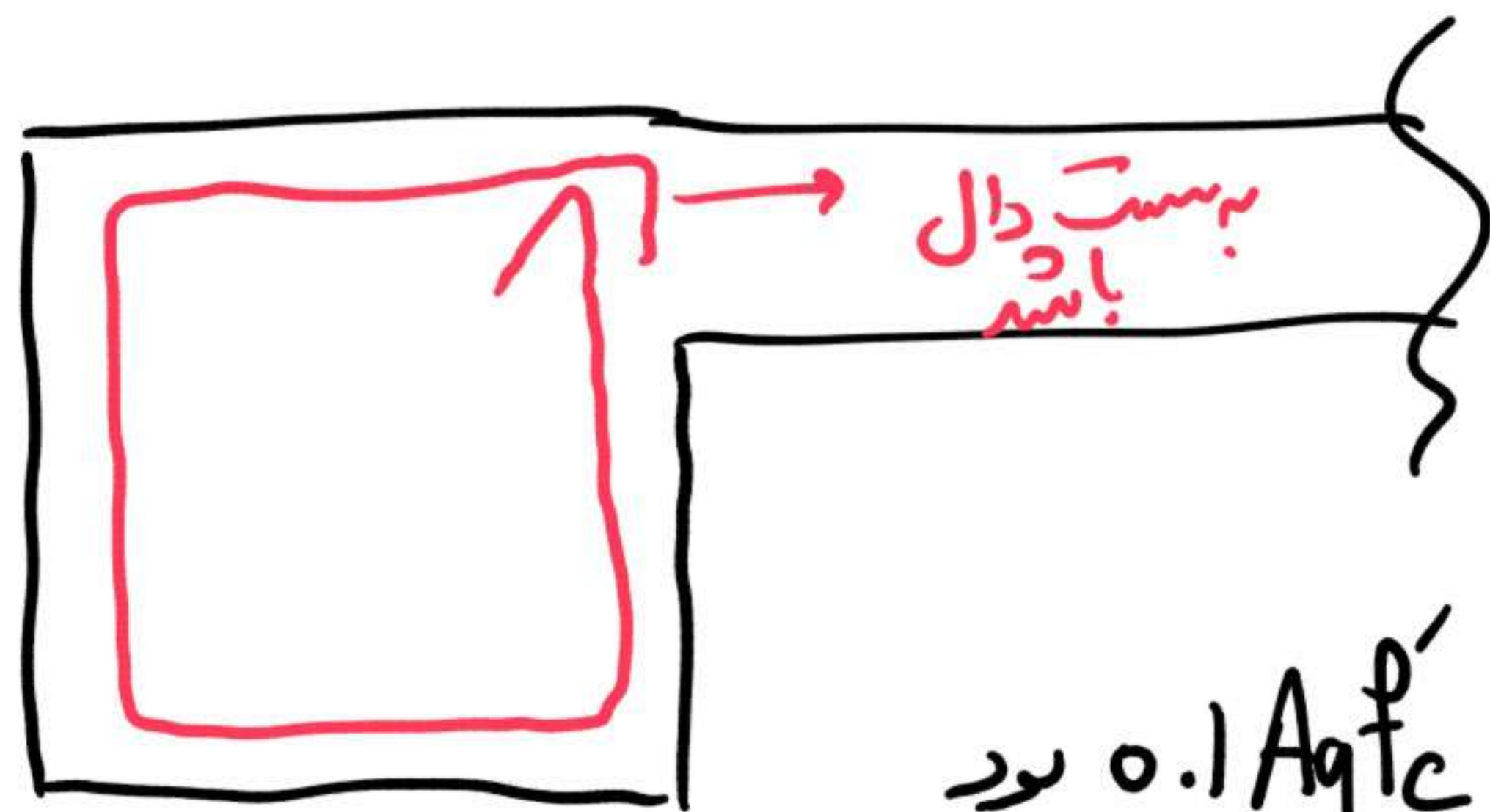
میلگردها طوری معاد

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

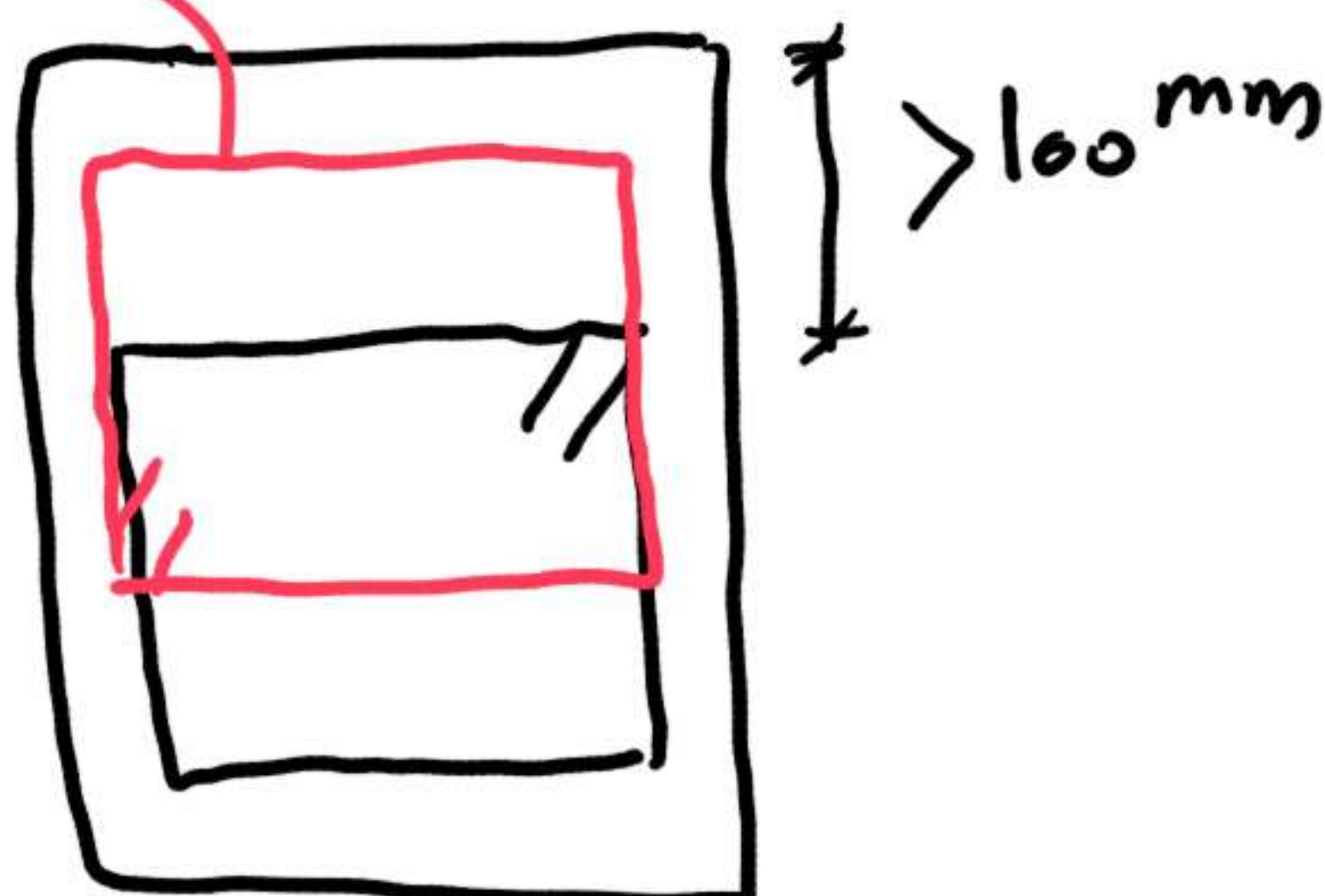


۴-۲-۶-۲-۷؛ اگر شیری معکوس تیر بیشتر از $Agf_c \cdot 0.1$ بود

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}

$$P_u \geq 0.05 A_g f'_c \quad \text{نسای لزه‌ای}$$

اگر شرط در زیر
باشکل پذیری و تیره برقرار باشد
باید در طراحی اراتر برشی

$$V_c = 0 \quad \text{رضن شود}$$

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

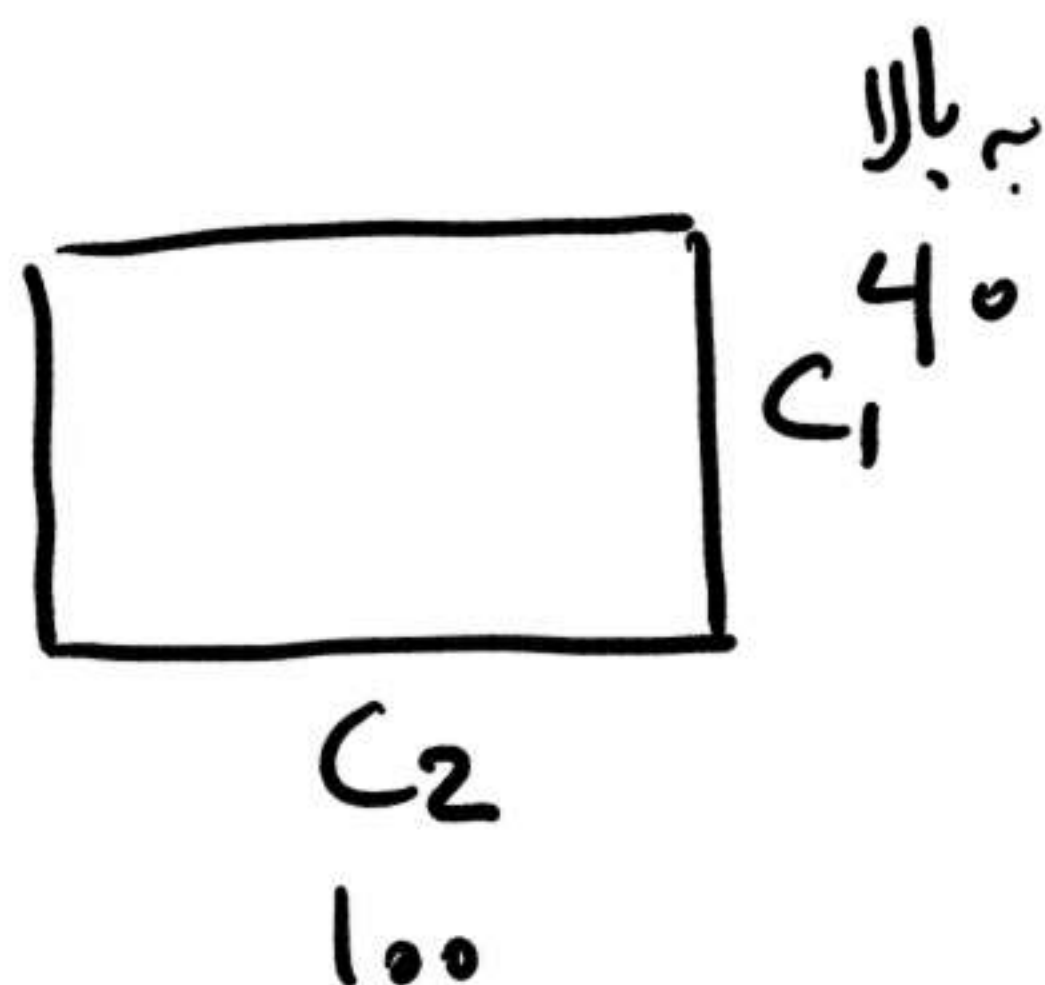
طراحی مقاومت معافه کارانه تری شود

* ستونها در شکل نیری و نیره

✓ محدودیتها هندسی

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

$$C_1 > 0.4 C_2$$

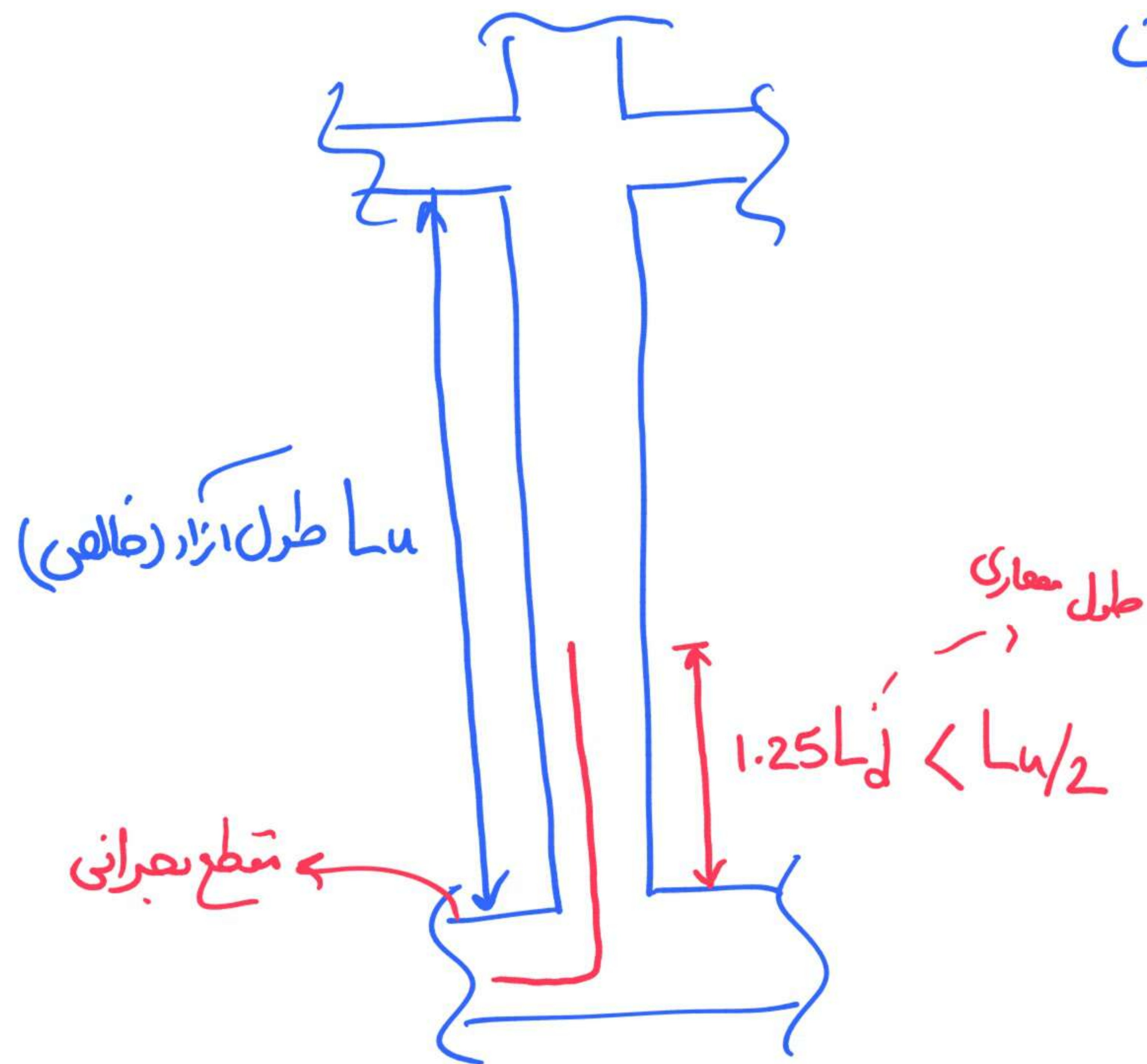


کلیف: کلیه ضوابط شکل نیری تیر ستون را مشابه دستور العمل ۱۰۸ بر اساس تغییرات مبحث ۹ ویرایش ۱۳۹۹ به صورت جدول نیری شده بر روی کاغذ A4 یادداشت کنید.

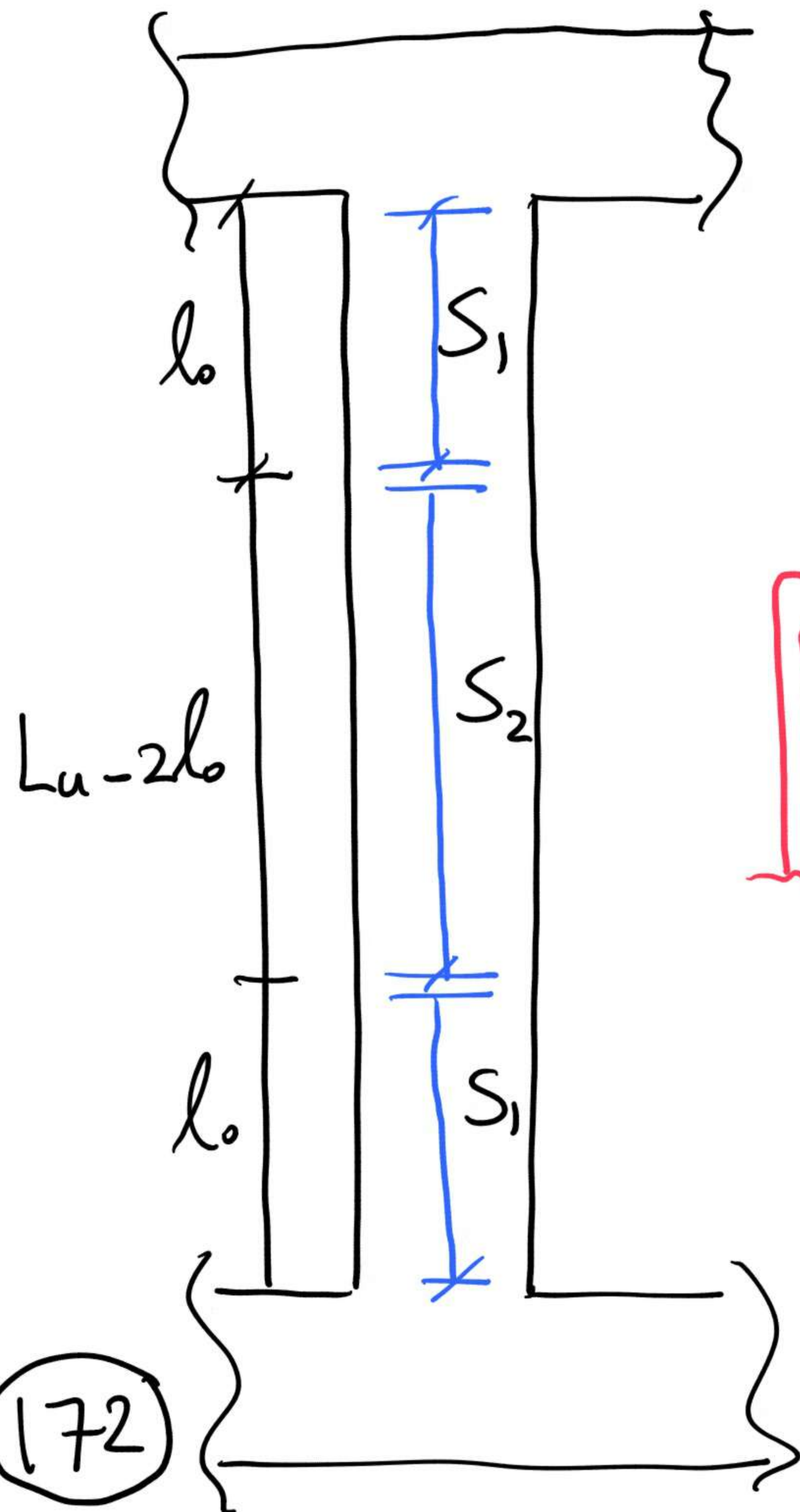
* حداقل درصد آرماتور در ستونها و تیرها ۱٪ در صلبتر ۶٪ است
رعایت ضوابط رصده الزامی است (۳٪ یا ۴.۵٪ به صورت یک در میان بدون طول رصده
بیش از نصف ارتفاع خالص ستون)

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

* محدودیت طول وصله در فاصله از استرین

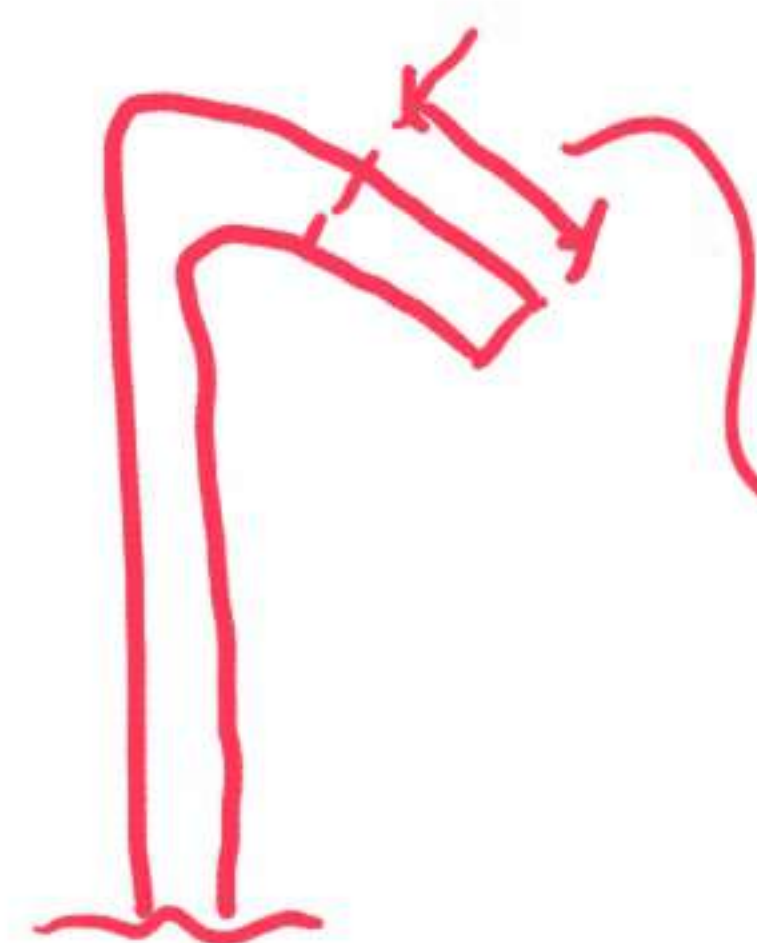
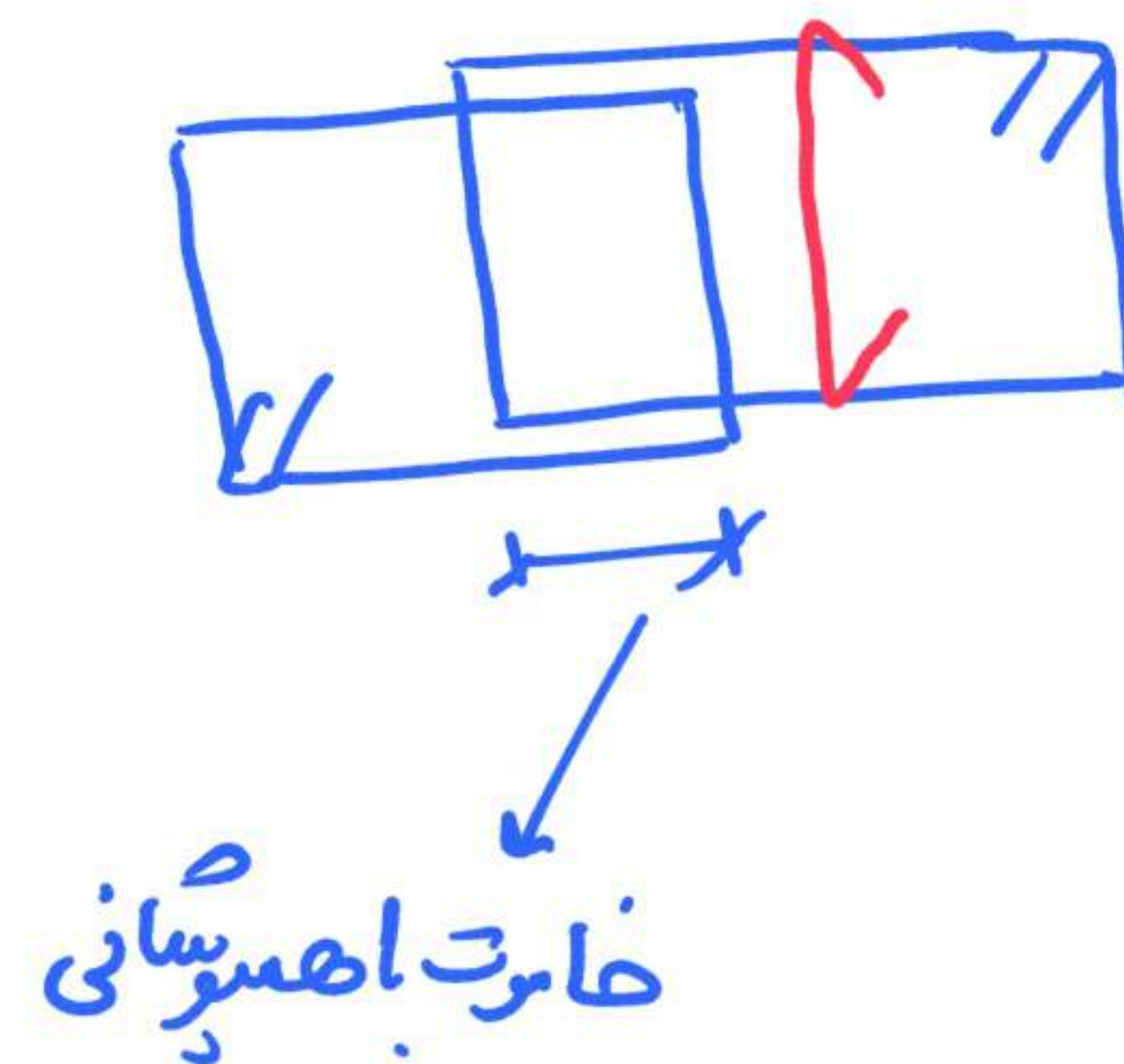


172



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

بزرگترین
په‌ستین



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

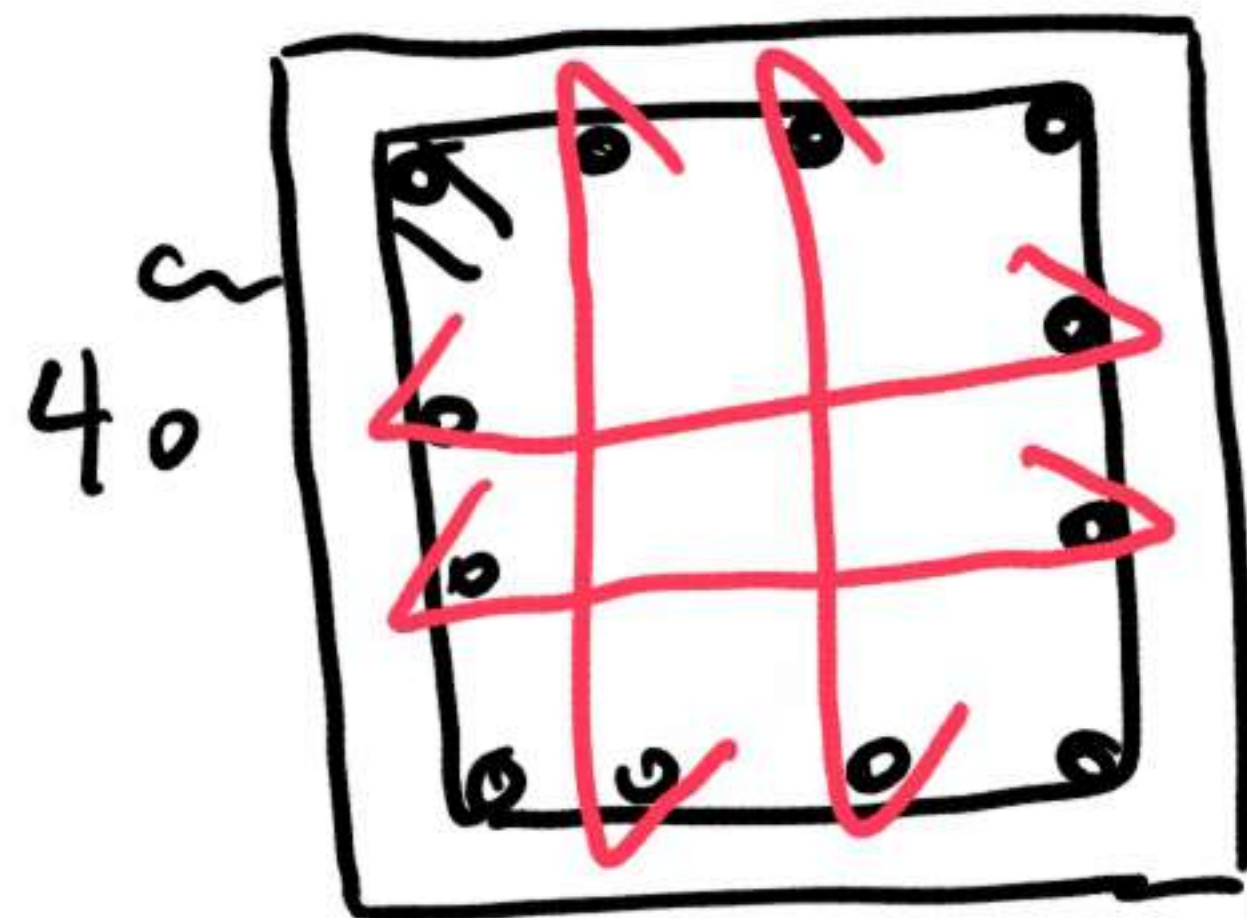
؛ قلاب‌دوخت‌لرزه‌ای

؛ سنجائی - قلاب‌دوخت

تغییر خم و قلاب
دوخت در طول

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

40



۹-۲۰-۲-۳-۳

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

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

باید تمام میلگردها طولی کنج دورگیر یا

$$0.3 \times 40^2 \times 250 = 120,000 \text{ Kg}$$

12 ton

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

طولی باشند

تسلل مرسوم 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_{ci}

فاصله میلگرد عرض در ناحیه بحرانی

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

بیشترین طول X_i
ری شکل مشخص است

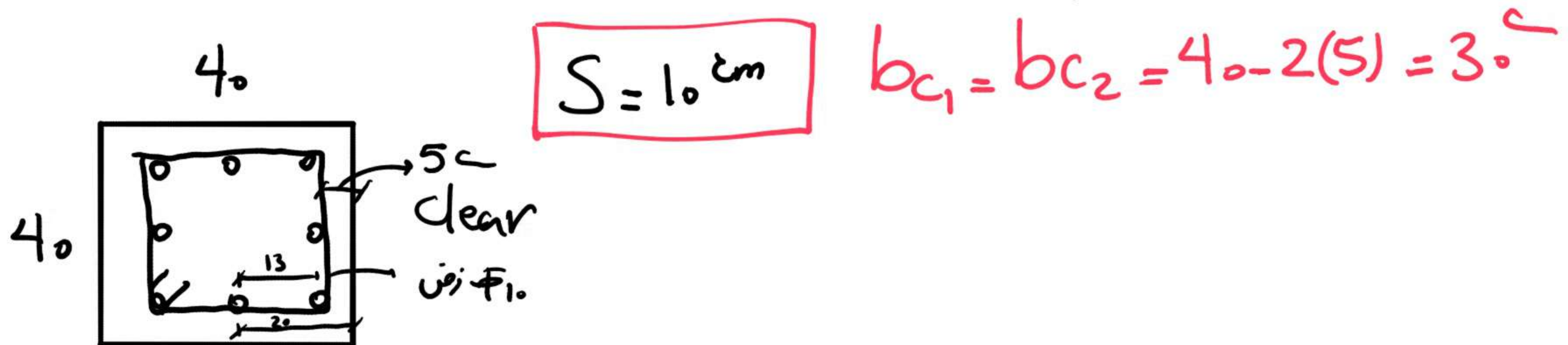
کوچکترین بعد سیر

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

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

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

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



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

8 $\Phi 20$

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

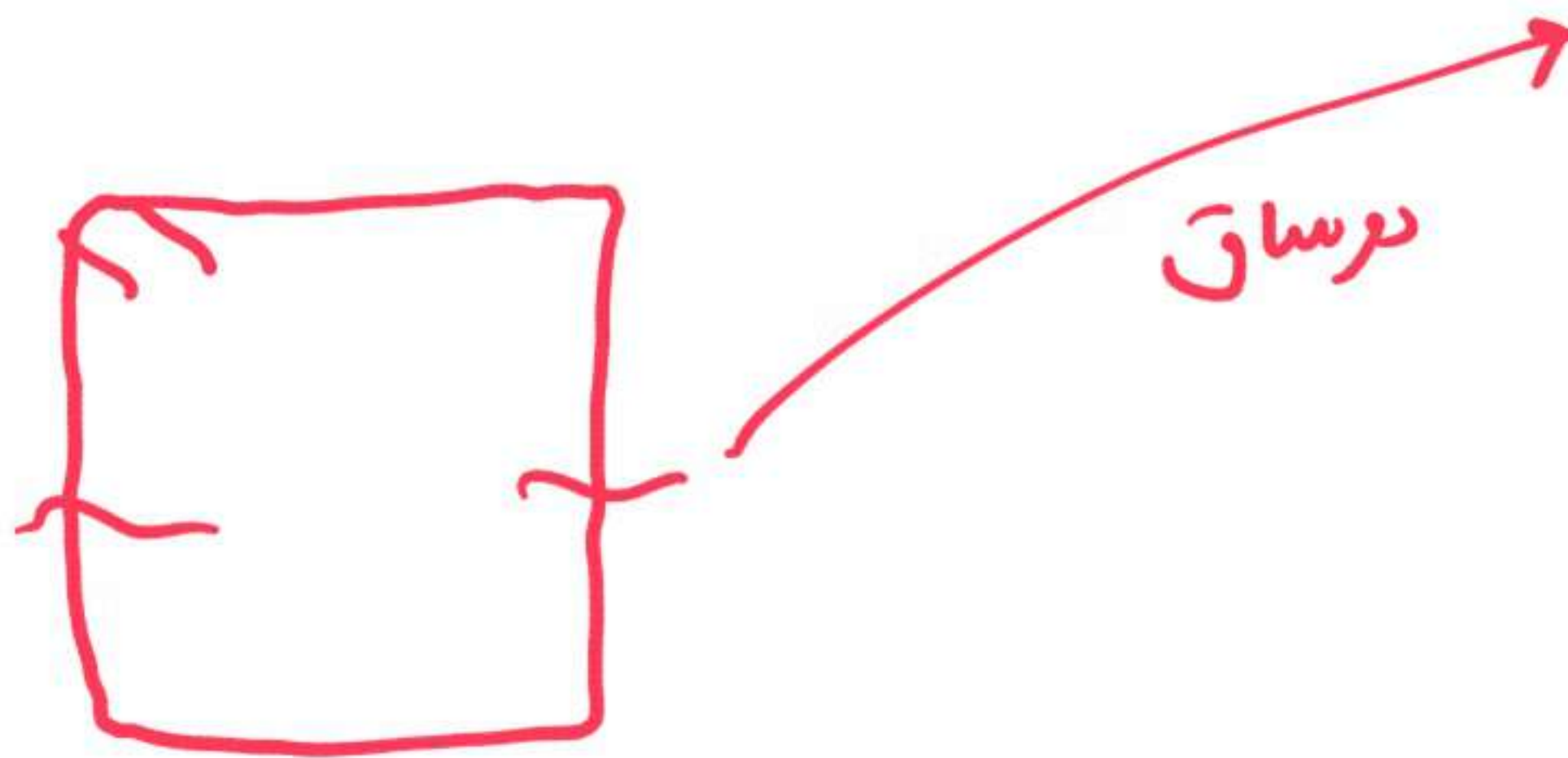
(175)

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

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

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

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



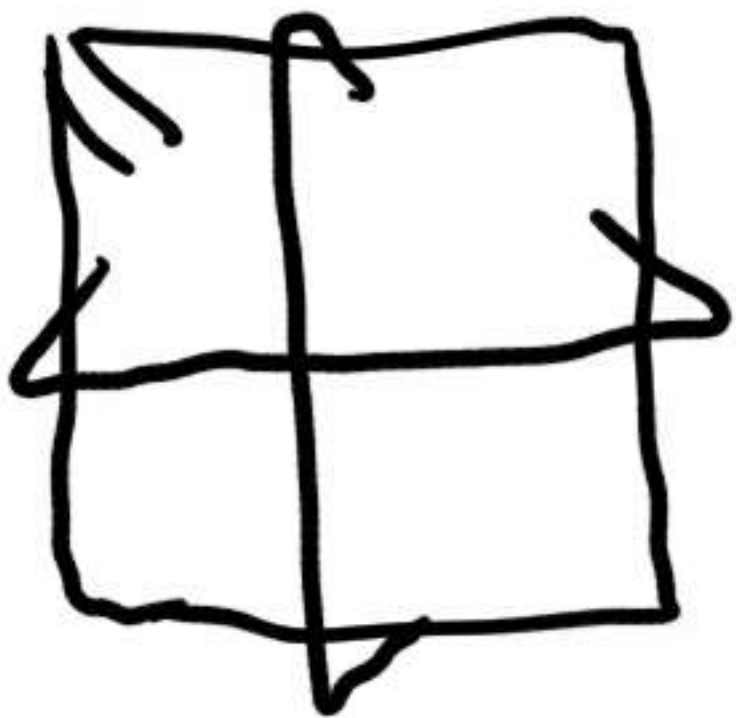
هرساق

هرساق

$$4.375/2 = 2.18$$

برای هرساق $\Phi 18 \times 100$

برای هرساق $\Phi 14 \times 100$



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 معایبی
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

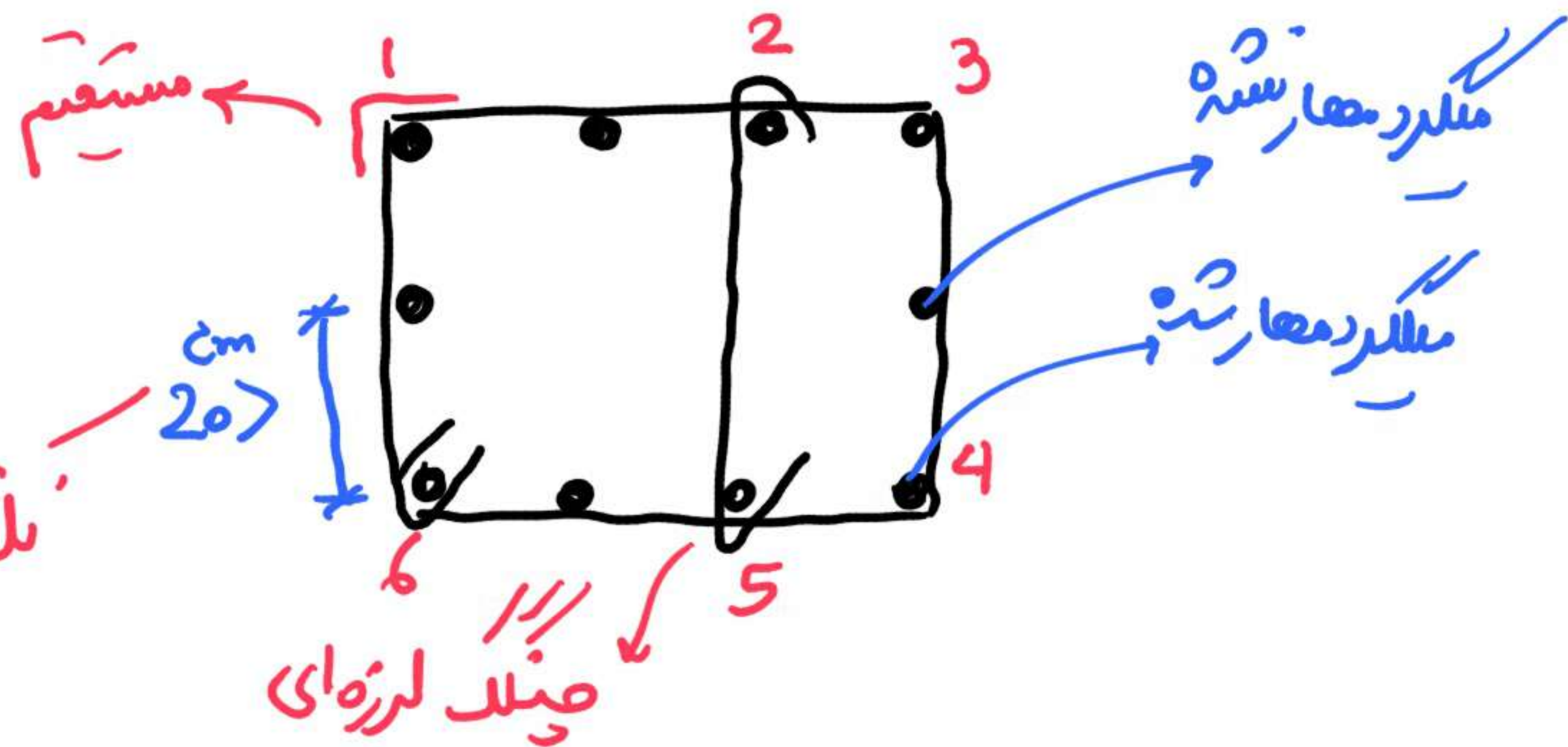
$$K_f = \frac{f_c'}{175} + 0.6 \geq 1$$

ضریب محصور شدن

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

n_l : تعداد میلگردها طولی در محیط
مستقیم ستون که به وسیله درگیرند
غالب لوله ای مهار شده اند

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

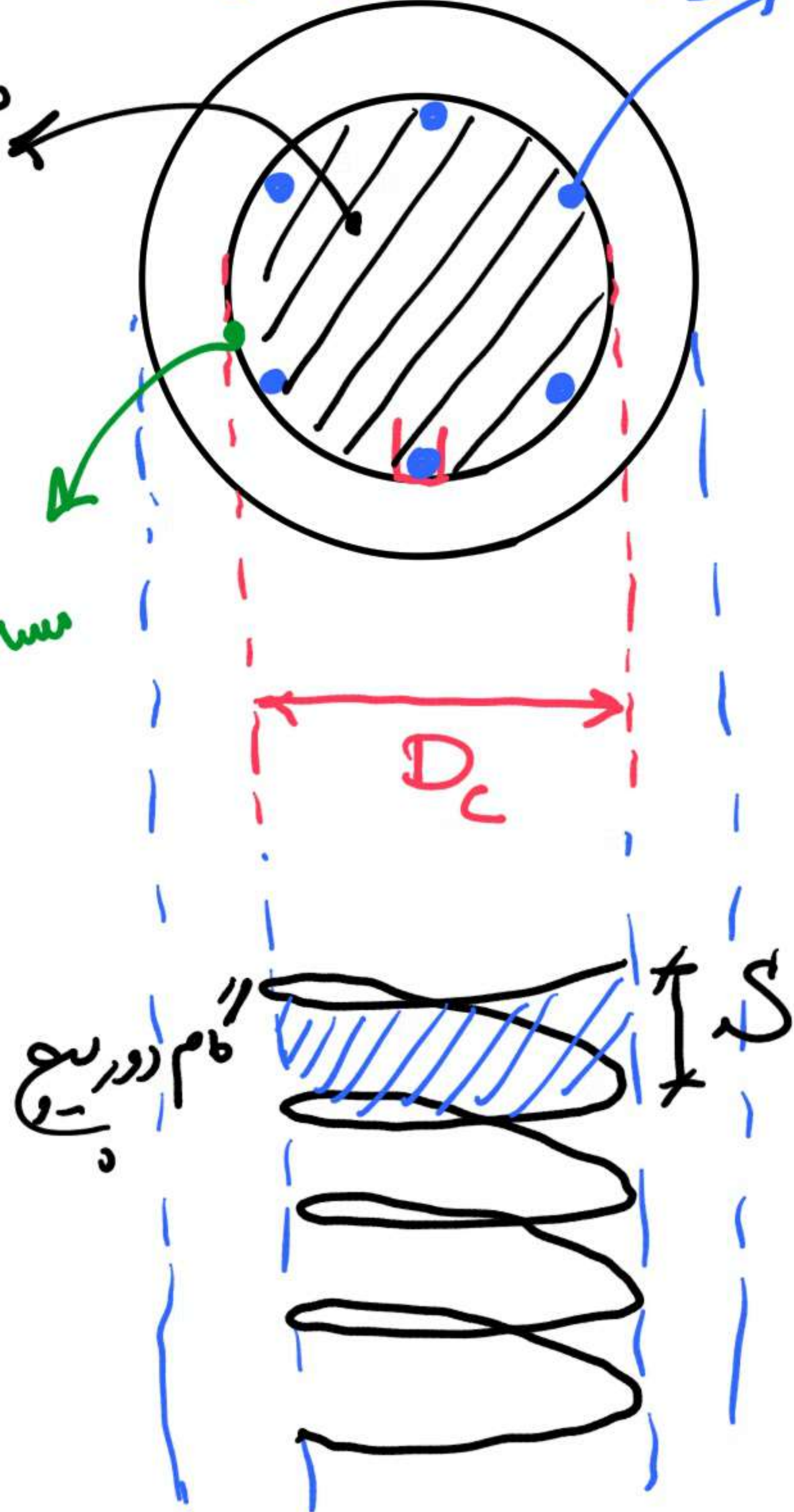


نتیجه: هنگامی که $P_u > 0.3 A_g f_c$ باشد باید تمام مگردها
 طولی در کنگج دورگیر و یا قلاب دقت لرزه‌ای باشند.
 در تصویر صرفاً برای مفهوم K_n تمام مگردها کنگج این در
 موقعیت تراز نگرفته‌اند.

مقادیر تعداد سگک‌های طولی در مقطع دایره 6 است.

قسمت سگک
دایره ای

A_{sp}
مساحت آرماتور دوری



$$25 < S < 75 \text{ mm}$$

درصد آرماتور دوری

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

فرمول محاسبه
درصد آرماتور
دوری

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

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 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ یا $f'_c > 70 \text{ MPa}$ 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 ستونهای منتهی به یک گره ۲۰٪ بیشتر از مقاومت خمشی ستونهای منتهی به همان گره در قاب باشد.

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

کلمه: 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 افزای یعنی منحل شود)

اگر سون قوی - تیر ضعیف
ارضا نشود

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

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

اکثرین 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 اطمینان داری عرضی برتره برای سون استاده شود.

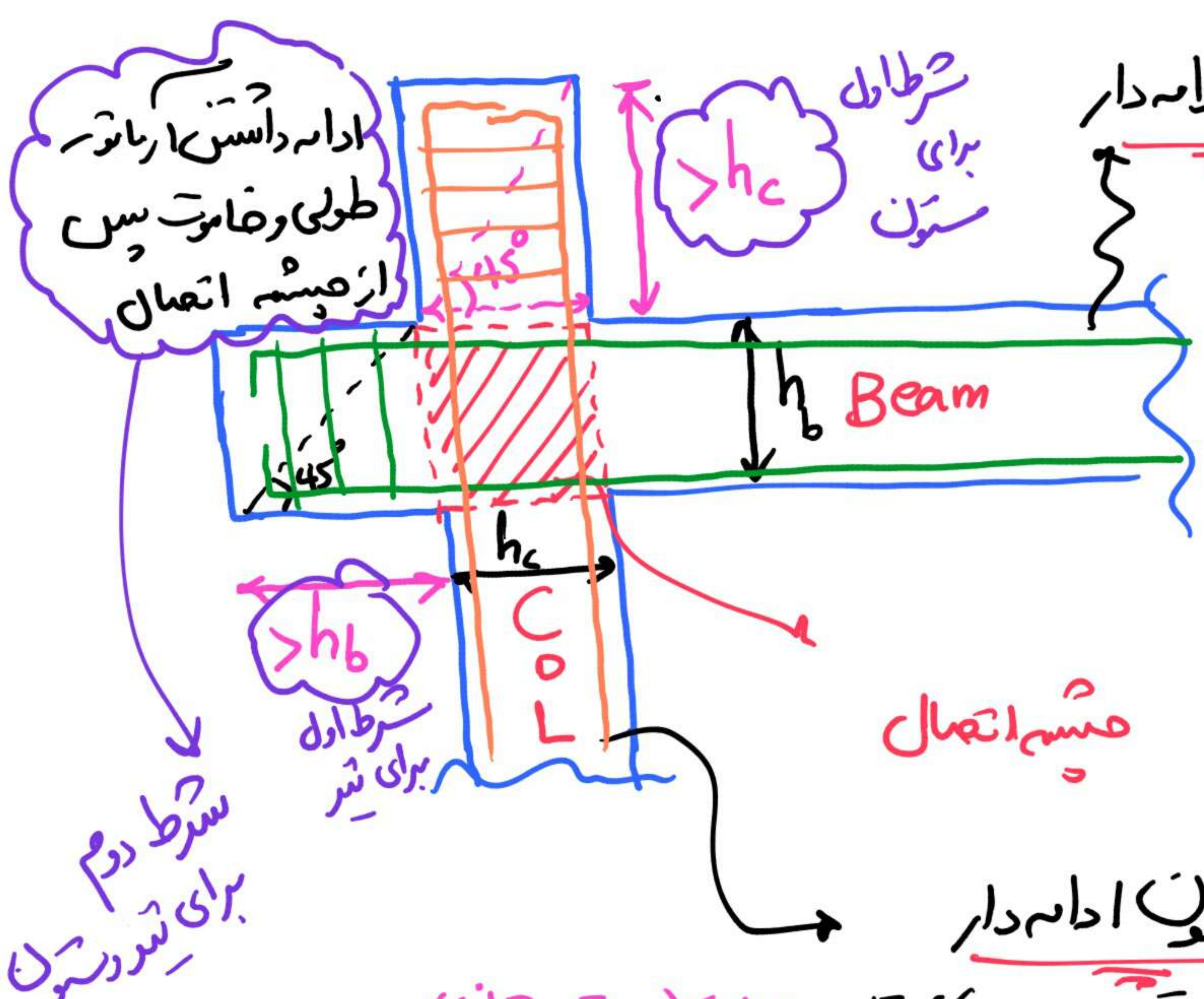
* اتصال تیر به ستون

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

تیر ادامه دار

شرط اول
برای ستون

$h_c >$



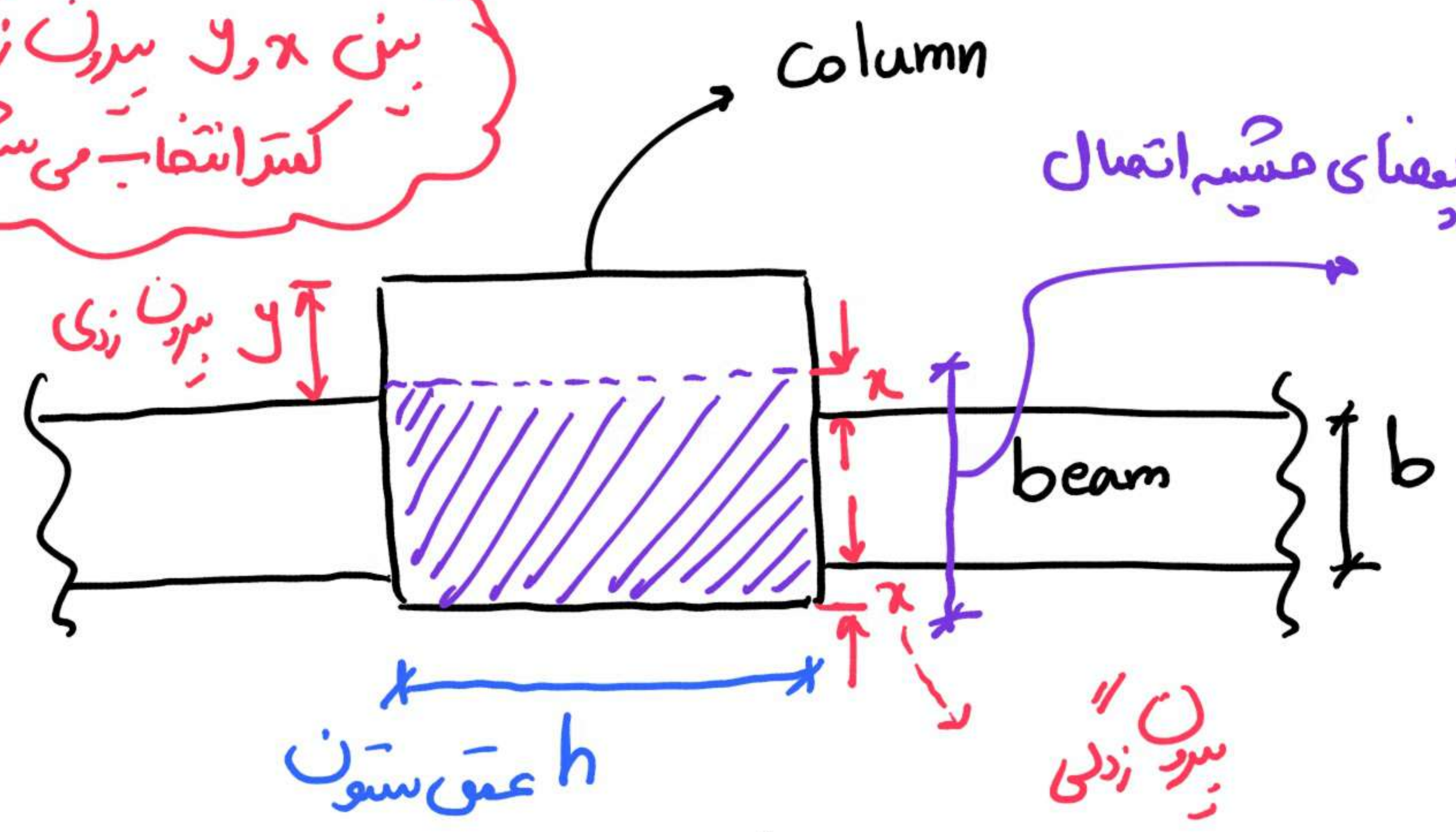
حسب اتصال

ستون ادامه دار

مقابل به اندازه ارتفاع ستون (عمق ستون)

بعد از محاسبه اتصال ستون ادامه یابد

بین لوله سرون زردی
کسترا انتخاب می شود



$$A_j = h \times b_j$$

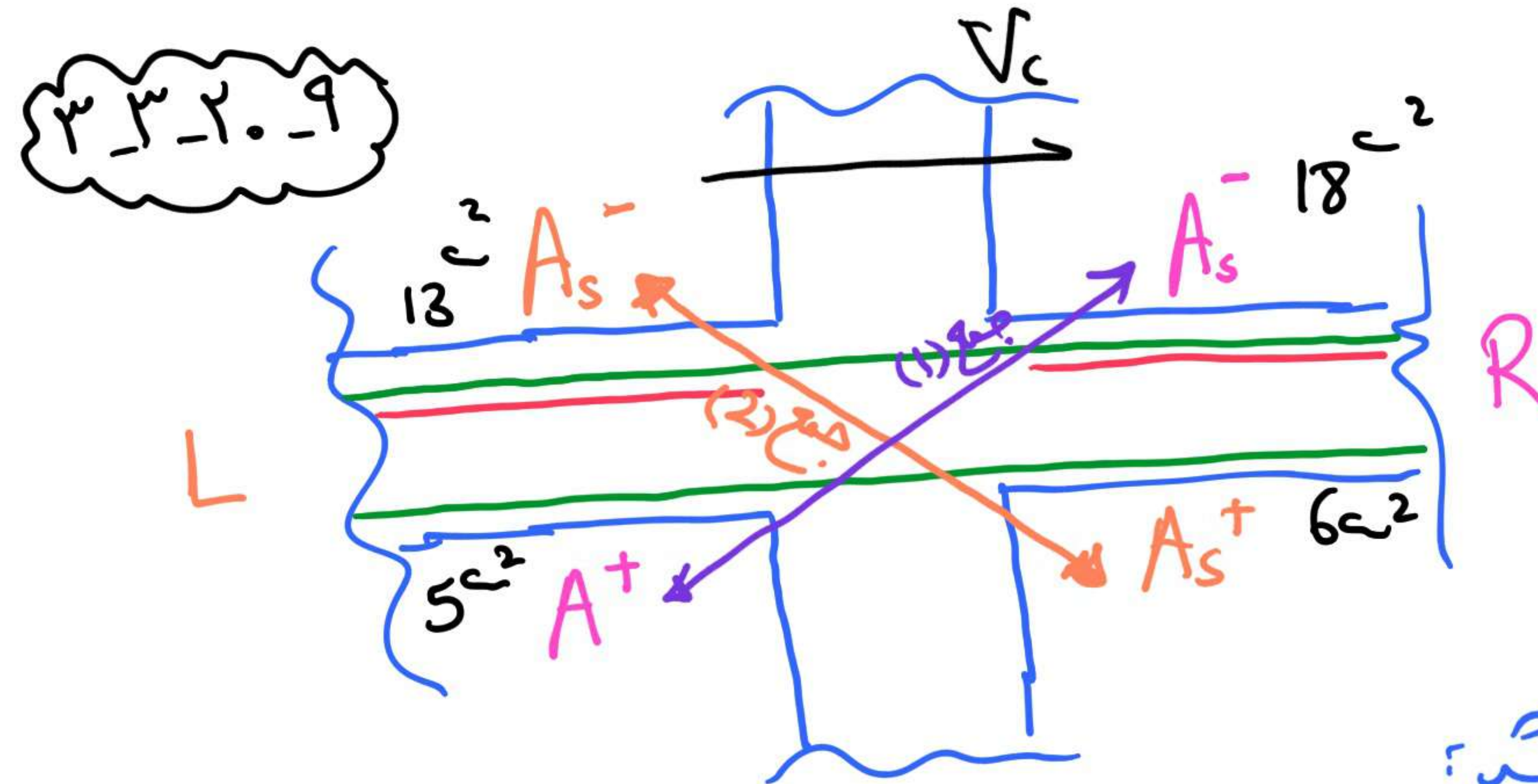
مسابقت هسته اتصال
۳-۲-۴-۱۶-۹

* نیروی هسته اتصال

مسانتها اگر اندازه طولی تیر

به صورت هندسی با هم جمع می شوند

و مقایسه می شوند هر کدام بیشتر است؟



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

و سپس V_c از آن کسر می گردد (در عمل به صورت معافه کارانه می توان از کم کردن بیش تن صحت نظر کرد)

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

برای ویژه

(به نسبت 1.25 ندارد)

* شرایط محصورشدگی چیست؟ اتصال؟

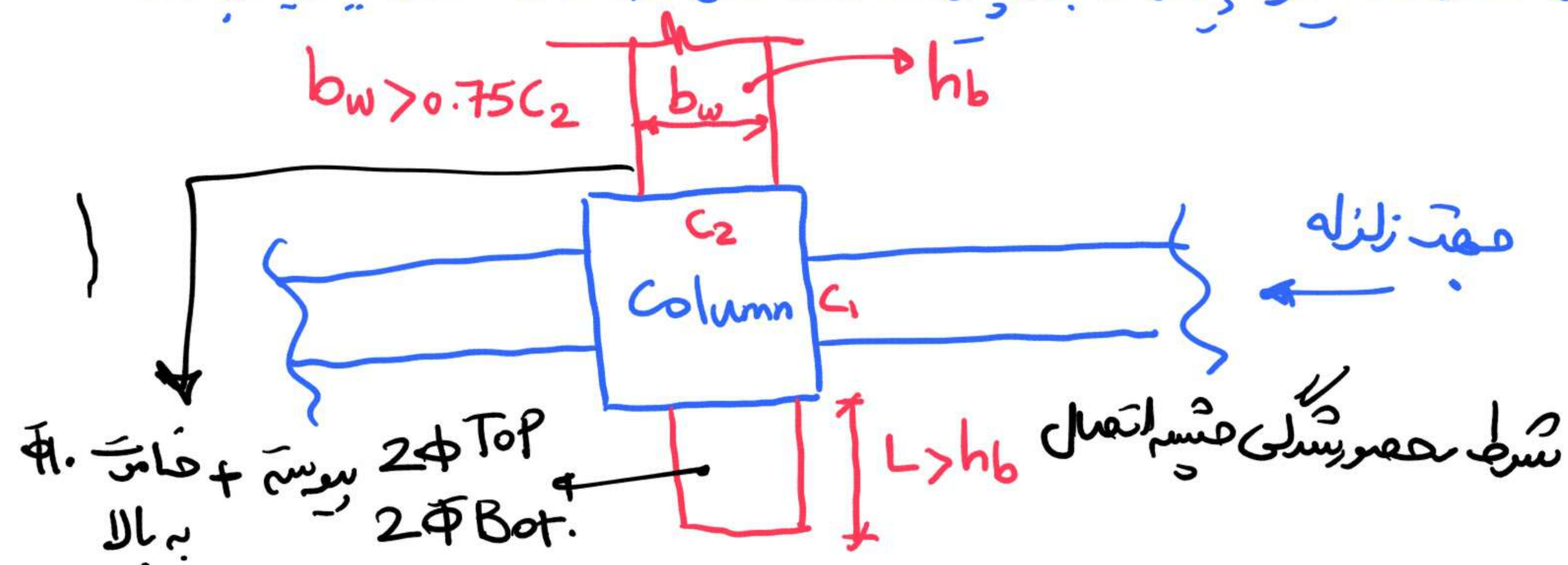
درایه اتصال در امتداد عمود بر جهت نیروی زلزله (با مفهوم نیروی) باید دوتیر باشد

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 ناحیه اتصال آرام داشته باشند

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



* ظرفیت برشی حسیه اتصال

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

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

$$\phi = 0.85 \text{ شکل ندری ویژه}$$

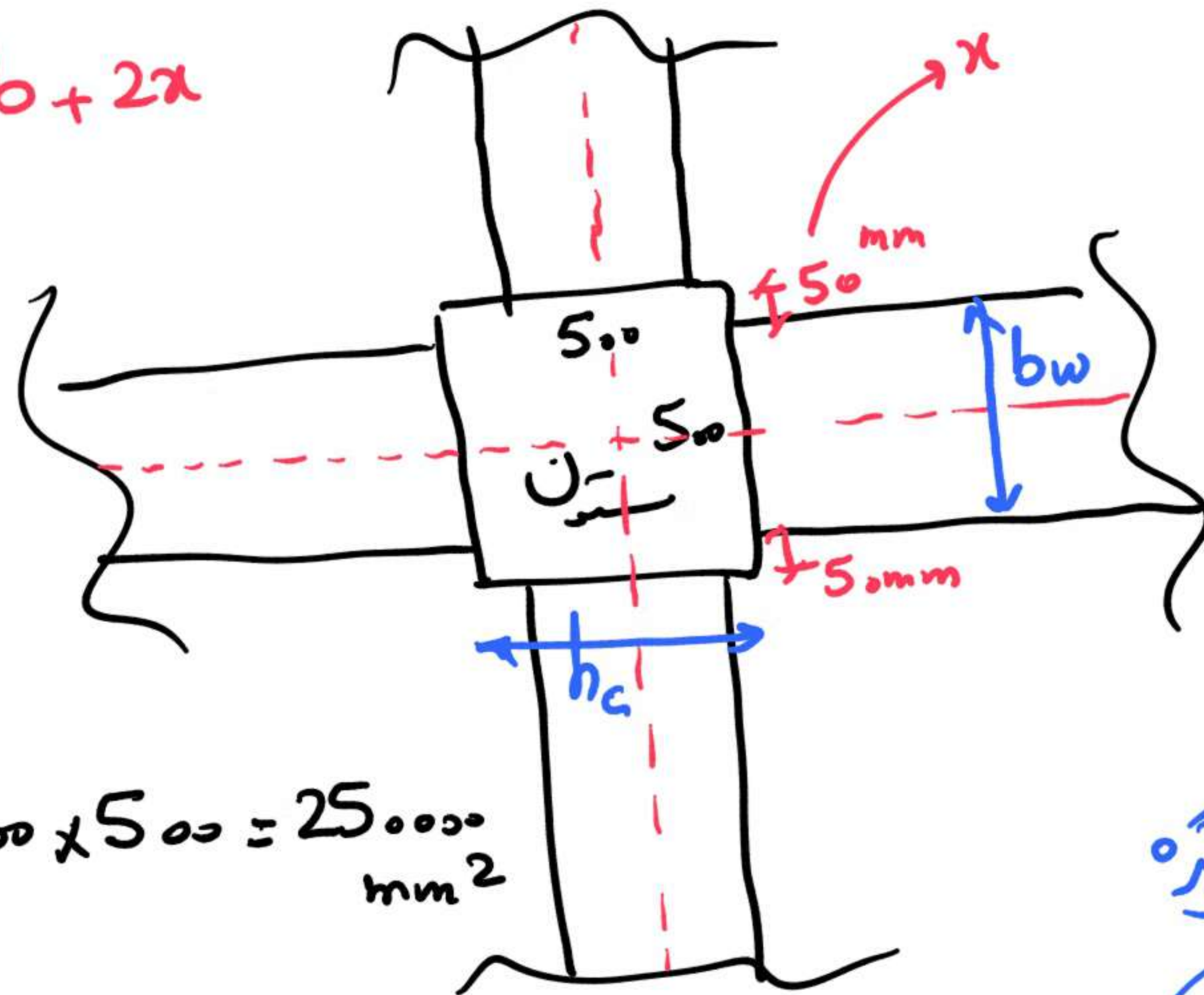
(فاقد شکل ندری یا شکل ندری کم)

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
جهت زلزله



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

حسابات ۷ محاسبات ۱۳۹۶

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



$$f'_c = ?$$

$$V_{uj} = 230 \text{ kN}$$

کل نیروی دیر

فرق بتن پوسته

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

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

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

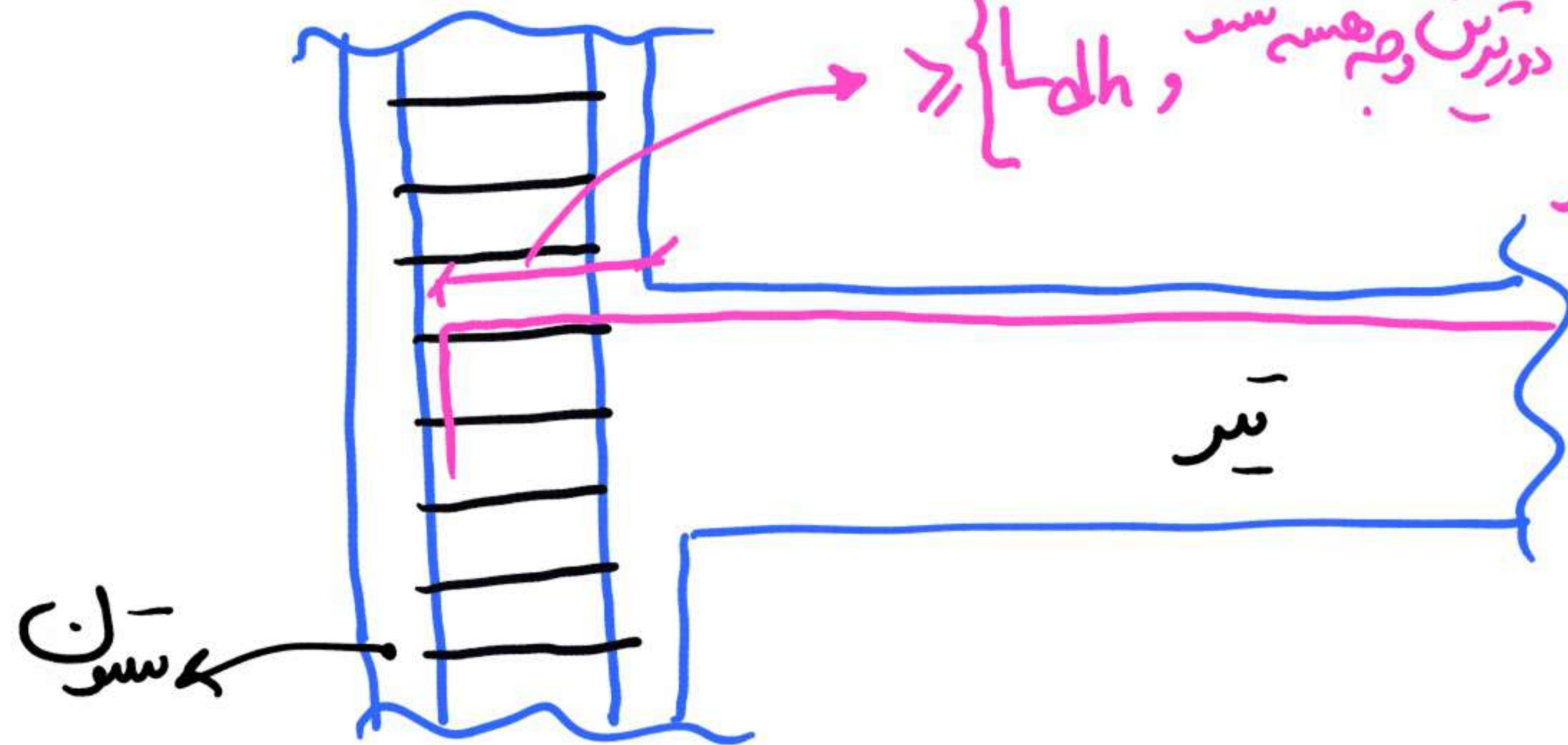
۹-۲۰-۲-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها و تیر

✓ تیرها گسی آرماتورهای طولی با عرض $1.25 f_y$ محاسبه می‌شوند.

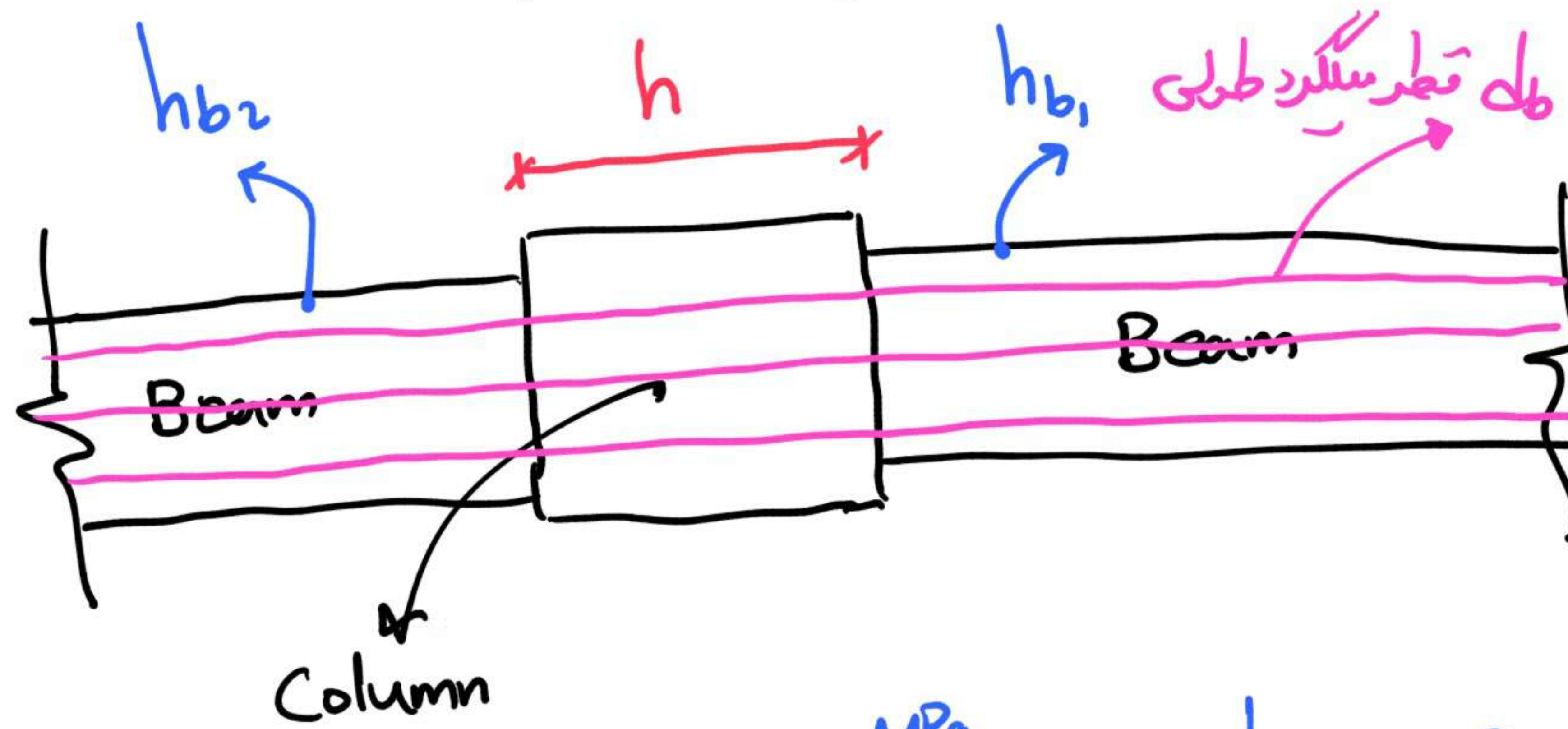
ی // طول معیار میلگرد قلابدار

{ در تیرین و بیشترین d_h ستون }

۹-۲۰-۲-۵-۲-۱



۹- ۲۰- ۶- ۵- ۳- ۲- ۱ حداقل طول نامی اتصال تیر به ستون



حداقل عرض ستون

الف اگر $f_y \leq 420 \text{ MPa} \rightarrow h_{min} = \frac{20 d_b}{\lambda}$ ضریب تنسین سبک

ب اگر $f_y = 520 \text{ MPa} \rightarrow h_{min} = 26 d_b$

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

در محل اتصال "h"

۲-۳-۵-۶-۲۰-۹

اگرید سون میانی از مهره ست با شیارهایی به پهنای حداقل $3/4$ بعد ۳۴۸
 سون محصور شده با سدی می توان رابطه A_{sh} مربوط به بند ۲۰-۶-۳-۳-۴
 را نصف کرد ضمناً مقدار S را که برای فاصله کانونیها مطابق زیر تعیین می شود می توان

تا 150^{mm} افزایش داد ؟

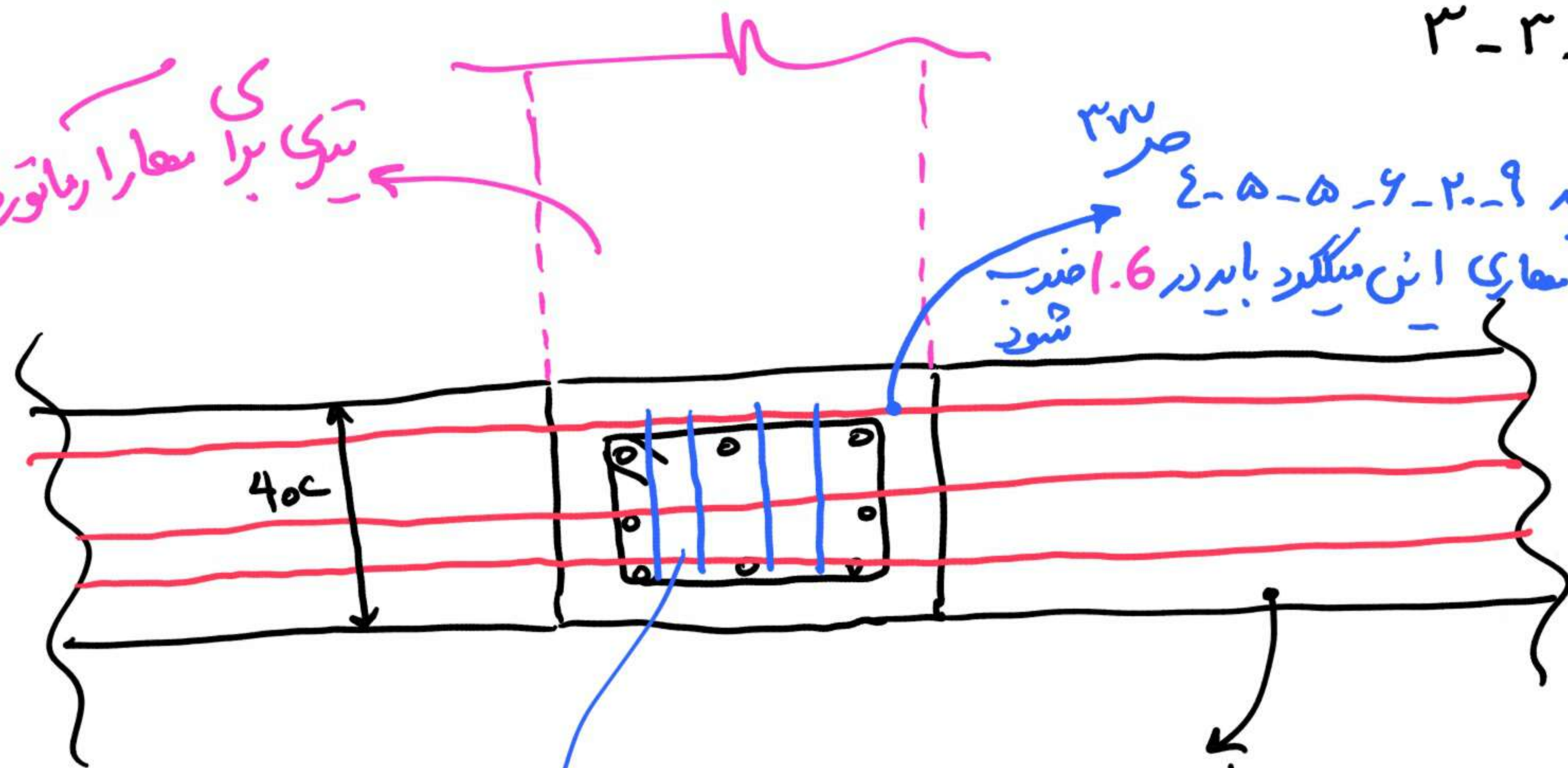
$$S_{max} = \min \begin{cases} \checkmark 1/4 b_{min} \\ \checkmark 6d_b : f_y = 420 \text{ MPa} \\ \checkmark 5d_b : f_y = 520 \text{ MPa} \\ \checkmark S_o = 100^{mm} + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ \checkmark 150^{mm} \end{cases}$$

$۳-۳-۳-۶-۲۰-۹$
 ۳۴۸

190

۳-۳-۵-۶-۲-۹

تیر برای مهار را با تیر طولی خارج از هسته ستون وارد شده است



مطابق بند ۲-۹-۶-۵-۵-۲
طول نهایی این میلگرد باید در ۱.۶ ضربه شود

خاموشی جهت اتصال میلگرد خارج از هسته به میلگرد داخل هسته

۳۶۳
با فواصل بند ۲-۳-۵-۶-۲۰-۹

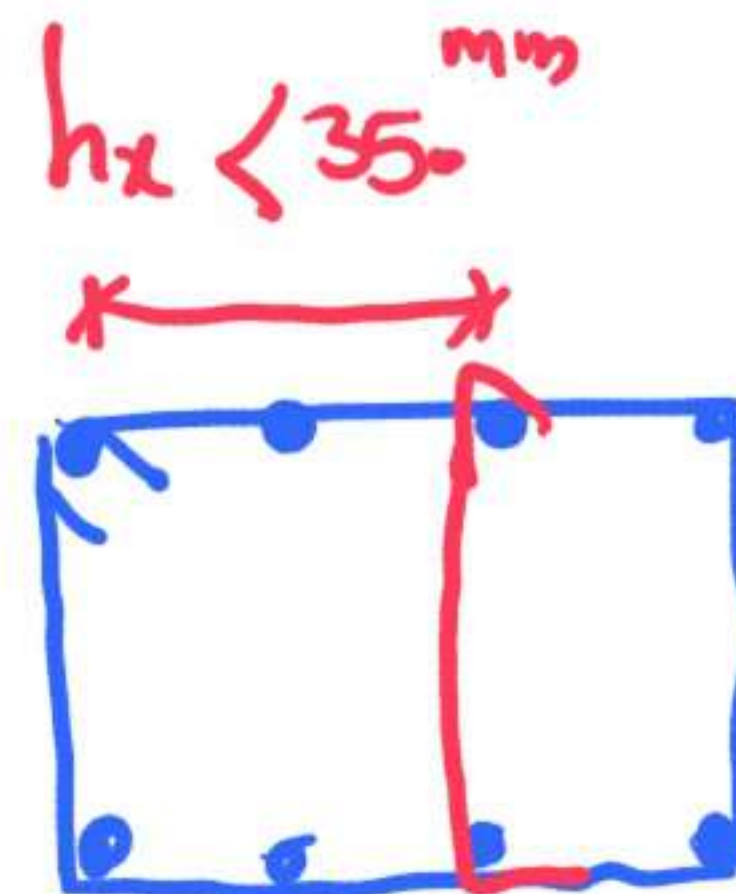
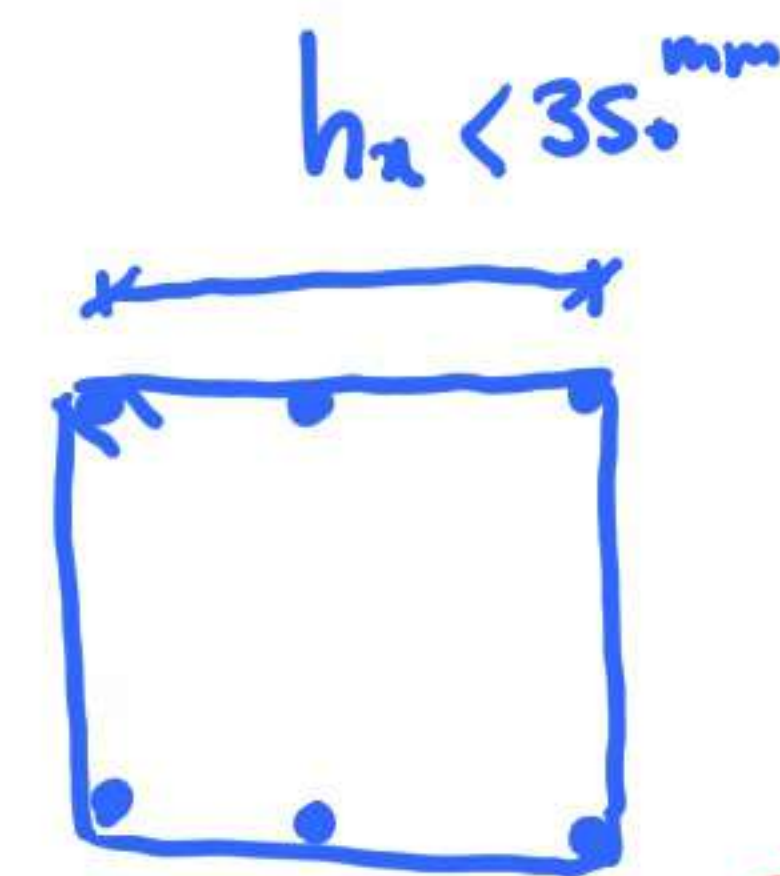
"دوگانه باشد"

(۱۹۱)

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

۳۶۳
بارعایت بند ۲-۳-۵-۶-۲۰-۹

$f_y = 420^{MPa}$ $f_y = 520^{MPa}$



* طول معاری میلگردهای گسسته

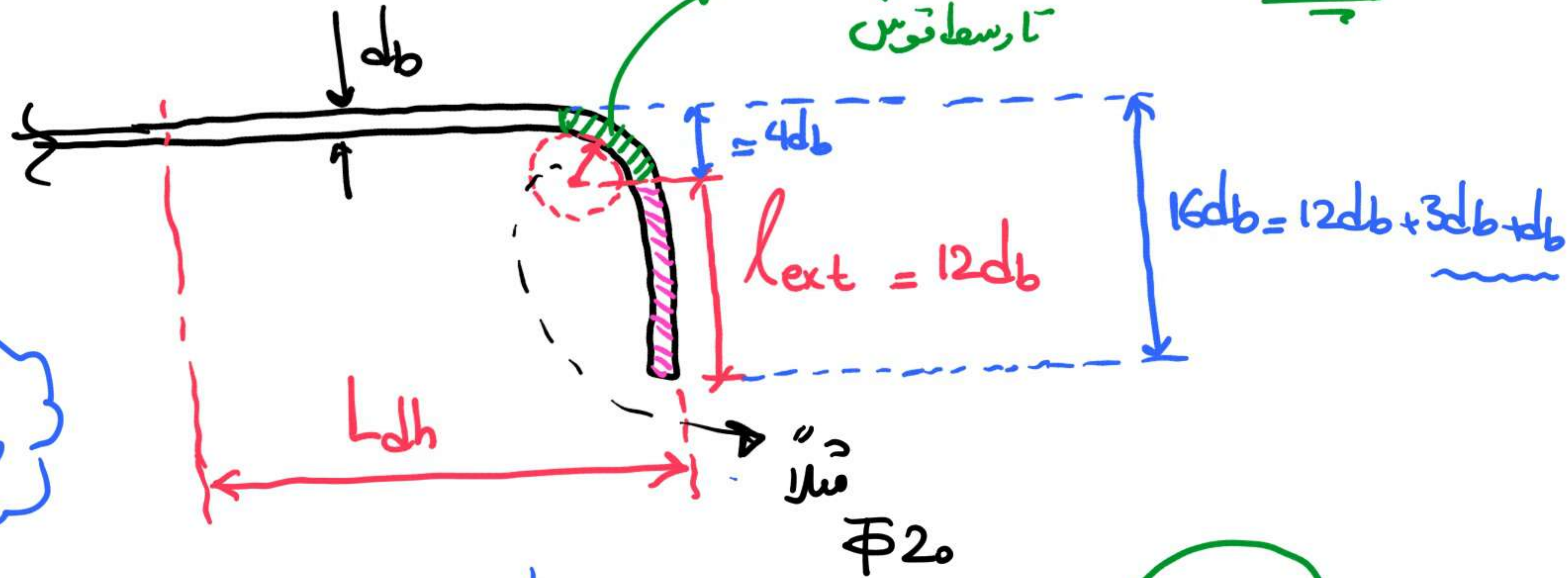
کلمه: اگر تیرها طولی به در شکل مستقیم و دارای قلاب استاندارد (90° , 180°) در لستش مهار می شوند و قلاب بار بوی برای تسهیل آسپری ندارد.

رابطه ای که در فصل ۱۲ به جهت ۹ در فصل ۹ میلگردها پیاف می شود محافظه کارانه تراز
رابطه ای میلگرد بر اساس فصل ۲۰ است و این یک ایراد اساسی است که باید آن
در ACI نباشد و به دلیل ترقیه به جهت ۹ وارد شده است.

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

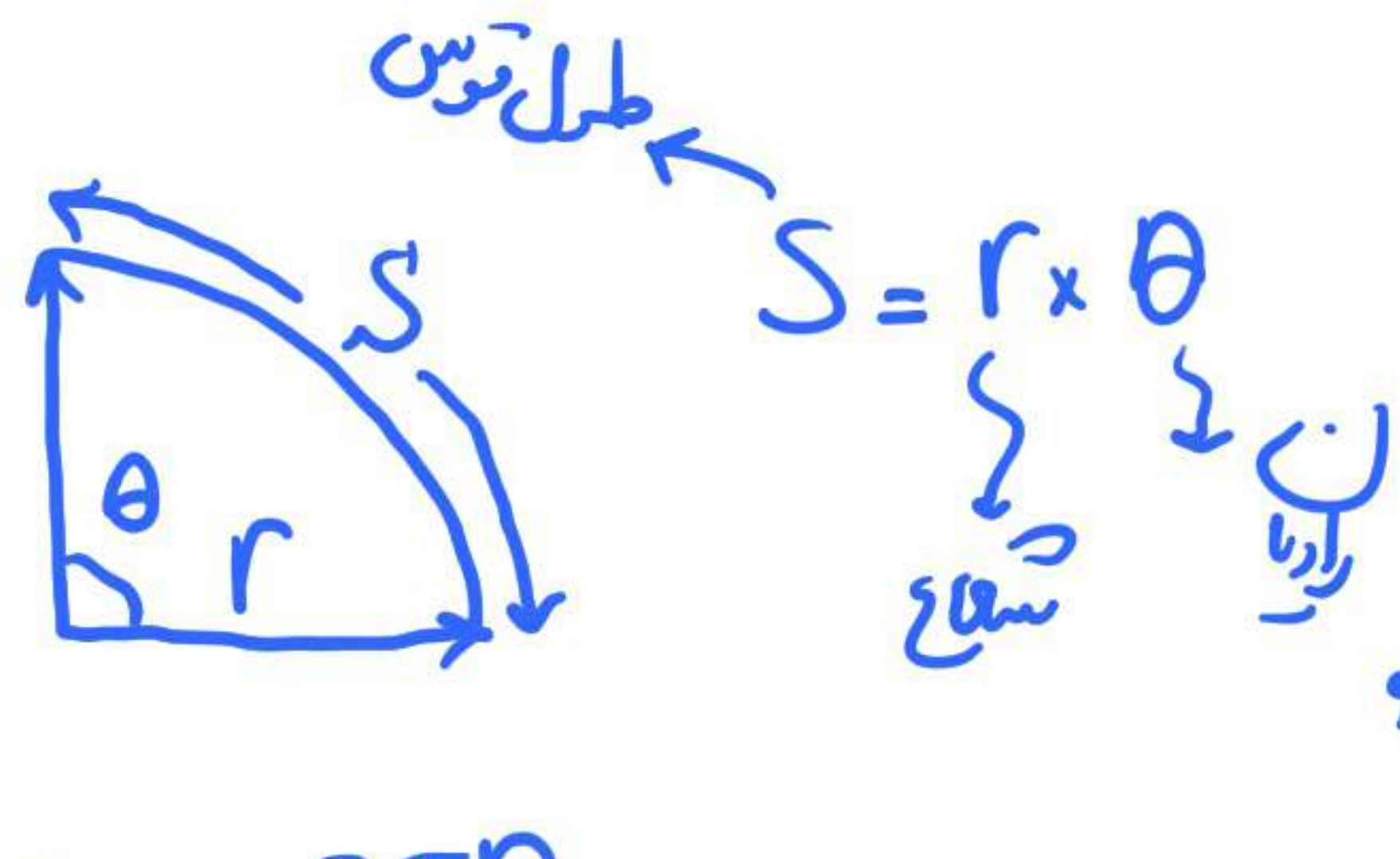
$$\text{طول قوس} = (3.5d_b) \times \pi/2 = \underline{5.5d_b}$$

تار سفت قوس



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

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



$$S = r \times \theta$$

شعاع

$$\frac{1}{4} \text{ محیط دایره} = \pi/2 \times r$$

$$\text{محیط دایره} = 2\pi r$$

$$\theta = \pi/2$$

طول‌های میگردهای قلابدار مطابق
صواب‌ها شکل زیر و زیره

$$L_{dh} = \left(\frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \quad \begin{matrix} \text{MPa} & \text{mm} & \text{MPa} \end{matrix}$$

(رابطه ۹-۲۰-۱۱)
 L_{dh} شکل زیر و زیره

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

✓ ضم قلابها باید به سمت داخل هسته سوراخ باشد (هسته عضوین اگرچه)

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

طول‌های میگردهای مستقیم در گسترش

صداف ۳۰۰ mm بین درز میگردها
در یک مرحله ریخته نشده باشد

میگردهای قائم
سوراخ در دیوار برشی
و این تیرها دفن می‌شوند

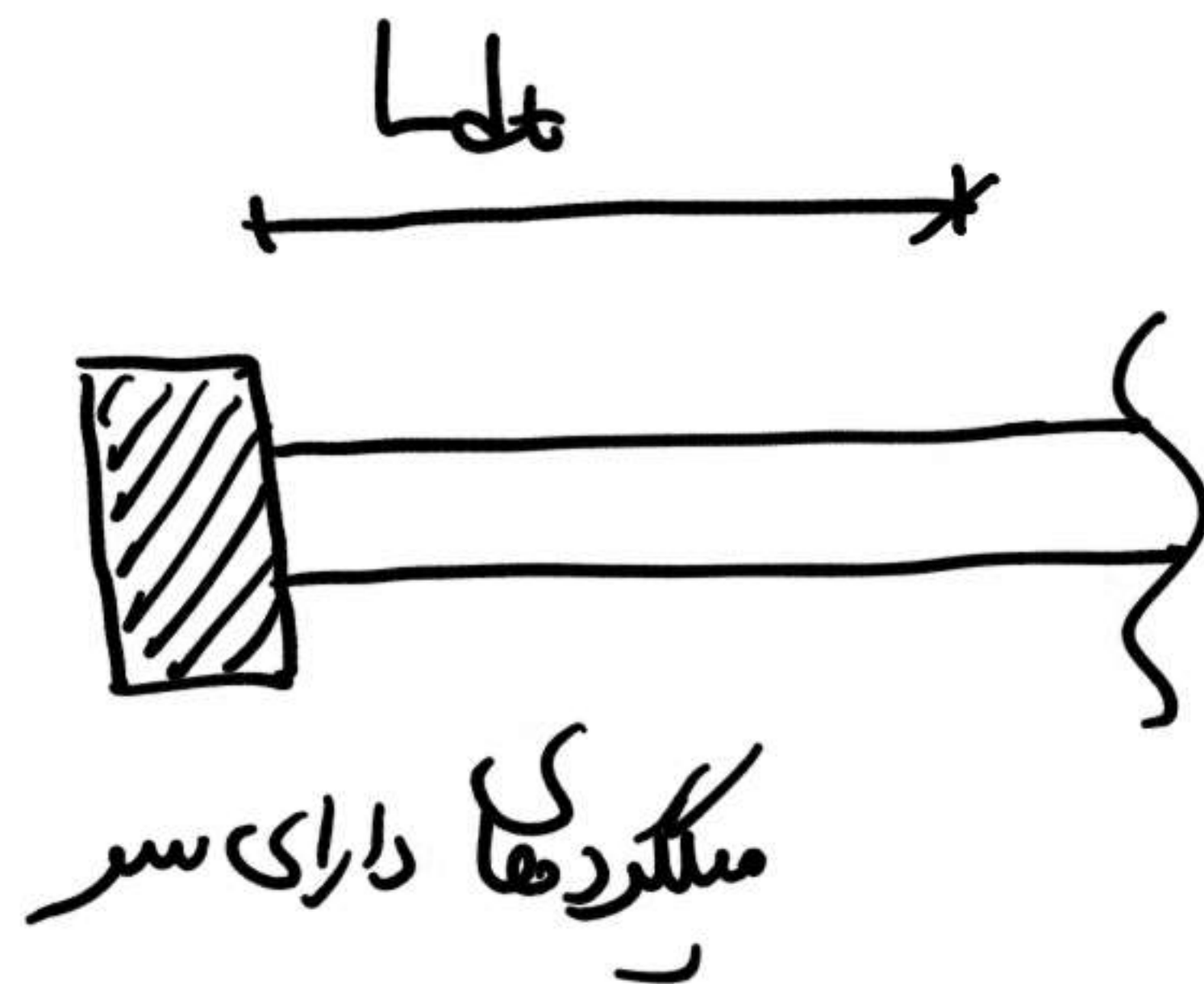
صداف ۳۰۰ mm بین درز میگردها
در یک مرحله ریخته شده باشد

میگردهای افقی
سورفونداسیون
به شرط ارتفاع بیش از ۳۵۰ 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

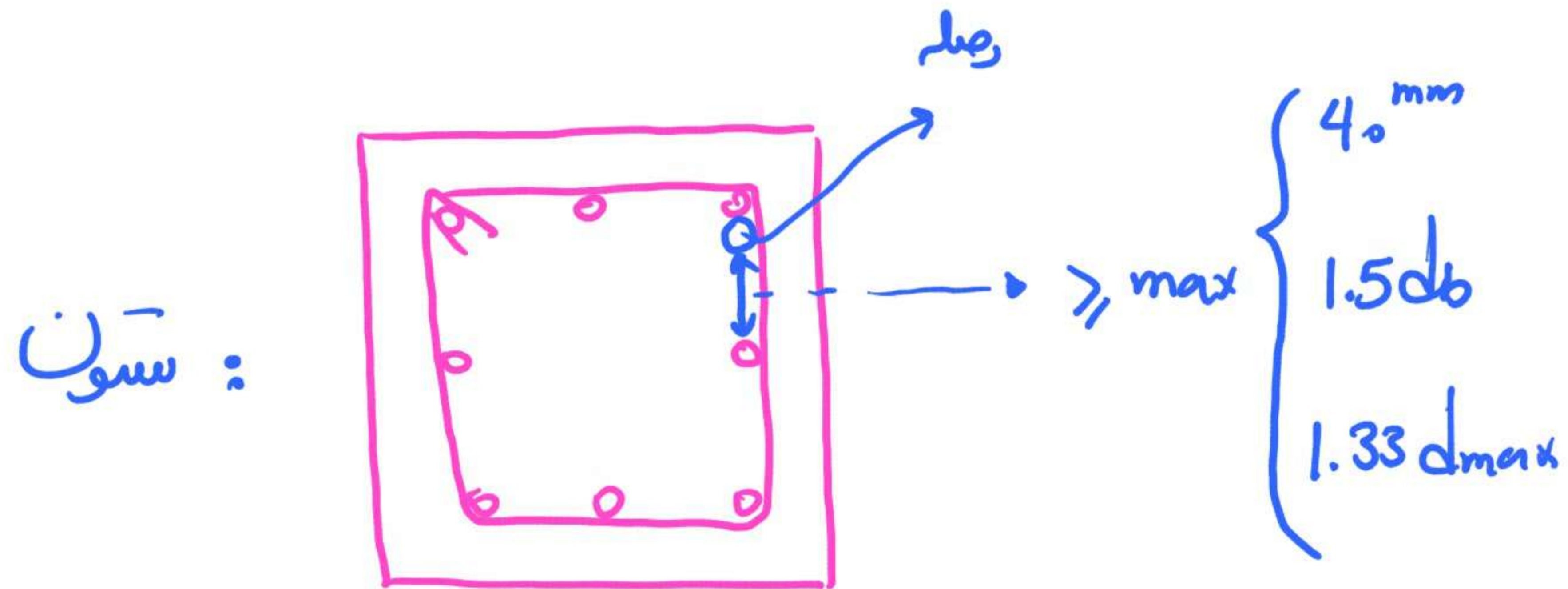
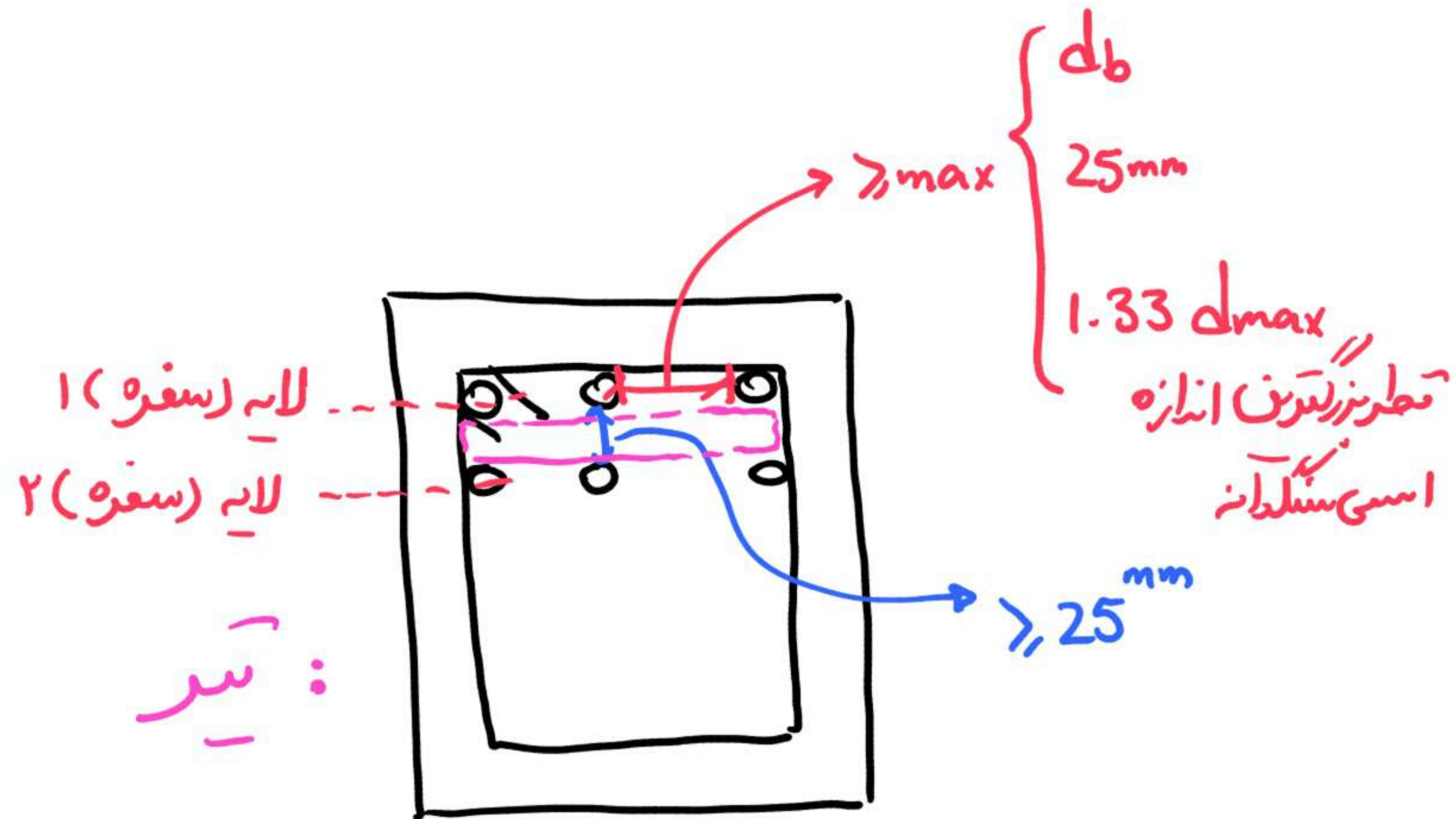


در شکل بند و تیر باید در ۱.۲۵ ضرب شود.

✓ 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 اعتبار 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

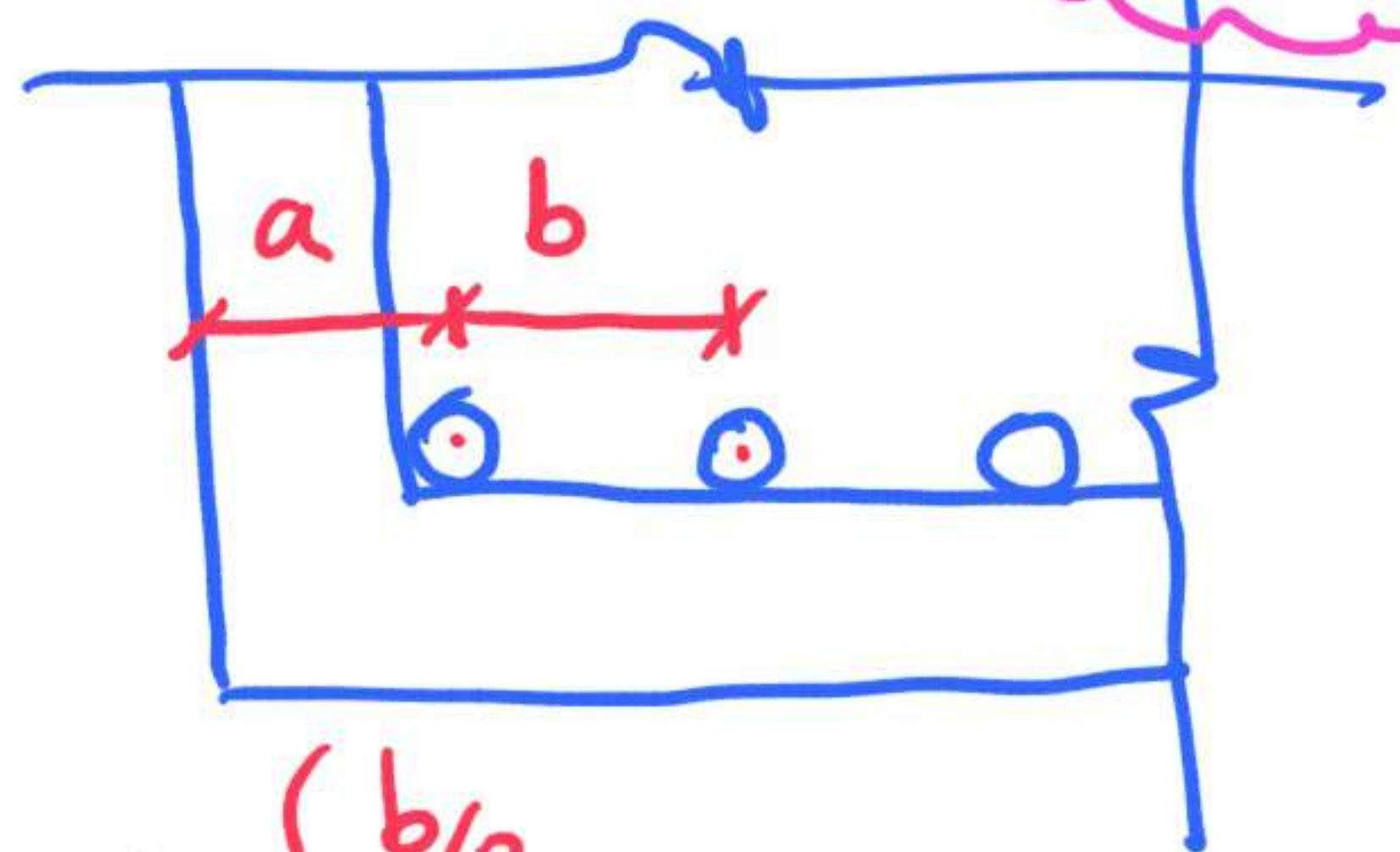
$2.5 \geq$

می توان فرض کرد $K_{tr}=0$

ساختن آرماتور عرضی

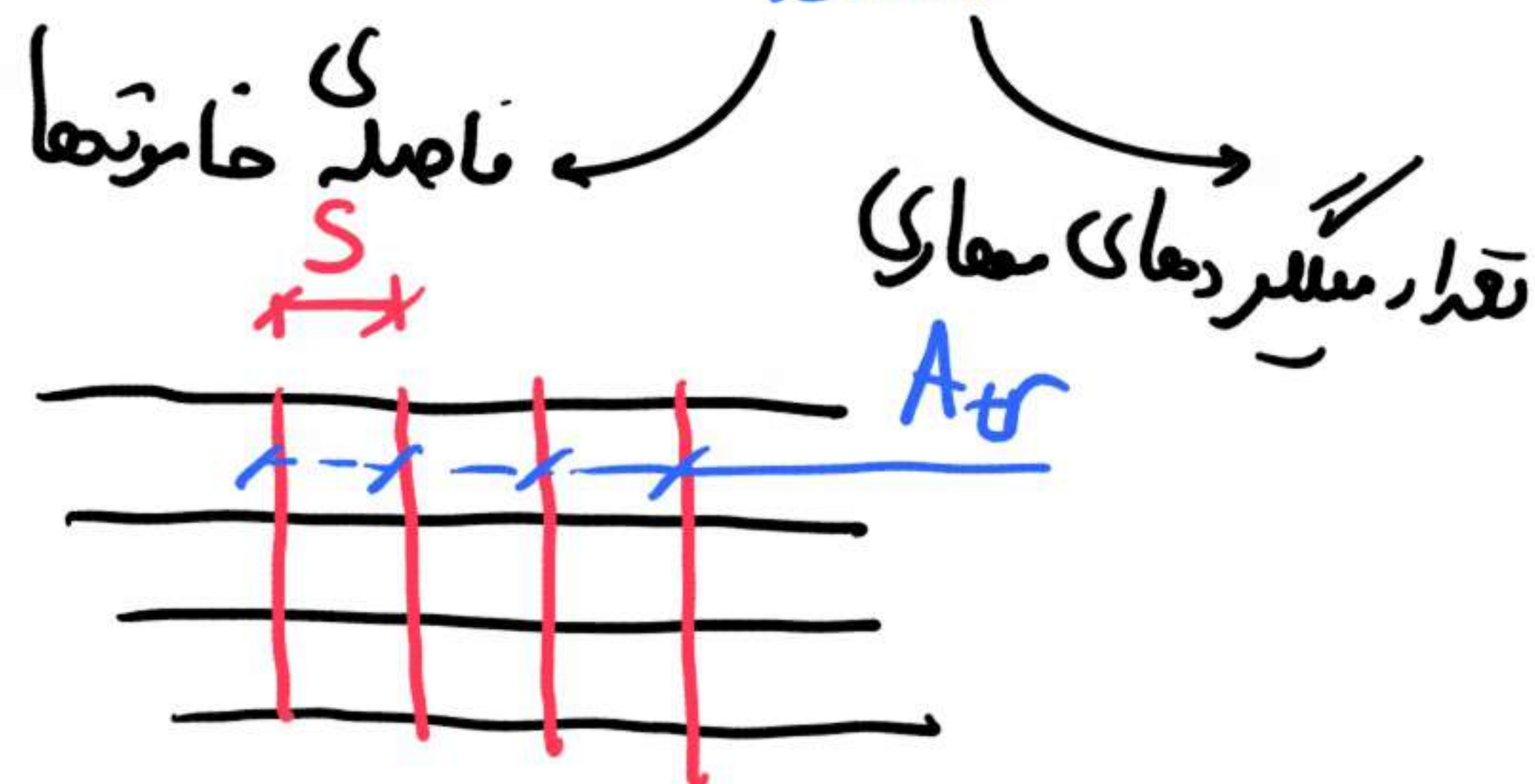
$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{S \times n}$$

تعریف C_b



$$C_b = \min \left\{ \begin{matrix} b/2 \\ a \end{matrix} \right.$$

تعداد میلبردهای $n=4$



فاصله خاموتها

تعداد میلبردهای معای

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

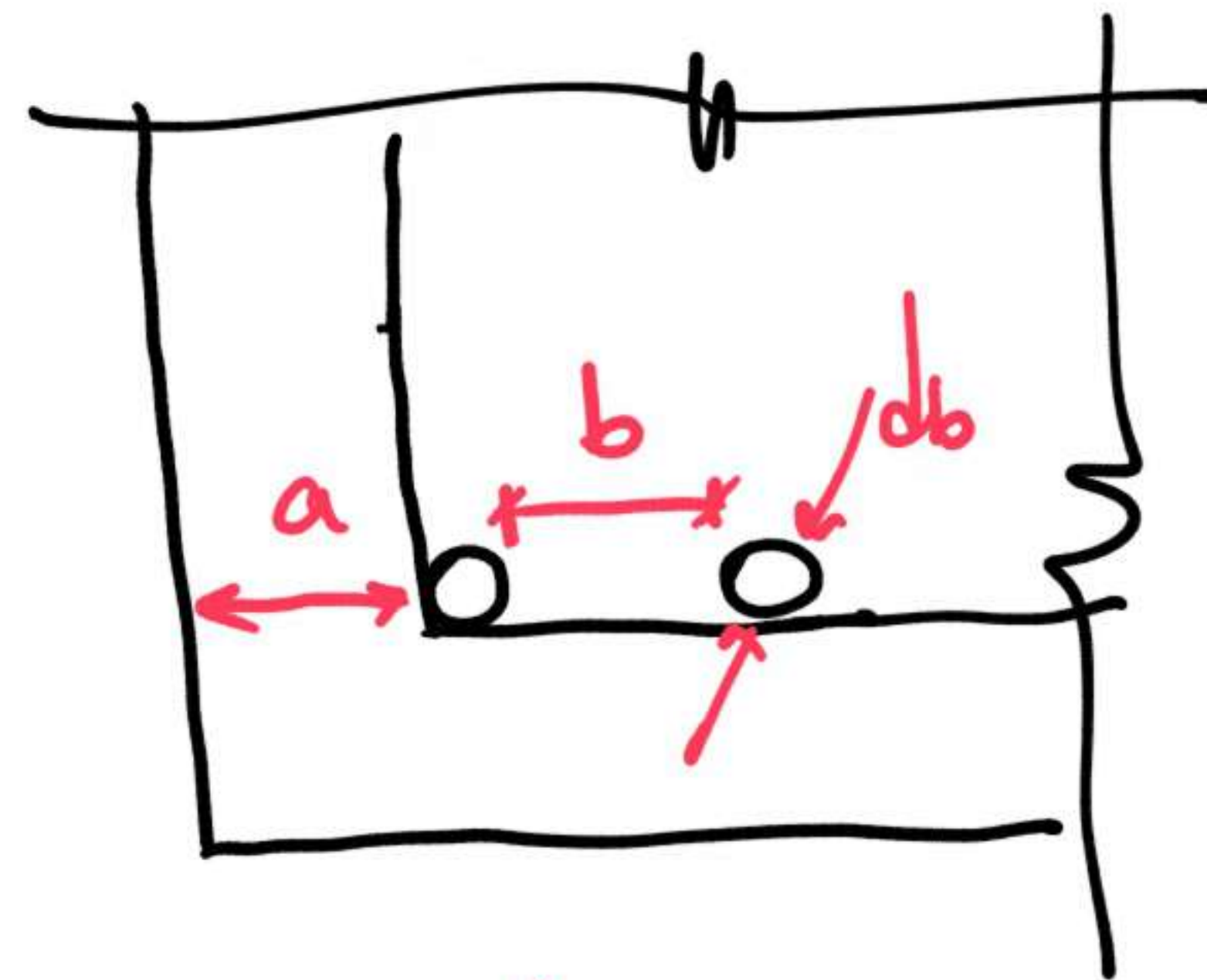
میلگرد اتقی با ۱.۳
 ۳۰۰ mm بتن تازه زیر آن

سایر حالات ۱.۰

تنین سبک ۰.۷۵
 تنین معمولی ۱.۰

$f_y \leq 420$: ۱

$f_y : 520, 500$: ۱.۱۵



$a < 3b$ و دارای رلش ۱.۵
 $b < 6a$ ملا

یکی از شرایط
 برای رلش ۱.۲
 نتایج نقض شود

فاقد رلش ۱.۰

ψ_g : ۰.۰۵

ψ_e : ایوکی و اندر

۰ : حد شرایط با هم
 اکثراً

* بررسی تست محاسبات 93

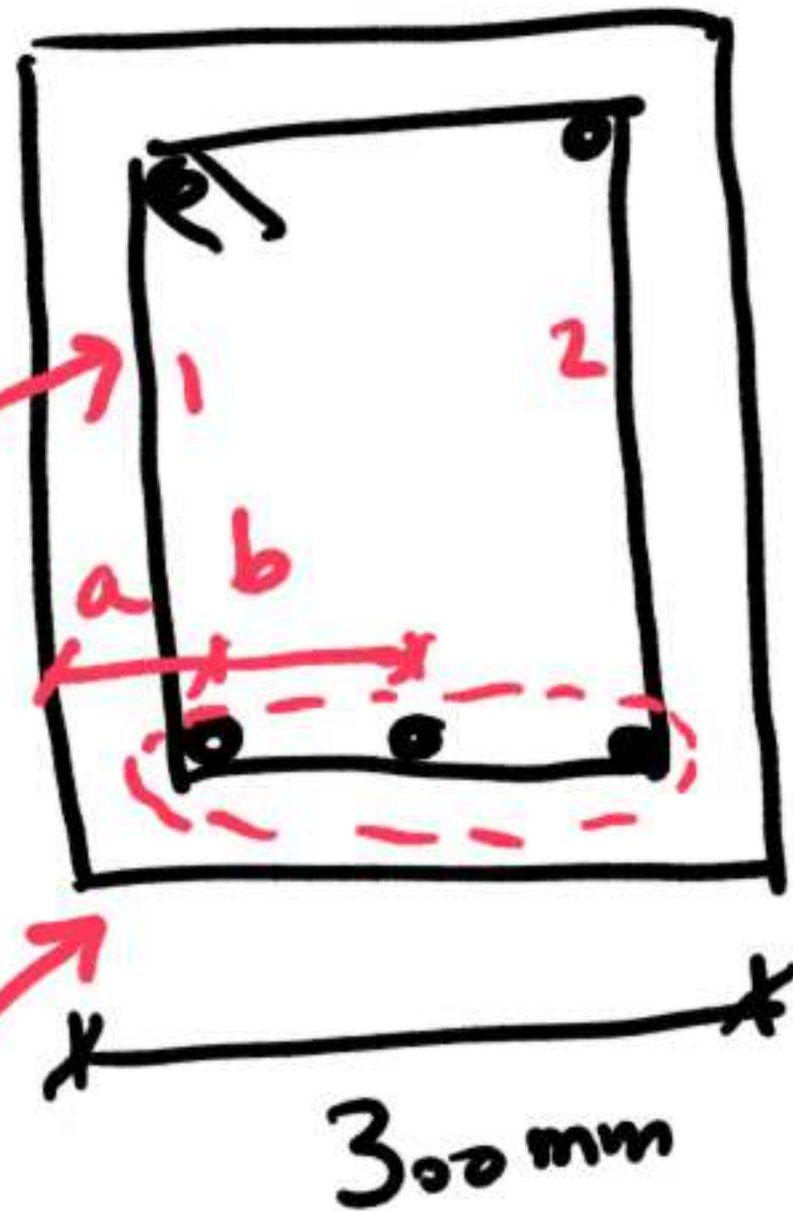
3 Φ 25 لستی $f_y = 400 \text{ MPa}$

cover = 50 mm

$f_y = 340 \text{ MPa}$ خاتر

$\Phi 12$ و $15. \text{ mm}$ خاتر

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



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

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

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

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

نامنه آزار

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

بین دو میلگرد

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

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

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

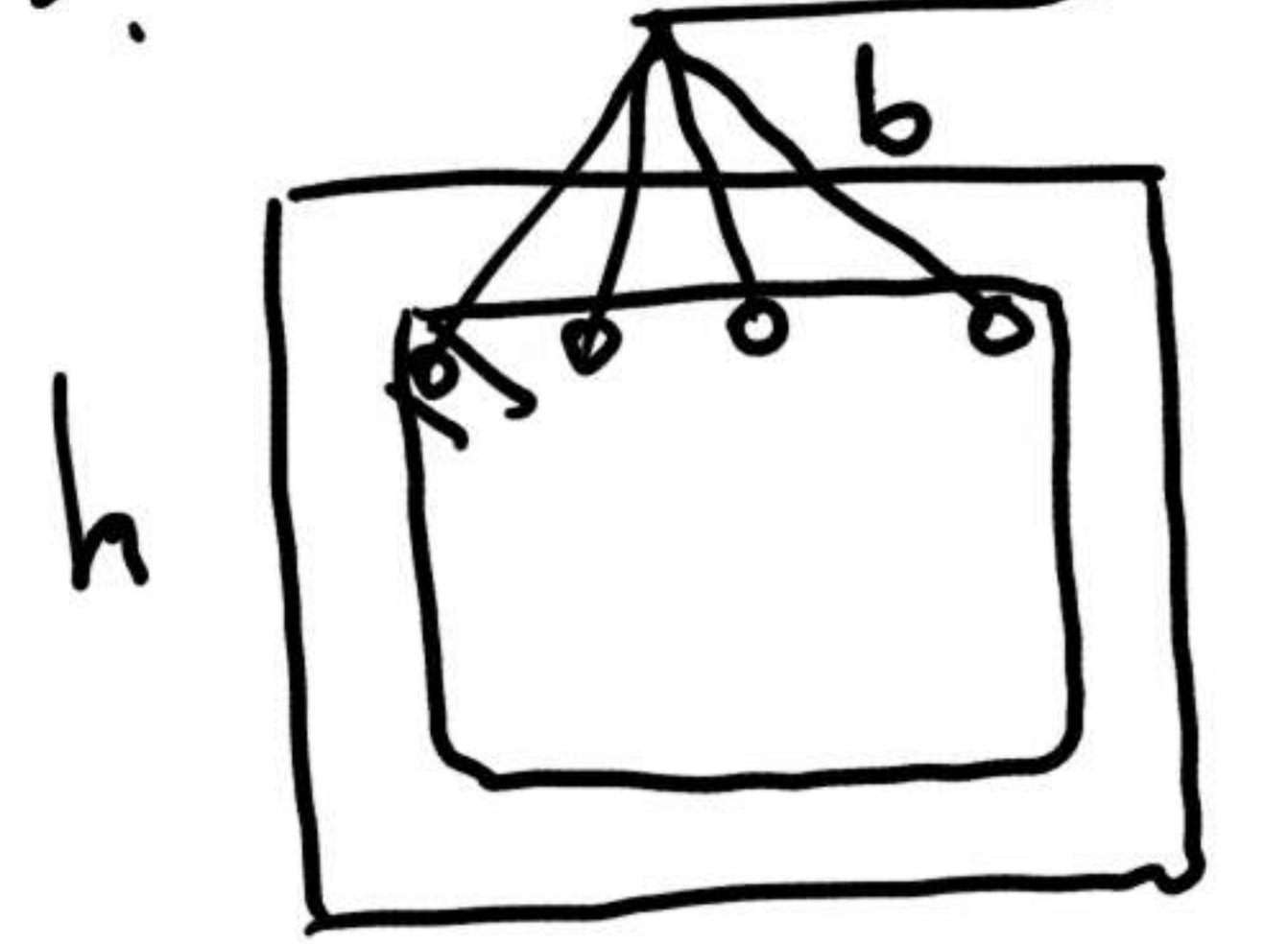
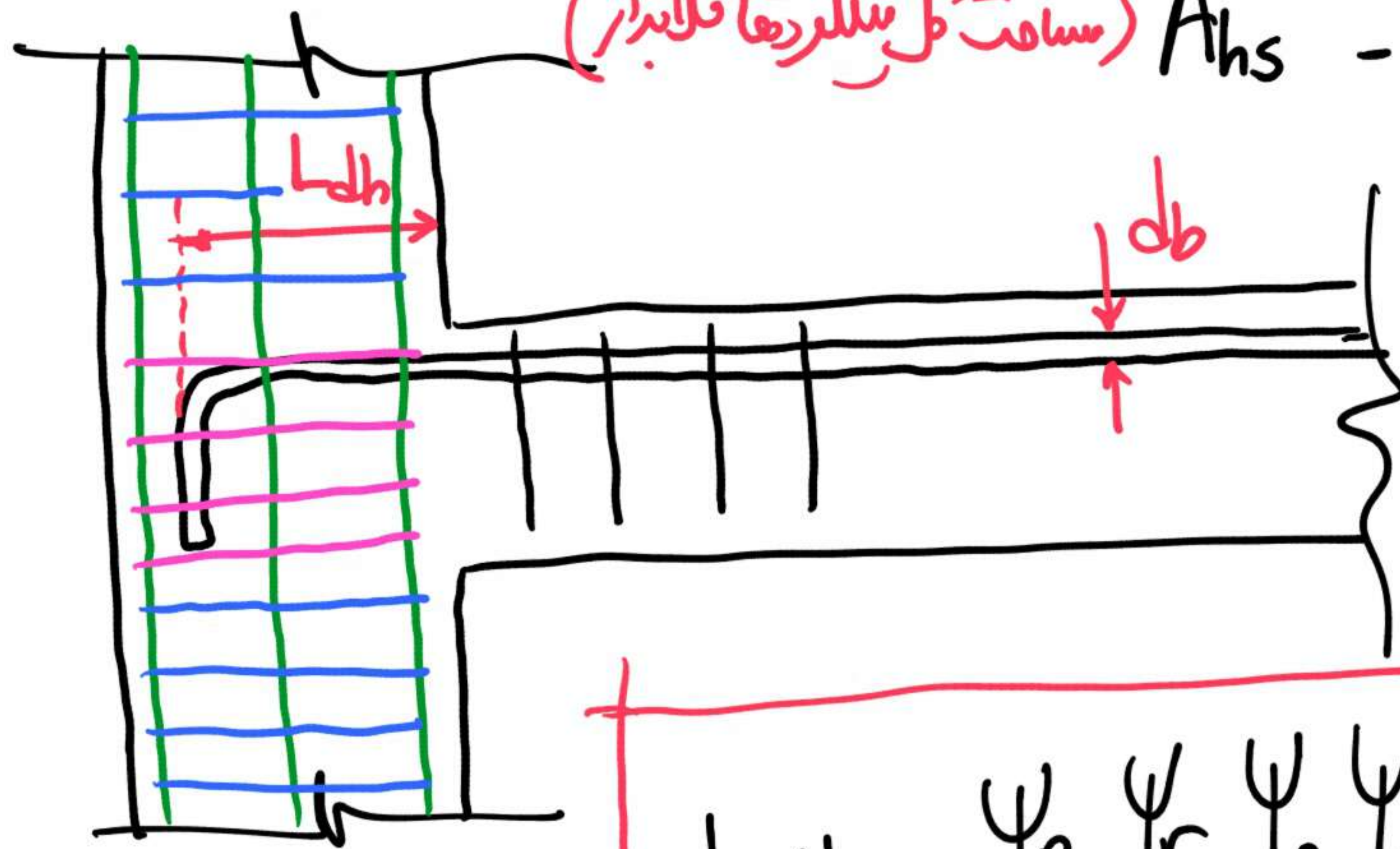
$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{37.75 + 20}{25} = \boxed{2.31}$$

۱۵۰۰, ۲, ۲

حلبه مربع

ارائه بحث طولهای میلگرد - میلگرد قلابدار در گسش

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



Beam section

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

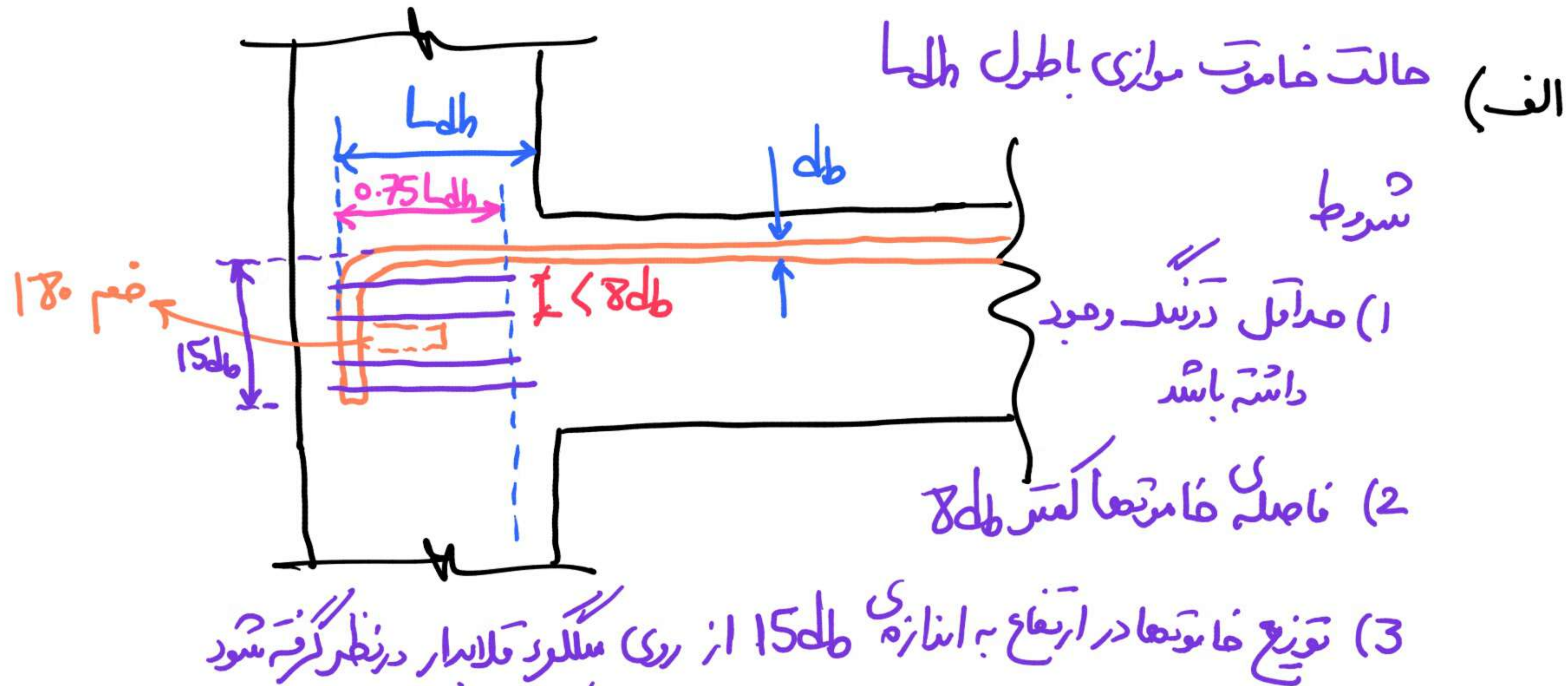
$$\geq \max \{ 8d_b, 150 \}^{mm}$$

200

مسافت کل تندها و خاموتها محصورکننده میلگرد قلابدار گریه

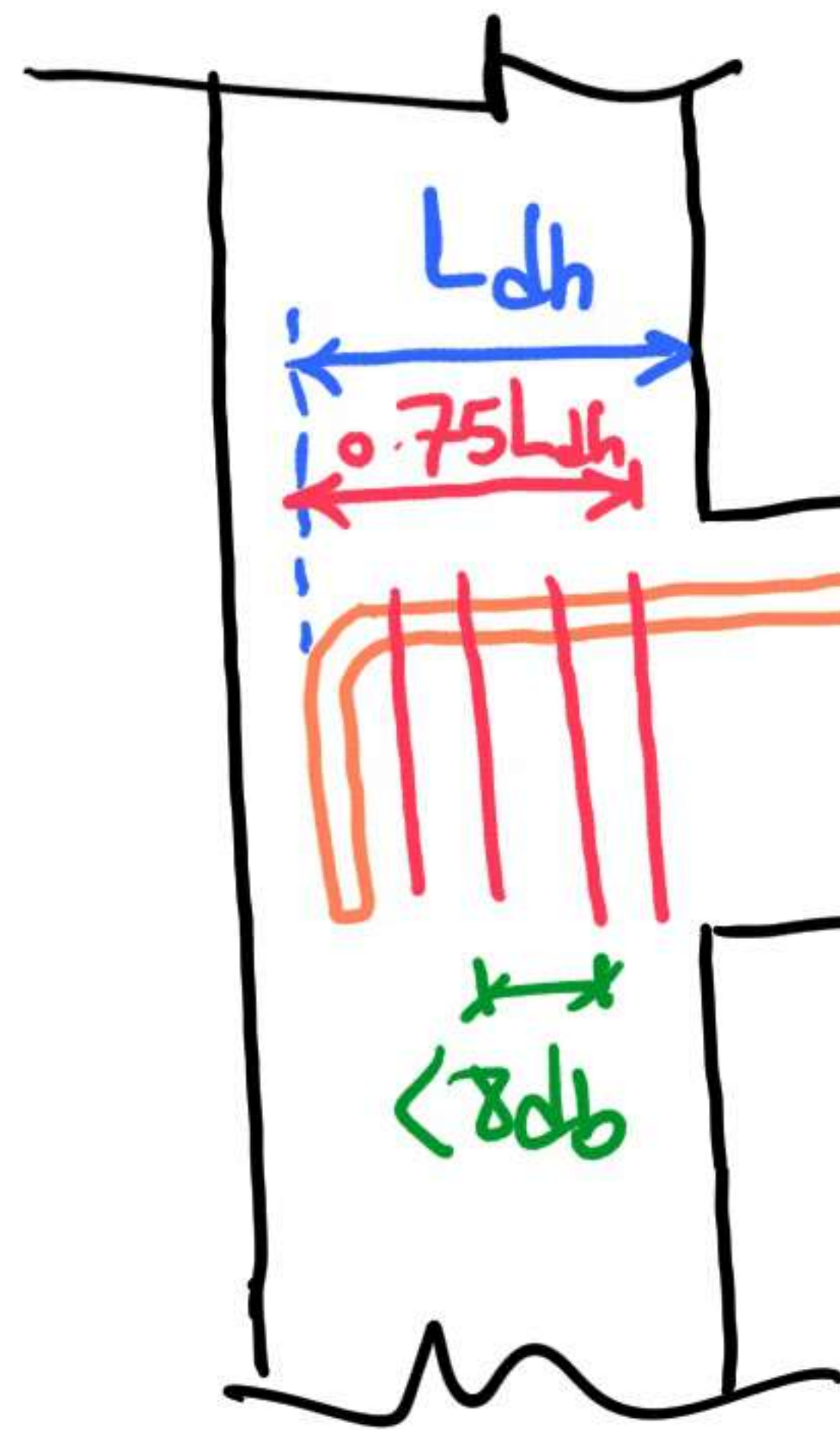
تعریف A_{th}

صورت زیر تعریف می شود ؟



* حداقل بُعد ساق خاموت (موازی l_{dh}) برابر $0.75 l_{dh}$ است

ب) حالت عمود بر h_{dh}



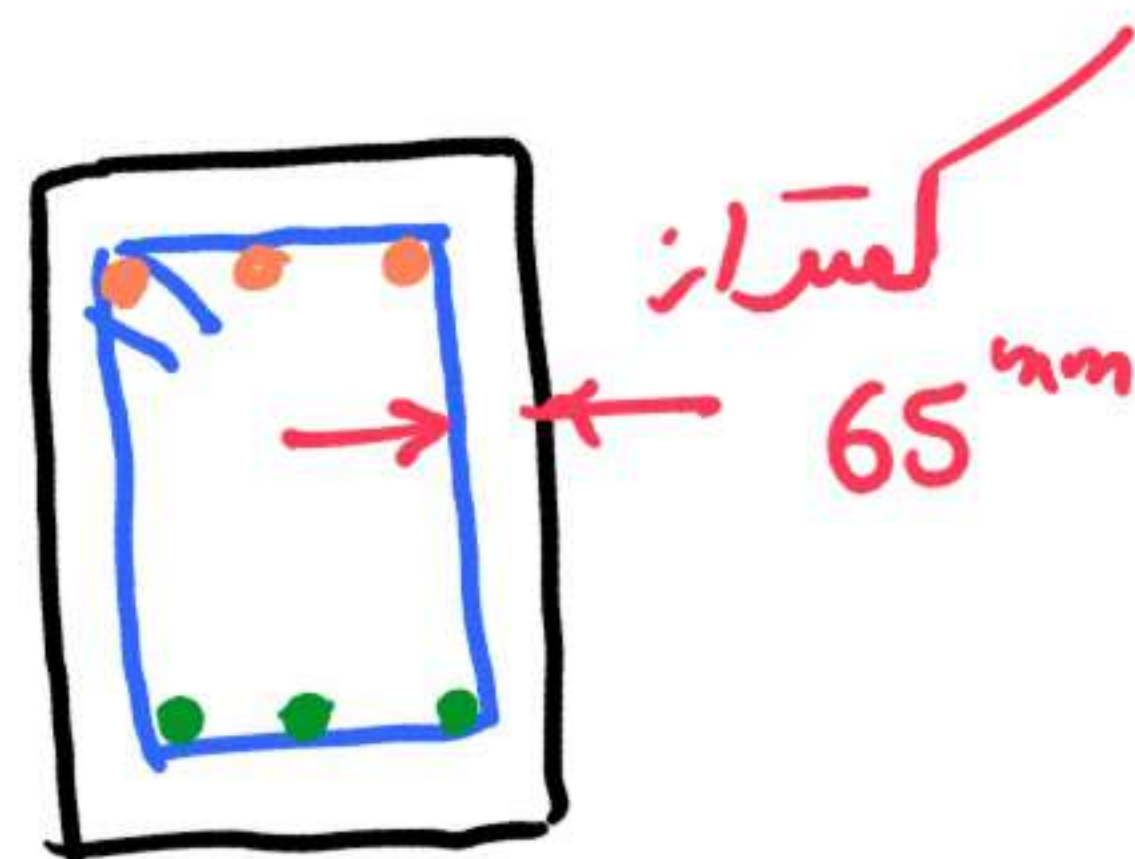
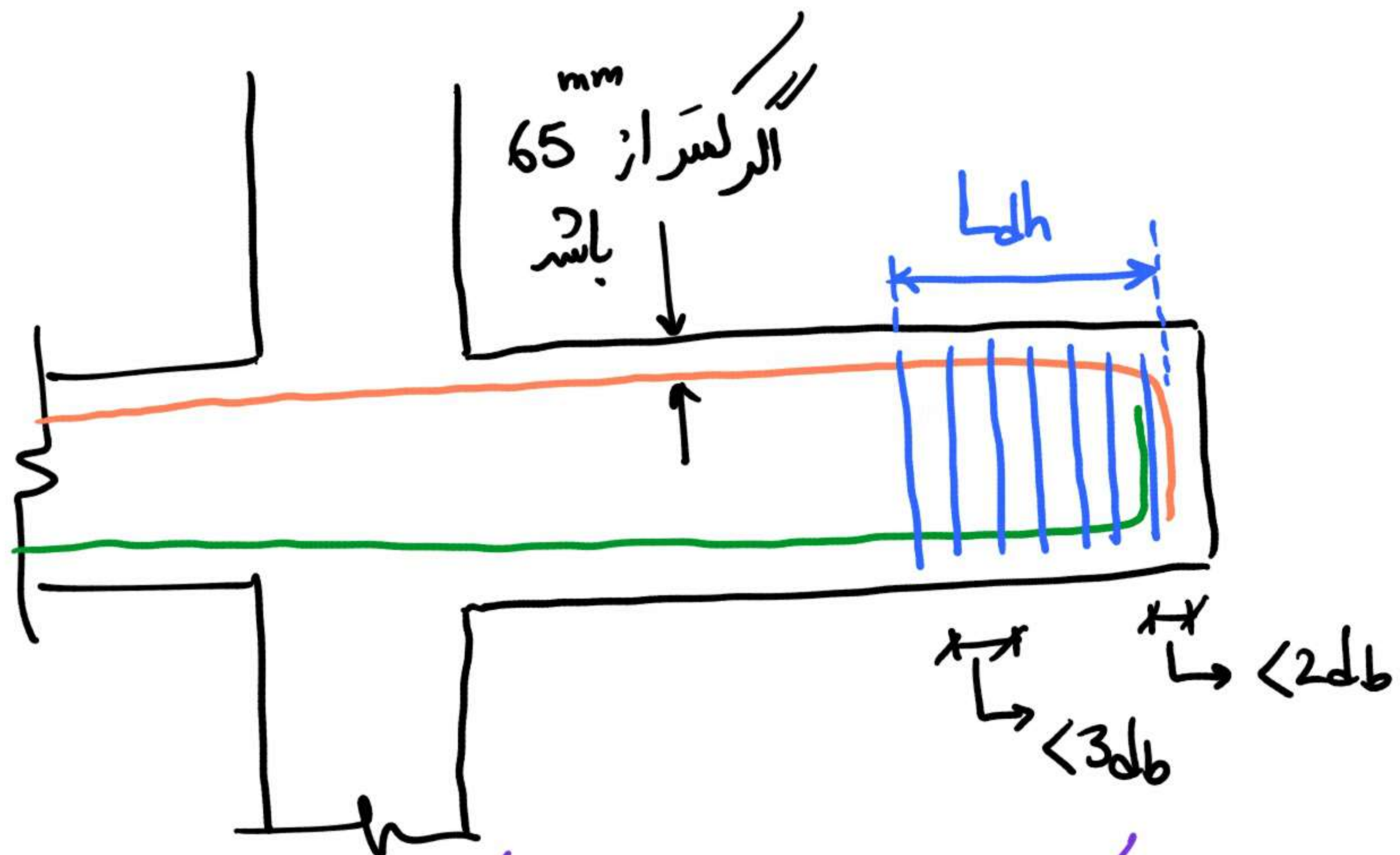
- شرط
- (1) حداقل روند یا خاموت عمود بر h_{dh}
 - (2) فاصله بینها کمتر از $8d_b$ باشد

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

* در امتدادها غیر مقید، نظیر طرورها و سیرها منتهی به سرنها انتهای باید منطبق

نمبر ۹ - ۲۱ - ۳ - ۳ - ۴ ص ۴۲۹ رعایت گردد :

$\Sigma_{\mu \nu} = 0$ in



اگر کار Side (بغل) و کار Top یا Bot. کمتر از 65 ^{mm} باشد در انتهای غیر معدن از خاموت یا چیدمان فوق در طول 1.5 باید استفاده شود

2.3

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب رابطی L_{dh}

✓ ψ_e ضریب پوشش

بالندرد اکوسی ≈ 1.2

بدون اندرد اکوسی ≈ 1.0

مساحت میلدرها طوطی قلابدار

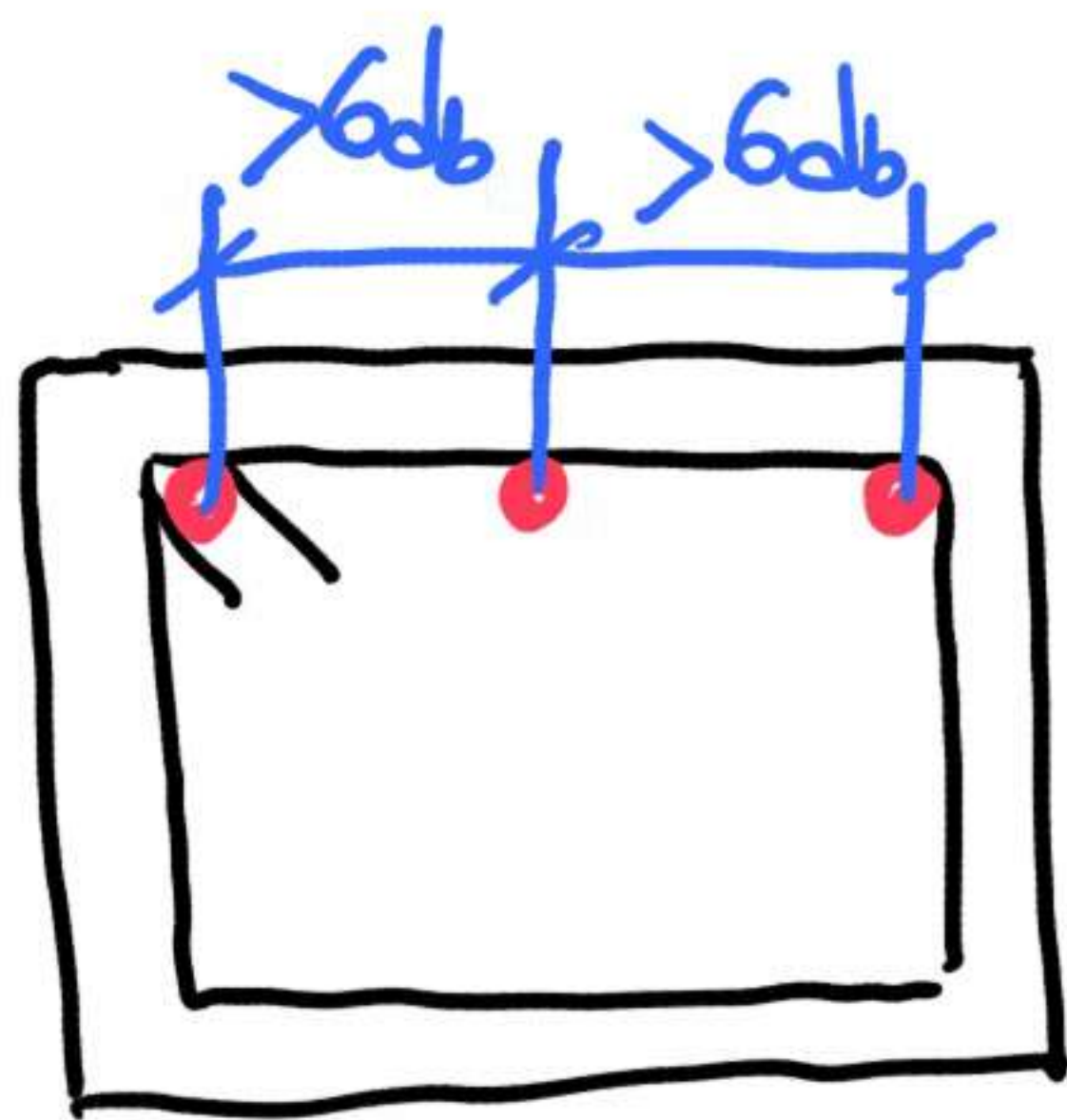
مسافت کل خانه ها

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

✓ ψ_r ضریب ارباتور

محصور گسده

و یا با فاصله میلدرها معیار ستونه بیش از 6db



$$\psi_r = 1$$

در سایر حالات $\psi_r = 1.6$

204

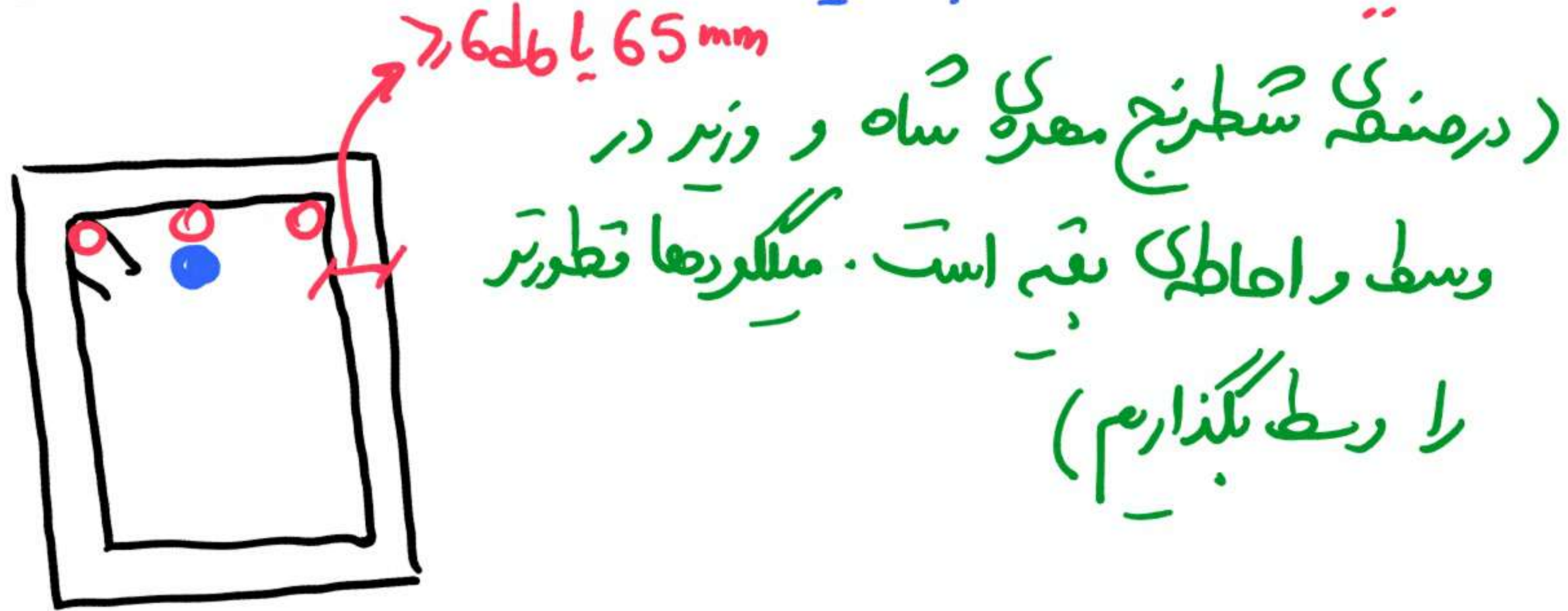
✓ ضریب ψ_0

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 66 (عمود بر صفحه‌ی قلاب)



در سایر حالات $\psi_0 = 1.25$



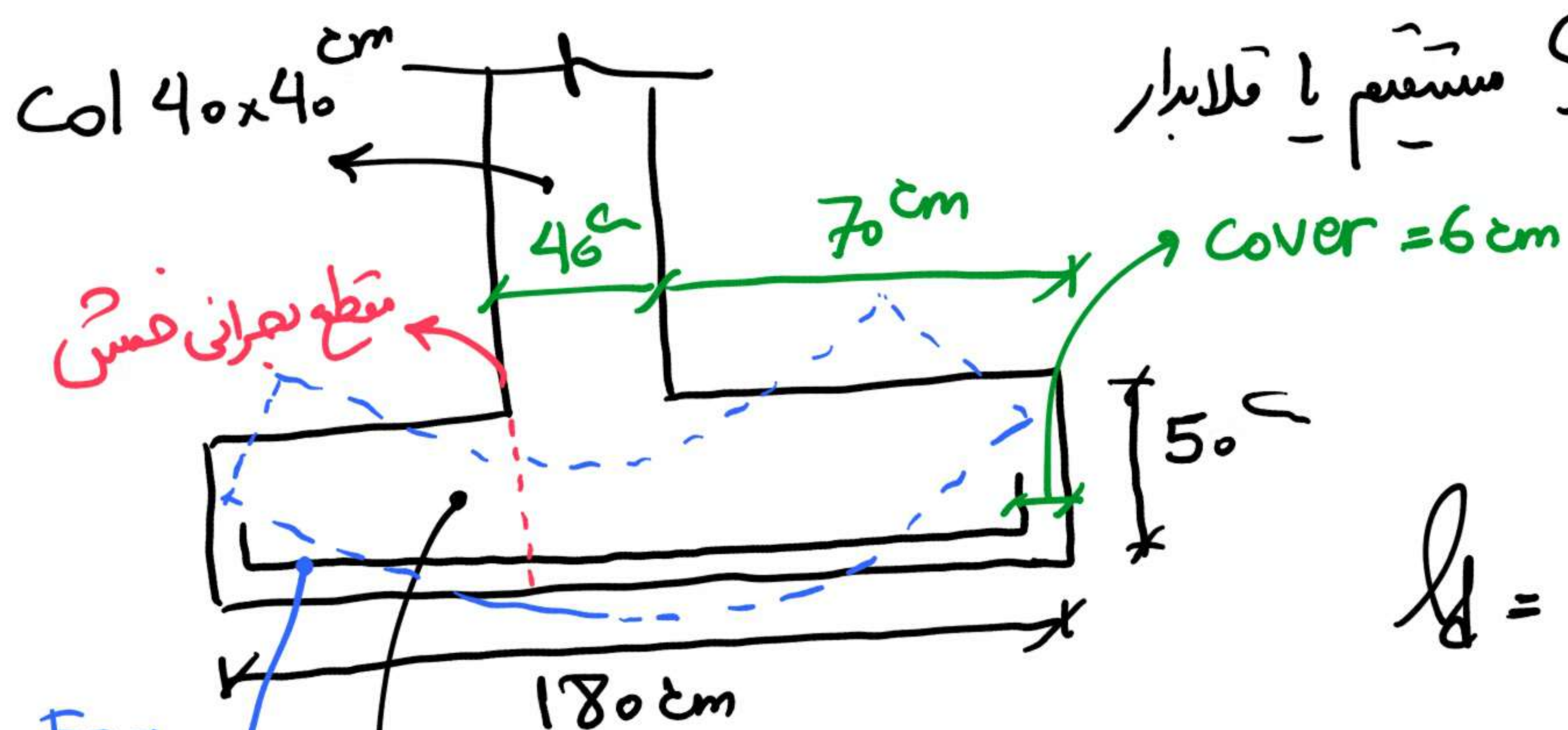
2.5

✓ ψ_c صریح مقاومت بتن

اگر $f'_c < 42 \text{ MPa} \rightarrow f'_c / 1.05 + 0.6$

اگر $f'_c \geq 42 \text{ MPa} \rightarrow 1.0$

بررسی سست محاسبات ۹۱



بررسی طول معمار مستقیم یا قلابدار

$$\text{Max} \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = 2.5$$

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

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

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

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

206

10 Φ 25

180 cm / 10 عدد یعنی $\approx 180 \text{ mm}$

Footing 180x180x50 cm

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

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

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

کارکنای ۶۵ mm رعایت شده

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

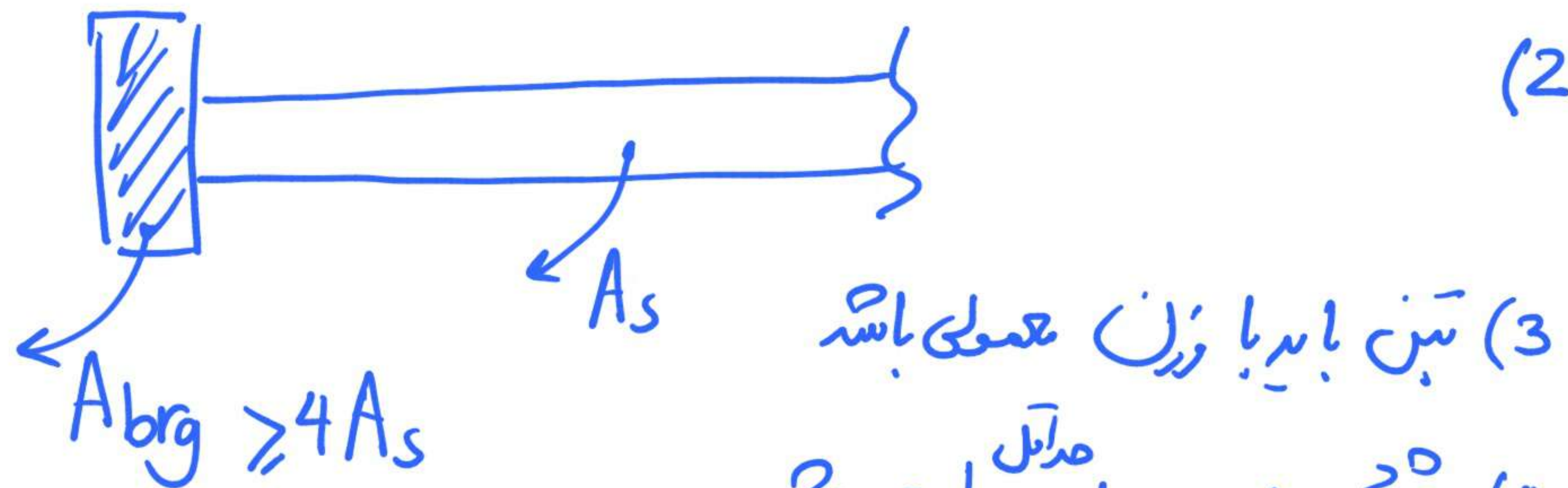
"بافتاب طول معاری میله در تاسین و جاری شده آن تعیین می‌گردد"

"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) بتن 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

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

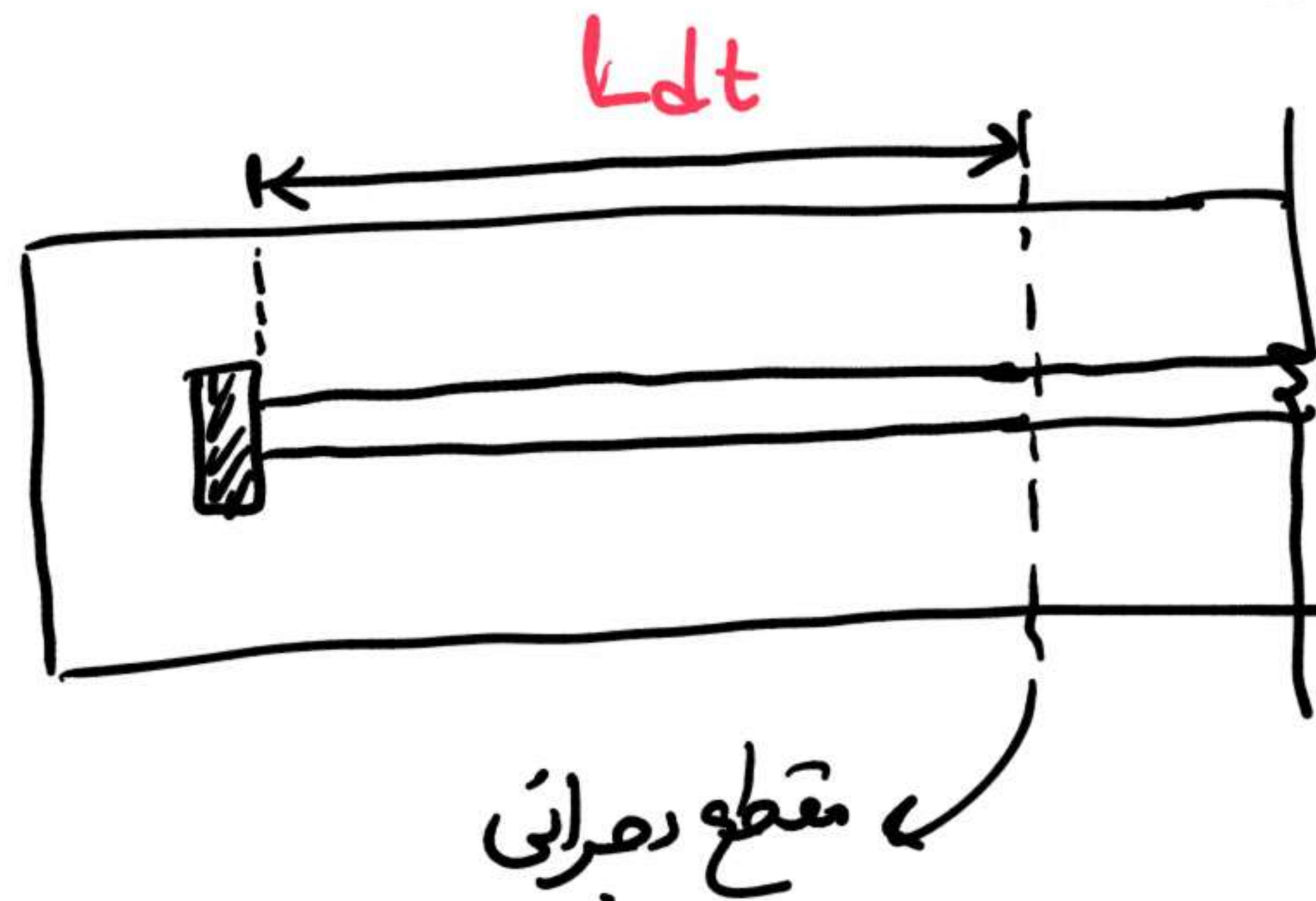
$$\geq \max \left\{ 8d_b, 150^{mm} \right\}$$

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

A_{ts} : مسافت کل میله‌ها اجبار داری سر

A_{tt} : در اتصال تیر به ستون ، مسافت کل تیر موازی میله سردار ، A_{tt}

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



2

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 $A_{th} > 0.4 A_{hs}$

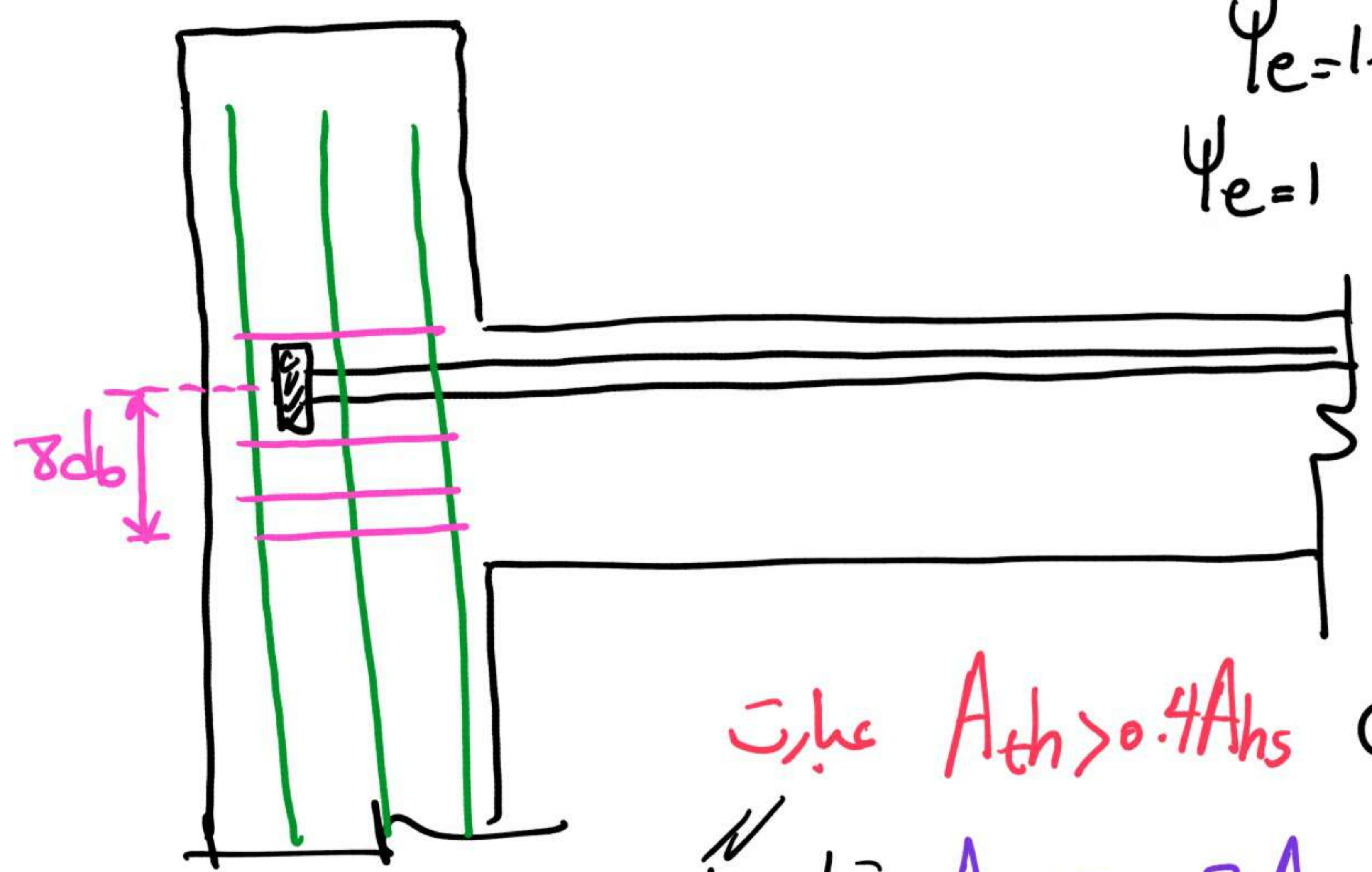
$A_{tt} > 0.3 A_{ts}$ قرار می گیرد.

ψ_o ؛ مستاب تعریف L_{dh}

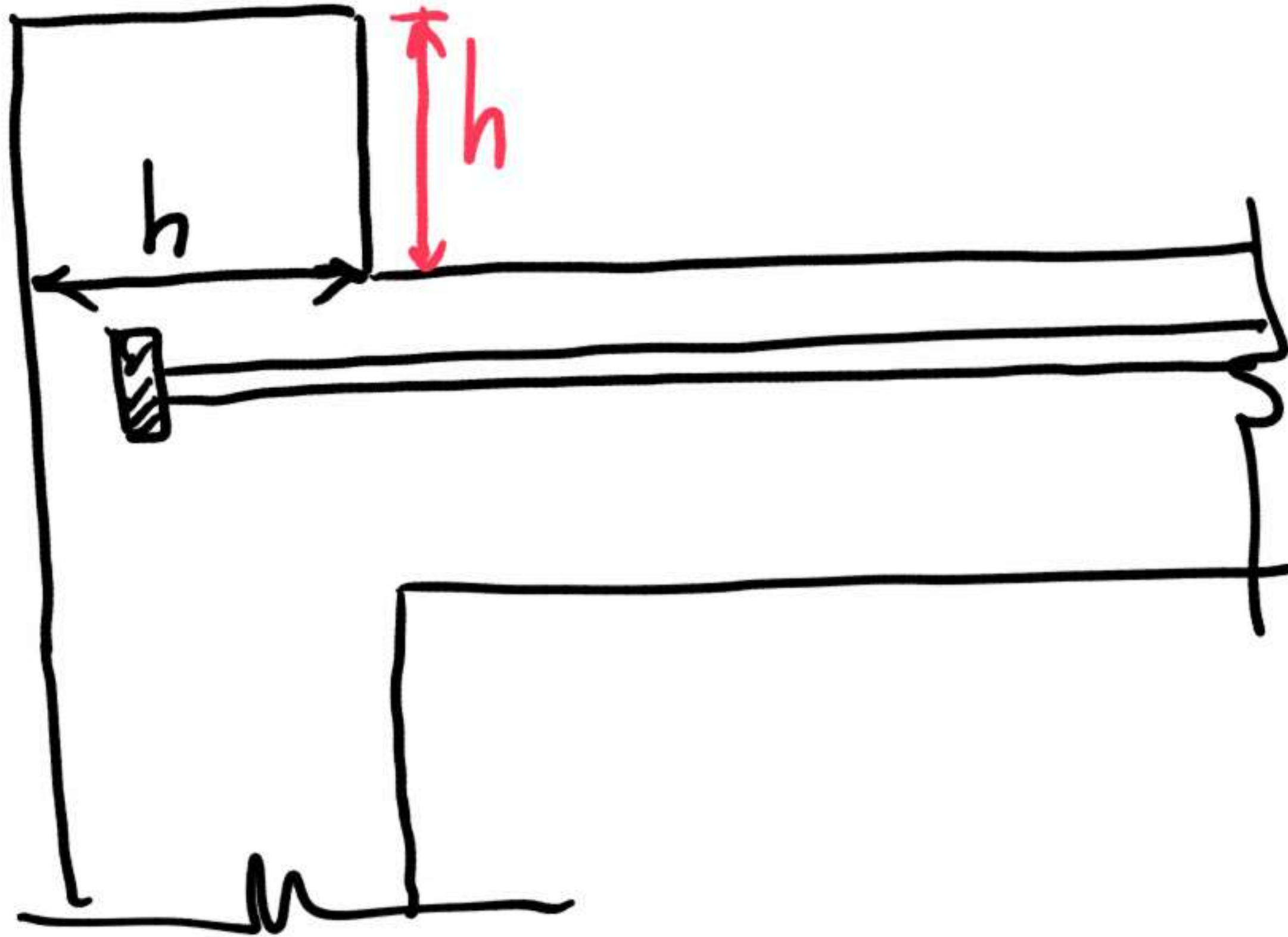
1 یا 1.25

ψ_c ، ضریب مقاومت بتن مستاب L_{dh}

$f'_c < 42 \text{ MPa}$ ، $\frac{f'_c}{105} + 0.6$
 $f'_c > 42 \text{ MPa}$: 1.0



α - ε - μ - ν - ρ



(211)

* طول گیرایی سازه آرماتورسیمی ابعاد عیون 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

حلیه نوزدهم

ارائه مبحث طول مهار، وصله و قطع میلگرد

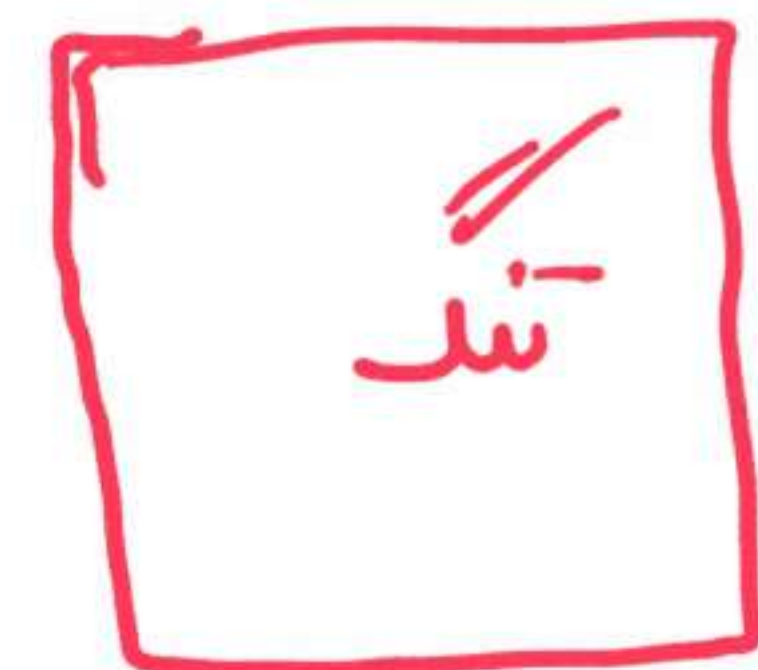
طول مهار میلگرد در فشار
۸-۳-۲۱-۹
mm
≥ 200

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

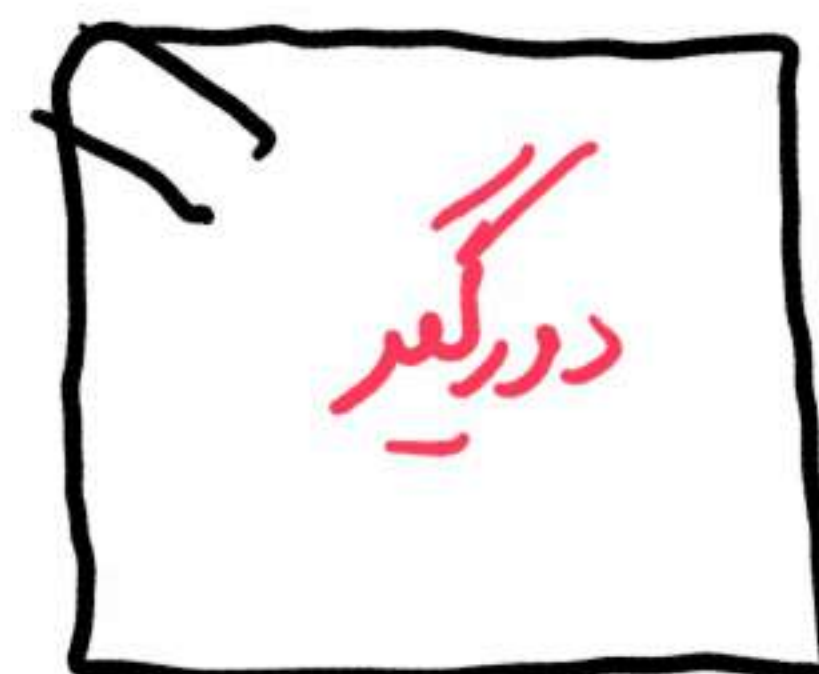
برای بتن سبک ۰.۷۵
برای بتن معمولی ۱

ψ_r؛ ضریب عبورشی

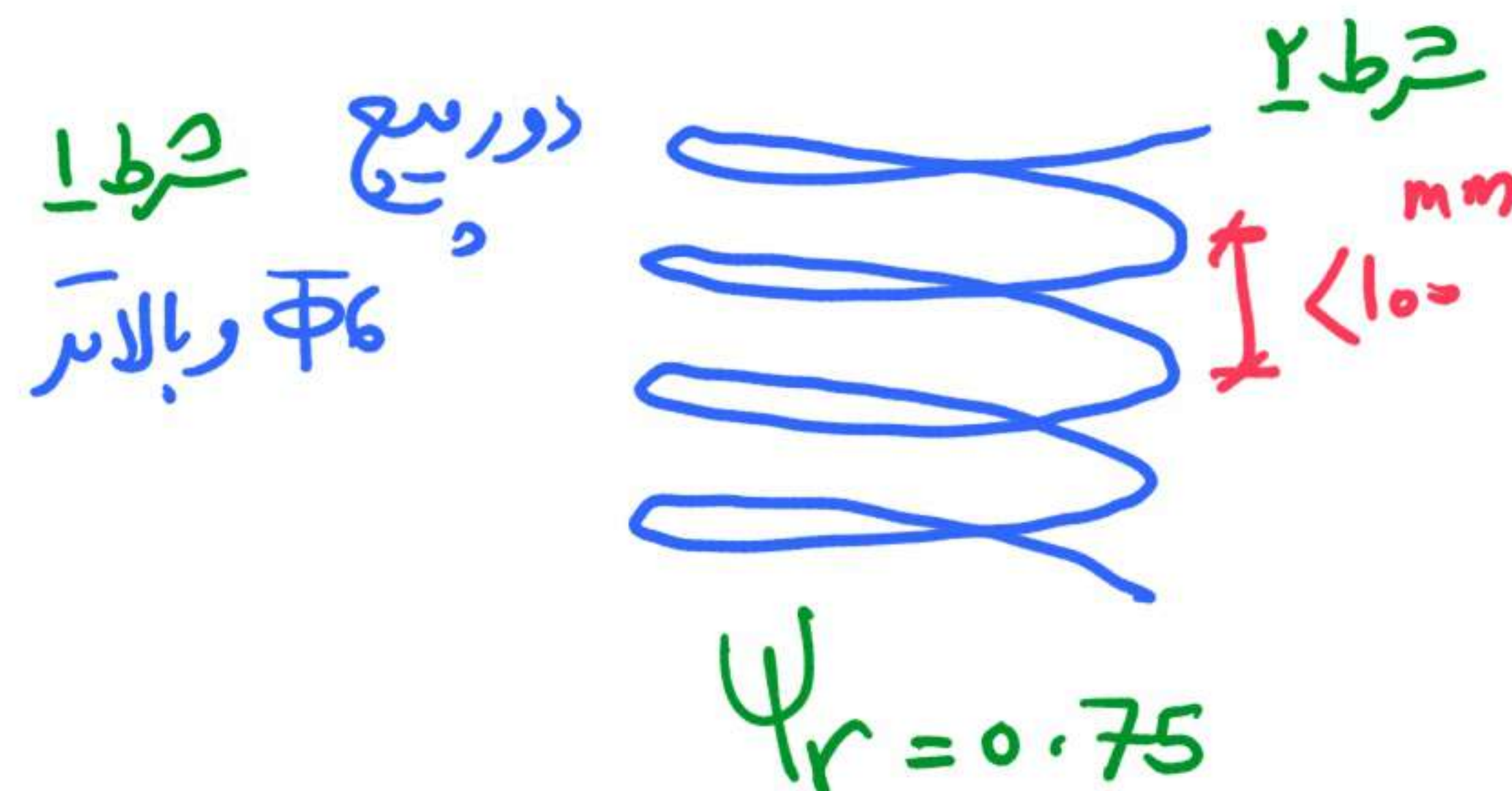
شرایط به جز
اشکال تدریس شده؟
ψ_r = ۱



Φ۱۲ و ۱۰۰



۱۰۰ mm و
ψ_r = ۰.۷۵



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

خصوص باید به استثناهای ۹- ۱۱- ۳- ۲-۹ توجه کرد؛

الف) تکیه 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

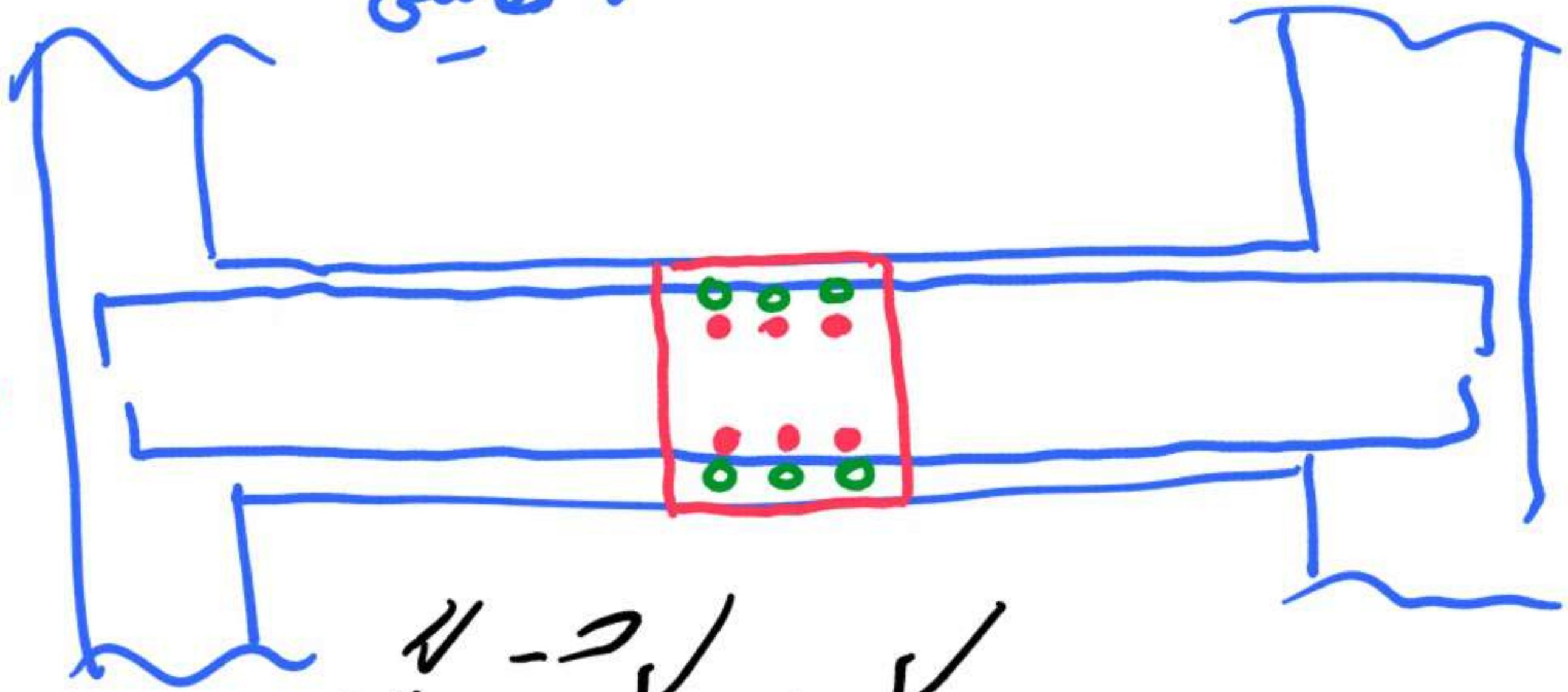
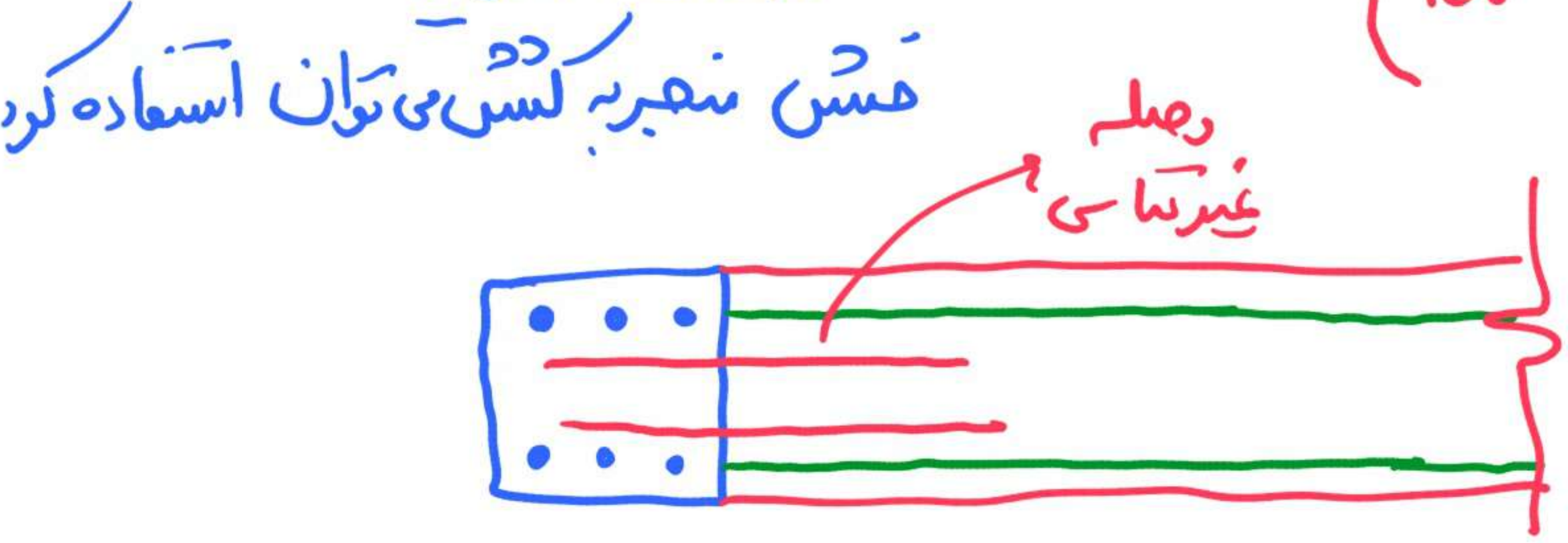
ه) میلگردهای آجدار دارای سوراخ ها شده با قلاب یا دارای مهار مطابق

و مهار اگر با تورش در سرعت

۹-۲۱-۲ وصله میلگردها

انواع وصله
 پوششی
 انتظامی
 عیوبی
 مکانیکی

در لگش زدن بار با قطر کمتر سای 34^{mm}
 در فشار برای میلگرد هداکتر تا قطر 42^{mm} به میلگرد 34^{mm} ولتر ۲
 ۵-۶-۲۱-۹



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

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

حد اقل طول وصله 300^{mm} است

وصله نوع A $\longrightarrow L_o = 1.0 L_d$

تنها در صورتی که در هر درشتی زیر می‌توان از وصله نوع A استفاده کرد

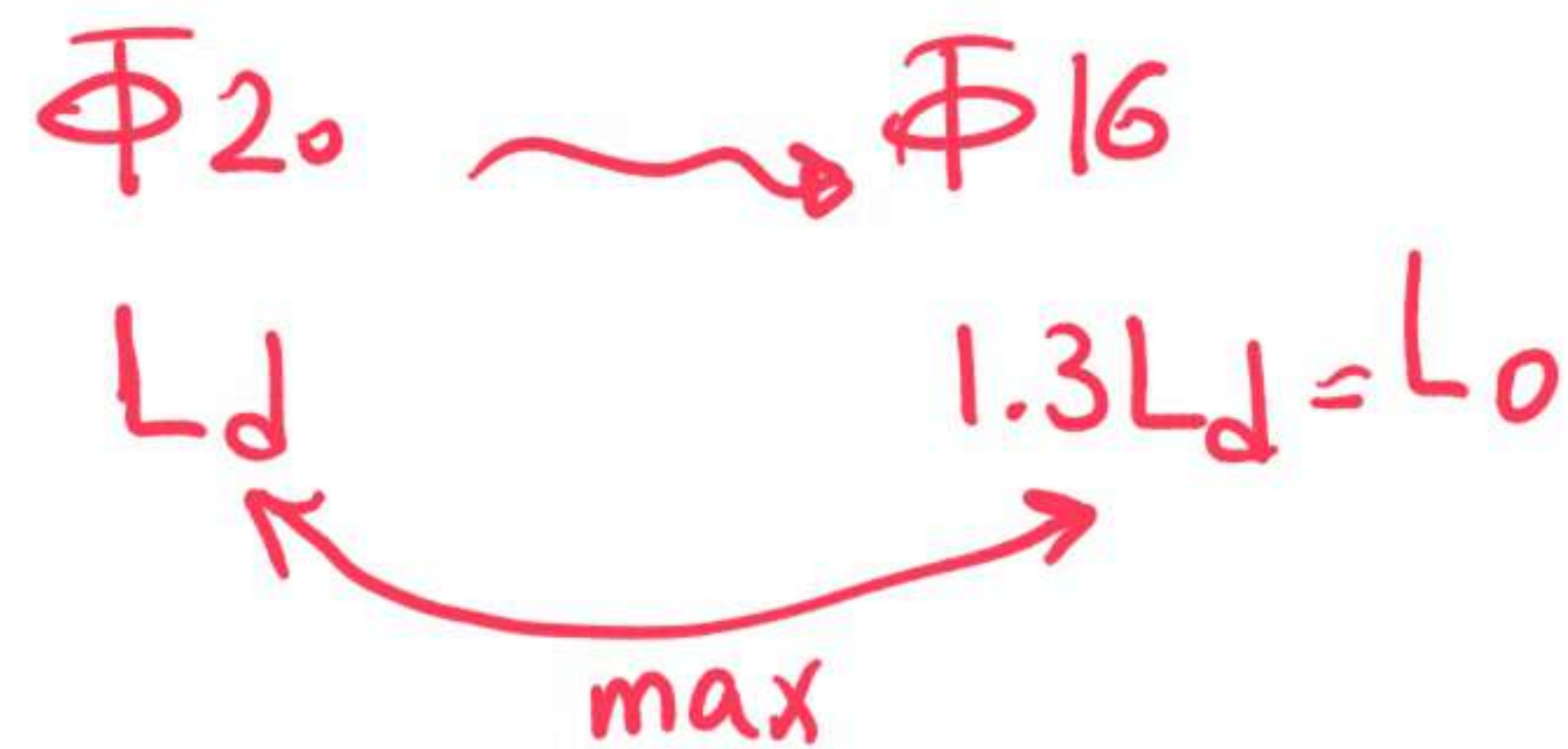
(الف) میله‌ها به کار رفته حداقل ۲ برابر میله‌ها مورد نیاز باشد

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

۹-۲۱-۴-۲ اگر در میگرد با سایر ارتفاعات 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 وصل می پوششی 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 ارماتور

مطابق شکل R9.7.3.2 از ACI318-19 ص ۱۴۱ قطع

میگردها کسبی در افقی فوقانی و تحتانی تیر (اعضای خمشی) تابع موارد زیر است:

(۱) از محل مقطع بحرانی باید ارماتورها دارای طول مهار باشند. این مورد در فصول محل قطع میگردهای تقویتی مصداق دارد

(۲) از جایی که دیگر به وجود میگردها نیاز نیست (نظیر عدم نیاز به تقویت رکناخت میگردها اصلی) باید به اندازه حداقل (طول ۱۲d) میگردها مورد بهت را آرام و هم. از بین حالت اول و هر کدام طول بیشتری را سیب شود ملک قطع میگردها 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 طع نمی شود
 و صرفاً مصداق شریک دارد)

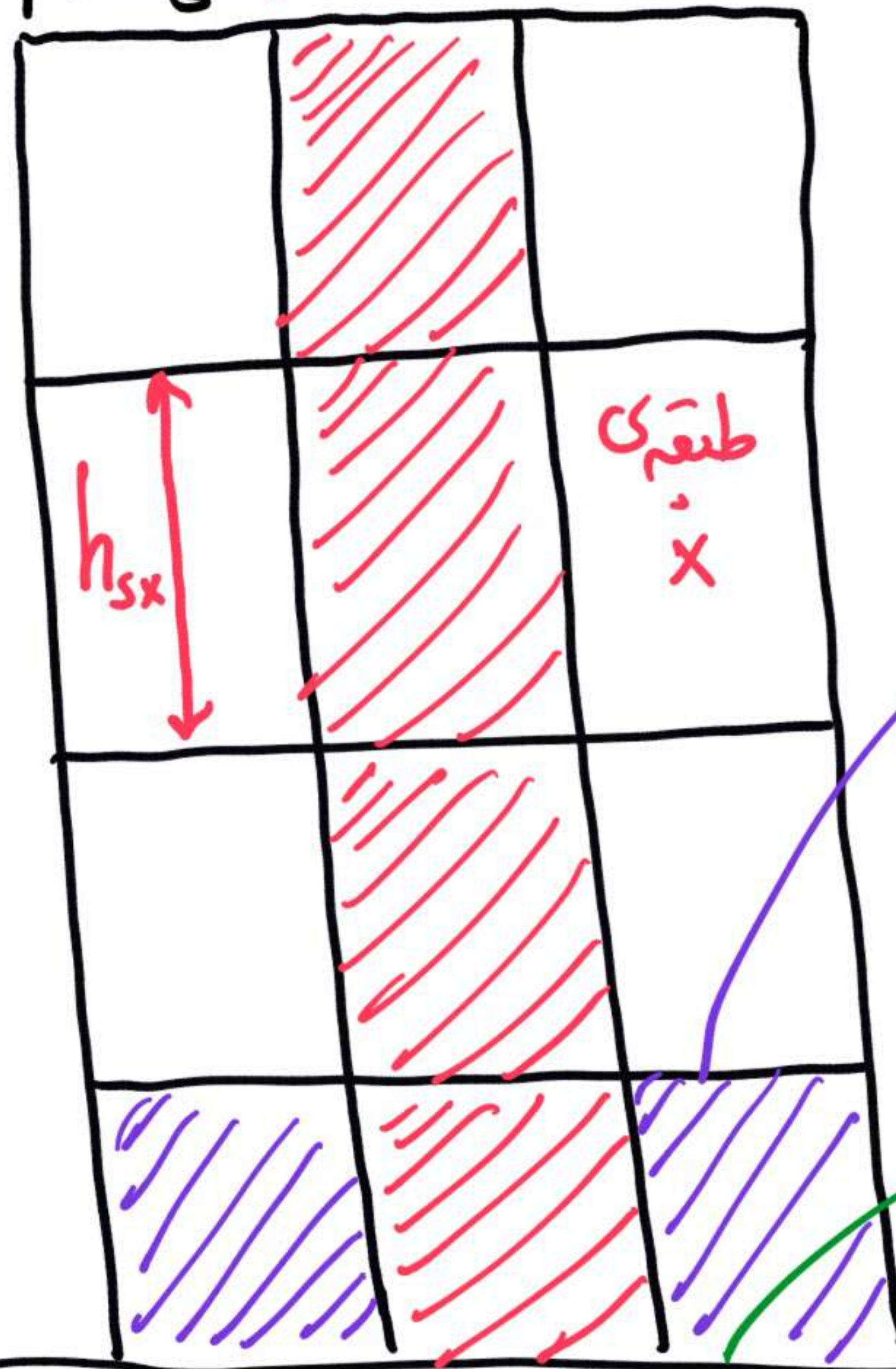
$$\frac{M}{l} = v \rightarrow \frac{M}{v} = l$$

جلسه بیستم

دیوار برشی - فصل ۱۳ ، فصل ۲۰

۱۴۰۰ ، ۲ ، ۲۵

نست بام L_w



ارتفاع کل دیوار
 h_w
از پایین ترین تا
بالا ترین تراز

اگر تغییر آلمانی در طول دیوار در ارتفاع به وجود آید

مقطع بحرانی محل آن
تغییر است.

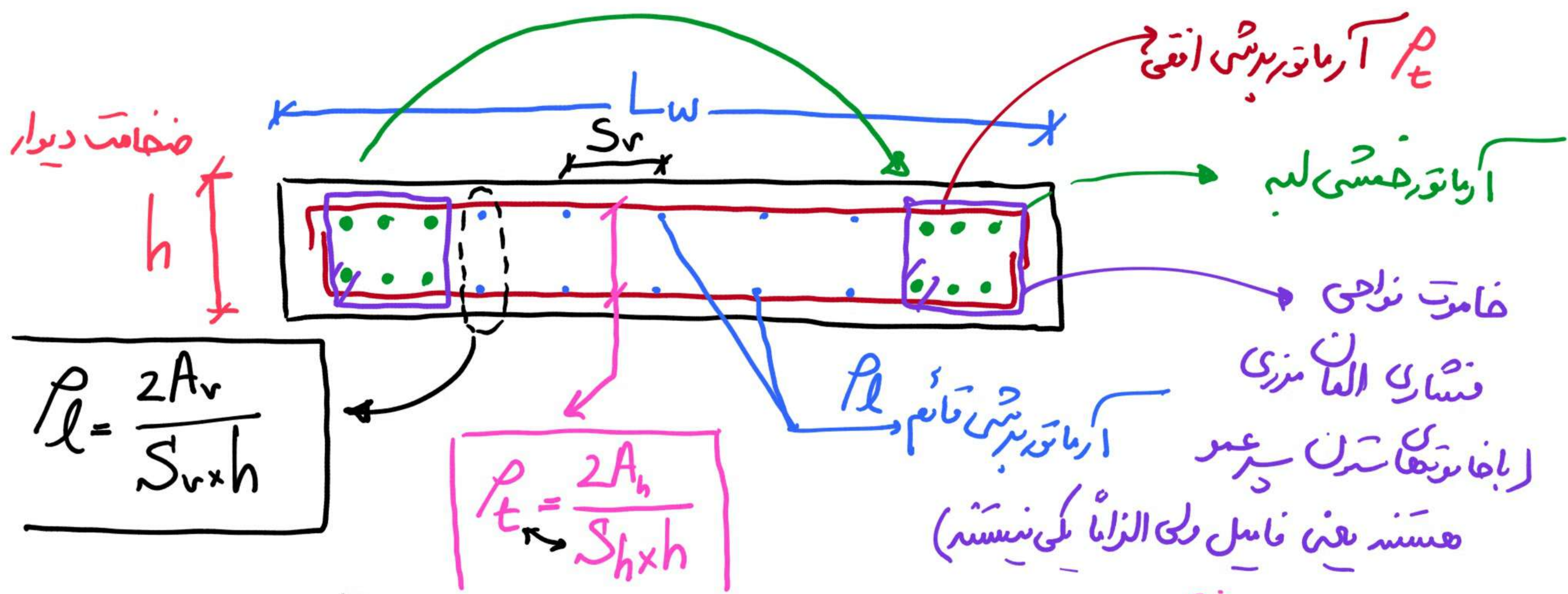
اگر دیوار به طول ثابت در کل ارتفاع

تعریف شود مقطع بحرانی روی

فونداسیون است

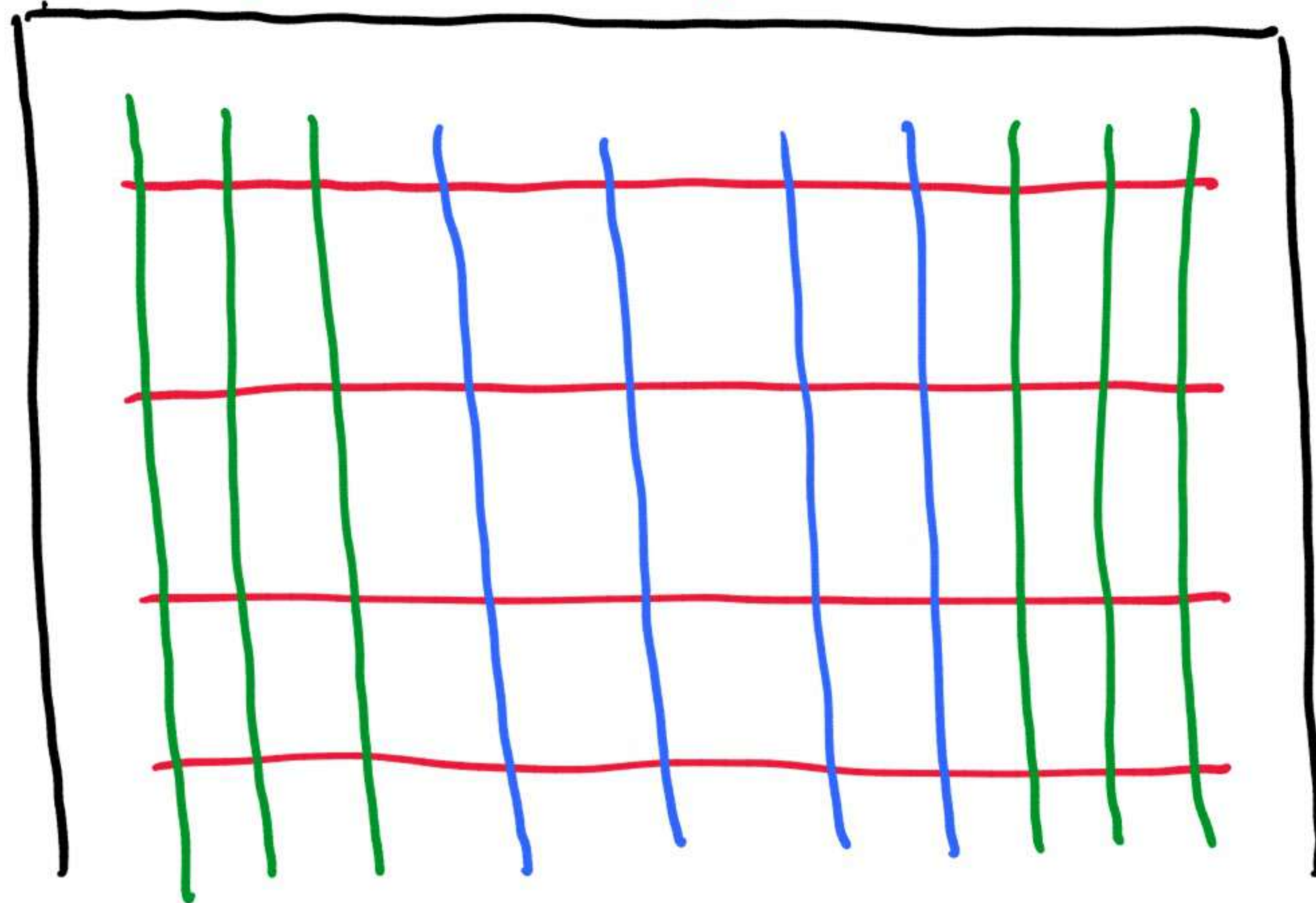
فَسْ

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



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

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



افقی $\Phi 12 @ 200$ فبت
 $h = 250^{mm}$

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

* حداقل ضخامت دیوار ؟

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

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

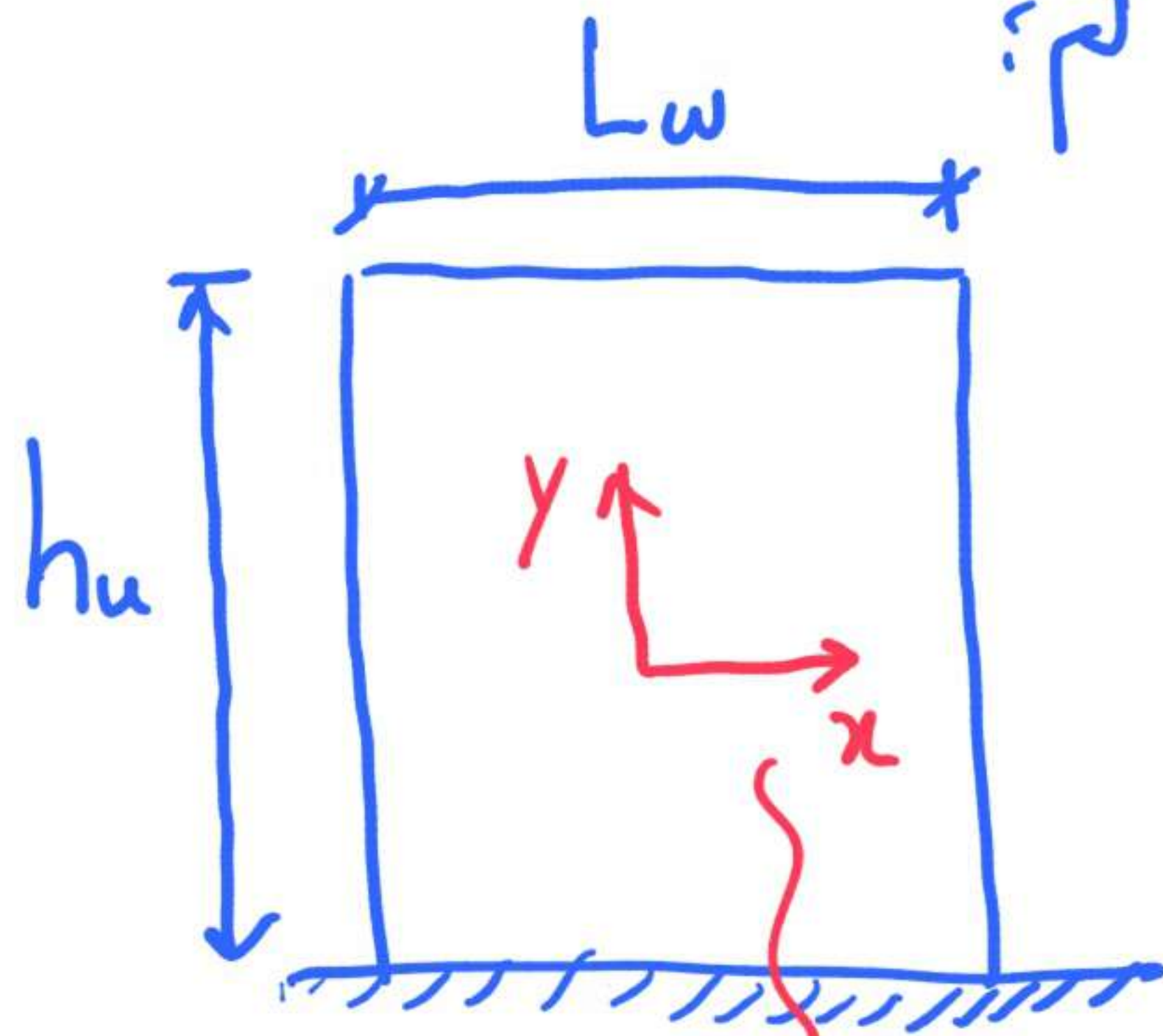
$$\rho_l = \frac{2A_v}{S_v \times h}$$

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

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 یکسان می شود.

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

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



حول x مستوی است چون $h_u > L_w$

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 نبره

الف) حداقل ضخامت دیوار 150 mm است

۹- ۲۰- ۷- ۴- ۴- ؟ برای آلتا مزی حداقل ضخامت دیوار باید عدد 300 mm و $h_u/16$ را
تأمین 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) ۵-۸-۹

* برای برش درون صنف دیوار

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n \leq 0.66 \sqrt{f'_c} A_{cr}$$

✓
حدالترافیت
برشی دیوار

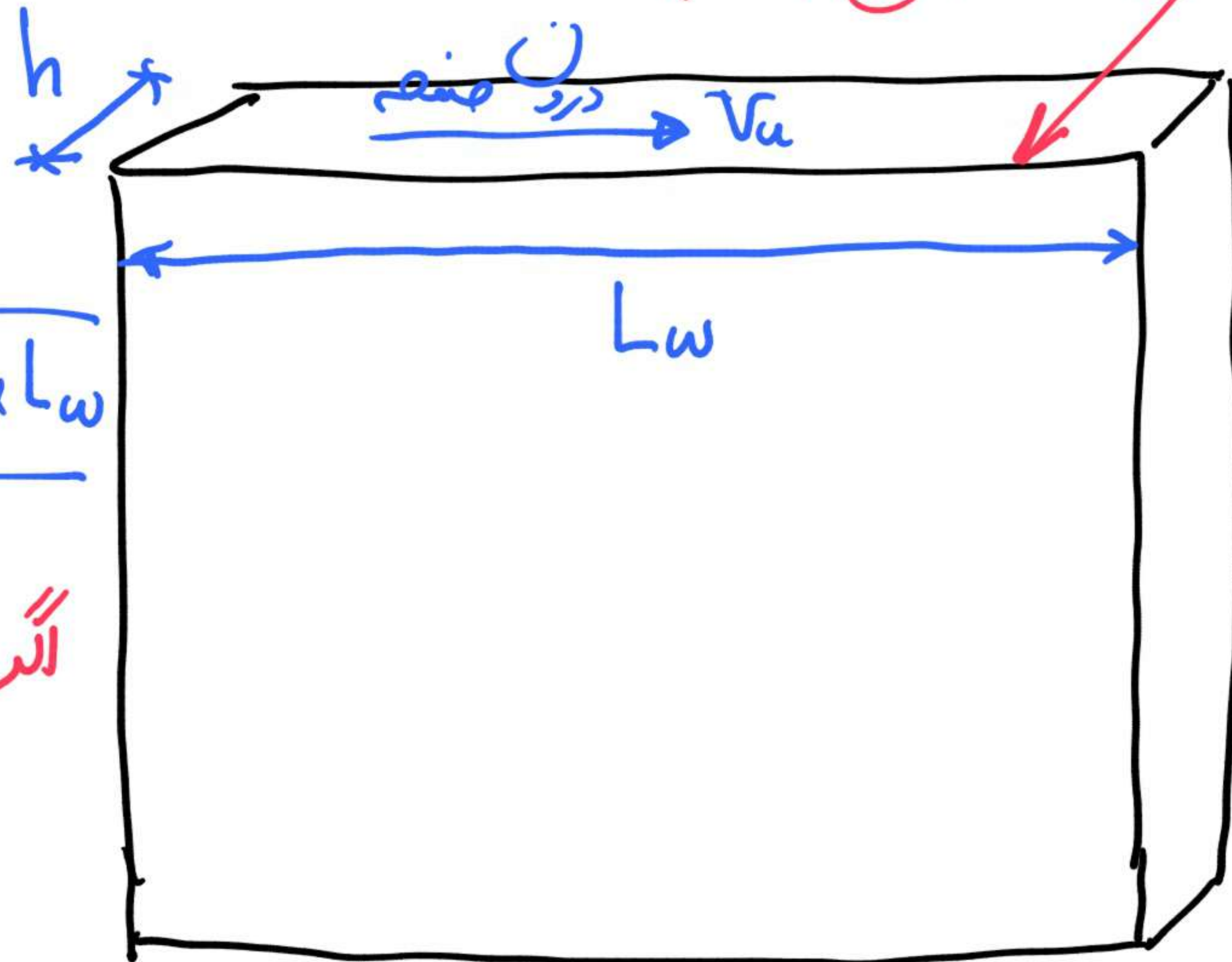
$$V_n = \left(\underbrace{\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c}}_{\text{تین}} + \underbrace{\rho f_y}_{\text{کیرش}} \right) A_{cr}$$

$$h_w / L_w \geq 2 \longrightarrow \alpha_c = 0.17$$

$$h_w / L_w \leq 1.5 \longrightarrow \alpha_c = 0.25$$

(224)

✓
برین صنف (خارج از صنف)



$$A_{cr} = h \times L_w$$

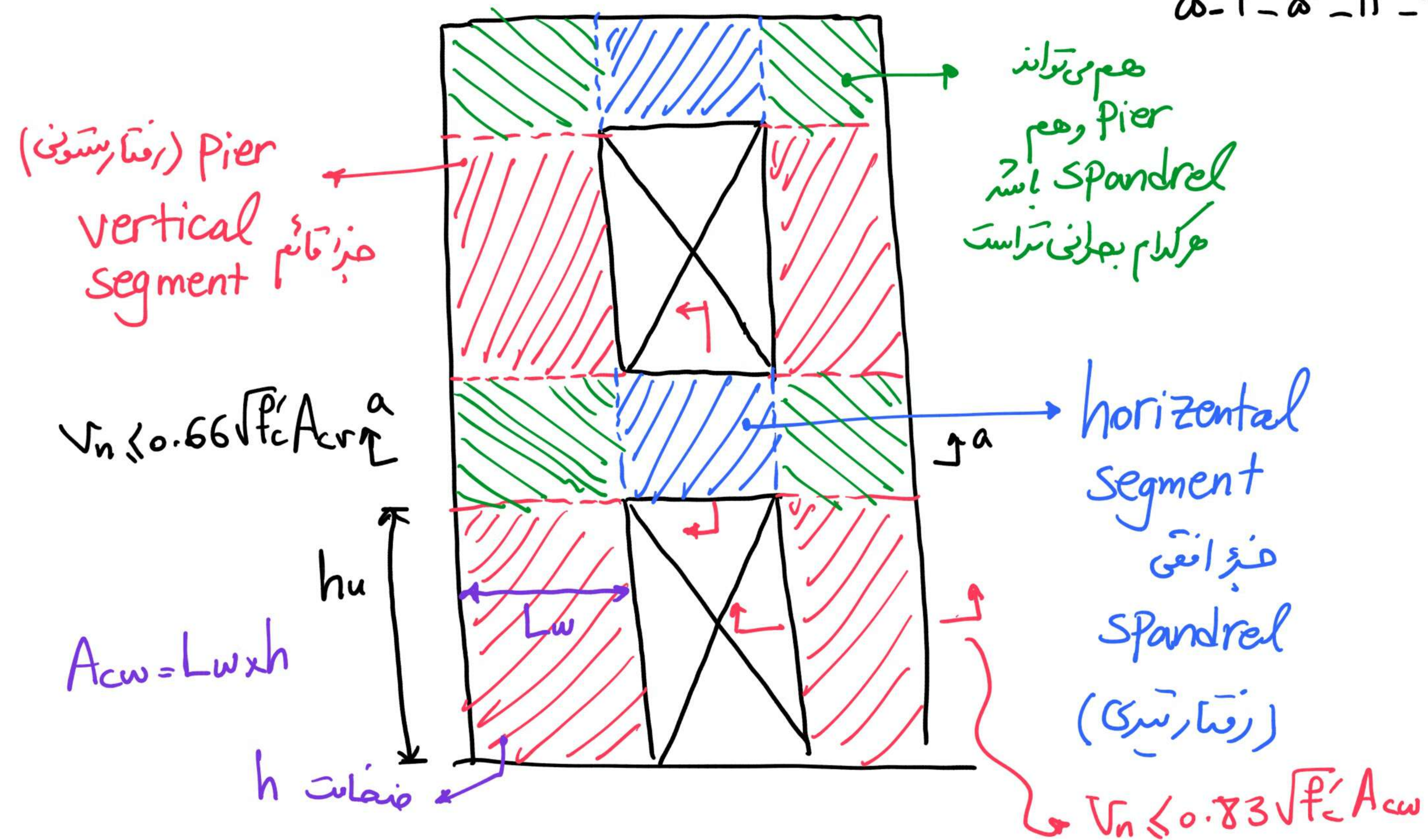
✓
الگوریتم لیس
خالص با سه

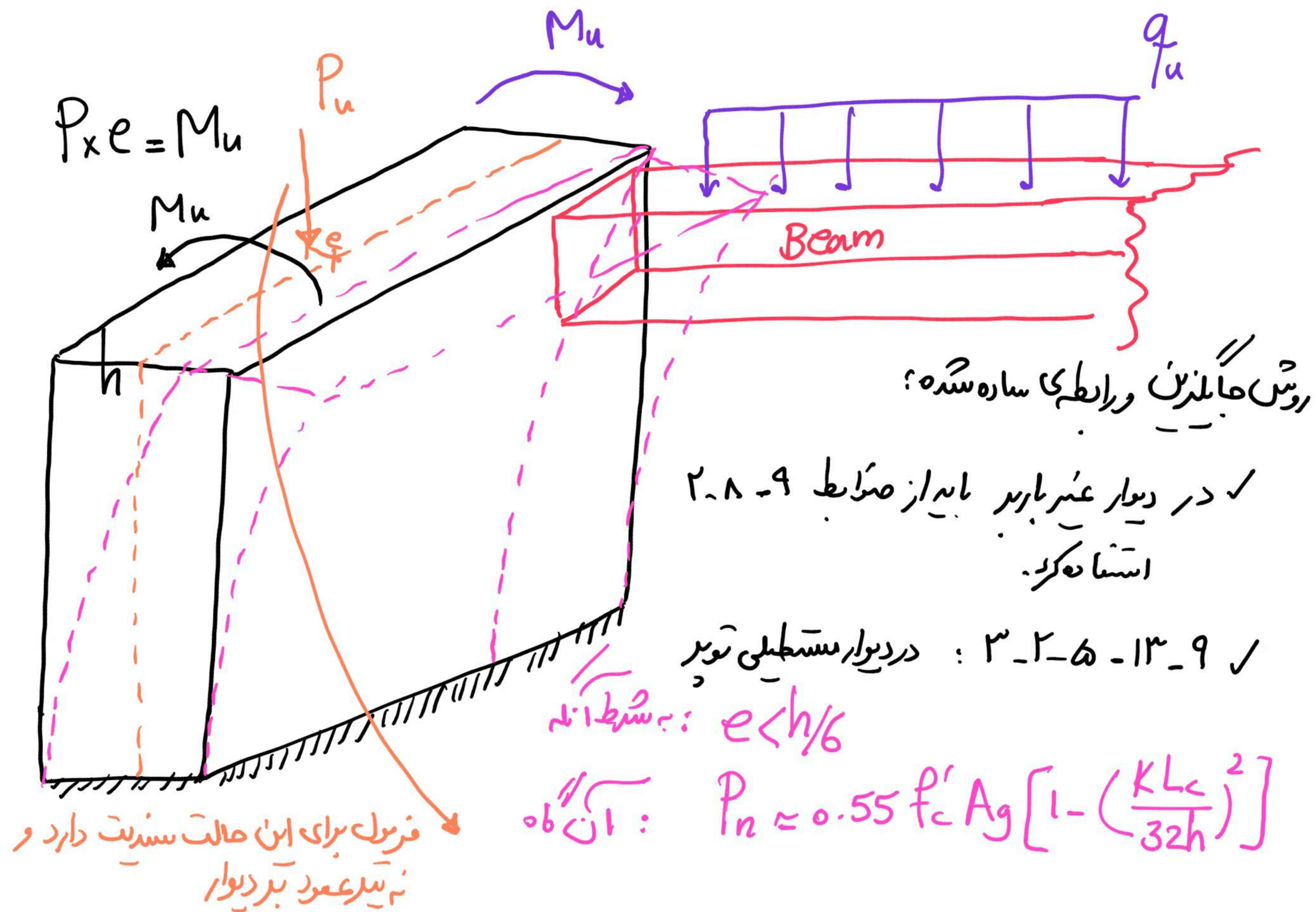
* $\alpha_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \geq 0$

با علامت منفی لیس وارد می شود

درون بای

۵-۳-۵-۱۳-۹





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 آن‌ها از عینقتن حول دو انتهای (بالا و پایین) جلوگیری نشده باشد؛



$$K = 1$$

(ج) دیوار مهار شده (طرح)



$$K = 2$$

۹-۱۳-۶ محدودیت ابعادها

در طراحی برش تیرها مقدار V_u با $0.5\phi V_c$ و V_c مقایسه می‌شود و طراحی برشی با استناد از ابعاد حداقل برشی مطرح می‌شود. در بحث دیوارها مشابه این مطلب خواهم داشت:

$$V_u \leq 0.5\phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad 9-13-6-2$$

$$V_u > 0.5\phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad 9-13-6-3$$

مثل دیوار برشی

مقادیر ρ_t و ρ از ۰.۰۰۱ تا ۰.۰۰۲۵ مقیدند
 و به سازه میلگرد، تنش تسلیم و نوع میلگرد بستگی دارد
 ص ۲۲۱، ۲۲۲
 ۱۶\phi

در دیوار پرشی که $V_u > 0.5$ باشد
 باید p_l برابر با Max
 رابطی 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

$$S_{h_{max}} = \min \left\{ 3h, 350^{mm}, L_w/5 \right\}$$

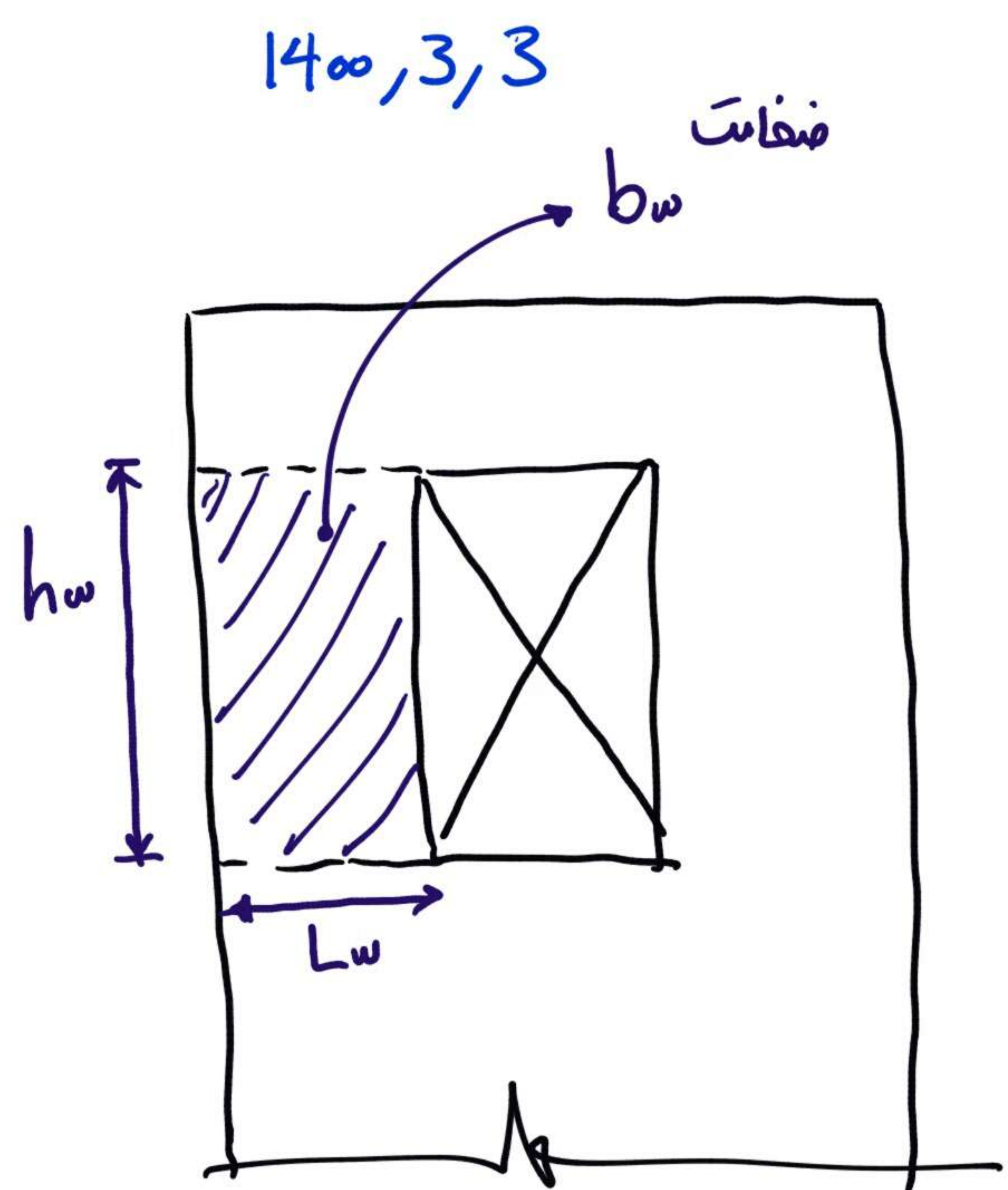
$$S_{v_{max}} = \min \left\{ 3h, 350^{mm}, L_w/3 \right\} : \text{فاصله اگر راتر پرشی قائم}$$

حلبه سست و تكم

۹-۲۰-۷ دیوارها سازه‌ای با شل نرم‌تر از

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 تمانز قابل شود



در ابتدا $\frac{h_w}{L_w} < 2$ یا $\frac{h_w}{L_w} > 2$ دسته بندی

مخرج می شود

L_w/b_w نسبت به نسبت طول به ضخامت می تواند دیوار یا ستون باشد

ستون : $L_w/b_w < 2.5$
ستون با دیوار : $2.5 < L_w/b_w < 6$
دیوار : $L_w/b_w > 6$

هر نسبتی از $\frac{L_w}{b_w}$ در این زیر مصوبی "دیوار" است

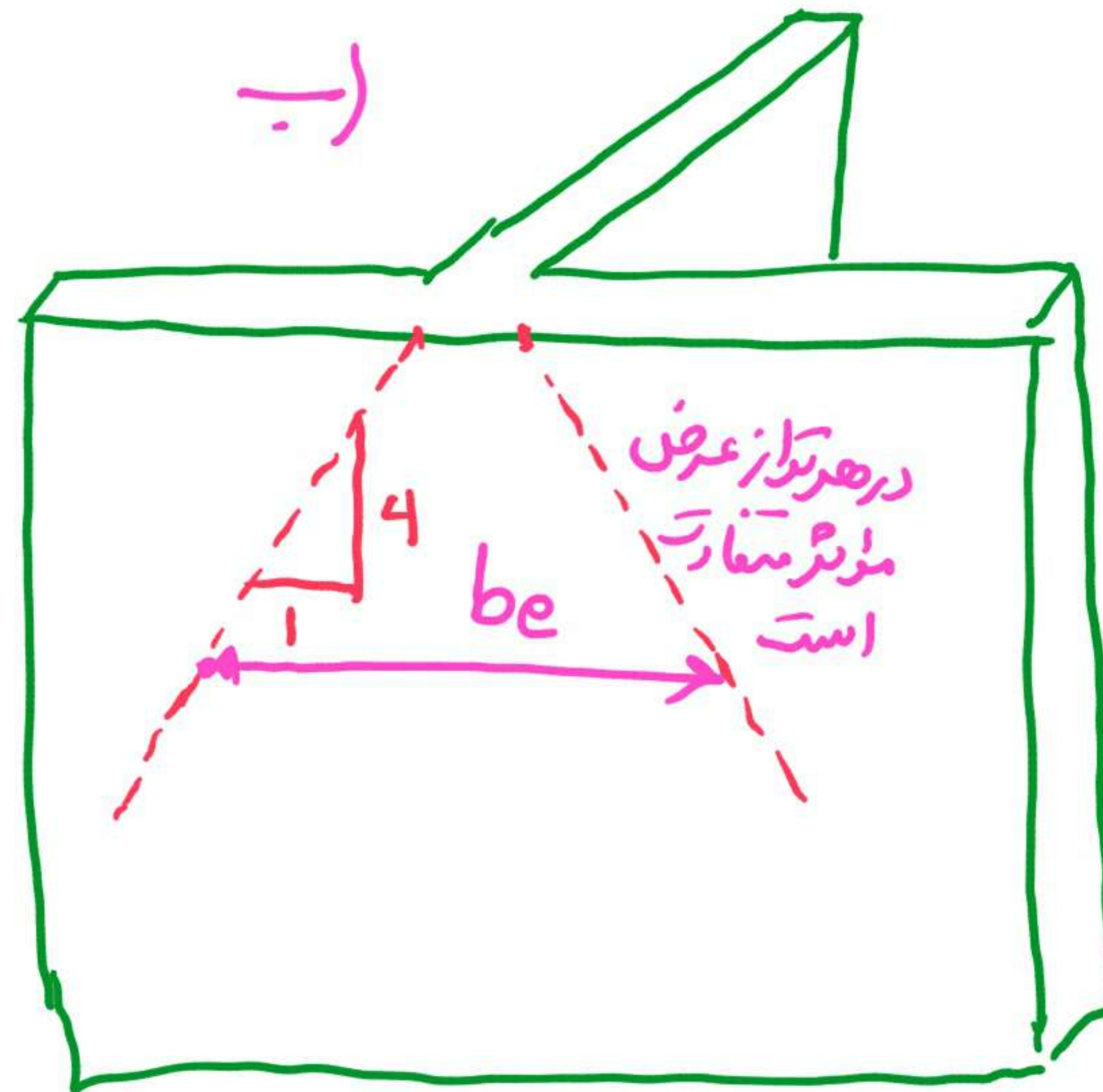
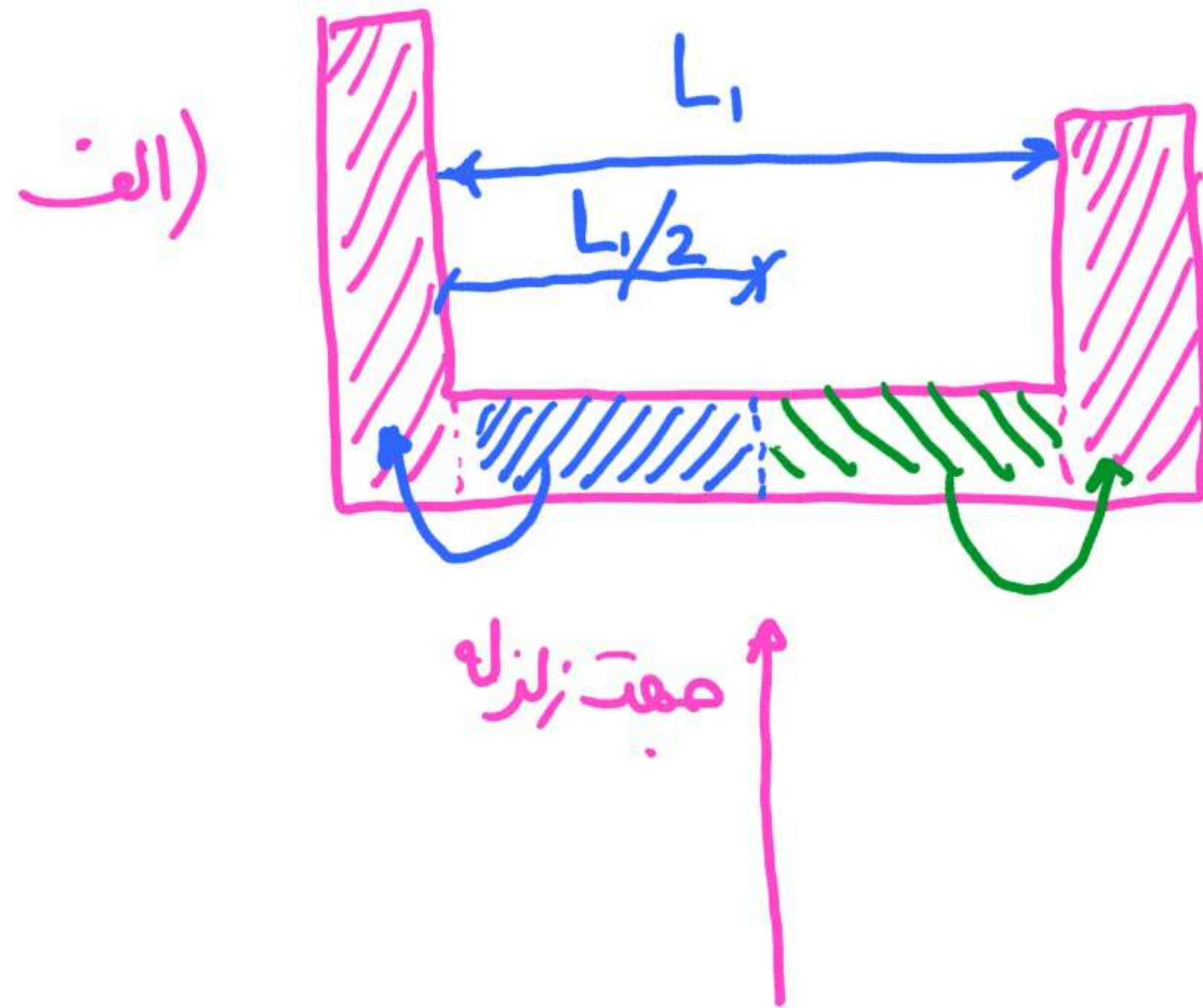
محدودیت های مهندسی ؟

✓ 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 $V_u < 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\xrightarrow{\text{آن بگو}} (f_t, f_\ell)_{\min} : \frac{\text{ضوابط فصل ۱۳}}{\text{دیوارها}}$

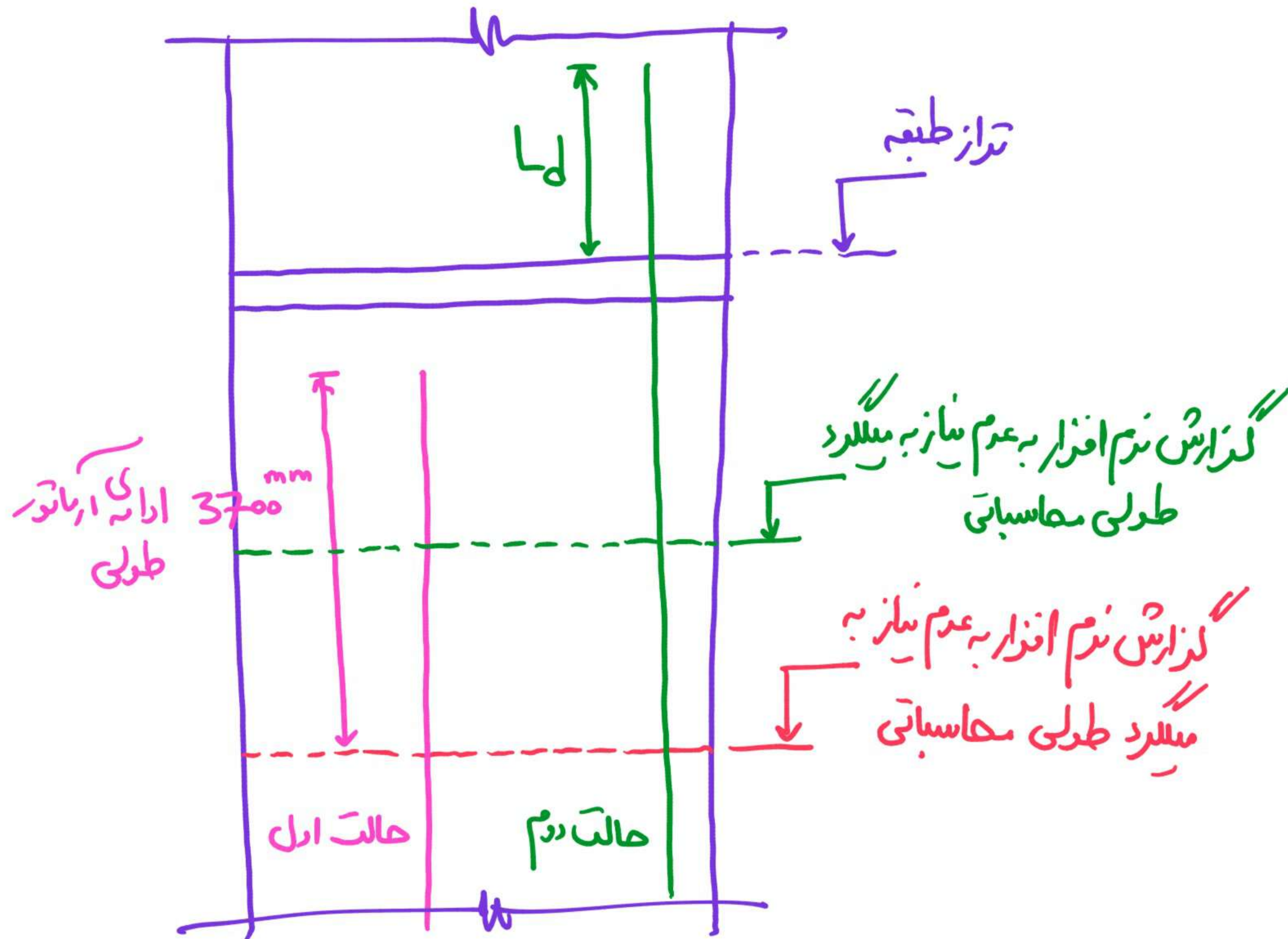
✓ حداقل فاصله میلبردها در فصل ۱۳ مطرح شد در اینجا به حداقل 350^{mm} اشاره می شود؟

✓ 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.

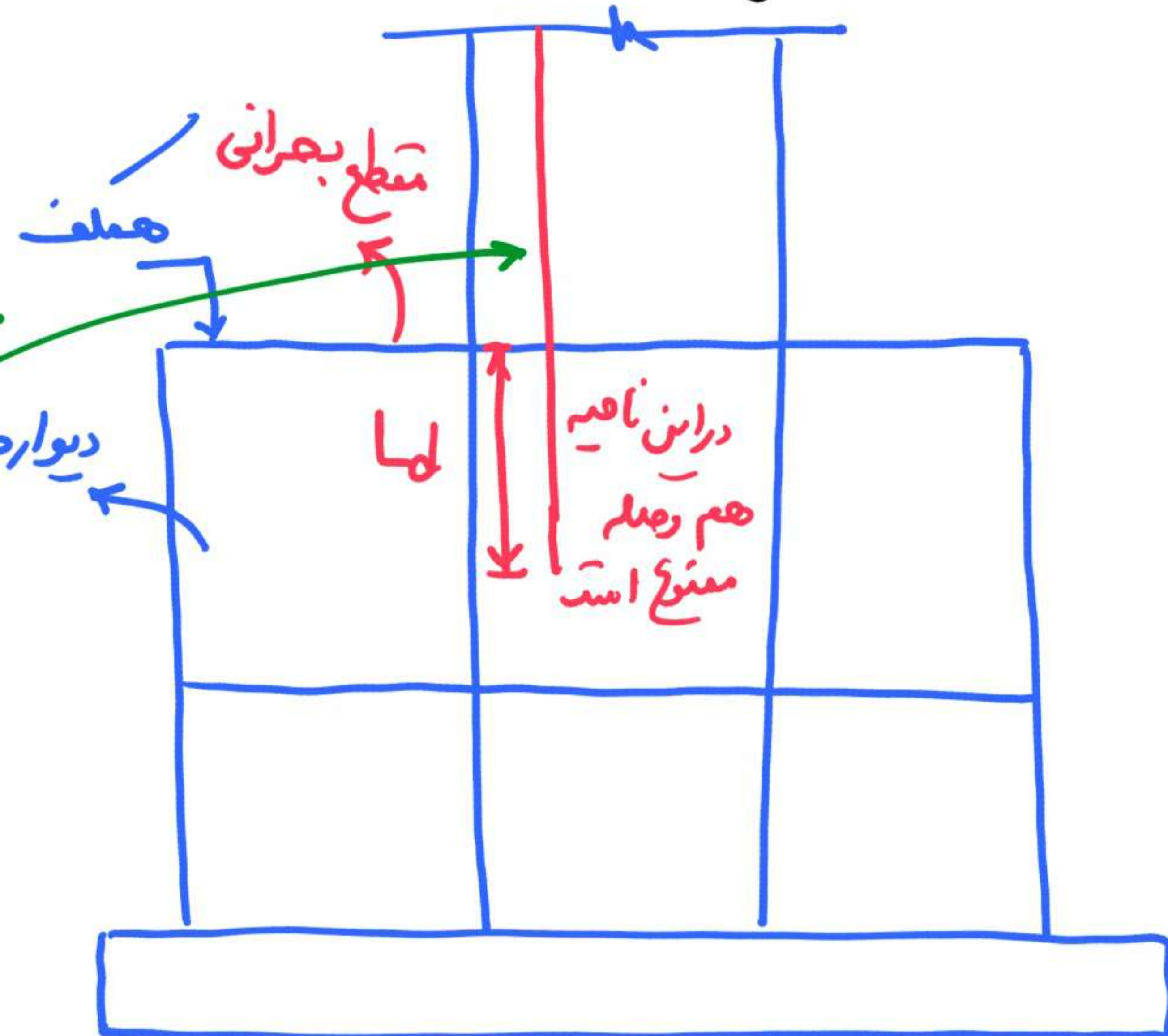
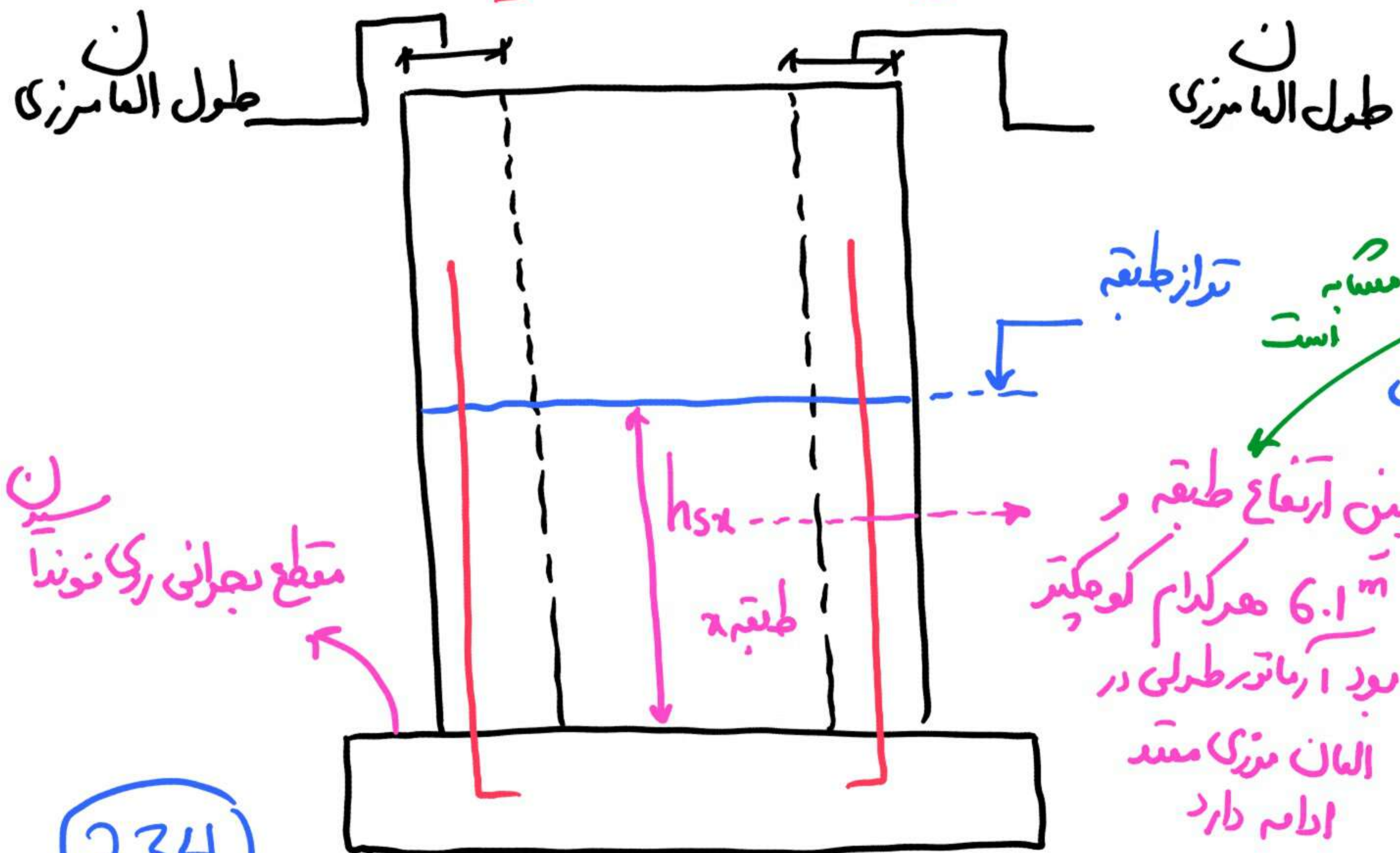
۹-۲۰-۷-۳-۲ صنایع محل قطع و وصله میلگردها در دیوار برشی

الف)



(ب) طول معاری میلگرد در محل هایی که بر اساس نقشه مکان جانبی امکان تسیم آرماتور طولی وجود داشته باشد باید با $1.25 f_y$ در نظر گرفته شود.

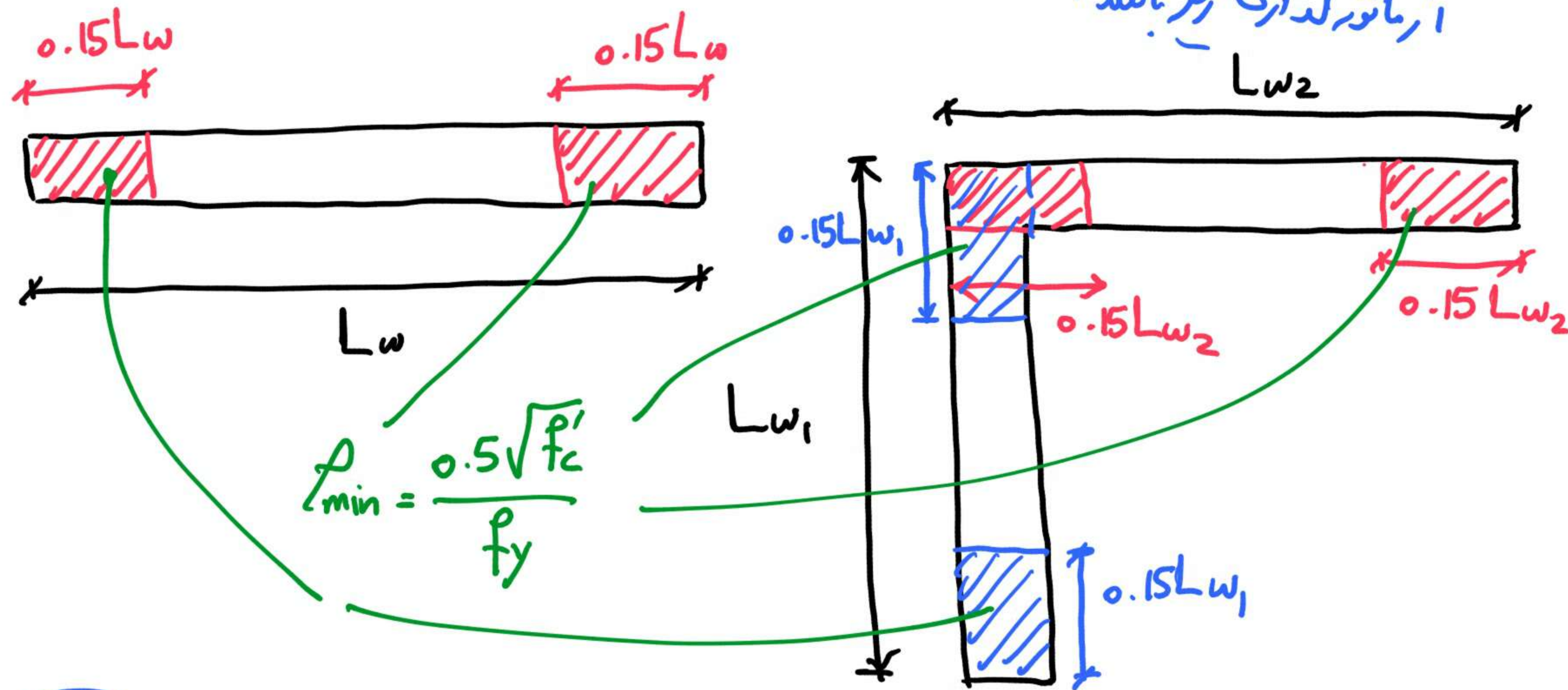
(ج) در چه ناحیه ای نمی توان وصله همپوشانی داشت؟ (وصله مکانیکی یا جوشی (نه نور جوش) مجاز است)



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 تقسیم جانجی ؛ این روش فقط در فصول دیوارهای مزی مزی 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 مزی مسلع شود ؛

C : فاصله موزنی 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 حداقل برابر با بزرگترین L_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ استفاده شود و

علاوه بر آن $b \geq \sqrt{0.025 C L_w}$ بوده و یا $\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq 1.5 \frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ باشد.

مبحث ۹ به جای $\sqrt{0.025}$ 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

$$V_e = \Omega_r \omega_r V_u \leq 3 V_u$$

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)

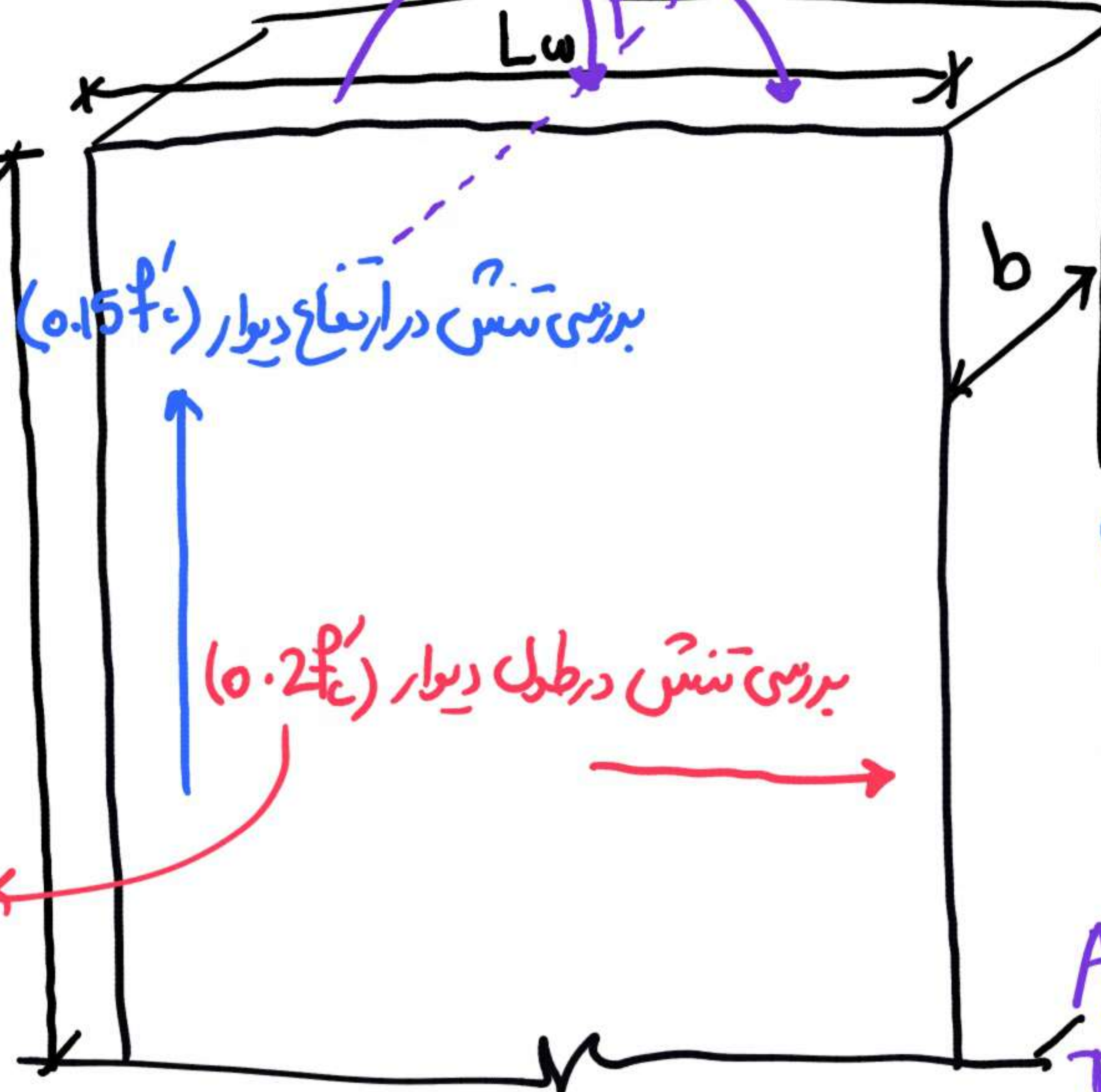
1400 . 3 . 10

معمولاً تنش در دیوار

(ب) محاسبه الان مزی بر اساس تنش فشاری (9 - 10 - 11 - 12 - 13)

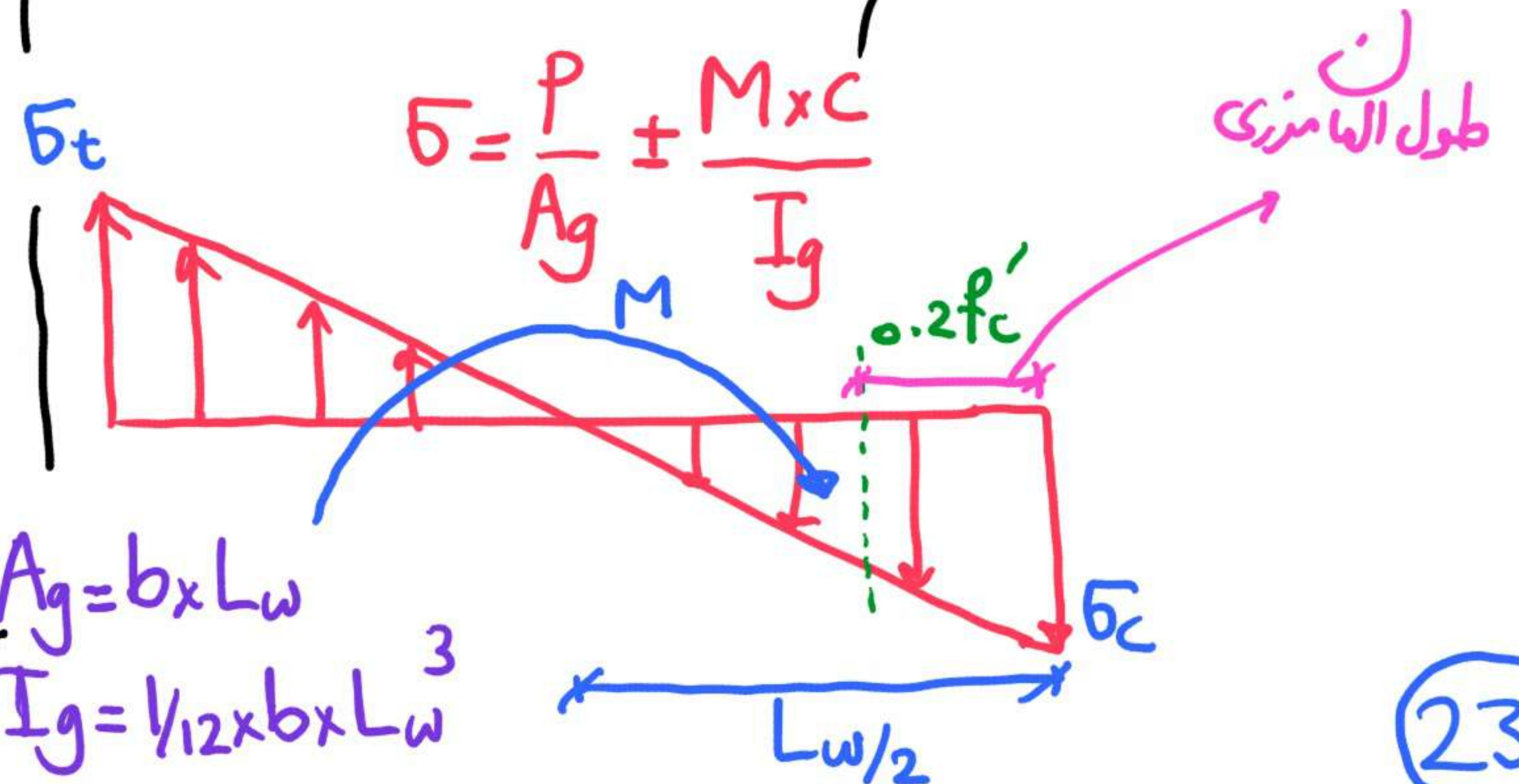
دورترین فاصله تا مرکز (مستطیل = $L_w/2$)

بعد از آن الان مزی نه ایم



بررسی تنش در طول دیوار $(0.2 f'_c)$

بعد از عبور از این تنش الان مزی داریم



توضیحات مربوط به ابعاد مزی به روش تنش:

1)
$$C = \max \begin{cases} C - 0.1 L_w \\ C/2 \end{cases}$$
 : 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
$$\frac{h_{wcs}}{L_w} \geq 2$$
 (الف)

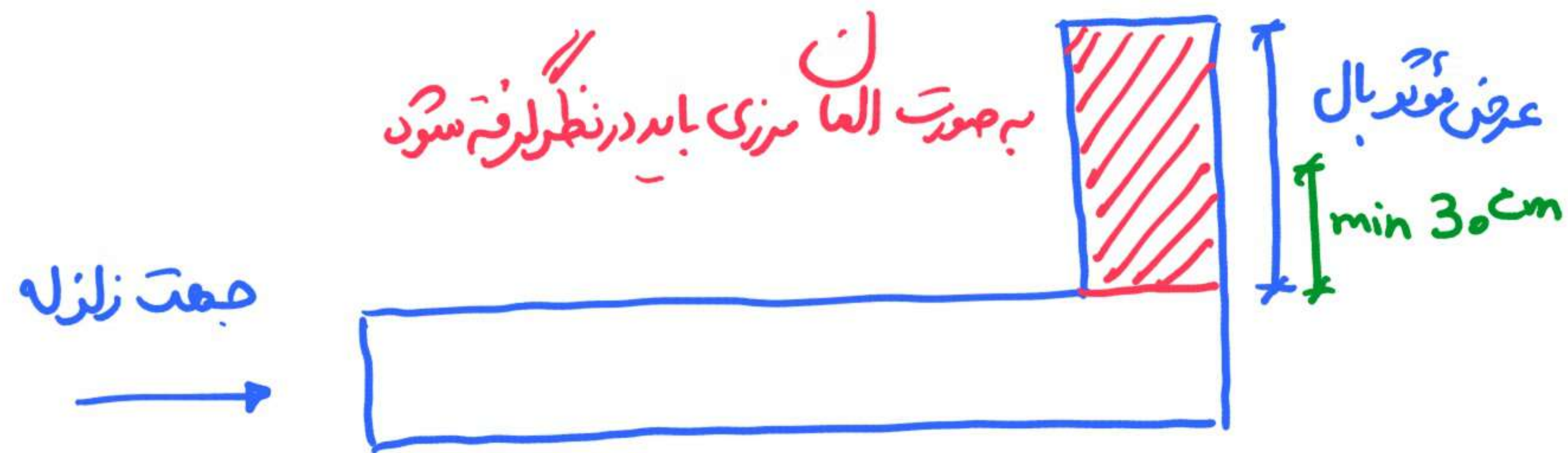
(ج)

$$\frac{C}{L_w} \geq \frac{3}{8}$$

$$b_{min} = 300^{mm}$$

و تقاطع دارای یک نامیه بجزانی 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 حداقل 30cm در آن جان ادامه یابد

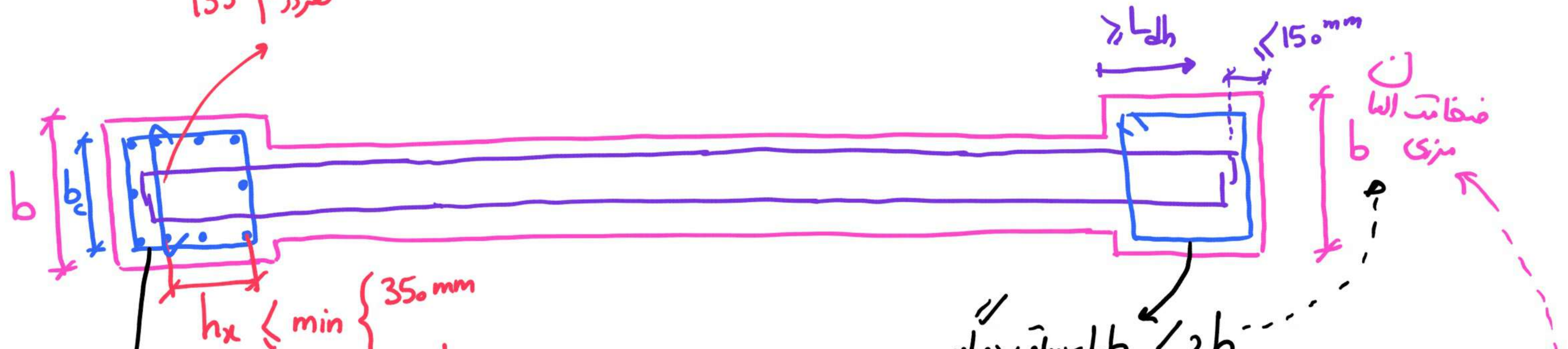


مربوط خاستگی لاری λ مزی مسابه A_{sh} برای ستونهاست
 که باید علاوه بر لاری مسابه بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۲ الف تا ۵

بنده ۹-۲۰-۶-۳-۳ و مقدار $b/3$ رعایت گردد.

تنها تفاوت با ستون معیار
 h_x برای $70 < f'_c \leq 70$ و $0.3 f'_c A_g > P_u$ است
 که در λ مزی بررسی نمی شود.

هر درغم 135°



فاصله ی خاموت ها از مرکز $S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} b/3 \\ 6d_b \text{ یا } (5d_b \text{ for } S550) \\ S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$

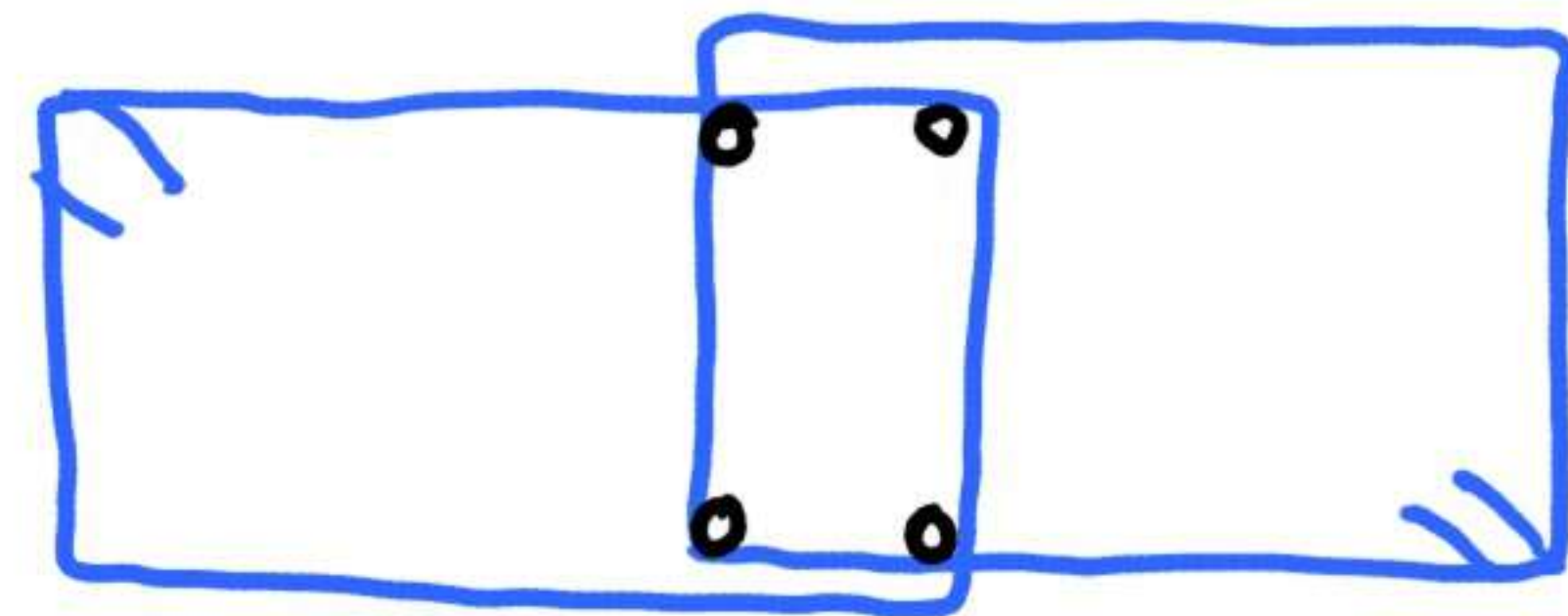
مساحت ستان خاموت ها از مرکز

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

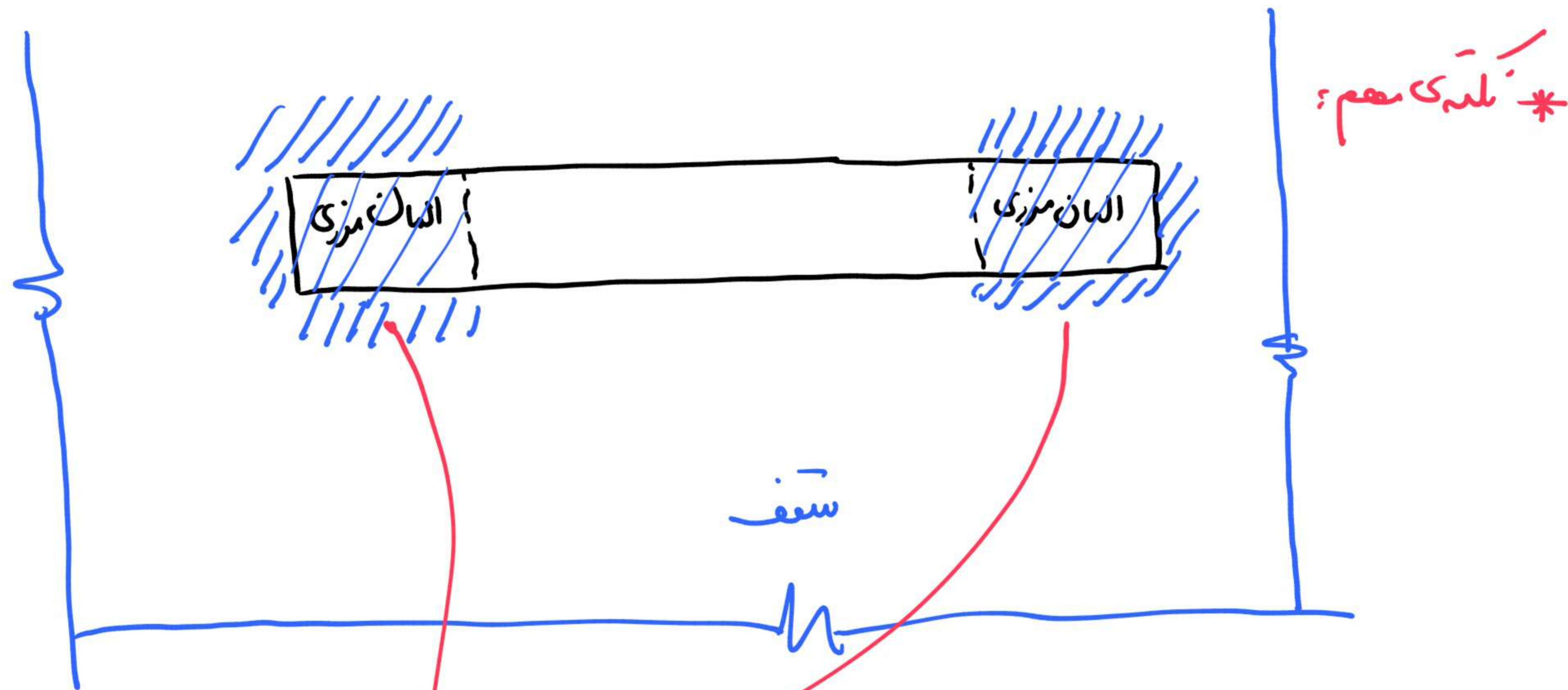
$2b <$ طول ستان درگیر

اگر بیشتر شد

طول هسته ستان فاصله $= \min \left\{ \begin{array}{l} 150 \text{ mm} \\ \frac{2b}{3} \end{array} \right.$

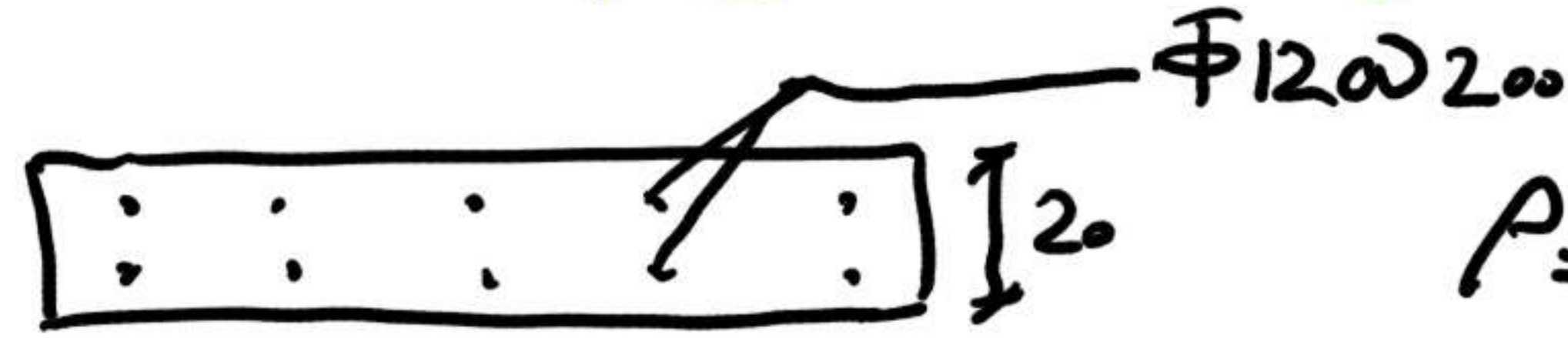


اگر این ستان یکبار هم بود مستند طول بیش از $2b$ بود پس زنجیر شد

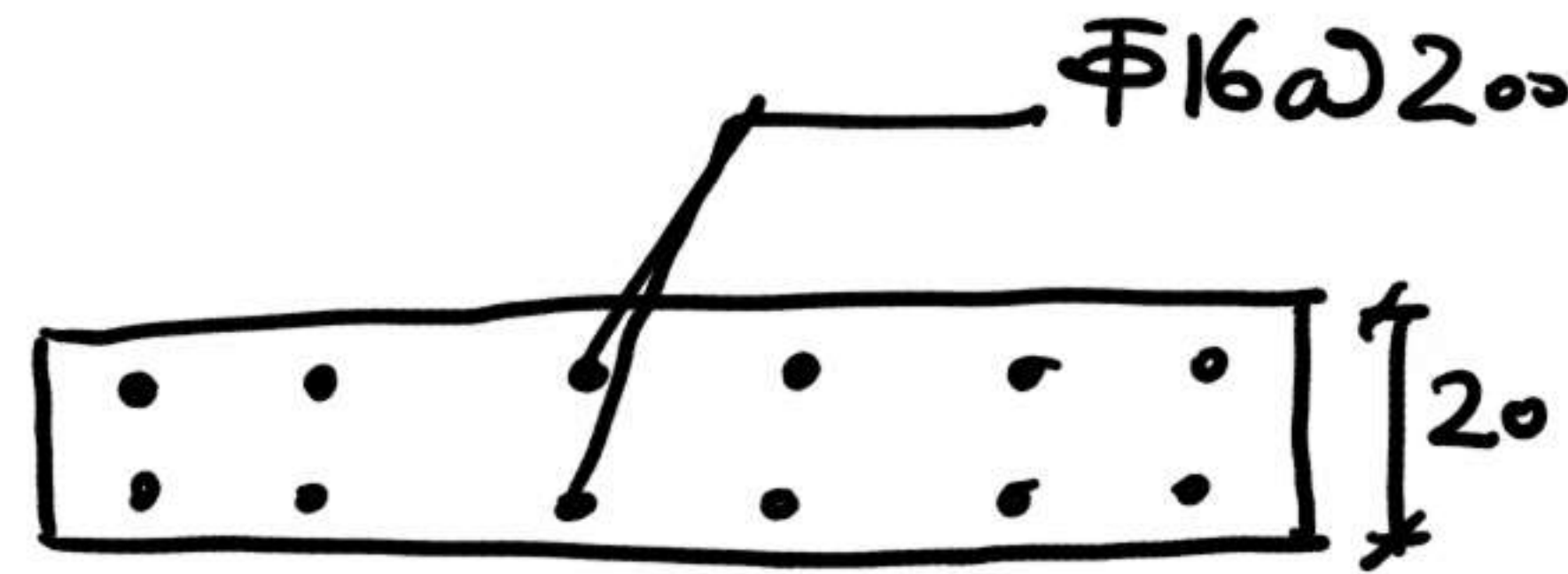


مقاومت نسبی سقف نباید از ۱.۷٪
مقاومت نسبی دیوار در ناحیه المان مرزی
کمتر باشد

خاموت گذاری فاج از ناهیه الی مزی در دیوار برشی



$$\rho = \frac{2 \times 1.4}{20 \times 20} = 0.0057 < \frac{2.8}{f_y}$$



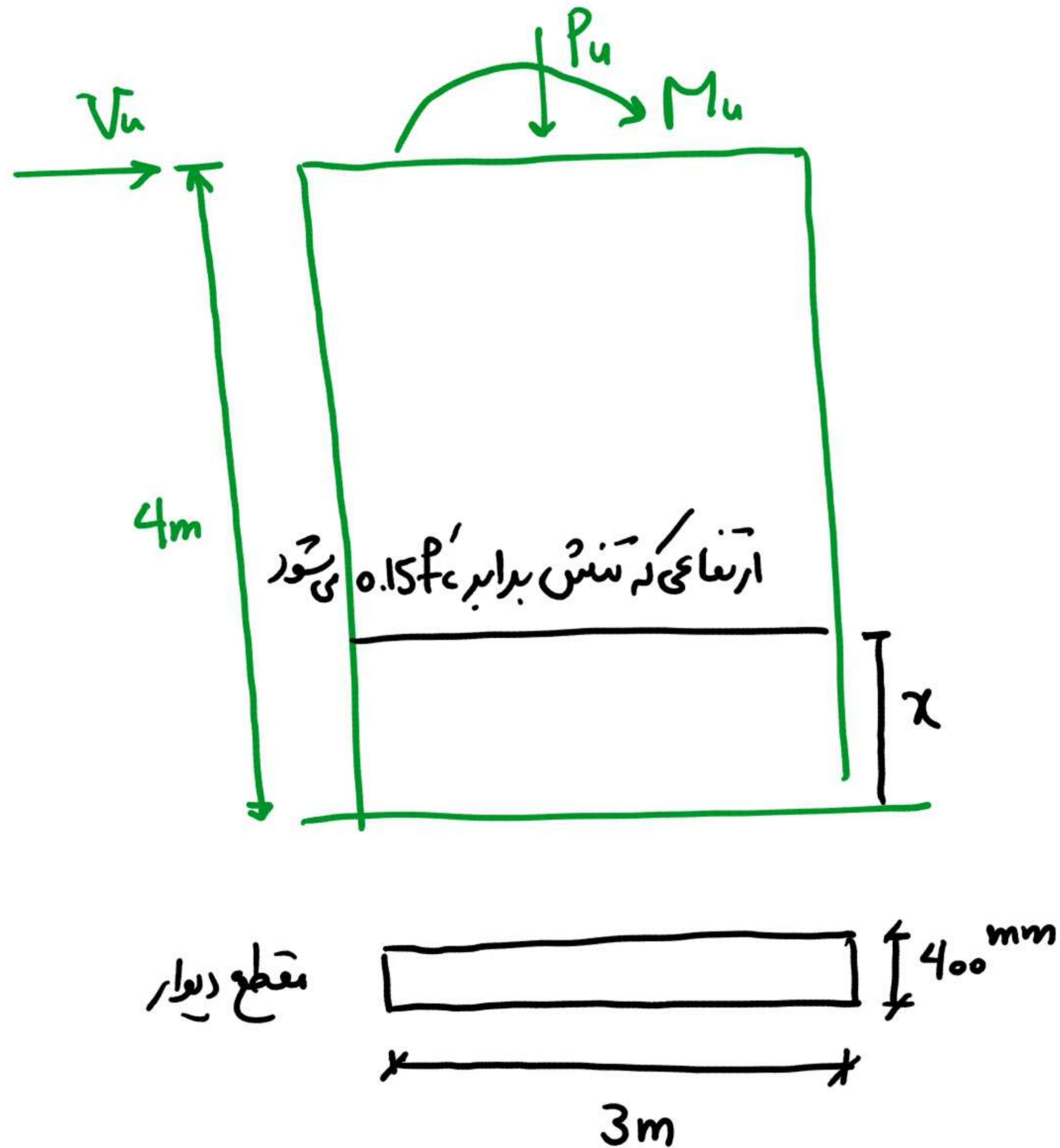
$$\rho = \frac{2 \times 2.01}{20 \times 20} = 0.01 > \frac{2.8}{f_y}$$

$$\underline{0.007} = \frac{2.8}{4.00}$$

خاموت محاسباتی نیاز ندارد
ولی در اجرا تعبیه می گردد

خاموت
 $S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ بله (6 بله for S55)} \\ 200 \text{ mm (150 for S55)} \end{array} \right.$
فاج از ناهیه
الان 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

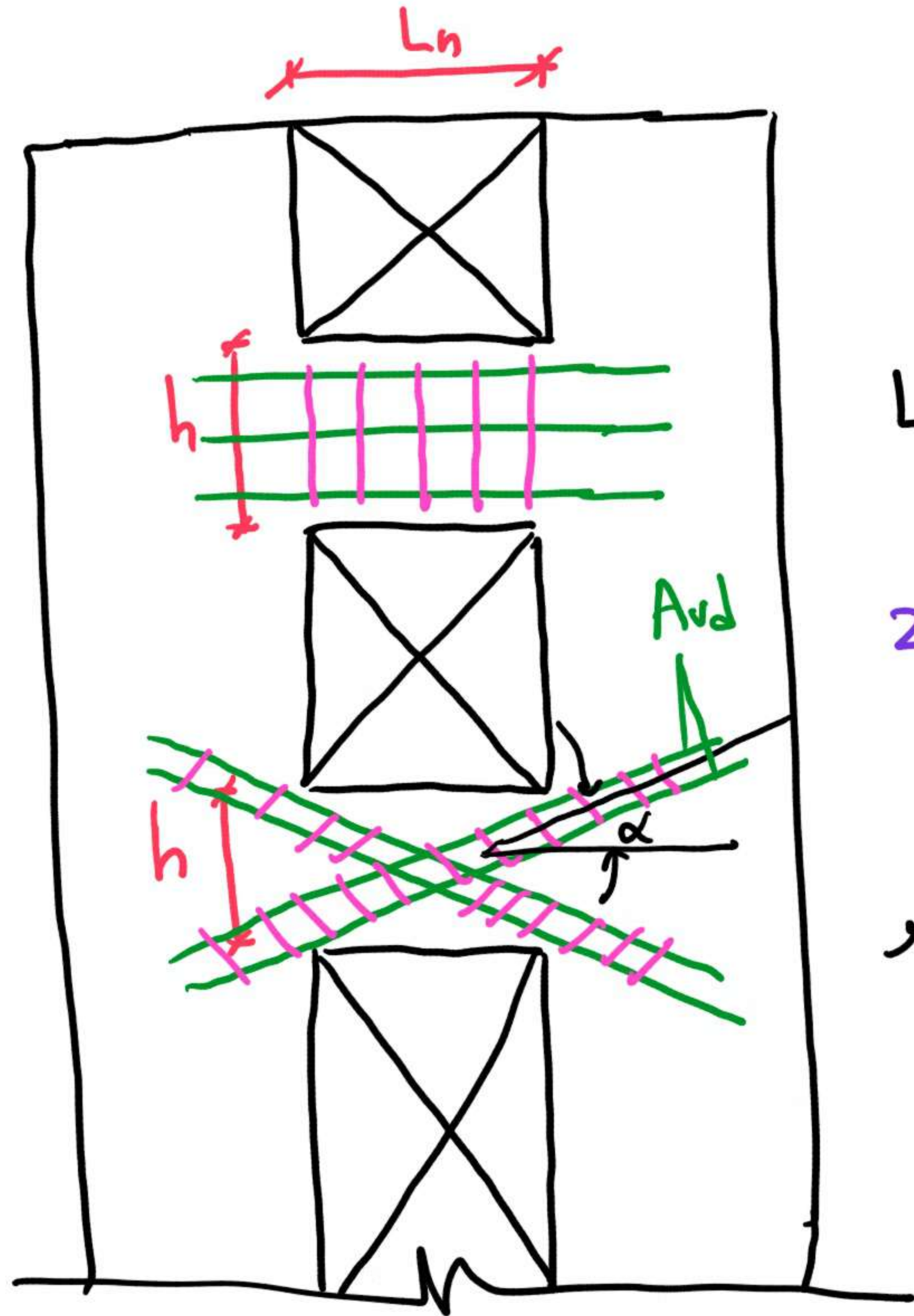
$$\sigma = \frac{P}{A_g} + \frac{M \times C}{I_g}$$

$$\sigma = \frac{1400 \times 10^3}{(3000 \times 400)} + \frac{(800 + (495)(4 - x)) \times \frac{3000}{2}}{\frac{1}{12} \times 400 \times 3000^3} = 0.15 f_c'$$

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 قطری

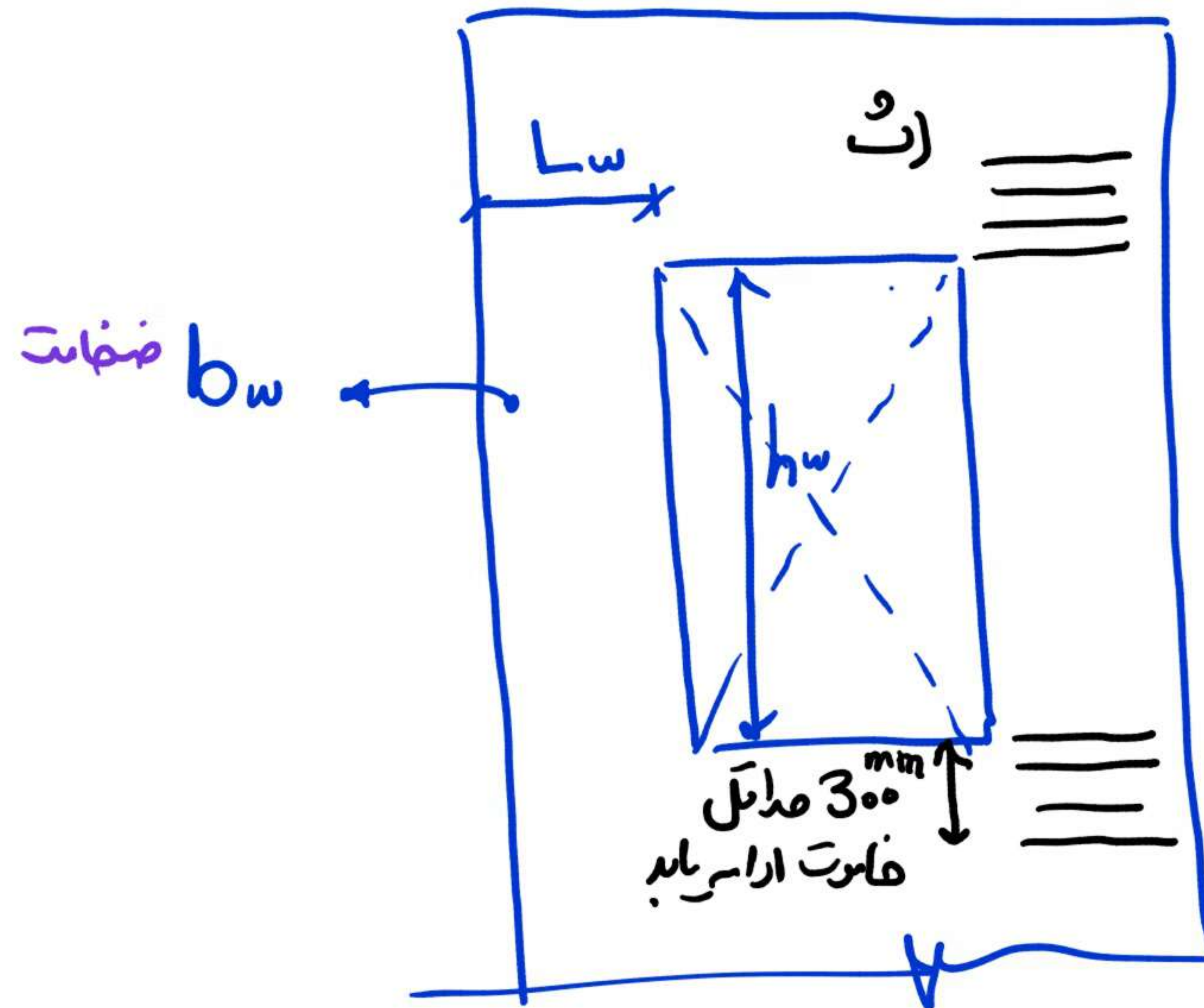
ارتفاع تیرچه‌بند $h \times b$

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 \phi f_y \sin \alpha}$$

حلبه بیست و سوم

1400 . 03 . 22

* دیوار پایه ها ۹-۲۰-۷-۶



اگر $L_w/b_w > 2.5$ می توان به جای رابطة
سین از رابطة الف تاج استفاده کرد:

الف) به کمک نمره ۹-۲۰-۶-۳-۴-۱

می توان برش ناشی از گسترش را

محاسبه و با برش Ω دار مقایسه

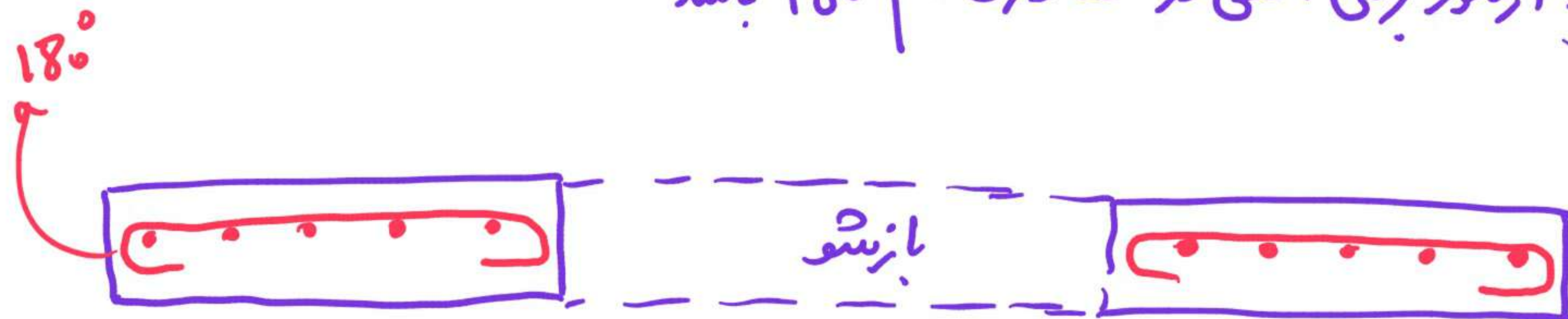
کرد و مقدار کم کوکتر بود ملاک طراحی

است.

(ب) مقدار $V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ نمره 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 انتها دارای ضم ۱۸۰ باشد



* ضوابط طراحی دیوارها سازه ای در برش

۹-۲۰-۷-۹

$$V_u \leq 3 V_u \quad \Omega_v = \Omega_v \quad V_e = V_e \text{ برای برشی سطح}$$

ضوابط دیوار	Ω_v
$\frac{h_{wcs}}{L_w} > 1.5$	بیشترین مقدار M_{Pr}/M_u و ۱.۵ در یکبار برای که بیشترین Ω_v حاصل نباشد
$\frac{h_{wcs}}{L_w} \leq 1.5$	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)

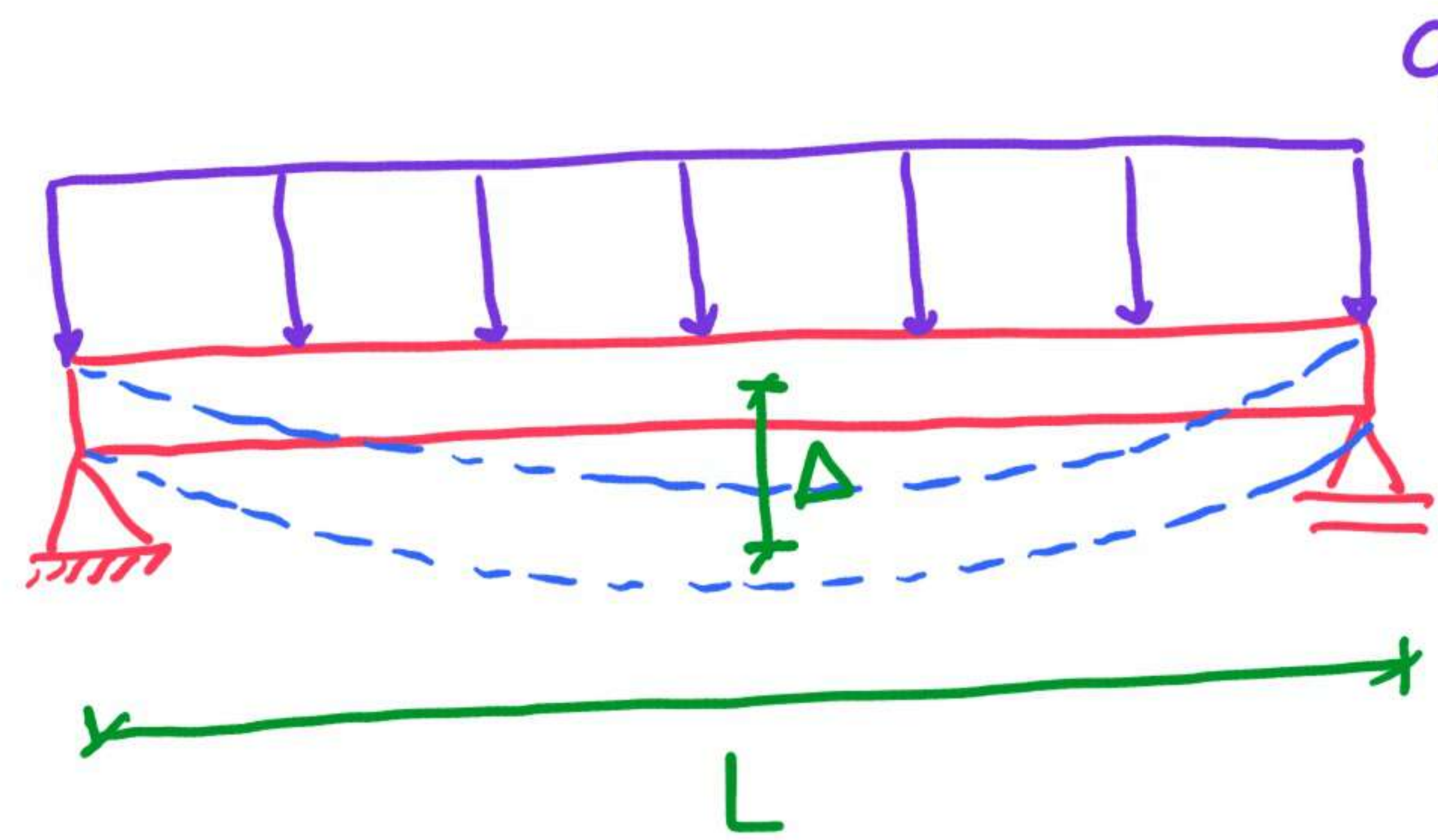
(تحلیل دینامیکی)

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 ضرب

$D+L$ بار سرویس

$D+2L$

کنترل ناشی از بار سرویس

ضریب استاندارد ناشی از ماندگاری

برای تیر دوسر سازه

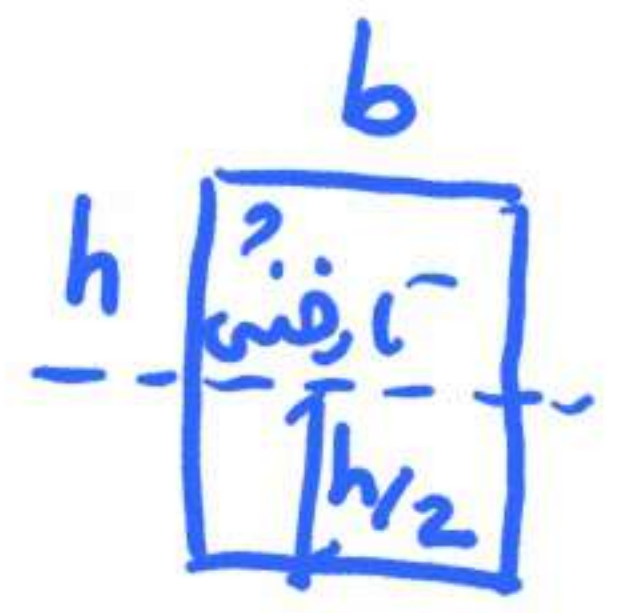
$$\Delta = \frac{5 q_a L^4}{384 E I_e} = \frac{5 M_a L^2}{48 E I_e} ; M_a = \frac{q_a L^2}{8}$$

معادله انحراف مؤثر
بر اساس مقایسه M_a با M_{cr} محاسبه می شود

الف) $M_a < \frac{2}{3} M_{cr} \rightarrow I_e = I_g$

$\frac{1}{12} b h^3$

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



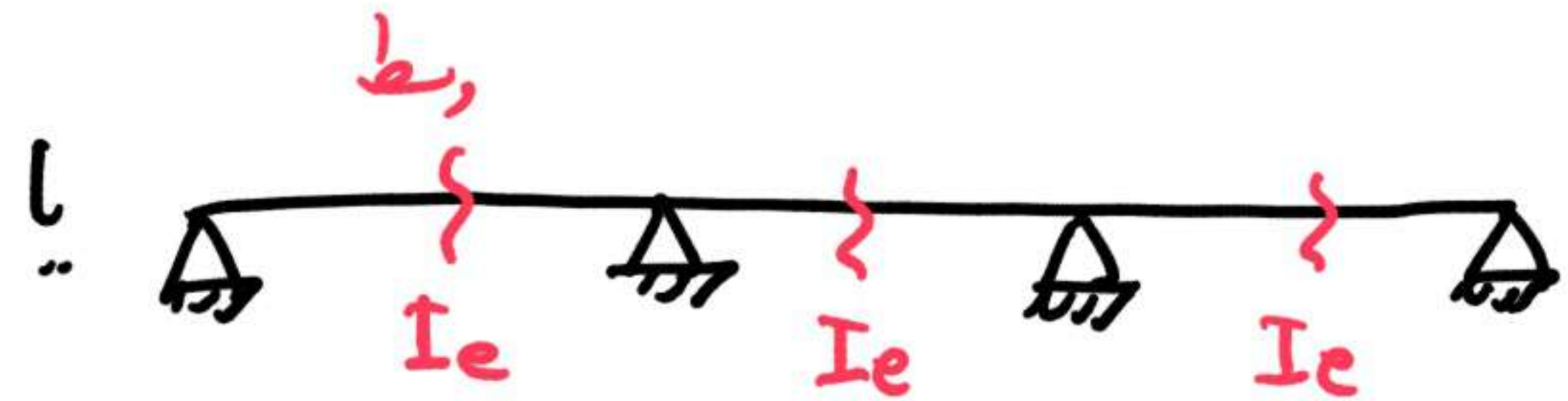
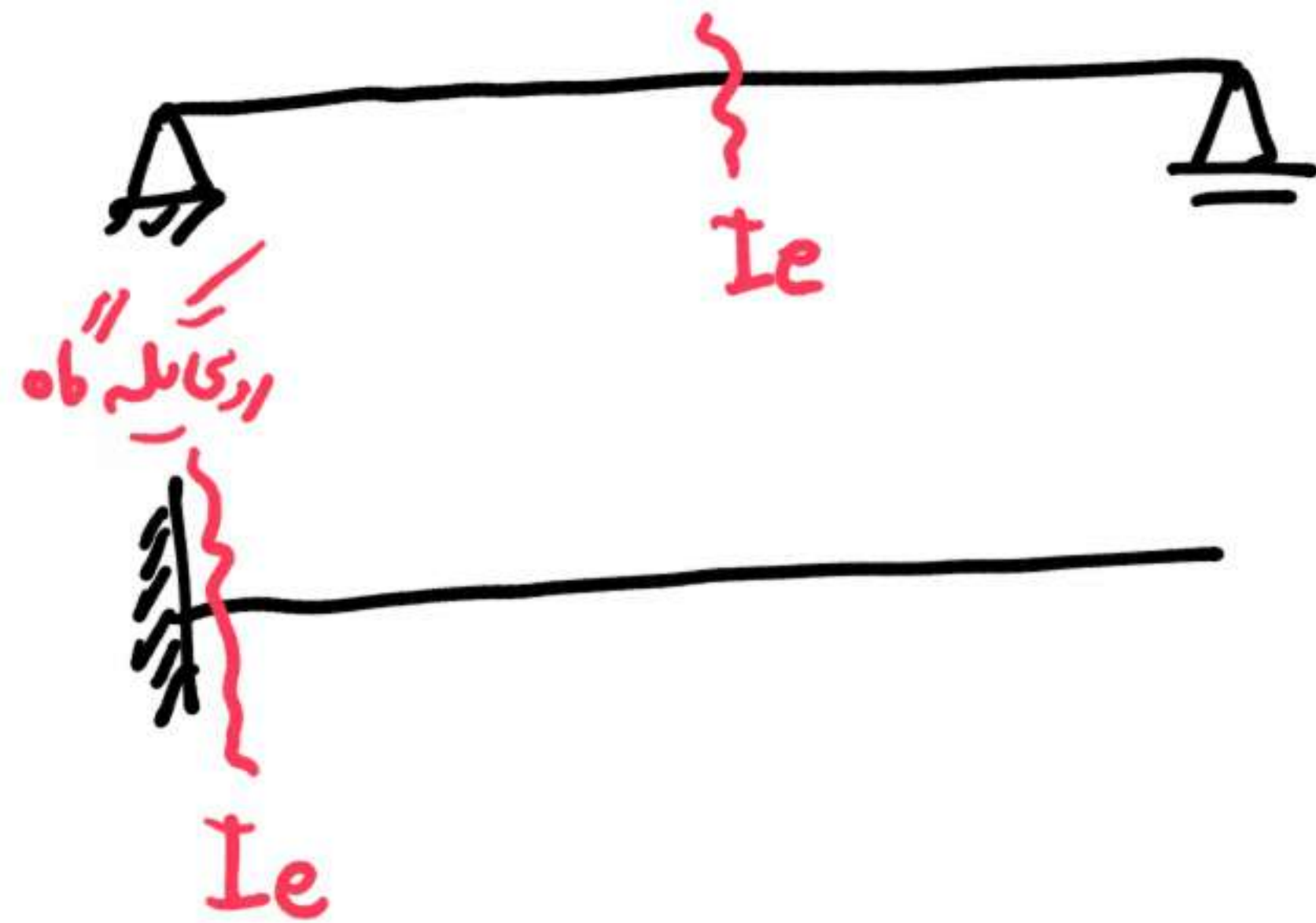
249 $\Rightarrow M_a > \frac{2}{3} M_{cr} \rightarrow \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{2/3 M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} = I_e , M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{\gamma_t}$

فاصله افقی از تیرین تار کشی

نکته: در تیرها و دال‌ها یک طرفه پیوسته، میان اینرسی مؤثر از رابطی زیر پیست می‌آید

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$$

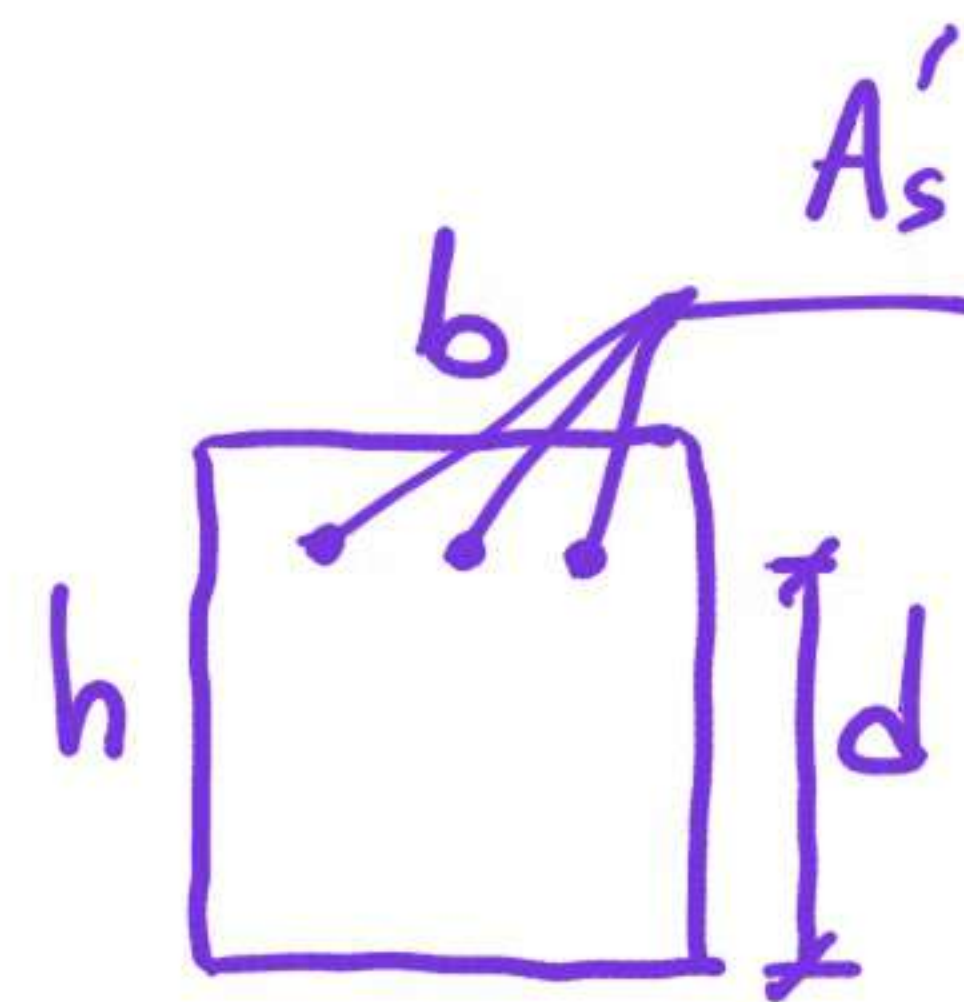
نکته: در تیرها و دال‌ها یک طرفه با مقطع یکدلت منتهی می‌شود میان اینرسی مؤثر را برابر با مقدار آن در وسط دهانه یا تکیه‌گاه ساده یا پیوسته و بر روی تکیه‌گاه در اعضا طرف در نظر گرفت



* 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	۲۴ ماه و بیشتر

* بار دائمی برابر است با بار مرده + درصد از بار زنده

↓ ۲۰ تا ۵۰ درصد

* عدد مجاز برای تغییر مکان ایجاد شده در تیردال بر اساس 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.

برگرفته شده از جزوه آقای دکتر حسین زاده

" این عدد برای کاربری ها متفاوت است "

بار اضافی (افسانه‌ای)

بار مرده

بارزنده

بار پیچشی

درصدی از بارزنده

تغییر مکان 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
 $l/48$

$$\Delta_{total} = (\Delta_D + \Delta_{SD} + L + partition + \Delta_{creep}) - \Delta_{initial}$$

آسیب به اعضا غیر سازه ای وارد نمی شود
 $l/24$

$$\Delta_{immediate} = (\Delta_D + \Delta_{SD} + L + partition) - (\Delta_D + \Delta_{SD} + partition)$$

252

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 حالت، 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 $\rho = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}}$ فرکانس ارتعاش

"پایان"

تقدیم به روح پدرم

محمدتقی خداداد ماه 1400