« بسم الله الرحمن الرحیم »

« طراحی سازه های فولادی 1 »

منابع:

1) طراحی سازه های فولادی ← طاحونی

2) طراحی سازه های فولادی ← ازهری و میرقادری ← جلد اول و دوم و سوم (کتاب خوبی است)

3) سازه های فولادی ← فریدون ایرانی ← جلد اول و دوم

4) راهنمای اتصالات در ساختمان های فولادی ← وزارت مسکن و شهرسازی (فعلاً [illegible])

● جدول اشتال (سبز رنگ) و ماشین حساب سر کلاس آورده شود.

ارزشیابی:

2 نمره تمرین

1 نمره فعالیت کلاسی و حضور در کلاس

18 نمره پایان ترم

21 نمره

سرفصل ها:

1- کلیات

2- فولاد و رفتار آن

3- مشخصات هندسی مقاطع فولادی

4- قطعات کششی فولادی

5) ستون ها (بار محوری تنها) و تیر ستون ها

6) جوش و اتصالات جوشی

7) تیرها (خمش تک محوره و دو محوره و ...)

8) تیر ورق ها

مفهوم طراحی:

حداقل مخارج حداقل وزن حداقل زمان ساخت حداقل کار حداکثر ایمنی حداکثر بازدهی

گام های طراحی:

۱) معماری: فضا و نوع کار مشخص می‌شود.

۲) سازه‌ای: ۱) انتخاب سیستم باربر ساختمان (بادبندی، خمشی، ترکیبی، ...)

۲) انتخاب سیستم سقف: طاق ضربی، تیرچه بلوک، دال یک طرفه و دو طرفه، کامپوزیت و ...)

۳) تحلیل ساختمان

۴) طراحی قطعات و المان ها: تیر، ستون، تیر-ستون، بادبند، تیرچه

۵) طراحی اتصالات: اتصالات ساده، گیردار، نیمه گیردار، وصله

۶) طراحی فنداسیون

بارهای وارده به اعضا:

بار مرده، بار زنده، بار برف، بار باد، بار زلزله، فشار خاک، آب، دینامیکی و ...

۱) آیین نامه‌ی AISC ← آمریکا

۲) آیین نامه‌ی AAshto ۳) AREA آمریکا (برای طراحی پل)

روش های طراحی:

۱) روش تنش مجاز ← ما با این روش کار می‌کنیم. $F_y \rightarrow \overset{\text{allowable}}{F_a} = \alpha F_y$

۲) روش حد نهایی (مقاومت نهایی): طرح براساس ضریب بار، طراحی حدی، طراحی براساس ضریب بار و مقاومت و ...

... به بارهای سازه ضریب افزایش دهنده اعمال می‌شود و سازه برای حد مقاومت نهایی طراحی می‌شود.

● روش تنش مجاز نسبت به روش حد نهایی اقتصادی‌تر است.

دلایل استفاده از ضریب اطمینان در طراحی :

۱) اجرای ناقص ۲) انحراف نیمرخ‌ها (پروفیل‌ها)ی مصرفی

۳) احتمال کمتر بودن حد تنش تسلیم فولاد مصرفی نسبت به حد تنش استاندارد و تئوری محاسباتی .

۴) عدم اطلاع از چگونگی نصب و بارهای وارده حین اجرا

۵) اطمینان در برابر خرابی (انهدام براساس عملکرد)

فصل دوم :

فولاد و رفتار آن :

در طراحی سازه‌ها
- فولاد مقاوم‌تر
- فولاد ضعیف‌تر
- رنگ آمیزی اسکلت

فولاد ساختمانی : ۱) فولاد کربنی ← کربن + منگنز + مس + آهن

$\underbrace{\text{کربن + منگنز}}$ ← باعث افزایش مقاومت می‌شوند

- فولاد کم کربن
- فولاد با کربن نسبتاً متوسط
- فولاد با کربن متوسط
- فولاد با کربن بالا

← فولادهای معمولی ساختمانی از نوع فولاد با کربن نسبتاً متوسط هستند (۰/۱۵ تا ۰/۲۹ درصد کربن)

۲) فولاد پر مقاومت ← Fy → ۲۷۵-۴۸۰ mpa

← کربن + منگنز + مس + نیکل + فسفر + وانادیوم + مولیبدن + ...

۳) فولاد آلیاژی ← فولاد را تحت عمل تبرید و بازپخت قرار می‌دهند.

فولاد را تا ۹۰۰°c گرم و بلافاصله در آب و یا روغن و مانند آن را تا ۱۵۰°c خنک می‌کنند ← عمل تبرید

دوباره فولاد را تا دمای حدود ۴۲۰°c گرم نموده و در دمای محیط خنک می‌کنند ← بازپخت

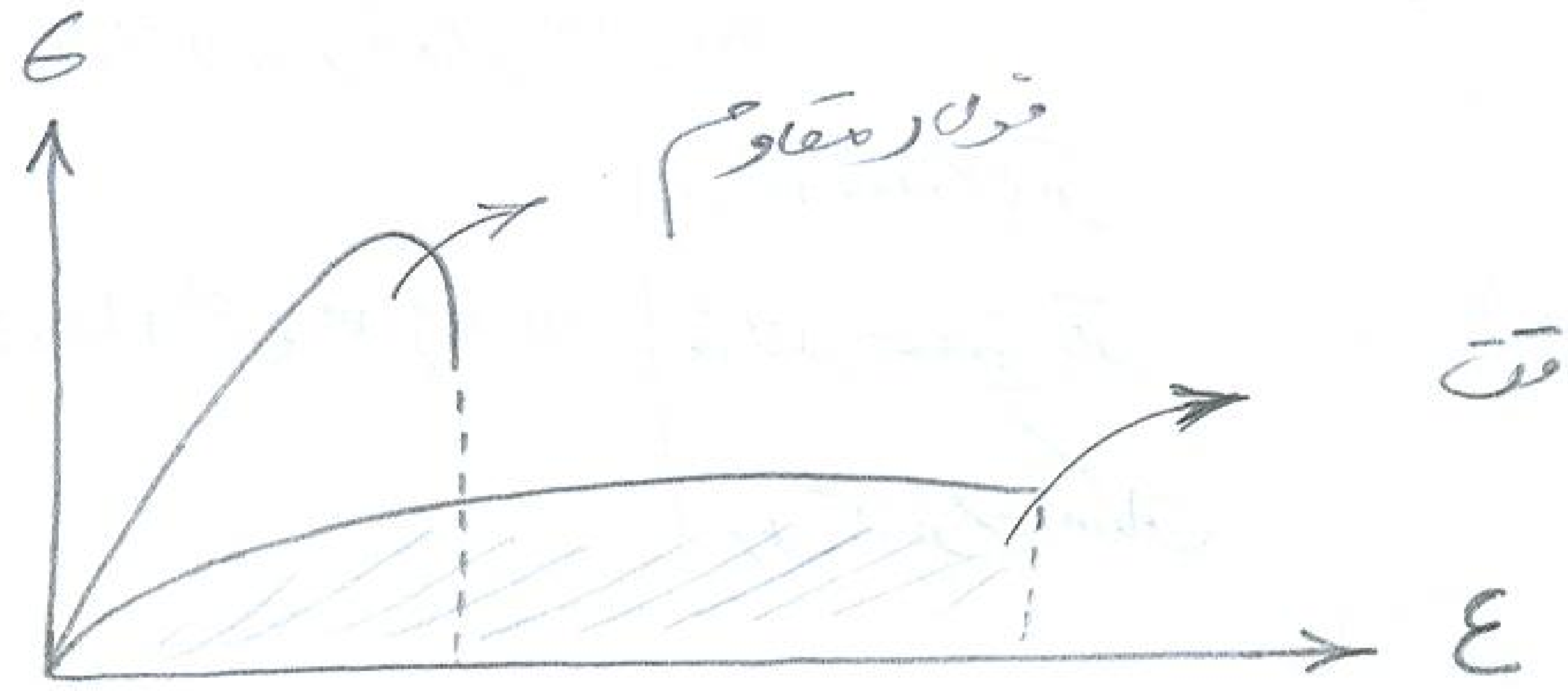
- عمل بازپخت باعث کاهش نسبی استحکام و سختی می‌شود ولی طاقت (Toughness) و شکل‌پذیری

را افزایش می‌دهد.

- با افزایش مقدار کربن فولاد، فولاد مقاوم‌تر می‌شود اما ترد‌تر می‌شود.

افزایش کربن
۱) افزایش مقاومت
۲) کاهش شکل‌پذیری
۳) نقصان در جوشکاری

جوشکاری متعارف یعنی بدون پیش گرم، پس گرم و الکترود غیرمتعارف صورت می‌گیرد که این نوع جوشکاری عموماً در درصد کربن کمتر از ۰/۳ درصد میسر می‌شود.



پاسکال (pa) → N/m^2

$1\ mpa = 1\ N/mm^2$

ksi → $\frac{kLb}{in^2}$ کیلوپوند بر اینچ مربع

تنش مجاز فولاد = ۲۴۰۰ kg/cm^2

تنش مجاز فولاد = ۲۴۰ mpa

Lb= ۴۵۳,۵۷ N

1 in = ۲,۵۳ cm

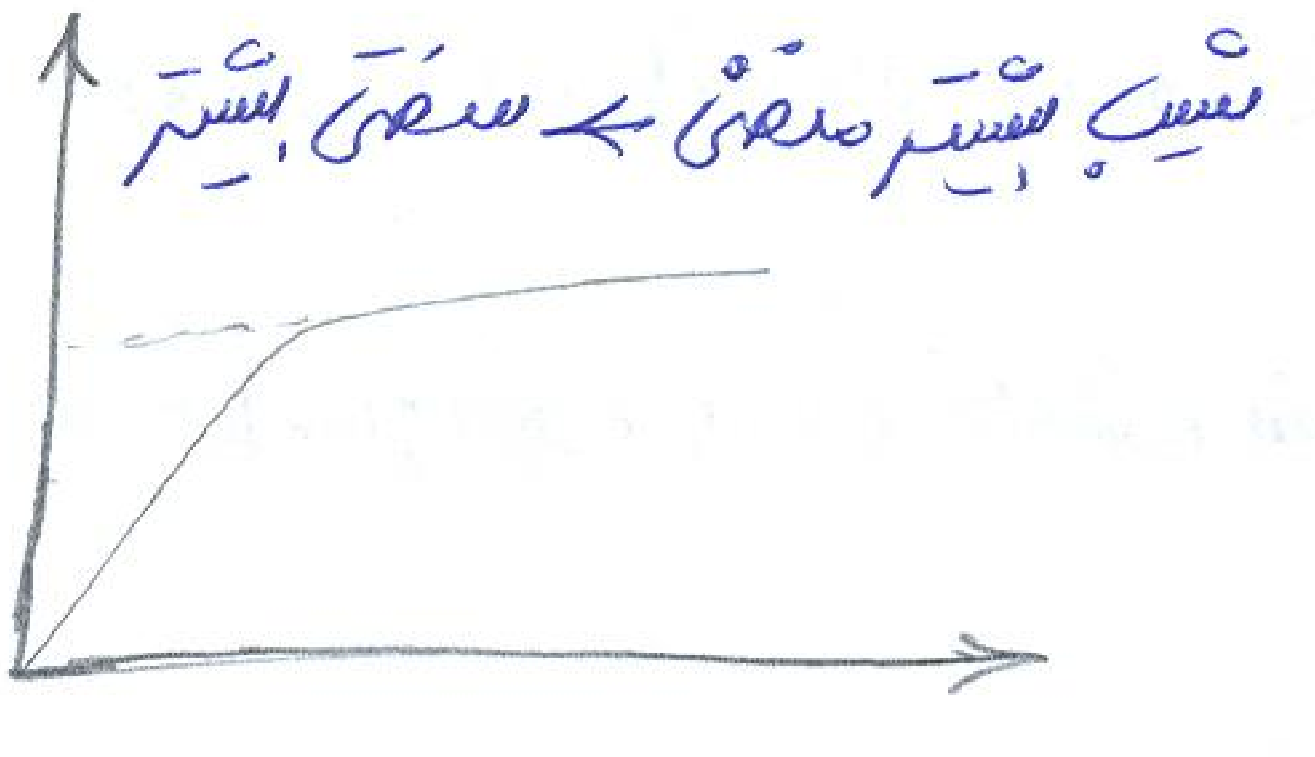
1 ft = ۱۲ inch

1 ft = ۳۰,   cm

← شیب نمودار تنش - کرنش ← سختی

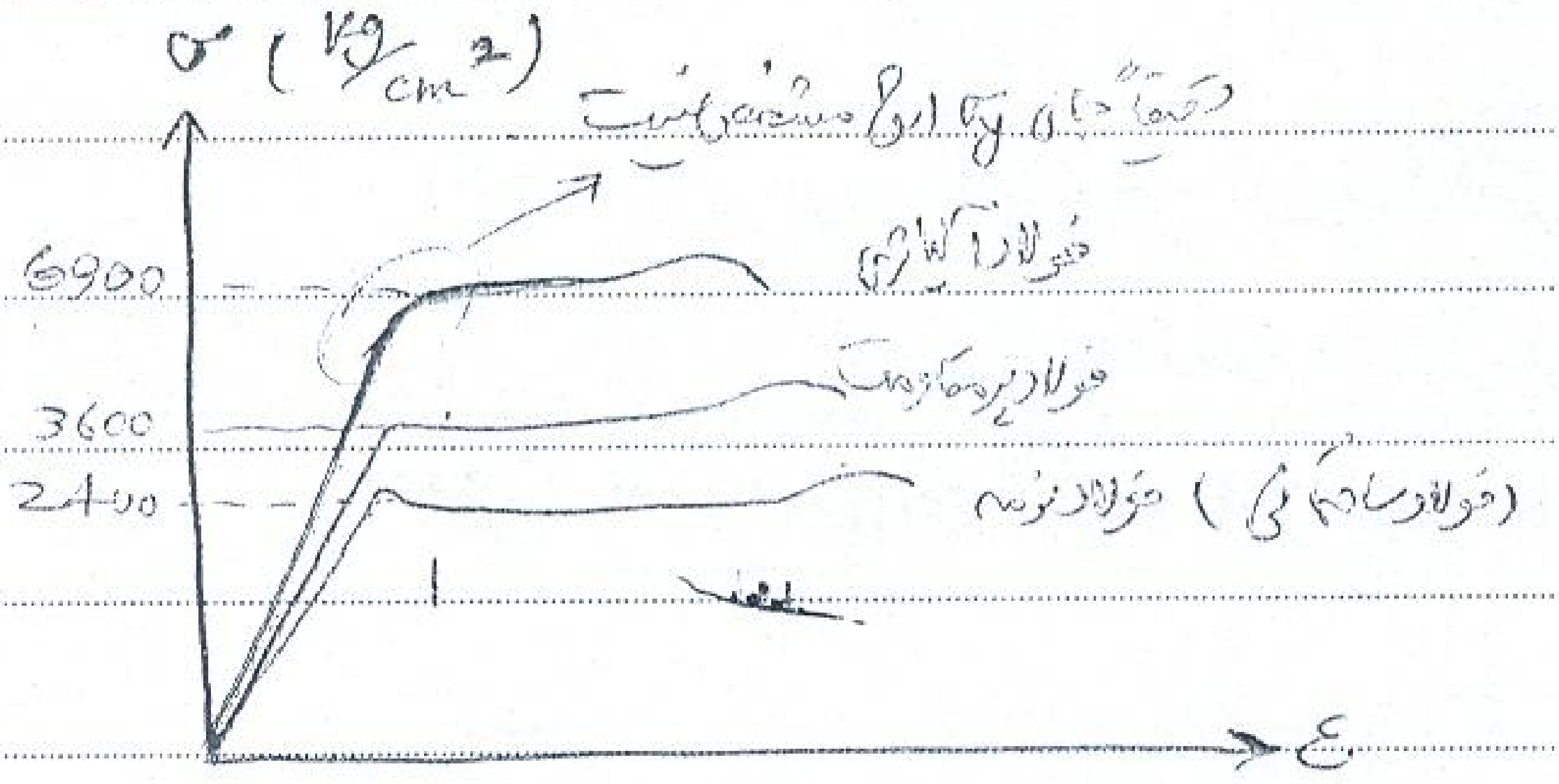
$\sigma = E\varepsilon$ ⇐ $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ ← کم شدن سختی به معنی کم شدن مقاومت نیست.

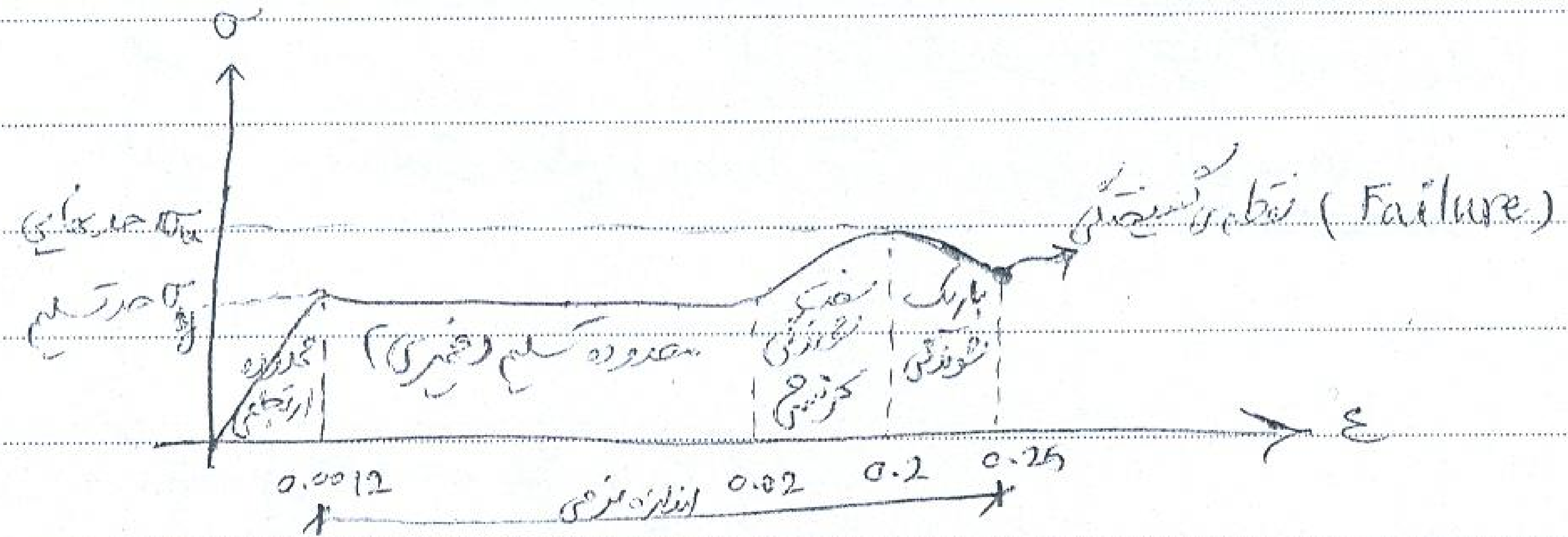
طاقت ← مساحت زیر منحنی تنش - کرنش



- سختی بتن و مقاومت بتن با هم رابطه ندارند.

Subject : جلسه‌ی سوم
Year. 88 Month. 7 Date. (29)





اثر درجه حرارت : در دماهای بالاتر از 95° بعضی تنش کرنش از حالت خطی خارج می‌شود و مقادیر E و σ_y رو به کاهش می‌گذارند

+ فولادهای با کربن حدوداً زیاد در دمای 150 - 270 درجه سانتیگراد دچار کهنگی کرنشی می‌شوند؛ یعنی صعود نسبی تنش تسلیم.

درست متوجه نشدم !

خزش : با افزایش دما، اثر خزش قابل ملاحظه بوده و محسوس می‌شود.

پدیده‌ی خزش : اگر بار در طول یک مدت زمان ثابت باشد ولی مصالح دچار تغییر شکل شوند به این پدیده خزش می‌گویند.

شکنندگی :
خاصیت فولاد در دمای بیش از 510° تردشکن‌تر می‌شوند

مقاومت در برابر اکسیداسیون ، از دمای بالاتر از 540° به شدت کاهش می‌یابد.

نتیجه : کلاً وقتی دما زیاد می‌شود ناهنجاری زیاد می‌شود (اون اتفاق بده اتفاق می‌افته، شرایط بدتر میشه)

تردشکنی : یک نوع خرابی بدون تغییر شکل خمیری واضح

نرمی : اندازه نرمی برابر است با کرنش مربوط به نقطه‌ی گسیختگی ، منهای کرنش مربوط به اولین نقطه‌ای که فولاد تسلیم می‌شود (مثلاً در نمودار بالا) : (اندازه‌ی نرمی $= 0.25 - 0.0012$

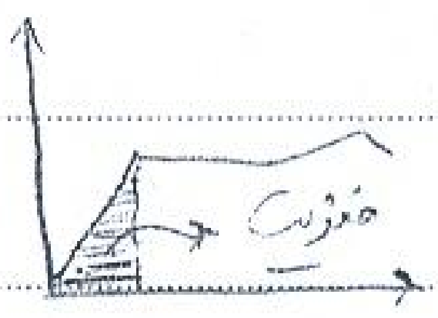
! { اندازه نرمی $= \varepsilon_u - \varepsilon_y$ }

اثر دما روی تردشکنی : هرچقدر دما کمتر شود، فولاد تردتر می شود ولی در عناصر آلیاژی بعد از 540°C نیز تردی افزایش می یابد.

اثر ضخامت روی تردشکنی : افزایش ضخامت ↑ افزایش تردی ↑

اثر تنش سه محوری روی تردشکنی : عضوی که تحت اثر تنش سه محوری قرار دارد نسبت به عضو تحت اثر تنش تک محوره ، تردشکن تر می باشد.

فنریت : مساحت سطح زیر نمودار تنش-کرنش در ناحیه ی الاستیک



نکته : $\boxed{\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = 0.57\sigma_y}$

طاقت: مقدار انرژی قابل جذب ارتجاعی و غیر ارتجاعی توسط واحد حجم مصالح تا لحظه ی گسیختگی برای حالت تنش تک محوری ، طاقت مصالح نامیده می شود.

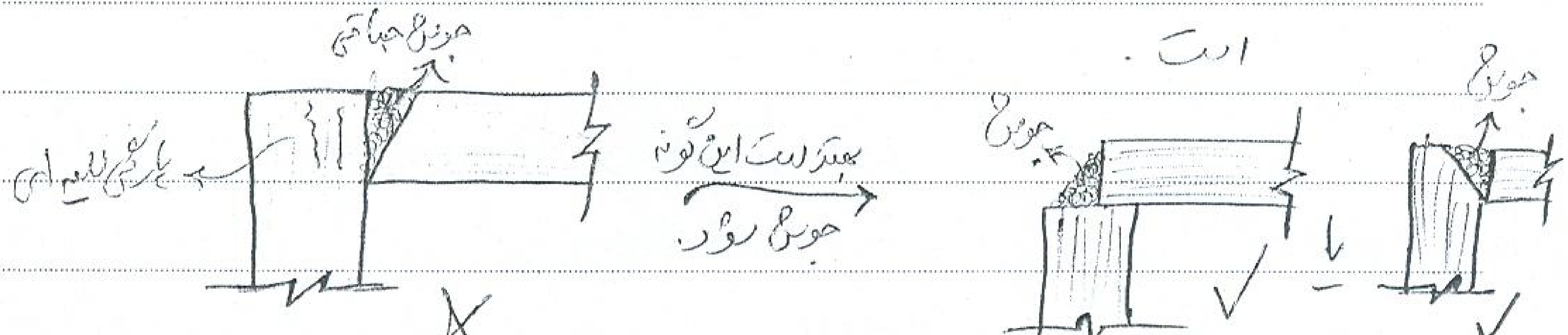
* طاقت فولاد در دمای 65 تا 95 درجه سانتیگراد افزایش می یابد.

ضریب پواسون (ν) : در محدوده ی ارتجاعی ← $\nu = 0.3$

" " خمیری ← $\nu = 0.5$

نکته : اعمال بارهای دینامیکی باعث تردشکنی بیشتر مصالح می شود.

پارگی لایه ای : نوعی تردشکنی می باشد که در فولاد مبنا و در محل های جوش اتفاق می افتد. علت آن انقباض شدید فلز جوش می باشد و دلیل آن این است که قدرت شکل پذیری فولاد در بعد ضخامت کمتر از بعد دیگر است.



فولاد پیچ: ۱) فولاد پیچ برای مصارف کلی ← از فولاد کم کربن (سیاه رنگ) (Grade A) fy = ۴۱۵ mpa

۲) فولاد پیچ اتصالات فلنج‌ها ← فولاد آلیاژی (Grade B) fy = ۷۰۰ mpa

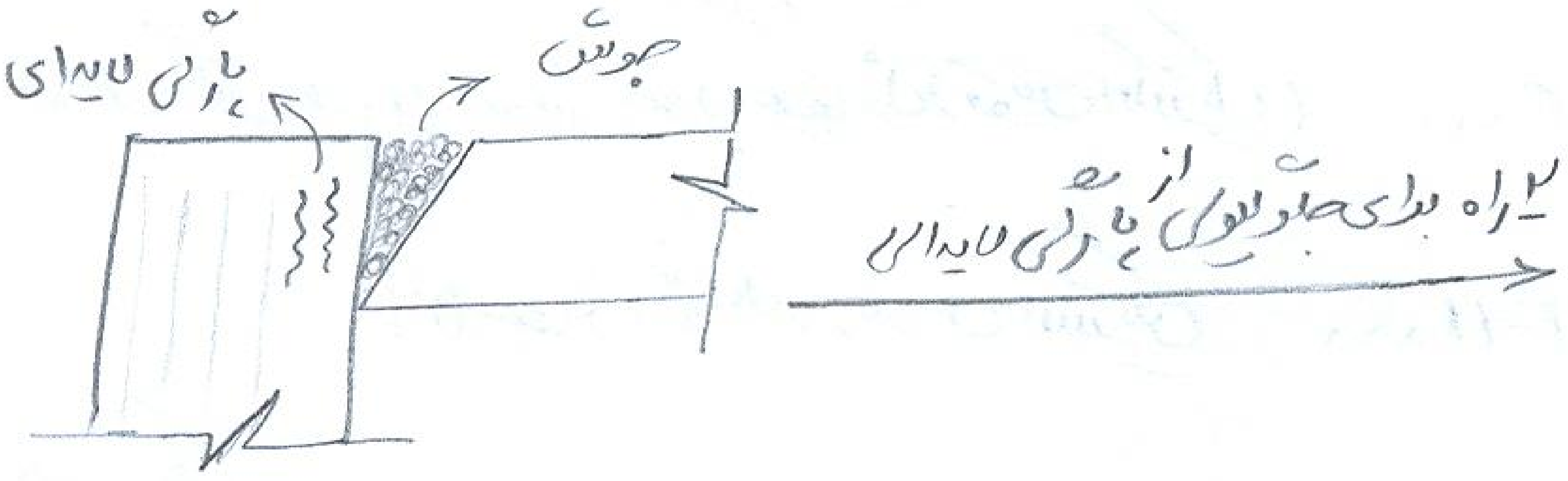
جوش ←

فولاد الکترود ۱) جوش خود حفاظ (قوس الکتریکی) E60xx ← مقاومت فولاد الکترود ksi

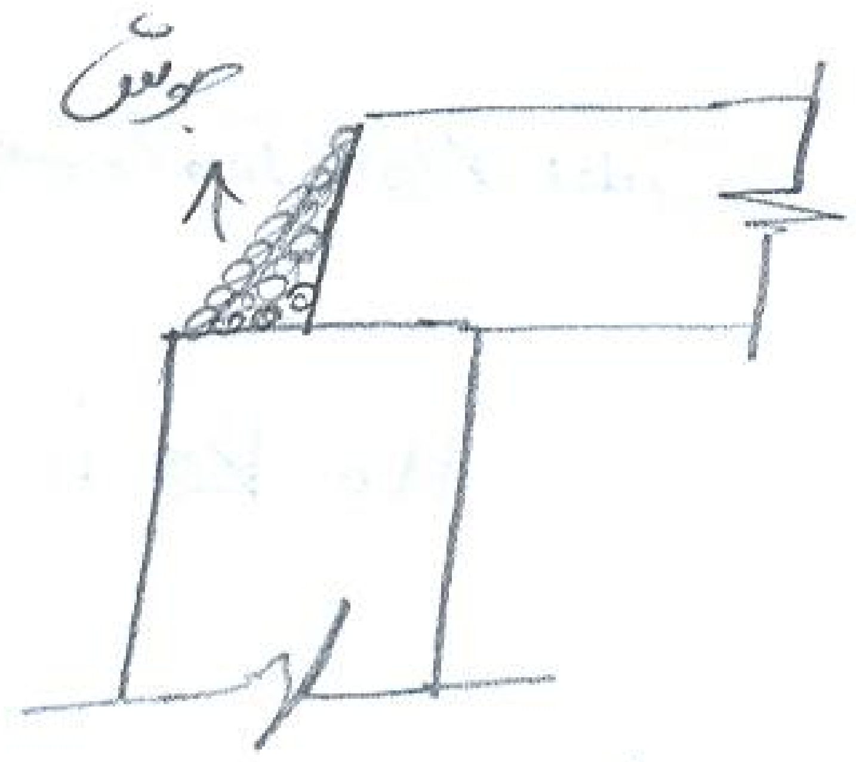
۲) جوش غوطه‌ور قوس الکتریکی F11xx ← ۱۱۰ ksi

ترد شکنی 8

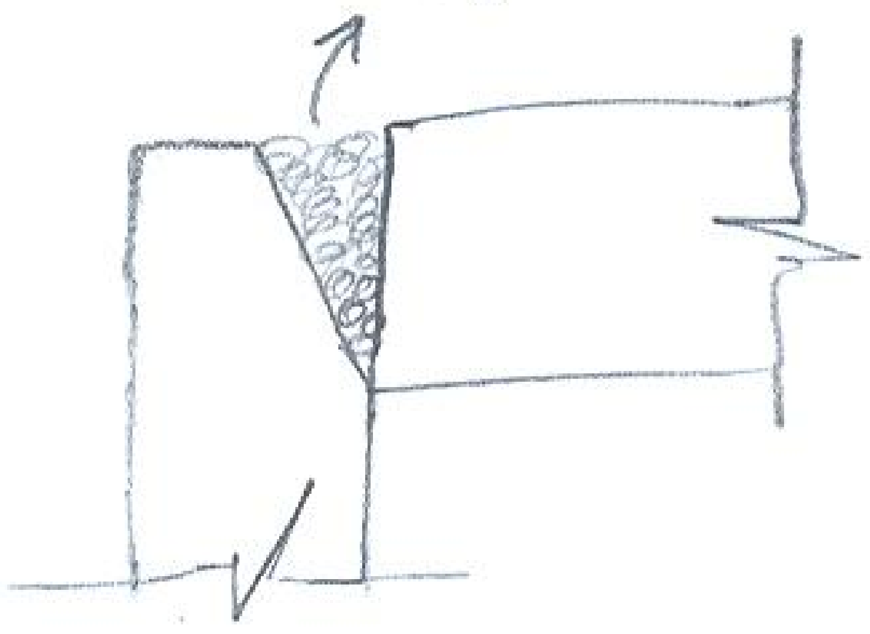
پارگی لایه‌ای : نوعی ترک شکلی است که در فولاد مبنی و در محل‌های جوش اتفاق می‌افتد. علت آن انقباض شدید فلز جوش می‌باشد و دلیل دیگر آن است که خاصیت شکل‌پذیری فولاد در جهت ضخامت کمتر از بعد دیگر می‌باشد.



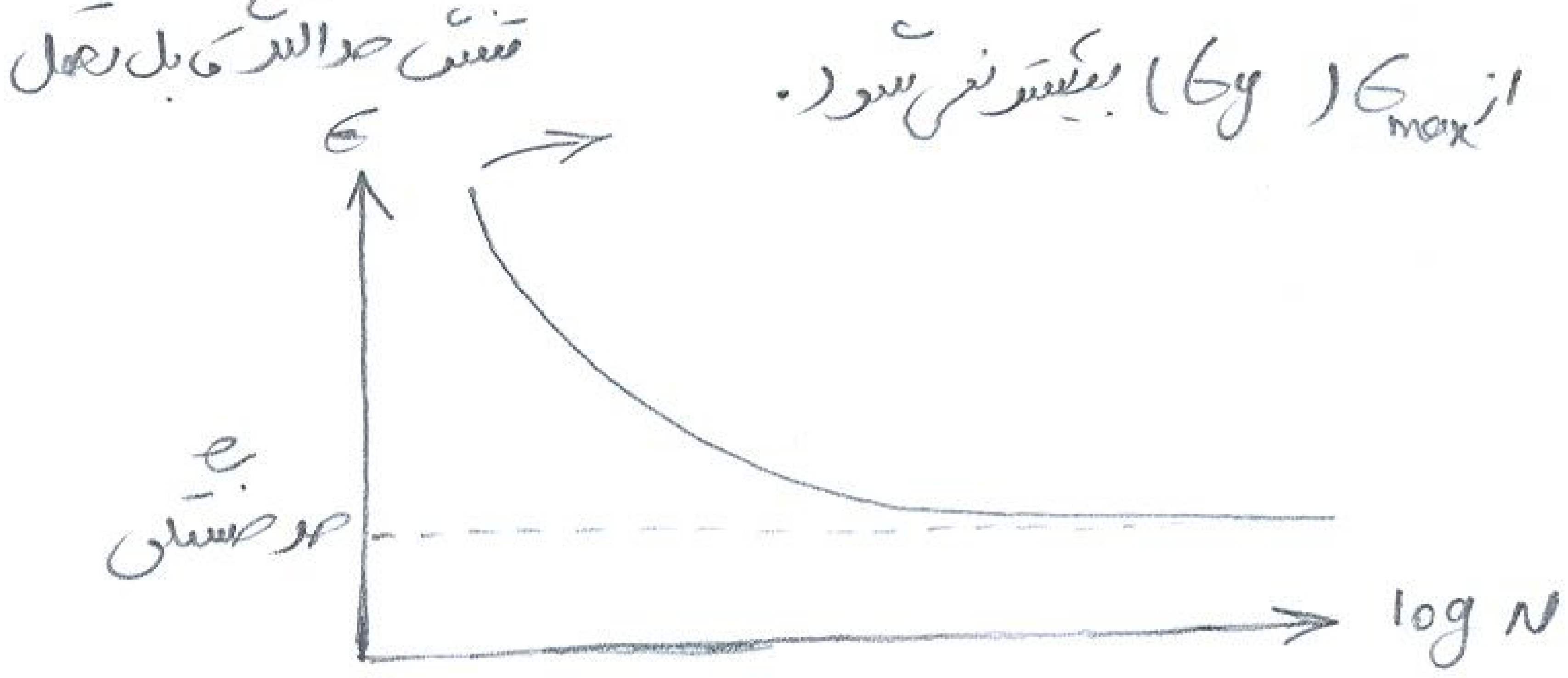
I)



II)



خستگی : بارگذاری و حذف بار به صورت متناوب ممکن است اولاً تنش ایجاد شده کمتر از Fy (حد تسلیم) باشد ولی مقطع گسیخته شود. این پدیده خستگی نام دارد.



حد خستگی : جایی است که دیگر هر چه تعداد دفعات بارگذاری بیشتر شود، دیگر فولاد می‌تواند آن را تحمل کند (min ظرفیت فولاد)

← تشدید و رزونانس ربطی به سازه ندارند ولی خستگی به material (نوع ماده) بستگی دارد. در تشدید نیروی وارده به سازه، خود به خود زیاد می‌شود.

reloading unloading loading

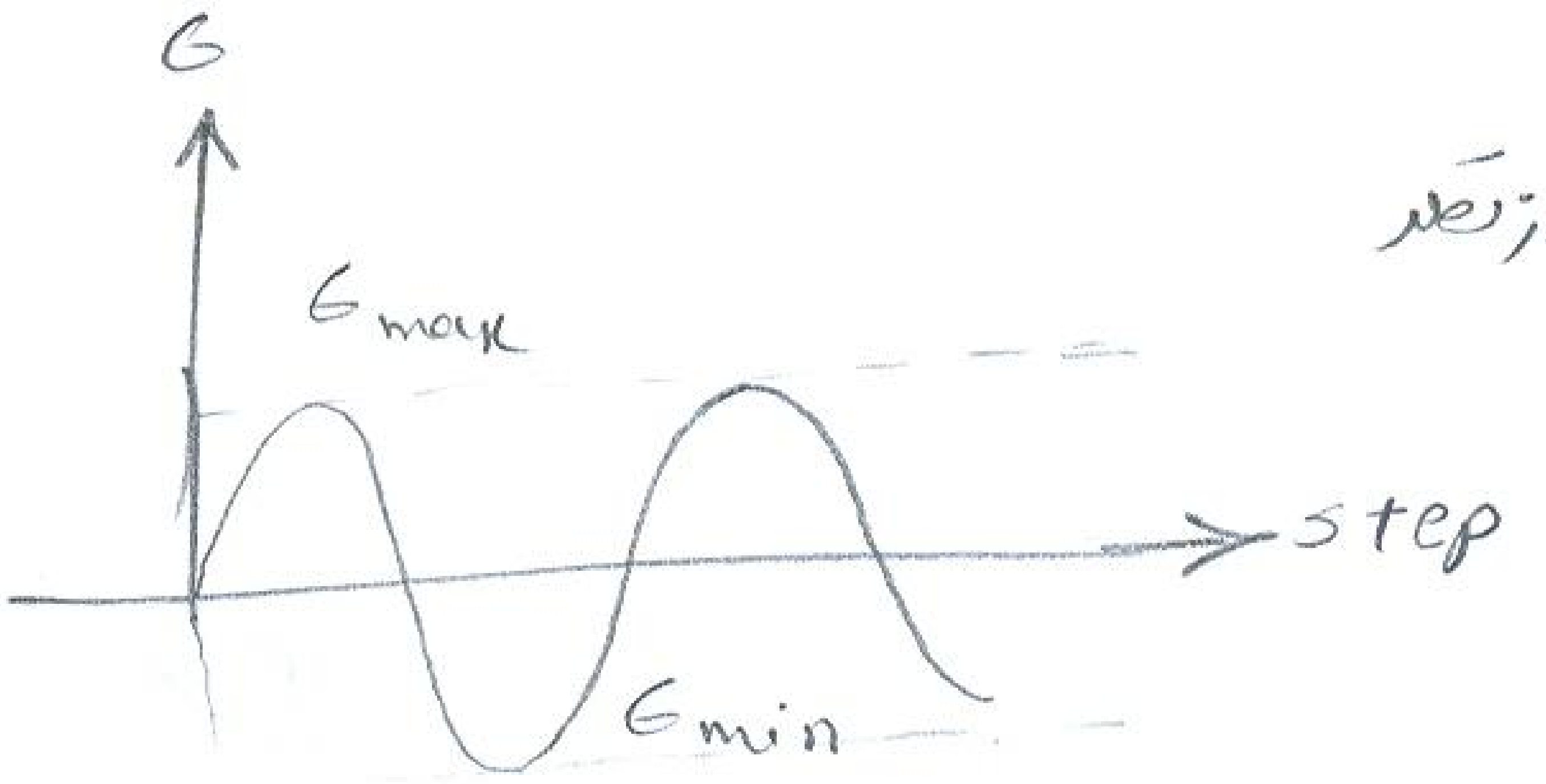
چهار نوع بارگذاری : در طول عمل بارگذاری و بار برداری و بارگذاری مجدد، از نسبت تنش حداکثر و حداقل به صورت

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

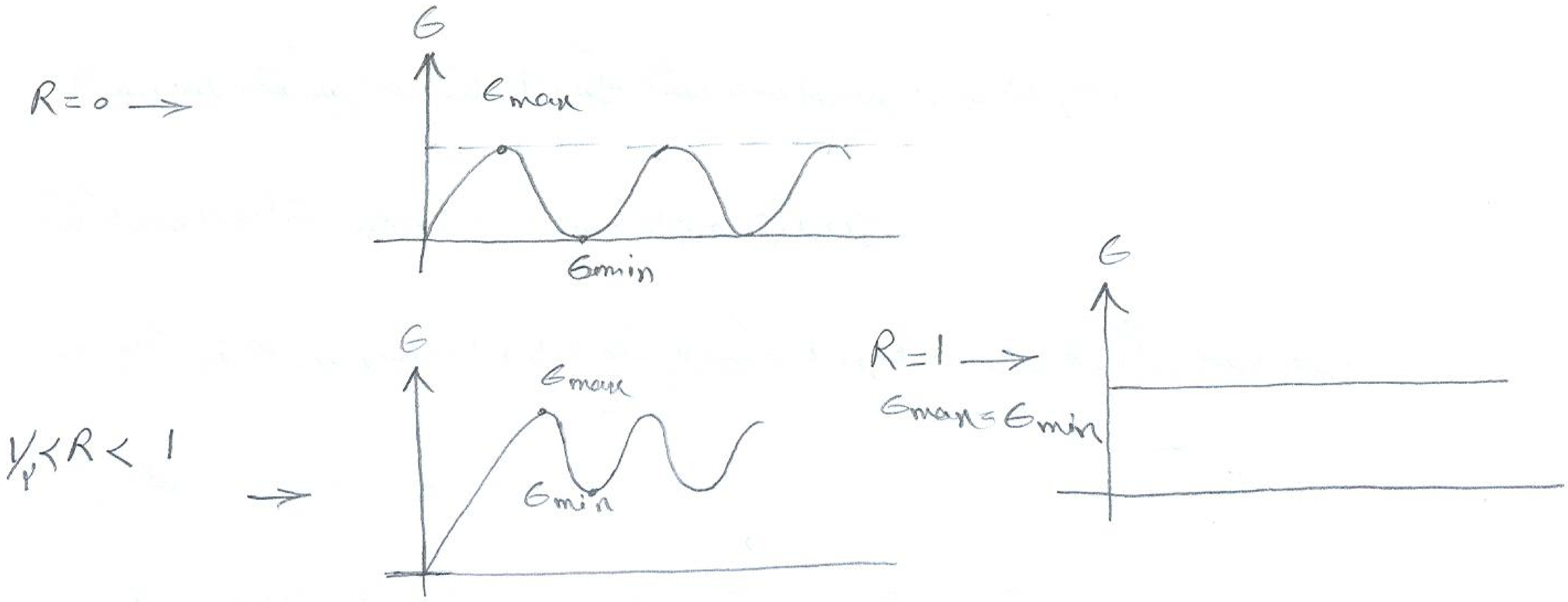
$\sigma_{min}/\sigma_{max}$ بین $1/2$ تا 1 باشد، خستگی نقشی را بازی نمی‌کند.

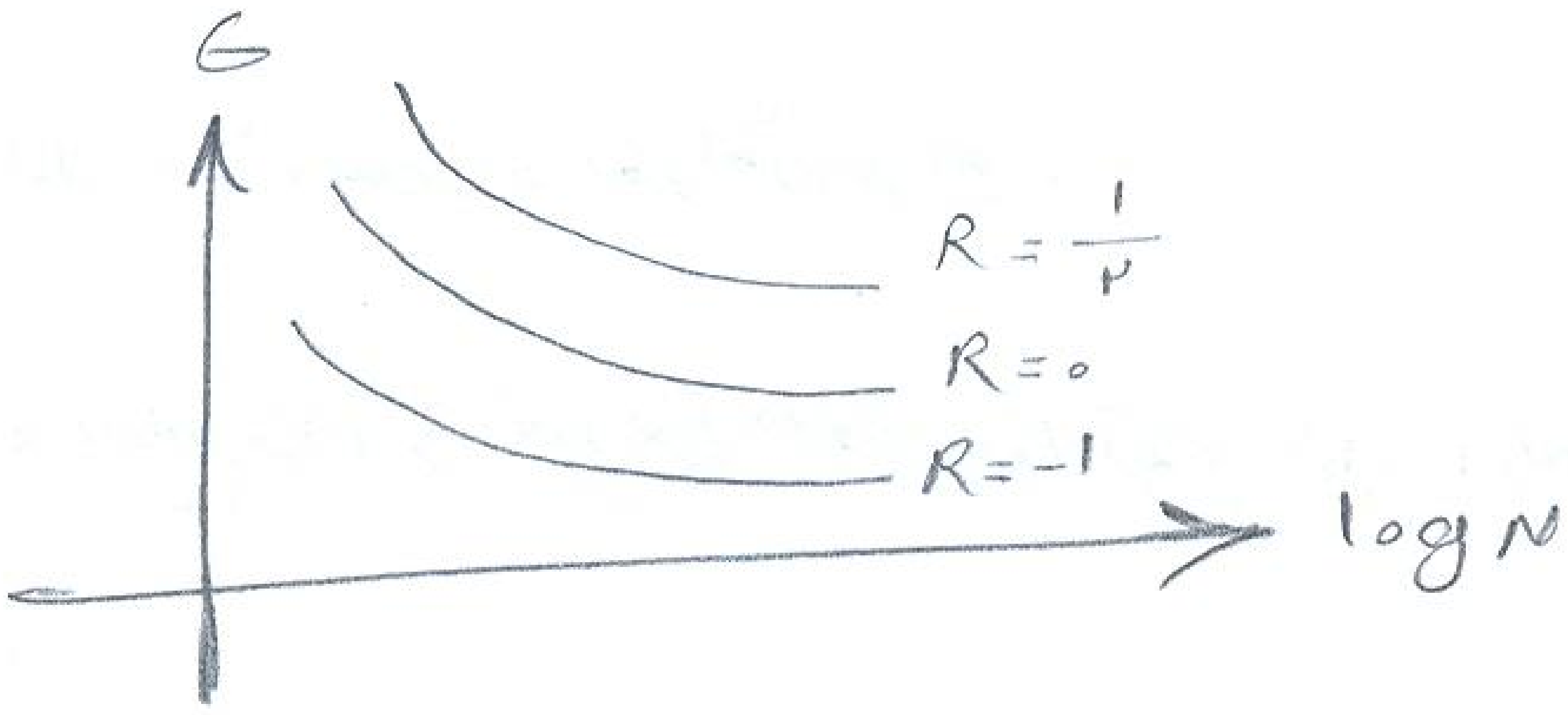
$$R = \begin{vmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \end{vmatrix}$$

$R = -1 \rightarrow$



بدترین حالت بارگذاری از نظر خستگی

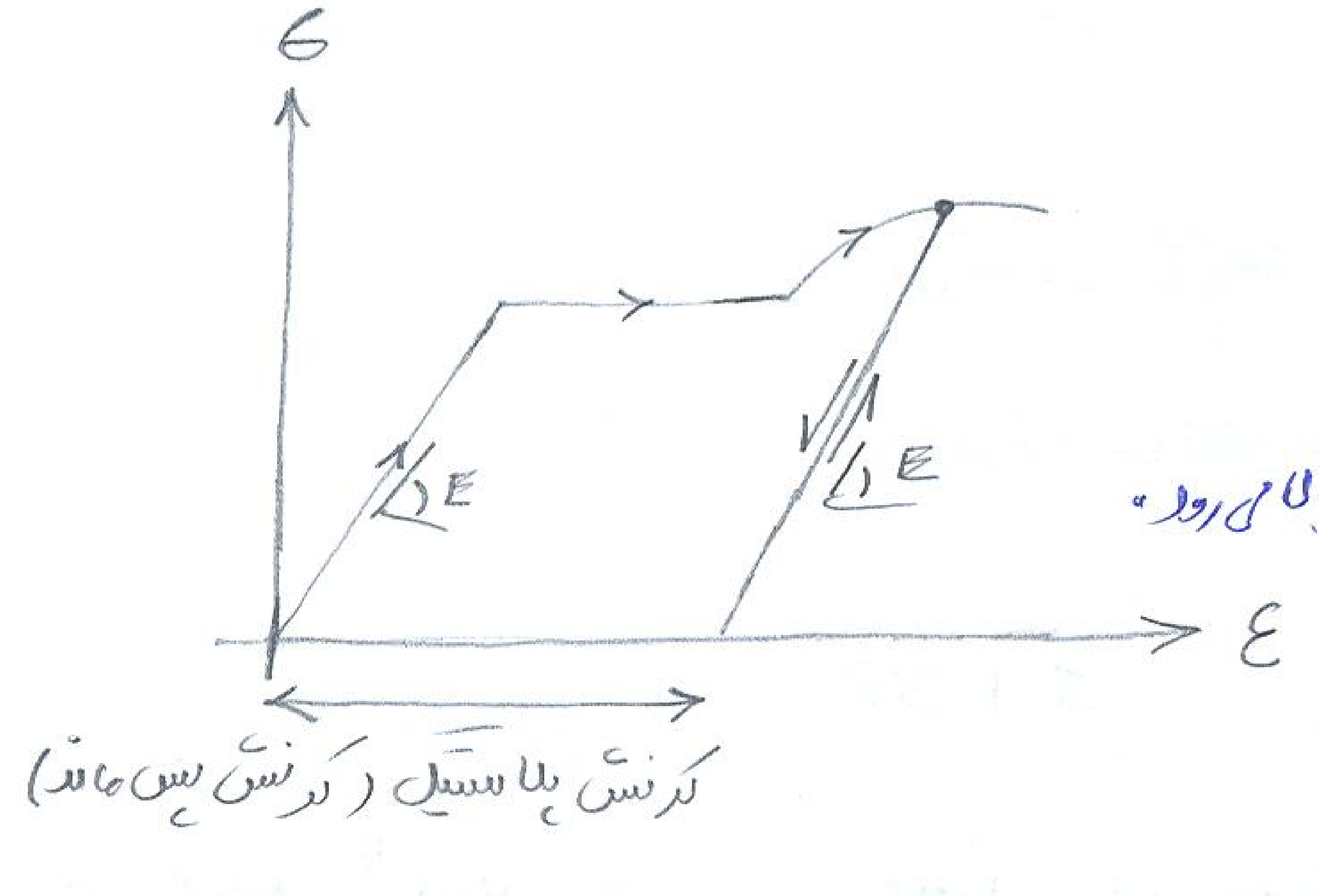




کارسرد و سختی گردانی کرنشی:

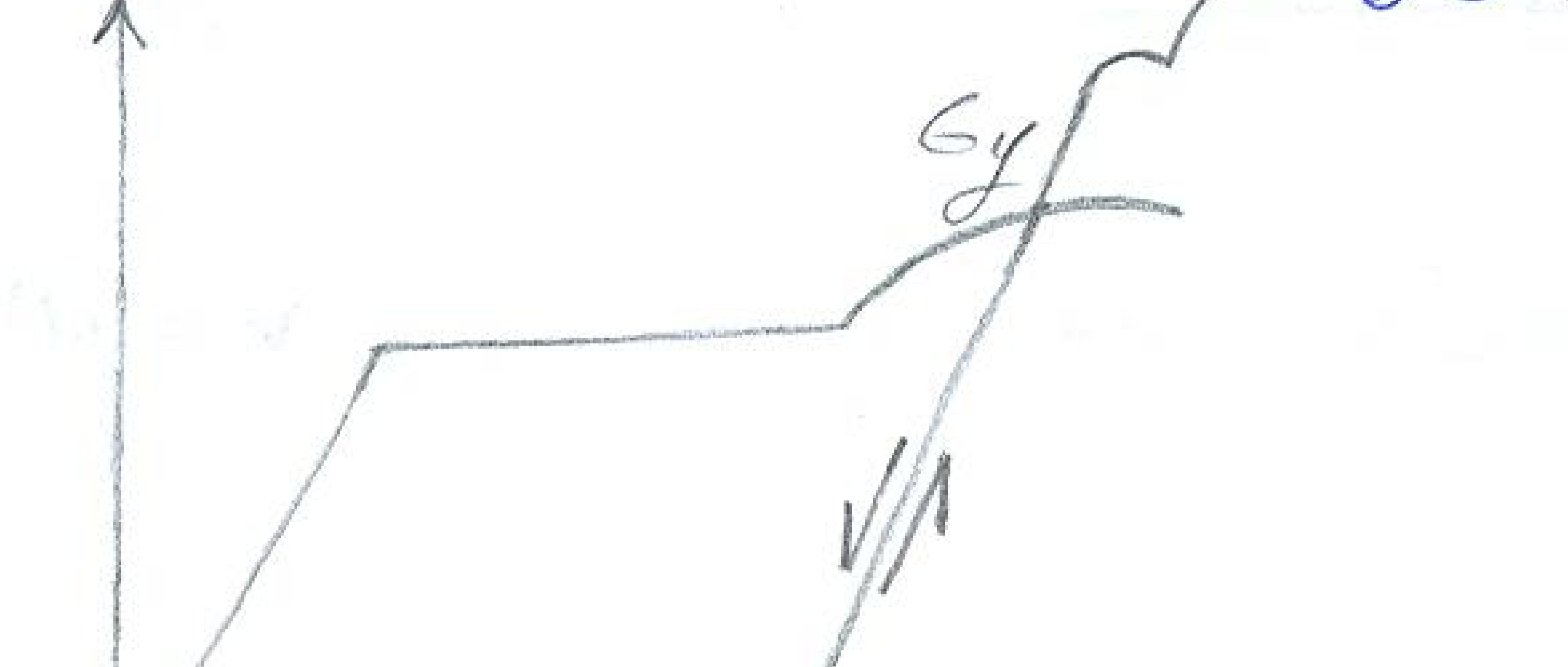
↓

خودمان روی فولاد کار مکانیکی می‌کنیم.



: سختی تغییر نمی‌کند فقط σ_y (تنش تسلیم) بالا می‌رود.

● کهنگی کرنشی:



● تنش پس ماند:

تنش پس ماند در اثر موارد زیر به وجود می‌آید:

① سرد شدن غیر یکنواخت نیمرخ های نورد شده در بستر خنک کننده:

② سرد شدن غیر یکنواخت قطعات ترکیب شده با جوش پس از جوشکاری .

③ کار سرد انجام شده روی قطعات خمیده برای صاف کردن .

● زمانی می‌توانیم تغییر شکل فولاد را با چشم ببینیم که به مرحله‌ی باریک شوندگی رسیده باشد .

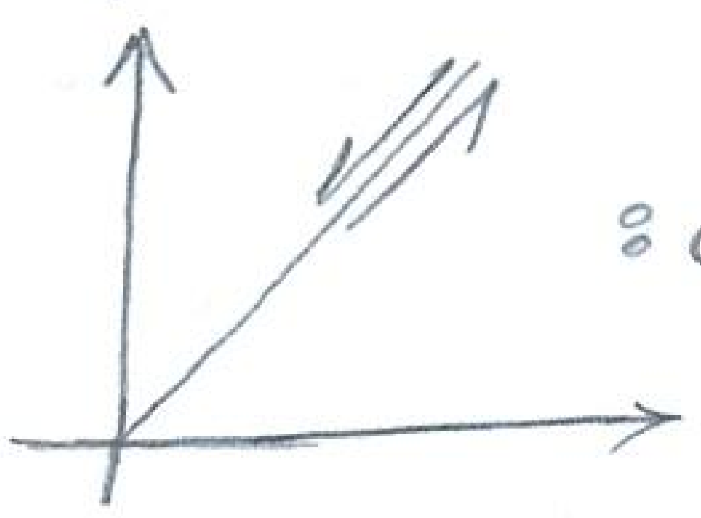
چند نکته در مورد تنش پس ماند :

① در قطعات جوشی تنش پس ماند بیشتر از قطعات نورد شده می‌باشد .

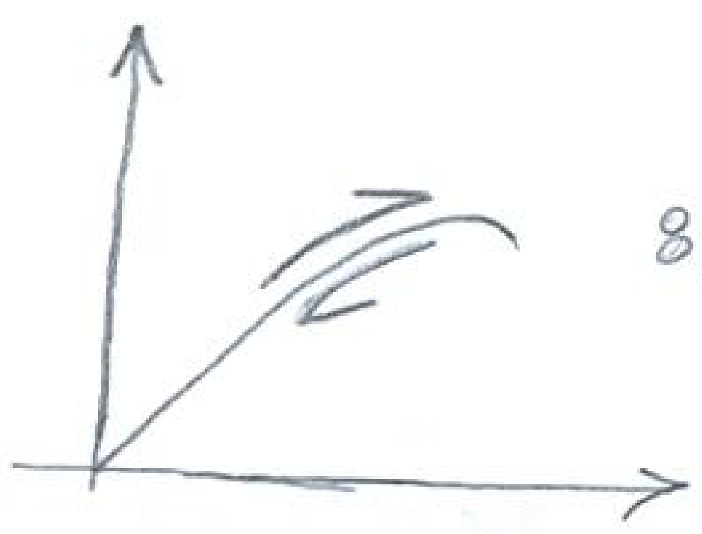
② با افزایش ضخامت تنش پس ماند افزایش می‌یابد .

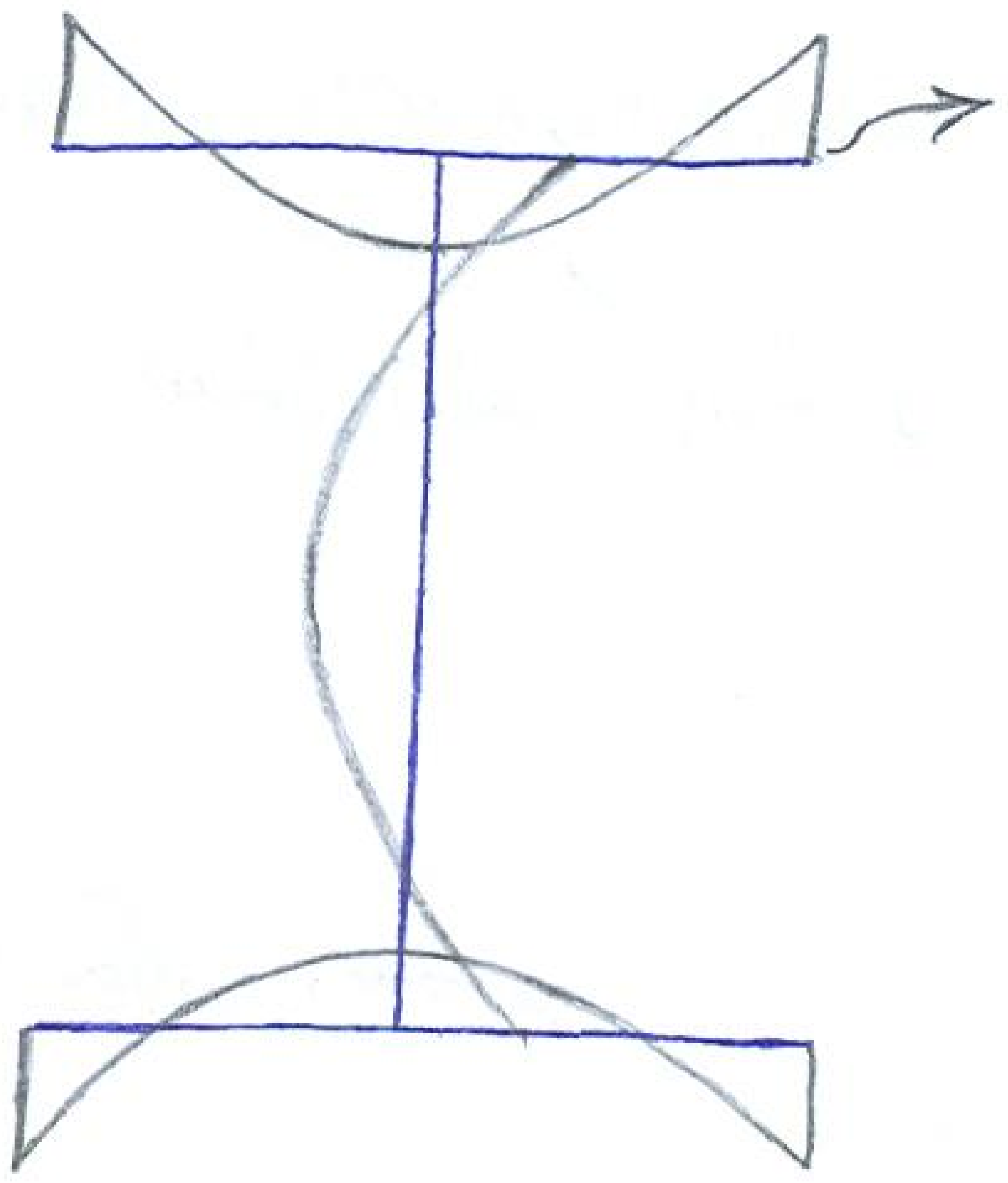
③ تنش پس ماند حد تسلیم فولاد را تغییر نمی‌دهد ولی حد ارتجاعی خطی را کاهش می‌دهد .

ارتجاعی خطی :



ارتجاعی غیر خطی :





این تنش در ۴ فاصله از گوشه است .

در گوشه‌ها تنش صفر است .

«توزیع تنش پس ماند»

ST 37

$\sigma_y = 2400\ kg/cm^2$ ، $E = 2\times10^6\ kg/cm^2$

$\nu = 0/3$ ، $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0/8\times10^6$

← آرماتور (میلگرد) AII (صاف) ← $\sigma_y = 2400\ kg/cm^2$

← آرماتور (میلگرد) AII (آجدار) ← $\sigma_y = 3500\ kg/cm^2$

← آرماتور (میلگرد) AIII (آجدار) ← $\sigma_y = 4200\ kg/cm^2$

فصل سوم: مشخصات هندسی مقاطع فولادی:

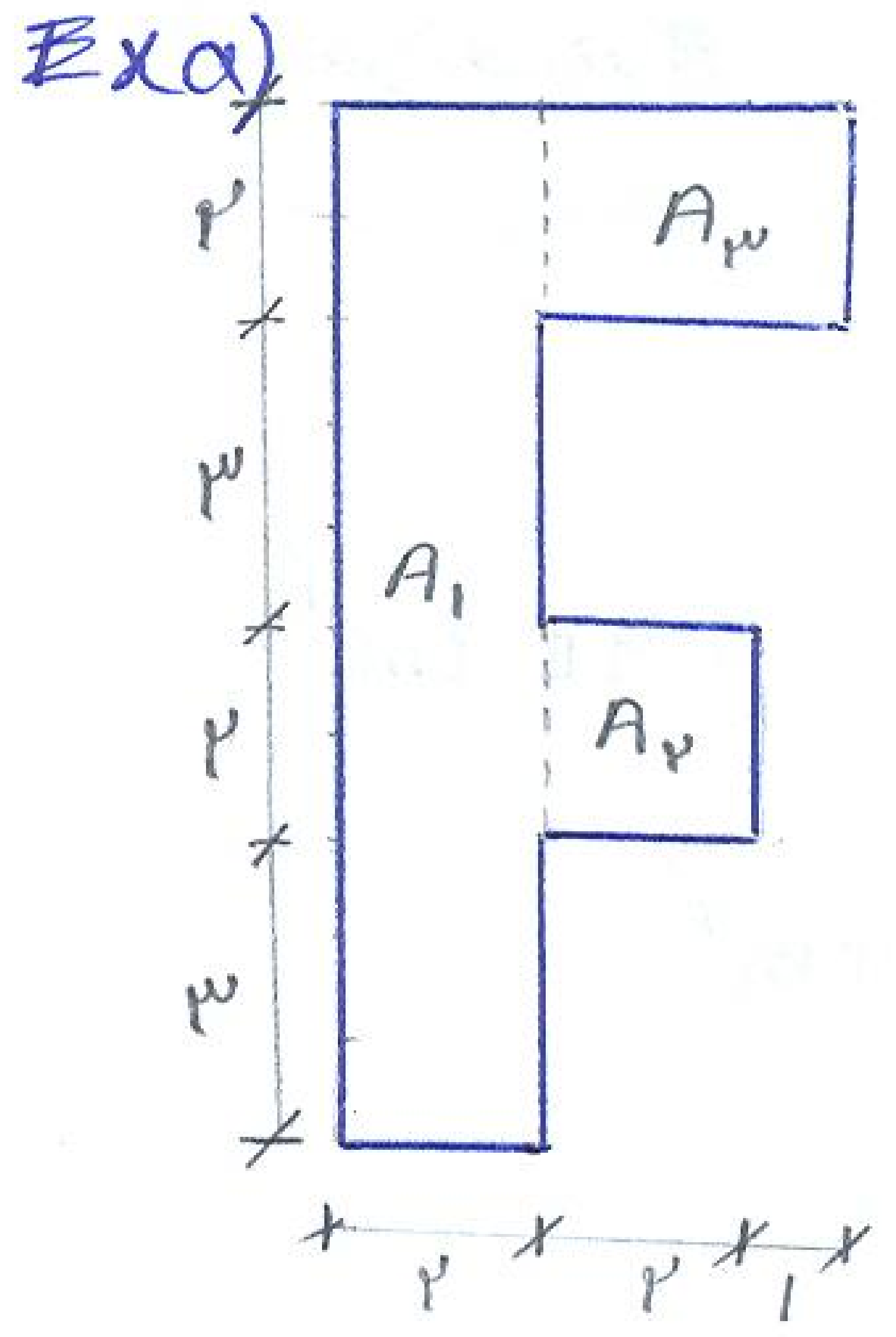
مقطع: تصویر عرضی، پروفیل عرضی   پروفیل: تصویر طولی

① سطح مقطع: برش قائم بر محور عضو (کوچکترین برش از عضو) $cm^2 \leftarrow A$

② مرکز سطح:

$$\bar{x} = \frac{\int_A x\,dA}{\int dA} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} \quad و \quad \bar{y} = \frac{\int_A y\,dA}{\int dA} = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i}$$

Ex a)



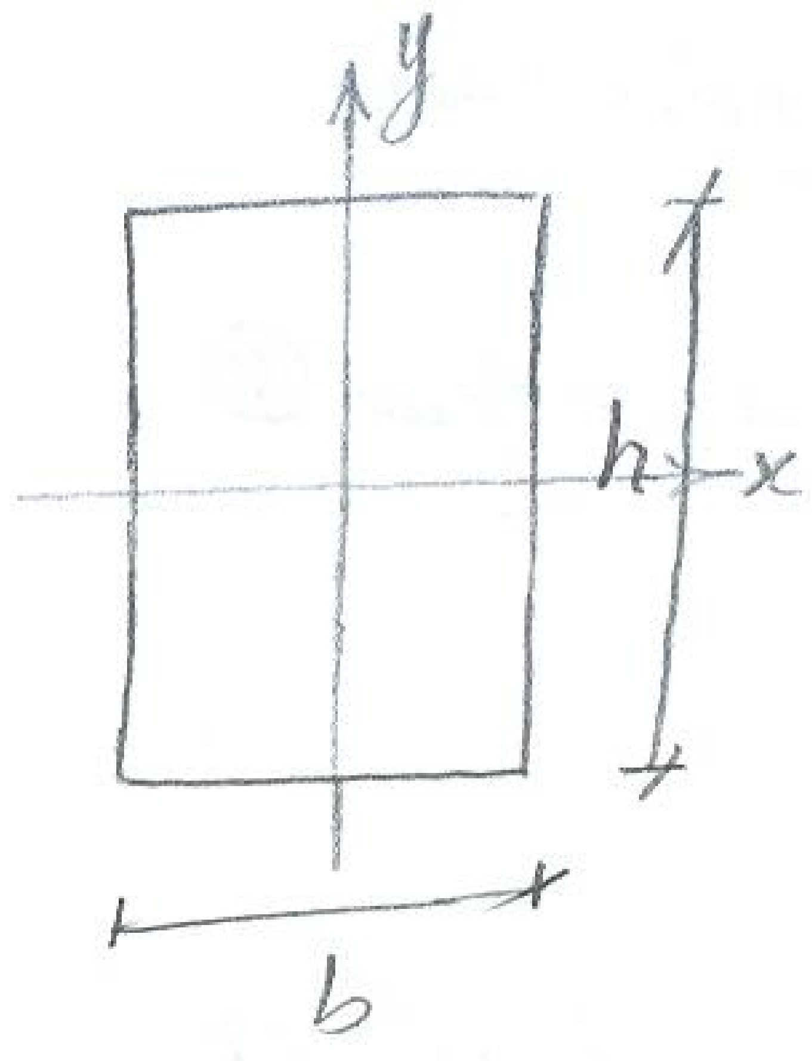
$$\bar{x} = \frac{A_1x_1 + A_2x_2 + A_3x_3}{A_1 + A_2 + A_3} = ۱,۷۴$$

$$\bar{y} = \frac{A_1y_1 + A_2y_2 + A_3y_3}{A_1 + A_2 + A_3} = ۵,۴۷$$

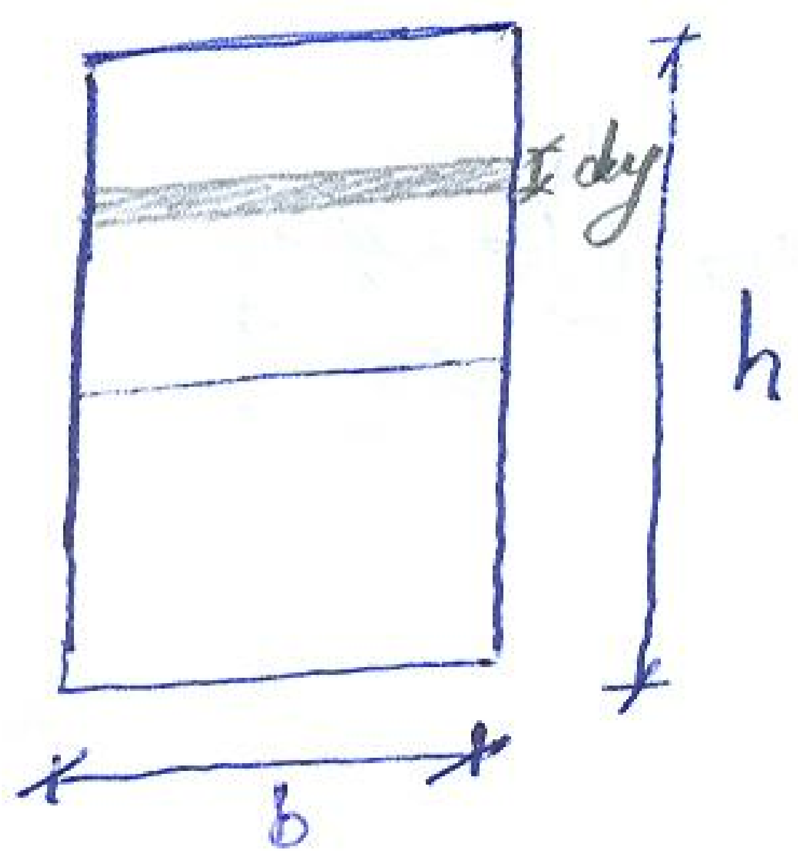
③ ممان اینرسی (عامل سختی نسبت به رفتار خمشی):

$$I_x = \int_A y^2\,dA \quad , \quad I_y = \int_A x^2\,dA \quad و \quad I_{xy} = \int_A xy\,dA$$

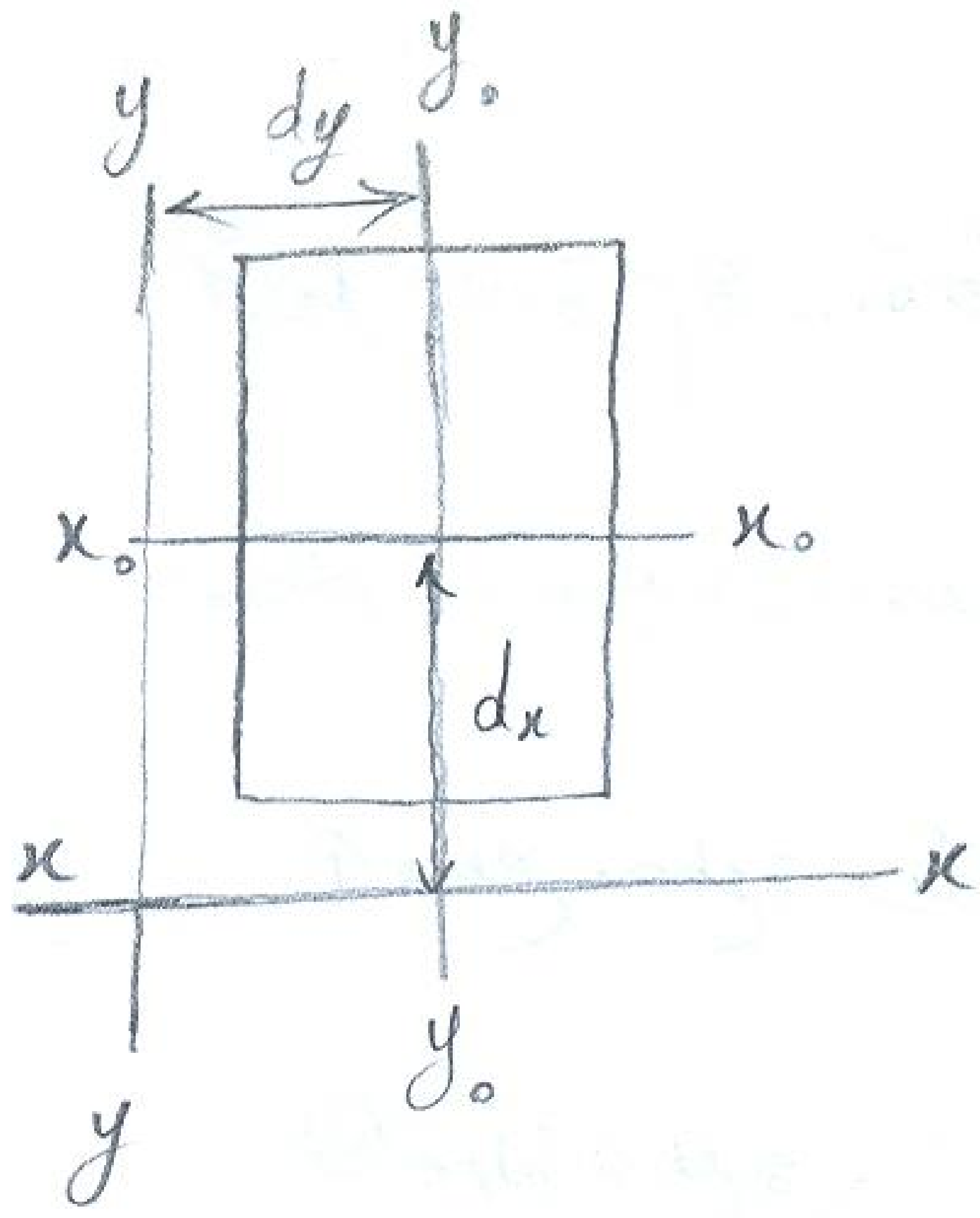
$\rightarrow$ اگر سطح مرکز تقارن ? $= 0$



$$I_x = \frac{1}{12}bh^3 \quad , \quad I_y = \frac{1}{12}hb^3$$



$$I_x = 2\int_0^{h/2} y^2\,dA = 2\int_0^{h/2} y^2 . b\,dy = \frac{2by^3}{3}\Big|_0^{h/2} = \frac{1}{12}bh^3$$



$$I_x = I_{x_0} + A d_x^2$$

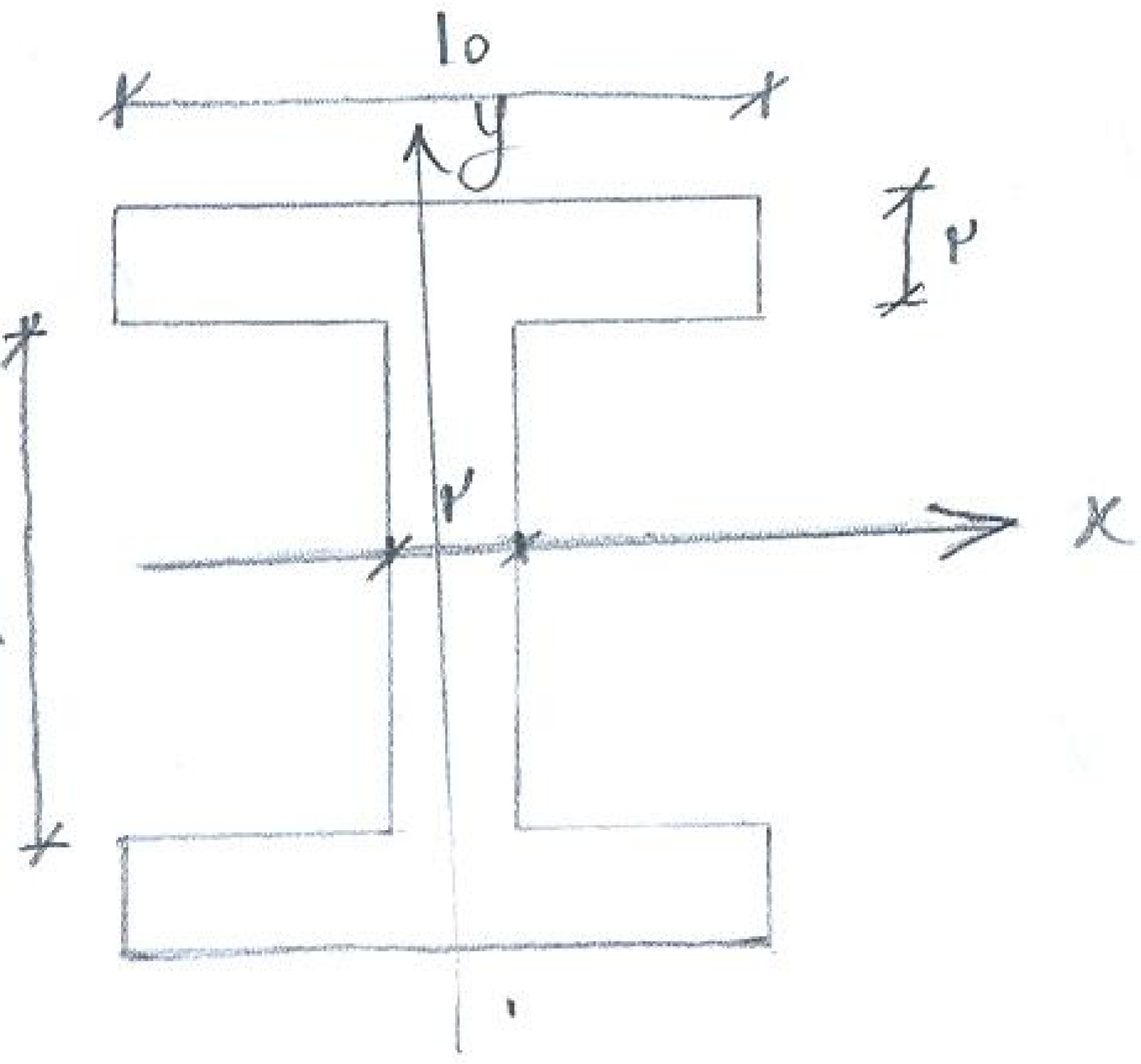
$$I_y = I_{y_0} + A d_y^2$$

$$I_{xy} = I_{x_0 y_0} + A d_x d_y$$

۲ نکته که همیشه باید در این درس رعایت شوند:

① رعایت scale

② نوشتن واحدها



$$I_x = \left(\frac{10 \times 2^3}{12} + 10 \times 2 \times 5^2\right) \times 2 + \frac{2 \times 8^3}{12} = 1098 \ \text{cm}^4$$

$$I_y = \left(\frac{2 \times 10^3}{12}\right) \times 2 + \frac{2 \times 8^3}{12} = 339 \ \text{cm}^4$$

④ تار خنثی: محلی که تغییر طول نسبی حاصل از تنش صفر است. (محل عبور آن از مرکز سطح است)

⑤ اساس مقطع (مدول مقطع): ^{۳}(طول) : واحد

$$W_x = \frac{I_x}{y_{max}} \quad ، \quad W_y = \frac{I_y}{x_{max}}$$

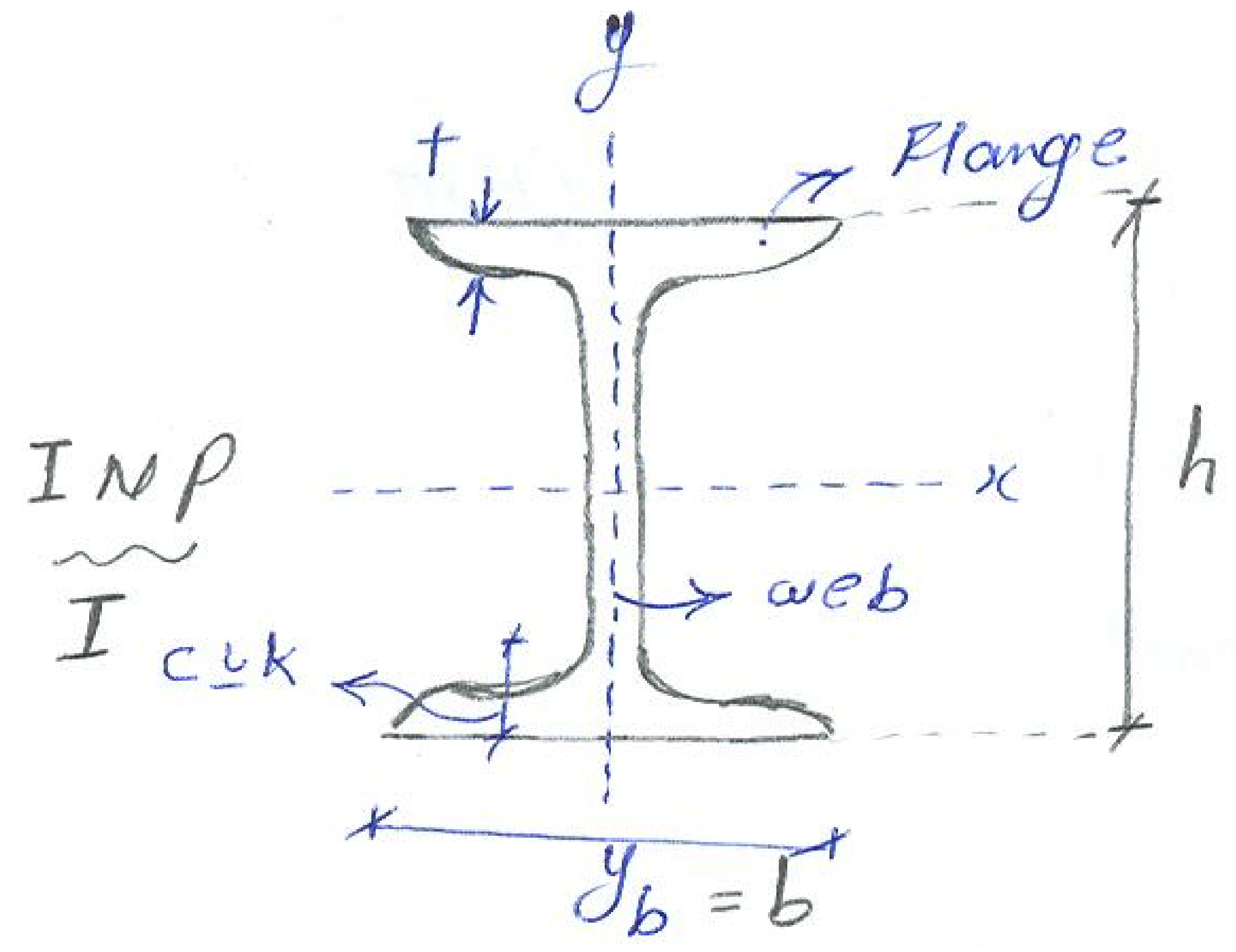
فاصله‌ی دورترین تار کششی یا فشاری از تار خنثی:

⑥ شعاع ژیراسیون: اندازه‌ی شعاعی که پراکندگی سطح را نشان می‌دهد.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad و \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

⑦ مرکز برش: محلی که اگر بار در آن وارد شود، در مقطع پیچش ایجاد نمی‌شود.

⑧ پروفیل نورد شده: اگر پروفیلی در حالت گرم نورد شده باشد، نورد گرم تلقی می‌شود.


y
t
Flange
INP
I
C یا K
x
web
t
h
$y_b = b$

R یا A ← سطح مقطع

G ← وزن واحد طول

rx یا ix ← شعاع ژیراسیون

I ← ممان اینرسی

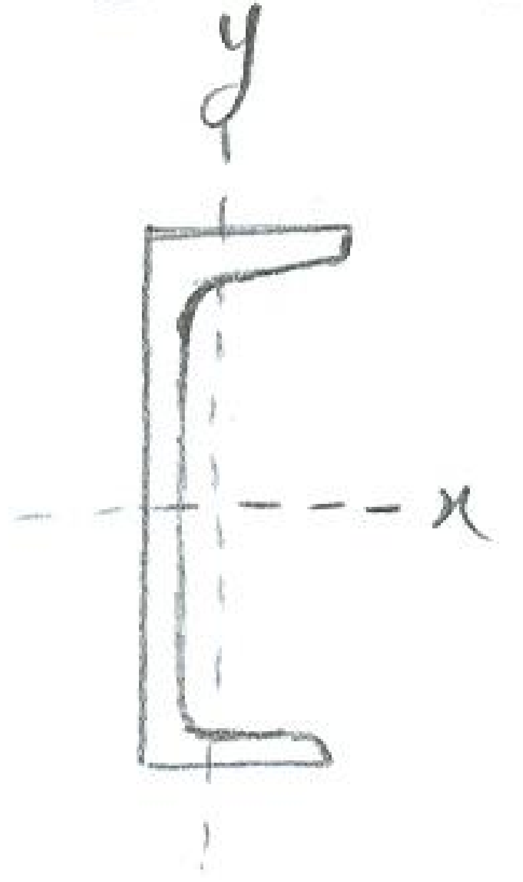
C یا K ← فاصله‌ی بیرونی بال تا آغاز گردی جان

INP : خمش حول محور yy خیلی ضعیف تر از خمش حول محور xx می باشد. (همان I شکل)

C/C : center to center : فاصله‌ی دو محور متوالی

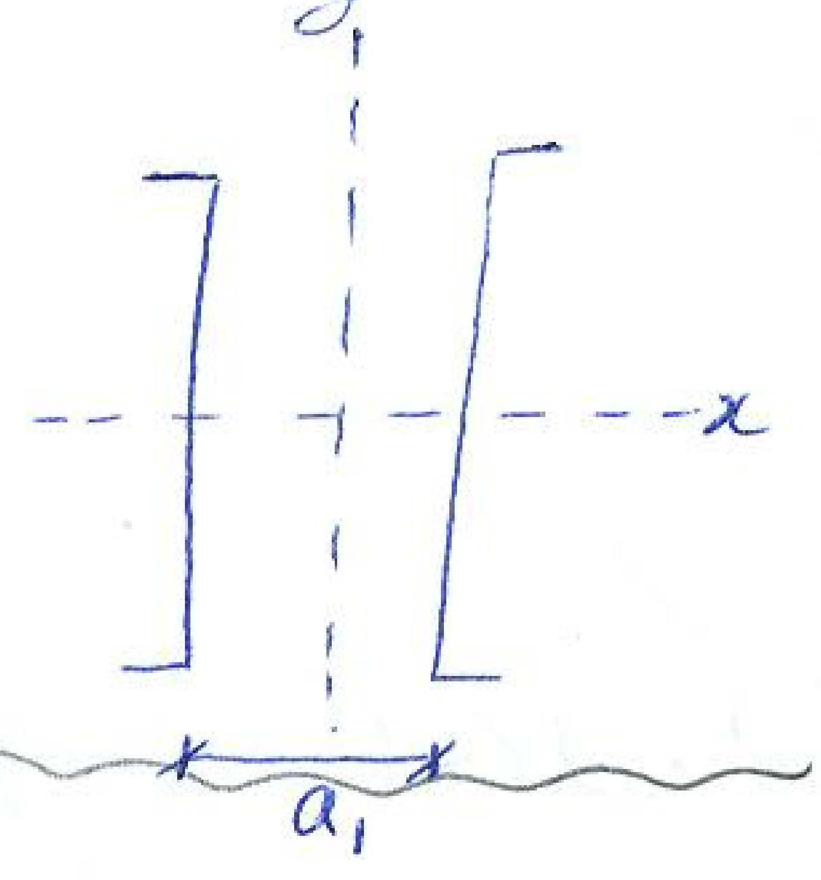
IPB : همان H شکل

IPB : 14، 16، 18، 20، 22، 24، 27 و INP : 14، 16، 18، 20

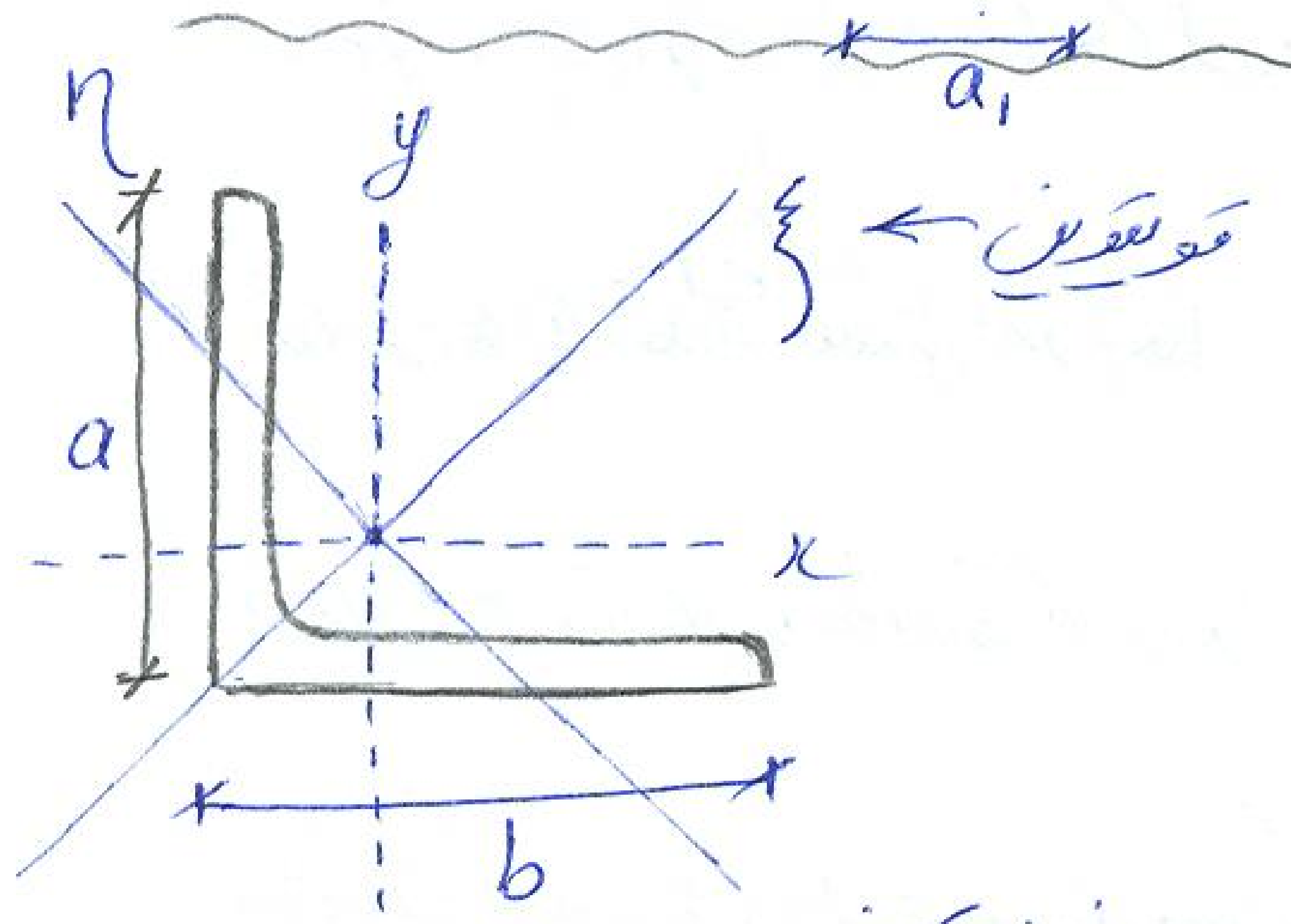


UNP : ناودانی

[80 تا [120 یا UNP 80 تا UNP 120



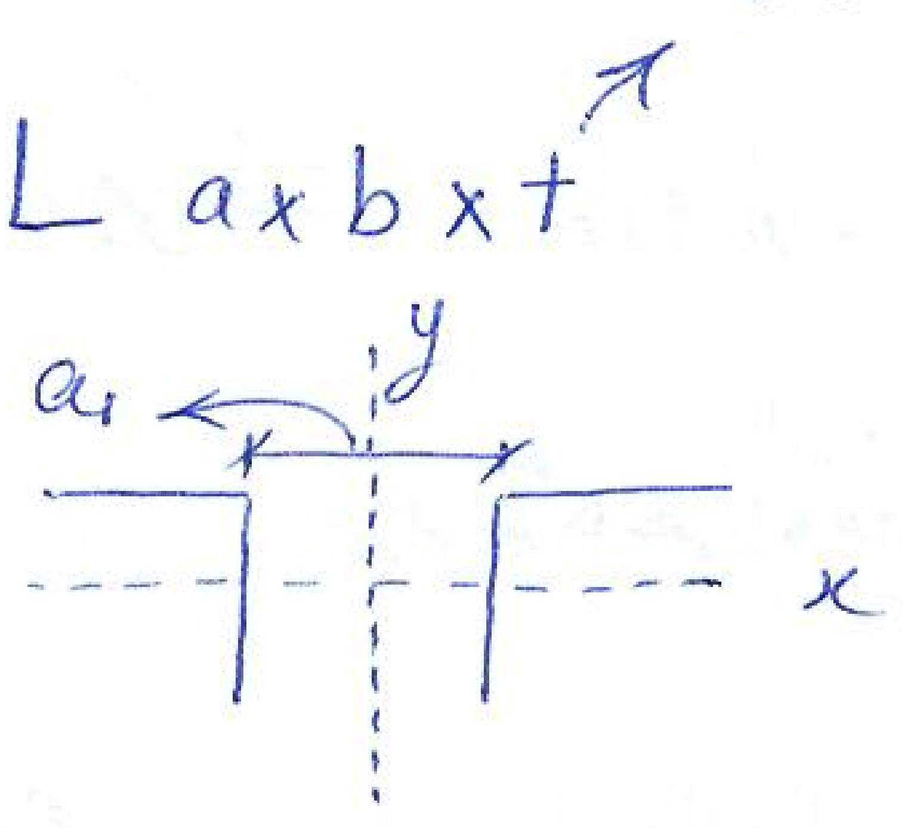
اگر فاصله‌ی پشت به پشت a باشد، ممان اینرسی حول دو محور یکسان است.

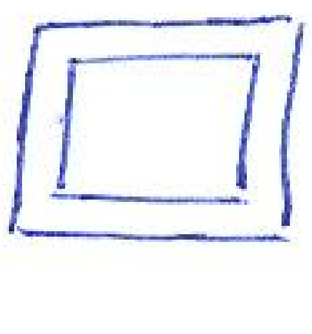

η
y
ξ
قوی‌ترین
a
x
b
ضعیف‌ترین

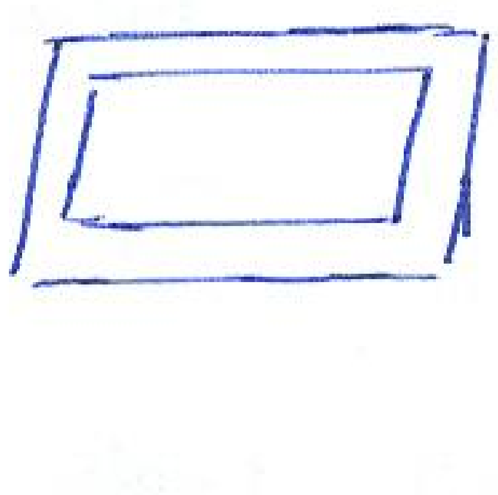
نبشی L axbxt

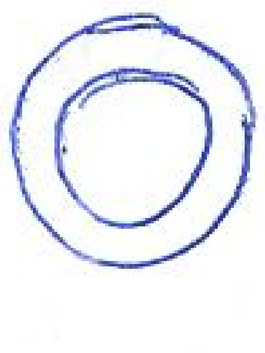
ضخامت

L 50x50x5 = L 50x5

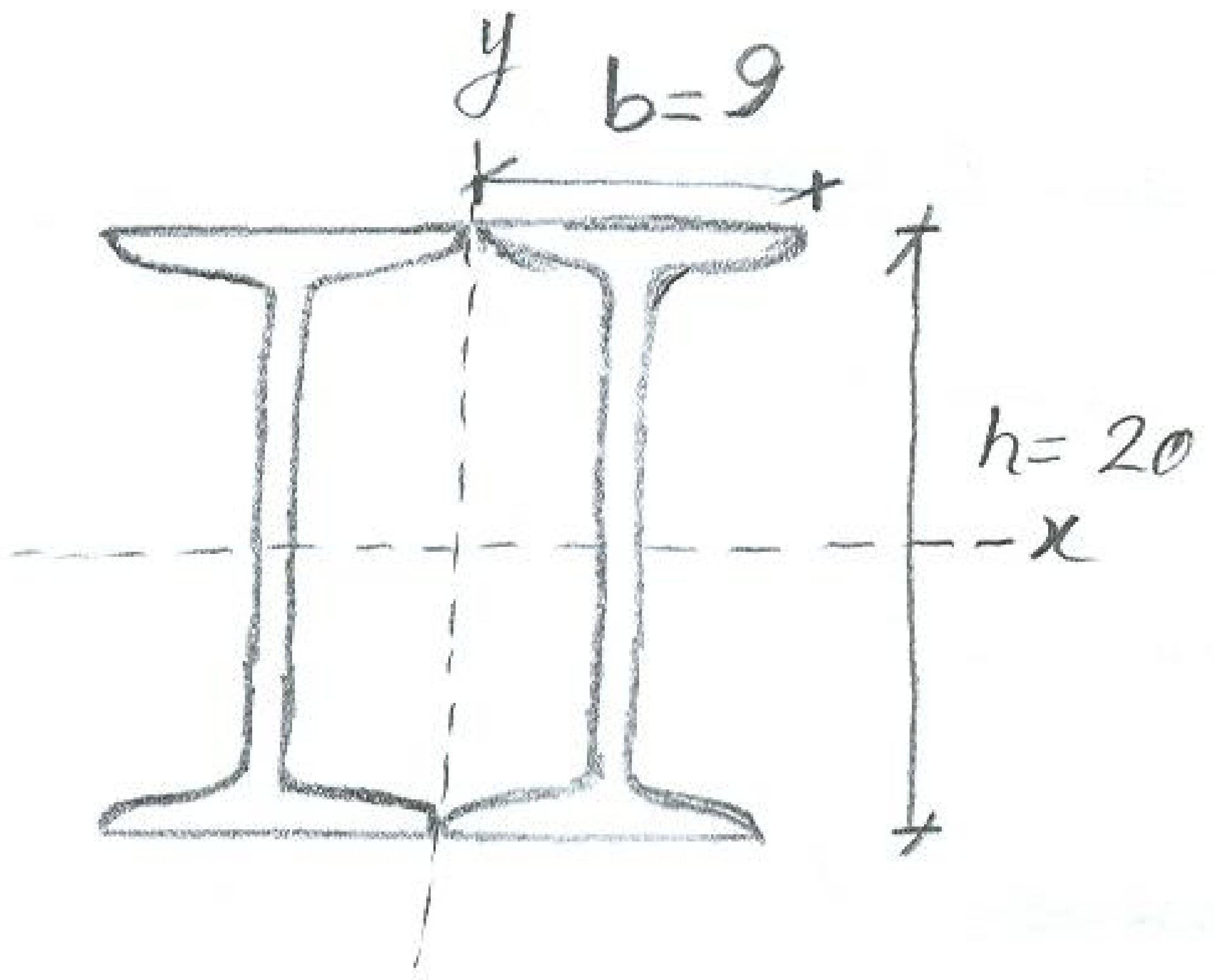



Box


Box


pipe

(Exa



2 INP 20

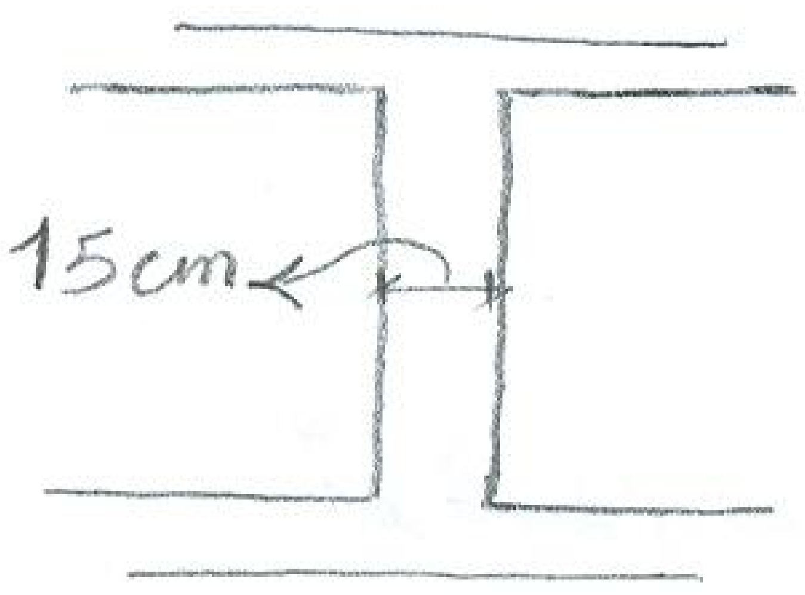
INP 20 | $A = 33,4\ cm^2$
$I_x = 2140\ cm^4$
$I_y = 117\ cm^4$
$b = 9\ cm$
$h = 20\ cm$

$$2INP20 \rightarrow \quad A = 66,8\ cm^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2\times 2140}{66,8}} = 8\ cm$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{I_y}{66,8}} = 4,87\ cm$$

$$I_y = 2(\underset{117}{I_{y_0}} + (33,4)(4,5)^2) = 1586,7$$



$$2\sqsubset 20 + 2\overset{plate}{(PL)}\ 25\times 0/8 = \checkmark$$

$r_x = 8,33$ ، $r_y = 8,26$

فصل چهارم: قطعات کششی فولادی:

شامل: ① قطعات کششی خرپاها ② کابل ها، زنجیرها و طناب ها ③ بادبند

تعریف: قطعاتی هستند که تحت تأثیر (اثر) بار محوری کششی قرار دارند.

قطعات کششی: اصلی: همیشه تحت کشش هستند. فرعی: گاهی اوقات تحت کشش هستند مثل بادبندها

مقاطع مصرفی در کشش |
الف) کشش سبک $P \leq 1\ ton$ ← زنجیر یا میلگرد
ب) کشش متوسط $1\ ton < P < 5\ ton$ ← استفاده از میلگرد با مقطع 20mm یا بالاتر، تسمه، نبشی
ج) کشش نسبتاً سنگین: $P > 5\ ton$ ← ⊏ ، L ، 2L
د) کشش سنگین: کابل تنیده شده، IPB ، 2⊏

$\frac{KL}{r_{min}}$
- ۲۴۰ قطعات کششی اصلی
- ۳۰۰ قطعات کششی فرعی

$(L_0 \leq ۲۸۱\ cm)$

طول آزاد تک مقطع (فاصله‌ی بین لقمه‌ها یا وسایل اتصال) ← L_0

$\frac{L_0}{r_{0\,min}}$
- ۲۴۰ → $L_0 \leq ۲۸۱\ cm$
- ۳۰۰

شعاع ژیراسیون مینیمم تک مقطع از مقطع مرکب ← $r_{0\,min}$

گام های طراحی قطعات کششی فولادی:

① P (نیروی محوری) را مشخص باشد.

② انتخاب تنش مجاز: $F_a = ۰٫۶ F_y = ۱۴۴۰\ kg/cm^2$ ، $F_y = ۲۴۰۰$

③ محاسبه‌ی سطح مقطع لازم: $A_{req} = \frac{P}{F_a}$

④ انتخاب مقطع مناسب: $A_{مقطع} \geq A_{req}$

⑤ کنترل لاغری مقطع (در صورت ارضا نشدن برگشت به مرحله (گام) ۴)

Exa)

$P = ۱۲\ ton$

$P = ۱۲۰۰۰\ kg$ ، $L = ۳۰۰\ cm$ $F_a = ۱۴۴۰\ kg/cm^2$

$A_{req} = \frac{۱۲۰۰۰}{۱۴۴۰} = ۸٫۳۳\ cm^2 \xrightarrow{انتخاب\ مقطع}$ نبشی
- L 70x70x7
- $A = ۹٫۴\ cm^2$
- $r_{min} = ۱٫۳۷\ cm$

نکته: ① K را برابر ۱ در نظر می‌گیریم.

② وقتی نمی‌دانیم عضو اصلی است یا فرعی، آن را اصلی در نظر می‌گیریم. (محافظه کاری را رعایت می‌کنیم)

$\frac{۱ \times ۳۰۰}{۱٫۳۷} = ۲۱۸ < ۲۴۰$ ✓ ← کنترل لاغری

Exa) $P \longleftarrow \text{———} \longrightarrow P$ $\quad P = ۱۲ \text{ ton}$

$L = ۴۰۰ \text{ cm}$

① تا گام چهارم مثل مسئله‌ی قبل است.

$L\ 70 \times 70 \times 7 \xrightarrow{\text{کنترل لاغری}} \frac{1 \times ۴۰۰}{۱,۳۷} = ۲۹۲ \not< ۲۴۰$

↳ برای قطعات کششی اصلی

② انتخاب مجدد →

$L\ 90 \times 90 \times 9$

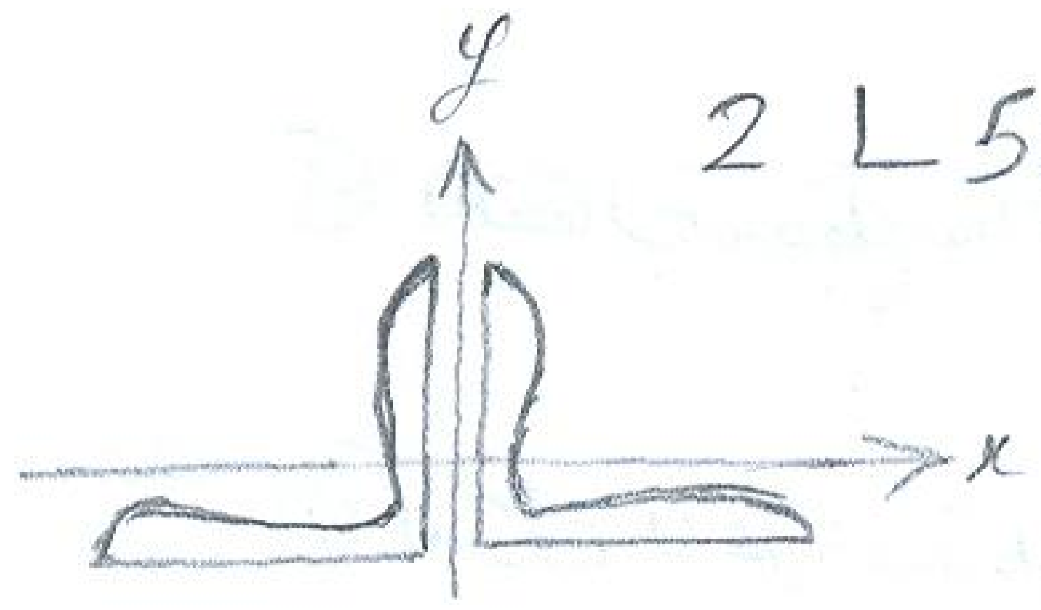
$A = ۱۲,۵ \text{ cm}^2$

$r_{min} = ۱,۷۶ \text{ cm}$

$\xrightarrow{\text{کنترل لاغری}} \frac{1 \times ۴۰۰}{۱,۷۶} = ۲۲۷ < ۲۴۰$ ✓

③ حال مقاطع دبل را امتحان می‌کنیم:

$2\ L\ 50 \times 50 \times 5$



$2\ L\ 50 \times 50 \times 5 \begin{cases} A = ۲ \times ۴,۸ = ۹,۶ \text{ cm}^2 \\ r_{min} = r_x = ۱,۵۱ \end{cases}$

برای کل مقطع

? فرض $L_0 = ۲۰۰ \text{ cm}$

کنترل لاغری مقطع مرکب $\longrightarrow \frac{1 \times ۴۰۰}{۱,۵۱} = ۲۶۵ \not< ۲۴۰$ چون برای کل مقطع جواب نداده پس

برای تک مقطع نیز دیگر کنترل نمی‌کنیم و این مقطع و طراحی را رد می‌کنیم.

④

$2\ L\ 60 \times 60 \times 6$

$r_{min} = ۱,۸۲ \xrightarrow{\text{کنترل}} \frac{۴۰۰}{۱,۸۲} = ۲۲۰ < ۲۴۰$ ✓

$r_0 \min = ۱,۱۷$ → برای تک مقطع

فرض $L_0 = ۲۰۰ \text{ cm} \xrightarrow{\text{کنترل}} \frac{۲۰۰}{۱,۱۷} = ۱۷۱ < ۲۴۰$ ✓

⇐ از بین این ۴ طراحی فقط طراحی های شماره‌ی ② و ④ قابل استفاده می باشند که از بین این دو طراحی

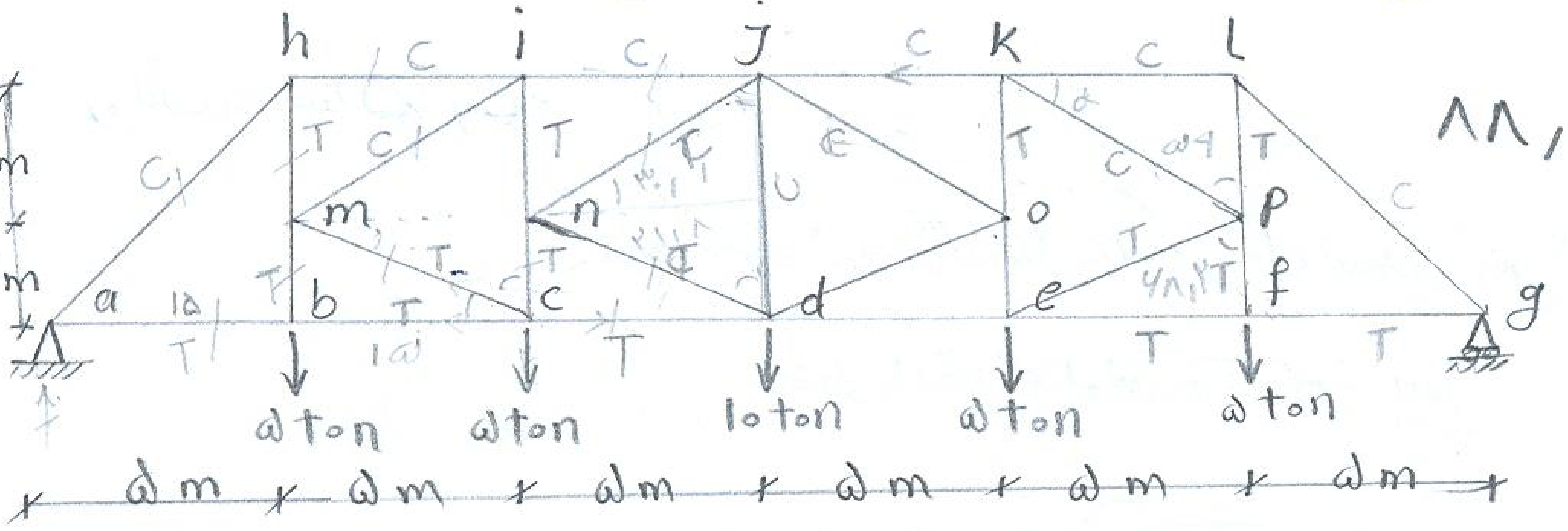
نیز طراحی شماره‌ی ④ به دلیل سبک‌تر بودن بهتر است:

2L 60x60x6 وزن واحد طول برای : ۲ x ۵,۴۲ = ۱۰,۸۴ kg/m

L 90x90x9 وزن واحد طول برای : ۱۲,۲ kg/m

این طراحی بهتر است.

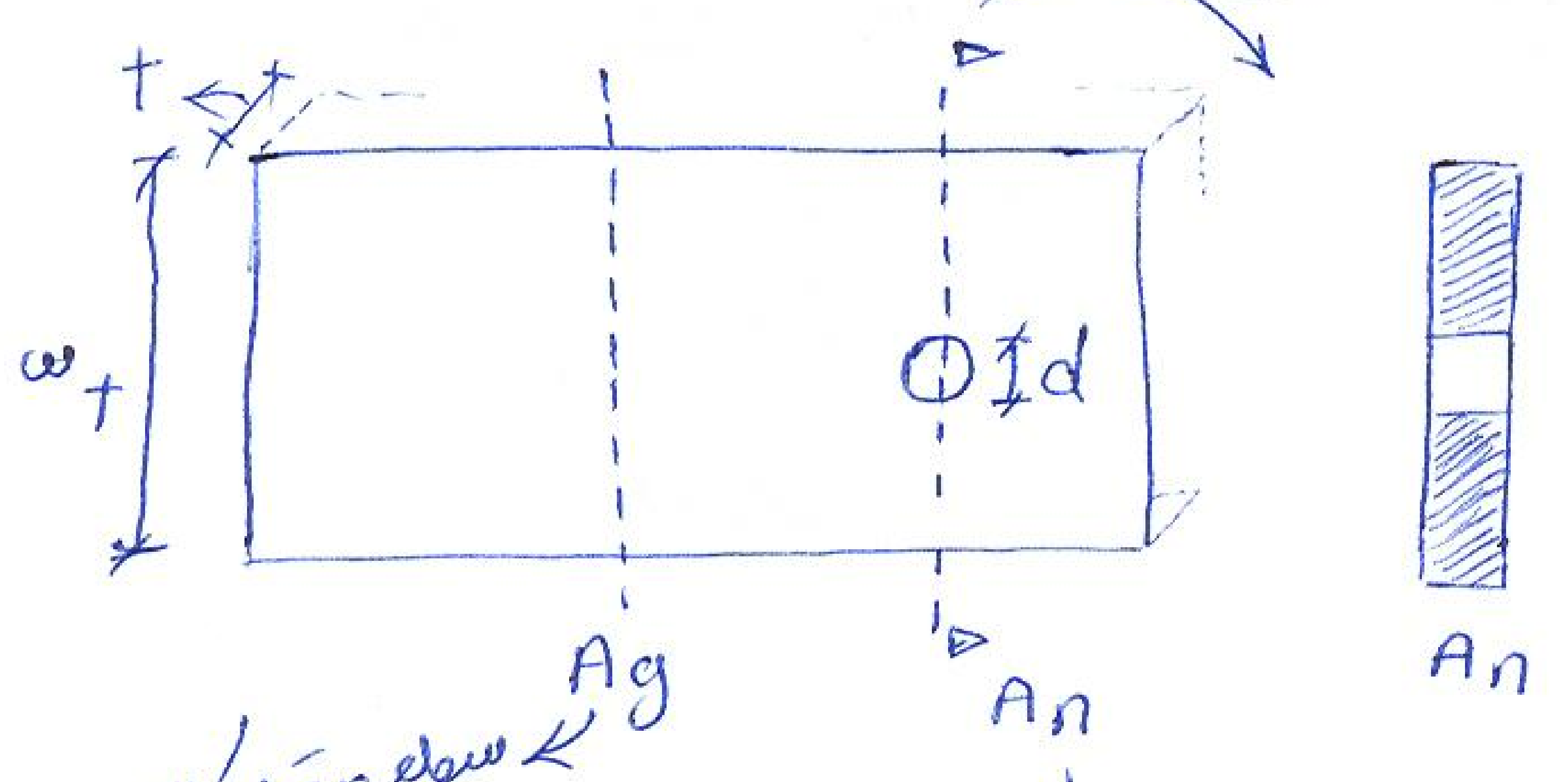
Homework : مقطع اعضای تحت کشش در خرپای زیر را طراحی نمایید.


h
i
j
k
L
c
c
c
c
T
T
T
T
m
n
o
p
a
b
c
d
e
f
g
۳m
۲m
۱۵
۵ton
۵ton
۱۰ton
۵ton
۵ton
۵m
۵m
۵m
۵m
۵m
۵m

تاریخ تحویل : ۸۸,۸,۲۷

ab = ۱۵
hm = ۱۵
mb = ۵
bc = ۱۵
mc = ۱۰,۹۴
in = ۵,۹
cd = ۲۵,۱۵
cn = ۹,۳
nd = ۵,۰۴
jd = ۵,۱۰۵

▨ : تنش در قطعات کششی سوراخ دار :


t
w_t
d
Ag
An
An

← سطح مقطع کل

← سطح مقطع خالص اسمی

$A_g = w_t \times t$

$A_n = (w_t - d) \times t$

$d = D + 2mm$ ← D قطر پیچ

$d = D + 3mm$ ← در عمل و در محاسبه بهتر است

Ae :

سطح مقطع خالص مؤثر : $C_t \times A_n = A_e$

$C_t = 1$ در صفحات کششی کوتاه

$C_t = 0.85$ در پروفیل های INP ، IPE ، IPB و UNP که حداقل ۳ پیچ

در هر خط اتصال وجود داشته باشد.

← خط موازی مسیر نیرو

در مقاطعی که تمام اعضای آن به ورق های اتصال متصل شوند ← $C_t = 1$

? ← ۰/۷۵ ؟ یا ۰/۸۵

در مقطعاتی که در هر خط موازی مسیر نیرو کمتر از سه پیچ داشته باشد $C_t = 0/75$

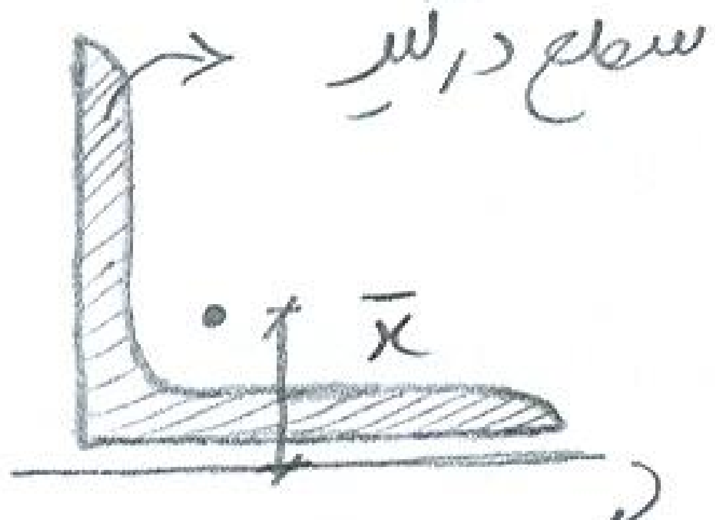
در مقطعات دیگر و یا مقطعات ناشناخته $C_t = 0/75$

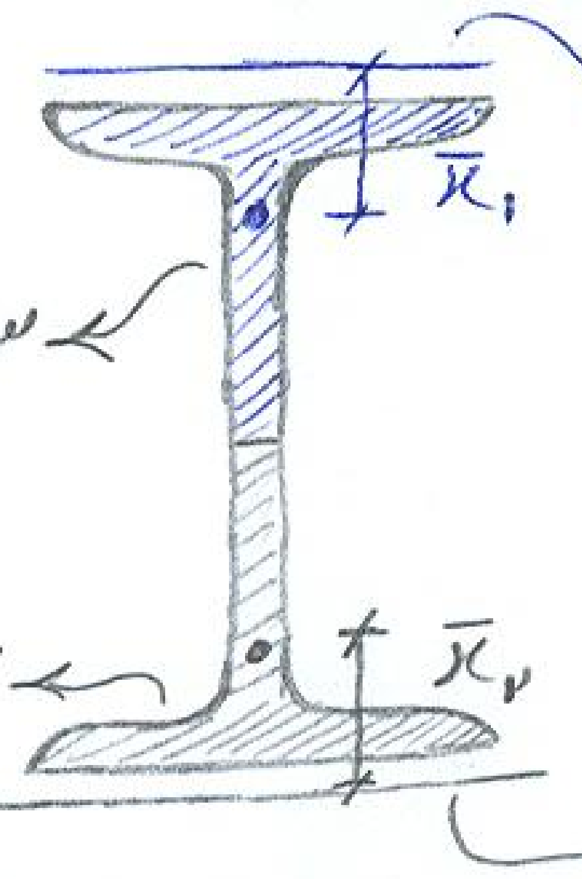
روش محاسباتی C_t:

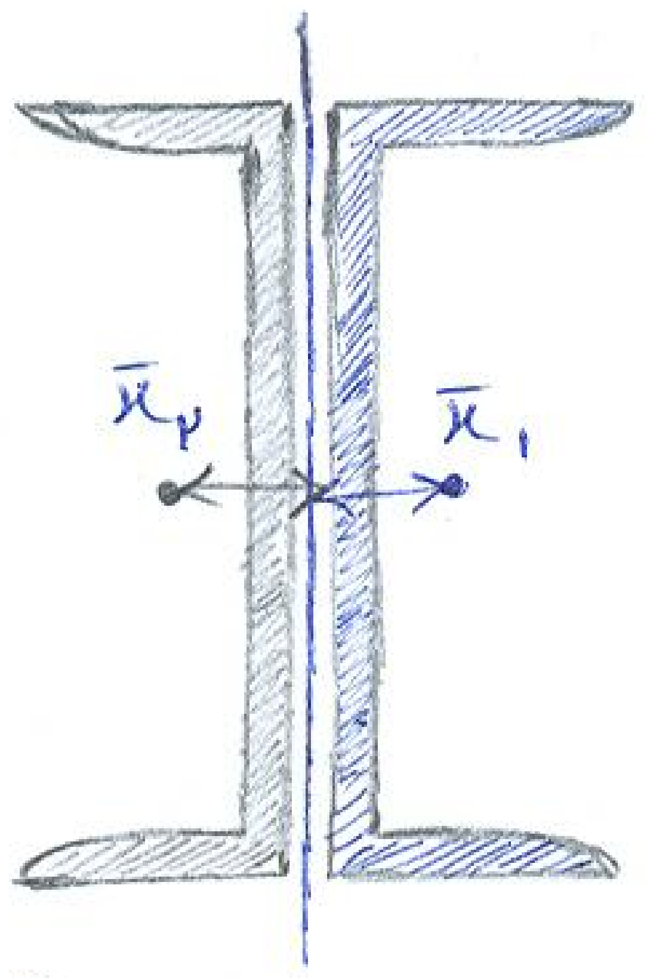
$$C_t = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

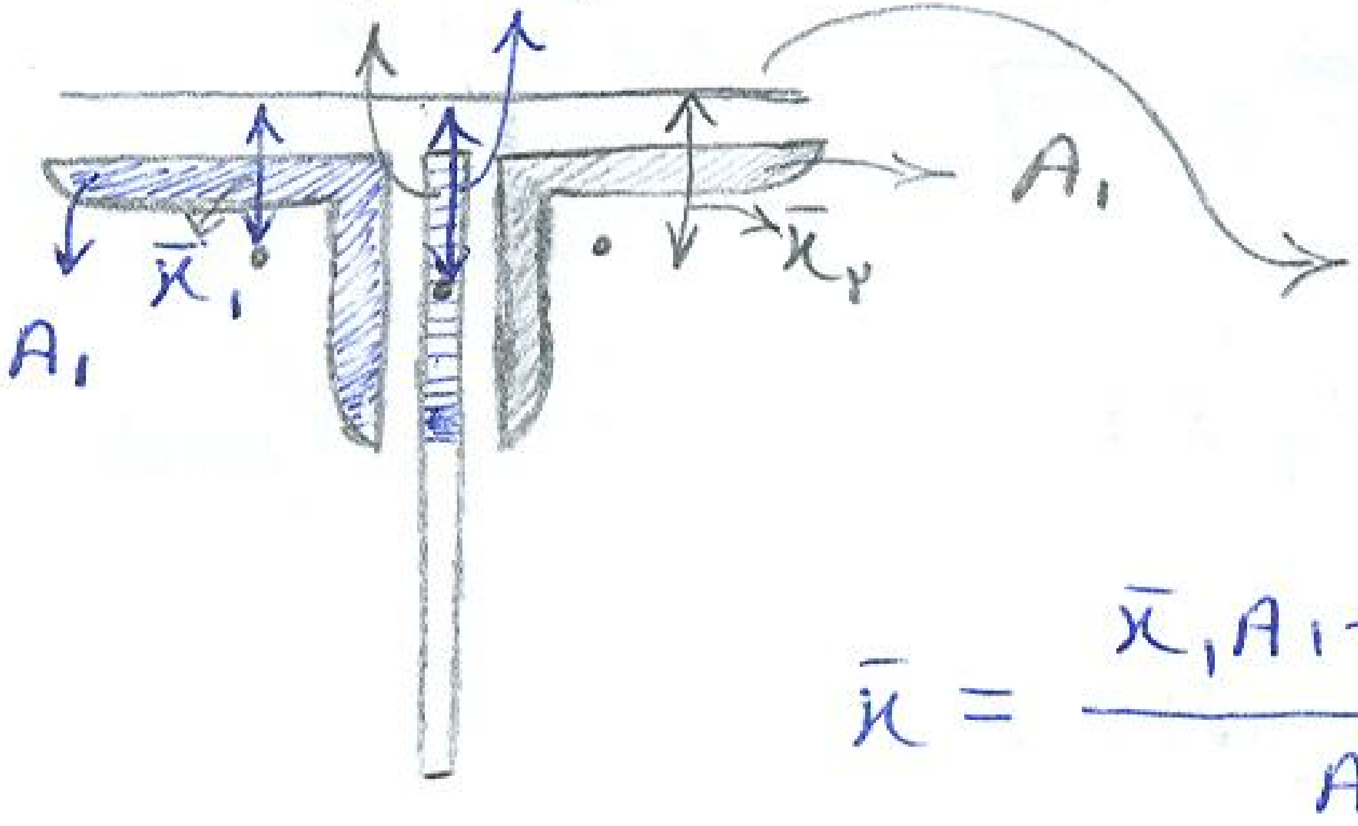
$\bar{x}$ ← فاصله‌ی صفحه‌ی اتصال تا مرکز ثقل سطح درگیر آن

L ← طول اتصال اولین و آخرین پیچ

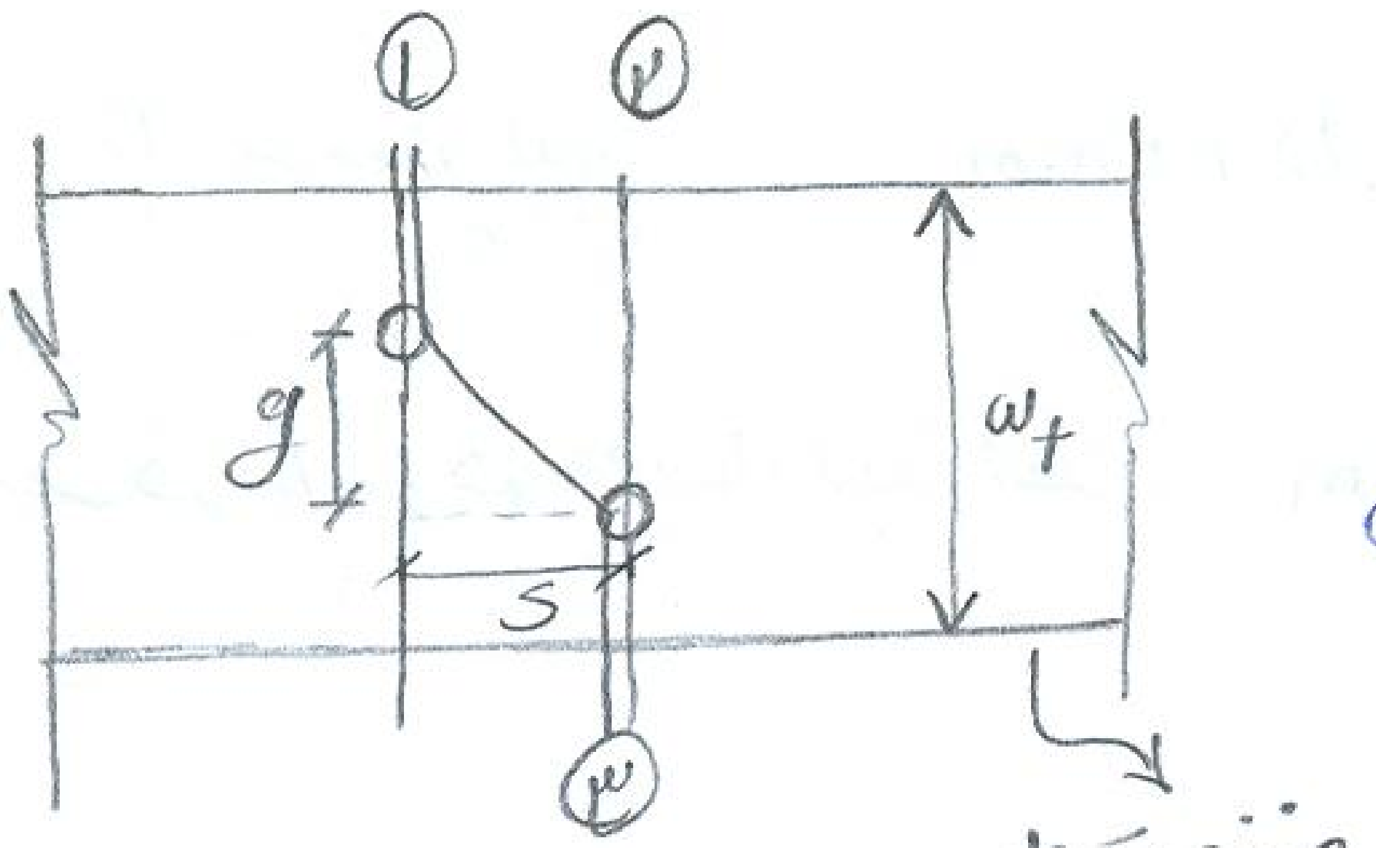

سطح درگیر
$\bar{x}$
صفحه‌ی اتصال


صفحه‌ی اتصال
$\bar{x}_1$
سطح درگیر بالایی
$\bar{x}_2$
سطح درگیر پایینی
صفحه‌ی اتصال


$\bar{x}_2$
$\bar{x}_1$
صفحه‌ی اتصال


A_3
$\bar{x}_3$
A_1
$\bar{x}_1$
A_1
$\bar{x}_2$

$$\bar{x} = \frac{\bar{x}_1 A_1 + \bar{x}_2 A_2 + \bar{x}_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$


①
②
g
w_t
s
③
صفحه t

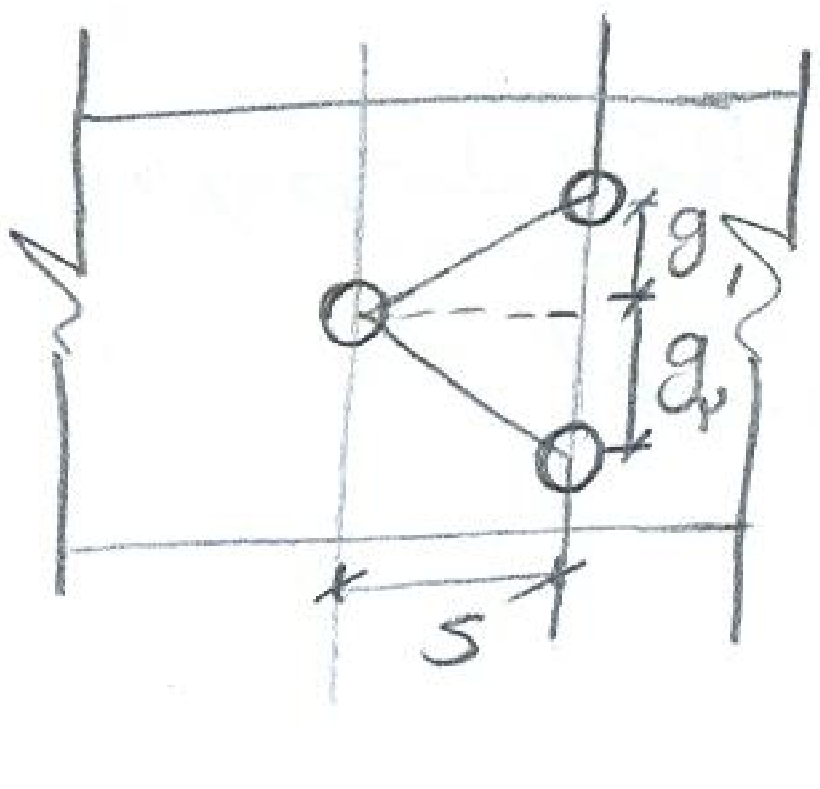
خط گسیختگی: $A_n = (w_t - d_1 - d_2 + \frac{s^2}{4g}) \times t$

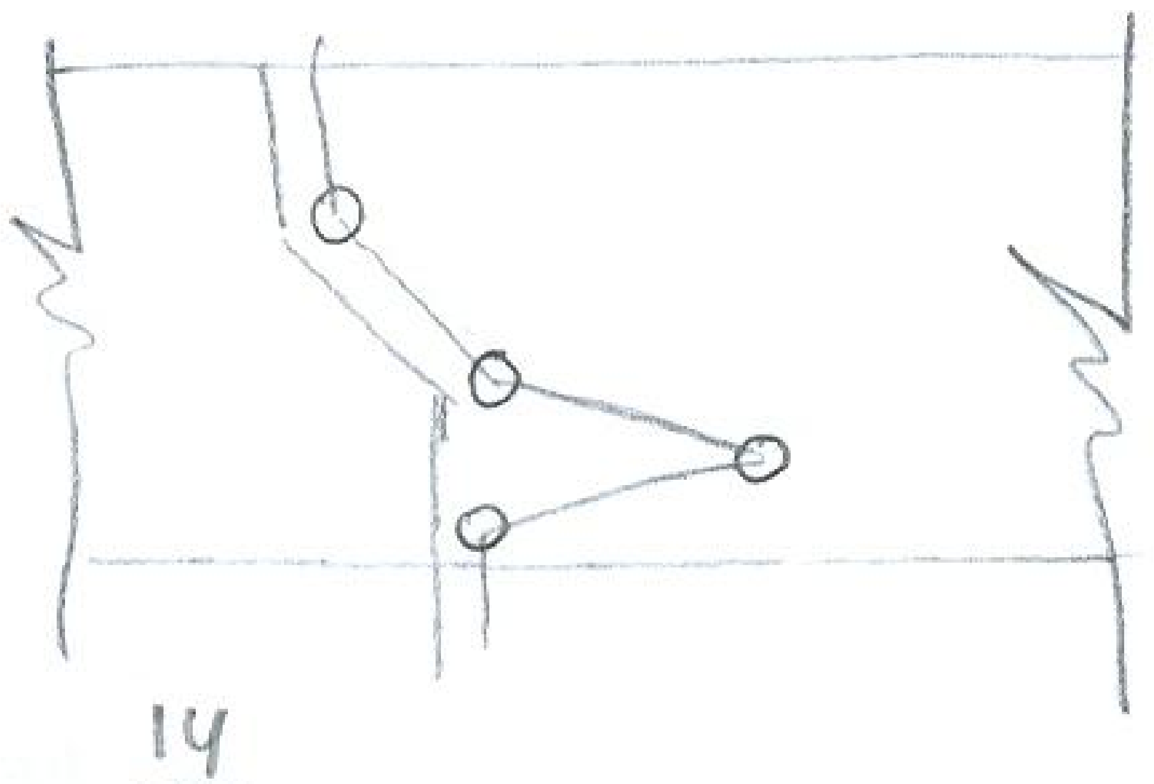
↑ مسیرهای مختلف گسیختگی

$$A_n \text{ کلی} = (w_t - \sum d + \sum \frac{s^2}{4g}) \times t$$

$\sum d$ ← مجموع قطر همه‌ی پیچ‌هایی که خط گسیختگی از آن عبور می‌کند.

★ اگر مسیر حرکت مستقیم از بالا تا پایین باشد پس فاصله‌ی افقی سوراخ‌ها از هم صفر می‌گردد.





~~$A_n = \min\{16.8, 16, 17\} = 16\,cm^2$~~

~~P_2~~ نیروی کششی $\frac{P_1}{A_g} \leq 0.6\,F_y$ $\frac{P_2}{A_e} \leq 0.5\,F_u$

$\boxed{P_1 = A_g \times 0.6\,F_y}$ ظرفیت کششی مقطع سوراخ نشده:

$\boxed{P_2 = A_e \times 0.5\,F_u}$ $\rightarrow$ ظرفیت عضو کششی $= \min\{P_1, P_2\} = P$

$\rightarrow A_e = C_t \times A_n \rightarrow A_n = \min\{A_{n1}, A_{n2}, \dots\}$

سطح مقطع خالص اصلی حاصل از خطوط گسیختگی محتمل

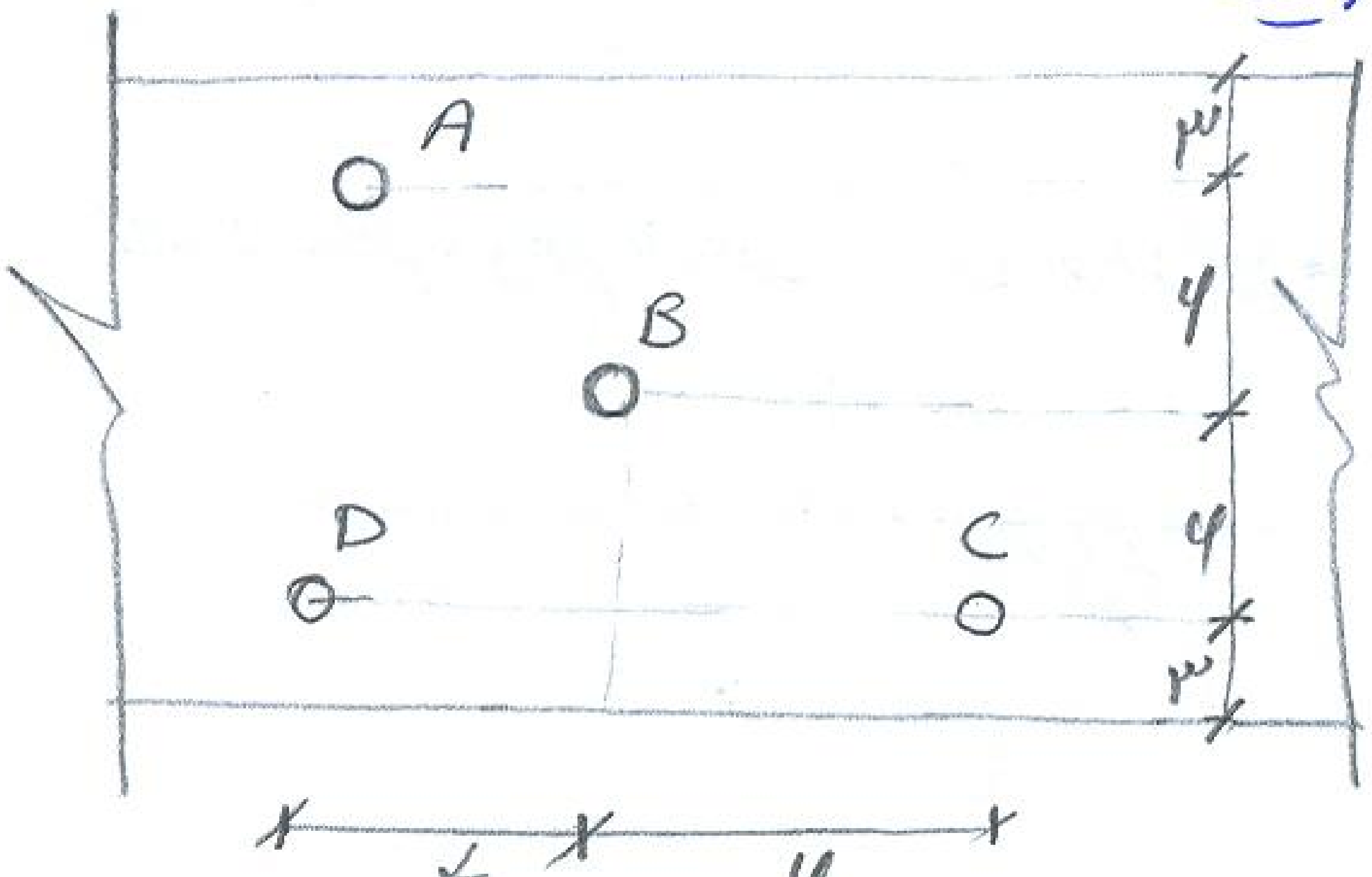
A_g: سطح مقطع کل

A_n: سطح مقطع خالص اصلی

★ تنش مجاز در قطعات کششی پیچ شده: $0.33\,F_u$

$$\Rightarrow \boxed{A_e = C_t \times (A_n)_{min}}$$

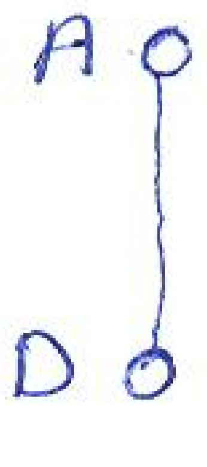
(Exa) مطلوبست محاسبه‌ی max نیروی کششی در ورق شکل زیر:



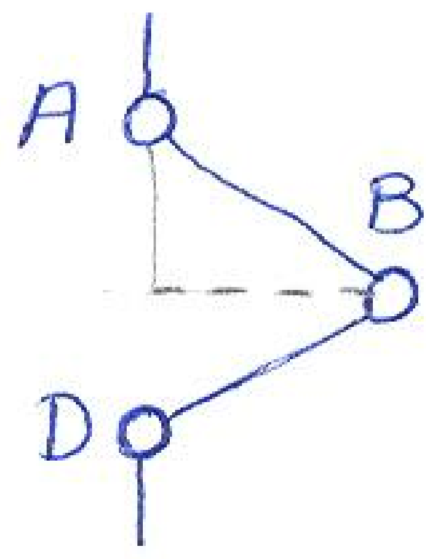
$d = 20\,mm$ $t = 12\,cm$

$F_u = 3700\ kg/cm^2$

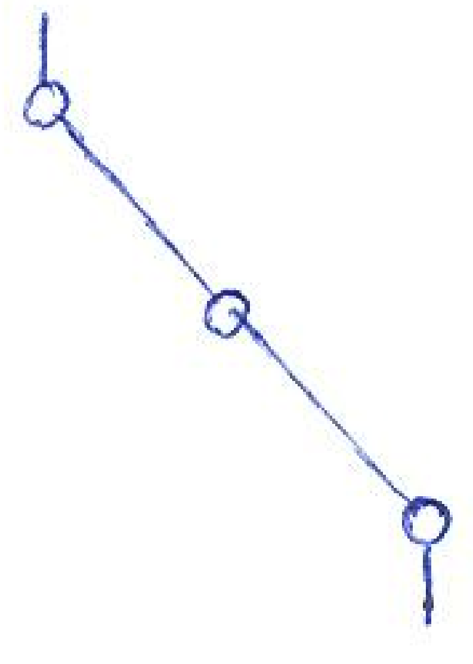
$F_y = 2400\ kg/cm^2$



$A_{n1} = (18 - 2 \times 2) \times 1.2 = 16.8\ cm^2$



$A_{n2} = \left(18 - 3 \times 2 + \frac{4^2}{4 \times 6} + \frac{4^2}{4 \times 6}\right) \times 1.2 = 16\ cm^2$



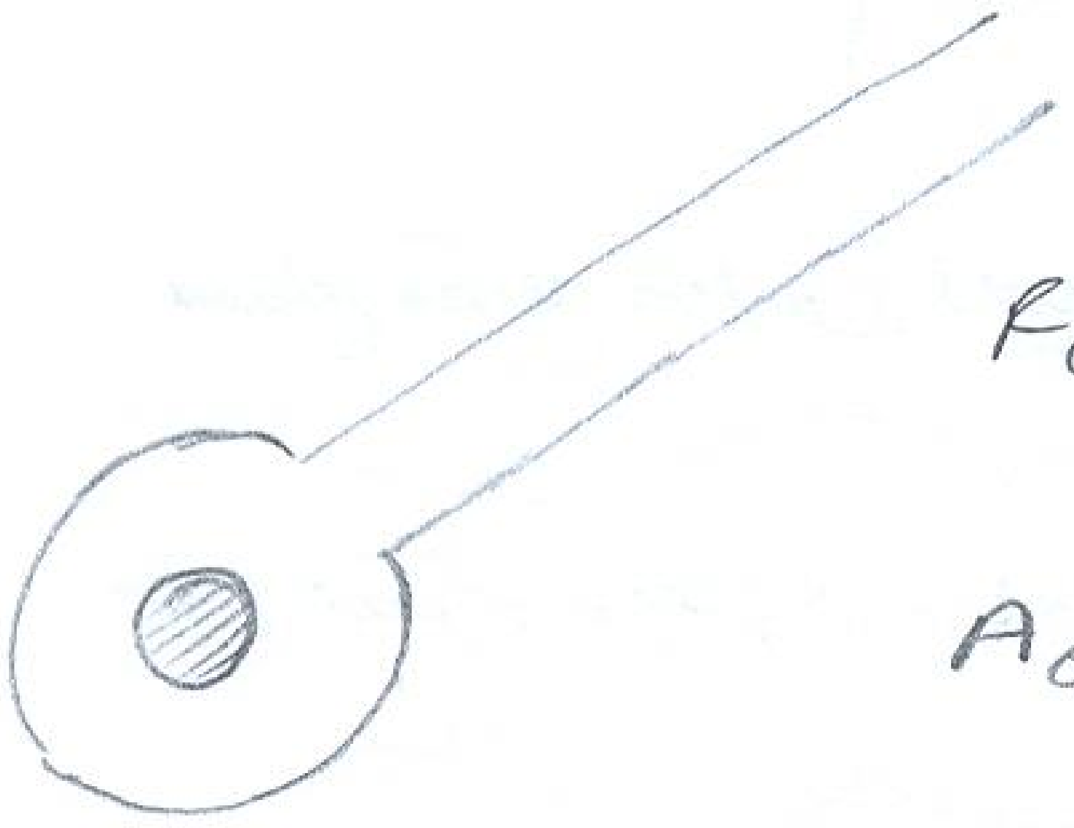
$A_{n3} = \left(18 - 3 \times 2 + \frac{4^2}{4 \times 6} + \frac{4^2}{4 \times 6}\right) \times 1.2 = 17\ cm^2$

$An_{min} = \min\{۱۶٫۸ , ۱۶ , ۱۷\} = ۱۶ \ cm^۲$

$P_۱ = An_{min} \times ۰٫۵ \ F_u = ۱۶ \times ۰٫۵ \times ۳۷۰۰ = ۲۹۶۰۰ kg$

$Ag = ۱۸ \times ۱۲ = ۲۱٫۶ \ cm^۲ \Longrightarrow P_۲ = ۲۱٫۶ \times ۰٫۶ \times ۲۴۰۰ = ۳۱۱۰۴ \ kg$

$P_{min} = \min\{۲۹۶۰۰ , ۳۱۱۰۴\} = ۲۹۶۰۰ kg$

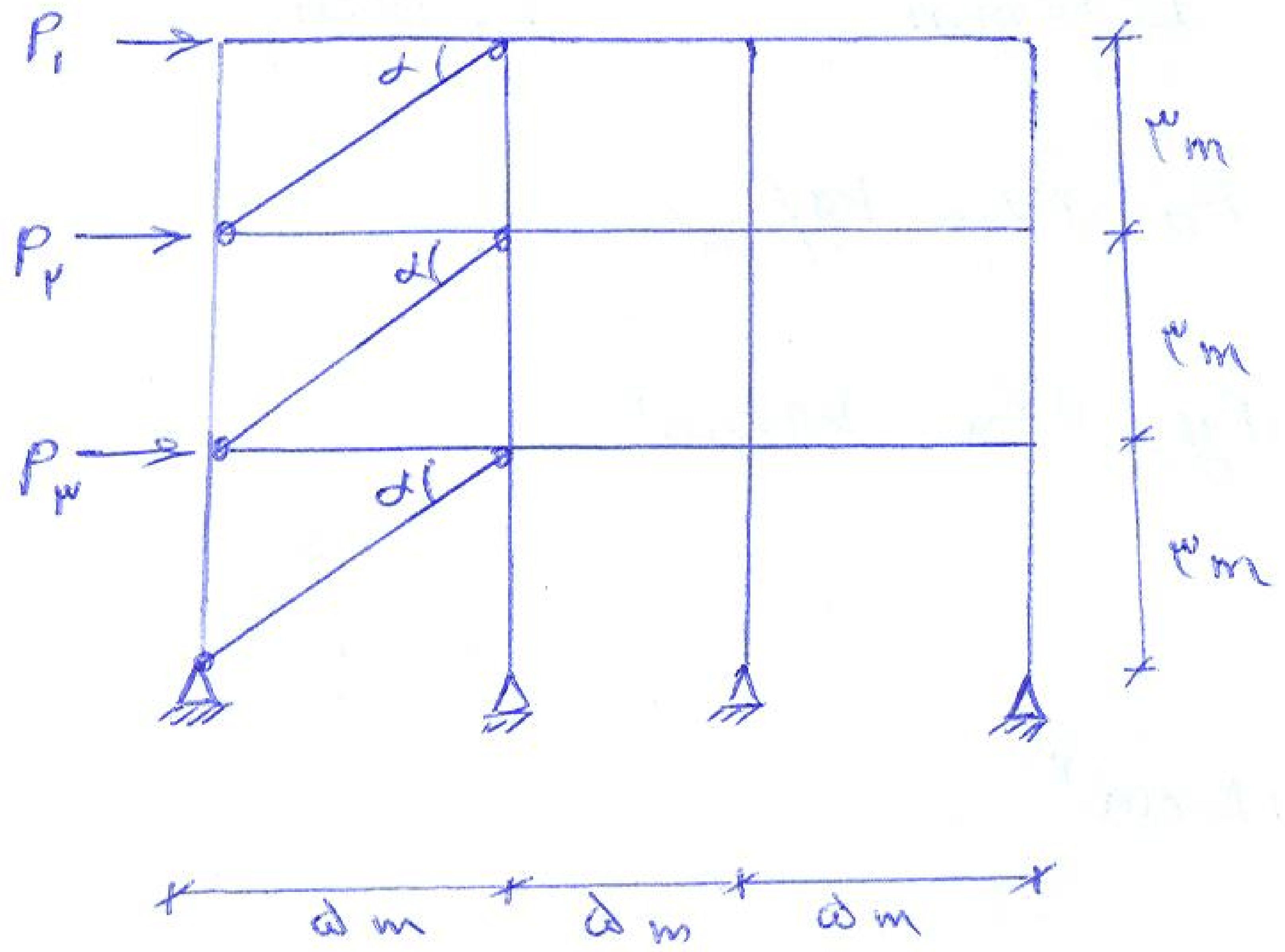


$F_a = ۰٫۴۵ F_y$

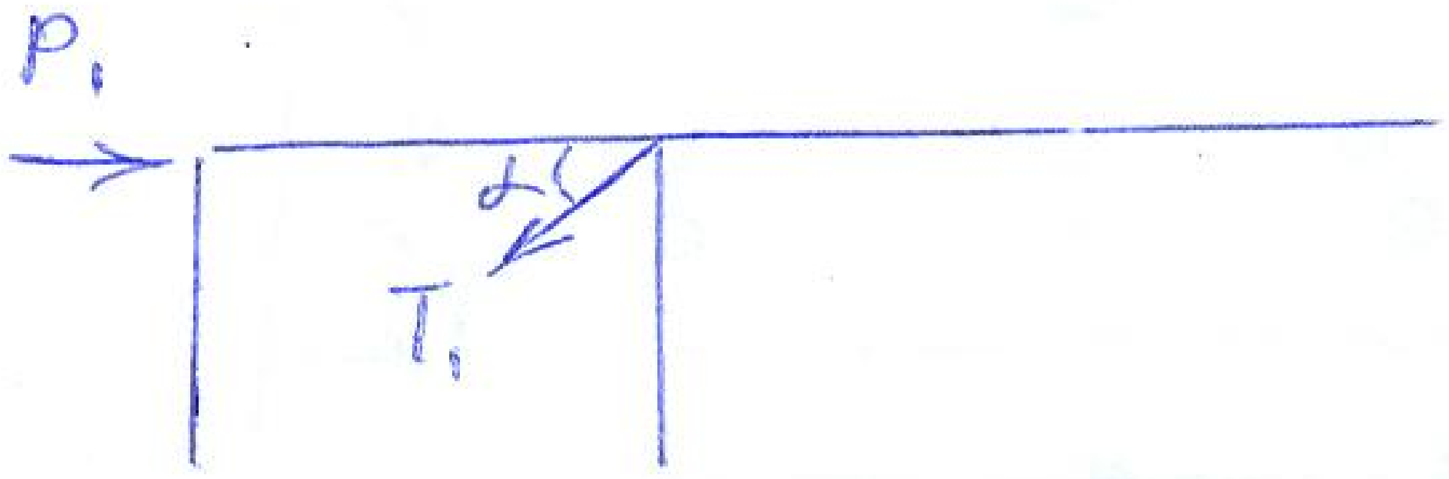
$A_e = C_t \times A_n$

$P_a = ۰٫۶ F_y \times ۰٫۷۵ A_n$

$\sigma \times A$



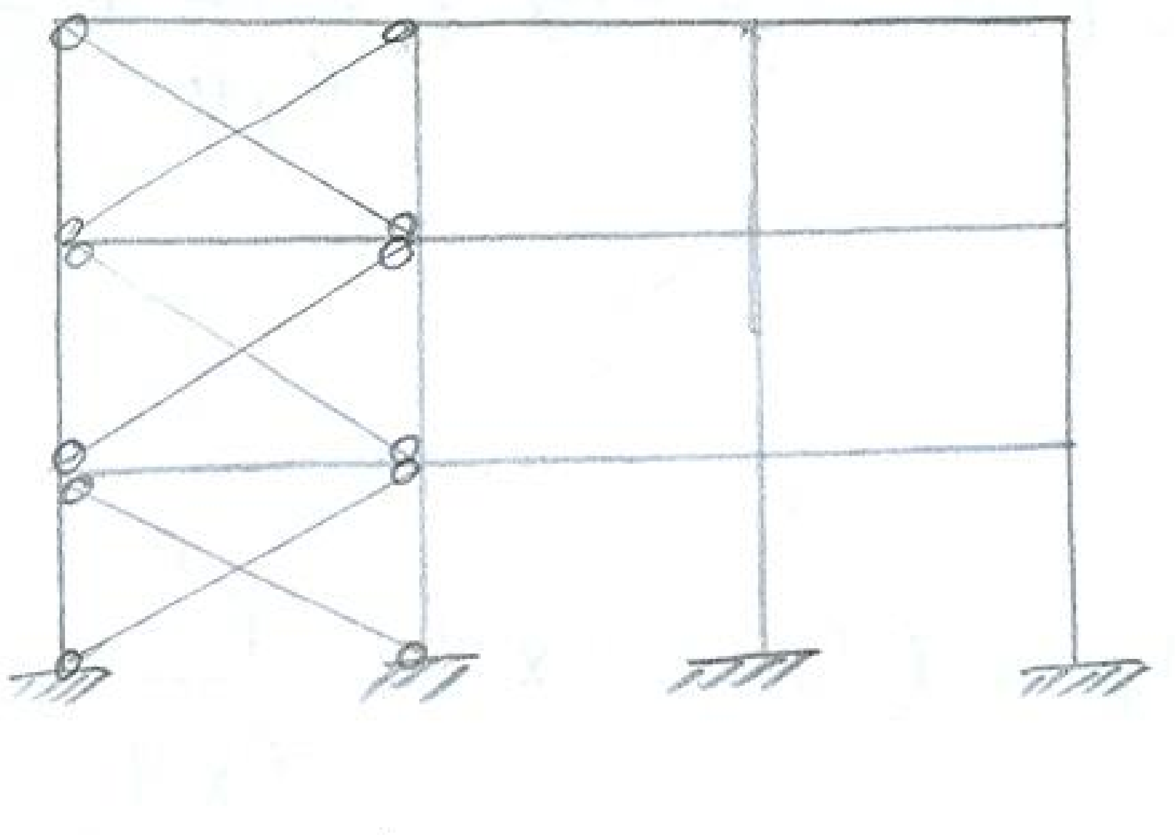
ملاحظه هر دو سر بادبند مفصل فرض شده



$T_۱ \cos\alpha = P_۱$

$\Rightarrow T_۱ = \dfrac{P_۱}{\cos\alpha}$

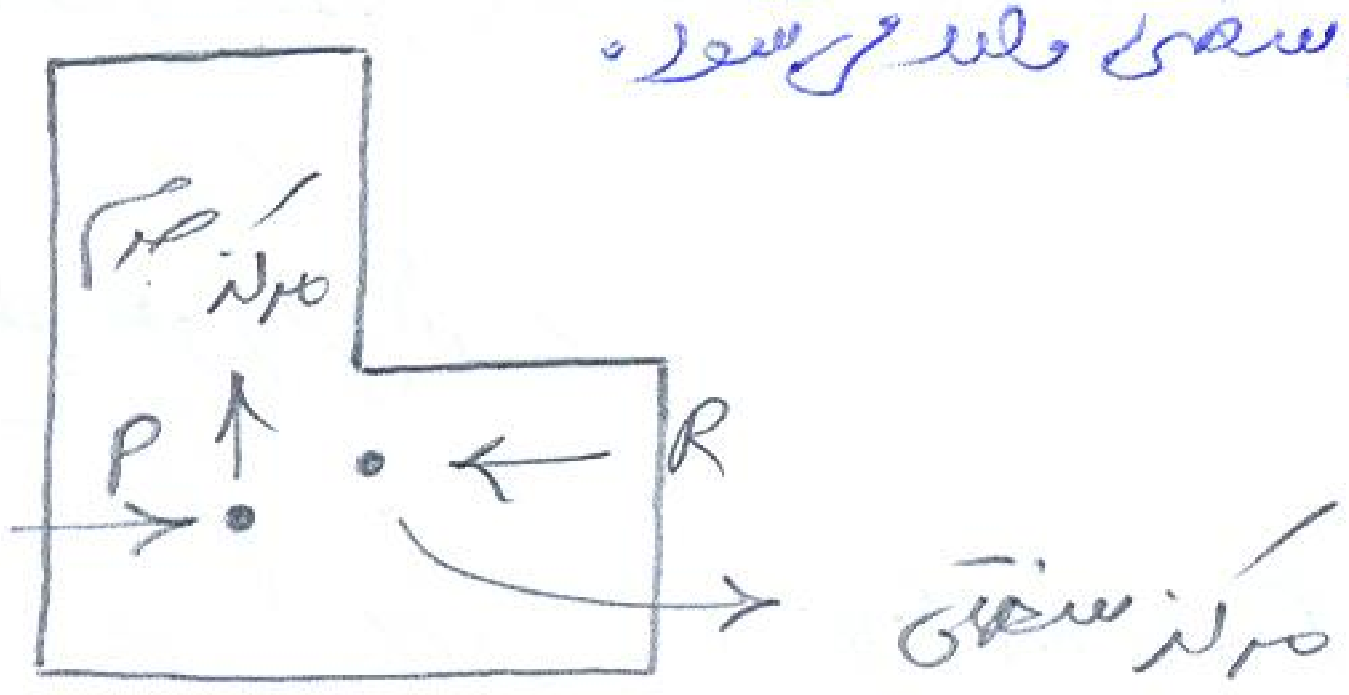
$T_۲ = \dfrac{P_۱ + P_۲}{\cos\alpha}$

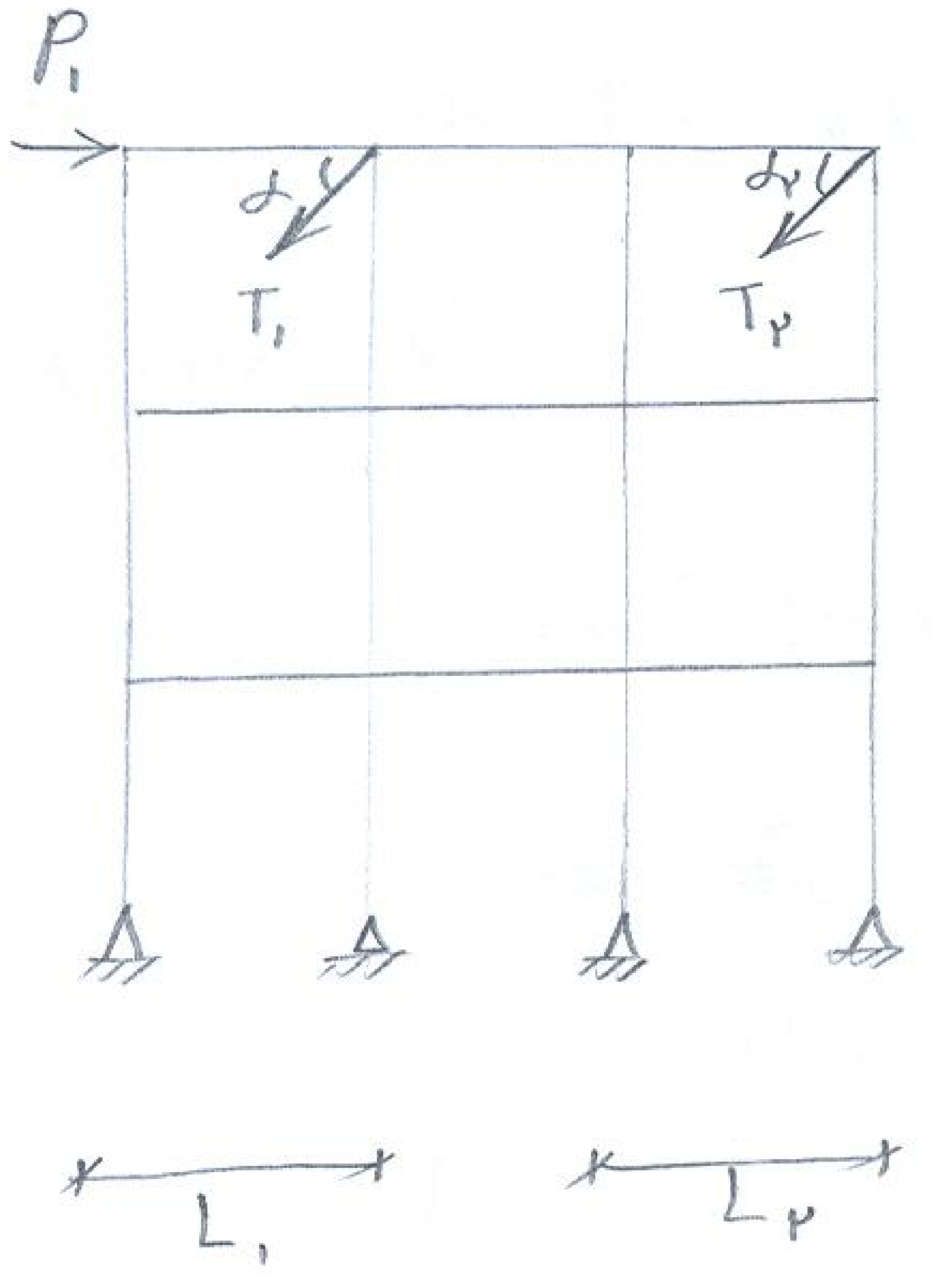


سیستم ترکیبی قاب خمشی و مهاربندی هم محور

● بعضی مواقع ممکن است بادبندهای ضربدری با دو مقطع مختلف طراحی شده باشند. این به خاطر این است که پیچش هم در تیرها اثر دارد.

نکته: بار به مرکز جرم و نیروی عکس العمل (R) به مرکز سختی وارد می‌شود.


مرکز جرم
P
R
مرکز سختی


P_1
α_1
α_2
T_1
T_2
L_1
L_2

$$T_1\cos\alpha_1 + T_2\cos\alpha_2 = P_1$$

$$T_1L_1 = T_2L_2 \Rightarrow \frac{T_1}{T_2} = \frac{L_2}{L_1}$$ اگر دو دهانه داشته باشیم.

$$T_1L_1 = T_2L_2 = T_3L_3$$ ← اگر سه دهانه داشته باشیم

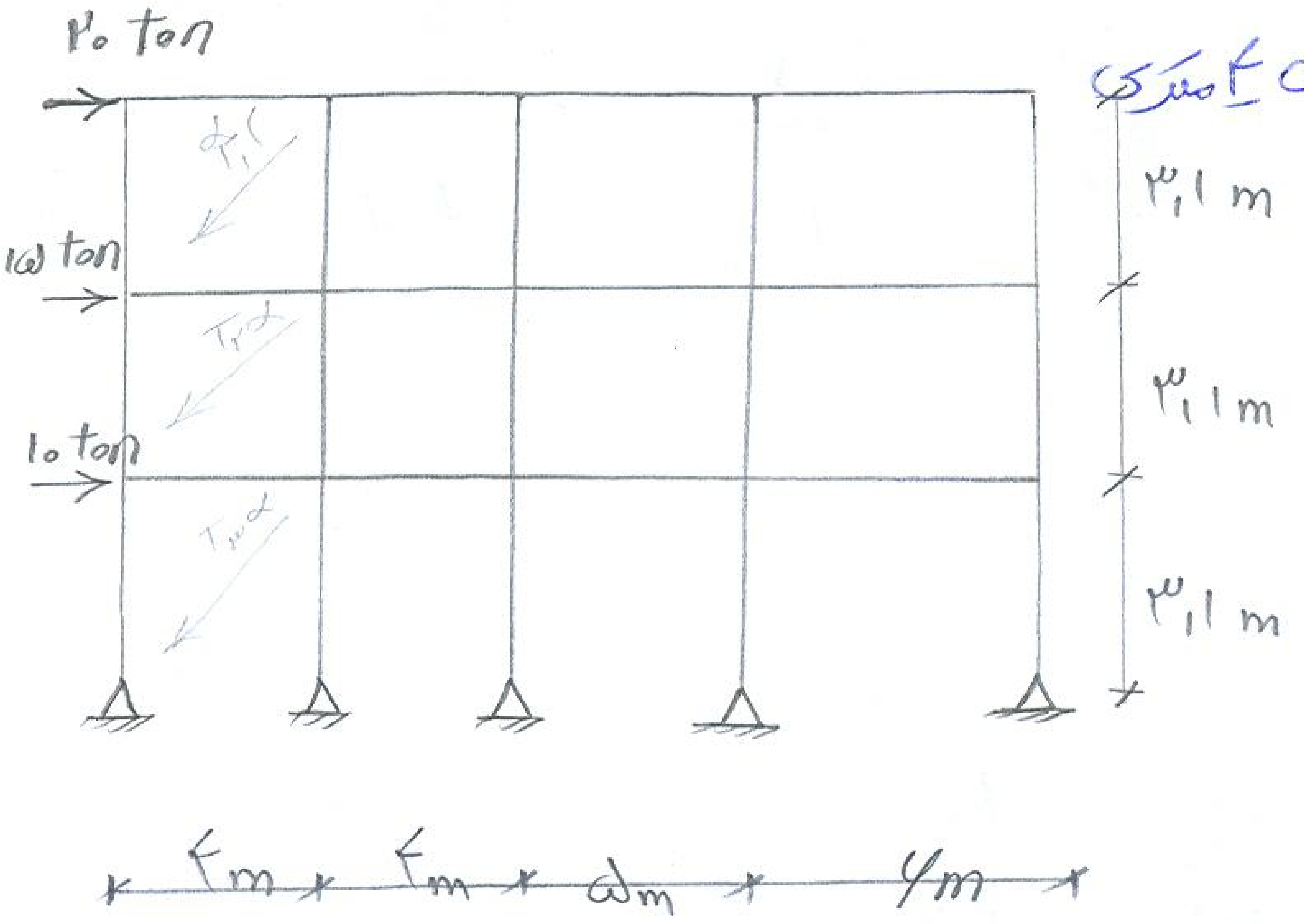
HW - تاریخ تحویل: ۸۸ ,۹ ,۴

الف) مطلوبست طراحی بادبند از ناودانی در دهانه‌ی ۶ متری

ب) مطلوبست طراحی بادبند در صفحات دهانه‌های ۴ و ۶ متری از ناودانی

ج) مطلوبست طراحی بادبند از ناودانی در دهانه‌ی ۴ متری

د) تکمیل جدول زیر:


۲۰ ton
۱۵ ton
۱۰ ton
T_1 α
T_2 α
T_3 α
۳٫۱ m
۳٫۱ m
۳٫۱ m
۴m
۴m
۵m
۶m

	حالت الف	حالت ب	حالت ج
وزن کل بادبندها در همه‌ی طبقات			

Fifth edition

«فصل پنجم»

قطعات فشاری (ستون ها) :

تعریف : قطعاتی هستند که تحت بار محوری تنها قرار دارند. (نیروی محوری از مرکز سطح مقطع عبور می کند)

تنش مجاز کششی : $F_a = 0.6 F_y$

تنش مجاز فشاری : $F_a \leq 0.6 F_y$

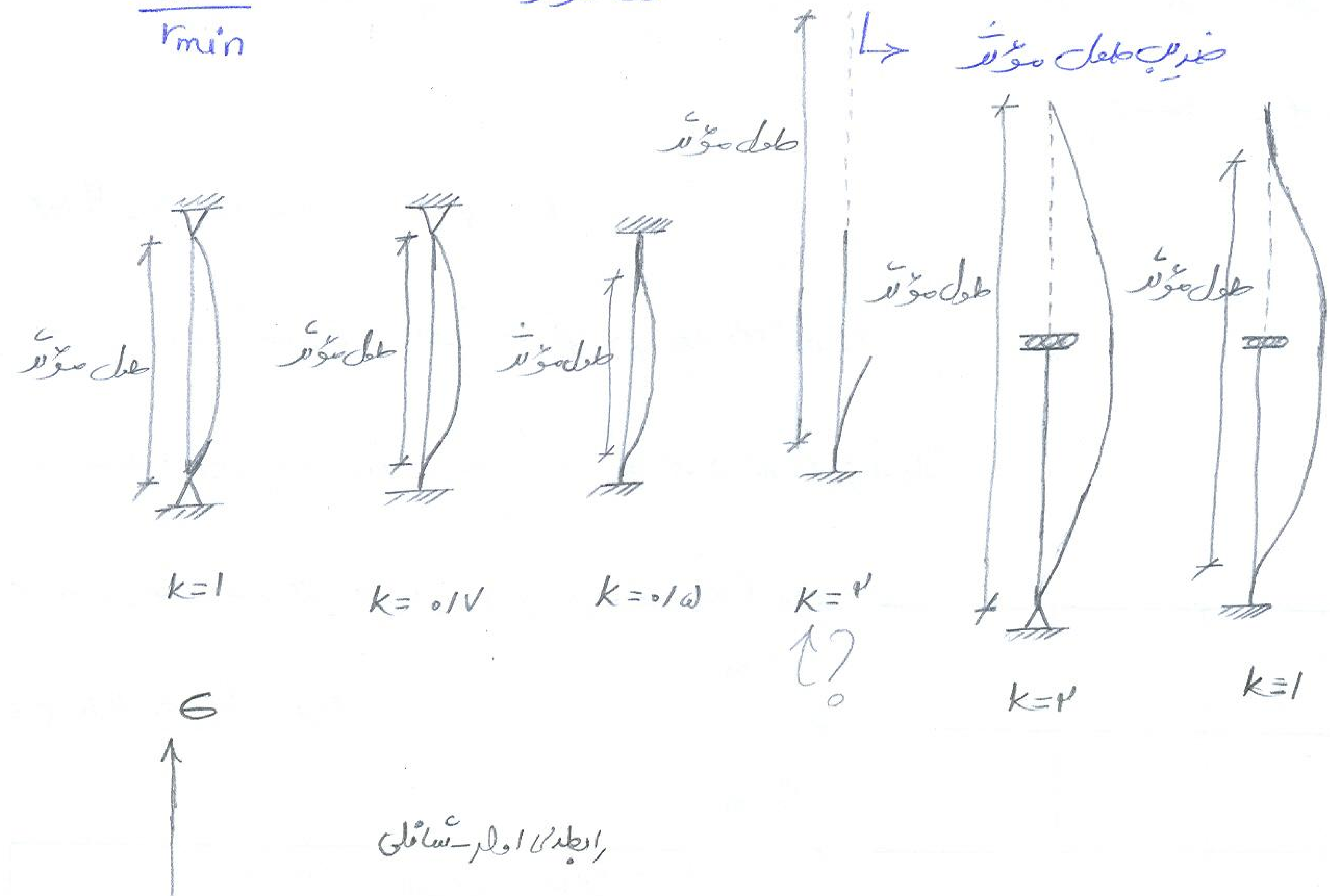
$F_a = 0.6 F_y$: قطعات کوتاه ، قطعا

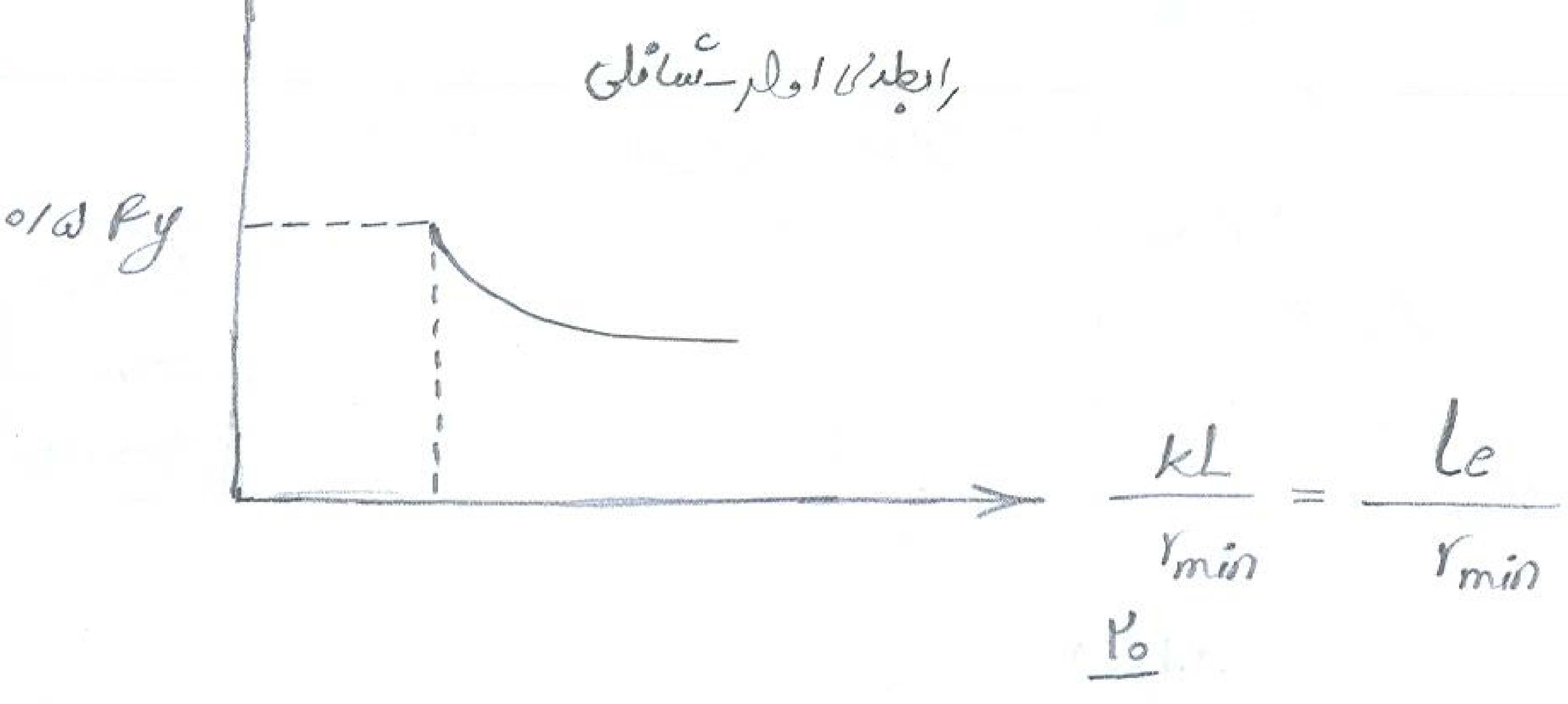
F_a برای قطعات بلندتر براساس ضریب لاغری و بیدای کمانش تعیین می گردد.

طول عضو → L

$\frac{kL}{r_{min}}$ ، طول مؤثر ← $l_e = kL$

ضریب طول مؤثر → k


طول مؤثر
طول مؤثر
طول مؤثر
طول مؤثر
طول مؤثر
طول مؤثر
$k=1$
$k=0.7$
$k=0.5$
$k=2$
؟
$k=2$
$k=1$



$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{kL}{r})^2}$$ → معادله تنشی که اگر تنش در عضو از آن بیشتر شود، عضو کمانش می کند.

$$\Rightarrow 0.5F_y = \frac{\pi^2 E}{(\frac{kL}{r})^2} \Rightarrow \frac{kL}{r} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = C_c = 131$$

نکته:

تنش مجاز فشاری در ستون ها:

$\frac{kL}{r} \overset{>}{\cancel{\leq}} C_c$ → استفاده از رابطه اولر

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{1.92 (\frac{kL}{r})^2}$$

تنش مجاز

$\frac{kL}{r} \overset{<}{\cancel{\geq}} C_c$ → استفاده از رابطه انگلستر-شانلی

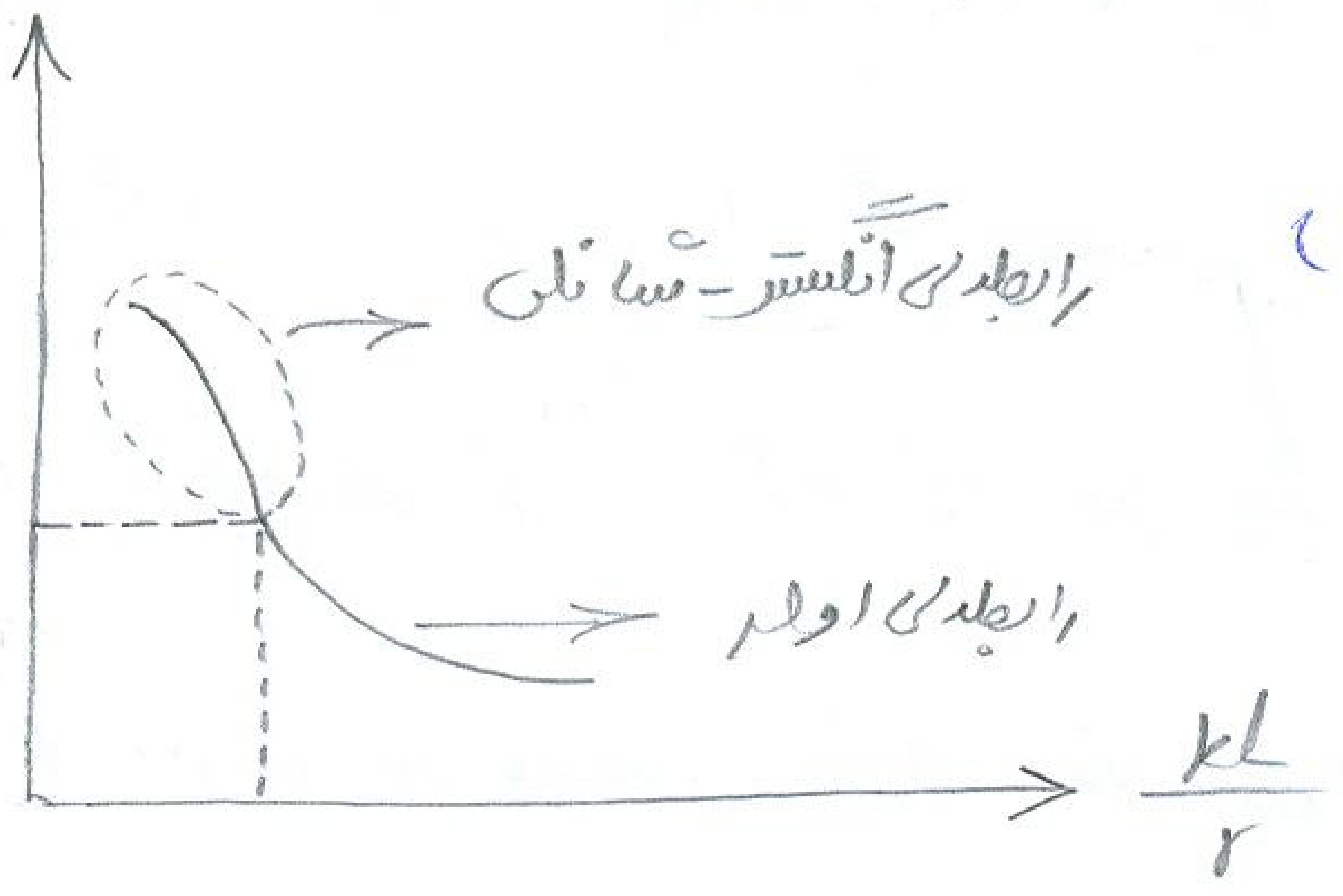
$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{1}{2}\left(\frac{(\frac{kL}{r})}{C_c}\right)^2\right) \times F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\frac{kL/r}{C_c} - \frac{1}{8}\left(\frac{kL/r}{C_c}\right)^3}$$

تنش مجاز

مخرج همان ضریب اطمینان است که وابسته به لاغری تعریف شده. →

منظور مخرج است ← بسته به لاغری بین $\frac{23}{12}$ و $\frac{5}{3}$ متغیر است.

$1.9166...$ $1.666...$



نکته: رابطه اولر برای لاغری های ($\frac{kL}{r}$) بالای (C_c) از ۱۳۱ بیشتر صادق است.

نکته: رابطه انگلستر-شانلی فقط برای ($\frac{kL}{r}$) لاغرهایی که از ۱۳۱ کمتر باشند، صدق می کند.

تذکر: جدول لاغری را حتماً از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، کپی و ضمیمه جزوه کنید.

برای تمام ستون هایی که به گره متصل می شوند.

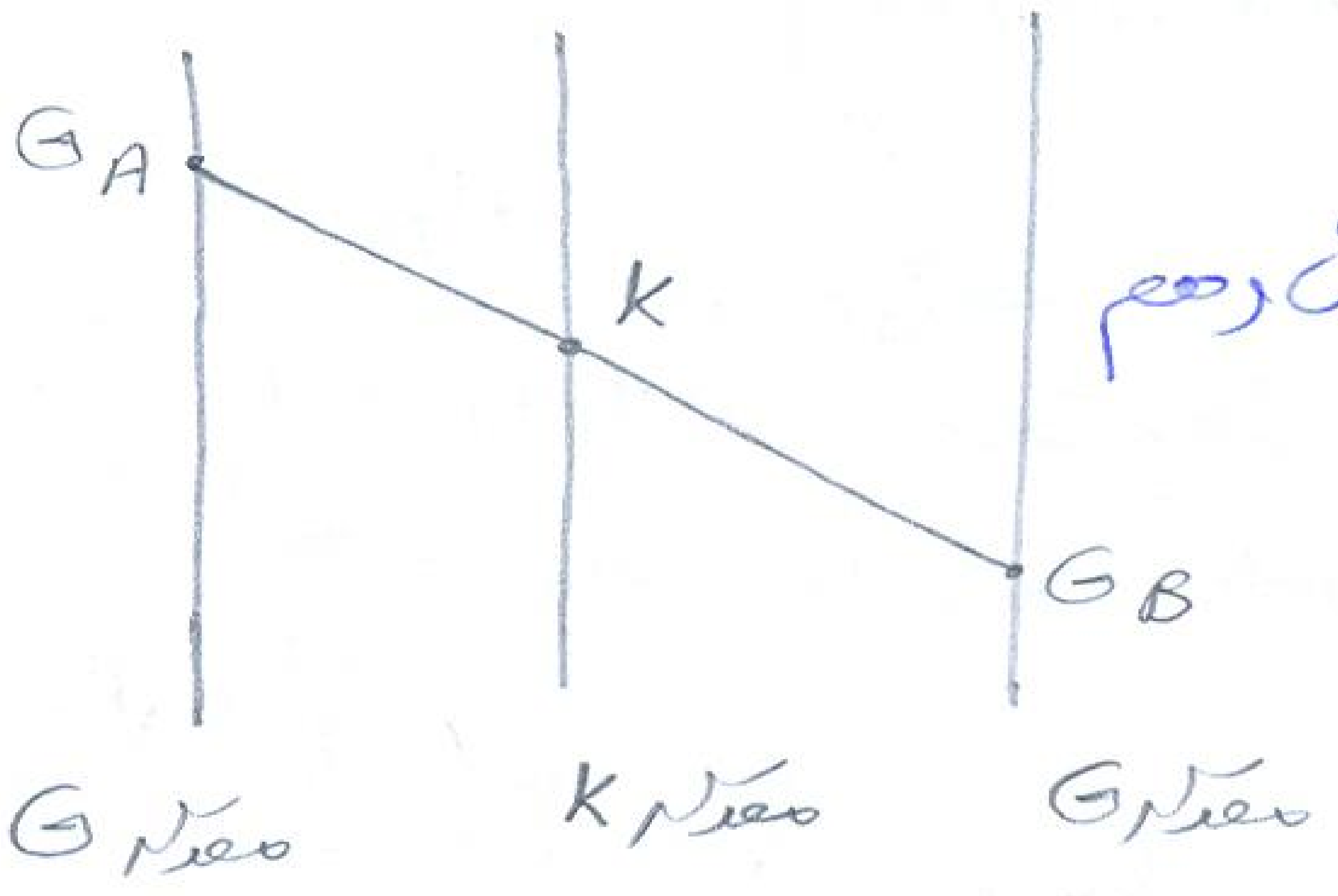
$$G_{\text{گره}} = \frac{\sum (\frac{I}{L})_{c \to \text{ستون}}}{\sum (\frac{nI}{L})_{b \to \text{تیر}}}$$

n : ما بسته به شرایط تکیه گاهی انتهای دیگر تیر متصل به گره

برای تمام تیرهایی که به گره متصل می شوند.

جدول n :

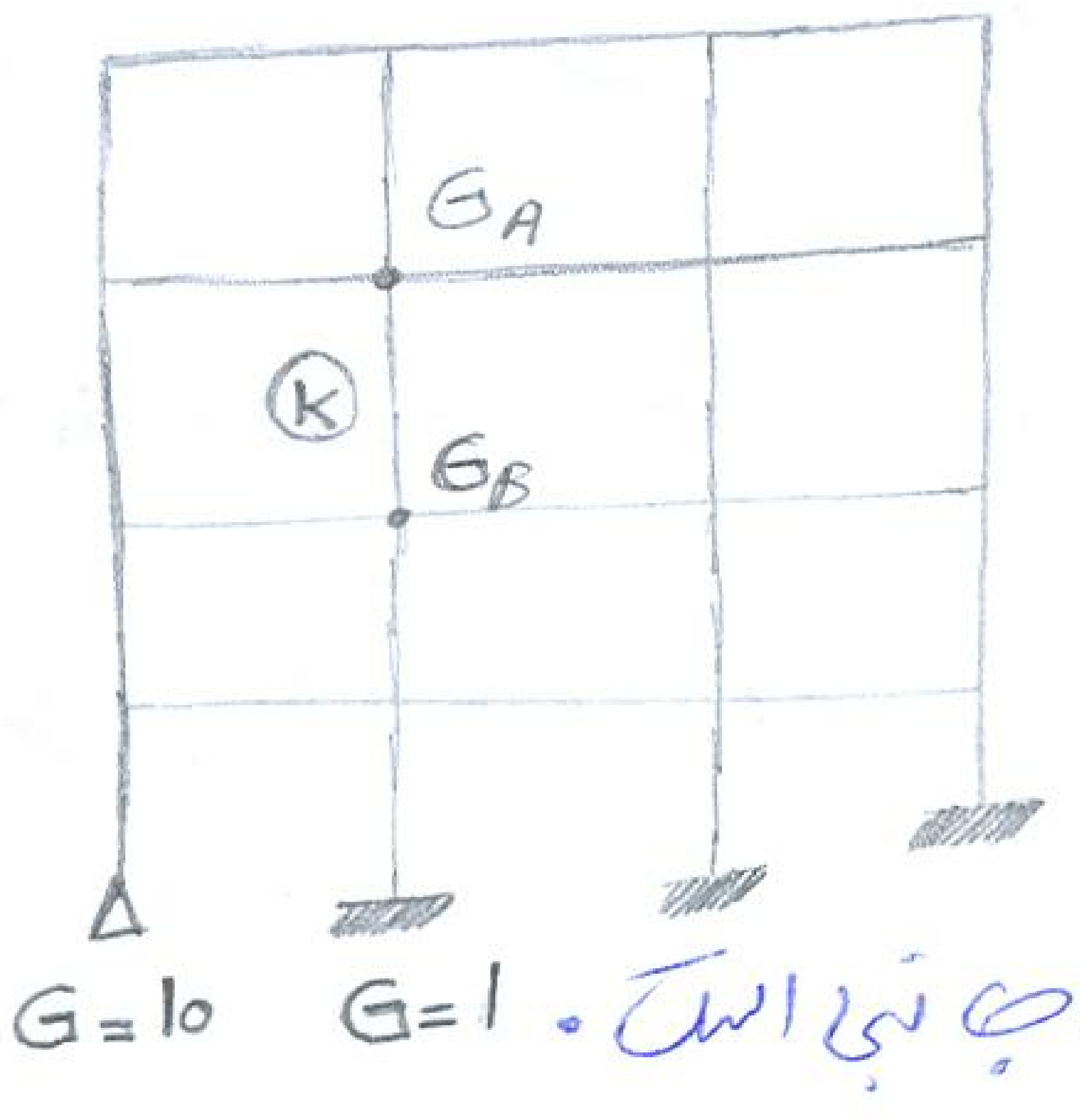
نوع قاب ←	بدون حرکت جانبی	با حرکت جانبی
شرایط انتهای دیگر ↓		
در قاب باشد	۱	۱
تکیه گاه ساده باشد	$\frac{3}{2}$	$\frac{1}{2}$
تکیه گاه گیردار باشد	۲	$\frac{2}{3}$



معادل دهم

$$K = \sqrt{\frac{1.6 G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}}$$

[illegible]



اعضا در قاب بدون حرکت جانبی : $0.5 \leq k \leq 1$

اعضا در قاب با حرکت جانبی : $1 < K < 20$

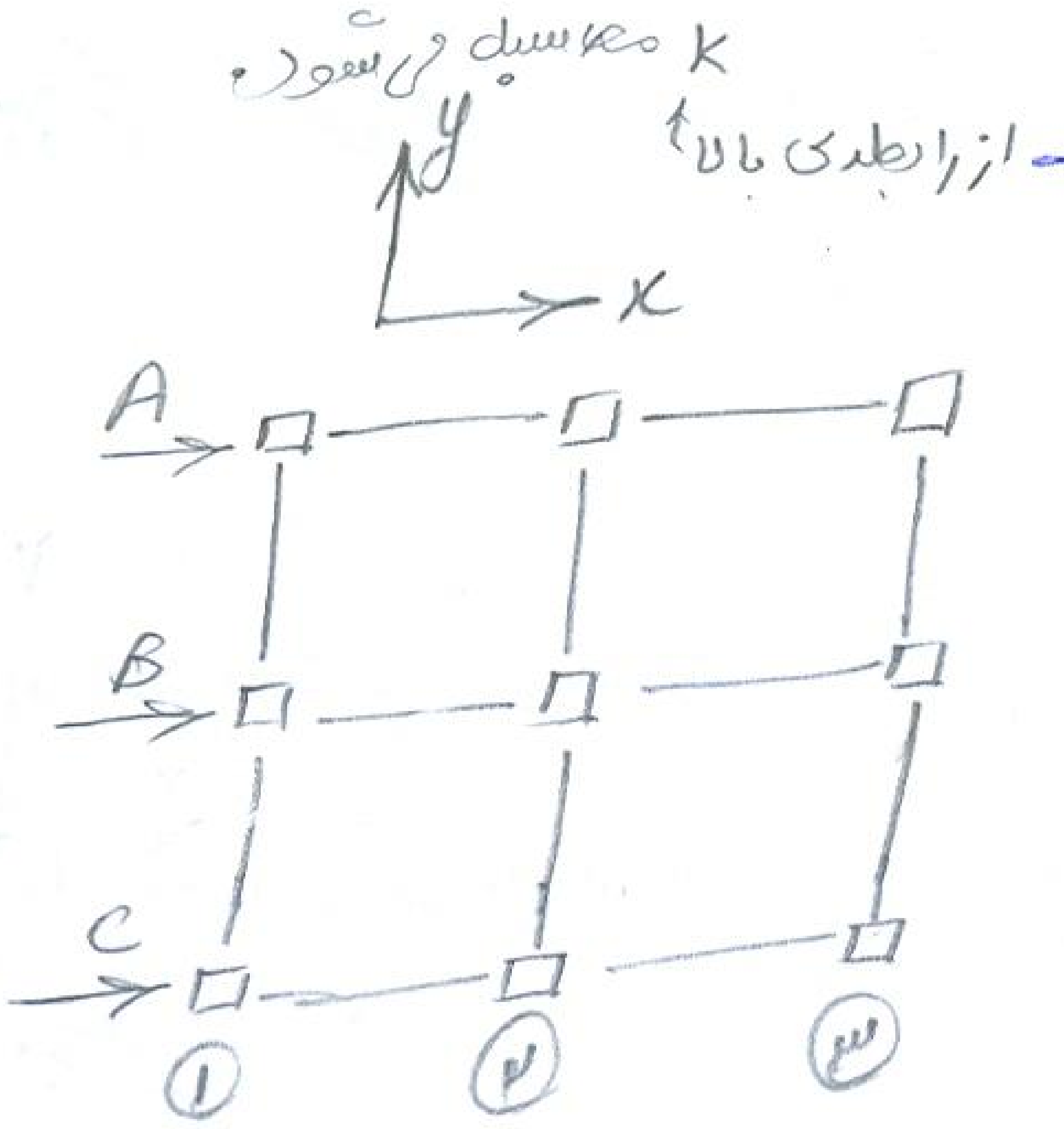
نکته : گره با تکیه گاه ساده → $G = 10$

نکته : گره با تکیه گاه گیردار → $G = 1$

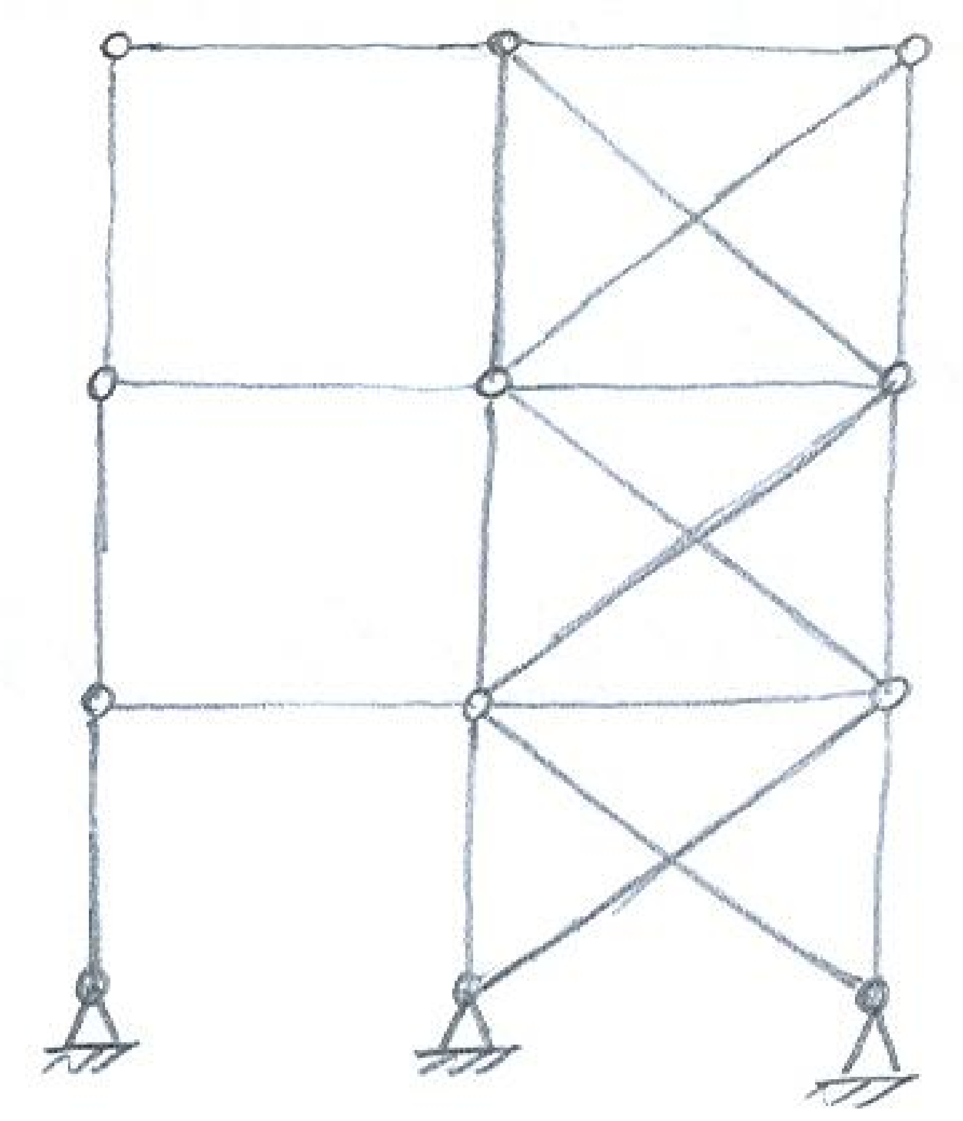
توجه : اگر بادبند داشته باشیم بدون حرکت جانبی است .

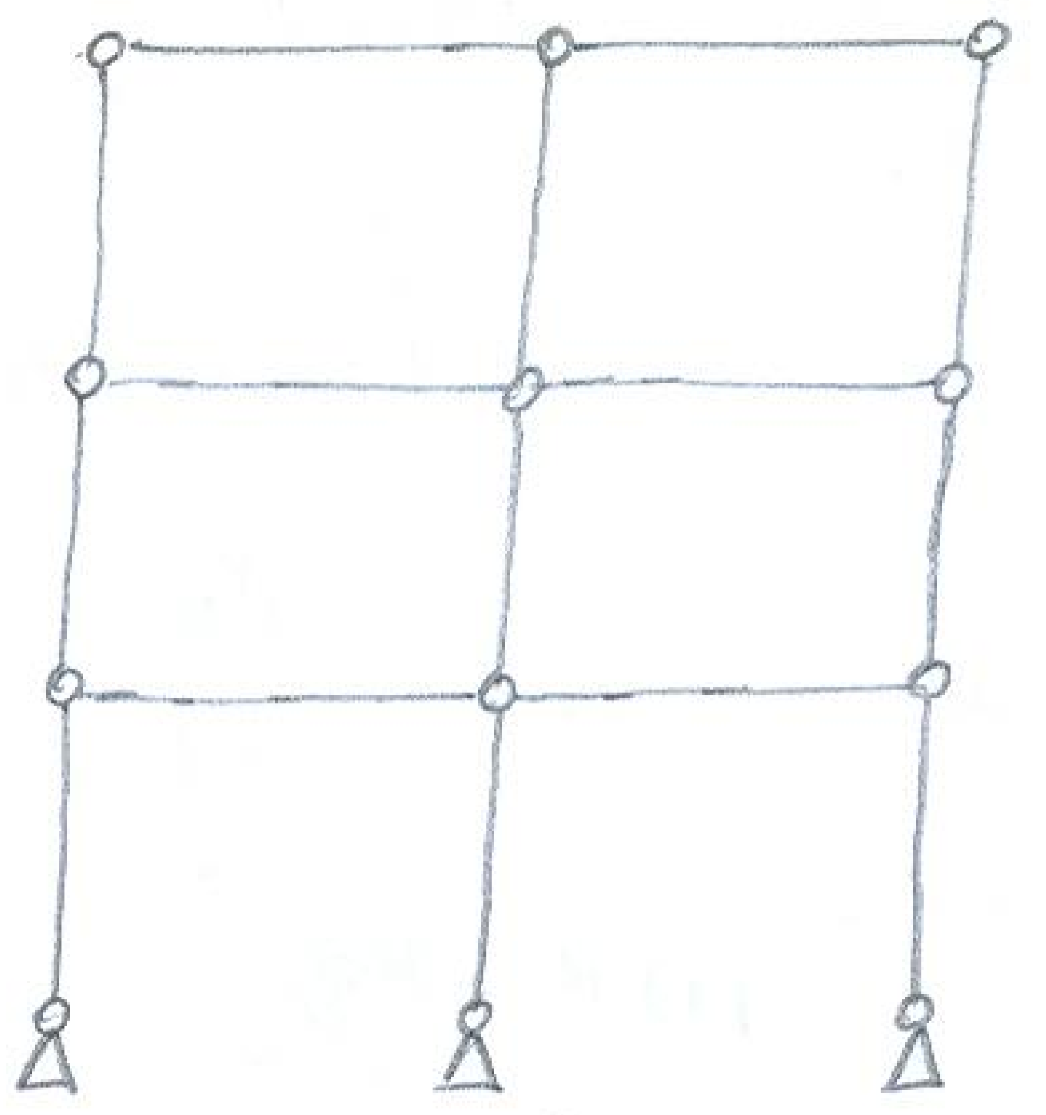
آیین نامه : برای قاب هایی که مهار جانبی دارند ← $k = 1$ (قاب بادبندی شده)

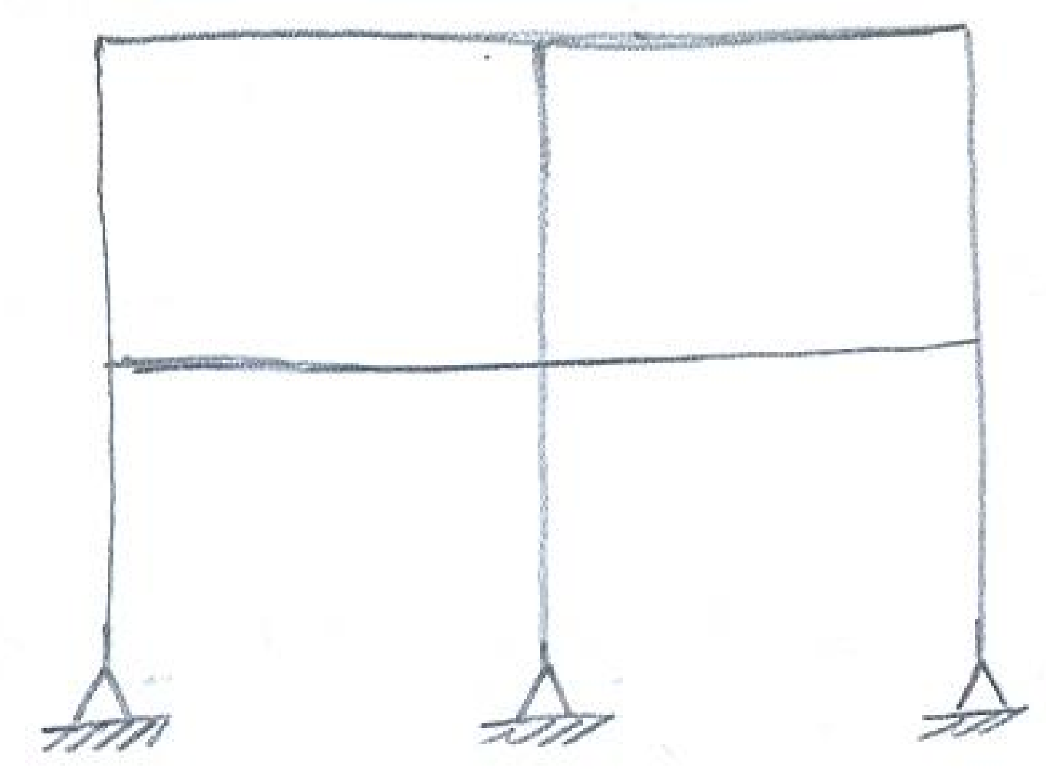
برای قاب هایی که مهار جانبی ندارند ← از رابطه بالا k محاسبه می شود



سیستم باربری جانبی در جهت x ← مهاربندی هم محور :


قاب A و C


قاب B



سیستم باربری جانبی در جهت y ← قاب خمشی

• اگر یک قاب خمشی باشد حتماً باید تکیه‌گاه‌ها آن گیردار باشد.

می‌توانند قاب خمشی باشند؟

توجه: عدد بدست آمده از رابطه کتابهای خورشی F_a است و در رابطه‌اش ضریب اطمینان وجود دارد.

(Exa) مثال): در ناودانی ۲۰ ($\sqsubset 20$) به طول ۳ متر، دو طرف تکیه‌گاه ساده، چه تنشی باعث ایجاد کمانش می‌شود؟

$\sqsubset 20$ $\quad r_{min} = ۲,۱۴ \ cm$

$L = ۳m$ $\quad$ دو طرف تکیه‌گاه ساده $\quad k=1$

$$\Rightarrow \frac{l_e}{r_{min}} = \frac{۳۰۰}{۲,۱۴} = ۱۴۰,۱۸$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^۲ E}{(\frac{kl}{r})^۲} = \frac{10 \times ۲,1 \times 10^۶}{۱۴۰,۱۸^۲} = 1069 \ kg/cm^۲$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{1069}{1,۹۲} = ۵۳۵ \ kg/cm^۲$$

Exa) مثال قبل با L=۱٫۵ m :

$$\frac{kL}{r_{min}} = \frac{l_e}{r_{min}} = \frac{۱۵۰}{۲٫۱۴} = ۷۰٫۰۹$$

k=1

← باید از روابط شانلی استفاده کرد

غ ق ق $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(\frac{kL}{r})^2} = \frac{\pi^2 E}{۷۰٫۰۹^2} = ۴۲۷۴ >> ۲۴۰۰$: اگر از روابط اولر استفاده شود

روابط شانلی : $\sigma_a = ۱۱۱۲ \ kg/cm^2$

نکته: روابط شانلی، مستقیماً σ_a را به ما می‌دهد، نه σ_{cr}. پس نیازی نیست از فرمول $\sigma_a = \frac{\sigma}{۱٫۹۲}$ استفاده کنیم.

تأثیر در بار بحرانی کمانش ستون‌ها (مقاطع فشاری):

اثر پیچش جزئی حدود کاهش ۲٪ بار بحرانی است که قابل صرف‌نظر کردن می‌باشد.

← گام های طراحی ستون ها:

۱) مشخص نمودن داده های مسئله شامل P، طول ستون L و k (ضریب طول مؤثر)

۲) حدس یک مقطع مناسب و تعیین A و r_{min} (مثال $\frac{P}{F_a = 1000} = A$ → تخمینی

فرض

توجه ←

مهم

۳) محاسبه‌ی $\frac{kL}{r_{min}}$، در هر صورت باید کوچکتر از ۲۰۰ باشد (اگر نبود مقطع را بزرگتر کنید)

$P = ۲۰۰ \xrightarrow{\text{فرض}} F_a = ۱۲۵۰$

$P = ۱۲۰ \xrightarrow{\text{فرض}} F_a = ۱۱۰۰$

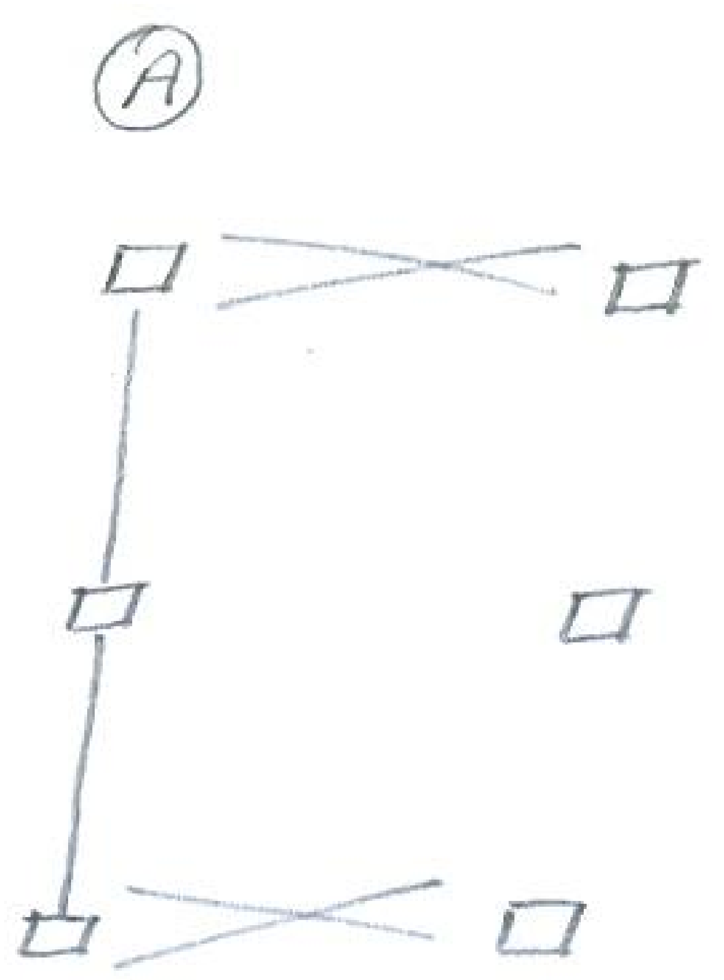
$P = ۱۰۰ \xrightarrow{\text{فرض}} F_a = ۱۰۰۰$

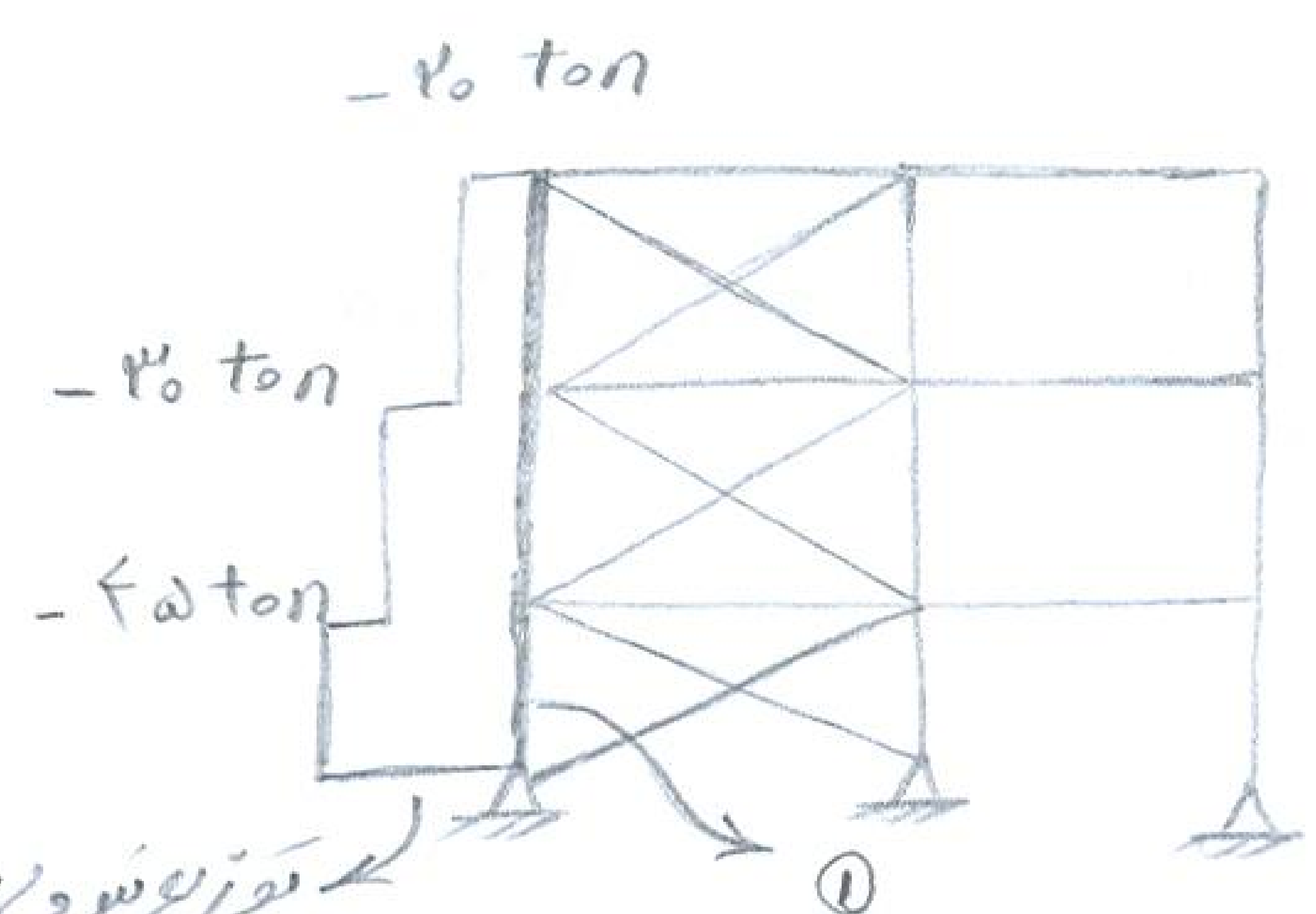
$P = ۷۰\text{-}۸۰ \xrightarrow{\text{فرض}} F_a = ۷۰۰$

۴) محاسبه‌ی F_a از روابط اولر و شانلی یا جداول آماده

۵) محاسبه‌ی $\underset{\text{تنش}}{F_a} \times \underset{\text{مقطع}}{A} = P_a$

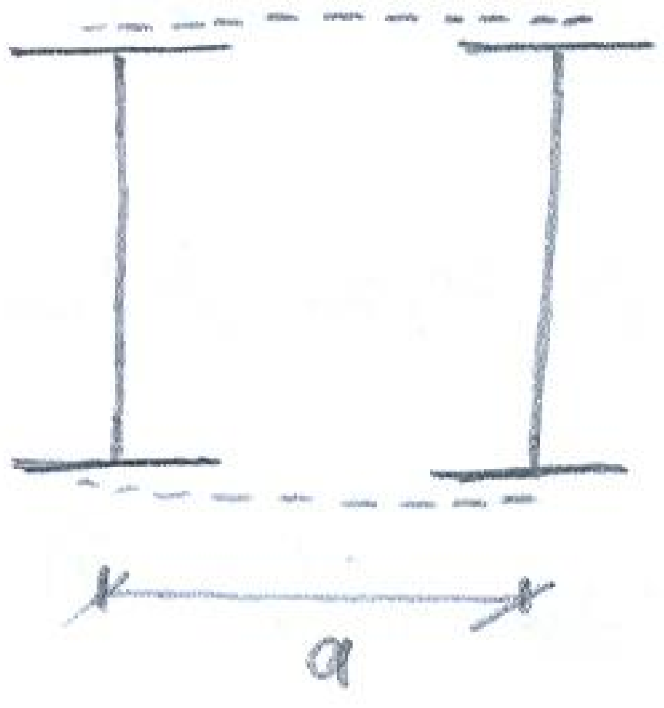
۶) کنترل $P_a \geq P$، در غیر این صورت بازگشت به گام ②





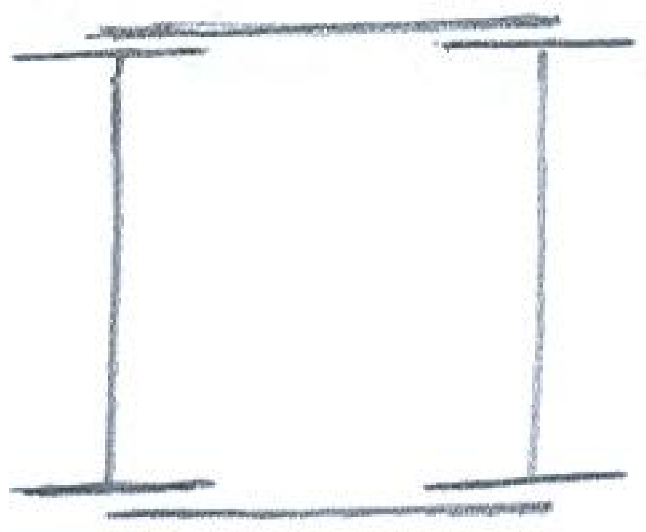
توزیع نیروهای عمودی

نکته: برای ستون ۱، ما چند نوع ستون با ابعاد مختلف طراحی نمی‌کنیم، بلکه یک ستون مثلاً با مقاومت فشاری متناسب با نیروی ۲۰ KN طراحی می‌کنیم و برای قسمت پایین دو ورق به بال‌های پایین و بالای آن وصل می‌کنیم.



⟸ در قسمت پایین که نیروی ۴۵ton است:

Sec A-A

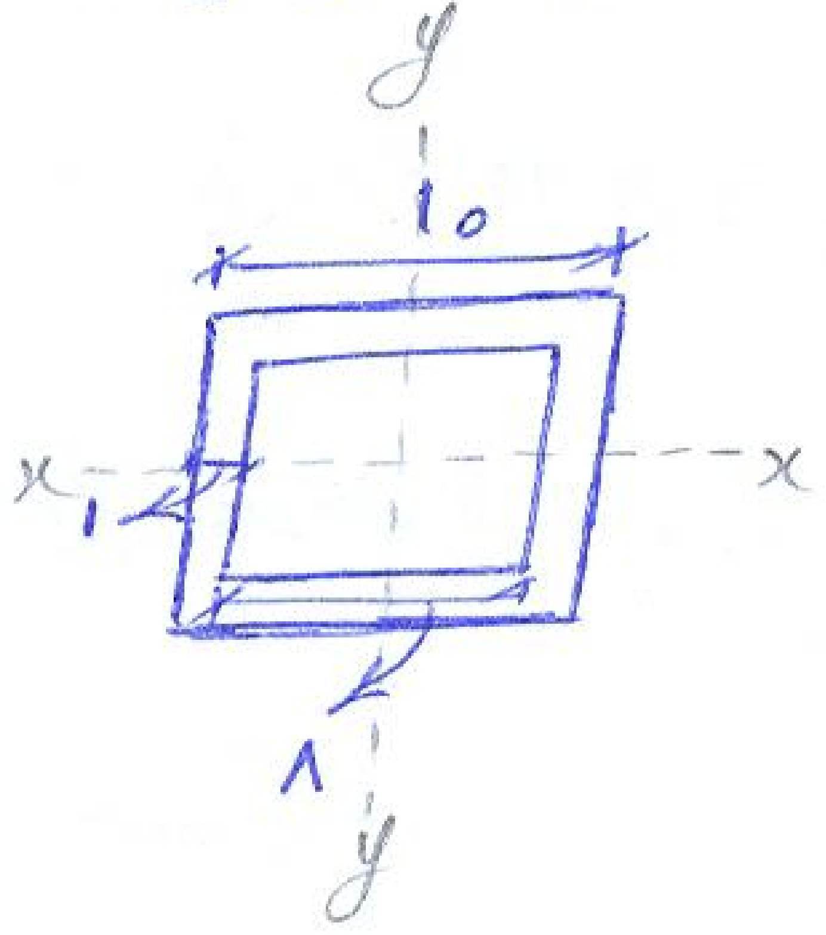


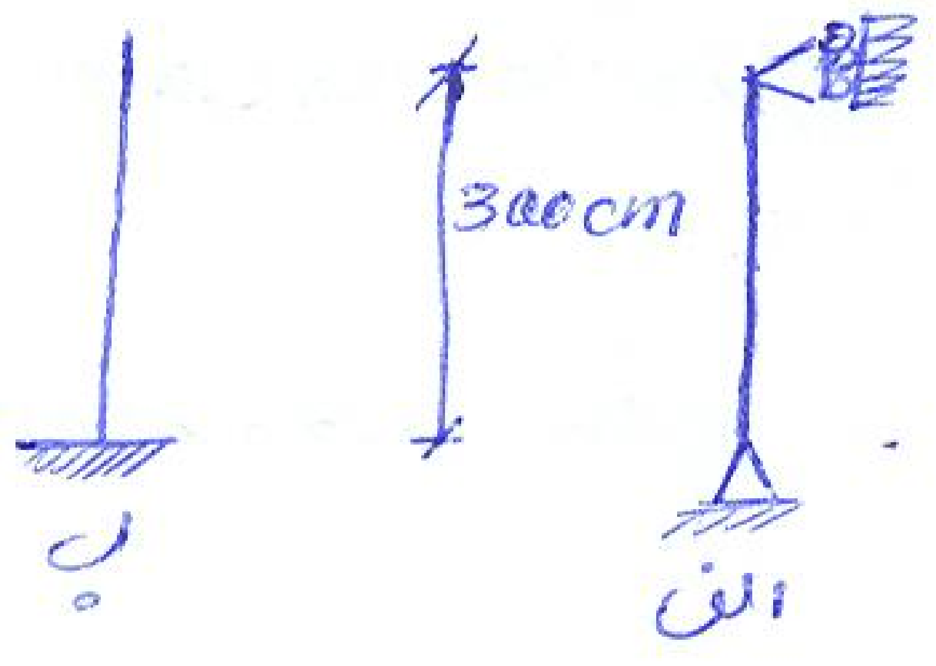
a: اجرای شده ی aه است.

• این ورق‌ها بسته به میزان نیروی وارد بر آن می‌توانند ضخیم‌تر یا نازک‌تر شوند.

* مقدار a، نیازی نیست الزاماً aه در جدول اشکال باشد، aه فقط یک راهنما به ما می‌دهد.

Exa) مثال) ستون مقابل تحت شرایط الف و ب چه باری را به صورت فشاری تحمل می‌کند.





$$I_x = ۴۱۰\ cm^{۴}$$

$$I_y = ۲۸۲\ cm^{۴}$$

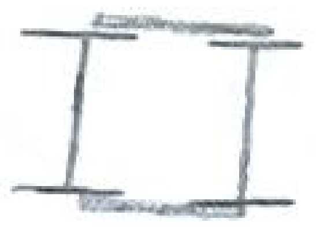
$$\longrightarrow r_{min} = r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{\frac{۲۸۲}{۳۲}} = ۳\ cm$$

الف) $\frac{kL}{r_{min}} = \frac{①\times ۳۰۰}{۳} = ۱۰۰ \longrightarrow F_a = ۸۹۵\ kg/m^{۲}$ از جدول یا منحنی غیر ارتجاعی کمانش:

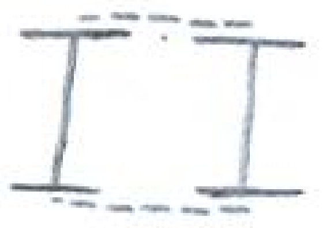
$$P_a = F_a \times A = ۸۹۵ \times ۳۲ = ۲۸٫۷ \times ۱۰^{۳}\ kg$$

ب) $\frac{kL}{r_{min}} = \frac{②\times ۳۰۰}{۳} = ۲۰۰ \xrightarrow{\text{از جدول یا ارتجاعی اولر}} F_a = ۲۷۰\ kg/m^{۲}$

$$\longrightarrow P_a = F_a \times A = ۲۷۰ \times ۳۲ = ۸٫۶۴ ۱۰^{۳}\ kg$$



تعریف: ستون مرکب plate (بسته): دو مقطع با ورق به هم متصل شده باشند.



ستون مرکب باز: دو مقطع با بست به هم متصل شده باشند.

▨ ستون مرکب باز:

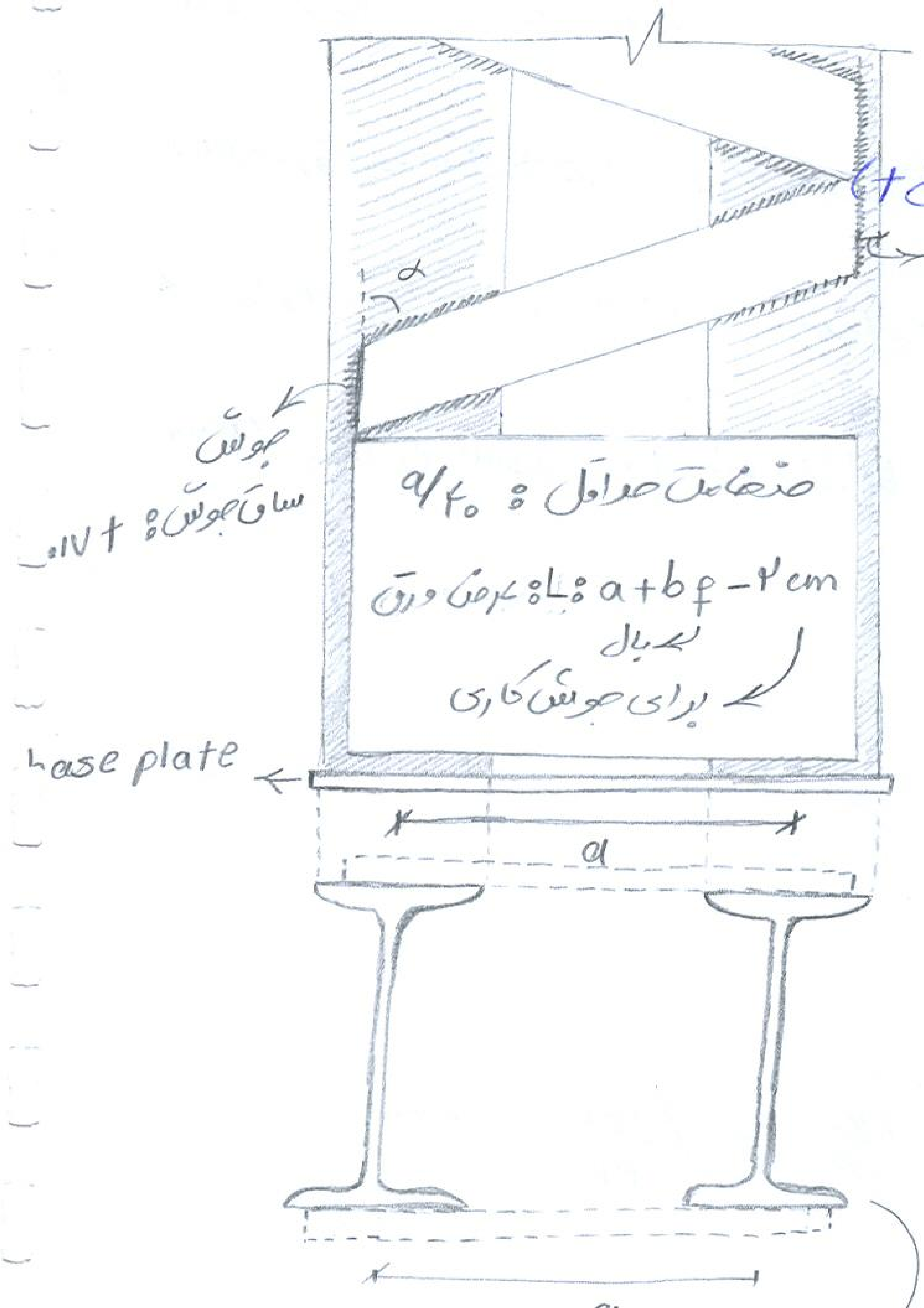
▨ ستون مرکب باز:

مراحل طراحی:

① طراحی خود ستون

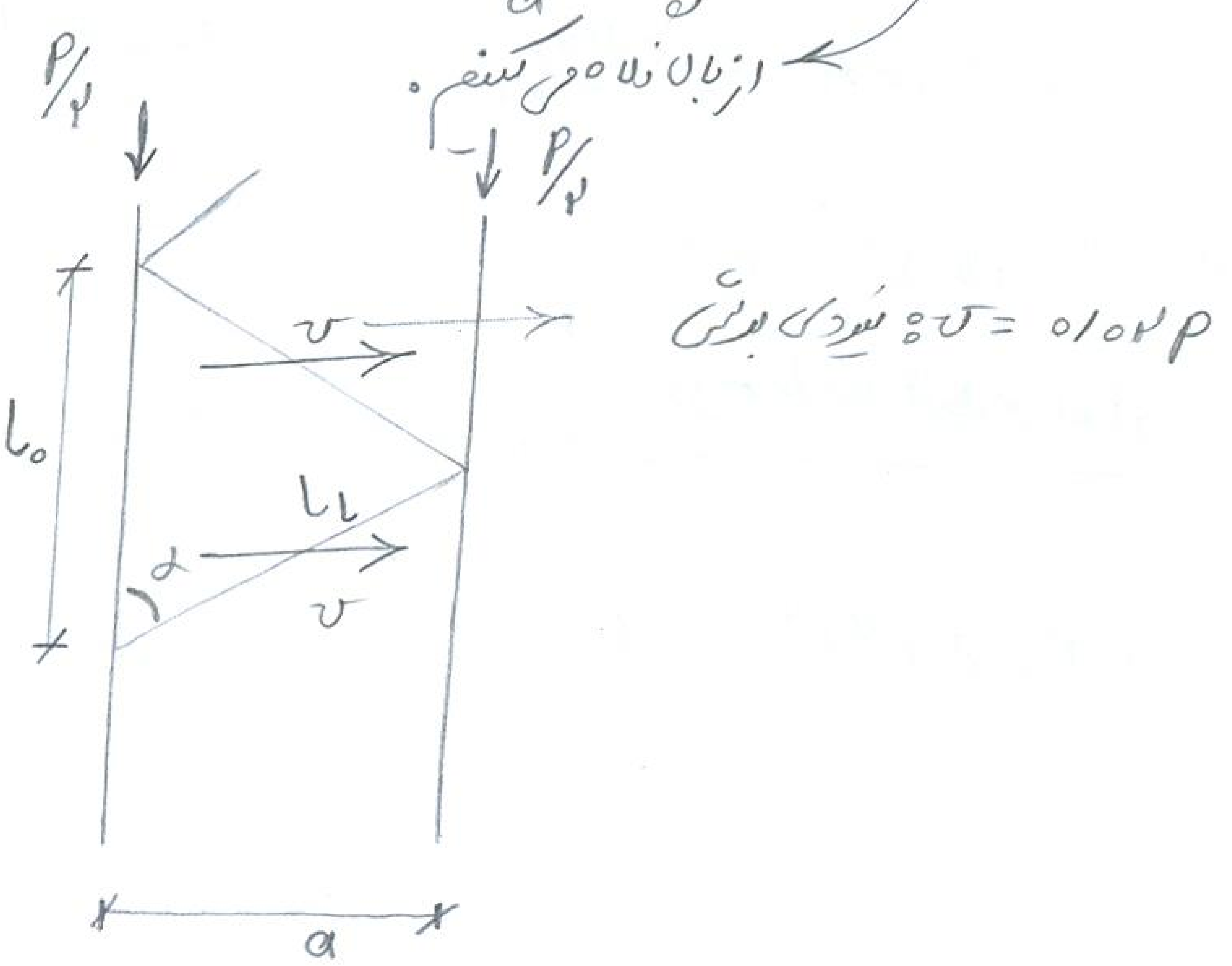
② طراحی بست (طول ها، عرض b، ضخامت t)

③ فاصله ی بست ها از یکدیگر (a)


حدود 1 cm
α
جوش
ساق جوش: $0/7t$
ضخامت حداقل: $a/40$
عرض ورق: $a + b_f - 2cm$
لبه بال
برای جوش کاری
base plate
a

توضیح در مورد شکل: این شکل ستونی است که از کنار به آن نگاه می کنیم و قسمت های هاشور زده بال عضوها و بقیه ورق مربعی و ورق مورب هستند.

a ← اجرایی شده که a_0 (حداکثر) از جدول اشکال


a
از بال نگاه می کنیم.
P/2
P/2
V
V
l_0
l_1
α
a

نیروی برشی : $V = 0/02P$

طراحی خود ستون : P ، K ، L

نیروی محوری

محاسبه‌ی لاغری

$$\begin{cases} \dfrac{K_xL}{r_x} \\[2ex] \dfrac{K_yL}{r_y} \rightarrow \dfrac{K'_yL}{r_y} \Rightarrow \max \longrightarrow \end{cases}$$

اصلاح شده‌ی K_y

$$K'_y : \begin{cases} 1.1\,K_y & \dfrac{K_yL}{r_y} \leq 40 \\[2ex] K_y\left(\sqrt{1+\dfrac{300}{\left(\dfrac{K_yL}{r_y}\right)^2}}\right) & \dfrac{K_yL}{r_y} > 40 \end{cases}$$

مبحث دهم :

$$\frac{K'_yL}{r_y} = \sqrt{\left(\frac{K_yL}{r_y}\right)^2 + \lambda_1^2} \quad , \quad \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{A}{2bt}} \times \frac{L_L^3}{L_0 \times a^2}$$

A : سطح مقطع کل عضو فشاری

طراحی بست :

طراحی بست :

☆ بست ها را برای نیروی برشی $V = 0.02P$ طراحی می‌کنیم.

نیروی فشاری هر بست : $P_L = \dfrac{V/2}{\sin\alpha}$

$k=1$

← هر بست ستونی با طول L_L و ضریب موثر $\boxed{k=1}$ با نیروی محوری P_L خواهد بود.

$$\boxed{L_L = \frac{a}{\sin\alpha}} \quad , \quad \boxed{L_0 = \frac{2a}{\tan\alpha}}$$

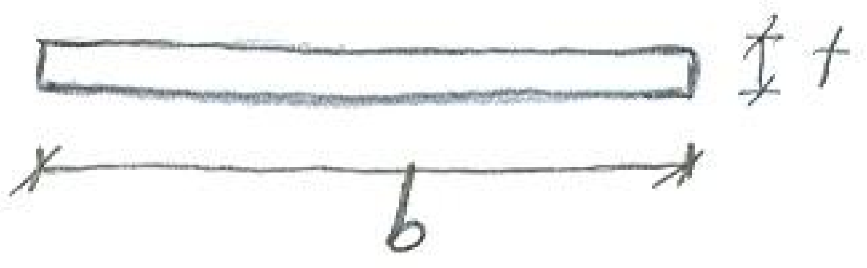
طول بست

فاصله‌ی بست ها از یکدیگر

α : زاویه بین بست و امتداد قائم

مقطع :

نکته : لاغری ورق بست باید کوچکتر از ۱۴۰ باشد.



$$r_{\min} = \sqrt{\frac{bt^3/12}{b \times t}} = \sqrt{\frac{t^2}{12}} = \sqrt{\frac{1}{12}} \times t = 0.29\,t$$

$$\frac{1 \times L_L}{0.29\,t} \leq 140 \longrightarrow \boxed{t \geq \frac{L_L}{40.6}}$$

ضخامت بست

تذکر: a باید یک مقدار اجرایی باشد. α نیز باید یک مقدار اجرایی باشد.

α باید همواره بزرگتر یا مساوی ۴۵° باشد ← (در اکثر موارد اجرایی α = ۶۰°)

- اگر a را محاسبه کنیم، سپس a را اجرایی می‌کنیم و α را مجدداً محاسبه می‌کنیم.

$$\Rightarrow \alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{2a}{L_0}\right)$$

a ← اجرایی

L_0 ← اجرایی

← از اینجا به بعد در همه‌ی محاسباتمان، α را همان α_1 قرار می‌دهیم.

گام بعدی:

$t \geq \frac{L_L}{40.6} \Rightarrow$ انتخاب t

$\rightarrow$ لاغری: $\frac{L_L}{0.29t}$ ← تنش مجاز از طریق جدول : $F_a = ?$ ← تنش الاستیک شیو

$0.29t \rightarrow r_{min}$

$F_a \geq \frac{P_L}{A_L} \Rightarrow b \times t = \frac{P_L}{F_a} \Rightarrow b = ? \rightarrow b = ✓ \rightarrow$ انتخاب b

---

گام بعدی:

← کنترل تک ستون: $k=1$ ، L_0 ، بار محوری: $P/2$

لاغری تک ستون: $\frac{kL_0}{r_{y_0}} \leq \frac{3}{4}$ بزرگترین لاغری ستون مرکب

r_{y_0} ← r حول محور y_0

نتیجه گیری:

اگر لاغری تک ستون بیشتر از حد مجاز بود، می‌توانیم a را کاهش دهیم.

- امّا اگر با کم کردن a، باز هم جواب نگرفتیم، باید مقطع را کلاً عوض کنیم.

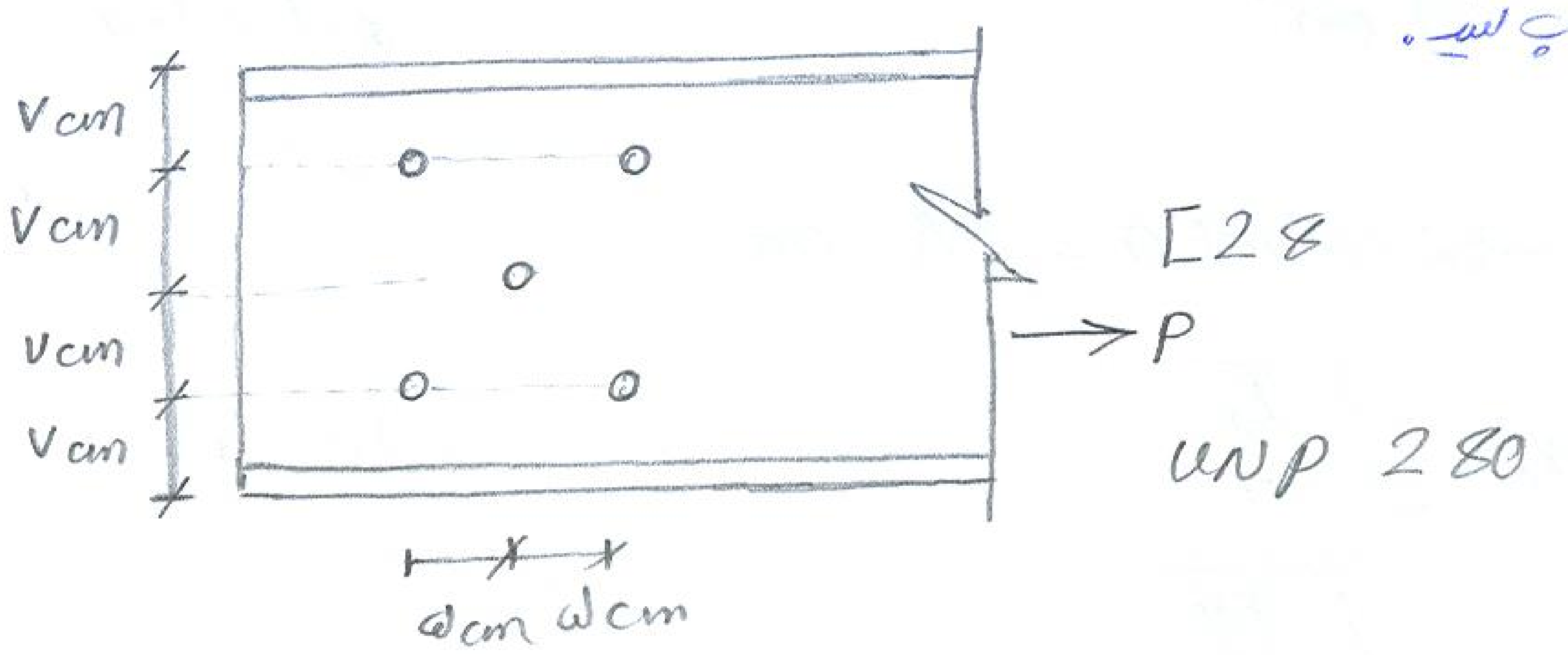
عرض ورق: $a + b_f - 2\,\text{cm}$

flange

بال

تمرین ۱)

برای ناودانی ۲۸ ، ⊏28 که با پیچ های به قطر ۲۲mm به وصله مطابق شکل زیر متصل شده است و تنش کشش [illegible] ظرفیت کششی آن را حساب کنید.



۷cm
۷cm
۷cm
۷cm
⊏28
P
UNP 280
۵cm ۵cm

با توجه به جدول اشتال تعیین می‌شود : t

با توجه به مقطع و شرایط پیچ گذاری : C_t

تمرین ۲)

ستونی به طول ۴ متر در طبقه‌ی همکف یک قاب بادبندی شده قرار دارد. بار ستون ۸۰ ton می‌باشد.

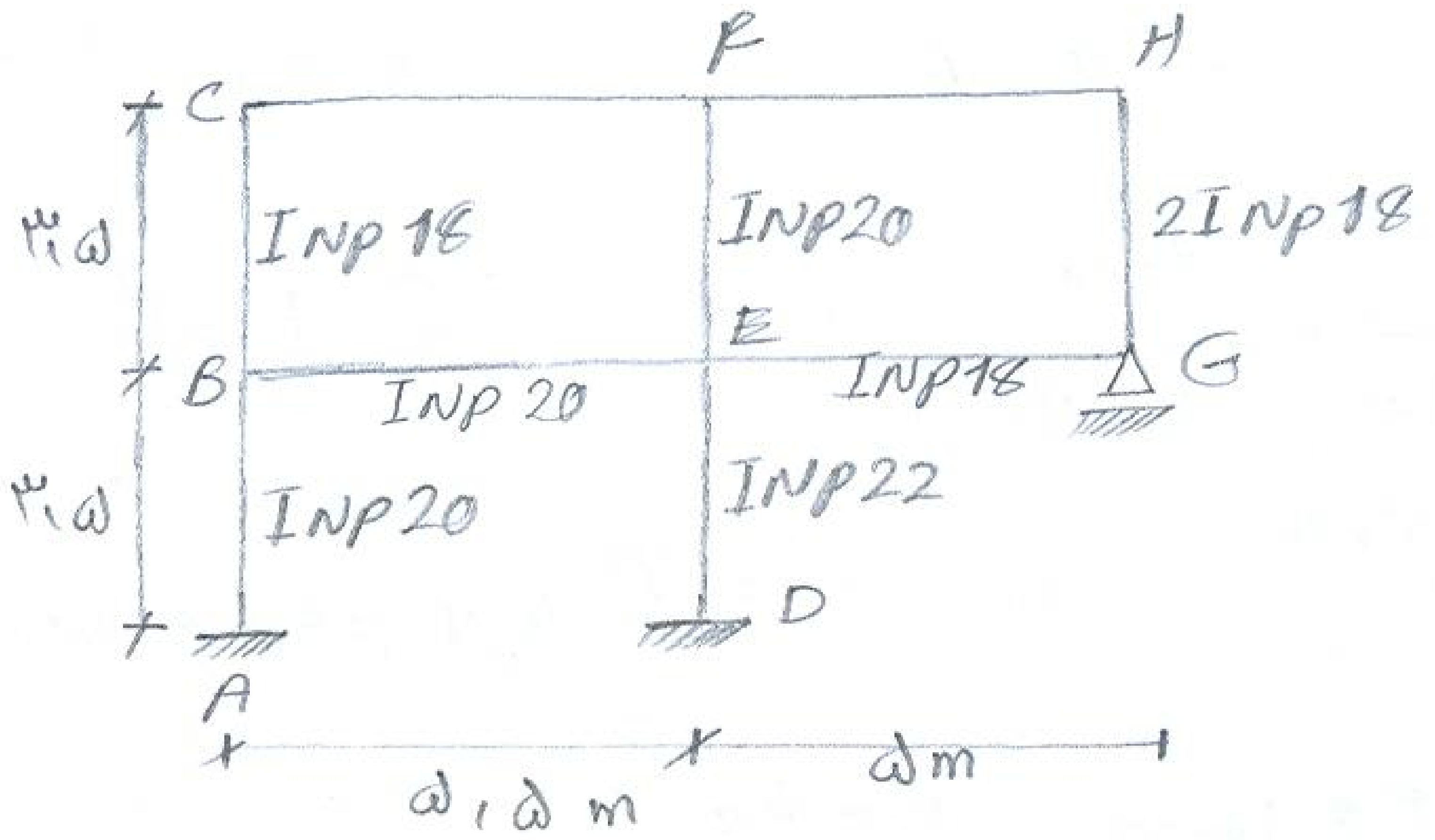
مطلوبست طرح ستون از IPB ، دوبل INP و دوبل IPE + plate . حالت

2IPE+2PL II

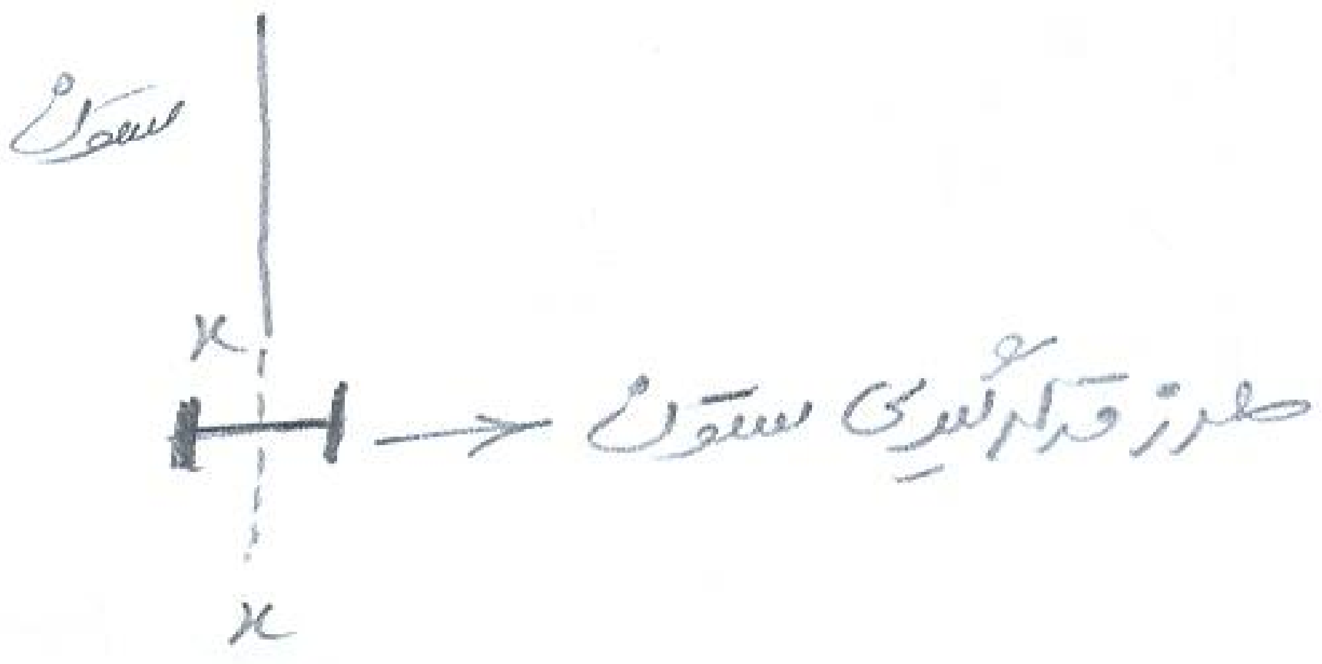
اقتصادی‌تر را انتخاب مشخص کنید.

تمرین ۳)

مطلوبست محاسبه‌ی ضریب طول مؤثر K در تمام ستون‌های قاب شکل زیر.



C
F
H
B
E
G
A
D
۳،۵
۳،۵
INP 18
INP20
2INP18
INP 20
INP18
INP20
INP22
۵،۵ m
۵m



ستون
x
x
طرز قرارگیری ستون

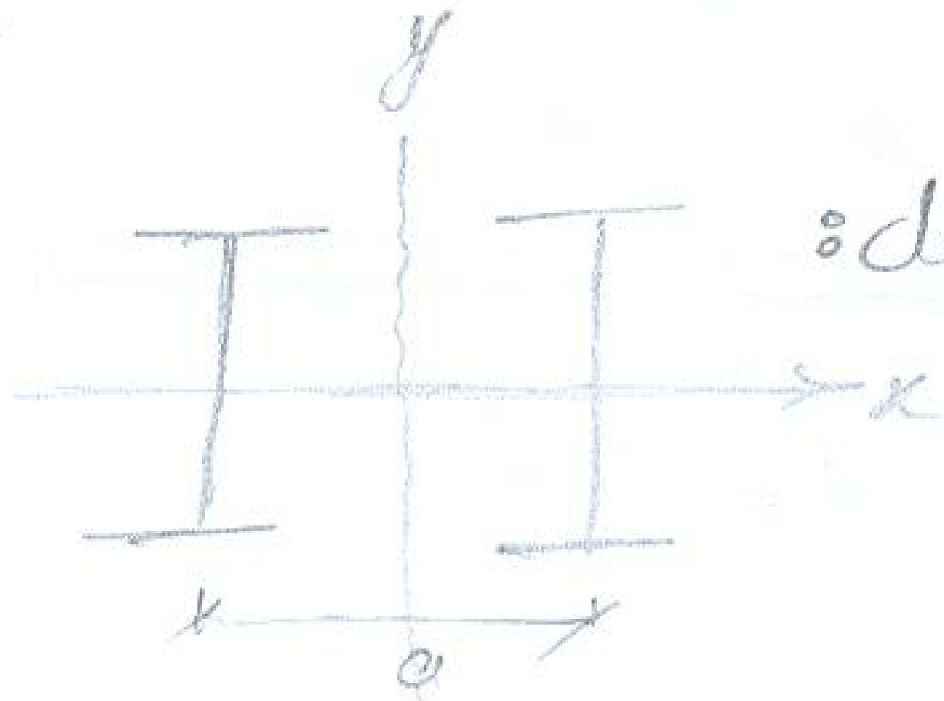
(Ex۵ (مثال

مطلوبست طراحی ستون با بست مورب در شرایط زیر: 2INP22 , L=۳m و k=۱ ,

$p = 100\ ton$

$$2INP22 \begin{cases} A = 2 \times 39.5 = 79\ cm^2 \\ a_1 = 17.2\ cm \xrightarrow{} \text{اجرایی}\ a = 18\ cm \end{cases}$$

گام اول:



$r_x = 8.8\ cm$ $\qquad r_x = \sqrt{\dfrac{I_x}{A}}$

$r_y = 9.22\ cm$ $\qquad r_y = \sqrt{\dfrac{I_y}{A}}$

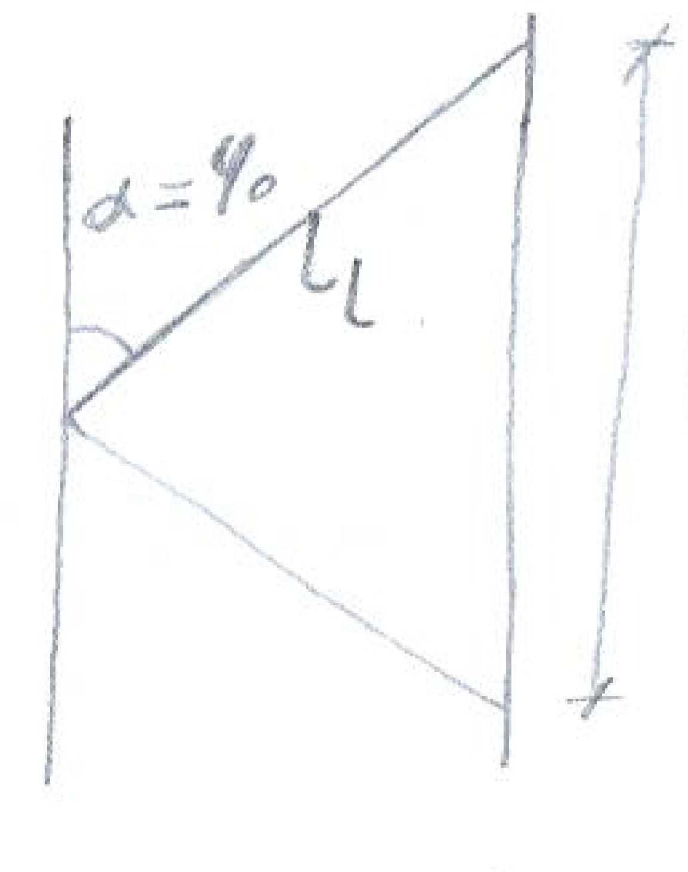
$r_{oy} = 2.02\ cm$ شعاع ژیراسیون تک مقطع حول محور y

$$\frac{k_x L}{r_x} = \frac{1 \times 300}{8.8} = 34.1 \quad \text{و} \quad \frac{k_y L}{r_y} = \frac{1 \times 300}{9.22} = \boxed{32.5 \leqslant 40}$$

⟸ درنتیجه برای اصلاح ky و استفاده از k'y می‌توان از فرمول زیر استفاده کرد:

$k'y = 1.1\ ky \Rightarrow k'y = 1.1 \times 32.5 = 35.8$ ✓

$\Rightarrow F_a = 1310 \Longrightarrow P_a = 1310 \times 79 = 105000\ kg = 105\ ton > P$



طراحی بست: $\alpha = 60°$ و $a = 18$

$$L_0 = \frac{2a}{\tan\alpha} = \frac{2 \times 18}{\tan 60} = 20.8 \xrightarrow{\text{اجرایی}} \underline{\underline{L_0 = 20}}$$

$$\rightarrow \tan\alpha_1 = \frac{2 \times 18}{20} \Rightarrow \alpha_1 = 61°$$

مقدار اصلی: $\alpha_1 = 60.945$

$$V = 0.02\,P = 0.02 \times 100000 = 2000\ kg$$

$$P_L = \frac{V/2}{\sin\alpha_1} = 1145\ kg$$

مقدار اصلی: $P_L = 1143.354$

$$L_L = \frac{a}{\sin\alpha_1} = \frac{18}{\sin 61} = 20.6\ cm$$

مقدار اصلی: $L_L = 20.58$

(ضخامت) $\dfrac{L_L}{40.6} \leqslant t \rightarrow t \geqslant 0.51 \rightarrow t = 0.5\ cm$

نکته: t را باید بزرگتر از ۰/۵۱ انتخاب کنیم ولی اینجا به خاطر ۰/۱ فاصله، ۵/۰ فرض کرد.

لاغری: ←

$$\frac{L_L}{0/294} = 142 \Rightarrow F_a = 536 \ \text{kg}/\text{m}^2$$

مقدار اصلی: $F_a = 535{,}35$

$$\frac{P_L}{A} \leqslant F_a \Rightarrow \frac{1145}{0/5\,b} \leqslant 536 \Rightarrow b \geqslant 4{,}5 \Longrightarrow \underline{b = 5 \text{ cm}}$$

اکنون می‌توانیم k'_y دقیق را نیز بدست آوریم: $k'_y = 35{,}58$

گام سوم: کنترل تک مقطع:

لاغری بست:

مربوط به بست

$$\frac{L_0}{r_{0y}} = \frac{20}{2{,}02} \overset{9{,}09}{\simeq} 10 \leqslant \tfrac{3}{4} \times \min\{34{,}1 \,,\, 35{,}58\} \quad \checkmark$$

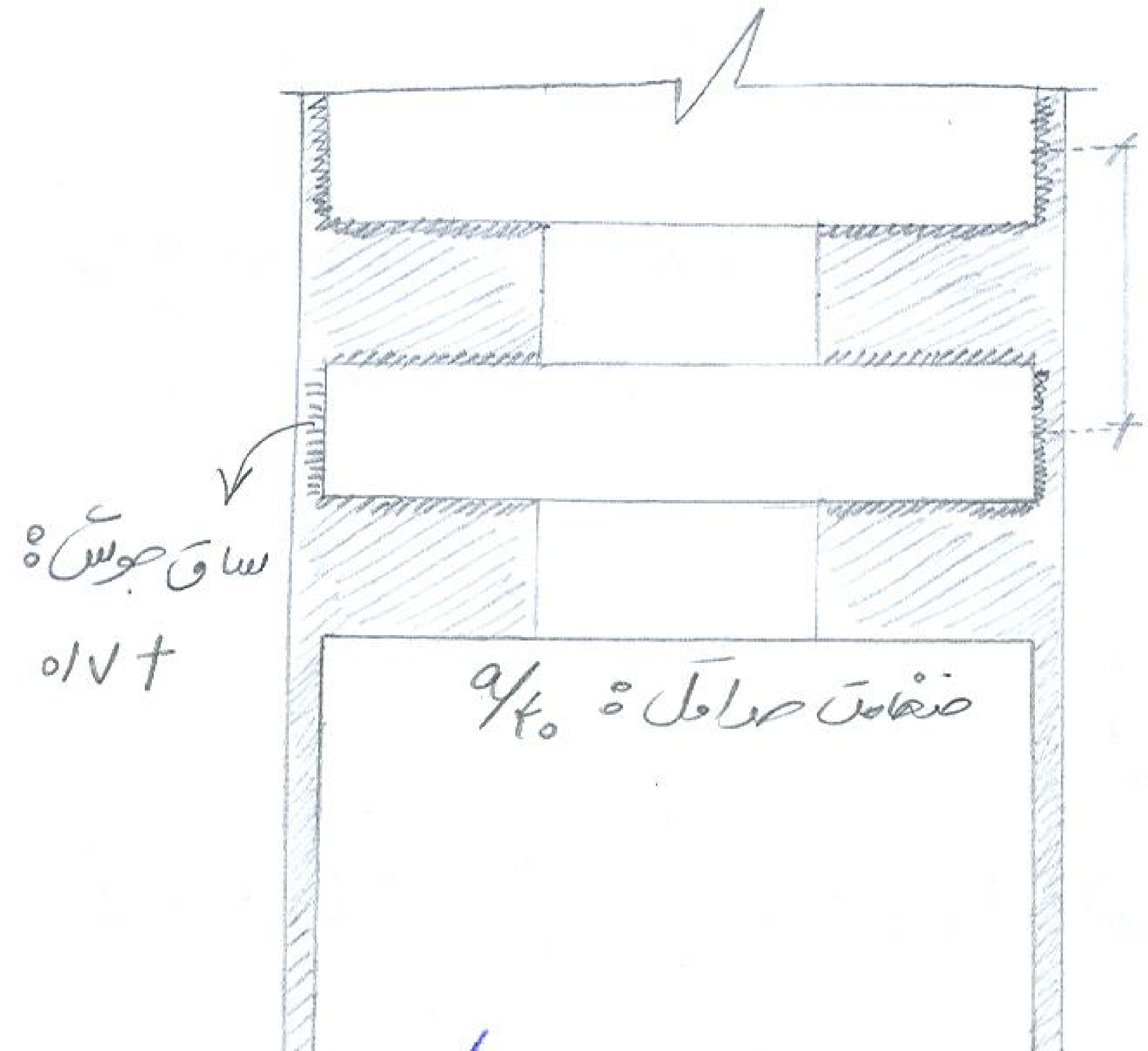
مربوط به تک ستون

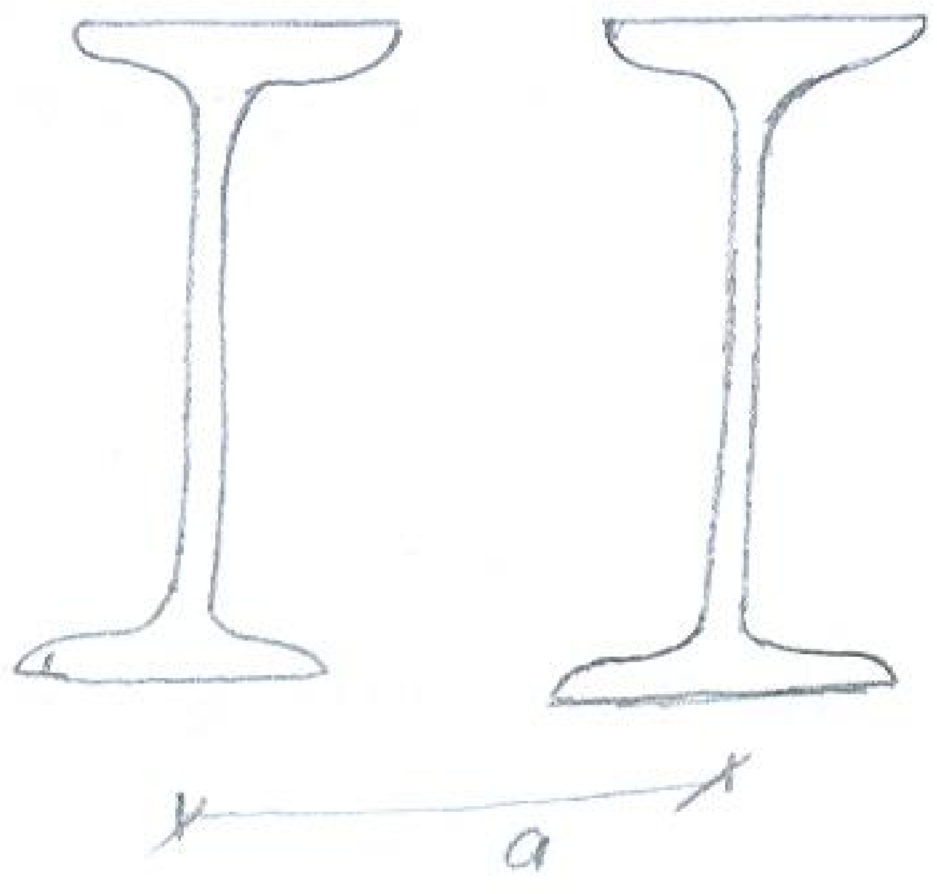
گام چهارم: ترسیم دتیل:

ترسیم دتیل: $PL\ 25 \times 25 \times 0/5$ ، ورق انتهایی: $\left(t_{min} = \frac{a}{40} = \frac{18}{40}\right)$

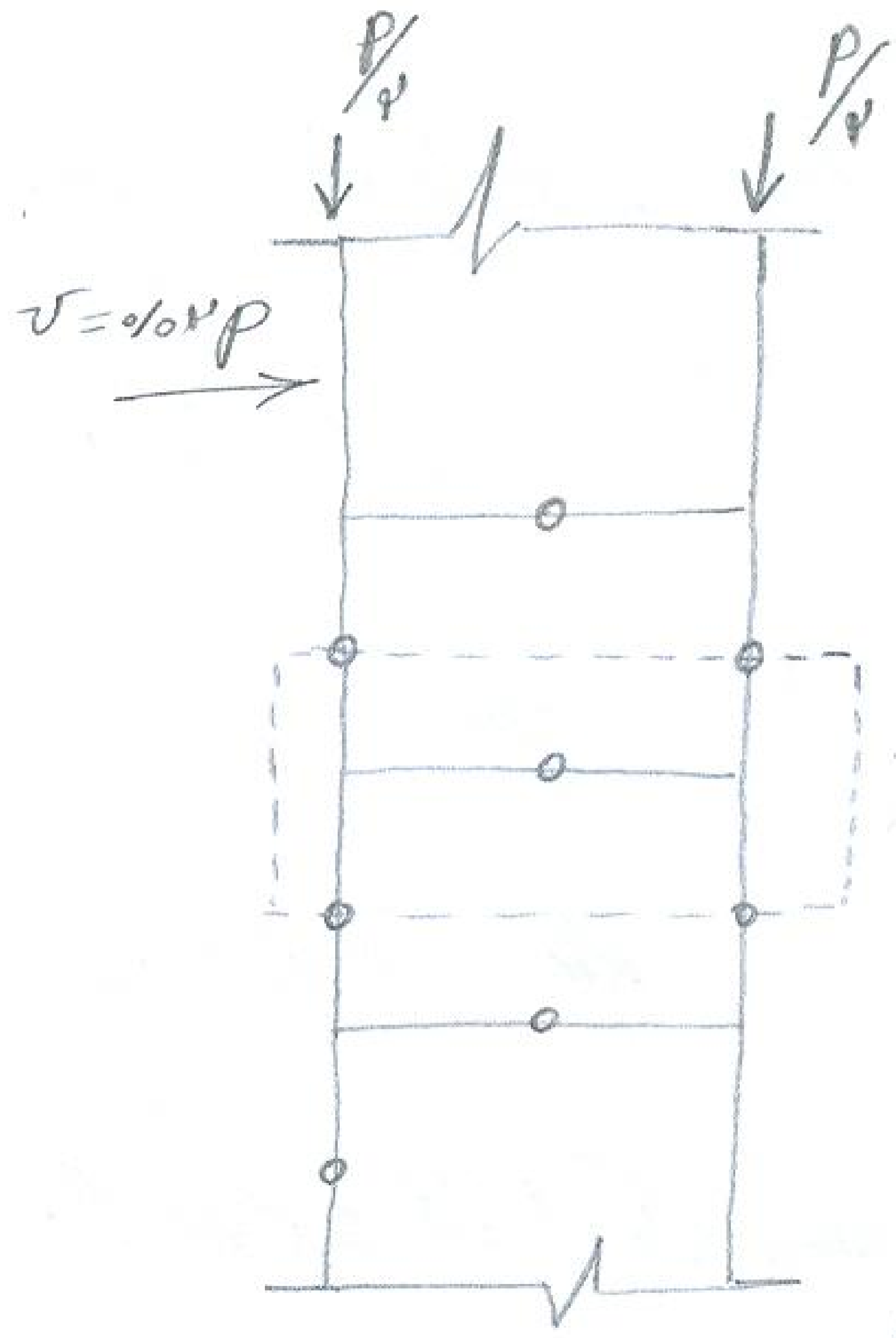
ورق بست: $PL\ 25 \times 25 \times 0/5$

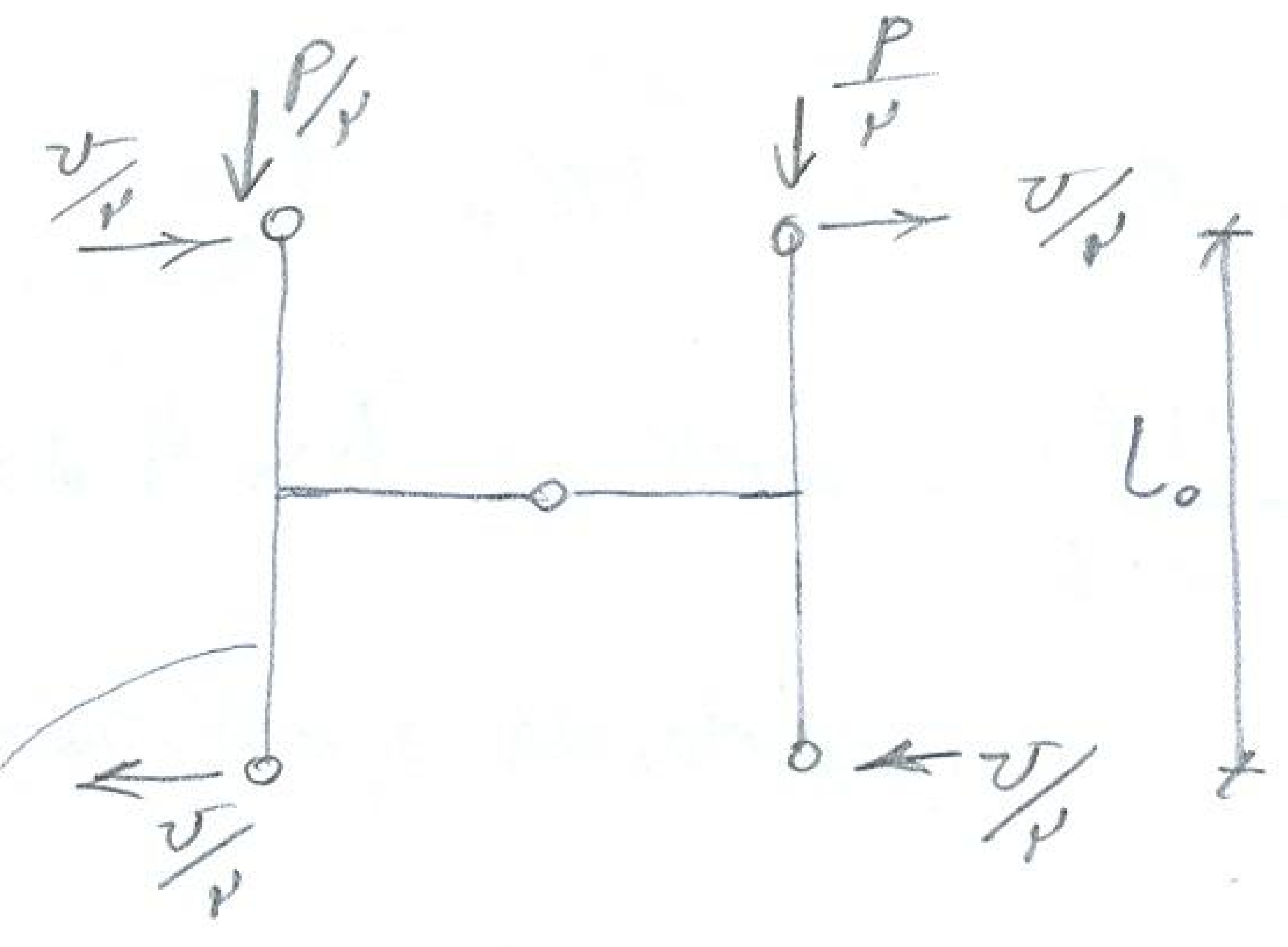
⟵ طراحی ستون‌های مرکب باز با بست موازی: ⟶

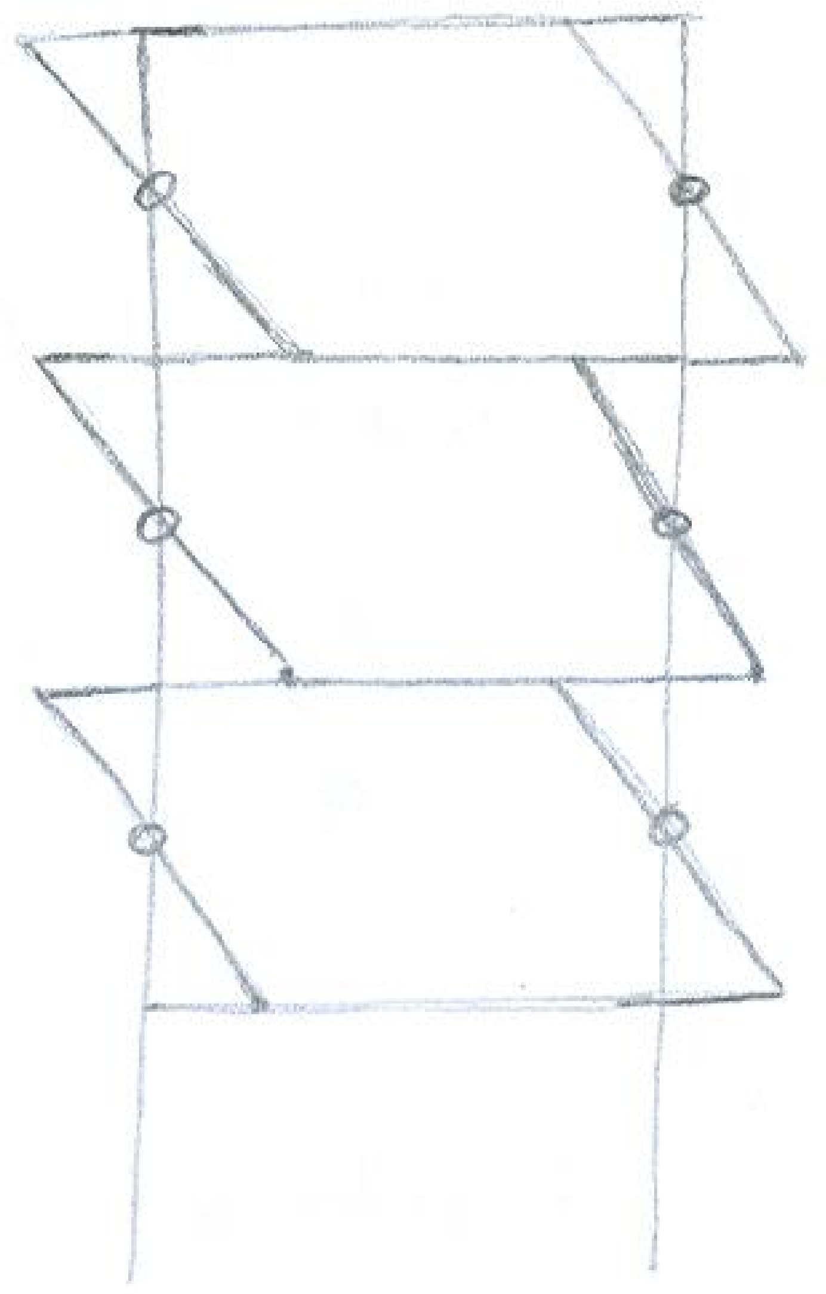


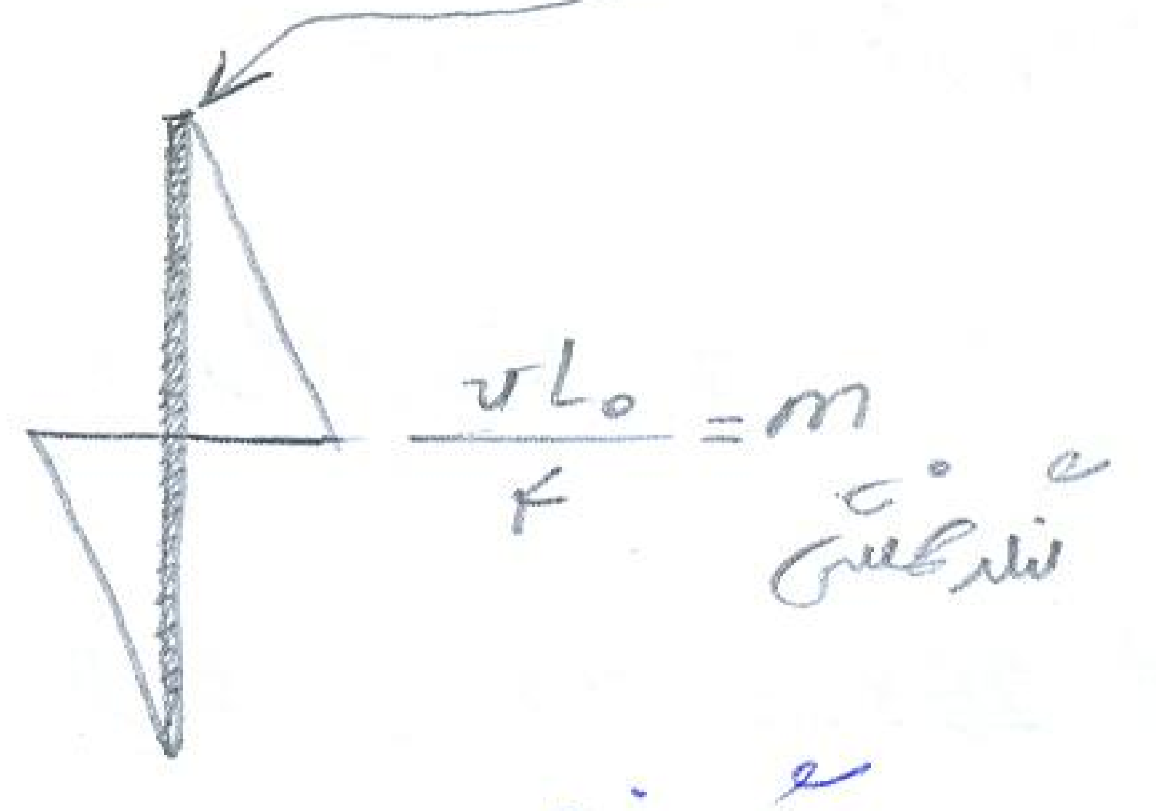


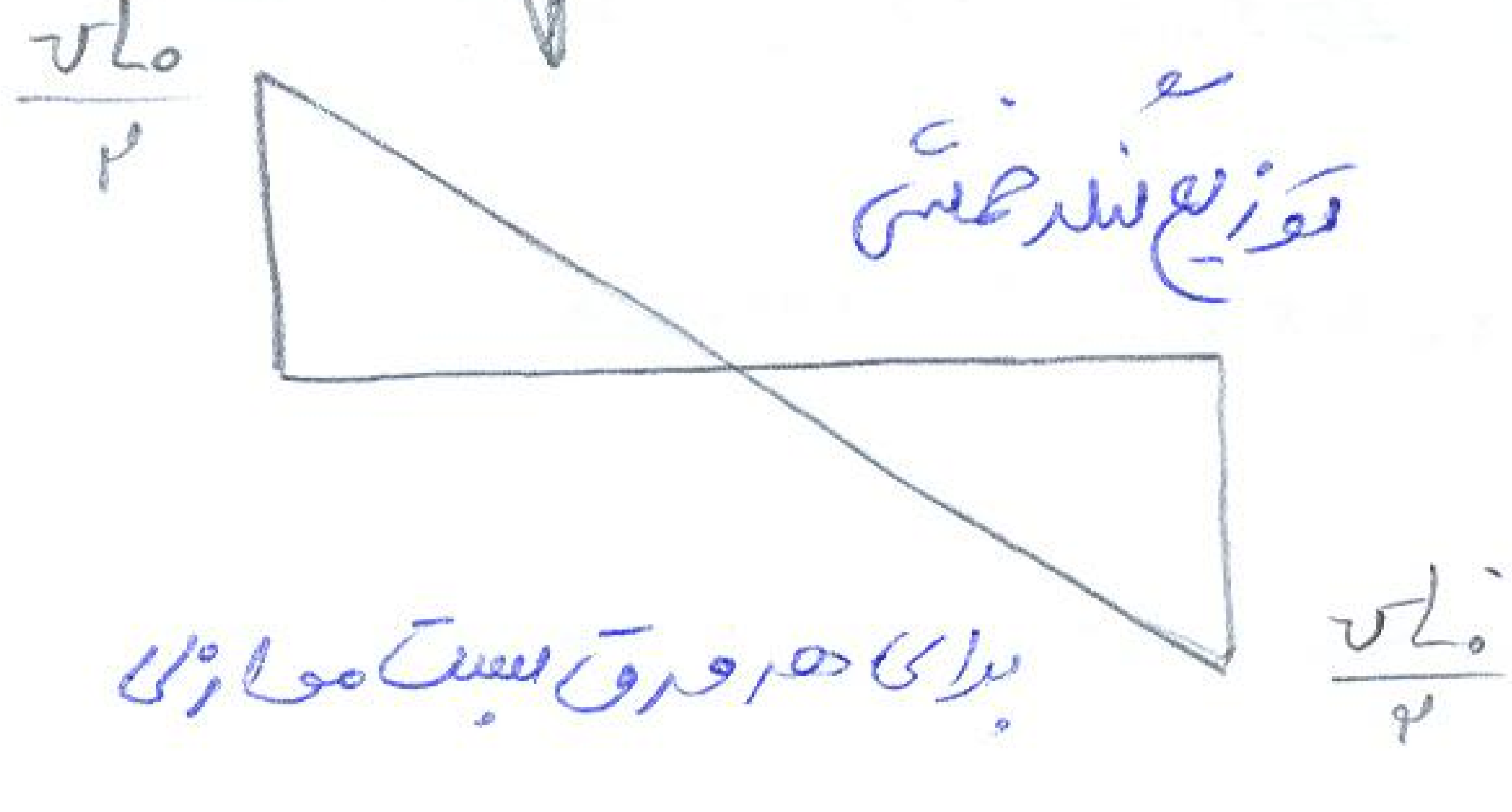
توجه: این ورق مربعی (مربع شکل) است.




P/2
V/2
P/2
V/2
L_0
V/2
V/2




$\frac{vL_0}{4} = m$
لنگر خمشی


$\frac{vL_0}{2}$
$\frac{vL_0}{2}$

توزیع لنگر خمشی

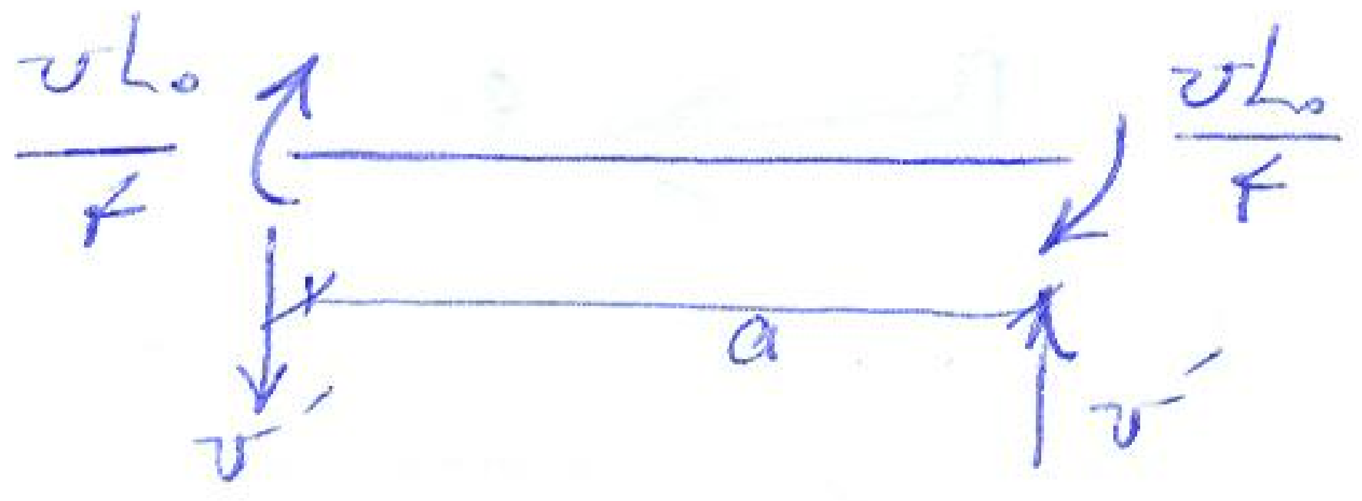
برای هر ورق بست موازی

تک ستون:
- تحت نیروی محوری $P/2$
- لنگر خمشی $\frac{vL_0}{4}$

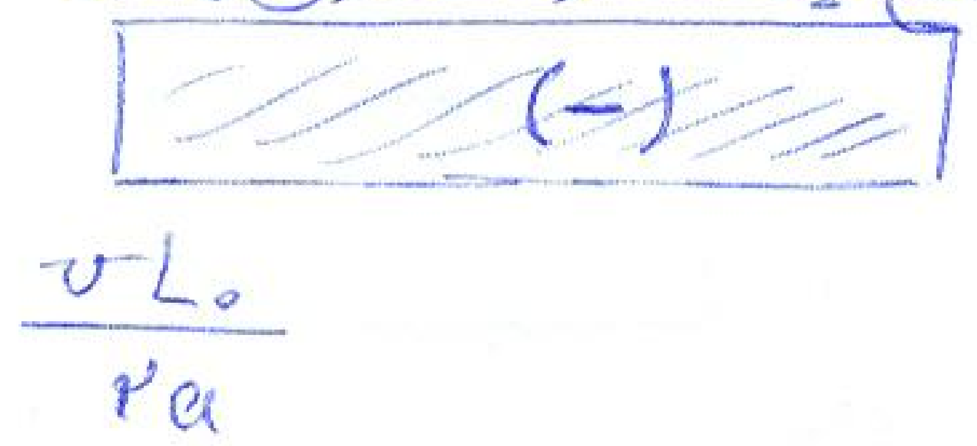
برای یک ورق بست:

$$m = \frac{vL_0}{4}$$ لنگر خمشی

$$v' = \frac{vL_0}{2a}$$ برش در ورق بست


$\frac{vL_0}{4}$
$\frac{vL_0}{4}$
v'
a
v'

توزیع برش در یک ورق بست



لاغری تک ستون $\leq \min\{40, \frac{2}{3}\lambda_y\}$

تذکر: در طراحی باید $L_0 \geq 2.5b$ باشد. در غیر اینصورت، بهتر است از یک ورق کامل سرتاسری استفاده کنیم.

گام های طراحی

① P و L و K باید مشخص باشد.

$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$

② طراحی خود ستون.

$$\begin{tikzcd} \frac{k_x L}{r_x} \arrow[r] & {} \arrow[r] & {} \arrow[r] & {} \arrow[d, dash] & \\ & & & {} \arrow[r, "max"'] & F_a = ? \arrow[r] & P_a = ? \\ k = \frac{k_y L}{r_y} \arrow[r, Rightarrow] & k' = \sqrt{k^2 + \left(\frac{L_0}{r_y}\right)^2} \arrow[rr] & & {} \arrow[u, dash] & \end{tikzcd}$$

کنترل ظرفیت

$r_y \rightarrow r_{0y}$

$L_0 = 50\ cm$ فرض اولیه

③ طراحی ورق بست:

$v = 0.02 P$

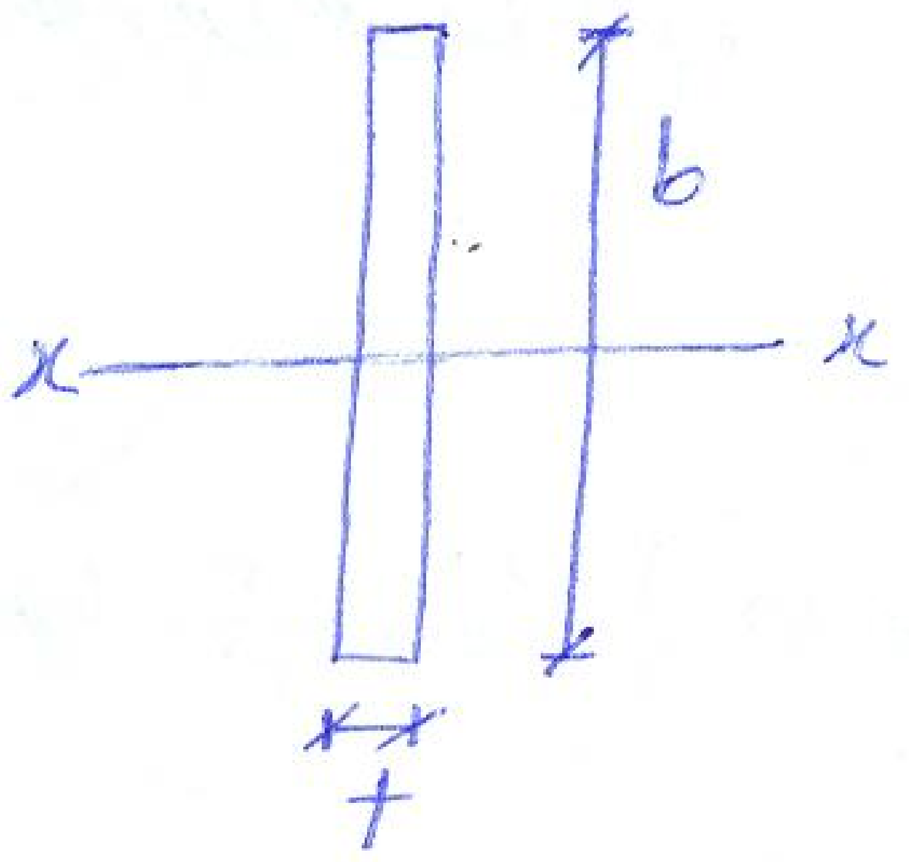
$\frac{v L_0}{2a} = v'$: برش در ورق بست ، $M = \frac{v L_0}{4}$: لنگر خمشی در ورق بست

(طراحی براساس تئوری تیرها)

$\sigma_x = \frac{M_x y}{I_x} = \frac{M_x}{W_x}$

$W_x = \frac{I_x}{y}$ ، $y = b/2$

$\rightarrow \sigma_x \le 0.6 F_y$



$I_x = \frac{b^3 t}{12}$

$W_x = \frac{t b^2}{6}$

$0.6 F_y = \frac{vL_0/4}{\frac{tb^2}{6}} \Rightarrow$ t انتخاب $\rightarrow$ محاسبه ی b

$\frac{a}{50} \le t \le (~~t_p~~\ t_p - 2mm)$

اجباری

ترجیحاً

ضخامت ورق بست

کنترل برش در ورق بست:

کنترل برش در ورق بست:

$v' = \frac{v L_0}{2a}$ ، $\sigma_v = \frac{1.5\, v'}{bt} \le 0.4 F_y$

برای ورق مستطیلی

ضریب شکل برای مقطع مستطیلی

طول اجرایی ورق بست :

$$L = a + b_f - ۲\,cm$$

④ کنترل تک ستون :

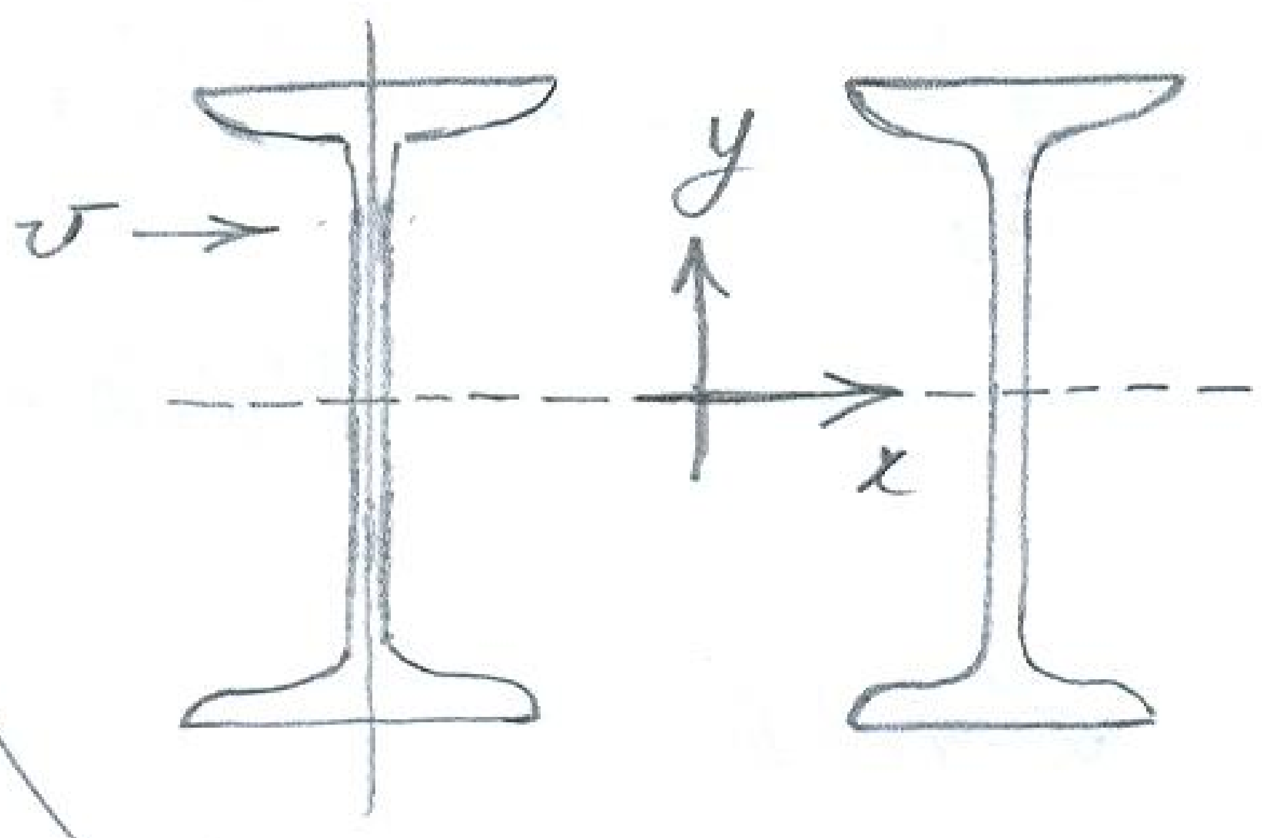
$$m_y = \frac{V L_0}{۴}$$ → لنگر خمشی ایجاد شده حول محور ضعیف تک (y)

$$w_{oy} = \frac{I_{oy}}{x_{max}}$$

$$\boxed{\frac{P/۲}{A_0} + \frac{M_y}{W_{oy}} \leqslant ۰/۶\,F_y}$$

سطح مقطع تک ستون

اساس مقطع تک ستون حول محور y



اگر این رابطه برقرار نبود، فقط می توان L_0 را کمتر کرد تا این رابطه برقرار گردد. اگر دیدیم L_0 خیلی باید کمتر باشد، باید برگردیم و مقطع را بزرگتر انتخاب کنیم.

$$\boxed{\text{لاغری تک ستون} \leqslant \min\left\{ ۴۰ \text{ و } \frac{۲}{۳}\lambda_y \right\}}$$

Exa) مثال) مطلوبست طراحی ستون مثال قبل با بست موازی :

$p = 100\,ton$ $k = 1$ $L = ۳۰۰\,cm$

$$۲INP22 \begin{cases} A = ۲ \times ۳۹/۵ = ۷۹\,cm^۲ \\ a_1 = ۱۷/۲ \xrightarrow{\text{اجرایی}} a = ۱۸\,cm \end{cases}$$

$r_{oy} = ۲/۰۲\,cm$ ، $r_x = ۸/۱۸\,cm$ $r_y = ۹/۲۲\,cm$

$w_{oy} = ۳۳/۱\,cm^۳$

$cm^۳$

$L_0 = ۵۰ \text{ cm}$ $\qquad \frac{K_x L}{r_x} = \frac{۱ \times ۳۰۰}{۸٫۸} = ۳۴$

$$K'_y = \sqrt{\left(\frac{۱ \times ۳۰۰}{۹٫۲۲}\right)^۲ + \left(\frac{۵۰}{۲٫۰۲}\right)^۲} = ۴۰٫۸۸ \Bigg\} \Rightarrow F_a = ۱۲۸۲$$

$$\Rightarrow P_a = ۱۲۸۲ \times ۷۹$$

$$\Rightarrow P_a = ۱۰۱۲۰۰ \text{kg} > ۱۰۰۰۰۰ \text{ kg} \checkmark$$

ق ق

$V = ۰٫۰۲\, P = ۲۰۰۰ \text{ kg}$

ورق بست :

$$\begin{cases} M = \frac{۲۰۰۰ \times ۵۰}{۴} = ۲۵۰۰۰ \text{kg.cm} \\ V' = \frac{۲۰۰۰ \times ۵۰}{۲ \times ۱۸} = ۲۷۷۸ \text{ kg} \end{cases}$$

$$\frac{M}{W} = \frac{۲۵۰۰۰}{\frac{tb^۲}{۶}} = ۰٫۶ \times ۲۴۰۰ = ۱۴۴۰ \Rightarrow tb^۲ = ۶ \times ۱۷٫۳۶ \Rightarrow t_{min} = \frac{a}{۴۰} = ۰٫۴۵$$

$t_{max} =$

$$\sigma_v = \frac{۱٫۵ V'}{b \times t} = ۴۰۸ < ۹۶۰ \text{ ok} \checkmark$$

۱۵٫۲۱

$L = ۱۸ + ۹٫۸ - ۲ \text{ cm} \simeq ۲۵ \text{ cm}$

کنترل تک ستون :

$$\underbrace{۰٫۶ \times ۲۴۰۰}_{۱۴۴۰} > \frac{۱۰۰۰۰۰/۲}{۳۹٫۵} + \frac{۲۵۰۰۰}{۳۳٫۱} = ۲۰۲۱ \text{ kg/cm}^۲ \quad \times \quad \text{Not ok}$$

کاهش L_0

$$L_0 = ۲۵ \text{ cm} \Rightarrow \frac{۱۰۰۰۰۰/۲}{۳۹٫۵} + \frac{\frac{۲۰۰۰ \times ۲۵}{۴}}{۳۳٫۱} = ۱۶۴۳ \nless ۱۴۴۰ \quad \text{Not ok}$$

بدلیل عدم جوابگویی تک ستون ⟸ تغییر مقطع کل ستون به 2INP 24

$$\text{کنترل تک ستون} = \frac{۱۰۰۰۰۰/۲}{۴۶٫۱} + \frac{\frac{۲۰۰۰ \times ۲۵}{۴}}{۴۱٫۷} \Rightarrow ۱۳۸۱ < ۱۴۴۰ \quad \text{ok} \checkmark$$

گام نهم

$$\lambda_{\text{تک ستون}} \leqslant \min \left\{ ۴۰ \text{ و } \tfrac{۲}{۳} K_y \right\} \checkmark$$

و در نهایت ترسیم دیتیل :

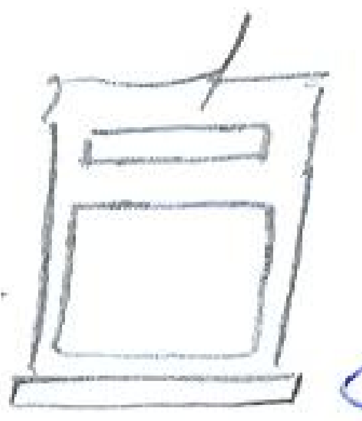
HW ← تاریخ تحویل : ۸۸,۹,۲۵

مطلوبست طراحی یک ستون در شرایط K=1 و نیروی فشاری 150 ton از ۲IPE برای

طول ستون ۳,۲m در شرایط زیر :

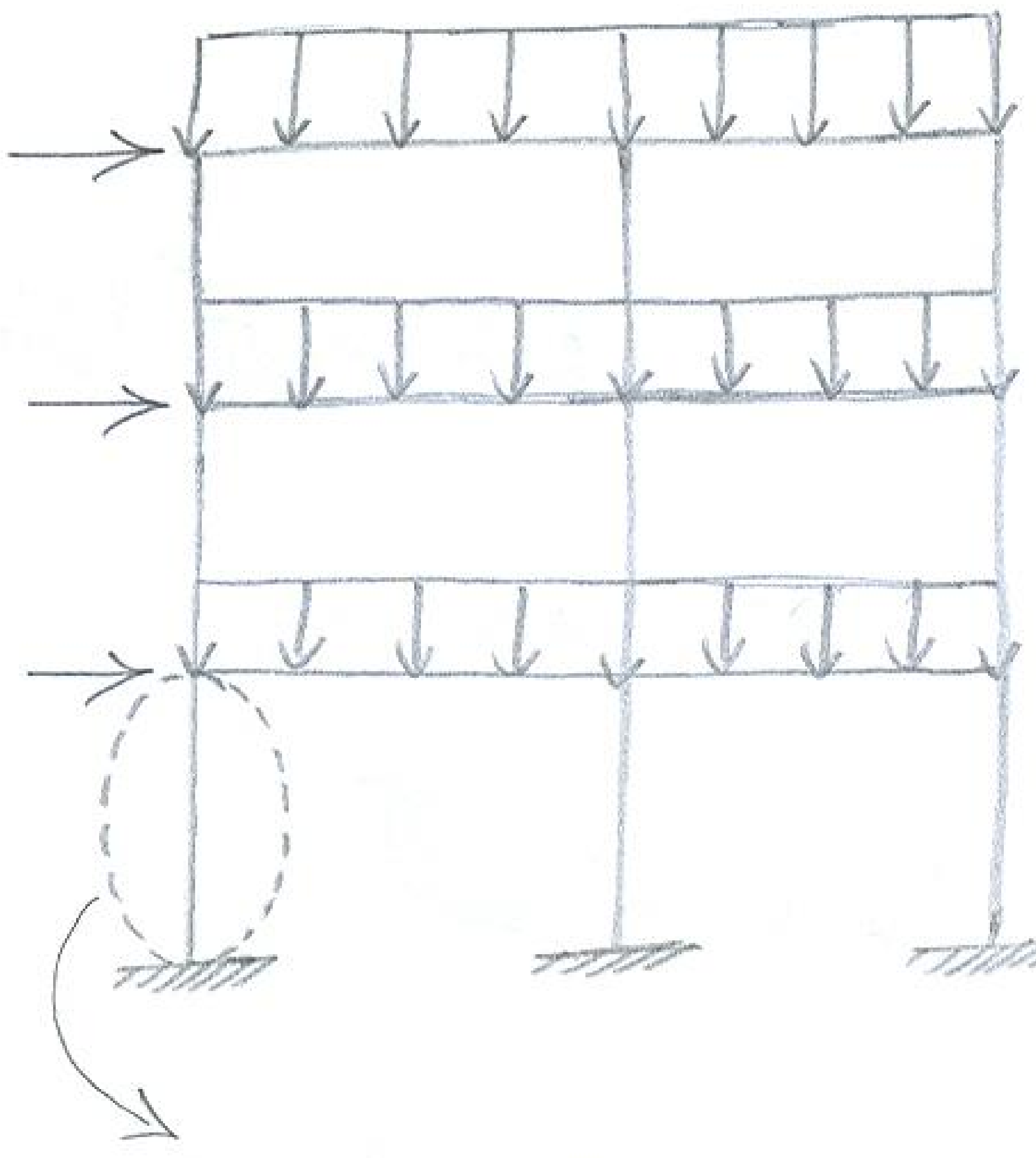
الف) ستون با بست مورب

ب) ستون با بست موازی

(بست ها با مقیاس ترسیم شوند) دقیقاً زیر شکل  مقطع را رسم کنید.

: ستون ها تحت بار خارج از محور (تیر ستون ها) :

مطابق با آئین نامه، مقاطعی که تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند، باید به گونه ای طراحی شوند که روابط زیر توأماً صدق نمایند (برقرار باشند)



تیر ستون

اگر معادله اول جواب بدهد و معادله دوم جواب ندهد هنگام تغییر مقطع دیگر فقط معادله دوم را کنترل می کنیم.

$$\text{if } \frac{f_a}{F_a} \geqslant 0.15 \quad \begin{cases} \dfrac{f_a}{0.6F_y} + \dfrac{f_{bx}}{F_{bx}} + \dfrac{f_{by}}{F_{by}} \leqslant 1.0 \\ \\ \dfrac{f_a}{F_a} + \dfrac{C_{mx} f_{bx}}{F_{bx}\left(1 - \dfrac{f_a}{F'_{ex}}\right)} + \dfrac{C_{my} f_{by}}{F_{by}\left(1 - \dfrac{f_a}{F'_{ey}}\right)} \leqslant 1.0 \end{cases}$$

$$\text{if}\quad \frac{f_a}{F_a} \leq 0.15 \Rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

تنش موجود در اثر بار محوری : $f_a = \frac{P}{A}$

تنش موجود در اثر لنگر حول محور x : $f_{bx} = \frac{M_x}{W_x}$

تنش موجود در اثر لنگر حول محور y : $f_{by} = \frac{M_y}{W_y}$

$F_a =$ تنش مجاز فشاری براساس لاغری بزرگتر :

$\hookrightarrow \max \left\{ \frac{K_x L}{r_x} , \frac{K_y L}{r_y} \right\}$

$F_b =$ تنش مجاز خمشی $\longrightarrow$ $F_b = 0.6 F_y$ یا $F_b = 0.66 F_y$

$\hookrightarrow$ bending

تنش مجاز اولر $= F'_e$

$$F'_{ex} = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2}$$

$$F'_{ey} = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2}$$

تنش های مجاز :

در کشش = $0.6 F_y$

در فشار : براساس لاغری

در لهیدگی = $0.75 F_y$

در کشش برای مقاطع سوراخ شده : $0.33 F_u$

در خمش

Ⓐ مقاطع نورد شده فشرده و یا مرکب فشرده ← $۰/۶۶ F_y$

Ⓑ مقاطعی که شرایط ① و ② مقطع فشرده را دارند (مثل مقطع I و H) (خمش حول محور ضعیف) $F_b = ۰/۷۵ F_y$

Ⓒ مقاطعی که تکیه‌گاه جانبی در فواصل مناسب دارند ولی شرایط یک تا چهار مقطع فشرده را ندارند. $F_b = ۰/۶ F_y$

تنش مجاز خمشی در تیرورق ها : $F_b = \dfrac{۸۴ \times ۱۰^{۴} \times C_b}{L \times \dfrac{d}{A_f}} \leq ۰/۶ F_y$

d ← ارتفاع تیرورق

L ← فواصل مهار جانبی تیرورق ها

A_f ← سطح مقطع بال فشاری

«جلسه نهم» ۸۸٫۹٫۱۸ «با نام آنکه جانم بدست اوست»

«ای مردم از خدا بترسید و بیندیشید از آن روزی که هیچ پدری را به جای فرزند و نه هیچ فرزندی را به جای پدر پاداش و کیفر کنند.» «آیه‌ی ۳۳ سوره لقمان»

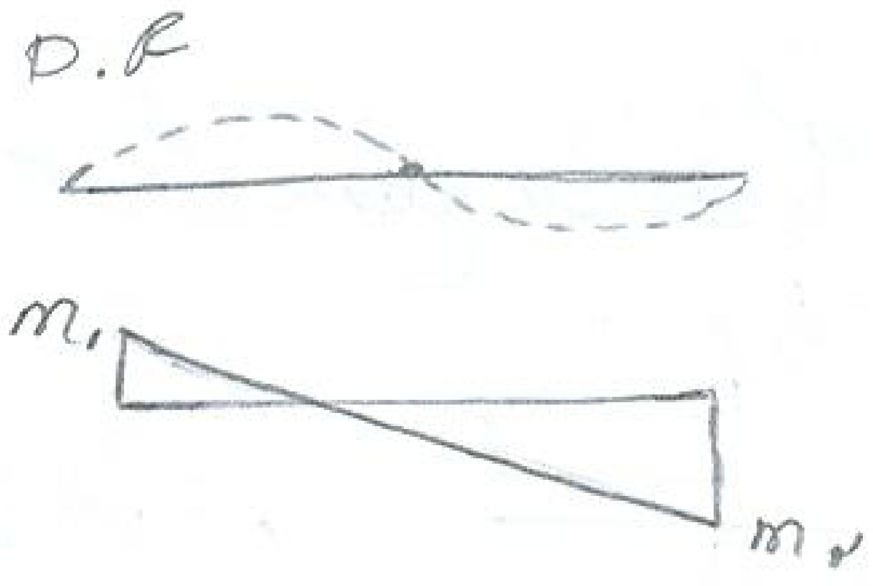
▨ F_b تیر-ورق‌ها:

$$C_b = 1.75 + 1.05\frac{M_1}{M_2} + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3$$

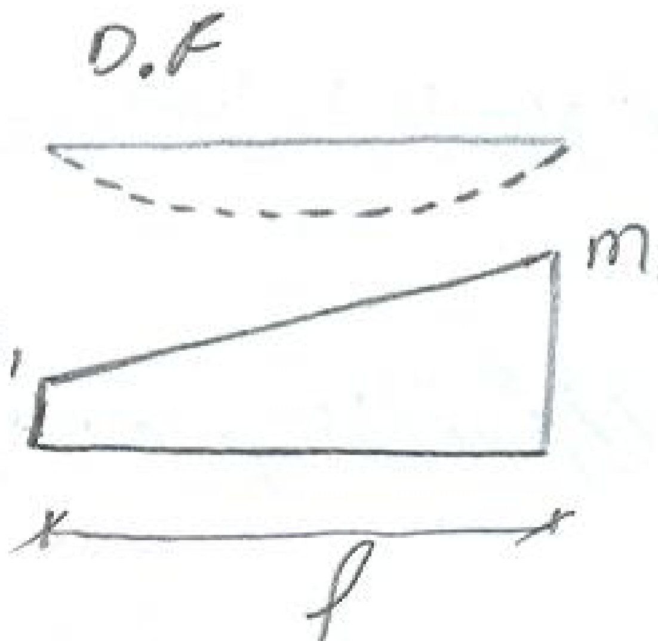
: M_1 و M_2 لنگرهای دو طرف قطعه‌ی مهار شده از تیر می‌باشند. $M_1 < M_2$

: M_1 و M_2 فقط قدرمطلق‌ها هستند. آنکه بزرگتر است M_2 و کوچکتر M_1 است.

l : فاصله‌ی بین مهارهای جانبی



انحنای مضاعف یا دوگانه



انحنای ساده

نکته: در روابط M_1/M_2 را با علامت مثبت به کار می‌بریم.

نکته: در روابط M_1/M_2 را با علامت منفی به کار می‌بریم.

▨ هرچه فاصله‌ی بین مهارهای جانبی بیشتر باشد ← C_b کوچکتر و F_b نیز کوچکتر خواهد بود.

$C_m = 0.85$

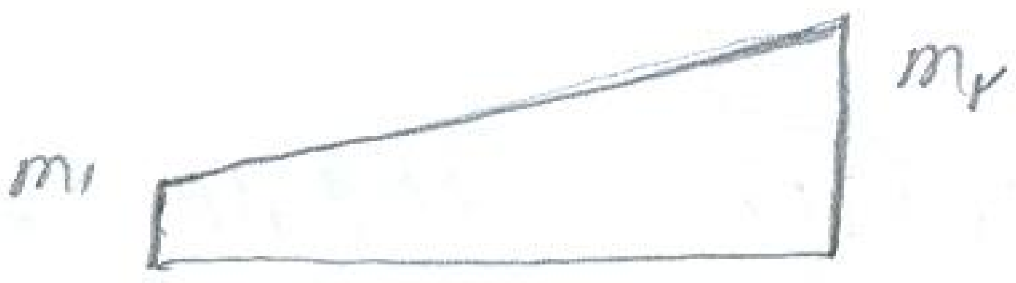
▨ تعریف ضریب C_m: ① برای قطعات فشاری در قاب‌های با بادبندی نشده (بدون مهار جانبی): ←

② برای قطعات فشاری در قاب‌های با بادبندی شده (با مهار جانبی) یا (بدون حرکت جانبی):

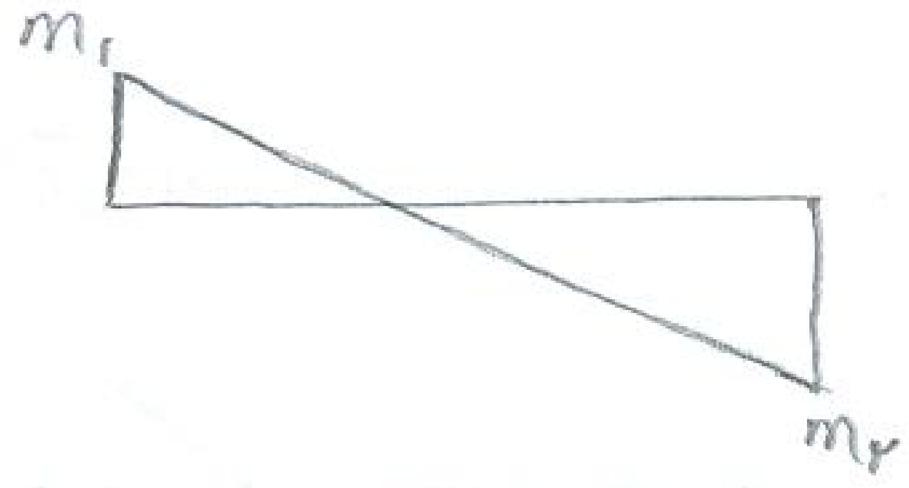
– اگر نیروی خارجی در دو انتها به قطعه وارد شود و در بین دو انتها نیروی خارجی وجود نداشته باشد:

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

C_m مربوط به تیر-ستون ← قطعه ← ستون ← نیرو در طول وجود نداشته باشد.



$\frac{m_1}{m_2} = -$ }



$\frac{m_1}{m_2} = +$

– اگر نیروی خارجی در دو انتها به قطعه وارد شود و در بین دو انتها نیروی خارجی موجود باشد:

$C_m = 1$ اتصالات ساده ، $C_m = ۰/۸۵$ اتصالات گیردار

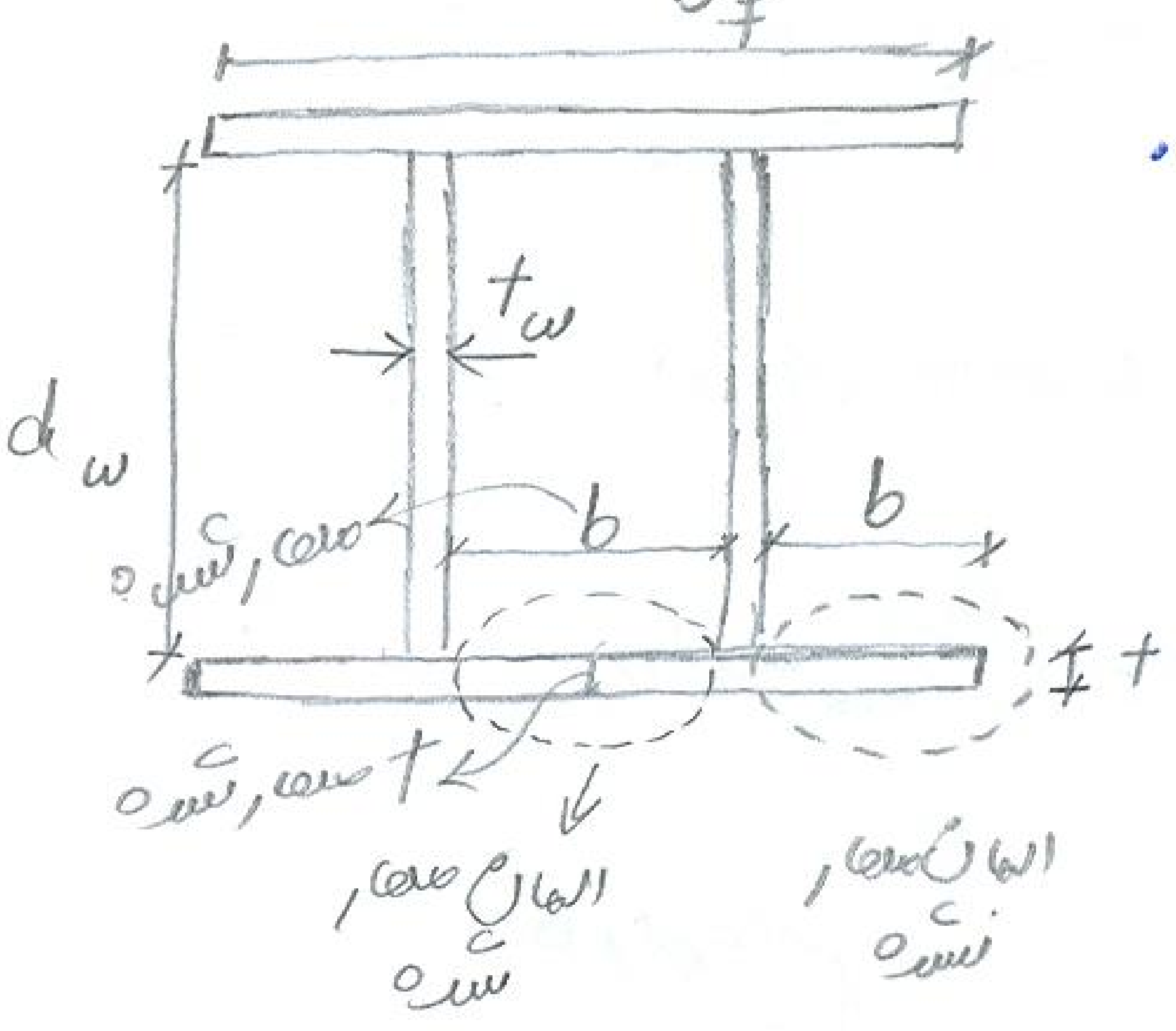
(اگر نیروی خارجی بین دو انتهای قطعه به آن وارد شود):

▨ تعریف مقاطع فشرده:

مقاطع فشرده باید شرایط زیر را دارا باشند: توجه: همه‌ی این شروط همزمان باید اعمال شوند

① بال ها در سراسر طول به جان (یا جان ها) متصل باشند (جوش منقطع نداشته باشیم)

② نسبت $\frac{b}{t}$ (b ← عرض، t ← ضخامت) المان مهار نشده در بال فشاری از $\frac{۵۴۵}{\sqrt{F_y}}$ بیشتر نشود. نشده



$$\frac{b}{t} \leq \frac{۵۴۵}{\sqrt{\cancel{F_y}F_y}} \xrightarrow{F_y = ۲۴۰۰} \simeq 11,12$$

هرچه b/t بزرگتر باشد امکان کمانش موضعی دارد.

③ نسبت b/t در المان مهار شده بال فشاری از $\frac{۱۵۷}{\sqrt{F_y}}$ بیشتر نشود. شده

$$\frac{b}{t} \leq \frac{۱۵۰۰}{\sqrt{F_y}}$$

دو بال ها ← بال بالایی ← فشار
〃 ← بال پایینی ← کشش

اما در مقاطع دیگر هر آن ممکن است یکی از بال ها در کشش و دیگری در فشار باشد.

④ میزان ارتفاع جان (d_w) و ضخامت جان (t_w) روابط زیر برقرار باشد:

تنش فشاری موجود

$$\text{if}: \frac{F_a}{F_y} \leq ۰٫۱۶ \Rightarrow \frac{d_w}{t_w} \leq \frac{۵۳۶۵}{\sqrt{F_y}}\left(۱ - ۳٫۷۴\frac{F_a}{F_y}\right)$$

$$\text{if}: \frac{F_a}{F_y} > ۰٫۱۶ \Rightarrow \frac{d_w}{t_w} \leq \frac{۲۱۵۵}{\sqrt{F_y}} \xrightarrow{F_y=۲۴۰۰} \frac{۲۱۵۵}{\sqrt{F_y}} = ۴۳٫۸$$

⑤ بال فشاری در فواصل l_b دارای تکیه گاه جانبی باشد.

$$l_b \leq \frac{۶۳۶\, b_f}{\sqrt{F_y}} \xrightarrow{F_y=۲۴۰۰} \frac{۶۳۶\, b_f}{\sqrt{F_y}} = ۱۳\, b_f$$

▨ جدولی که در مبحث دهم است کامل کننده این شرایط است. «جدول 1-1-10»

▨ در مقاطع غیر فشرده b/f حداکثر ۱۴ می تواند باشد. (شماره 2)

Exa) **مثال)** ستونی به طول ۳m و بار محوری فشاری ۴۰ ton و لنگر خمشی 10 ton.m و k=۱٫۵ را طراحی نمایید. (با IPB)

توجه: ستون در حالتی است که مهار جانبی ندارد. $۱<k<۲۰$

در حالت هایی که مهار جانبی دارند $k_{max}=1$ $(۰٫۵<k<۱)$

نکته: قاب مهاربندی شده یا جانبی ← بادبندها یا دیوار برشی می تواند به عنوان مهار جانبی باشند. دیوار برشی

دیوار بتن مسلح

فولادی نیز می تواند نقش مهار جانبی را بازی کند.

دیوار برشی فولادی: به جای دیوار بتن مسلح ← ورق فولادی استفاده شود.

$p = ۴۰$ ton ، $M_x = 10$ ton.m ، $k = ۱٫۵$ ، $L = ۳m$

حل سؤال:

حدس اولیه: $F_a = ۷۰۰ \longrightarrow A = \frac{P}{F_a} = \frac{۴۰۰۰۰}{۷۰۰} = ۸۵٫۷ \ cm^2$

$A = ۷۸,۱\ cm^{۲}$

→ IPB 20 $\quad \omega_x = ۵۷۰\ cm^{۳}$ ← اساس مقطع حول محور x

f_a تنش ① : $f_a = \frac{P}{A} = \frac{۶۰۰۰۰}{۷۸,۱} = ۷۶۸\ kg/cm^{۲}$

↓

تنش موجود در اثر بار محوری

F_{bx} تنش ② : $f_{bx} = \frac{M_x}{\omega_x} = \frac{۱۰\times۱۰^{۵}}{۵۷۰} = ۱۷۵۴\ kg/cm^{۲}$

↓

تنش موجود در اثر خمش حول محور x

~~$\frac{f_a}{F_a}$~~ رابطه اول : $\frac{f_a}{۰٫۶F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq ۱,۰$

$\frac{۷۶۸}{۱۴۴۰} + \frac{۱۷۵۴}{۰٫۶۶\times۲۴۰۰} = ۱,۶۳ > ۱$ not ok X

سعی دوم : IPB 24 $\quad A = ۱۰۶\ cm^{۲}$ $\quad \omega_x = ۹۳۸\ cm^{۳}$

① $f_a = \frac{P}{A} = \frac{۶۰۰۰۰}{۱۰۶} = ۵۶۶\ kg/cm^{۲}$

② $f_{bx} = \frac{M_x}{\omega_x} = \frac{۱۰\times۱۰^{۵}}{۹۳۸} = ۱۰۶۶\ kg/cm^{۲}$

رابطه اول → $\frac{۵۶۶}{۱۴۴۰} + \frac{۱۰۶۶}{۰٫۶۶\times۲۴۰۰} = ۱,۰۶ > ۱$ not ok X

سعی سوم : IPB 26 $\quad A = ۱۱۸\ cm^{۲}$ $\quad \omega_x = ۱۱۵۰\ cm^{۳}$

① $f_a=\frac{P}{A}=\frac{۶۰۰۰۰}{۱۱۸}=۵۰۸٫۵\ kg/cm^۲$

② $F_{bx}=\frac{M_x}{W_x}=\frac{۱۰\times۱۰^۵}{۱۱۵۰}=۸۷۰\ kg/cm^۲$

رابطه‌ی اول $\rightarrow \frac{۵۰۸٫۵}{۱۴۴۰}+\frac{۸۷۰}{۰٫۶۶\times۲۴۰۰}=۰٫۹۵۷\leq ۱$ ok ✓

تا اینجا IPB 26 رابطه‌ی ۱ را جواب داده است.

$$\text{IPB 26}\rightarrow \begin{cases} r_x=۱۱٫۲ \rightarrow \frac{KL}{r_y}=\frac{۱٫۵\times۳۰۰}{۱۱٫۲}=۴۰٫۲ \\ r_y=۶٫۵۸ \rightarrow \frac{KL}{r_x}=\frac{۱٫۵\times۳۰۰}{۶٫۵۸}=۶۸٫۴ \end{cases} \xrightarrow{max} F_a=۱۱۲۷$$

از رابطه‌ی صفحه‌ی ۲۱ جزوه یا جدول استفاده شده است.

کنترل: $\frac{f_a}{F_a}=\frac{۵۰۸٫۵}{۱۱۲۷}=۰٫۴۵\geq ۰٫۱۵$

$$F'_{ex}=\frac{۱۲\times\pi^۲\times \overset{۲٫۱\times۱۰^۶}{\overset{\uparrow}{E}}}{۲۳\times\left(\frac{K_xL}{r_x}\right)^۲}$$

$$\Rightarrow F'_{ex}=\frac{۱۲\times۱۰\times۲٫۱\times۱۰^۶}{۲۳\times(۴۰٫۲)^۲}=۶۷۰۰\ kg/cm^۲$$ ← توجه

$$\text{رابطه‌ی دوم}\ 8\rightarrow \frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{F_{bx}\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)}+\frac{C_{my}f_{by}}{F_{by}\left(1-\frac{f_a}{F'_{ey}}\right)}\leq ۱٫۰$$

$$\frac{۵۰۸٫۵}{۱۱۲۷}+\frac{۰٫۸۵\times\frac{۱۰\times۱۰^۵}{۱۱۵۰}=۸۷۰}{۰٫۶۶\times۲۴۰۰\left(1-\frac{۵۰۸٫۵}{۶۷۰۰}\right)}=۰٫۹۶<۱\longrightarrow ok ✓$$

توجه: اگر رابطه‌ی اول جواب نداد باید IPB بالاتری را در نظر گرفت. پس از تعیین IPB بالاتر دیگر نیازی به کنترل رابطه‌ی اول نیست زیرا با IPB قبلی هم جواب داده است و فقط رابطه‌ی دوم را کنترل می‌کنیم.

«فصل ششم» «بنام آنکه جانم بدست اوست» «تیرها»

«آیا مردم گمان کردند همین که بگویند: «ایمان آوردیم»، به حال خود رها می‌شوند و آزمایش نخواهند شد؟!» «آیه ۲ سوره‌ی عنکبوت»

- تیرها قطعاتی هستند افقی، تحت بارهای عمود بر محور خود، تا اندکی چرخش باز هم تیر محسوب می‌شود.

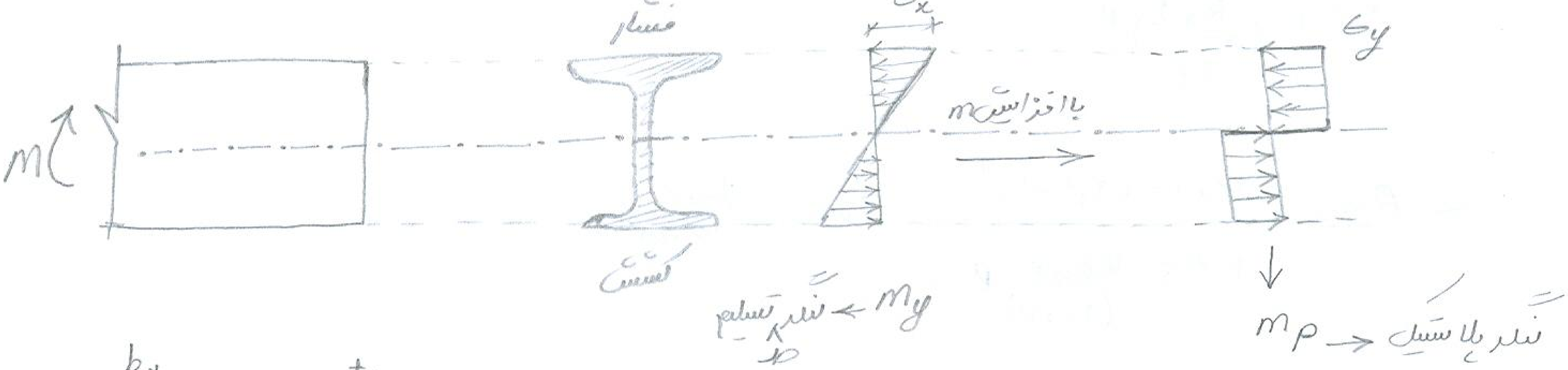
فرضیات تئوری خمش:

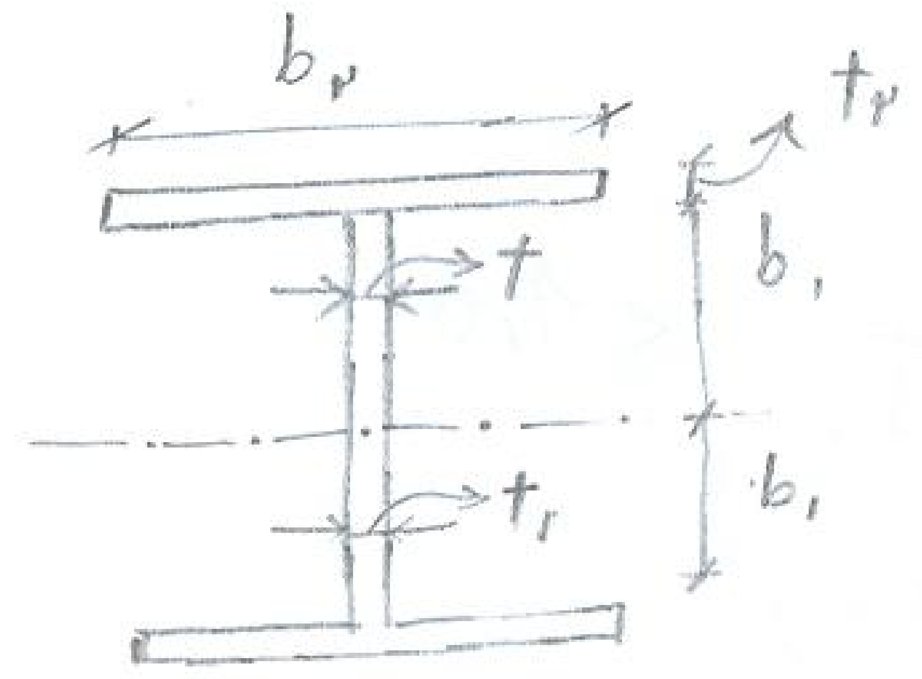
الف) مقطع خمش مستقیم و انحنای کل ناچیز است.

ب) مصالح همگن و پیوسته و از قانون هوک پیروی می‌کنند.

ج) صفحات بعد از خمش همچنان صفحه‌ای و عمود بر تار خنثی باقی می‌مانند.

د) دهانه‌ی خمش بیش از ۴ برابر ارتفاع تیر است.





$$M_p = (b_1 \times t_1 \times \sigma_y) \times b_1 + (b_2 \times t_2 \times \sigma_y)(2b_1 + t_2)$$

$$\underset{\text{اساس مقطع}}{\sigma = \frac{M}{W}} \longrightarrow M_y = \frac{\sigma_y}{W} \quad , \quad W = \frac{I}{y_{max}}$$

مقطع T شکل بالا $\longrightarrow Y_{max} = b_1 + t_2$

$$\Sigma F_x = 0 \longrightarrow \int_A \sigma_x \, dA = 0 \xrightarrow[\sigma_x = By]{} \int_A By \, dA = B \int_A y \, dA = 0$$

$\int_A y \, dA = \bar{y} A$ موقعیت تار خنثی همان مرکز سطح مقطع می‌باشد. تار خنثی: $\bar{y} = 0$

گشتاور خارجی و داخلی باید با هم معادل باشند.

گشتاور خارجی $$m + \int (\sigma_x \, dA) y = 0$$

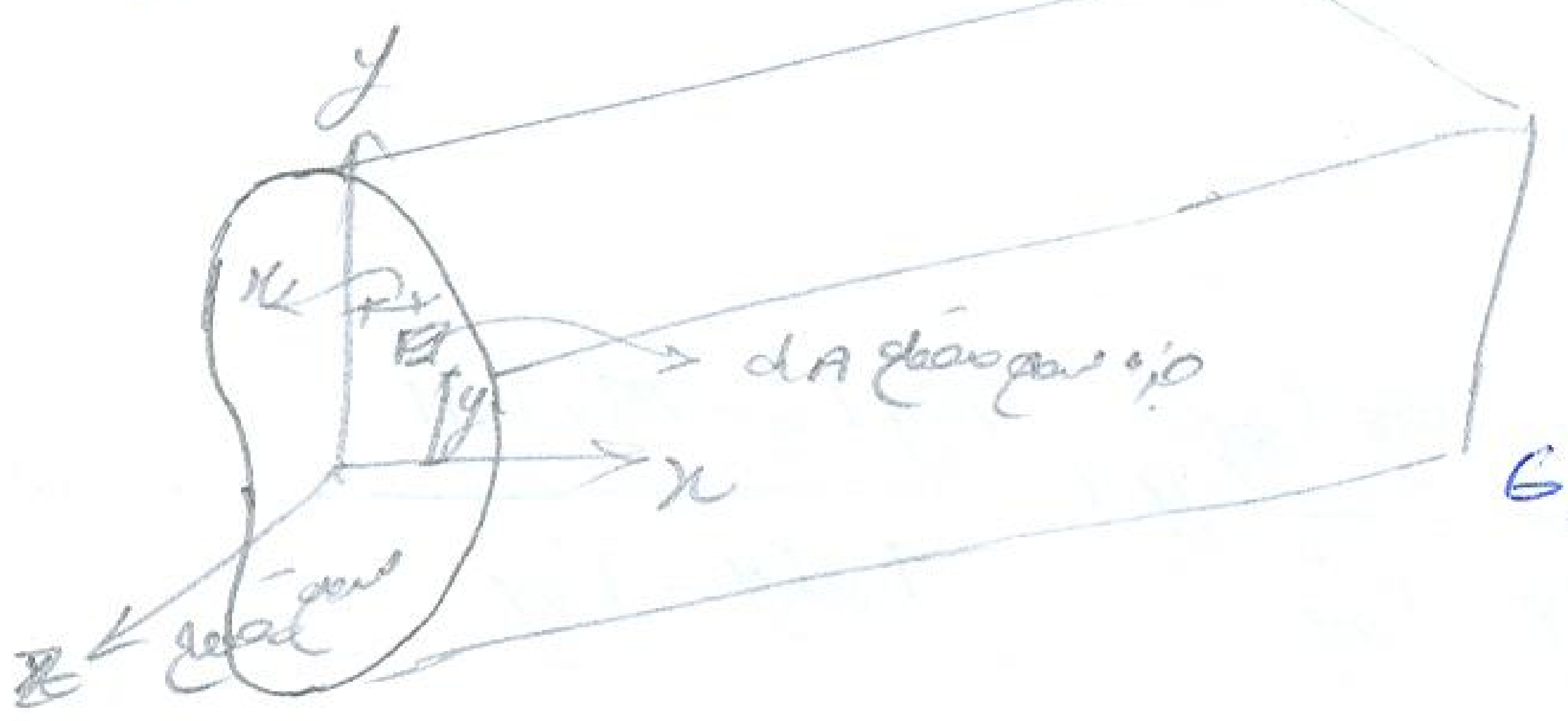
$$-m = \int_A \beta y^2 dA = \beta \int_A y^2 dA = \beta I_x$$

$$\beta = \frac{-m}{I_x}$$

$$\Rightarrow \sigma_x = \frac{my}{I_x}$$

$$\sigma = \beta y$$

«جلسه ی دهم» «۲، ۱۰، ۸۸»



توزیع تنش به صورت خطی نسبت به محور x

خمش تک محوره ← تنش خطی است. $\sigma_x = \frac{my}{I_x}$

خمش دو محوره ← تنش صفحه ای است.

▨ (تنش) $f_1 = k_1 y \Rightarrow dP_1 = f_1 dA = k_1 y dA$

$\hookrightarrow$ نیروی داخلی جزء سطح dA

$$\begin{cases} dm_{x_1} = dP_1 \cdot y \Rightarrow m_{x_1} = k_1 I_x \\ dm_{y_1} = dP_1 \cdot x \Rightarrow m_{y_1} = k_1 I_{xy} \end{cases}$$

$$I_{xy} = \int_A xy \, dA$$

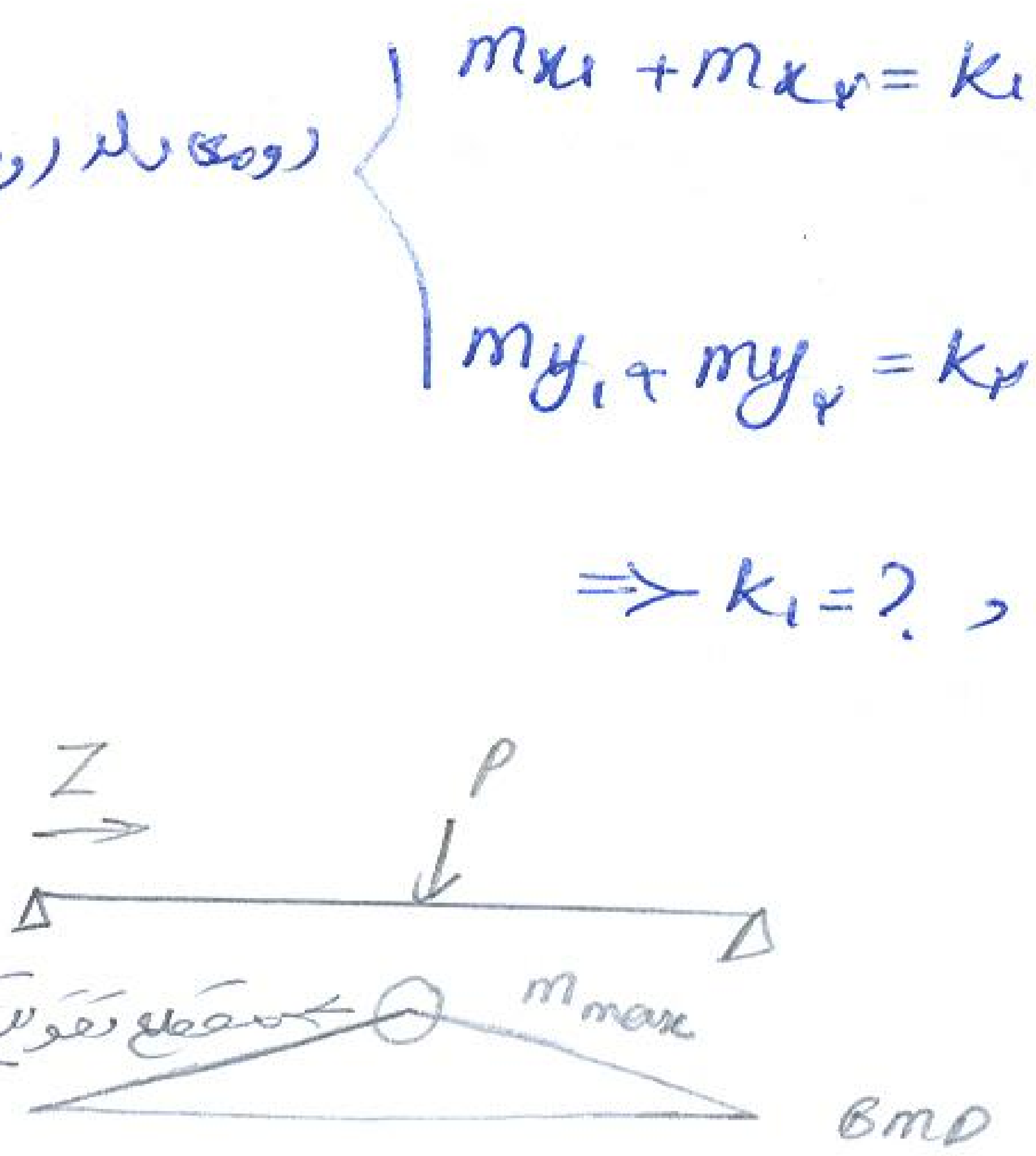
▨ $f_2 = k_2 x \rightarrow dP_2 = f_2 dA = k_2 x dA$

$$\begin{cases} dm_{x_2} = dP_2 \cdot y \Rightarrow m_{x_2} = k_2 I_{xy} \\ dm_{y_2} = dP_2 \cdot x \Rightarrow m_{y_2} = k_2 I_y \end{cases}$$

دو معادله دو مجهول
$$\begin{cases} m_{x_1} + m_{x_2} = k_1 I_x + k_2 I_{xy} = m_x \\ m_{y_1} + m_{y_2} = k_1 I_{xy} + k_2 I_y = m_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow k_1 = ? \text{ و } k_2 = ?$$

m_x و m_y معرف نیروی داخلی مقطع خاص مورد نظر است. نیروهای داخلی که در اثر نیروهای خارجی به وجود می آیند.



▨ در قاب جهتی که تارها معرف خمش بیشتر است.

● برای m کمتر از m_{max} مقطع را طراحی می‌کنیم و در قسمت‌هایی که از m بیشتر است از plate برای تقویت مقطع استفاده می‌کنیم.

مقدار k_1 و k_2 از روی دو معادله و دو مجهول بدست می‌آیند:

$$f = f_1 + f_2 = k_1 y + k_2 x$$

تنش ناشی از لنگر خمشی

$$\Rightarrow f_b = \frac{m_x I_y - m_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y + \frac{m_y I_x - m_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x$$

معادله عمومی خمش

در مقطع، هر نقطه‌ای دارای خمش متفاوتی است.

* اگر مقطع دارای حداقل یک محور تقارن باشد ← $I_{xy} = 0$

$$\xrightarrow{\text{if } I_{xy}=0} f_b = \frac{m_x}{I_x} y + \frac{m_y}{I_y} x$$

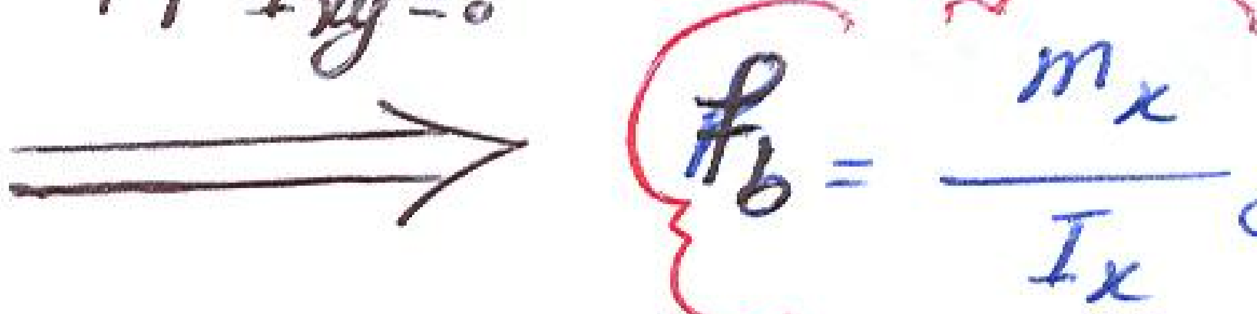
* مقطع Z دارای محور تقارن نیست ⇐ $I_{xy} \neq 0$

* در خمش تک محوره $m_y = 0$ ⇐ $f_b = \frac{m_x}{I_x} y$

$$f_b \leqslant F_b = ۰٫۶\,F_y \text{ تا } ۰٫۶۶\,F_y$$ ← توجه

▤ اگر مقطع دارای ۲ محور تقارن باشد.

$$f_{b_{max}} = \frac{m_x}{w_x} + \frac{m_y}{w_y} \rightarrow \frac{I_y}{y}$$



Exa) مثال) تیر دو سر ساده داریم:

$$(m_x)_{max} = \frac{qL^2}{۸} = \frac{۱٫۶ \times ۴}{۸} = ۳٫۲\ t.m$$

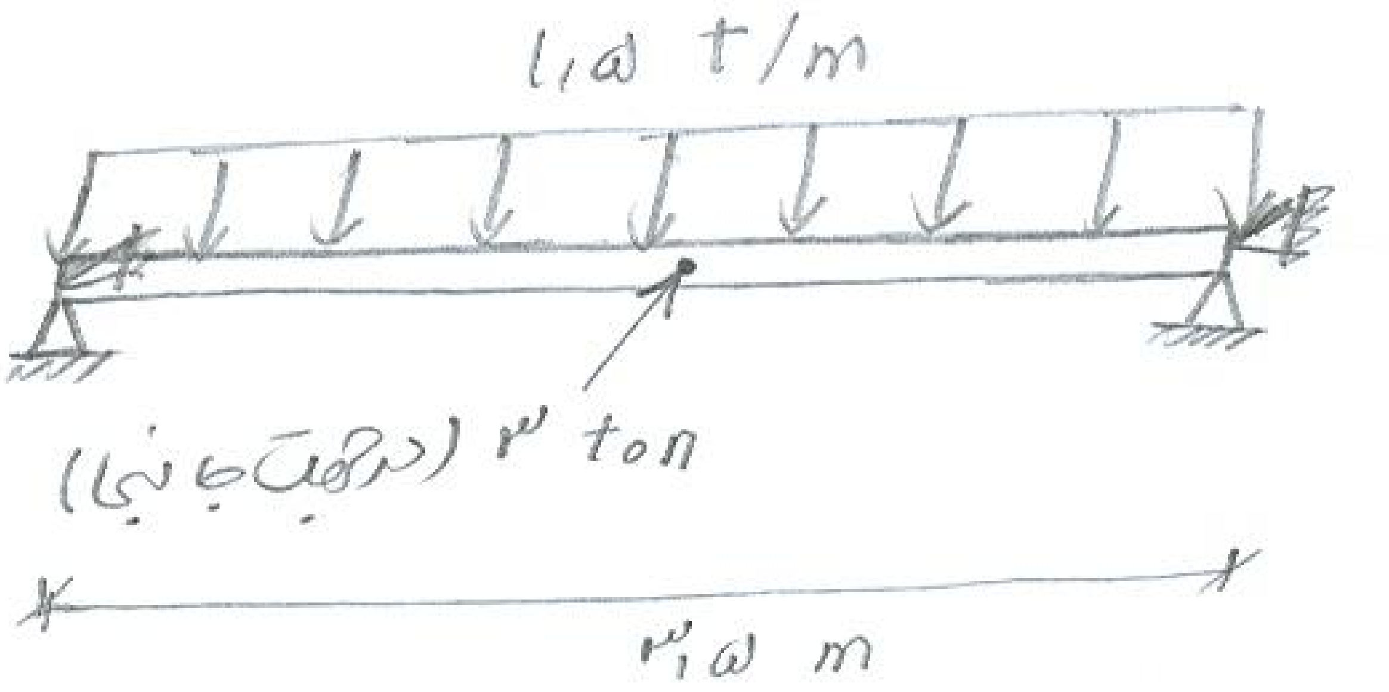
$$f_{b_{max}} = \frac{m_x}{w_x} \Rightarrow$$ لازم $w_x = \frac{۳٫۲ \times ۱۰^۵}{۰٫۶۶ \times ۲۴۰۰} = ۲۰۲\ cm^۳$

از جدول →

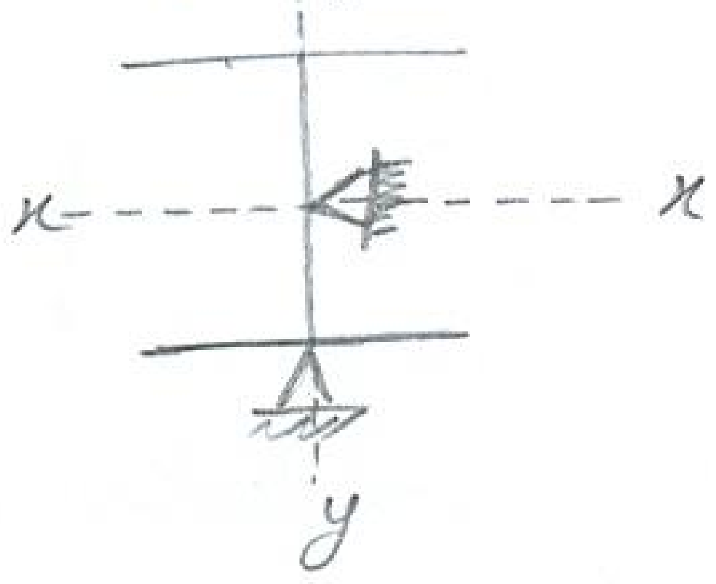
INP 200 → $w_x = ۲۱۴\ cm^۳$ و $G = ۲۶٫۲$ kg/m

IPE22 → $w_x = ۲۵۰\ cm^۳$ و $G = ۲۶٫۲$ kg/m

* پروفیل IPE نسبت به INP مناسب‌تر است زیرا سختی خمشی بیشتری دارد. در طراحی‌ها عموماً از **IPE** استفاده می‌کنیم.



(Exa) مثال) (خمش دو محوره) تیری دو سر ساده داریم:



شرط: باید مقطع بگونه‌ای انتخاب شود که نسبت (m_x و m_y) و (w_x و w_y) با هم متناسب باشد، در غیر اینصورت مقطع غیر اقتصادی است.

$$(m_x)_{max} = \frac{qL^۲}{۸} = \frac{۱٫۵ \times ۳٫۵^۲}{۸} = ۲٫۳\ t.m$$

$$(m_y)_{max} = \frac{PL}{۴} = ۲٫۶\ t.m$$

INP 24 | $w_x = ۳۵۴$, $w_y = ۴۱٫۷$ → مناسب نیست زیرا w_x و w_y تفاوت زیادی با هم دارند.

$$f_b = \frac{۲٫۳ \times ۱۰^۵}{۳۵۴} + \frac{۲٫۶ \times ۱۰^۵}{۴۱٫۷} = ۶۸۸۵ \not< ۱۴۴۰$$

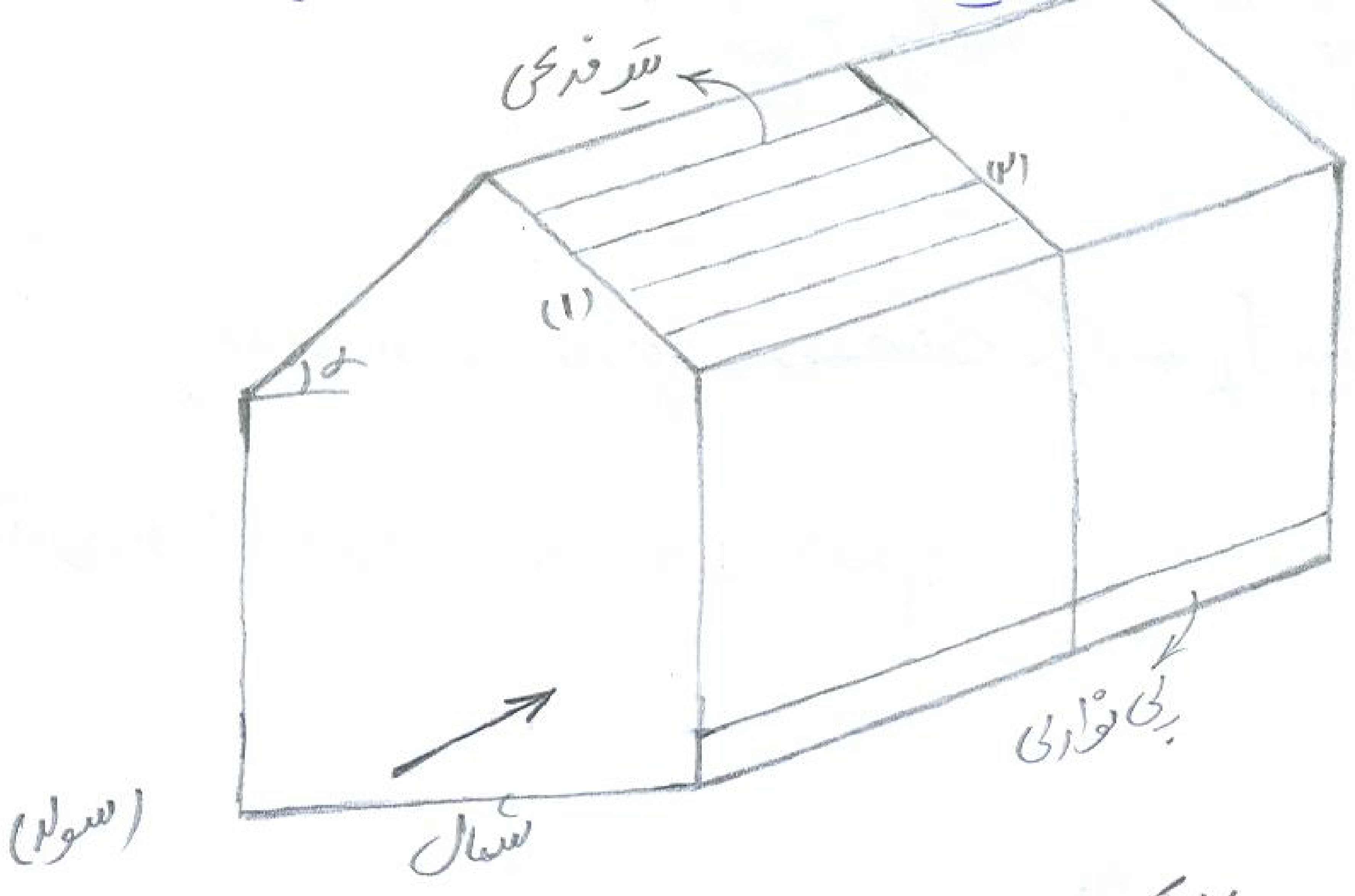
Not ok ✗

IPB 22 ok ✓ ← مقطع H مقطع مناسبی است ←

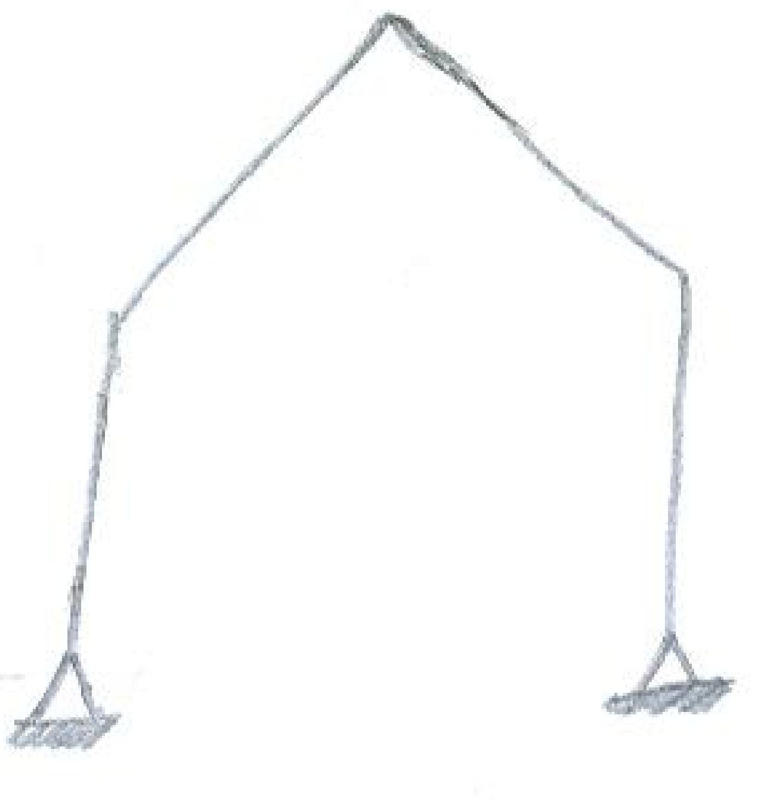
* در ساختمان خمش دو محوره نداریم. در سوله‌ها خمش دو محوره داریم.

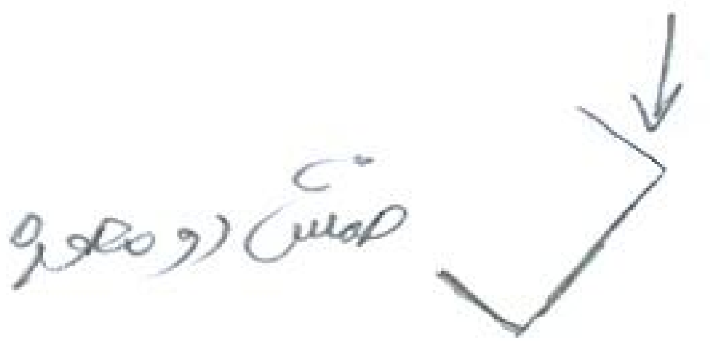
* عموماً در سوله‌ها تکیه‌گاه ساده است.

* تیر فرعی بارها را به قاب‌ها منتقل می‌کند.



* نصف باری که در دهانه‌ی ۱_۲ قرار دارد به قاب ۱ و نصف دیگر به قاب ۲ می‌رسد.

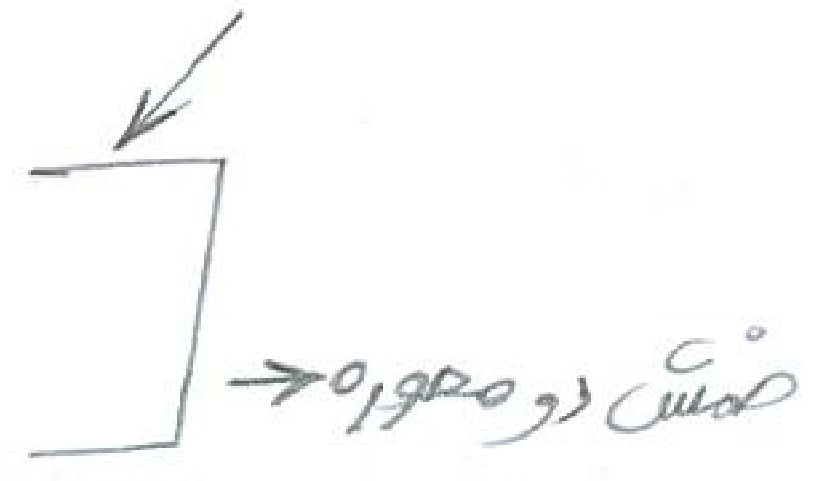


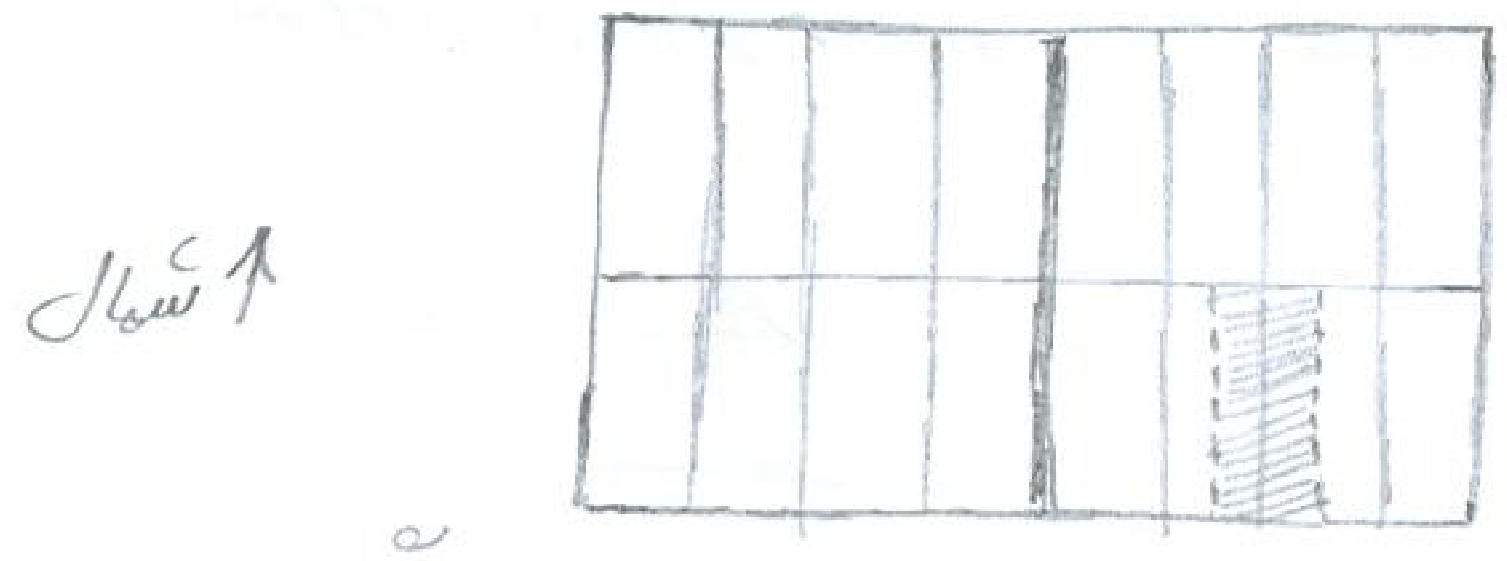


* بار وارد شده بار ثقلی است اما مقطع ناودانی که در سولدها استفاده می‌کنیم به صورت کج است.

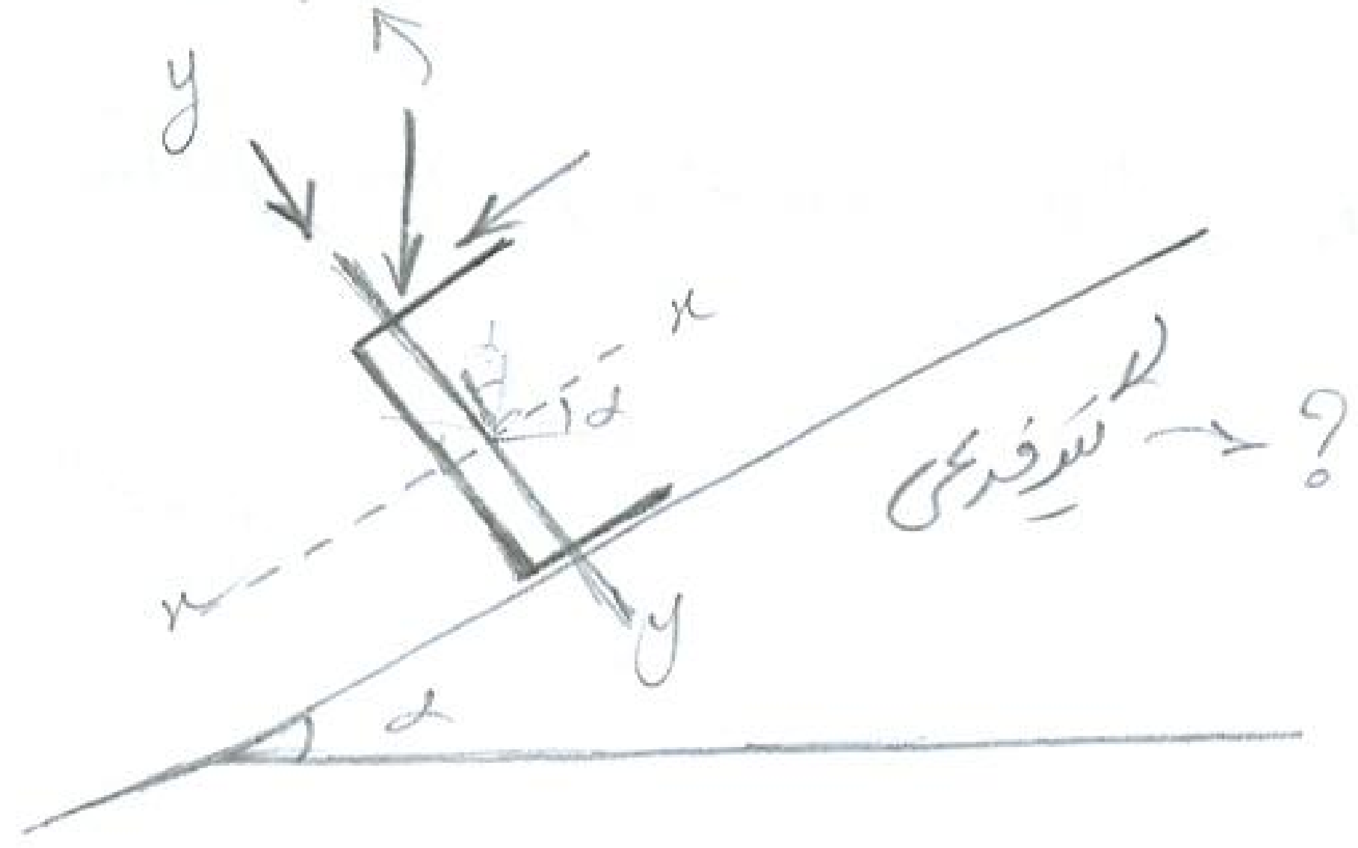
* سولدها به صورت غیر متقارن طراحی می‌شوند (بار را یک طرفه توزیع کنند)

* در سولدها اگر تکیه‌گاه را دو تکه بگیریم باید یک تکیه‌گاه تیرها را طراحی کنیم.





سطح بارگیر یک تیر فرعی از بار گسترده مرده و زنده سقف (لاپه)



q : بار ثقلی یک تیر فرعی

تیرهای فرعی دو سر ساده هستند.

$$\begin{cases} m_x = \dfrac{q\cos\alpha L^{2}}{8} \\ m_y = \dfrac{q\sin\alpha L^{2}}{8} \end{cases}$$

▨ برای طراحی پرلین‌ها (لاپه‌ها) f_b به صورت زیر است:

لاپه‌ها (مقطع ناودانی):

$$f_b = \frac{m_x}{I_x} y + \frac{\text{②} \times m_y x}{I_y}$$

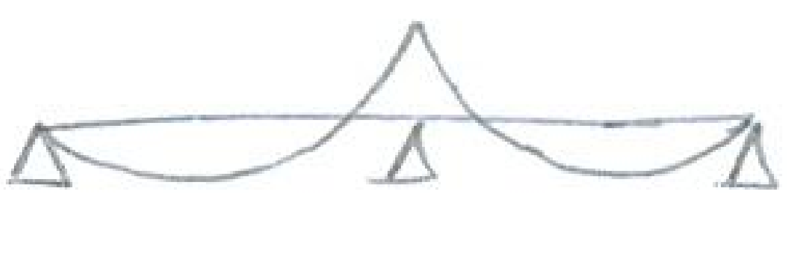
برای معادل کردن اثر پیچشی.

☒ اگر به جای ناودانی از مقطع Z استفاده کنیم باید از رابطه کلی زیر استفاده کرد. یعنی:

لاپه‌ها (مقطع Z)

$$f_b = \frac{m_x I_y - \text{②} m_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^{2}} y + \frac{\text{②} m_y I_x - m_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^{2}}$$

در طراحی: باید ببینیم در x و y های مختلف در کجا f_b بیشترین مقدار خود را دارد.

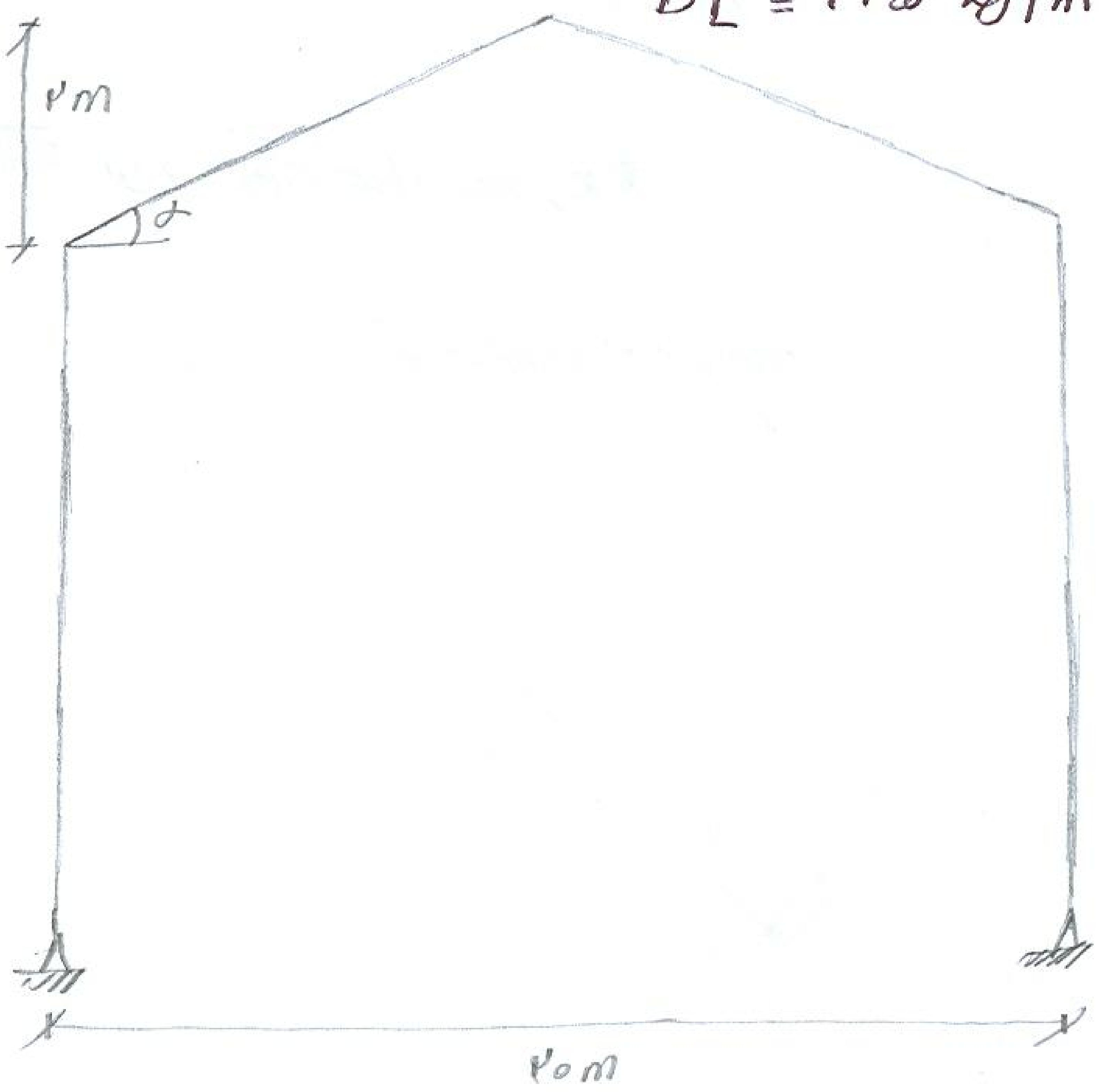


* اگر در یک راستا سه تکیه‌گاه داشته باشیم:

Exa) مثال) مطلوبست طراحی پرلین ها از ناودانی در فاصله ی ۱ متری از هم. فاصله ی قاب ها از هم ۴m می باشد.

(یعنی طول پرلین ها ۴ متر است). و $LL = ۱۲۵\ kg/m^۲$

$DL = ۱۲۵\ kg/m^۲$



$D_L + L_L = ۲۵۰\ kg/m^۲$

وزن شده ی خطی روی پرلین $۱m \times ۲۵۰\ kg/m^۲ = ۲۵۰\ kg/m = q$

در واحد طول پرلین

$\alpha = \tan^{-۱} \frac{۲}{۱۰} \Rightarrow \alpha = ۱۱/۳°$

$$m_x = \frac{qL^۲ \cos\alpha}{۸} = \overset{ton}{۰/۱۲۵} \times \frac{۴^۲}{۸} \cos ۱۱/۳° = ۱/۱\ t.m$$

$$m_y = \frac{qL^۲ \sin\alpha}{۸} = ۰/۲۲\ t.m$$

* طراحی از ناودانی ← دارای یک محور تقارن است.

* ← مقطعی که به این صورت قرار بگیرد. به دلیل مرکز برش [illegible]

$$f_b = \frac{m_x y}{I_x} + \frac{۲ m_y x}{I_y}$$

* قدر مطلق f_b را در نظر می‌گیریم.

* در خمش دو محوره $F_b = ۰/۶ F_y$.

$f_b \leq ۰/۶ F_y$

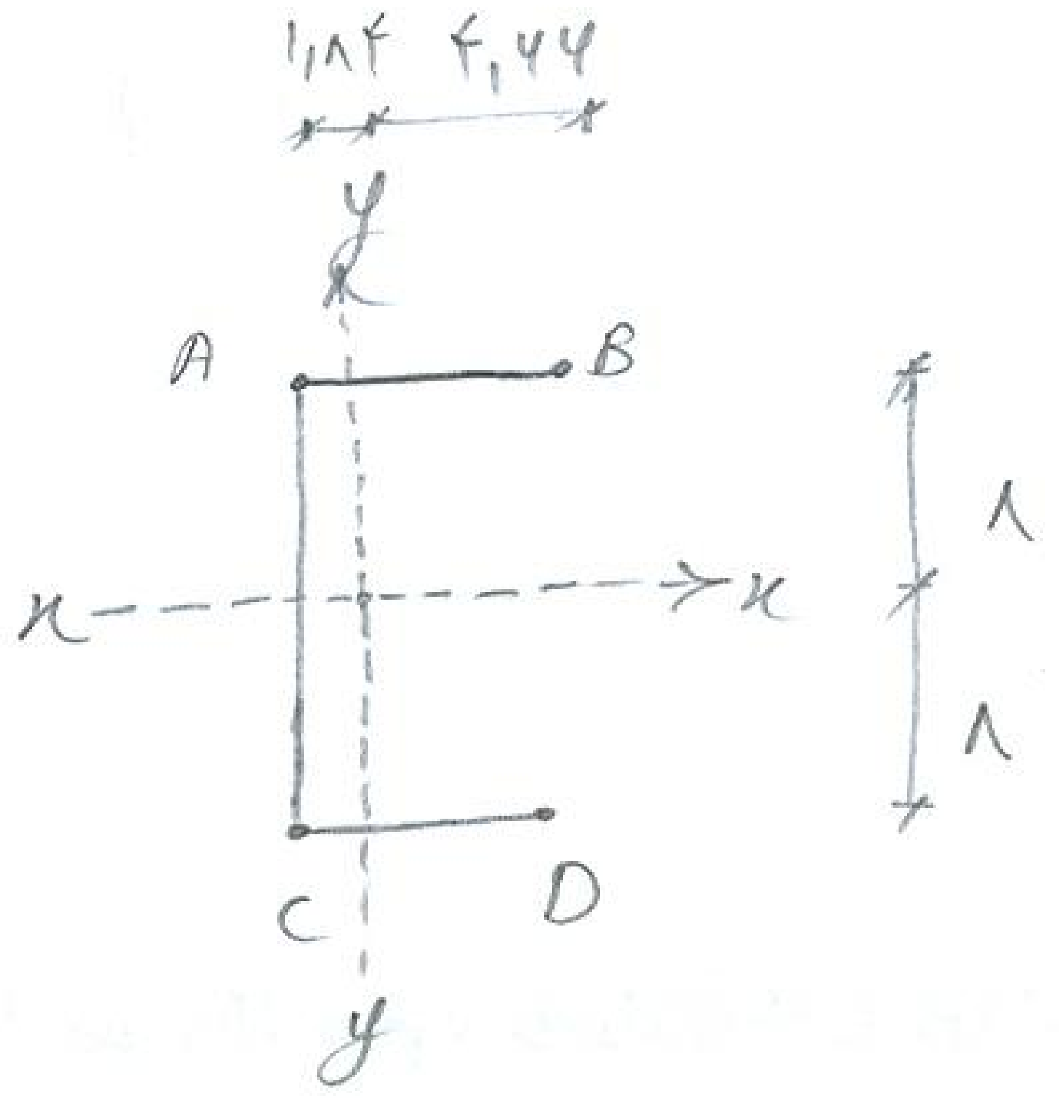
UNP 16

A | -۱,۸۴ , ۸

C | -۱,۸۴ , -۸

B | ۴,۴۴ , ۸

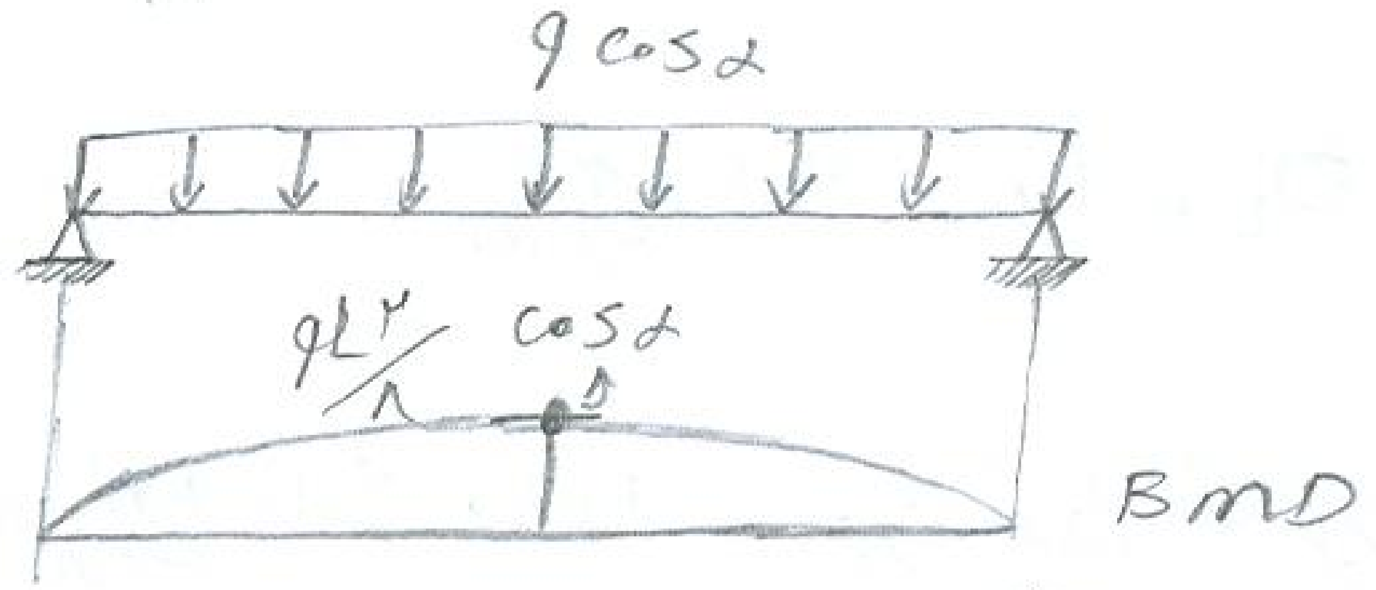
D | ۴,۴۴ , -۸


۱,۸۴
۴,۴۴
y
A
B
x
x
۸
۸
C
D
y

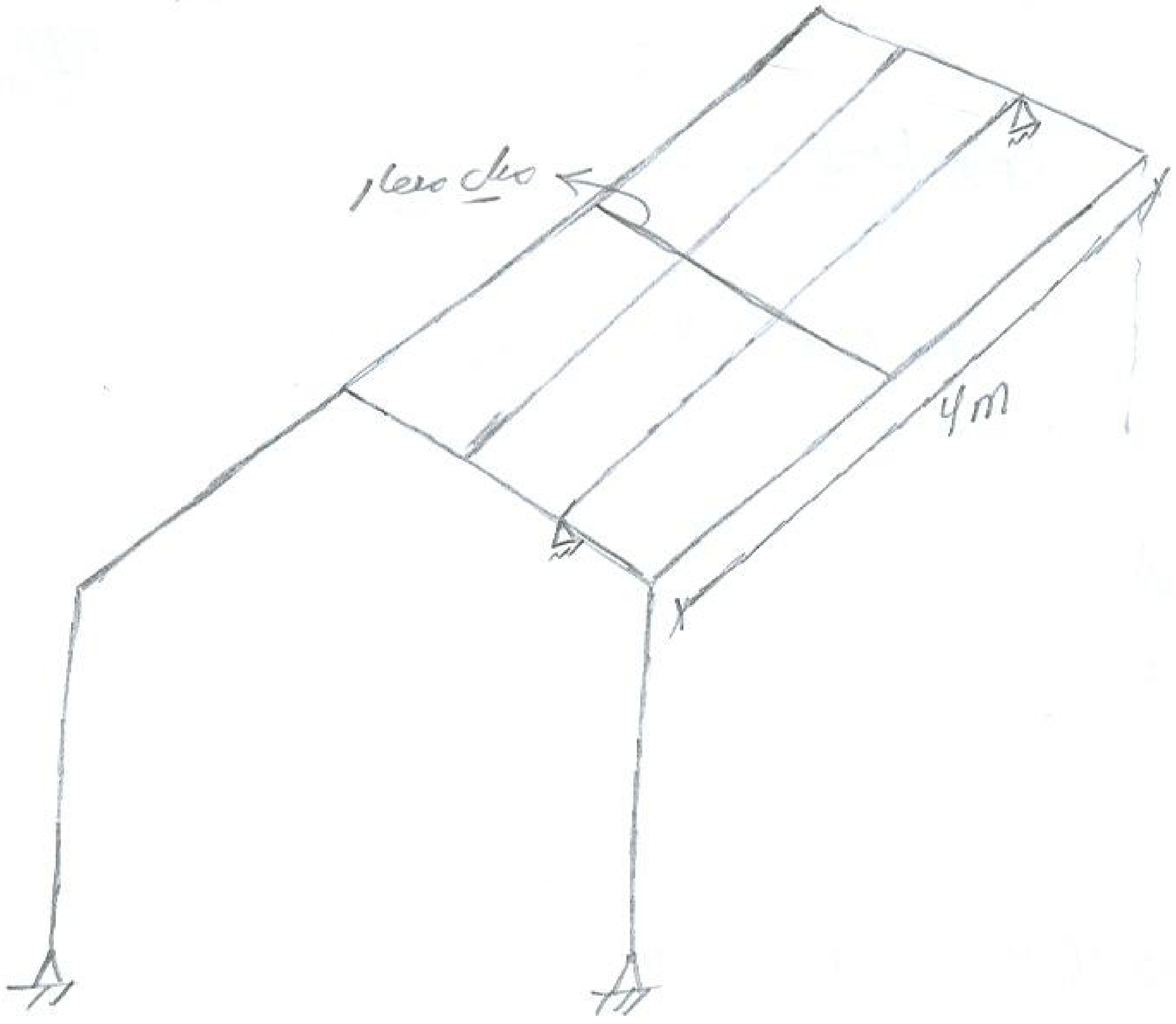
جواب نویسیک. UNP16 ⇐ ۱۴۴۰ ✗ f_b = ۳۵۵۵۵ kg/cm² → B بحرانی‌ترین نقطه

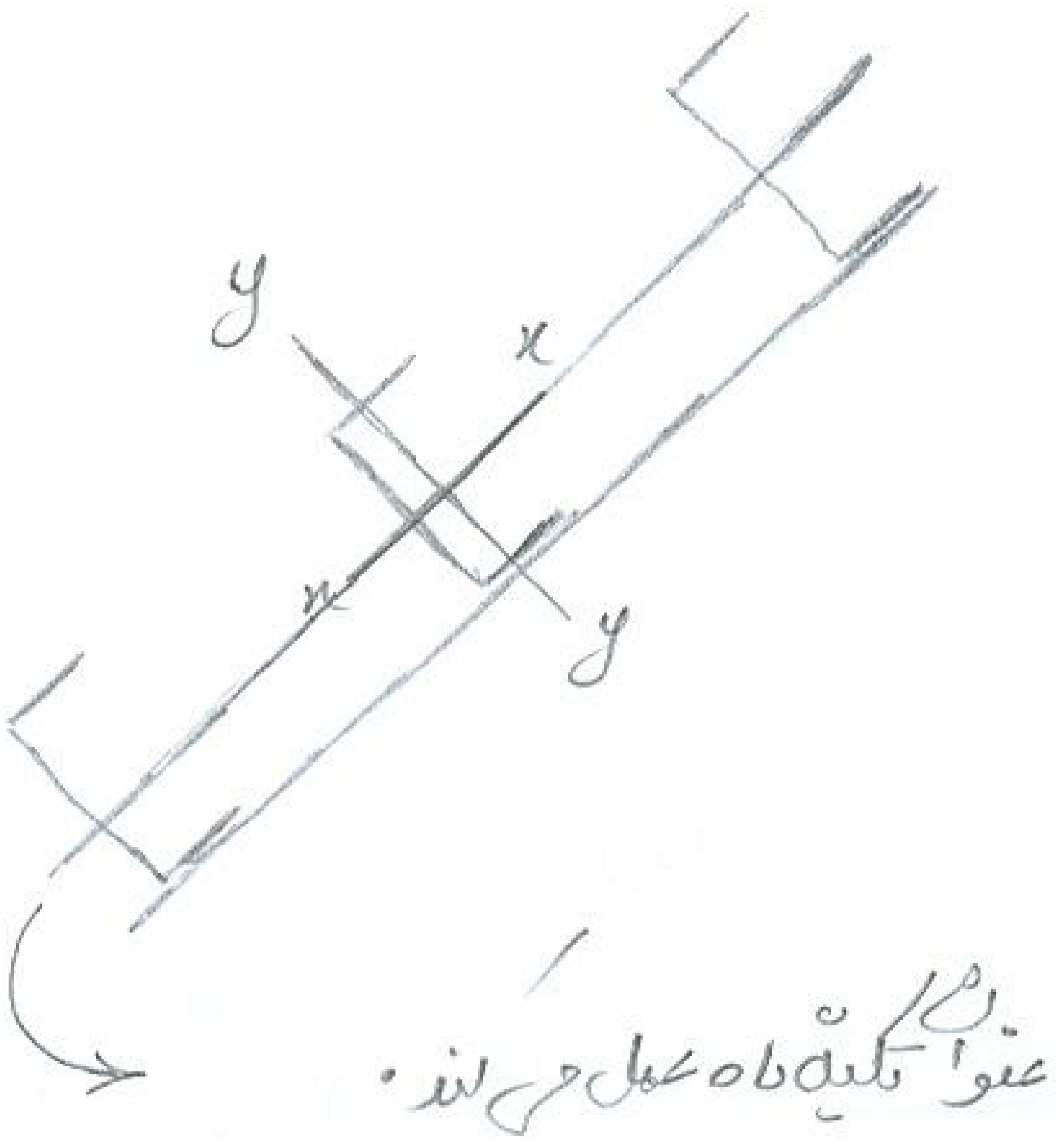
▨ در جهت x ← I_x خیلی بالا دارد. در راستای x (خمش حول محور y) تکیه‌گاهی در وسط تعبیه می‌کنیم. (میل مهار استفاده می‌کنیم)

▨ برای خمش حول محور x :


q cosα
qL²/8 cosα
BMD

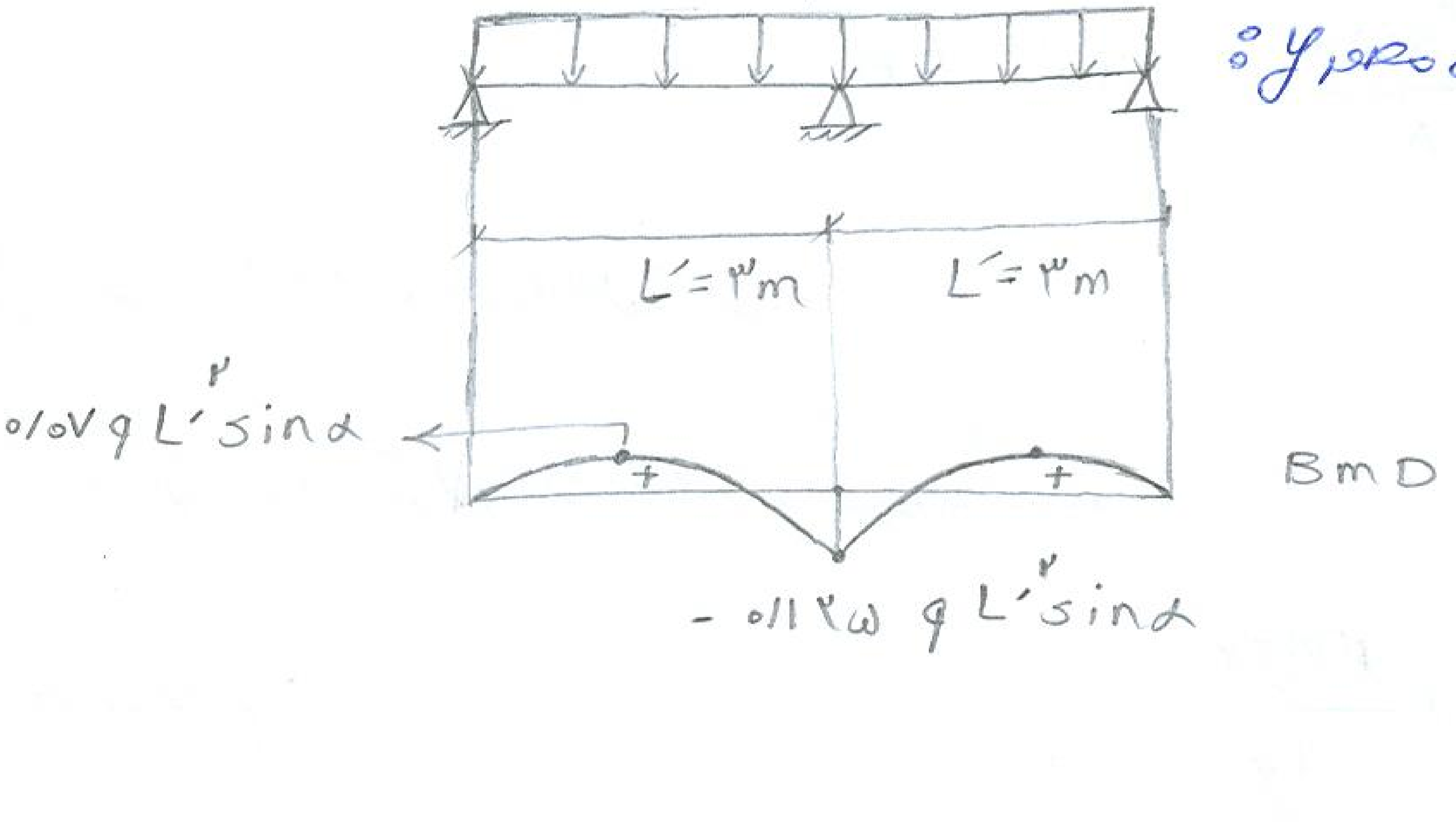
تیر فرعی ← دو سر ساده





میل مهار به عنوان تکیه‌گاه عمل می‌کند.

▨ خمش حول محور y :


q sinα
L'=۳m
L'=۳m
۰/۰۷ q L'² sinα
BMD
- ۰/۱۲۵ q L'² sinα

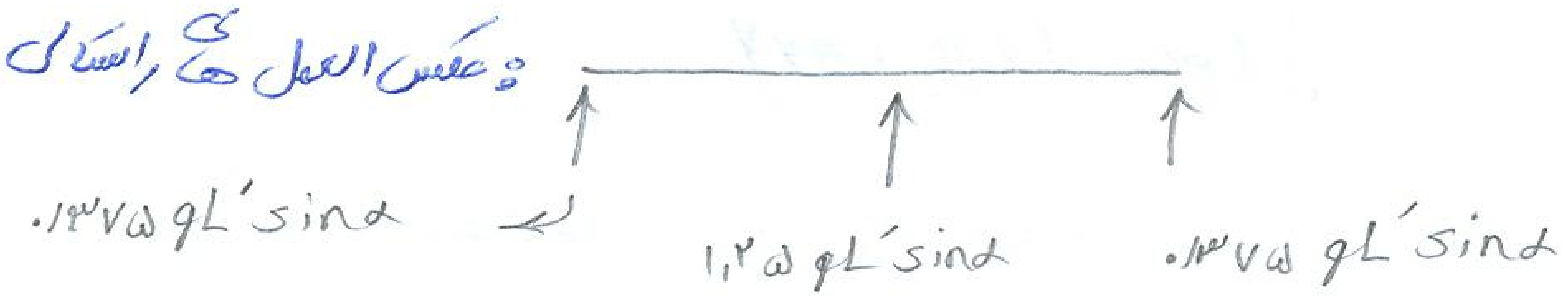
* $m_x \leftarrow \frac{qL^2}{8}\cos\alpha$ ← این m_x مربوط به وسط دهانه‌ی تیر است پس m_y نیز باید در وسط دهانه‌ی تیر محاسبه شود و آن را در رابطه به کار ببریم که در این مسئله m_y در وسط دهانه منفی است.

نکته: m_x و m_y که در رابطه استفاده می‌شوند، باید هر دو مربوط به یک مقطع باشند.

● میل مهار ← عضو کششی است. (این کشش معادل کل کششی است که در بحرانی‌ترین حالت وارد می‌شود.)

← معمولاً برای میل مهار از میلگرد استفاده می‌شود اما اگر مقطع قوی‌ای می‌خواستیم از نبشی استفاده می‌کنیم.

عکس‌العمل‌ها در راستای x:



← با فرض استفاده از میل مهار در راستای x:

مهم:

$$\Rightarrow \left| \begin{array}{l} m_x = 1.1\ t.m \\ m_y = \ominus\, 0.0555\ t.m \end{array} \right.$$

نکته: * m_x و m_y با علامت جبری خودشان در رابطه قرار می‌گیرند)

(بحرانی‌ترین نقطه) بدترین نقطه $\underline{D}$: $f_b = \frac{1.1 \times 10^5}{925}(-8) + \frac{2(-0.0555) \times 10^5}{85.5} \times 4.66 = -1552$

$$\Rightarrow |f_b| = 1552 \not< 1440 \quad \text{not ok} \times$$

انتخاب بعد $\Rightarrow$ UNP 18 → ok ✓

(عموماً در سوله‌ها UNP 16 جواب می‌دهد)

* می‌توان فاصله‌ی پرلین‌ها را کمتر کرد. مثلاً ۰٫۹ m.

▤ و حال طراحی میل مهار نگهدارنده‌ی پرلین‌ها:

طول میل مهار: $\frac{10}{\cos\alpha}$

$$\boxed{T = 1.25\, qL' \sin\alpha \times L}$$

$$L' = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3$$

* چون انتهای آن رزوه می‌شود با $0.33 F_u$ حل می‌کنیم.

$$\boxed{A = \frac{T}{0.33 F_u}} \longrightarrow$$

A: حداقل سطح مقطع آرماتور مورد نیاز برای میل مهار.

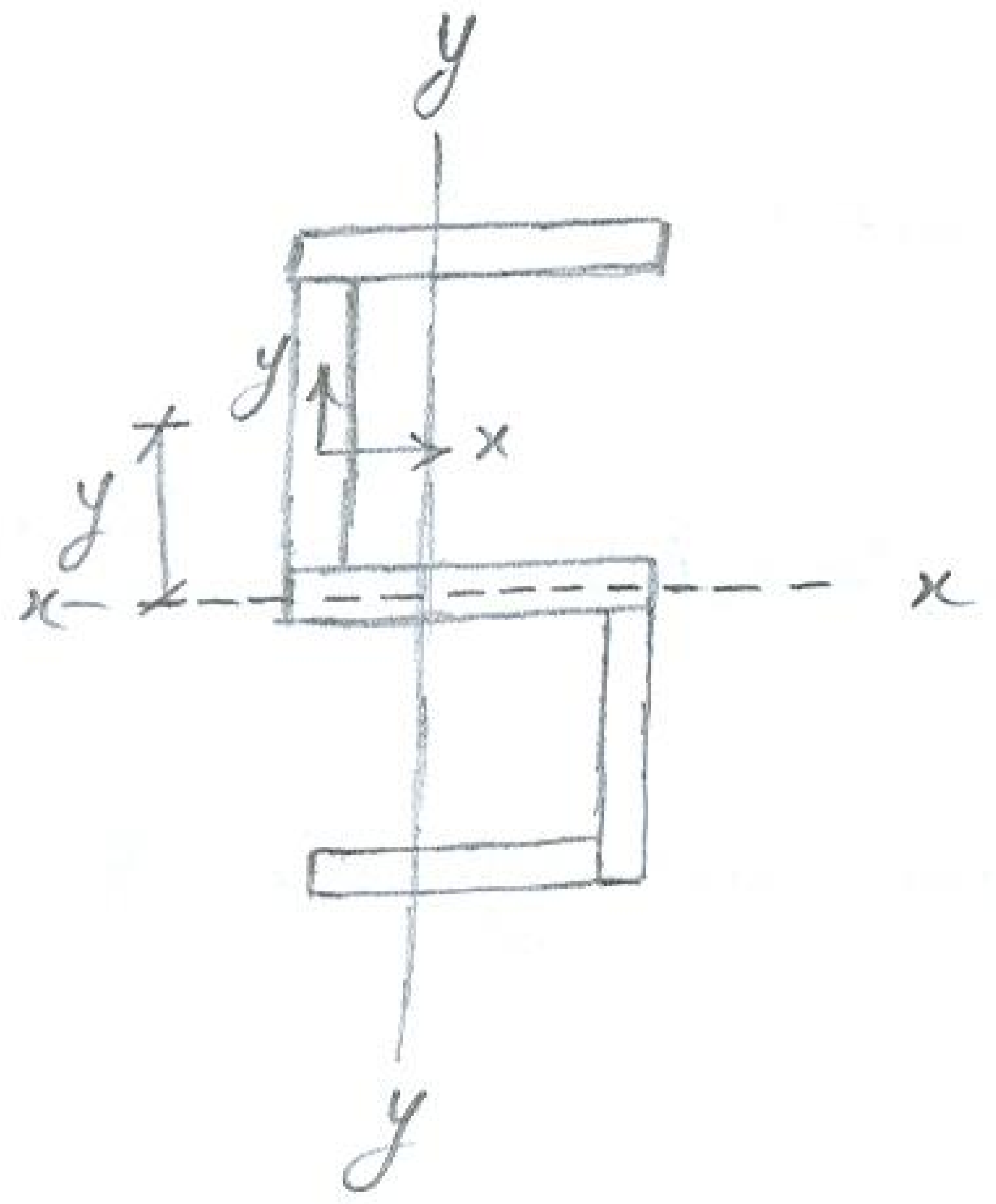
تمرین: همین مثال را برای حالتی حل کنید که به جای ~~[illegible]~~ ناودانی از مقطع Z استفاده کنید.

در مقطع Z: $\longrightarrow$

$$I_x = I_{x_0} + Ay^2$$

$$I_y = I_{y_0} + Ax^2$$

$$I_{xy} = I_{x_0y_0} + Axy$$

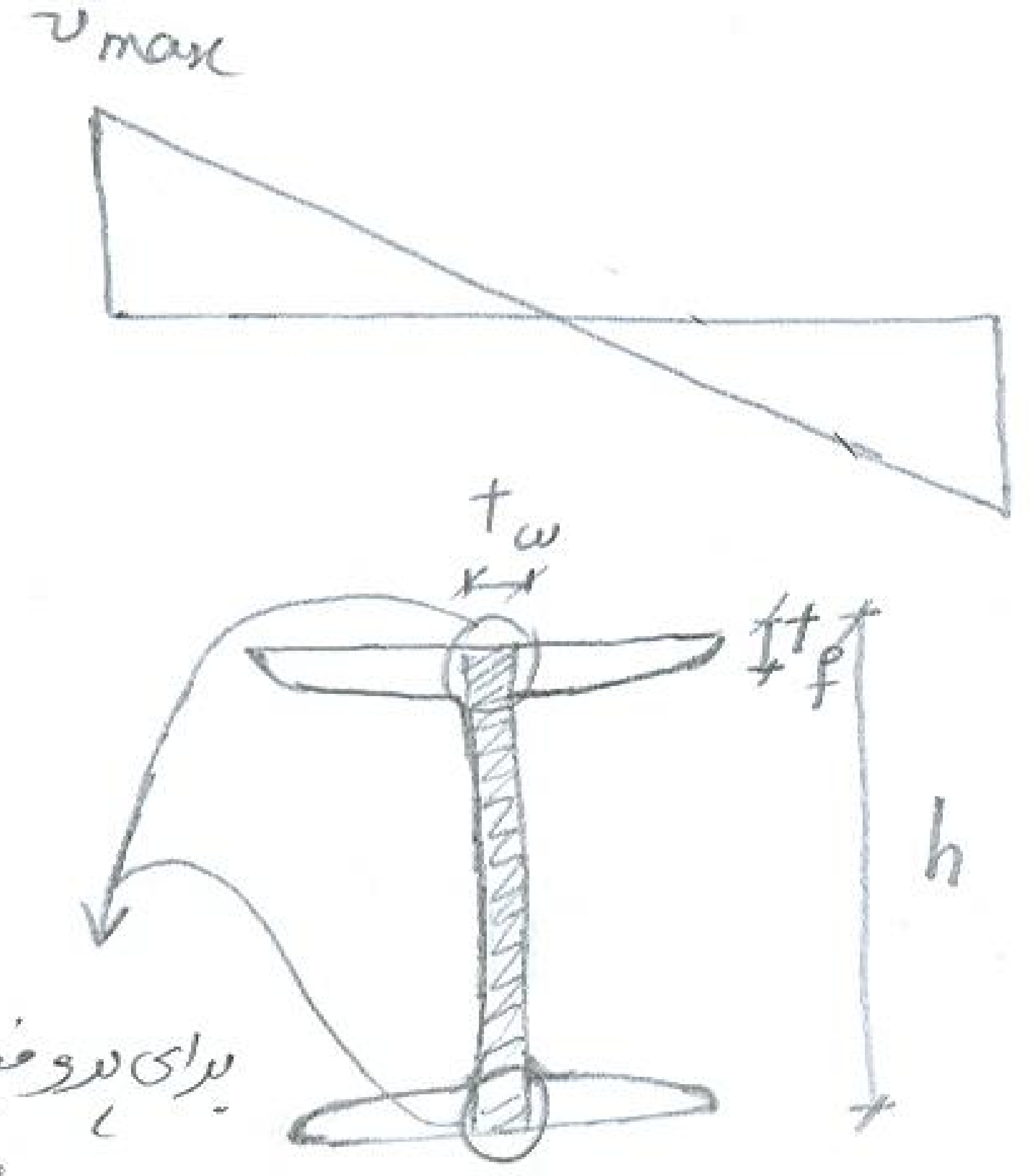


(برای هر کدام از مقطع‌ها ... از ع استفاده می‌کنیم)

فصل یازدهم:

عموماً تیرها برای خمش طراحی و برای برش کنترل می‌شوند.

▨ کنترل برش در تیرها:



* در هر صورت برش را جان تحمل می‌کند.

$$\frac{\tau_{max}}{t_w \times h} \leqslant 0/4\,F_y$$

مقاطع نوردشده (شکل I، IPB و ...)

احتمالاً باید $0/4F_y$ باشد

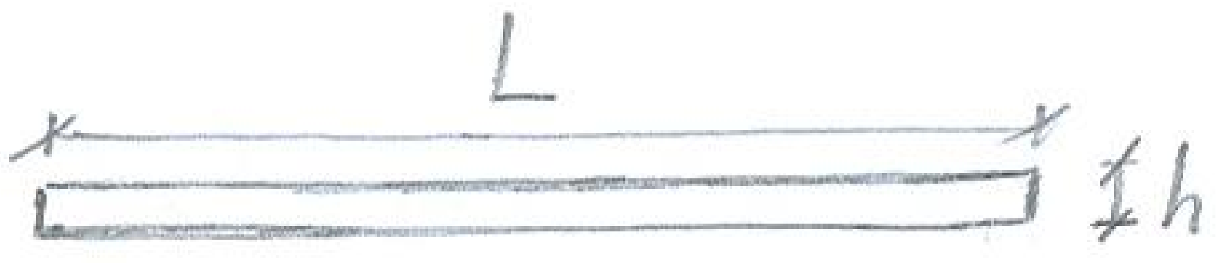
$$\frac{\tau_{max}}{t_w(h-t_f)} \leqslant F_y \leftarrow ?$$

مقاطع غیر نوردشده (مقاطعی که ترکیب شوند مثلاً ورق اضافه کردیم)

برای پروفیل‌هایی که نوردشده نیستند

این دو قسمت برای محاسبه‌ی جان حساب نمی‌شوند.

* عموماً برای برش جواب می‌دهد. زمانی برش مشکل‌ساز می‌شود که تیرها کوتاه هستند. هنگامی که تیر کوتاه را برای $m=\frac{q\,\text{\textcircled{L}}^2}{8}$ خمش طراحی می‌کنیم به دلیل طول کم، M به شدت کاهش یافته در نتیجه المان ضعیف‌تری (با توجه به M کمتر) برای این نوع تیرها، طراحی می‌کنیم و به دلیل وجود نیروی متمرکز $\longrightarrow$ برش وجود دارد و در هنگام کنترل برش.


L
h
ارتفاع تیر ←

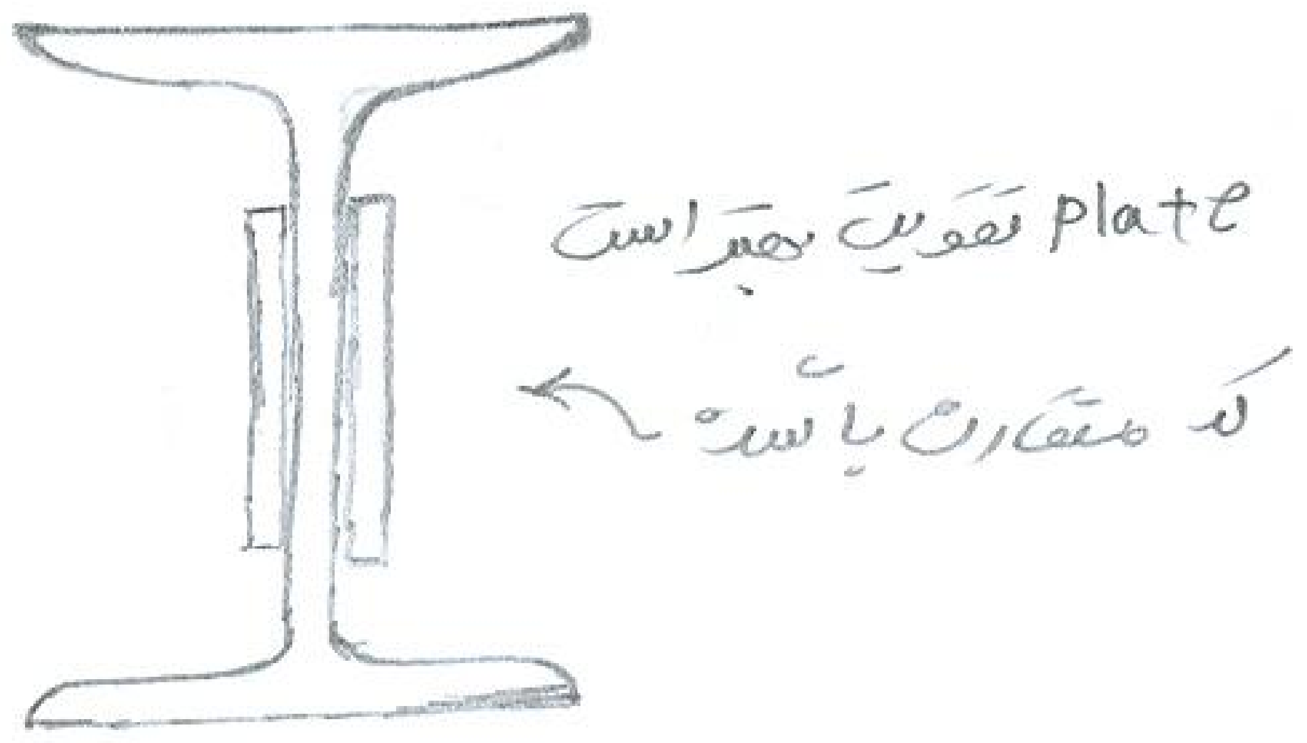
[illegible] ممکن است جواب ندهد.

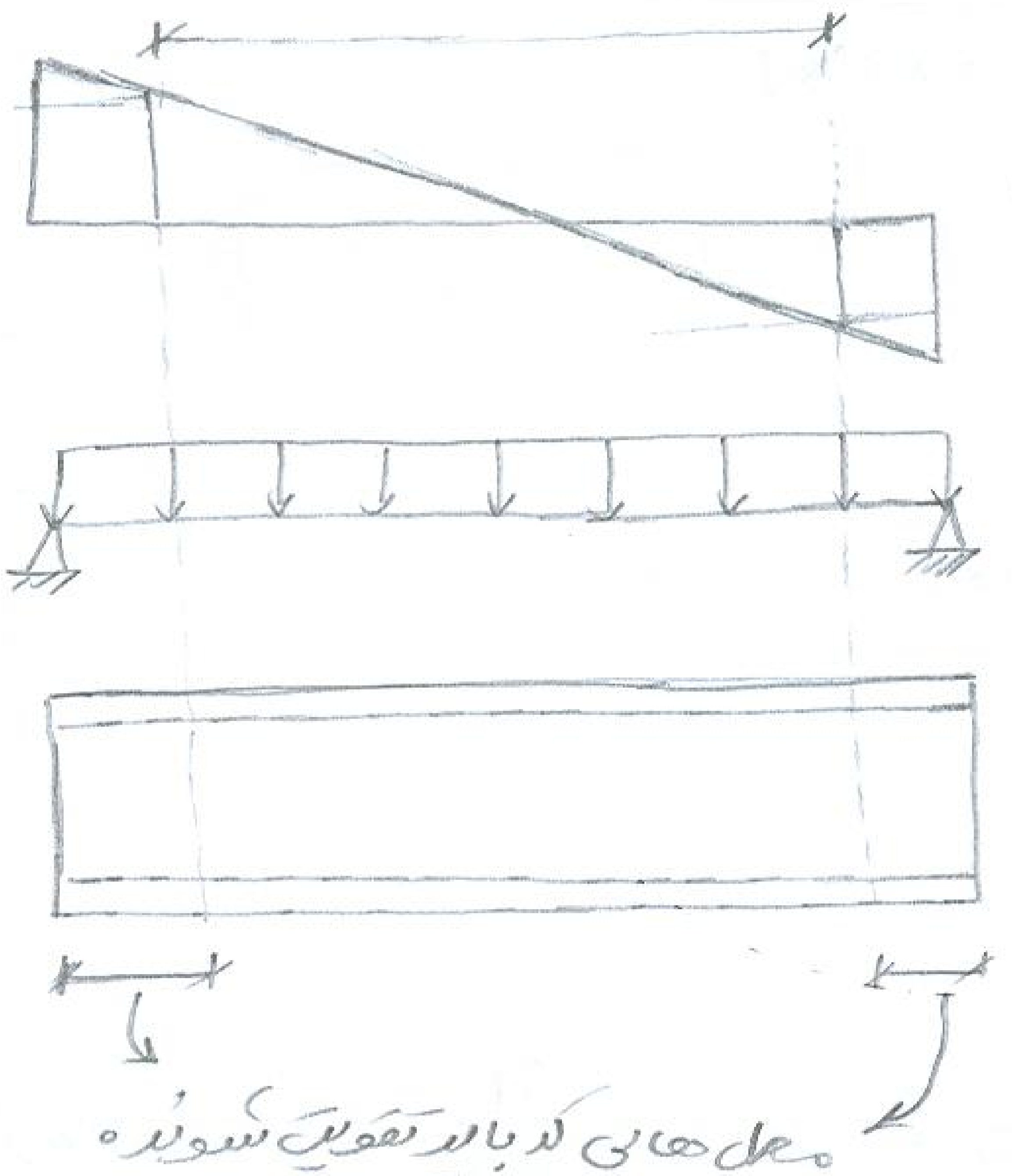
$\frac{L}{۴} > ۵$ → عموماً برای برش جواب می‌دهد. ← تیر رفتار خمشی دارد

$\frac{L}{۴} <$ → احیاناً برای برش جواب نمی‌دهد

* اگر برش جواب ندهد، کافی است که سطح درگیر برش (یعنی جان تیر) را تقویت کنیم. منطقی نیست که المان را عوض کنیم.

* برای تقویت مناسب نیست تمام دهانه را تقویت کنیم، بلکه تا جایی تقویت می‌کنیم که برش نیاز دارد.


تقویت plate بهتر است
که متقارن باشد.


محل هایی که باید تقویت شوند

$V_a = ۰/۴ F_y (t_w \cdot h)$ قابل تحمل تیر

$$\frac{V_{max} - V_a}{۰/۴ F_y} =$$ سطح مقطع ورق تقویت برشی

* تیر و پروفیل های cos + IPE ← لانه زنبوری ← سطح مقطع جان نصف (کمتر) می‌شود. در این نوع مقاطع برش خیلی مهم است. به خصوص در دو انتها. ممکن است کل طول تیر هم توسط ورق تقویت، تقویت شود.

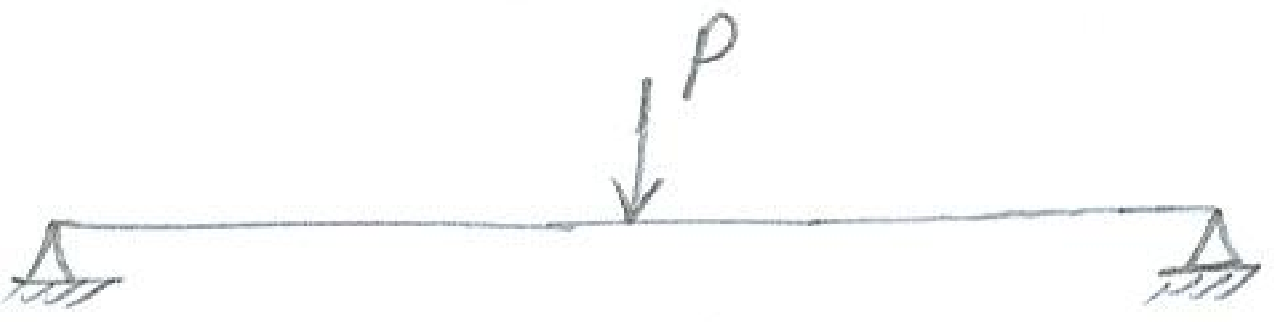
▨ کنترل تغییر شکل ها:

- طبق مبحث دهم، تغییر شکل در حضور اثر بار زنده و مرده نباید از $\frac{1}{240}$ دهانه ($\frac{1}{240}L$) بیشتر باشد.

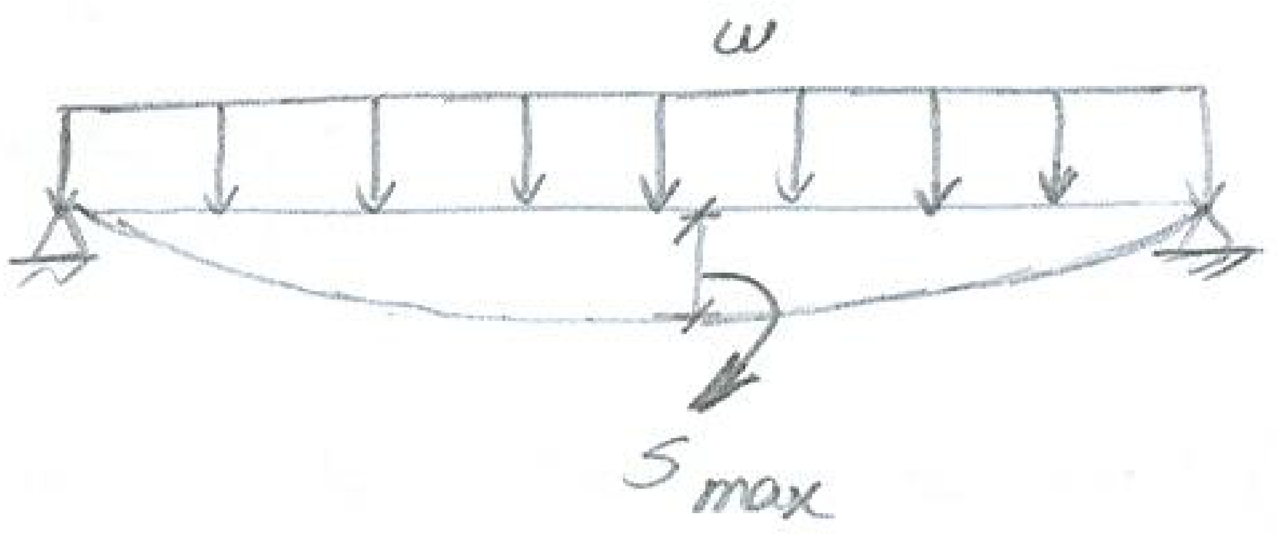
کارایی حداکثر

طول دهانه تیرها

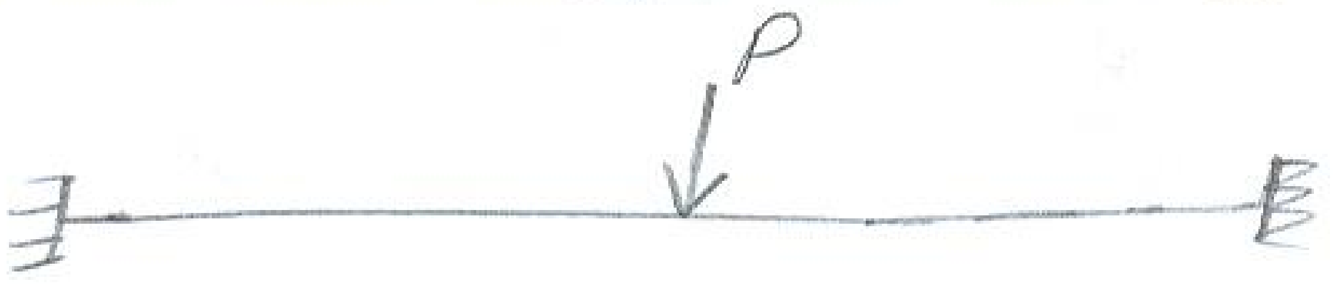
* عموماً تیرهای دو سر گیردار مشکل تغییر شکل ندارند.



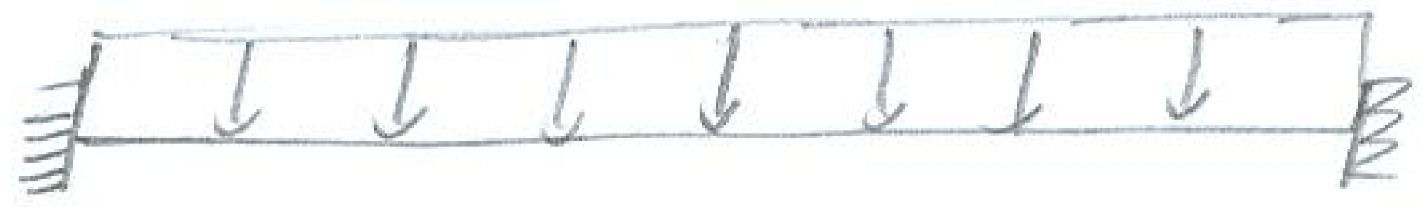
$\delta_{max} =$ ______



$$\delta_{max} = \frac{۵\, wL^۴}{۳۸۴\, EI}$$



$\delta_{max} =$ ______



$\delta_{max} =$ ______

- طبق مبحث دهم، تغییر شکل در حضور اثر بار زنده نباید از $\frac{1}{۳۶۰}$ دهانه ($\frac{1}{۳۶۰}L$) بیشتر باشد.

- در ساختمان ممکن است بارهای جانبی (باد، زلزله) موجود باشد. بار جانبی ← اثر آن را بیشتر در ستون ها می‌بینیم.

حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه $= ۰/۰۰۵\,h$

h ← طول ستون

اثر نیروی زلزله در ستون ها

* خیلی وقت ها می‌توان از تکنیک تقویت، برای تقویت خمشی تیرها استفاده کنیم. می‌توان در جاهایی که خمش احتیاج به تقویت است، از ورق استفاده کرد.

* تیر دو سر گیردار (یا قاب خمشی) در کناره‌ها لنگر زیاد است ($\frac{wL^2}{12}$) ولی در وسط مقدار آن کمتر است ($\frac{wL^2}{24}$). به همین دلیل، ورق تقویتی را در کناره‌ها استفاده می‌کنند و در تیرهای دو سر ساده چون در وسط دهانه m ماکس اتفاق می‌افتد ($\frac{wL^2}{8}$)، این قسمت را تقویت می‌کنند.

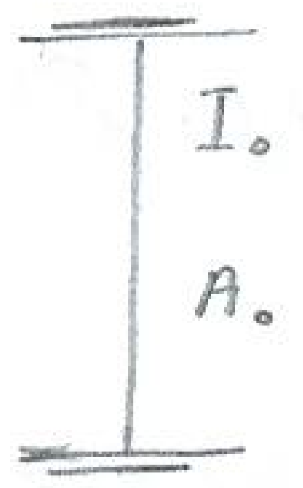
* خمش را بال تیرها تحمل می‌کنند و برش را جان تیر تحمل می‌کند.

▨ تقویت خمشی تیرها

هدف در تقویت خمشی این است که I را زیاد کنیم.

۲ راه تقویت

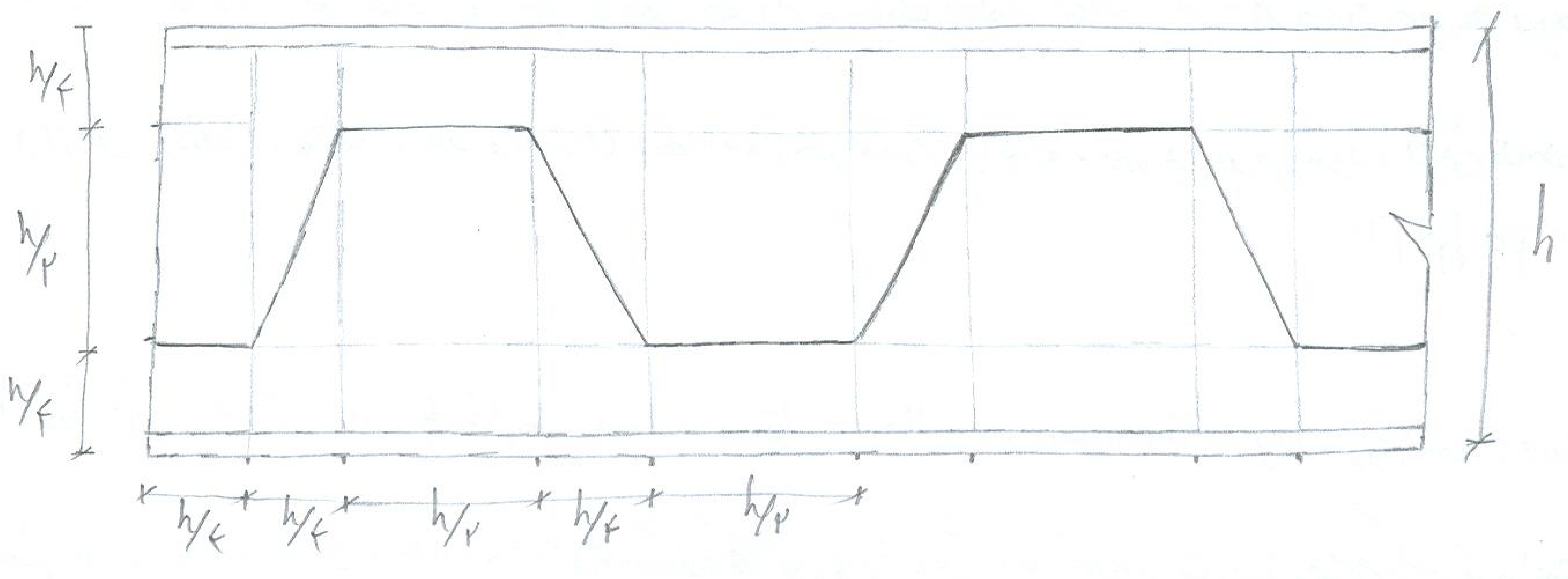
① تقویت با افزودن مصالح ← یعنی A (سطح مقطع) را زیاد کنیم. (اضافه کردن ΣA_i به A_0)



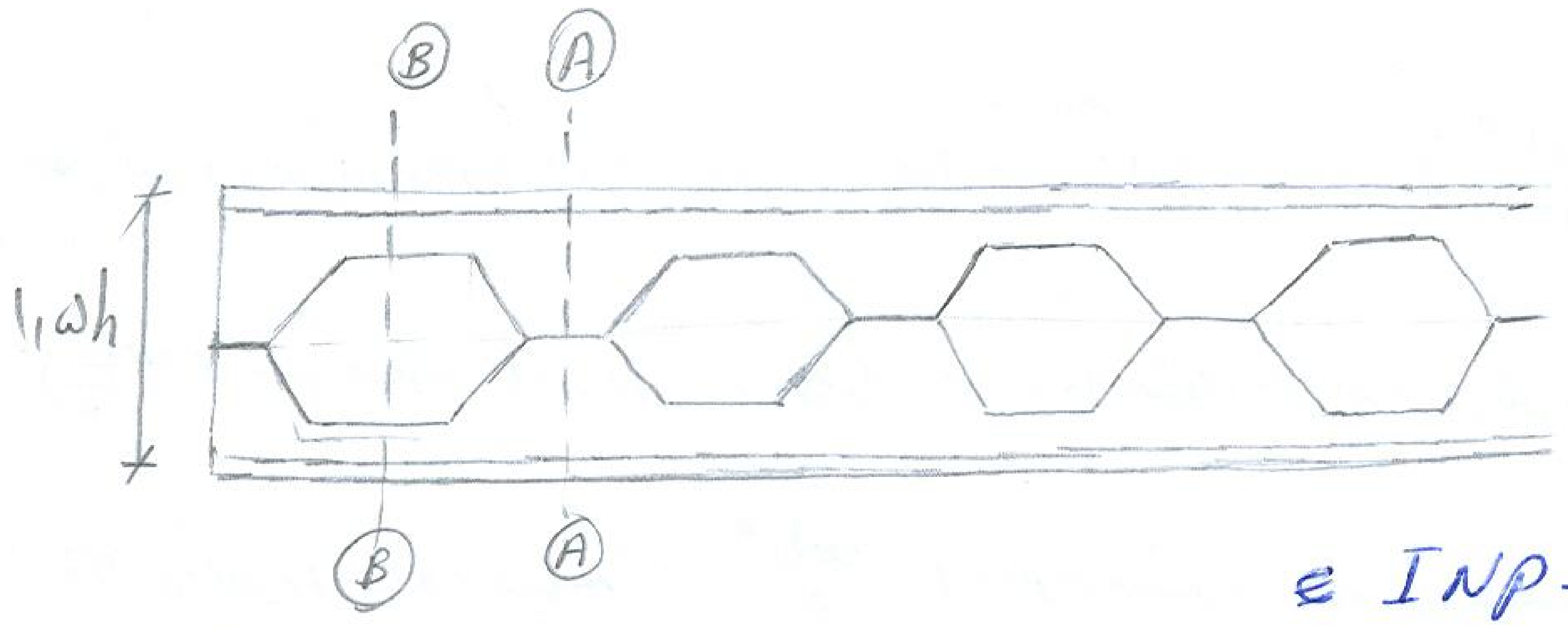
② تقویت بدون افزودن مصالح ← افزودن d

مثل لانه‌زنبوری کردن پروفیل‌ها

▨ * پروفیل لانه‌زنبوری ← روش h



* به اندازه‌ی hها به ارتفاع افزوده می‌شود ⇐ ممان اینرسی زیاد می‌شود در حالی که وزن آهن اضافه نشده و در مجموع وزن پروفیل ثابت است.



ε INP → cINP

پس بر اساس مقطع این دو قسمت را باید داشته باشیم.

در ایران مرسوم‌تر است. → IPE → cIPE یا CPE

cast

* مقطع A و B، مقاطع بحرانی هستند.

** برای کنترل برش باید مقطع B را کنترل کنیم.

برای کنترل برش مقطع لانه‌زنبوری باید از رابطه‌ی زیر استفاده کنیم و اگر جوابگو نباشد باید از ورق‌های تقویتی استفاده کنیم. اینکه چه مقدار ورق تقویتی یا در جهت طولی، بستگی به دیاگرام برش دارد.

$$\frac{V_{max}}{t_w(h/2 - 2t_f)} \leq 0.4 F_y$$

رابطه‌ی موجود برای کنترل برش لانه‌زنبوری

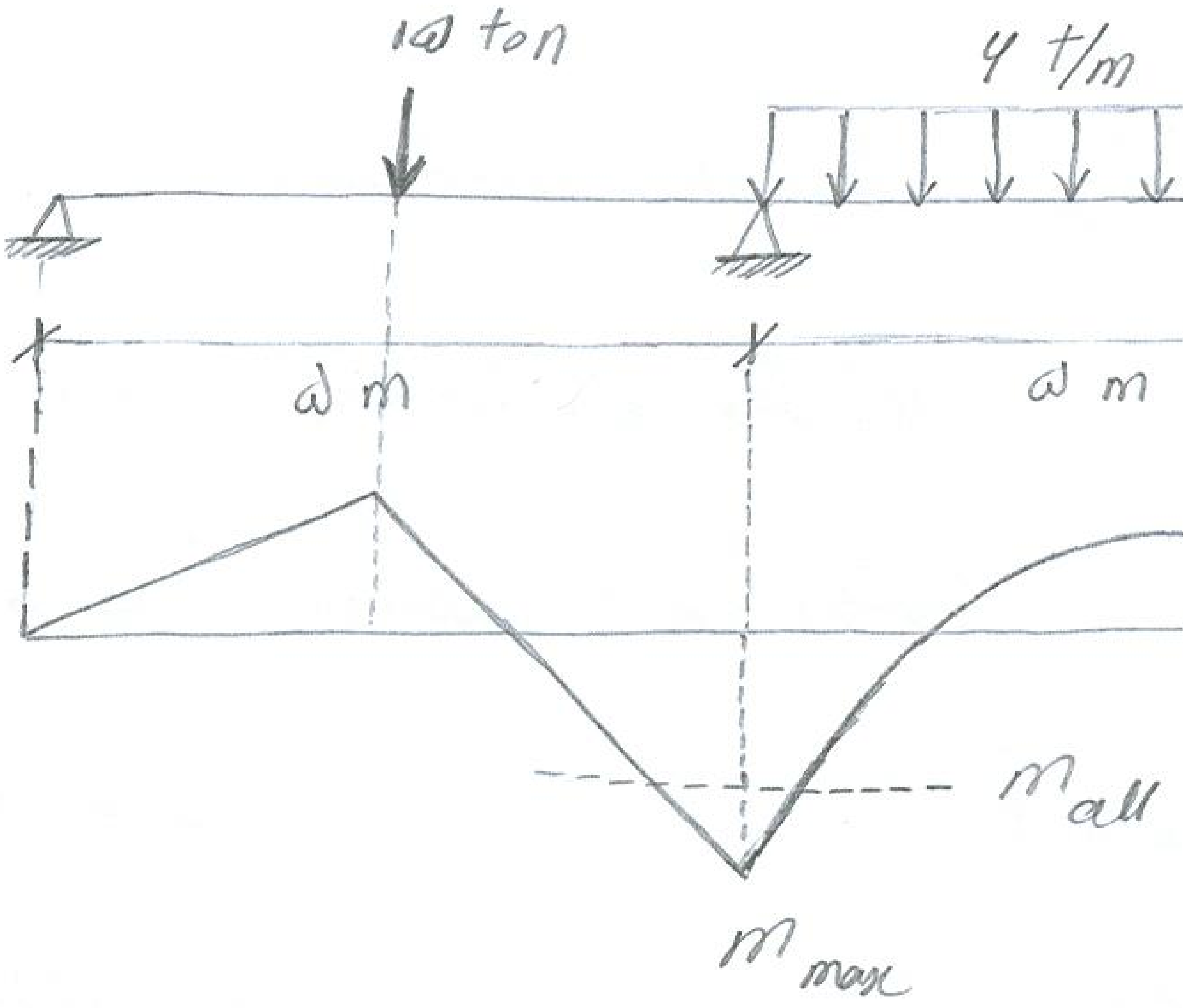
نکته: چه برش جوابگو باشد و چه نباشد، چون مقاطع به گونه‌ای شده است که جان صدمه دیده (از بین رفته) دو دهانه ابتدا و انتهای دهانه در هر صورت با ورق تقویت پر می‌شود. یعنی به طول

۳h

مثلاً اگر h = 20cm ارتفاع تیر باشد، در ابتدا 40cm و در انتها 40cm باید از ورق تقویت استفاده کنیم. «در هر دهانه ۲ انتها»، در آکل مشخص که ورق تقویت استفاده می‌شود قد هایی کنیم که برابر است یعنی

۱٫۵h داریم.

#HW


۱۵ ton
۴ t/m
۵ m
۵ m
M_{all}
M_{max}

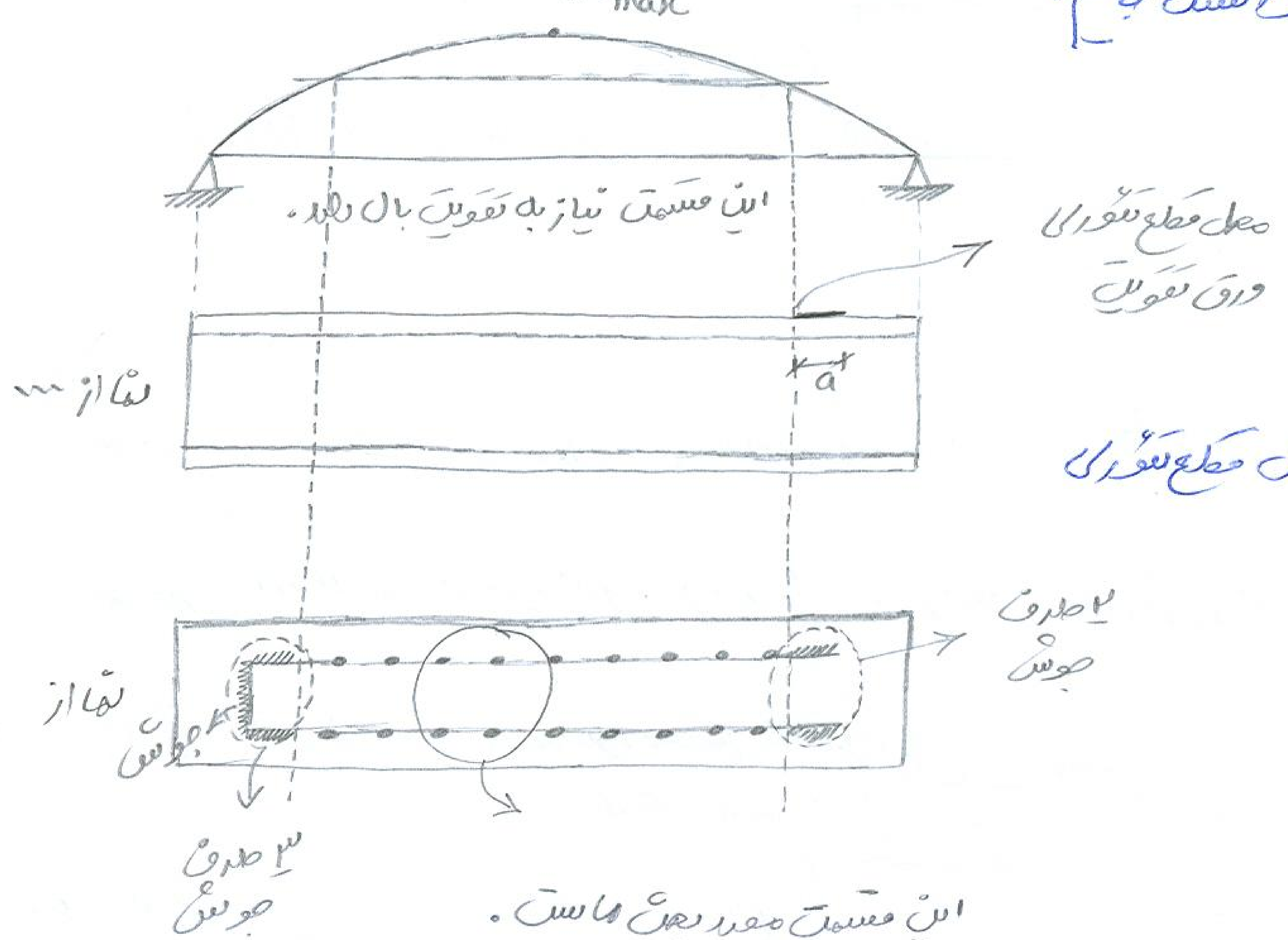
IPN ضعیف‌تر مثلاً ۲ یا ۴ شماره پایین‌تر در یک طولی باید تقویت شود $M_{max} - M_{allowable}$:

مثل یار هم مثل لانه زنبوری .

* تو امتحان مثلاً میگه IPB 22 جواب می‌ده امّا تا IPB 20 بیشتر حق نداریم استفاده کنیم .

⇐ نیاز به ورق تقویت داریم . (مثبت و منفی بودن M مهم نیست، اندازه مهم است) .

طول ورق تقویت از روی دیاگرام ممان و خمش تعیین می‌شود . هم در جان و هم در بال ممکن است نیاز به ورق تقویت داشته باشیم .


M_{max}
این قسمت نیاز به تقویت بال دارد .
محل قطع تئوری ورق تقویت
a
نما از ...
نما از
۳ جوش
۲ طرف جوش
۳ طرف جوش

این قسمت مورد بحث ماست .

(بزرگ شده آن در صفحه بعد)

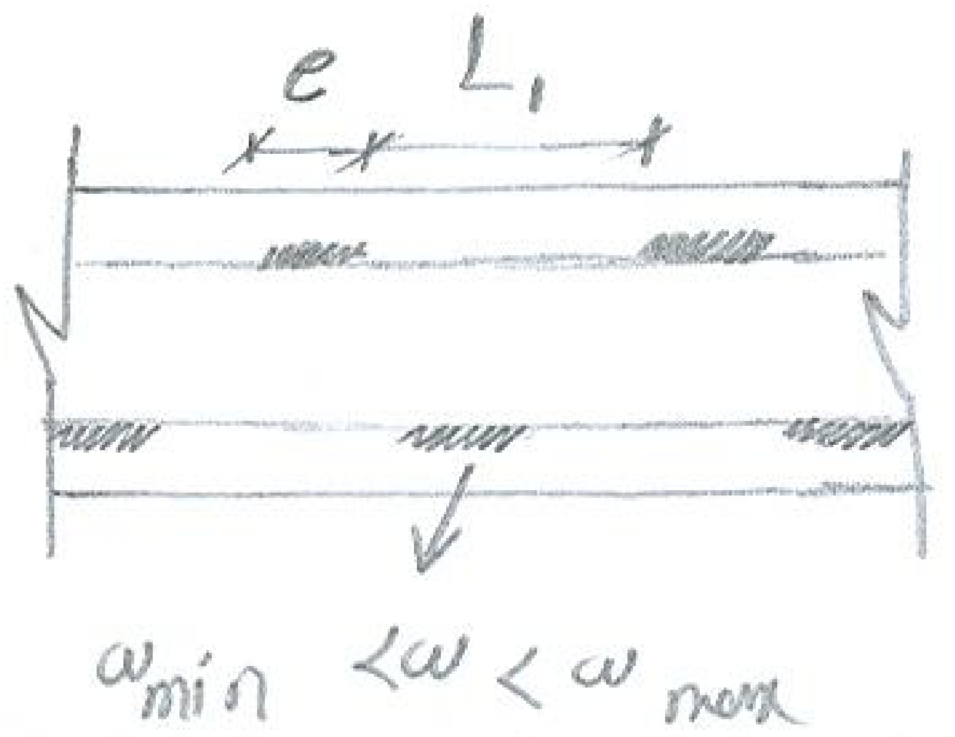
a : افزایش طول ورق از محل قطع تئوری

b : عرض ورق تقویت

t : ضخامت ورق تقویت

M_a : ظرفیت مجاز موجود

- $a = b$ → اگر سه طرف ورق تقویت جوش شود و حداقل ساق جوش $\frac{3}{4}t$ باشد
- $a = 1.5b$ → اگر سه طرف ورق جوش شود.
- $a = 2b$ → اگر دو طرف جانبی ورق جوش شود


e
L_1
$\omega_{min} < \omega < \omega_{max}$

$e_{min} = 10t$

$e \geq 4\omega$

$e \geq 40\ mm$

ω : ساق جوش

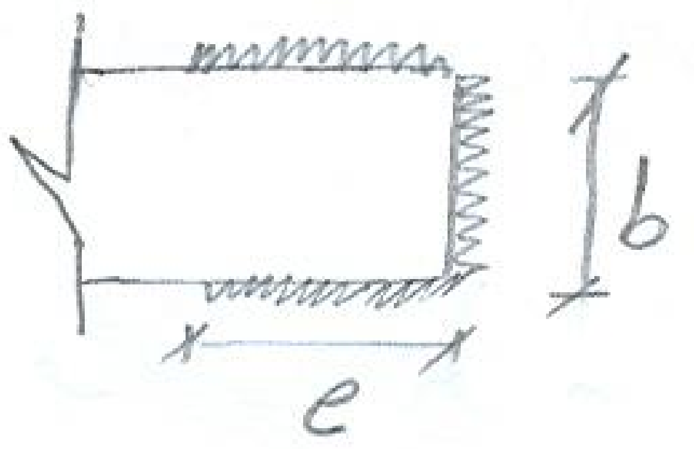
L_1 : فاصله بین جوش ها

e : طول جوش

در فشار → $L_1 \leq 16t \leq 30\ cm$

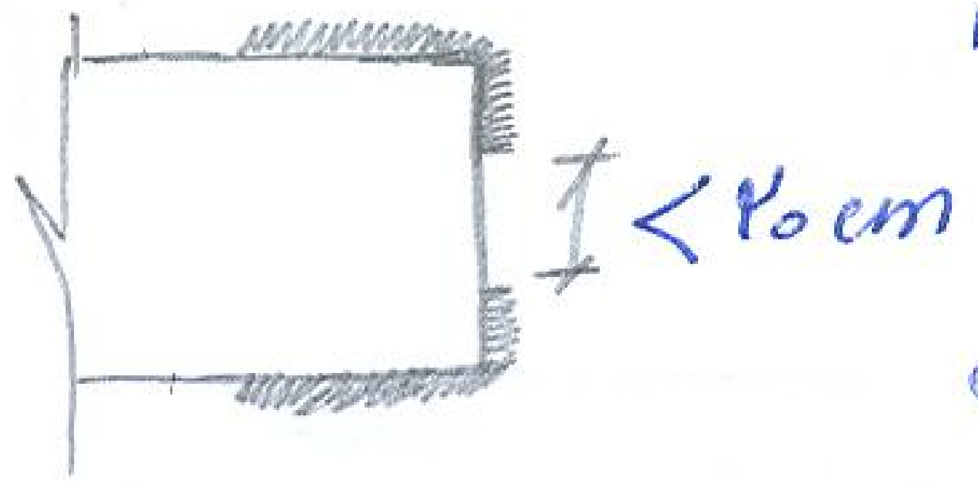
در کشش → $L_1 \leq 24t \leq 30\ cm$

detail جوش اتصال ورق تقویت :



$\text{if} \to b \leq 20\ cm \longrightarrow \underset{\uparrow \text{طول جوش}}{e_{min}} = b$

if $b > 20\ cm$

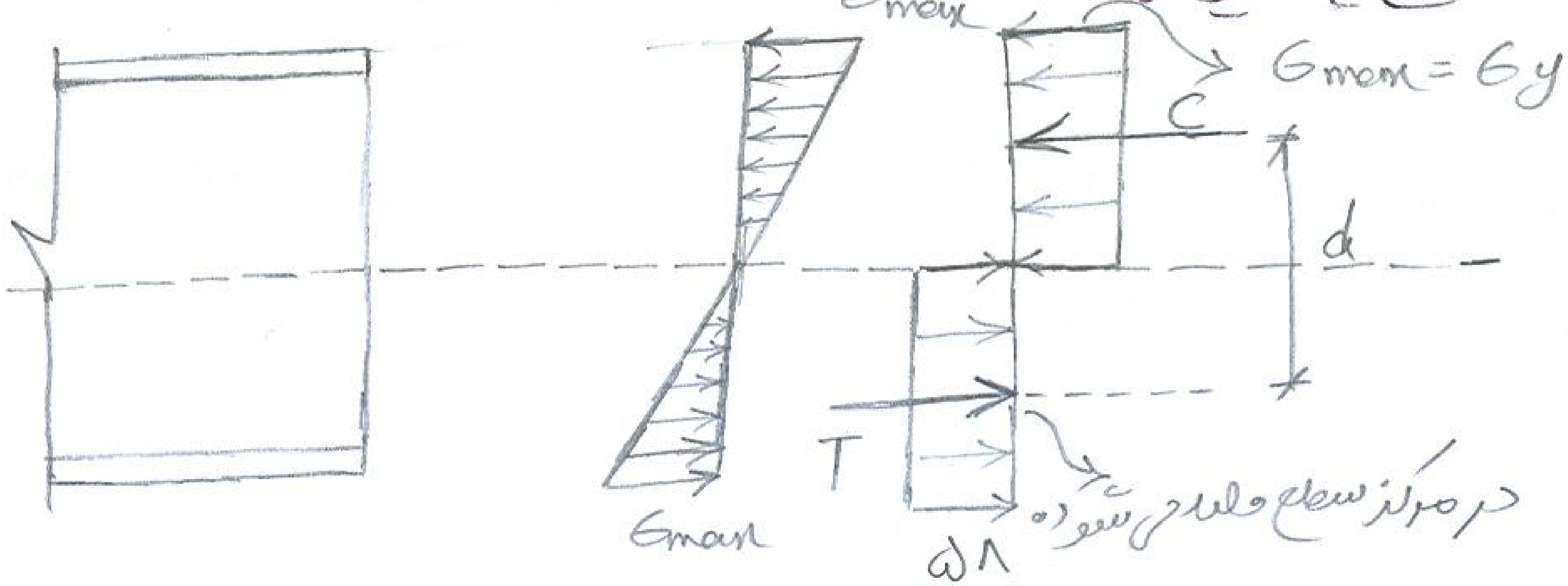


طول حداقل خط جوش $= b$

* به ورق تقویت ← تسمه هم گفته می شود ($b/t = 10$)

* تیر ω H# نامعین است . (جدول آخر کتاب مشخص نشده)

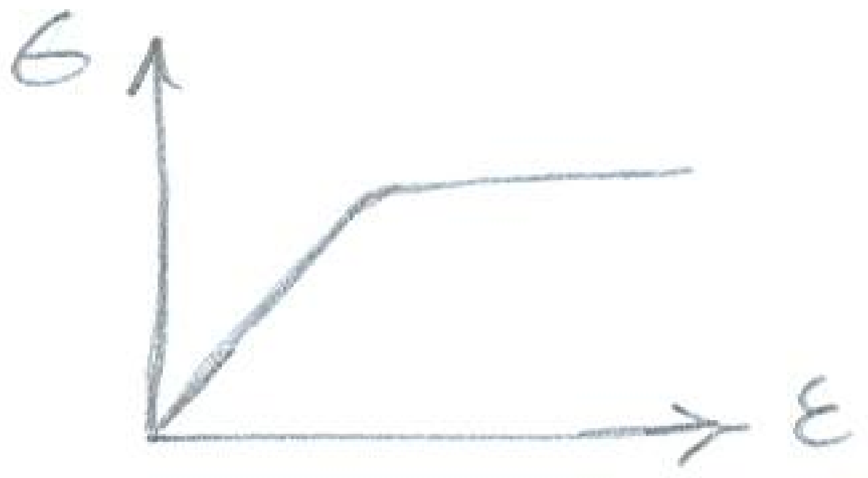
▨ کنترل تنش بر اساس مقطع پلاستیک ؟


σ_{max}
$\sigma_{max} = \sigma_y$
C
d
T
σ_{max}
در مرکز سطح ها اعمال شده

$\sigma_{max} = \sigma_y$ زمانی که تمام مقطع تسلیم شود

↙

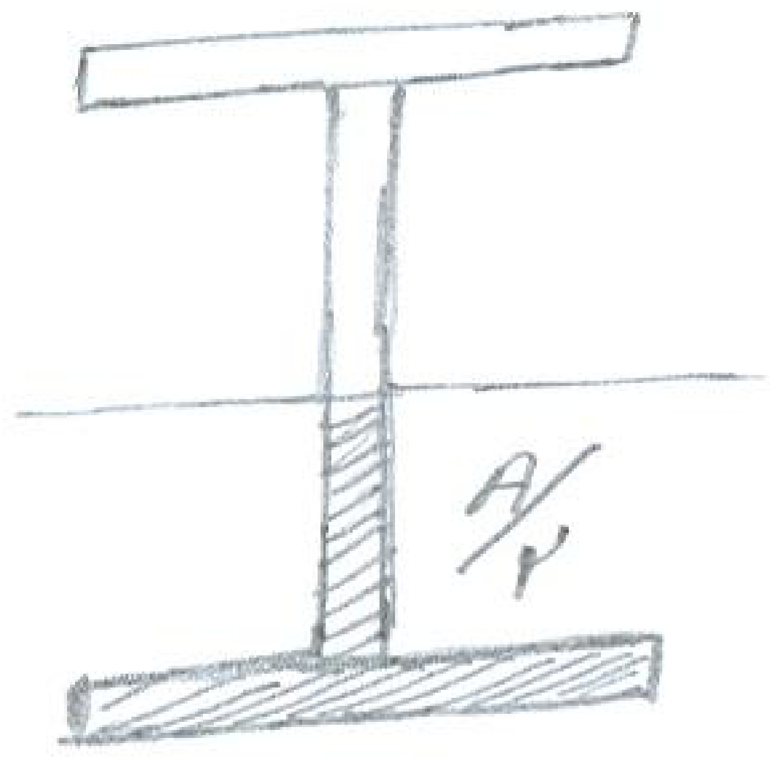
معیار طراحی



با ادامه ی بارگذاری، تغییر شکل ها زیاد می شود و تیر کاملاً تسلیم می شود.

$C = T \rightarrow m_p = Td = cd$

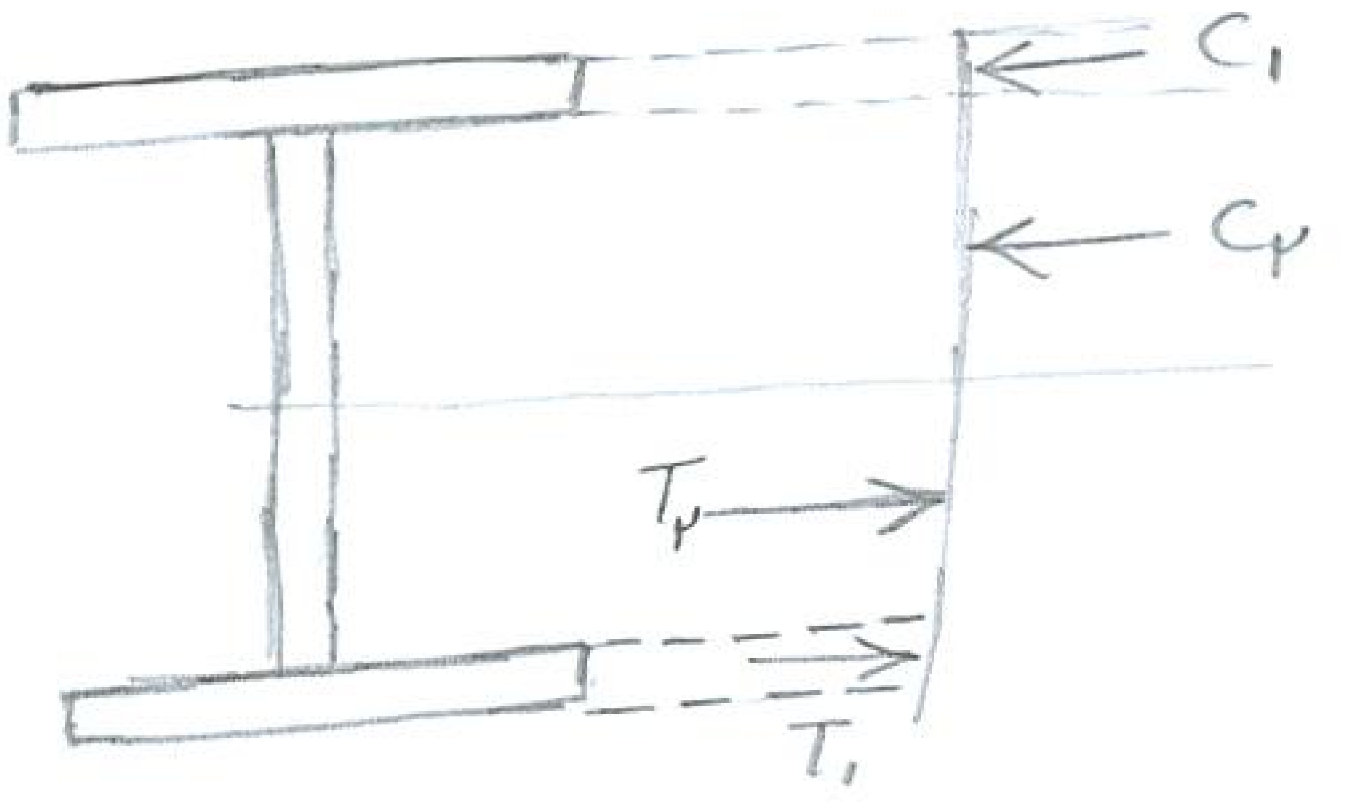
m_p: لنگری است که باعث می شود مقطع کاملاً پلاستیک شود (جاری شود)



محل اعمال آن $\rightarrow T = \frac{A}{2} F_y$

در centroid سطح است.

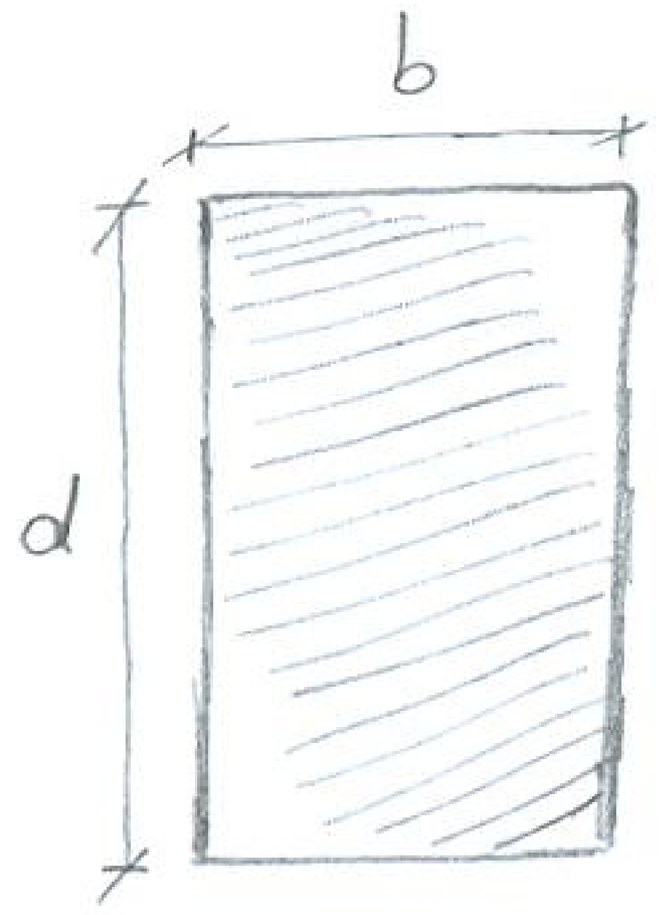
می توان دو تا T در نظر بگیریم یعنی:



$$\sigma = \frac{mc}{I} \Rightarrow \sigma = \frac{m}{w} \quad , \quad \sigma_y = \frac{m_y}{w_y} \quad , \quad \sigma_y = \frac{m_p}{w_p}$$

بر اساس مقطع پلاستیک

- مقطع مستطیلی:



$$w_y = \frac{bd^2}{6}$$

$$w_p = \frac{bd^2}{4}$$

$\hookrightarrow \frac{bd}{2} \cdot \frac{d}{2}$