

دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
( پلی تکنیک تهران )

# خلاصه درس مکانیک خاک و پی سازی

(بربنای کتاب سری عمران و گاج)

تهیه و تنظیم : مصطفی رحیمی

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

بهار سال ۱۳۹۴

## مقدمه :

خلاصه ای که پیش روی شماست، خلاصه درس مکانیک خاک کتاب های انتشارات گاج چاپ ۱۳۹۲ و مکانیک خاک انتشارات سری عمران ۱۳۹۲ و خلاصه ی پی سازی کتاب سری عمران جدید چاپ ۱۳۹۲ می باشد.

به دلیل اهمیت درس مکانیک خاک و پی سازی در کنکور کارشناسی ارشد، تمام شکل ها در داخل جزوه با خط کش و بسیار منظم کشیده شده است. لازم به ذکر است که بیشترین وقت آموزشی بنده به تدوین این خلاصه ی با ارزش اختصاص یافته است. در تدوین این خلاصه سعی شده تمامی مطالب و نکات مهم درس نامه ها، تست ها، آزمون ها و همچنین مثال های مهم و کاربردی در داخل جزوه گنجانده شود.

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

به دلیل حجم بالای درس مکانیک خاک و پی سازی، سعی شود این خلاصه بارها و بارها دوره شود تا مطالب به خوبی به خاطر سپرده شوند.

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

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

به امید موفقیت شما مهندسین عزیز در کنکور کارشناسی ارشد

مصطفی رحیمی

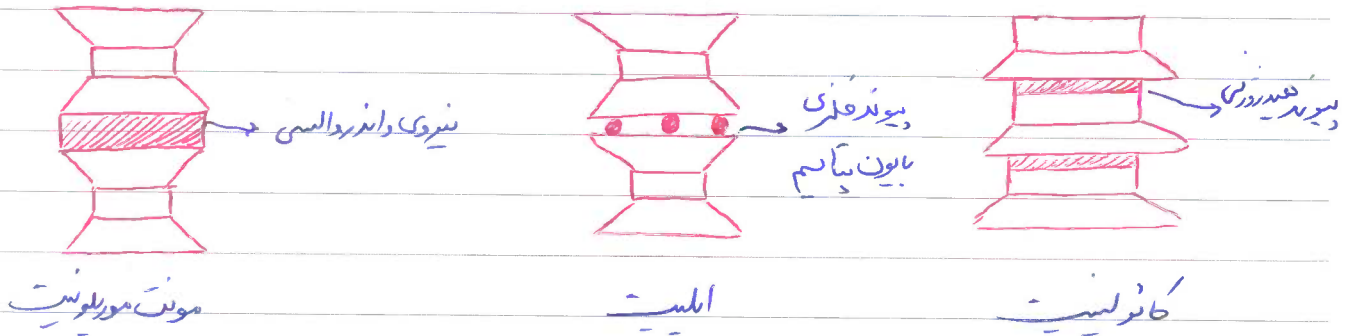
رتبه ۳۴ کنکور کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران سال ۱۳۹۴

در سیستم سیم‌بندی متجدد و آستو، مرز عدایی در نسبت دانه و فرایانه عموماً  $0.75 \text{ mm}$  است، اما در همین نسبت مرز عدایی شن و ماسه  $4.75 \text{ mm}$  و در سیستم آستو  $2 \text{ mm}$  است.  
 برای عدایی لای و رس نیز سیستم آستو عموماً  $0.075 \text{ mm}$  (2 میلون) را در نظر می‌گیرد، در حالی که سیستم سیم‌بندی مرز عددی برای عدایی لای و رس قابل‌قبول می‌شود.  
 در سیستم متجدد ماسه عدایی لای و رس، رفتار آن‌ها در برابر ضربه است.

کاتیون‌های سی

کاتیونیت، ایلیت و مونت موریلونیت (مونیوریلونیت) عمده‌ترین کاتیون‌های تشکیل دهنده رس‌ها هستند.

واحد های بنیادی کاتیونیت  
 ← چهارواحد سیلیکا ( $\text{SiO}_2$ )  
 ← هشت واحد آلومین ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ )



صفتی از زردن‌های راه‌سوی سیلیکا (S) و صفتی از صفتی آلومینا یا صفتی سیلیت (G) نیز می‌آیند.

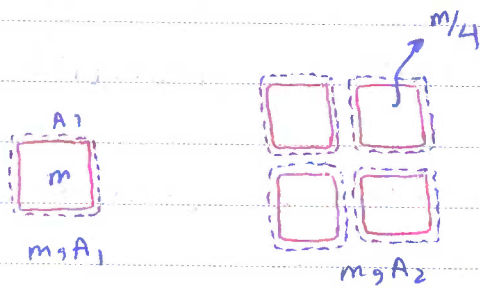
نسبت سطح خارجی و داخلی	صفحات (آنتیتر)	ابعاد جانبی (آنتیتر)	نوع کاتیون رس
10 تا 20	100 تا 1000	1000 تا 20000	کاتیونیت
80 تا 100	50 تا 500	1000 تا 5000	ایلیت
800	10 تا 50	1000 تا 5000	مونت موریلونیت

آب‌فد بعضی عامل رفتار غیر عادی خاک رسی و آب‌فد زیاد باعث بروز خاصیت روانی آن است.



### سطح مخصوص:

سطح جانبی ذرات بر دایره‌ها بر سطح مخصوص می‌مانند.



$$\text{سطح مخصوص} = \frac{\text{سطح جانبی ذرات}}{\text{جرم}} = \frac{A}{m}$$

**Result** سطح مخصوص ریزدانه‌ها << سطح مخصوص ذرات بزرگ‌تر

### ساختار خاک‌ها:

دانه‌ها به یکدیگر می‌چسبند



① **دانه‌ها**: از دانه‌های ریز به یکدیگر چسبیده تشکیل شده‌اند



① **ساختار تک دانه‌ای یا درهم یکدانه**:

دانه‌ها به صورت تک تک کنار هم قرار دارند و هر دانه به وسیله دانه‌های اطراف احاطه شده است.

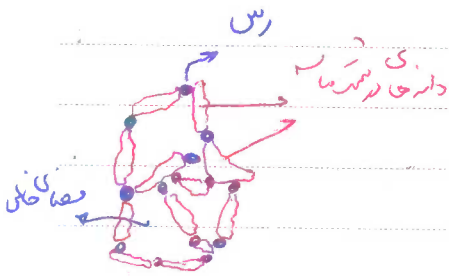
② **ساختار لانه زنبوری یا محوف**:

دانه‌های اصلی از دانه‌های درشت‌تر ساخته شده است

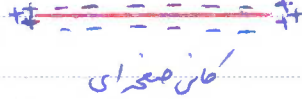
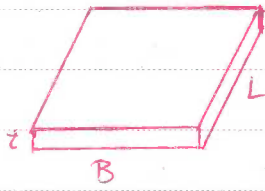
و این لانه‌ها توسط چسب طبیعی از زمین رس یا سلت هندی

به جهت طبعی زنجیری بهم متصلند

نسبت به ساختار تک دانه‌ای کوچک‌تر و متخلخل‌تر می‌باشد



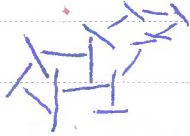
**نکته مهم:** اگر در آن وجود آب زیاد هیچ‌چیزی بین دانه‌ها حسسه شود ساختار محوف به ساختار تک دانه‌ای تبدیل می‌شود.



ب) مساحت جانب‌های برزخانه:

واحد تولید رنده آن‌ها کانی‌های صغیر است

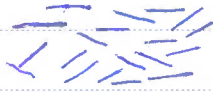
بر روی سطح بار منفی دارند و در دو انتها بار مثبت



۱) مساحت رنده ای یا فلوکول یا مجمع:

برای نیروی داخلی بین ذرات به صورت حاره است

کانی‌ها از گوشه مثبت خود به صفحات منفی کانی مجاور می‌چسبند



۲) مساحت برزخانه:

در اثر فشارها برای کانی‌های رسی به صورت خوابیده بر روی

بلکه بر قرار می‌گیرند

تمام ذرات با بلک‌گر بیشتر است و بر این نیروی داخلی به صورت رافعه است

نسبت رافعه مهم‌ند

مقاومت برشی ← مساحت مجمع ← برزخانه

تراکم برزخی (رفاه‌ها کم) ← مساحت برزخانه ← مجمع

مشت (رفاه‌ها زیاد) ← مساحت مجمع ← برزخانه

که همان است

روابط مربوط به رطوبت خاک

$$\left\{ \begin{aligned} G_s &= \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \\ \gamma_s &= \frac{W_s}{V_s} \end{aligned} \right. \Rightarrow G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

G<sub>s</sub>: جرمی دانده خاک

خاک نریالی 2.8 < G<sub>s</sub> < 2.2  
آبی 2 < G<sub>s</sub> < 2.2

$$\gamma_w = 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 1 \frac{\text{grf}}{\text{cm}^3} = 9,806 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \approx 10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

روابط مربوط به فضای خالی خاک

$$\left. \begin{aligned} n &= \frac{V_v}{V} \quad \text{تخلخل (پوکی)} \\ e &= \frac{V_v}{V_s} \quad \text{نسبت تخلخل (نشانه طلاء)} \end{aligned} \right\} \text{رابطه} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} n &= \frac{e}{1+e} \\ e &= \frac{n}{1-n} \end{aligned} \right.$$

$$A = \frac{V_a}{V} \quad \text{درصد هوا}$$

روابط مربوط به حضور آب در فضای خالی خاک

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad \text{درصد اشباع} \quad w = \frac{W_w}{W_s} \quad \text{میزان رطوبت} \Rightarrow w G_s = S_r e$$

زمانی که خاک اشباع گردد، S<sub>r</sub> = 1 بوده و میزان رطوبت را با W<sub>sat</sub> نشان می‌دهیم. ماژیم مقدار در صد اشباع رخداد برابر یک است، این رخداد است که میزان رطوبت، بسته به نوع خاک می‌تواند از یک هم بیشتر باشد.

$$w_{sat} = \frac{e}{G_s} \quad \text{وقتی خاک اشباع باشد}$$

$$A = n(1 - S_r) \quad \text{رابطه دوم برای درصد هوا}$$

$$w = \frac{V_w}{V_s \times G_s}$$

رابطه وزن مخصوص ها:

$$\gamma = \frac{G_s(1+w)}{1+e} \gamma_w$$

یا

$$\gamma = \frac{G_s + S_r e}{1+e} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{G_s(1-A)}{1+w G_s} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{W_w}{w \cdot V}$$

$$\gamma = \gamma_d + S_r (\gamma_{sat} - \gamma_d)$$

رابطه بین وزن مخصوص مطلق و وزن مطلق

$$S=1 \Rightarrow \gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V} = \frac{G_s + e}{1+e} \gamma_w$$

در حالت اشباع می توان وزن مخصوص غوطه خور خاک را از تقسیم وزن غوطه خور (طاحری) خاک بر حجم طاحری بدست آورد:

$$\gamma' = \frac{W'}{V} = \gamma_{sat} - \gamma_w \rightarrow \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s - 1}{1+e} \gamma_w$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$$

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n \gamma_w$$

$$\gamma_d = \gamma_s \left( \frac{V_s}{V} \right) = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

نکته: اگر مقدار آب نام جهت اشباع نمودن یک توده خاک را با آب مانند حجم آن بدست آوریم، دوروش وجود دارد.

1) حجم هوای موجود را بدست آورده و با ضرب کردن آن در وزن مخصوص آب، وزن آب نام جهت اشباع کردن خاک را می تابد کنیم.

2) وزن خاک در حالت اشباع را بدست آورده و پس از آن خاک موجود را از آن کم کنیم.

$$CI = \frac{LL - w}{PI}$$

در صورتی که در صورتی که نسبت غلظت



نکته: اگر دو خاک با ضریب های  $\omega_A$  و  $\omega_B$  را با هم مخلوط کنیم و بخواهیم در خاک مخلوطه دارای رطوبت  $\omega$  شود، در آن صورت نسبت حجم این دو خاک قبل از مخلوط شدن برابر است به:

$$\frac{V_A}{V_B} = \left[ \frac{\omega_B - \omega}{\omega - \omega_A} \right] \left( \frac{\gamma_{d_B}}{\gamma_{d_A}} \right)$$

نکته مهم (1): اگر بدانیم تغییر در حجم خاک، رطوبت آن، تغییر در حجم، چون وزن دانه ها جامعه و حجم خاک تغییر نمی کند، وزن مخصوص خشک خاک نیز ثابت خواهد ماند در این حالت:

$$\frac{\gamma_1}{1 + \omega_1} = \frac{\gamma_2}{1 + \omega_2}$$

نکته مهم (2): اگر تغییر در حجم خاک رطوبت آن، تغییر در حجم، در آن صورت با هم وزن دانه ها جامعه و تغییر نمی کند. در این حالت:

$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{\gamma_{d_1}}{\gamma_{d_2}} = \frac{1 + e_2}{1 + e_1}$$

نکته مهم (3): یک نمونه خاک با رطوبت ثابت، زنده به هر تریون مخصوص خشک خودی رسیده تا آن حوالی آن در اثر تراکم خارج شده باشد. در این حالت  $\omega = \omega_{sat}$  و  $\omega$  ثابت است.

دانشیه نسبی: معیاری است که توسط آن وضعیت تراکم خاک نسبت به تراکم بیش دست در این حالت آن سفیدی شود.

نسبتین حالت  $e = e_{max}$   $D_r = 0$

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

تراکم بیش حالت  $e = e_{min}$   $D_r = 1$

که از جابجایی تراکم  $0.7 \leq D_r \leq 0.8$

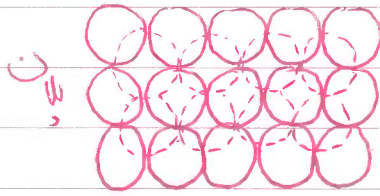
$0 \leq D_r \leq 1$

Subject:

Date:

No:

مقدمه در مورد خاک و مصالح در آن در یک آزمایش و هم اندازه گیری نمودن در آن صورت :



$$e_{max} = 0,91$$

$$e_{min} = 0,35$$

فرمول (رابطه) برای تعیین ضریب تخلیه در آن

$$Dr = \left( \frac{\delta_d - \delta_{dmin}}{\delta_{dmax} - \delta_{dmin}} \right) \left( \frac{\delta_{dmax}}{\delta_d} \right)$$

آرایش های فشرده سازی خاک :

۱) آسب

رابطه تجربی جهت تعیین بعد حبه آسب

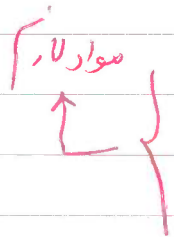
$$d_{mm} = 0,75 \left[ \frac{25,4}{NO_n} \right]$$

شماره آسب

آنها	0,075 mm	آسب شماره 200
	4,75 mm	آسب شماره 4
	2 mm	آسب شماره 10
	0,15 mm	آسب شماره 100

آرایش جدید و متدی :

برای اصل ته نشینی ذرات خاک



- 4) 50 گرم نمونه خاک که از آسب شماره 200 عبور کرده است
- 2) ماده خالص ذرات خاک از نظر غیر که در آسب جدید بزرگی هزارها منافذ است
- 3) آب سورا

### ایزاس هیپرومتری؟

۱) قانون استوکس مخصوص ذرات درونی است. در حالی که ذرات ریزی به طرفه در این ایزاس اغلب کانیهای

صغیرای هستند.

۲) در ذرات کوچکتر از  $2\text{mm}$  یا  $0.075\text{mm}$  قانون استوکس همان است. در این حالت مرتب «براونی» مولکولی آب مانع از سقوط ذرات نیر می شود.

### چارا امترای منضی دانندیزی؟

۱) اندازه موثر:

اندازه موثر همان را با  $D_{10}$  نشان می دهیم، بزرگترین قشری است که 10 درصد ذرات خاک ازین بزرگترند.

۲) ضریب کلوامتی:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$D_{60}$  معیاری برای مقایسه لقیب درست دانندگی و  $D_{10}$  معیاری برای

مقایسه کجمن نیر دانندگی است. با این فرض  $D_{60}$  بزرگتر و  $D_{10}$  کوچکتر باشد، نشان دهنده آن است که گرس منضی بیشتر بوده و نیر دانندگی ذرات خاک در محدوده وسیع تر است.

براندگی  $C_u \uparrow$

### ۳) ضریب انصاء:

نشان دهنده ی ضریب انصاء منضی دانندیزی است.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

منضی A که محب بوده و نیر دانندگی بیشتری دارد، دارای  $D_{30}$  کمتر و

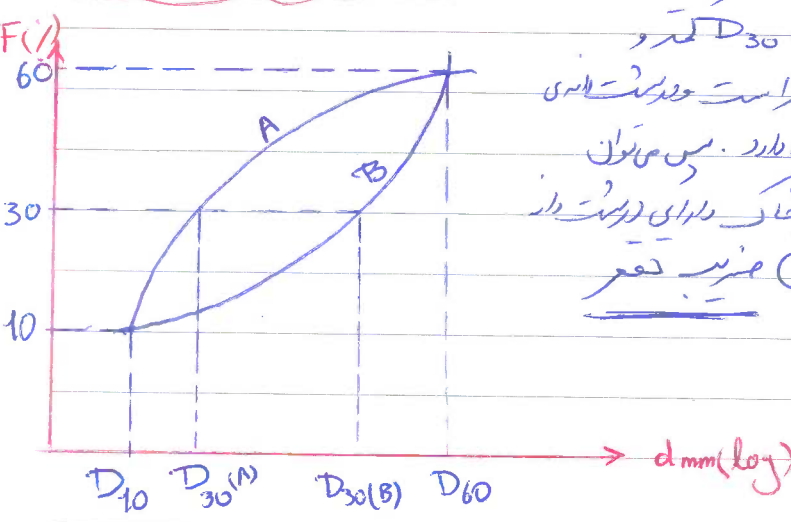
ضریب انصاء کوچکتری است ولی منضی B که معقر است و نیر دانندگی

کمتری دارد،  $D_{30}$  بیشتر و ضریب انصاء نیر دانندگی دارد. پس می توان

گفت هر چه  $C_c$  بزرگتر باشد، منضی معقر تر خاک دارای دانندگی دار

بیشتری است. به همین دلیل خاص اوقات بهین ضریب معقر

نیر می گویند.



تاریخ: ۳ شهریور ۱۳۹۷

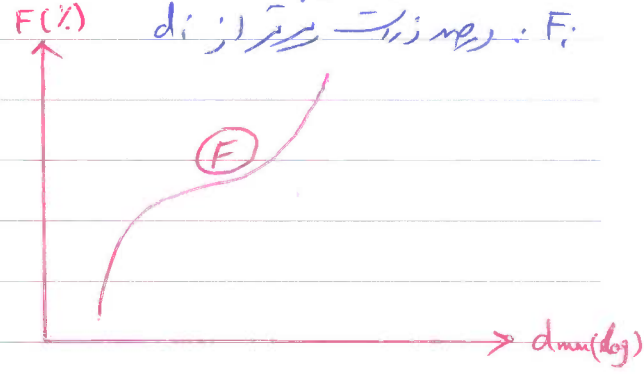
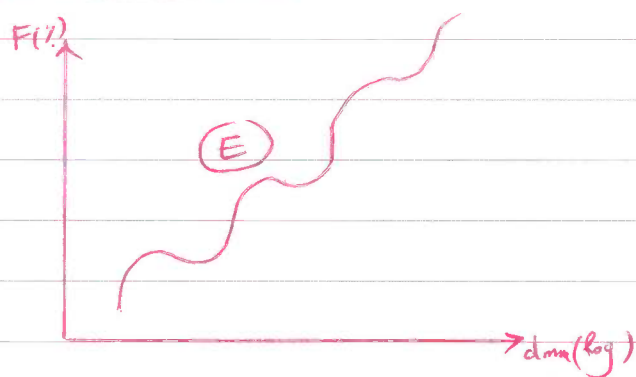
$C_c \leq 3$  و  $C_u \geq 6$  : خاک خوب دانسته می شود  
 $C_c \leq 3$  و  $C_u \geq 4$  : شن خوب دانسته می شود

$C_c$  و  $C_u$  برای خاک های که درصد ریزدانه ای آن ها از ۱۲ درصد بیشتر است و خاصه کاربرد مهندسی است

### معنی دانسته می شود آل (عولت) :

خاصیت فیزیکی از خاک خوب دانسته می شود است  
 $d_i$  : اندازه ذرات خاک  
 $d_{max}$  : اندازه بزرگترین ذره خاک  
 $F_i$  : درصد ذرات نازکتر از  $d_i$

$$F_i = \frac{d_i}{d_{max}} \times 100$$

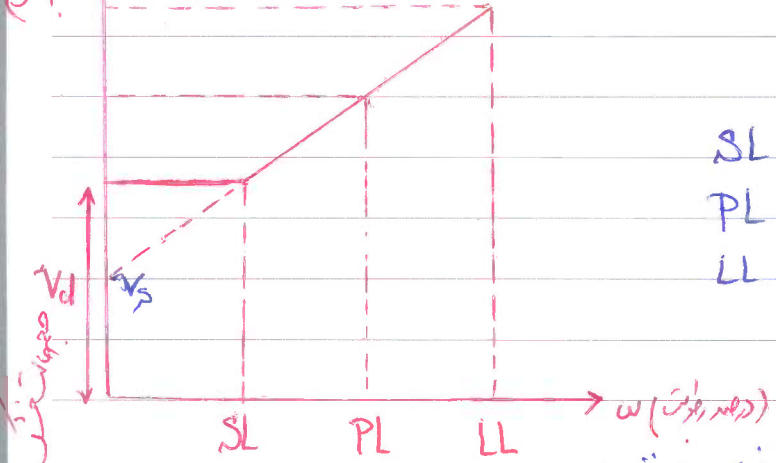


معنی E : خاک با دانسته می شود متصل که در آن بعضی از اندازه های خاک را اندازه ای با ضریب کم داریم  
معنی F : خاک با دانسته می شود متصل که خاصه (با دانسته می شود کم از) دانسته می شود است و در آن خاک میان بزرگی گفتم می شود



### حدود آترومیت :

- جامد به نیمه جامد : حد در انقباض  $SL$
- نیمه جامد به حالت خمیری : حد خمیری  $PL$
- خمیری به روان : حد روان  $LL$



$$PI = LL - PL$$

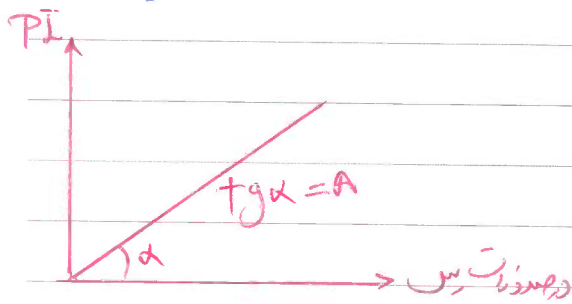
دامنه خمیری یا اساز خمیری

نکته مهم: نسبت سی به خاک همیشه در وضعیت طبیعی راس توان توسط نسبت سی به نشانه مایع یا نشانه روان (LI) نامیده می شود. بیان کرد. نشانه مایع در حالت نشانه خردی به میزان رطوبت خاک در محل (w) سی دارد.

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL}$$

\* در صد انقباض خاک تقریباً اشیخ است

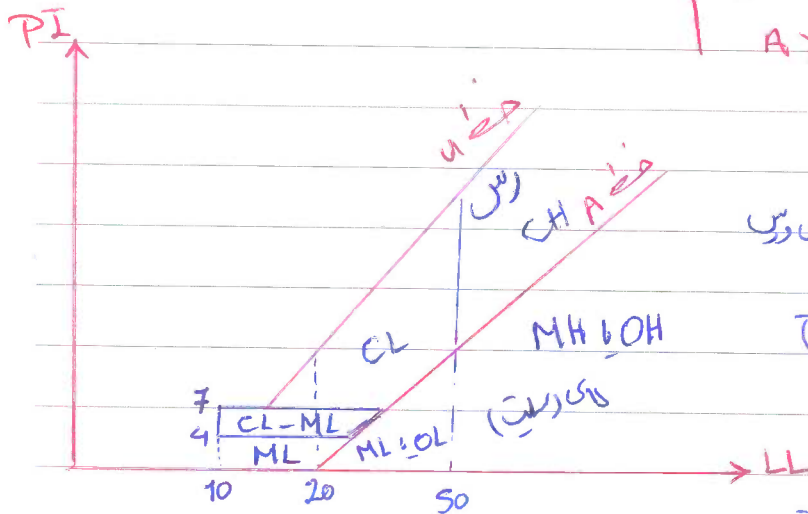
نکته مهم 2: نسبت نشانه خردی به خاک همیشه در وضعیت طبیعی راس توان توسط نسبت سی کوئرتز از 2 میلیون عدد فعالیت (A) نامیده می شود.



$$A = \frac{PI}{LL - 0.75}$$

(در صد وزنی ذرات ریز (کوئرتز) از 2 میلیون)

- $A < 0.75$  → کانن رسی غیرفعال (فائولیت)
- $0.75 < A < 1.25$  → کانن رسی نیمه فعال (ایلیت)
- $A > 1.25$  → کانن رسی فعال (مونت سولونیت)



خط A →  $PI = 0.73 (LL - 20)$   
 مرز جداکننده لای و رسی

خط U →  $PI = 0.9 (LL - 8)$

$PI < 4$  ← خاک ریزانه M (ایلیت) قرار دارد.

$4 < PI < 7$  ← نوع خاک ریزانه بستن به موقعیت نسبت به خط A دارد.

$PI > 7$  ← بستن به موقعیت نسبت به خط A دارد.

تست تحلیل خاک در حالت صلب

آرایش تعیین حد انقباض:

$$w_{SL} = \frac{e}{G_s} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{G_s}$$

برای بدست آوردن روابط حد انقباض ←

صفت‌های خاک ها:  
1) نسیم آستو:

- 1) ملاک‌هایی در تست دانه‌برداری از حجم 200 است. اگر درصد دانه‌ها از آن شماره 200 بیشتر از 35 درصد کل دانه‌ها فاکتور است در آن صورت نیز دانه‌ها در غیر آن صورت در تست دانه‌برداری است.
- 2) بزرگترین شن و ماسه از حجم آن شماره 10 (2mm) است.

3) 8 رده طریح: A-1 - A-2 - A-3 - A-4 - A-5 - A-6 - A-7 - A-8

فولاد شن ماسه‌ها شن ماسه لای ماسه لای چاه لای با صدواپی لای با صدواپی لای با صدواپی لای با صدواپی

- 2) نسیم معقد (USCS):
  - 1) ملاک‌هایی در تست دانه‌برداری و نیز دانه‌ها ← آنکه نم‌ه 200 در صدوری
  - 2) ملاک‌هایی در شن و ماسه از حجم آن شماره 4 (4.75mm) است.

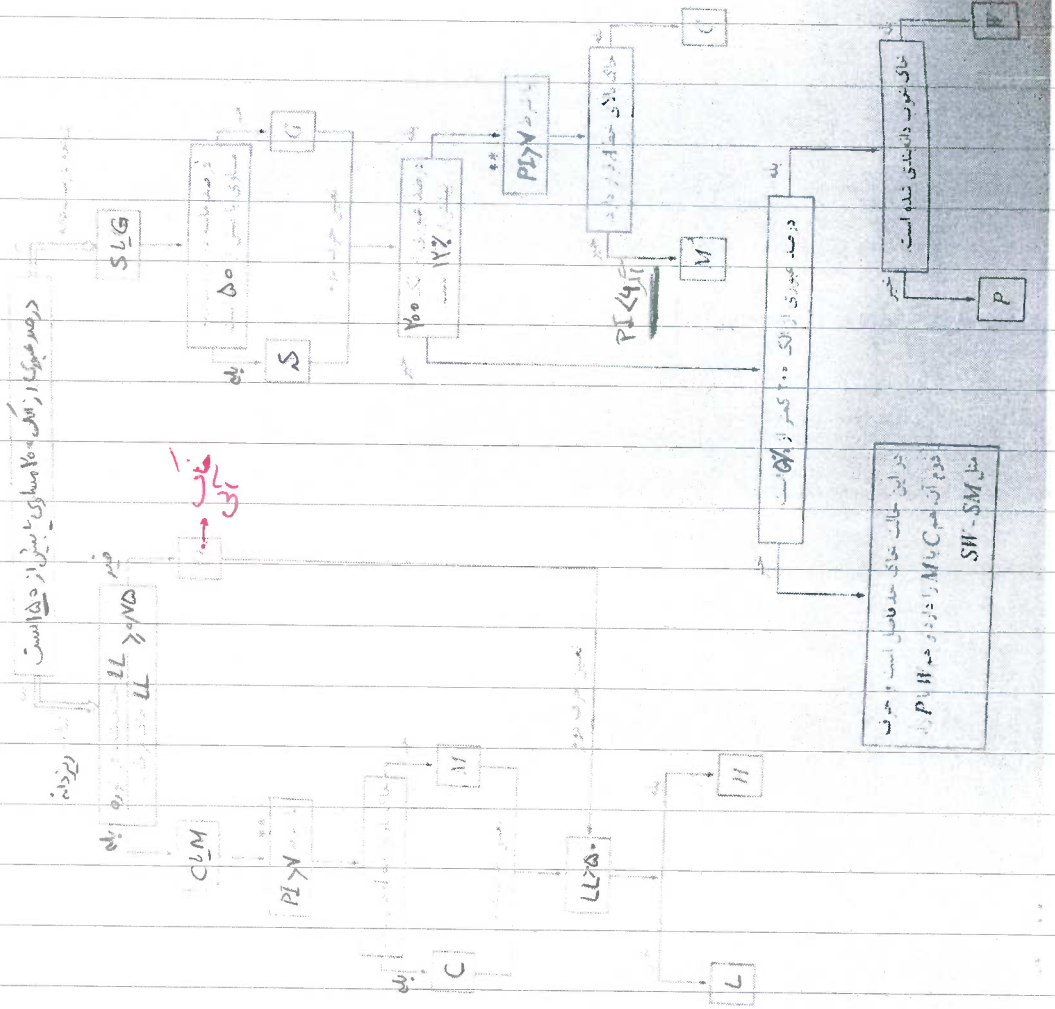
$$F_4^* = \left( \frac{F_4 - F_{200}}{100 - F_{200}} \right) \times 100$$

مهم ← مقدار ماسه در درستی دانه ←

$F_4^*$  ← درصد ماسه در درستی دانه  
 $F_4$  ← درصد عبور از آنک 4

- $F_{200}$  ← درصد عبور از آنک 200
  - W = خاک خوب دانه‌بندی شده
  - P = خاک بد دانه‌بندی شده
  - C = خاک رس دار
  - M = خاک لای دار
  - L = خاک با صدواپی (یا فاصله‌بندی) با رس
  - H = خاک با صدواپی (یا فاصله‌بندی) خالی
- سنگ (G)  
ماسه (S)  
لای (M)  
رس (C)  
خاک آبی (O)

صفتی خاص بیرون اسم صفت



الگوی زیرینها داده بود، SP-SC متوجه خطای حداقل است.

تلفات: وتری عمیق، میزان قابلیت اطمینان را افزایش میدهد، بدون تغییر مصرف و بدون ترک خوردن

حافظه شدن آنها توانسته است، توصیف صفت

$$SL = \left[ \frac{W_1 - W_2}{W_2} - \frac{(V_i - V_d) \times W_d}{W_2} \right] \times 100$$



همه اولیای خط  
همه فانی صفت  
همه فانی صفت

# تراکم خاک:

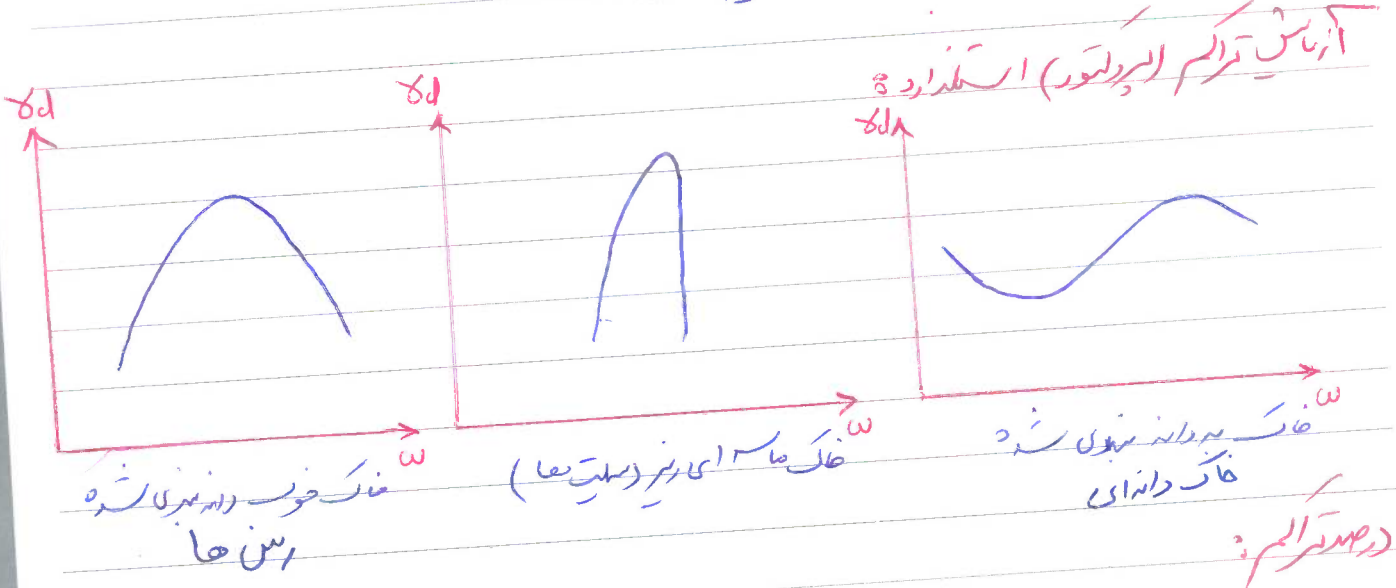
تراکم خاک باعث افزایش مقاومت برشی و همچنین افزایش باربری خاک می‌گردد. علاوه بر این، کاهش نشست نیز یکی از فواید تراکم است.

انواع خاک ها: تراکم با نسیل توتم خاک ها در حیطه خاک بچیندان

مراج فولادها: برای خاک های درشت دانه ی خوب دانه بندی شده و نیز دانه غیر خنثی ارتعاشی و نیز زنده ها

خاک ماسه ای با کوبندگی و لایه ها: نیز دانه ی خنثی و غیر خنثی، خاک های درشت دانه بین 20 تا 200 میلی متر

کوبیدن بیشتر خاک های درشت دانه و نیز دانه تراکم دریا می: برای خاک های درشت دانه یا کمتر از 15 میلی متر



$$RC (\%) = \left( \frac{\delta d_{max}}{\delta d_{آب اشباع}} \right) \times 100$$

می تونه از 50 تا 100 درصد باشه



نکته: وقتی دو سمت از یک خاک را با هم مخلوط می کنیم فرکانس مخصوص فصل کل به سمت زیرین حرکت می کند

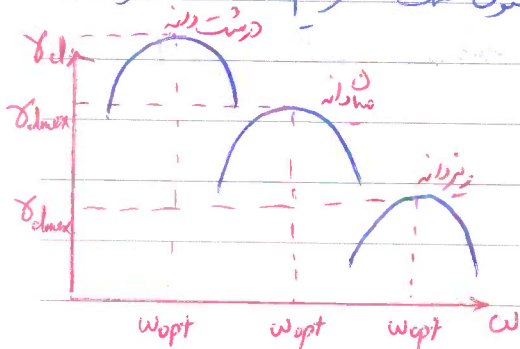
$$d \text{ لا محدود} = \frac{W_{S1} + W_{S2}}{V_1 + V_2}$$

حوایل موثر در ترانسم:

1) انرژی ترانسم:

با افزایش انرژی ترانسم میزان رطوبت پسته کاهش می دهد و به مقدار فرکانس مخصوص فصل ما در تمام خاک اینها مشاهده می شود

2) نوع خاک:



خاک درشت ریزانه در ترانسم بهتر کار می کند و سایر خاکها دارد.

در ترانسم خاک، وزن آب می ماند و حجم تغییر می کند

$$W_{opt} \times d \times V = W_1 d_1 V_1 + W_2 d_2 V_2$$

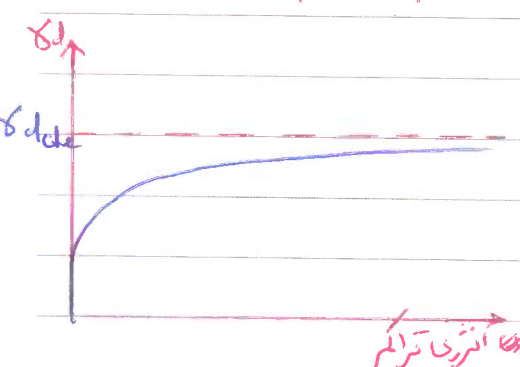
با افزایش انرژی ترانسم فرکانس مخصوص فصل در آن افزایش می شود

و همان افزایش تا آنجا که مشخصه خاص دارد و بعد از آن  $d_{max}$

نهایت مشاهده می شود و بعد از آن به میزان مشخص روی

خاک وارد می شود

همه ترانسم بیشتر می شود ← نمودار ربع ترانسم شود



نکته مهم: در مسائل که با فرضه و طرف با هم مربوطه ترانسم داریم:

$$\frac{d \text{ لا ترانسم}}{V \text{ اجزای رطوبت}} = \frac{d \text{ اجزای رطوبت}}{V \text{ فرضه}}$$

$$RC \times d_{max}$$
$$\frac{d}{1+\omega} = \frac{G_s d_{max}}{1+e}$$

\* در این مسائل با استفاده از فرضیه معادل  $K_p$  این تنش برشی تحمل می کنند

**کسرتل تراکم:**

برای یک میزان مطلوب معلوم، وزن مخصوص فنس در اثر خاک زیادتر می‌شود و در نتیجه مقدار حاصل آن زیادتر می‌گردد. در این حالت خاک اشباع و  $S_r = 1$  است.

$$e = \omega G_s$$

کسرتل تراکم معنی بزرگی صفت دو شرط زیر:

- (1) معنی تراکم با بهر گونه‌ای باشد که قله‌ای آن بین منحنی خاک اشباع و  $S_r = 1$  قرار گیرد.
- (2)  $d_c$  اماری و میزان رطوبت خاک در طایفه گونه‌ای باشد که با توجه به درصد تراکم تعیین شده به مقدار مورد نظر رسیده باشند.

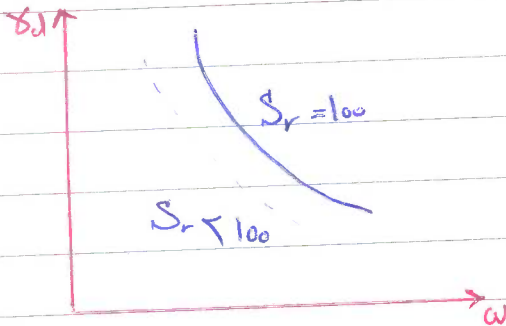
سرود 1 یعنی  $S_r$  خاک را در رطوبت بهینه و  $d_{max}$  لا بدست آمده حساب کنیم باید بین  $S_r = 1$  و  $d_{max}$  باشد. **نکته غالب:** در  $\omega_{opt}$  خاک الزاماً اشباع نمی‌باشد، بنابراین نباید  $d_{max}$  آنجا که حاصل از تراکم تراکم است را  $d_{max}$  که نشان اشباع بودن نمونه است بکنیم.  $d_{max}$  آنجا که حاصل از تراکم تراکم است و در مقایسه با نمونه‌ها دیگر است، در حالت  $d_{max}$  که نشان اشباع بودن نمونه است، تراکم مطلق بوده و مربوط به یک نمونه است.

**حالب تر:** هیچ منحنی تراکمی نمی‌تواند آن‌قدر منحنی  $ZAV$  قرار گیرد زیرا  $S_r = 100$  بین درصد اشباع قرار می‌گیرد.

**منحنی هوا رصفر (ZAV):**

منحنی حاصل از تراکم معادله زیر را منحنی هوا رصفر تولید می‌کند. (خاک اشباع  $S_r = 1$ )

$$\chi_{dmax} = \frac{G_s \omega}{1 + \omega G_s}$$



حال اگر حجم اجزای مورد تراکم اشباع شود ( $A \neq 0$ ) رصفر هوا

$$\chi_d = \frac{G_s (1 - A_0) \omega}{1 + \omega G_s}$$

فصل دهم: حرکت مایع در آب و در صورت

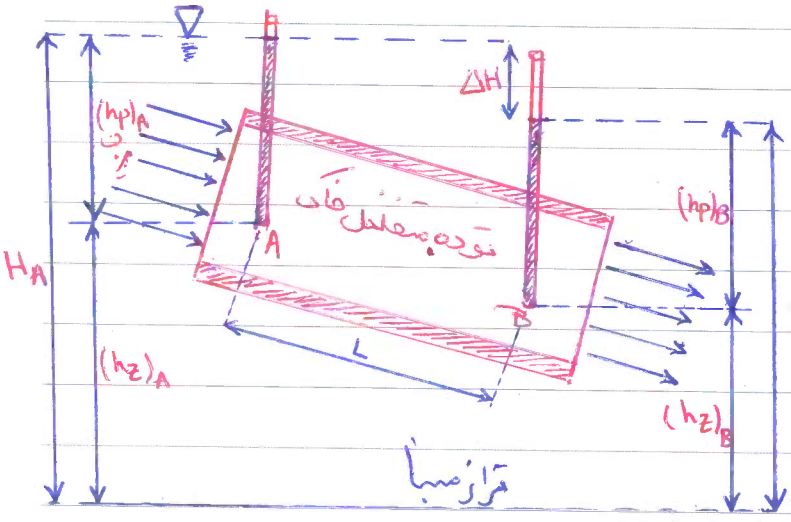
حرکت آب در لوله

$$H = h_z + h_p + \frac{v^2}{2g}$$

$H$ : انرژی کل در هر دو مقطع سطح در آب یا در لوله  
 $h_z$ : انرژی پتانسیل در هر دو مقطع سطح یا ارتفاع  
 $h_p$ : انرژی فشاری در هر دو مقطع سطح یا فشار  
 $\frac{v^2}{2g}$ : انرژی جنبشی در هر دو مقطع سطح یا سرعت  
 چون سرعت آب در هر دو مقطع سطح برابر است:

$$H = h_z + h_p = h_z + \frac{4}{8\omega}$$

مشارک آب مفروضه



برای بی‌سبب آن وزن مخصوص آب را در ارتفاع ستون آب در هر دو مقطع سطح منقسم  
 اختلاف ارتفاع ستون آب در دو مقطع سطح  
 که اگر اختلاف فشار بین دو نقطه است  
 که اگر آن را در هر دو مقطع مخصوص آب منقسم کنیم  
 اختلاف فشار آب مفروضه بین دو نقطه برابر است

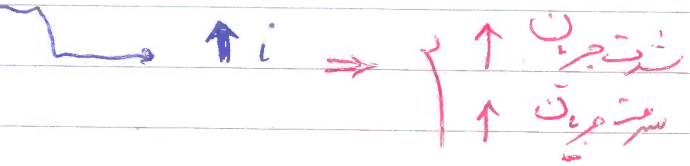
جا را می‌بند:

فاصله سطح آب در هر دو مقطع مزارع صبا، جا را می‌بند که خط ای است که سیزدهم در آن قرار دارد (H)

گرادیان هیدرولیکی یا شیب آبی

الرافت جابجایی بین دو نقطه (ΔH) را بر وزن فاصله ای آن ها از هم (L) تقسیم کنیم در آن صورت  
 افت انرژی به صورت بدون بعد در هر یک از آن گرادین هیدرولیکی گویند

$$i = \frac{\Delta H}{L}$$



مجموعه برای بیا انرژی دانه ذرات (h) از لایه برآید یا بتائیل ای استناد می شود.

$h_t =$  (بار آبی کل) حد کل  
 $h_e =$  (بار آبی ارتفاع) حد ارتفاع  
 $h_p =$  (بار آبی فشار) حد فشار آب  
 $h_v =$  حد سرعت

$\Rightarrow h_t = h_e + h_p$  : حد فشار + بار آبی ارتفاع = حد کل  
 حد فشار + حد ارتفاع = حد کل

دفعه ذراتی خاک ها و

$\uparrow$  هر چه صفات موجود خاک  $\Rightarrow$   $\uparrow$  دفعه ذراتی خاک (K)  
 $\uparrow$  هر چه ارتباط بین حفرات خاک

$\uparrow$  هر چه دفعه ذراتی خاک  $\left\{ \begin{array}{l} \text{حرکت آب در درون خاک آسان تر} \\ \text{سرعت حرکت آب در خاک بیشتر} \end{array} \right.$

دفعه ذراتی خاک ها به عوامل بستگی دارد: مشخصات کلی عبوری و مشخصات سیال عبوری

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} \times \bar{k}$$

$k$ : دفعه ذراتی خاک ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )  
 $\bar{k}$ : دفعه ذراتی مطلق خاک ها ( $\text{cm}^2$ )  
 $\eta$ : گرانروی (ویسکوزیته) سیالین آب ( $\text{N}/\text{cm}^2 \times \text{s}$ )

دفعه ذراتی مطلق خاک ها و

عظمت به بافت خاک دانه ها، خاک و مسافت طول و دفع درون توده سی خاک مربوط است. یعنی به مشخصات سیال عبوری وابسته است.

- $\uparrow \bar{k} \leftarrow$  حفرات خاک بیشتر
- $\uparrow \bar{k} \leftarrow$  خاک گریزگوشه تر
- $\downarrow \bar{k} \leftarrow$  سطح زده خاک زبرتر
- $\uparrow \bar{k} \leftarrow$  خاک درشت دانه تر
- (گوشه ها) تیزتر یا حفرات آب خواهرزود
- (سطوح زبر یا اصطفا خود مانع حرکت آب می شوند)
- (ارتباط حفرات خاک ها در جهت دانه بیشتر است)

با افزایش دما، به دلیل افزایش ویسکوزیته، حرکت آب آسانتر بوده و K افزایش می‌یابد. می‌توان بین ضریب نفوذپذیری حالت در دو دما مختلف رابطه برقرار نمود:

$$\frac{k_{\theta_1}}{k_{\theta_2}} = \frac{\left(\frac{\delta_w}{\eta}\right)_{\theta_1} \times \bar{K}}{\left(\frac{\delta_w}{\eta}\right)_{\theta_2} \times \bar{K}} = \frac{\delta_w \theta_1 \times \eta_{\theta_2}}{\delta_w \theta_2 \times \eta_{\theta_1}}$$

هواره، افزایش رص اشباع (Sr)، نفوذپذیری خاک حاصله بتدریج افزایش می‌یابد و برای یک خاک مشخص حداکثر نفوذپذیری (K<sub>max</sub>) در رص اشباع 100٪ خواهد بود.

- نکته:
- 1) به ضریب نفوذپذیری K ← ضریب تراوایی و ضریب نفوذپذیری ضریب تراوایی نیز می‌گویند.
  - 2) به ضریب نفوذپذیری مطلق K ← ضریب انتقال هیدرولیک می‌گویند.
- سرعت حرکت آب در خاک:

$$V = \frac{L}{t}$$

$$V_s = \frac{L}{t}$$

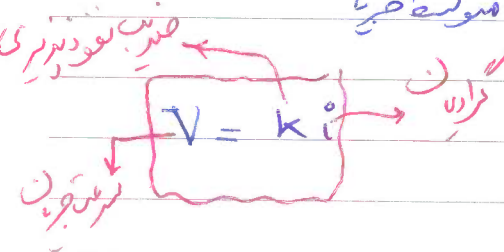
$$V_s = \frac{V}{n}$$

رابطه بین سرعت تراوایی و سرعت واقعی

سرعت متوسط (سرعت اسمی)

سرعت واقعی (سرعت تراوایی)

چون  $n < 1$  ← سرعت واقعی جزء سرعت متوسط است



### قانون داری

مجموعه عبارت قانون داری برای چرخش آبی است که عدد رینولدز آن بین 10 تا 100 است.

دبی میان:

$$Q = KA \left( \frac{\Delta H}{L} \right)$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} = 1000 \text{ lit}/\text{s} = 10^6 \text{ cm}^3/\text{s}$$

### تعیین نفوذپذیری خاک :

$$k = m D_{10}^2$$

mm

$$0.4 < m < 1.4$$

(1) رابطه‌های هازن (هترین) :  
برای خاک‌های ماسه‌ای بکثرت  
کاربرد دارد.

$$k = \alpha \frac{e^p}{1+e}$$

$p=3$

(2) رابطه کوژنی - طارما :  
خاک‌های ماسه‌ای و گروسی در ریزش‌های  
کلی تکلم یافته کاربرد دارد.

$\alpha$  - به صورت تجربی بدست می‌آید

### خاک‌های ناهمسان و ناهمگن :

(1) خاک‌های همسان و ناهمسان : خاک‌های همسان از نظر توزیع ذرات  
نفوذپذیری، در یک نقطه در تمام جهت‌ها یکسان باشد در غیر این صورت ناهمسان

(2) خاک‌های همگن و ناهمگن : خاک‌های همگن ظاهرش یکسان گویند که مشخصات آن مثل ضریب  
نفوذپذیری، در یک جهت در تمام نقاط یکسان باشد، در غیر این صورت خاک ناهمگن

برعکس خاک ناهمگن خاک از زمین لایه به مشخصات مختلف تشکیل شده است به همین دلیل  
به خاک ناهمگن خاک لایه‌بندی شده هم می‌گویند.



- $k_1$
- $k_2$
- $k_3$

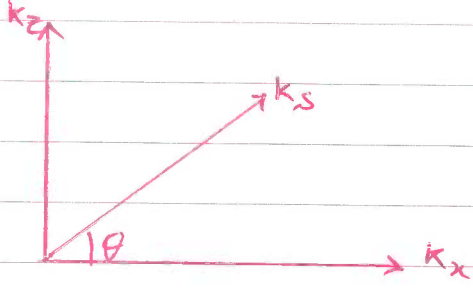
خاک ناهمسان

خاک همگن

در باب اهمیت ضریب نفوذپذیری در استاندارد فیرلیتر از ضریب نفوذپذیری استاندارد است

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

معادله لاپلاس  
کار علاوه بر چنان بودن هم اهمیت  
 $k_x = k_y = k_z$



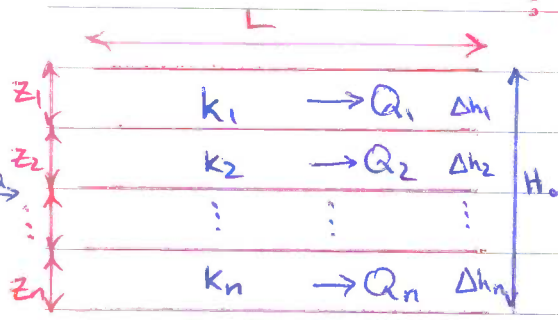
حاصل ضریب نفوذپذیری در یک استاندارد خواه از ضرایب باشد:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{\cos^2 \theta}{k_x} + \frac{\sin^2 \theta}{k_z}$$

حاصل ضریب نفوذپذیری معادل برای ضرایب است:

$$k_{eq} = \sqrt{k_z \cdot k_x}$$

حاصل ضریب نفوذپذیری در ضرایب مختلف (لاابیزش):

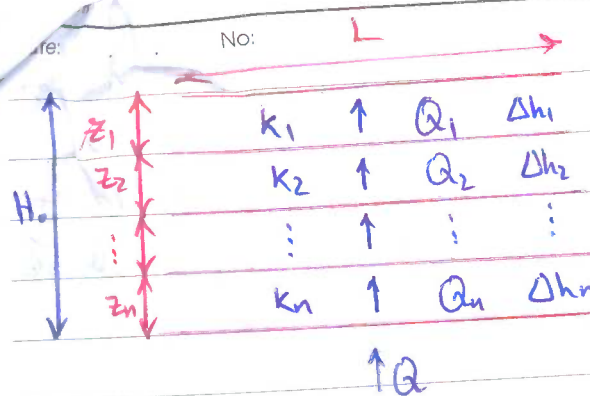


17 استاندارد بر اساس سطح به جا:

$$\Delta H = \Delta h_1 = \Delta h_2 = \dots = \Delta h_n$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

$$k_x(eq) = \frac{1}{H_0} (k_1 z_1 + k_2 z_2 + \dots + k_n z_n)$$



(2) استداره جي نمونو در سطح لايها ۾

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$$

$$\Delta H = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \dots + \Delta h_n$$

$$k_{z(eq)} = \frac{H_0}{\left(\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \dots + \frac{z_n}{k_n}\right)}$$

الضمان هم عاملن هم عاملن يا نه ڏاريم :

$$k_x(eq) = \frac{1}{H_0} (k_{x1}z_1 + k_{x2}z_2 + \dots + k_{xn}z_n)$$

$$k_z(eq) = \frac{H_0}{\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \dots + \frac{z_n}{k_n}}$$

$$\Rightarrow k_{eq} = \sqrt{k_x(eq) \cdot k_z(eq)}$$

رطوبت جي غير هئڻ وقت استداره جي نمونو در سطح لايها ۾، جيڪو مقدار  $\Delta h_m$  (الف، ب، ا جي) ۾ رطوبت زير سطح ٿي ٿوري.

$$\Delta h_m = \frac{\left(\frac{L}{AK}\right)_{i=m} \Delta H}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L}{AK}\right)_i}$$

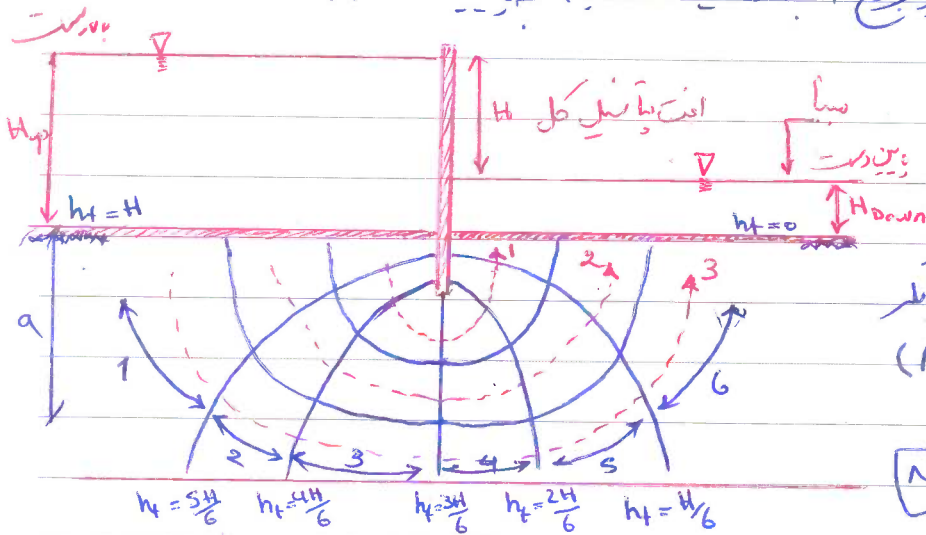
رطوبت جي عبور ۾ به سولڙا لايها (ب) عبوري به صورت ڏيکارڻ ٿي ٿوري.

$$Q_i = \left(\frac{k_i A_i}{\sum \frac{k A}{L}}\right) \times Q$$



شکل ۱۰

معمولاً تا وقتی که هدزی صدری آب از بالا درست به سمت پایین درست می‌رسند انرژی کل (ht) در نقاط مختلف بر خطوط جریان با هم برابر است. بالاترین نقطه هم تیانیل، در مرکز ورود آب از بالا درست به درون کاسه خاک خواهد بود. (سطح خاک بالا درست) پایین ترین نقطه هم تیانیل، در مرکز خروج آب از محل خفگی به پایین درست می‌باشد.



فضای بین خطوط متوالی

کمان مربع گفته می‌شود (Np)

فاصله بین خطوط هم تیانیل متوالی برابر است با انت تیانیل می‌باشد (Nd) - تعداد خطوط هم تیانیل

$$N_p = 3 \text{ و } N_d = 6$$

مقدار انت انرژی در بین خطوط هم تیانیل با هم برابر است. بنابراین در این شکل مقدار انت کل (H) در بین (Nd = 6) انت تقسیم می‌شود، پس در هر خط بین هر خط هم تیانیل متوالی بمقدار (H/6) انت انرژی اتفاق می‌افتد.

بر روی یک خط هم تیانیل انرژی کل نقاط هم برابر است، پس اگر نیز دانه‌ها را در نقاط مختلف یک خط هم تیانیل قرار دهیم، تا از آب نیز دانه‌ها با هم برابر خواهد بود.

مقدار دبی عبور از آب از سطحی زیر مصلی می‌گردد:

$$q = K \times H \times \left( \frac{N_p}{N_d} \right)$$

دبی واحد طول  $\Delta H$  → مقدار انت تیانیل کل بین بالا و پایین

کاسه آب همواره ای:

$$q = \left[ \Delta H - (N_d)_A \Delta h - (h_z)_A \right] \gamma_w$$

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{N_d}$$

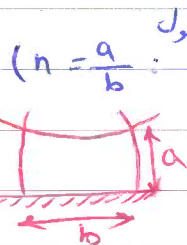
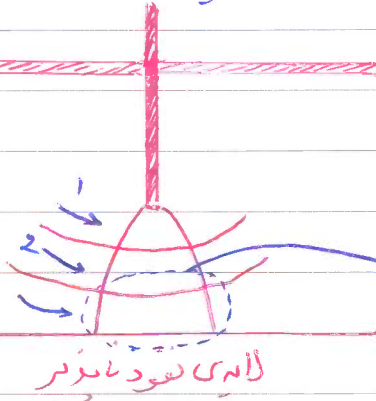
از سطح آب پایین درست متناظر می‌گردد

$$Q = q \times L$$

طول دریاچه سری

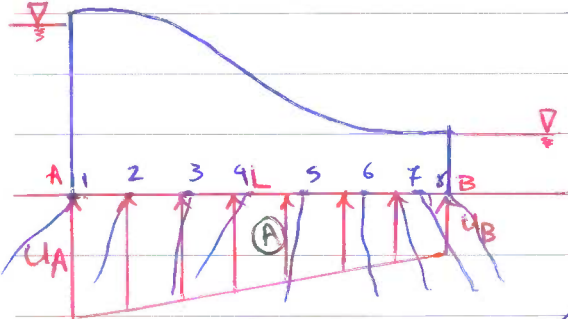
\* در رسم شکل جریان، میزان نفوذ نیز می‌تواند با افت آب، آبی تا انرژی در رسم شکل ندارد.

بلکه اگر یک کانال در این صورت متصل باشد (مثلاً اگر آن کانال جزء در کابریت لایه می شود اندریم) در بسیاری از آن به اندازه یک کانال جریان کامل نیست و باید کسی از کانال جزء در جایی آن لحاظ شود:



(نسبت عرض طول)  $(n = \frac{a}{b})$   $\Rightarrow$  در کانال جزء  $\frac{K \times H \times n}{N_d}$

قاسمی نیروی تیراند (بلندکننده Uplift):  
 به نیروی قاسمی که توسط فشار آب برین سازه ها وارد می گردد و مقصد بلند کردن سازه را دارد، نیروی uplift می گویند.



نیروی واعد طول  $F_{uplift} = (L \times l) \times \left( \frac{u_A + u_B}{2} \right)$

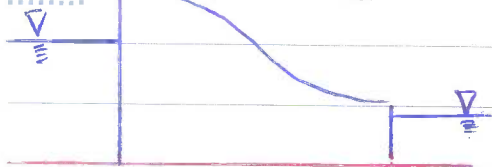
ی سبب uplift در یک سبب تراوش:

- 1) با استفاده از شیب جریان در نقاط مختلف خطوط هم پتانسیل با این سازه  $h_t$  و  $h_e$  تعیین گردد (نقاط 1 تا 8)
- 2) با تعاضل  $h_t$  و  $h_e$  مقدار  $h_p$  در این نقاط حاصل می شود ( $h_p = h_t - h_e$ )
- 3) از حاصل ضرب  $h_p \times \omega$  مقدار فشار آب در نقاط مختلف این سازه حاصل می گردد ( $u = h_p \times \omega$ )
- 4) نیروی uplift از حاصل ضرب طول سازه ( $L$ ) در مساحت حاصل شود دره ( $A$ ) به دست می آید

تراوش دو بعدی در خاک هگانه  $8(K_x + K_z)$

- 1) ابتدا هگانه می شود در راستای  $x$  با مقیاس  $\alpha = \left( \sqrt{\frac{K_z}{K_x}} \right) \times x$  که به تریسیم می رود.
- 2) شیب جریان در شکل تبدیل یافته تریسیم گشته و با استفاده از این  $N_d$  و  $N_p$  به دست می آید.
- 3) در عبور از برابر  $K_x$  و  $K_z$  به دست می آید:

$q = k' \times H \times \left( \frac{N_p}{N_d} \right)$   $(K' = \sqrt{K_x \cdot K_z})$



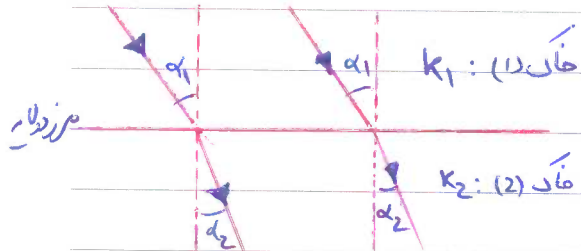
$K_{x1}$  و  $K_{z1}$

$K_{x2}$  و  $K_{z2}$

تراش دو بعدی در خاکها صیقلانی

در این حالت ابتدا با استفاده از  $K_{x1}$  و  $K_{x2}$  یک معادله  $K_x$  تبدیل می‌کنیم و  $K_{z1}$  و  $K_{z2}$  را هم به معادله  $K_z$  تبدیل می‌کنیم حال خاک همان است و استفاده از روش صیقلی قبل مراحل را تکرار می‌کنیم

تسیم جریان در زیر لایه ها



خاک (1):  $k_1$

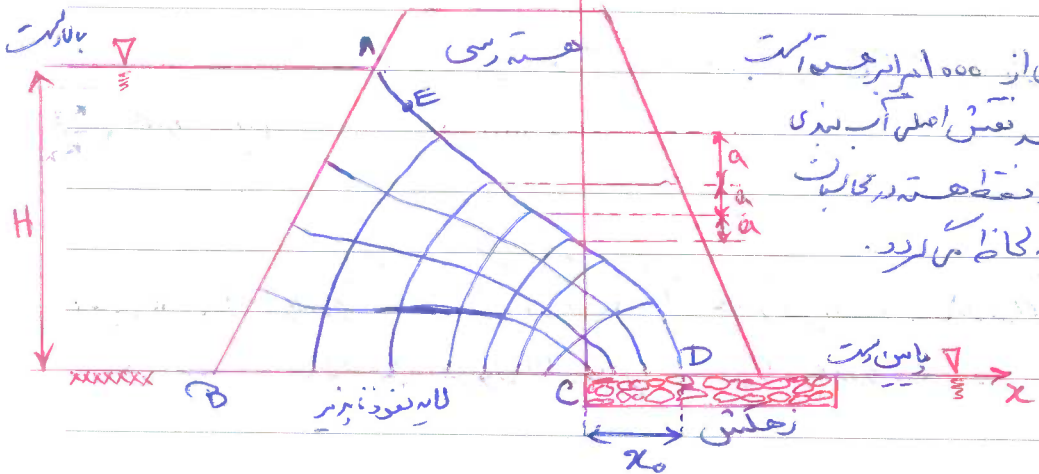
خاک (2):  $k_2$

در لایه‌های مستقیم تسیم جریان در یک خاک صیقلانی، باید در مرتبه لایه‌ها تسیم می‌شود و اصلاح نمود.

$$\frac{k_z}{k_1} = \frac{tg \alpha_2}{tg \alpha_1}$$

تراش از بین بردن سد های خالی

به منظور جلوگیری از عبور آب از بین بردن سد های خالی، معمولاً لایه‌های مرکزی بهیچ‌گونه با نفوذ نپذیرند کم (زیست) قرار می‌دهند که به آن «سد» می‌گویند. در اطراف سد، ناصبی پستی به وجود دارد که نقش اصلی آن حفظ پایداری سد می‌باشد.

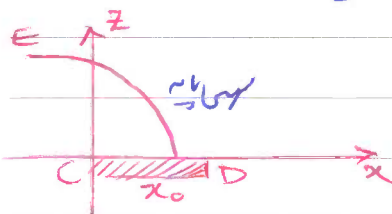


نفوذ نپذیری لایه‌های پستی پس از سد امری جدی است بنابراین در تراش از بین بردن سد نقش اصلی آب بندی بر عهده لایه‌های سد بوده و خطه سد در حالت تراش و است انژی آب که گاهی می‌آید.

دقت: در شکل بالا، ضریب نفوذ پذیری خاک بر مقدارش، جغرافیای نواح مختلف می‌انگیزد.

**نکات مهم سد خاکی؟**

- 1) بالاترین نقطه در این سده، خط AED بوده و در بالای این خط، خاک ضد است. بنابراین نیروی نقطه این خط میان ماسه سطح آزاد است.  $(h_p = 0)$  می باشد.
- 2) پایین ترین خط میان در مرز لایه نفوذناپذیر یعنی خط BC می باشد.
- 3) بالاترین خط هم تانسیل در مرز خاک بالاست (خط مایل AB) و پایین ترین خط هم تانسیل در مرز خاکی پایین است، خط CD می باشد.
- 4) حاصلی قائم خط عمود بر خط هم تانسیل با خط عمود AED، با یکدیگر برابرند. (a)
- 5) اگر طول خط هم تانسیل CD برابر با عرض شود، نقطه ED ممبئی از سد سببی با معادله ی زیر فواصله بود که بر آن سببی پایه نونید.



$$x = x_0 - \left( \frac{z^2}{4x_0} \right)$$

**دری برآورد در سد خاکی خاکی؟**

- 1) شمارش تعداد کانال جریان و تعداد انت تانسیل و جاگذاری در رابطه  $q = k \times H \times \left( \frac{N_f}{N_d} \right)$
- 2) استفاده از معادله سبسی پایه و جاگذاری در رابطه ی زیر:

$$q = 2k \times x_0$$

**نکته مهم:** وقتی زیر سد خاک ناهمسان باشیم در هنگام رسم معادله باید فواصل امضی را در

$$X = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

ضرب کنیم.

یعنی اگر سده در صورت گفته شده تبدیل تغییر کرده است باید برای بدست آوردن عرض واقعی سد به جای  $X$  فرمول بالا مقدار داده شده در صورت سوال را بگذاریم.

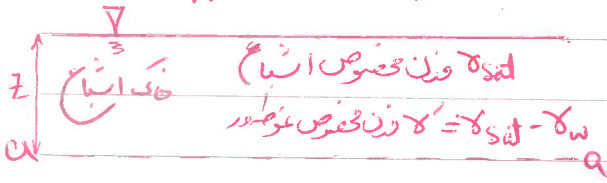
# موضوع: تنش موثر

Subject:

Date:

No:

$$\sigma = \frac{W}{A} = \gamma_{sat} \times z \rightarrow \text{تنش کل}$$



$$\sigma_{a-a} = \gamma_{sat} \times z = (\gamma' + \gamma_w) z = \sigma' + u$$

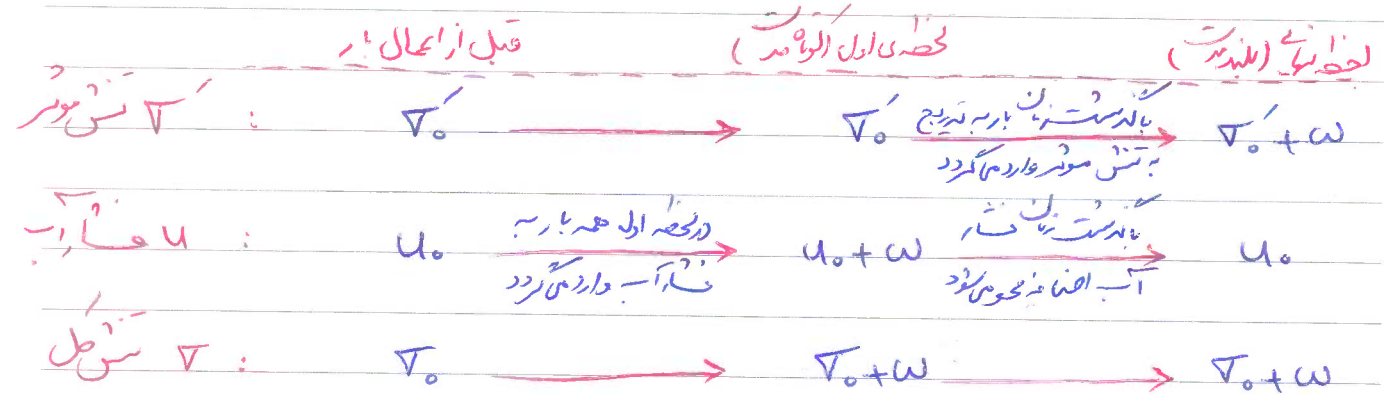
$$\sigma'_{a-a} = \gamma' \times z \quad \text{تنش موثر ذرات}$$

$$u_{a-a} = \gamma_w \times z \quad \text{فشار آب منفرد}$$

توجه: تغییر سطح آب و

اگر سطح آب در درون خاک (یافتن مثبت) بالا رود، تنش کل و فشار آب منفرد افزایش و تنش موثر «کاهش» می‌یابد.

اگر سطح آب در خارج خاک بالا رود، تنش کل و فشار آب منفرد «افزایش یافته» و تنش موثر «کاهش یافته» خواهد بود. تغییر تنش کل و موثر و فشار آب منفرد در این حالت با هم متفاوت است.



در لحظه اول هر تغییر (توانمند) تمام تغییرات به آب وارد می‌گردد و تنش موثر در لحظه اول تغییر نمی‌کند.

اگر خاک خش باشد نفوذپذیری بالایی داشته و برتری تنش‌ها آن در لحظه اول و بلند مدت تفاوتی ندارد. اگر خاک مرطوب باشد نفوذپذیری بالایی دارد. در تمام این حالات توانمند تنش موثر تغییر نمی‌کند.

همواره در حل مسائل توانمند فرض می‌کنیم، زیرا که اول تنش موثر است و در این حالت قبل از تغییر زمین می‌گردد.

### تشن مؤثر در حالت حرکت آب (تراوش) :

اگر آب در دین خاک در حال حرکت باشد (تراوش) تشن مؤثر حساباً نیاز به اصلاح ندارد.

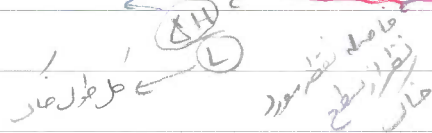
### نیروی تراوش :

در اثر حرکت آب در خاک، ذرات آب به اندازه کافی جا به جا می شود و با آنها اصطکاک پیدا می کنند. به نیروی در اثر وجود اصطکاک ذرات آب به اندازه کافی جا به جا می شود، نیروی تراوش و به تشن حاصل از آن فشار تراوش گویند.

فشار زمینی از تراوش + تشن مؤثر در تراوش = تشن مؤثر در حالت وجود تراوش

نیروی تراوش وارد بر ذرات خاک در جهت حرکت آب  
 $F = i \times \gamma_w \times V$

فشار تراوش آب بر ذرات خاک  
 $f = \frac{F}{n} = \frac{i \times \gamma_w \times A \times L}{n} = i \times \gamma_w \times L$



### تعیین تشن مؤثر در حالت تراوش :

1) استفاده از رابطه کلی  $(\gamma' = \gamma - u)$

چون در این نکته توجه داشت که چون آب در حرکت است باید فشار آب منفردی (u) را از رابطه  $u = h_p \times \gamma_w$  تعیین نمود که در آن  $h_p$  هدرش آب می باشد.

$$\begin{cases} \gamma' = \gamma - u = \gamma - h_p \times \gamma_w \\ h_p = h_t - h_e \end{cases}$$

فشار تراوش = فشار تراوش + فشار مؤثر در تراوش

### 2) استفاده از روابط

نکته 1: در تراوش یک بعدی و خاک یک لایه و همگن باشد، سبب آبی (n) در تمام مسیر یک است.

نکته 2: وقوع جوش فقط در خاک های دانه ای است و در خاک های فشرده اتفاق نمی افتد.

نکته 3: اگر خاک بین سلیت یا رس شن دار باشد باید محدود کنترل کوفت مدت (در برابر بالا رفتن) و بلند مدت (در برابر جوش) انجام شود.

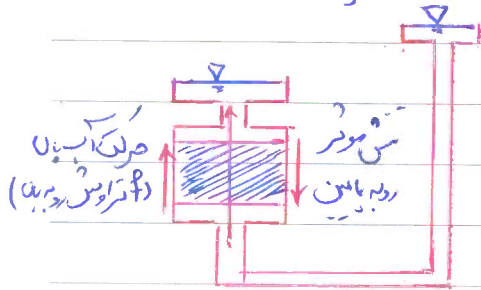
### جوش در خاک های دانه ای (رطاب):

در حالتی که تراوش رو به بالا باشد، جهت آن با شش موثر دانه ها که به صورت تکی و رو به پایین است مخالف است. بنابراین اگر مقدار فشار تراوش با شش موثر موجود برابر گردد، آن را ضعیف کرده و شش موثر حاصل صاف صفر می شود.

در این حالت شش موثر دانه ها را در جا فرو نگه داشته است به صفر رساند و دانه ها هم چون توده ای بی وزن به حالت معلق فضا هستند و اصطلاحاً در آنجا شش موثرش هستند.

- دانه های خاک این است  $\Rightarrow \gamma' < f$  (تراوش رو به پایین است)
- دانه های خاک معلق و در آنجا شش موثر است  $\Rightarrow \gamma' = f$  (تراوش شش صاف صفر می شود)
- دانه های خاک دچار جوش می گردد  $\Rightarrow \gamma' > f$  (تراوش رو به بالاست)

\*\*\* چون شش موثر موجود در خاک ها به صورت تکی و به سمت پایین است، اما جوش فقط در حالتی وجود دارد که جهت تراوش به سمت بالا باشد.



آن اما جوش وجود دارد

### گزاره هم بریلجی تجربی (i<sub>cr</sub>):

خاک ها چسبندگی کم  $\rightarrow$  جوش رخ نمی دهد  $i < i_{cr}$   
 خاک توده ای تراوش ترا باردار  $i = i_{cr}$   
 خاک دچار جوش می گردد  $i > i_{cr}$   
 در خاک های درشت دانه ای  $i > i_{cr}$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}$$

\*\*\* در کل  $i_{cr}$  می تواند در خاک ها برابر افزایش می شود مخصوصاً برای خاک های درشت دانه

تشنه موثر اولیه

ضریب ایمنی در برابر جوش

$$F.S = \frac{\text{تشنه معادله در برابر جوش}}{\text{تشنه بحرک ایجادکننده جوش}} = \left( \frac{\sigma_0}{f} \right) = \frac{i_{cr}}{i}$$

جوش رخ نهد  $\rightarrow$  if  $F.S > 1$  که مشرفین ایجادکننده جوش (f) فشار تراوش رو به بالا

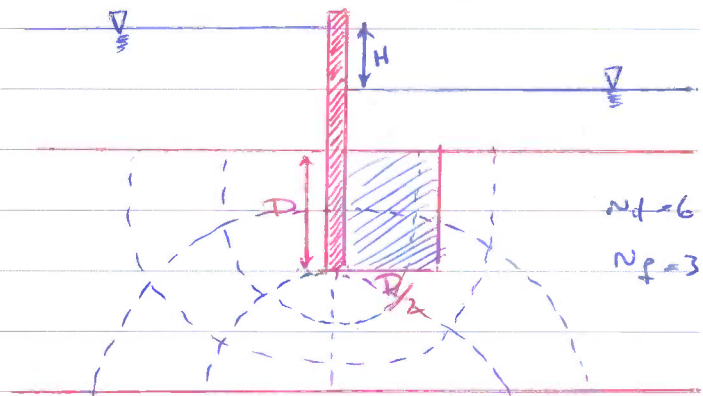
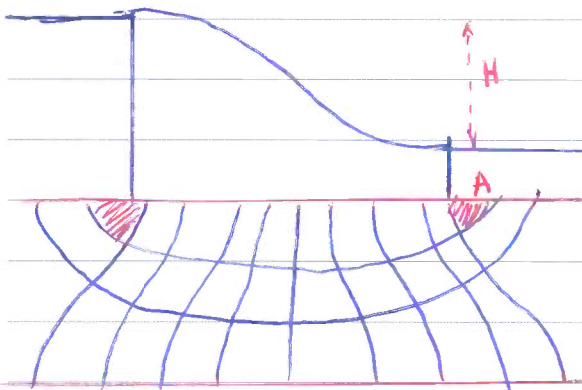
نیایداری در برابر جوش در تراوش دوری

(1) جوش در حالت بدون سید

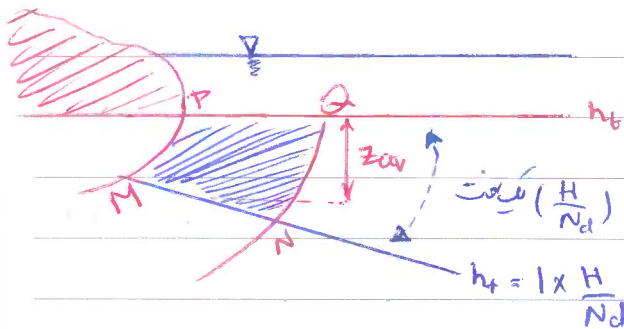
در این مسائل جوش برای کوچکترین قسمه شده در محاسبات محضاج قرار داده بر برای تردد (قسمه A)

(2) جوش در حالت سید

نیایداری جوش برای انحصاری ها سید خورده در ارتفاع D و عرض  $D/2$  است لنگی شود (D: محق فرودت سید در خاک نمودن سید)



بررسی جوش در حالت بدون سید



$$h_t = \sigma_0' = \gamma \times z_{ave} \text{ MN سطح}$$

نسبت  $(\frac{H}{N_d})$

$$h_t = 1 \times \frac{H}{N_d}$$

$$f = i_{ave} \times \gamma_w \times z_{ave}$$

$$i_{ave} = \frac{\Delta h_t}{l} = \frac{H}{N_d \times z_{ave}}$$

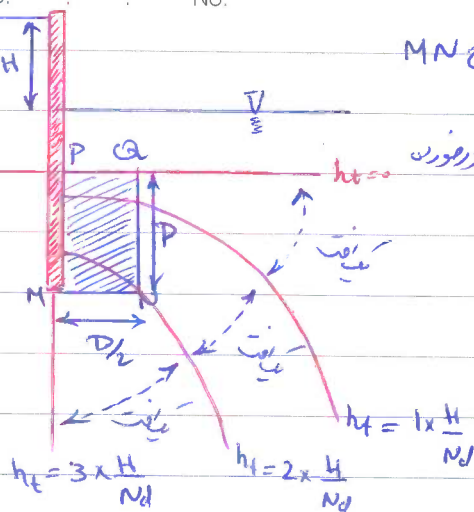
بین سطح MN و PQ یک امت افغان برانند



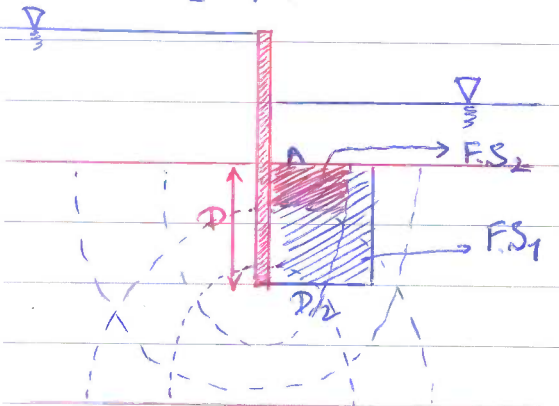
$$MN \text{ تنش موثر موجود در سطح } = V_0' = \gamma' \times D$$

$$\text{مقدار تنش در لبه با توجه به وارد سطح خاک از فونداسیون} = f = i_{ave} \times \gamma_w \times D$$

$$(i_{ave} = \frac{\Delta h_{t_{ave}}}{l} = \frac{2.5 \frac{H}{Nd}}{D})$$



**نکته:** در برخی موارد در محاسبات سیرها، جوش هم برای سطح خاک از فونداسیون  $(D \times D/2)$  و عم برای حبه مین مجاری جاری پایین دست (حبه A) کسب می شود و ضریب اسیان جوش برابر کمترین مقدار ارتفاع می شود:



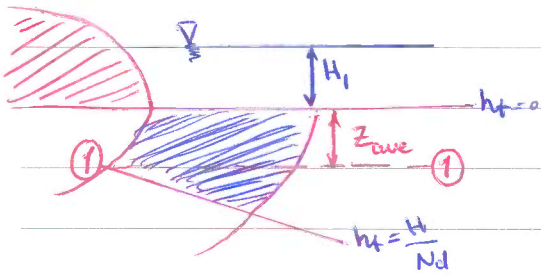
$$F.S = \text{Min} (F.S_1, F.S_2)$$

**تورک یا بالازدن:**

جوشیدن در خاک های چسبیده اتفاق می افتد بلکه مقداری «متوسم شدن» یا بالازدن در این خاک ها مشاهده می شود. به همین دلیل در محاسبه ضریب اسیان خاک های چسبیده تنش موثر و فشار تراوش از هم جدا می شوند و محاسبات با تنش کل صورت می گیرد. در نتیجه ضریب اسیان خاک های چسبیده در برابر بلند شدن را پس از زیر محاسبه می شود:

$$F.S = \frac{\text{تنش کل}}{u} \text{ عصاره آب هواده ای}$$

مروری بر حالات در حالت بال از دل یا توکم :

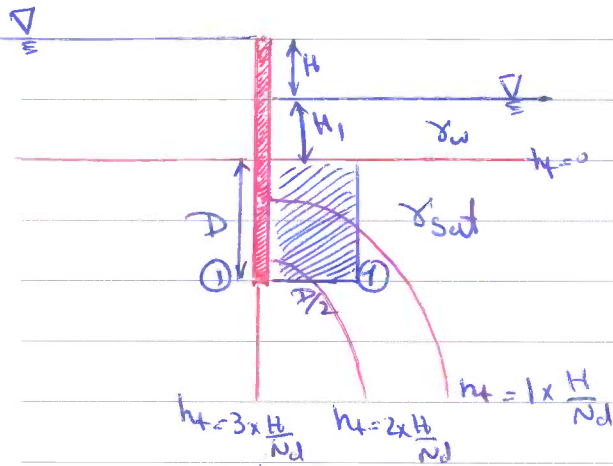


$$F.S. - توکم = \frac{V_1 - 1}{u_1 - 1}$$

$$V_1 = \gamma_w \times H_1 + \gamma_{sat} \times Z_{awe}$$

$$u_1 = h_p \times \gamma_w = (h_{t1} - h_{e1}) \times \gamma_w \Rightarrow$$

$$= \left( \frac{H}{Nd} + (H_1 + Z_{awe}) \right) \times \gamma_w$$



$$F.S. = \frac{V_1 - 1}{u_1 - 1}$$

$$V_1 = \gamma_w \times H_1 + \gamma_{sat} \times D$$

$$u_1 = h_{p_{ave1}} \times \gamma_w = (h_{t_{ave1}} - h_{e1}) \times \gamma_w$$

$$= \left( \frac{2.5H}{Nd} + (H_1 + D) \right) \times \gamma_w$$

کاربرد فیلتر در جلوگیری از فرسایش :

به منظور جلوگیری از آب ششگی و همچنین بهبود ضریب اطمینان خاک در برابر فرسایش از لایه‌ها به نام فیلتر یا همان استناد ماسه. فیلتر در پشت دانه‌تر از خاک می‌باشد. در هر حالت فیلترهایی که محافظت از خاک را اصطلاحاً آن را خاک می‌نامند مصالح باریک‌تر از دانه‌ها را می‌نامند به طوری که در برابر اثر تراوش جلوگیری می‌کنند.

معیارهای طراحی فیلتر :

- 1) نفوذپذیری فیلتر نباید از آن بزرگ‌تر باشد تا خود ماسه‌ها را هم با خود ببرد و آب به راحتی از آن عبور کند.
- 2) فراتر از آن به اندازه‌ای بزرگ‌تر باشد تا فرسایش خاک می‌تواند در برابر فرسایش خود ماسه‌ها را نگه‌دارد و این کار می‌تواند در فیلتر نمود کند.

کود انتخاب مصالح فیلتر ۱  
 اضاثره نمودن زیر ۴ > فیلتر Dis  
 معیار اصلی فیلتر تراشی }  
 Dis مباح  
 اضاثره نمودن خاک مباح در فیلتر ۴ < فیلتر Dis  
 مباح D85

۱) D<sub>15</sub> - اندازه ای که ۱۵٪ از آن کوچکترند  
 معیار ۲) توصیه می گردد شکل صفتی داشته باشد فیلتر به یادندگی خاک مباح انتخاب گردد.

خاک فیلتر همواره نسبت به تر از خاک مباح باشد و نمودن زیر آن از خاک مباح است  
 تعیین ضریب اطمینان جوش در حالت وجود فیلتر ۳

در حالت وجود فیلتر نمی توان ضریب اطمینان را از روابط قبلی (F.S = ... ) تعیین نمود و باید مقدار F.S را بطور مستقیم از رابطه اصلی می سنجیم:

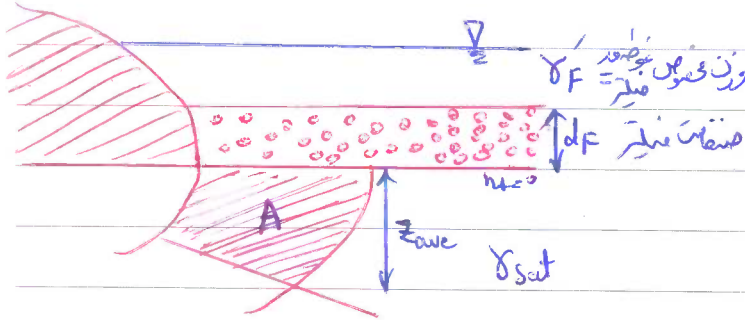
$$F.S = \frac{V_0'}{F}$$

۴ - فشار تراش برابر با حالت عمق و بود فیلتر است (f = cte)

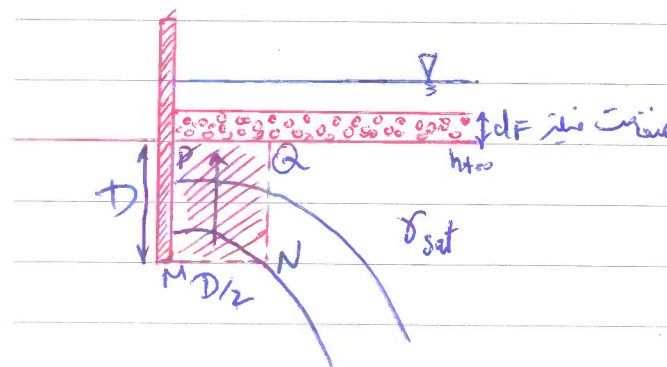
وزن موزن فیلتر است افزایش تنش موزن وارده در آن ها می رود

$$F.S = \frac{V_0' \uparrow}{f (=cte)}$$

۵ - با افزودن فیلتر ضریب اطمینان خاک در برابر جوش افزایش می یابد



$$F.S_A = \frac{\gamma_F' \times d_f + \gamma \times z_{ave}}{i_{ave} \times \gamma_w \times z_{ave}}$$



۶ - وزن مخصوص موزن فیلتر

$$F.S_{(D \times D/2)} = \frac{\gamma_F' \times d_f + \gamma \times D}{i_{ave} \times \gamma_w \times D}$$

مویسگی در خاکها:  $10 < c < 50 \text{ mm}$  برای ها و ماسه ها بریز  
 چون آب بصورت غیر یقینی و نامشخص دبیاره که لوله بصورت بال بسته است، فشار آب در درون لوله ها  
 مویسگی منفی است.

$$H_c = \frac{c}{\text{ex}D_{10}}$$

اندازه تور فلتر mm  
 ارتفاع مویسگی mm

$$z_c = \frac{4TC\theta}{\gamma_w d}$$

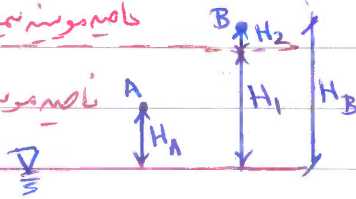
آب مویسگی در خاک ها تا یک ارتفاع مشخص تا اطلال دفع را بر کرده و درم اشباع را به 100٪ می رسد  
 اما در بالای آن ارتفاع، آب مویسگی فقط در حلق دفع نیز نفوذ خواهد کرد و در اشباع 100٪ نخواهد بود.  
 فشار آب منفی در خاک مویسگی بصورت منفی بوده و با دایره فرعی سبک تر است.

در ناصبه اشباع کامل:  $u_A = -H_A \times \gamma_w$

خامه مویسگی (شباع) ( $S_r < 100\%$ )

ناصبه مویسگی (شباع کامل) ( $S_r = 100\%$ )

تراز آب زیرزمینی



در ناصبه اشباع:  $u_B = -(H_1 \times \gamma_w + S_r \times H_2 \times \gamma_w)$

۴۴: اگر خاک ناصبه مویسگی وجود داشته باشد تنش موثر را نمی توان به صورت مستقیم از رابطه  $\sigma' = \sigma - u$  محاسبه نمود. در این حالت جوهره به ابتدا  $\sigma$  و  $u$  را می سنجیم کرده و از تفاضل این دو  $\sigma'$  تعیین نمود.  
 در سطح تراز آب مویسگی مختلف سطح تراز آب زیرزمینی فشار آب منفی برابر همگونی باشد.

$u_c = 0$  حسب سطح تراز آب زیرزمینی

$u_A \neq 0$  حسب سطح تراز آب مویسگی

در نواص مویسگی چون فشار آب منفی منفی است، تنش موثر از تنش کل بیشتر خواهد بود.

مقادیر A, B:  $\sigma' > \sigma \rightarrow u < 0$  ناصبه مویسگی

نقطه C:  $\sigma' < \sigma \rightarrow u > 0$  ناصبه غیر مویسگی

**نکته مهم:** اگر آب به صورت یوین بالا رود، شش طی و شش موثر هر دو در ایمان افزایش می یابند ولی فشار آب مفرد ای در ایمان ثابت می ماند.  
شش موثر در خاک **هنگام نیمه اشباع**  $\phi$

\* اگر در **صورت اشباع** ( $S_r = 1$ ) این باشد و در آب با یلدیلر یوینگی نداشته باشد، فشار آب مفرد ای را صفر در نظر گرفته و همانند حالت خشک با آن برخورد می شود.  
\* اگر در **صورت اشباع** ( $S_r = 1$ ) این نباشد، به تقریب شش ها را با پارچه زیر می کشیم می کشیم:

$$V' = V - S_r \times U$$

یعنی در این حالت فشار آب مفرد ای در ضریب اشباع ( $S_r$ ) (که عددی بین 0 و 1 است) ضرب شده و کاهش داده می شود.

\* **یوینگی** در خاک نایب ها زمین خود با شش افزایش شش موثر می شود که این حالت خود با شش نایب رسی می شود.

**نکته مهم:** اگر یوینگی داشته باشیم و یک ستر متر در خاک قرار دهیم، ارتفاع آب بالا رفته در ستر متر نسبت به سطح استیابی آب زیر زمین صفر است چون یوینگی فشار آب منفی است و تسفح ستر متر بالا نمی رود.

Subject:

# حاصل چا : تونج تن درضاک :

Date: No:

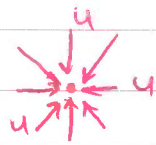
تن ها لبرجا ← تن ها لبرجا  
 تن ها موجود در يك توده ي خاک ← تن ها لبرجا  
 تن ها لبرجا ← تن ها لبرجا  
 تن ها لبرجا ← تن ها لبرجا

تن ها لبرجا :  
 $\sigma_v = \sum \sigma_i H_i$   
 تن ها لبرجا :  
 $\sigma_v = \sum \sigma_i H_i$   
 تن ها لبرجا :  
 $\sigma_v = \sum \sigma_i H_i$

تن ها لبرجا :  
 $\sigma_v = \sum \sigma_i H_i$   
 تن ها لبرجا :  
 $\sigma_v = \sum \sigma_i H_i$

ارتفاع تراز موجود در سطح آب :  
 $u = \gamma_w H_w$

نکته بسیار مهم : فشار آب در يك نقطه در تمام جا برابر است (مدرجهت قائم به افق)



$u_v = u_h = u$

(2) تن ها لبرجا :  
 اگر تغییر شغل جایی در خاک ها لبرجا صورت نگیرد نسبت به تن ها لبرجا در خاک ها  
 ضریب پدیده  $k_0$  ضریب فشار افش حالت سکون « تعیین می گردد »

تن ها لبرجا در نقطه :  
 $k_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$   
 تن ها لبرجا در نقطه :

تعیین نسجها بر حسب افق:

$$T_h' = K_0 \times T_v'$$

کاف 1: با داشتن  $T_v'$  و  $K_0$  مقدار نسج موثر افقی برابر بر روی دیوار حاصل می گردد.

$$U_v = U_h = U$$

کاف 2: با داشتن  $U_h$  از

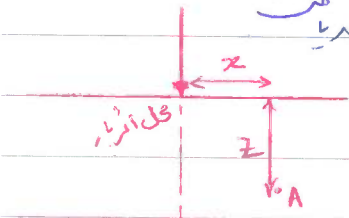
$$T_h = T_h' + U$$

کاف 3: از حاصل جمع  $T_h'$  و  $U_h$  نسج موثر افقی تعیین می گردد.

توجه بسیار مهم: در حلقه جهت قائم، در جهت افق نسج تو  $T_h$  را بصورت مستقیم می گنجد نمود. ابتدای  $T_h$  و  $U_h$  را تعیین کرده و حاصل جمع آن ها  $T_h$  را به دست آورد.

نسجها نامی از ستاره:

از محل اثر بار فاصله گرفته شود، قائم بارها نسجها در جهت



اثر بارها نسج و  $\Delta T \downarrow$   $\Rightarrow$  هر چه فاصله بیشتر شود  $x \uparrow$   $\Delta T \downarrow$   
اصناف نسج کمتر خواهد بود  $z \uparrow$  هر چه عمق بیشتر شود  $z \uparrow$

روابط تعیین نسج:

- 1) توری بویست: اغلب در خارجها همین وجه قابل طابرد است.
- 2) توری وستر تارد: که اغلب در خارجها "لایه لایه" قابل طابرد است.

تعداد دروسها بویست و وستر تارد:

- 1) دروس وستر تارد تغییر شکل می آید لایه ها کنار هم قرار می گیرند و دروس بویست همین منحنی ایجاد شده است.
- 2) روابط وستر تارد تابع منحنی بویست است (6) است اما در روابط بویست برای نسج قائم همین بویست وجود ندارد.
- 3) در نواحی نزدیک سطح بارندگی شده (یعنی ایما قلم) مقدار توری بویست بسته به در نواحی حدود از سطح بارندگی مقدار حاصل از توری وستر تارد بیشتر می باشد.

روابط پوینت :

فرضیات پوینت :

1) خاک بدون وزن است

2) تغییر حجم خاک ناچیز است

3) محیط خاک نسبت به عمق و عمق (از بردار) است

4) رفتار خاک الاستیک خطی و تابع قانون هوک ( $\sigma = E \cdot \epsilon$ ) است

5) قبل از اعمال بار  $P$  هیچ گونه بار (نگری روی خاک قرار نگرفته است)

ماتریس - فرضیات موزون حول رفتار خاک الاستیک خطی فرض شده، در درازای پوینت همان توان از اصل جمع اثر

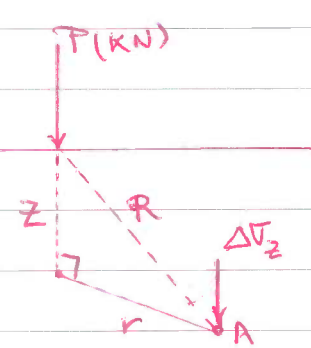
قوا (Superposition) استفاده کرد. یعنی به طور مثال تنش‌ها ایجاد شده ناشی از بار (صغیر بار)

را به صورت جداگانه کرده و نتایج را بهم جمع کرد.

آثار بارگذاری‌های مختلف :

1) تنش ناشی از بار نقطه‌ای (متمرکز) :

بار متمرکز



$$\Delta V_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \times \left( \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{5/2} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{R^5}$$

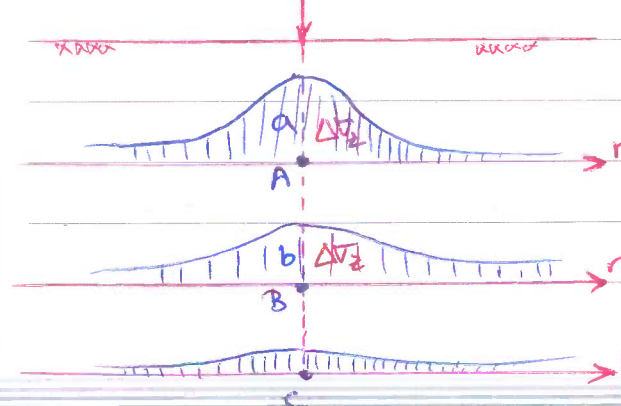
$$R = \sqrt{r^2 + z^2}$$

اصناف تنش قائم ناشی از بار P در نقطه A

حاصله استقامتی نقطه A نسبت به محل اثر بار

عمق نقطه A نسبت به سطح زمین

نمودار تغییرات تنش ناشی از P زیر یک محس مسطح (z=cte) :



بیشترین تنش در زیر بار متمرکز خواهد بود  
 با افزایش عمق مقدار تنش حالته ما شده و عمق بار خواهد بود تر  
 ما شود و تنش کم کم محوس شود.

$$z_B = 2z_A \Rightarrow b = 1/4a$$

طبق رابطه





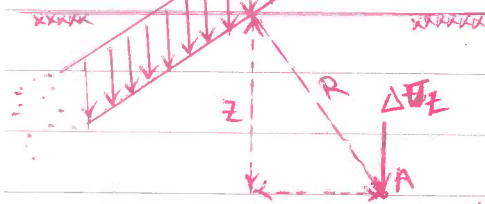
Subject:

Date:

No:

$Q \text{ (KN/m)}$

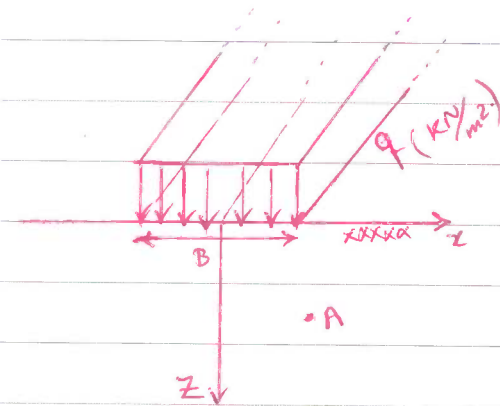
2) تنش ناشی از بار یکنواخت ناچگردد:



$$\Delta T_z = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{(x^2+z^2)^2} = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{R^4}$$

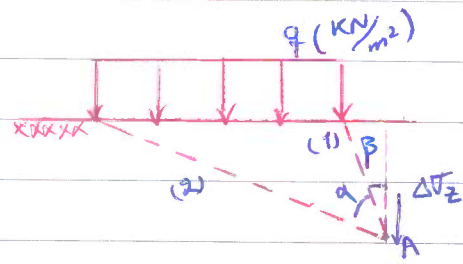
عبارت تنش در نقطه A در محور عمودی بار

نمودار ورودی تغییرات تنش در یک محق مشخص مانند حالت قبل است تفاوت این موارد این است که در حالت بار یکنواخت، تنش تغییرات تنش حالتی است و تاثیر بار در خواص طولی و انحراف بیشتر نمودارشان در ورودی است و آن ملاک آن است.

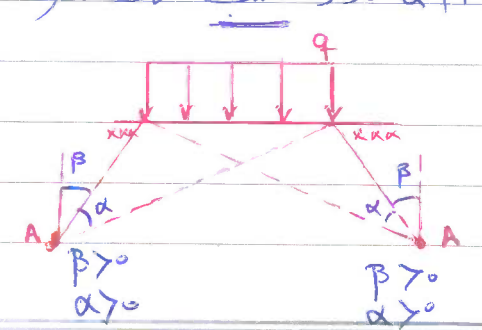
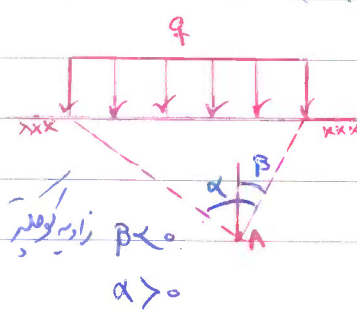
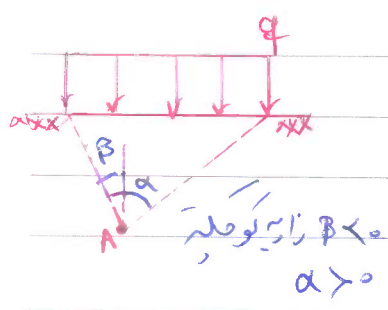


افزاد تنش حالتی به صورتی میان میان است تنش ناشی از بار یکنواخت ناچگردد:

$$\Delta T_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta))$$



شدت بار یکنواخت:  $q \text{ (KN/m}^2)$   
زاویه میل (1) و (2) به بار:  $\alpha \text{ (rad)}$   
زاویه میل (1) یا (2) از راستای قائم (عمود بر طول بار):  $\beta \text{ (rad)}$   
افزاد تنش قائم در نقطه A:  $\Delta T_z \text{ (KN/m}^2)$   
اینجا  $\alpha > \beta$   
(1) همواره مثبت است. ( $\alpha > 0$ )



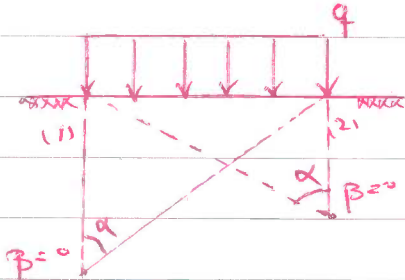
Subject:

Date: No:

تفاوت نمودارهای تنش در این حالت با حالت قبل در این است که توزیع تنش بار هم گسسته تر است و تغییرات کمتری است. بنابراین تاثر بار در مواصل خود در ابعاد بیشتر خود را نشان داده و در این استیک آن ملامت تر خواهد بود.

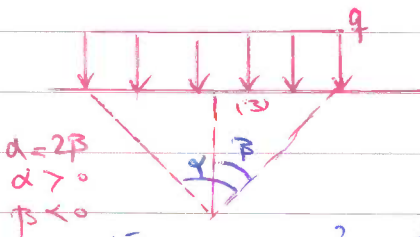
حالات خاص 3

نقطه زیرین بارگذاری



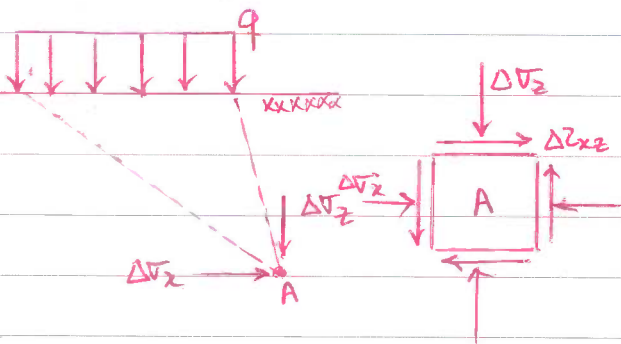
$$\beta = 0 \Rightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha)$$

نقطه زیرین بارگذاری



$$\alpha + 2\beta = 0 \Rightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

نکته مهم: بوسیله تنش ایجاد شده افقی ( $\Delta \sigma_x$ ) و تنش ایجاد شده عمودی ( $\Delta \sigma_z$ ) و تنش برشی ( $\Delta \tau_{xz}$ ) که در جهت عمود بر سطح قائم ( $\Delta \sigma_y$ ) را هم در نظر بگیرد.



$$\Delta \sigma_x = \frac{q}{\pi} \times (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta))$$

$$\Delta \tau_{xz} = \frac{q}{\pi} (\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + 2\beta))$$

$$\Delta \sigma_y = \frac{q}{\pi} \times r \times 2\alpha$$

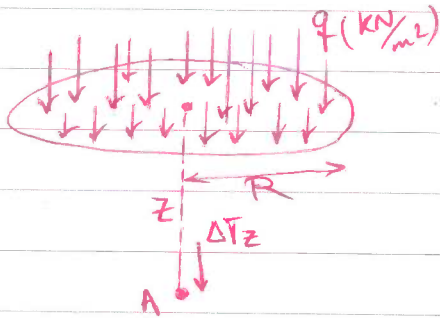
جهت یواسون

رابطه دیرکلا:  $r = z$

$$\Delta P_z = \frac{P_0}{2\pi^2 z^2} \left[ \frac{1}{z^2 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2}$$

رابطه دیرکلا:  $r = z$

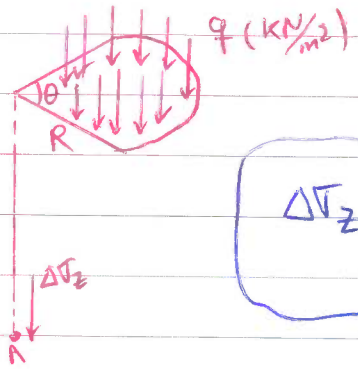
تشنه در زیر بار یکنواخت رادیه ای:



$$\Delta T_z = q \times \left( 1 - \left( \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right)$$

$$\frac{R}{z} = cte \Rightarrow \Delta T_z = cte$$

تشنه در زیر بار یکنواخت از رادیه:

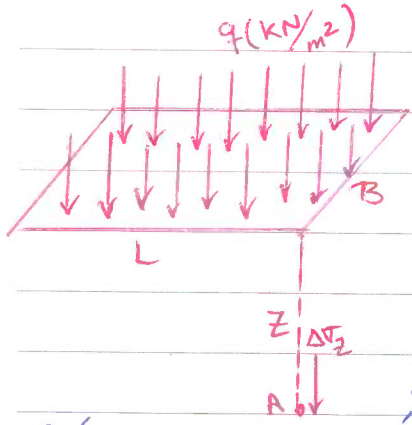


$$\Delta T_z = \frac{\theta}{2\pi} \times (\Delta T_z)_{\text{بار یکنواخت}} = \frac{\theta}{2\pi} \times q \times \left( 1 - \left( \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right)$$

تشنه رادیه ای (rad)  
تشنه بار یکنواخت (KN/m²)

تشنه ناشی از بار یکنواخت مستطیلی:

در این حالت تشنه قائم ایجا داشته در زیر گوشه مستطیل برابر است با:



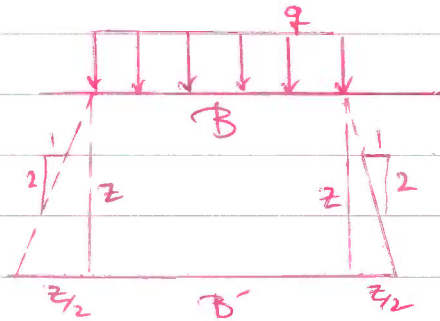
$$\Delta T_z = I_r \times q$$

$I_r$ : یک ضریب که به هر یک ضریب توزیع تشنه یا ضریب کاهش بار در مقدار آن از یک نقطه است. و تابع دو بار است  $m = \frac{L}{z}$  و  $n = \frac{B}{z}$  می باشد. مقدار  $I_r$  به کمک نمودارهای ضریب  $m$  و  $n$  می توان تعیین نمود.

این رابطه فقط در زیر گوشه مستطیل قابل استفاده است. اگر تشنه در نقاط دیگر مورد نظر باشد باید به استفاده از جمع آثار قوا تشنه را به دست آورد.

**توزیع تقریبی تنش:**

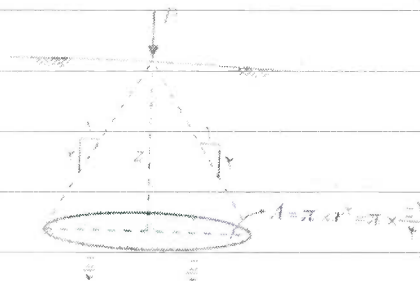
رومی است برای تخمین سطح معادالتس یا موحد در خاک در این روش فرض می شود که بار اعمال شده در سطح خاک به یک بیض ۲ به ۱ (۲ تا ۱ عمقی) در زمین نفوذ توزیع می گردد. در این روش فقط تنش در ناحیه ذرنده شکل توزیع می شود.



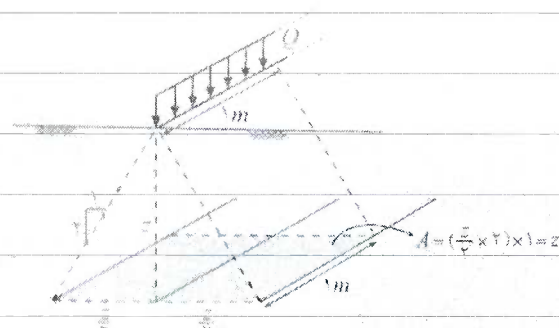
$$B' = B + z/2 + z/2 = B + z$$

توزیع در هر عمق متفاوت فرض می شود.

با افزایش عمق به دلیل افزایش عرض توزیع به تدریج از شدت با کاسته می شود و تنش اعمالی کم کم محو می شود.



$$\Delta \sigma_z = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi \left(\frac{x}{2}\right)^2} = \frac{4P}{\pi x^2}$$



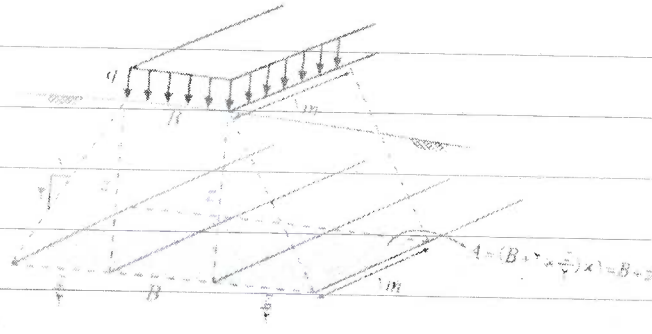
$$\Delta \sigma_z = \frac{Q \times 1}{A} = \frac{Q}{z}$$



Subject:

Date:

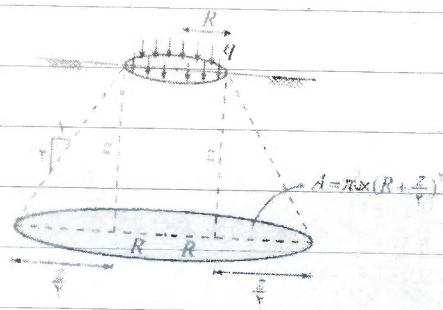
No:



کل بار در سطح زمین  $= q \times B \times L$

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{A} = \frac{q \times B \times L}{(B+z)L}$$

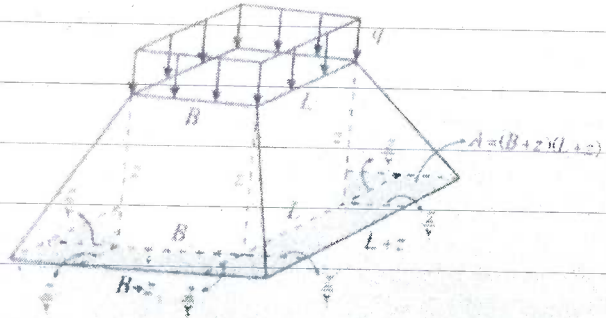
بار دایره‌ای



کل بار در سطح زمین  $= q \times \pi R^2$

$$\Delta\sigma = \frac{q \times \pi R^2}{A} = \frac{q \times \pi R^2}{\pi (R+z)^2} = \frac{q \times R^2}{(R+z)^2}$$

بار مستطیل



کل بار در سطح زمین  $= q \times B \times L$

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{A} = \frac{q \times (B \times L)}{(B+z)L}$$

زاویه توزیع در عمق (به ا) برابر  $\alpha = \text{Arctg}(\frac{a}{z}) = 27^\circ$  در عرض سوار توزیع 2 به 1 (زاویه 27)  
 در ضلع عمق ریزش و به عمق آن توزیع به ا (زاویه 45) در ضلع عمق در جهت دانه به طر سوار که در  
 این حالت به عمق به حسب توزیع به ا اصلاح گردد.

### معنی نیومارک :

تس که ایجاد شده ناشی از یک بارندگی ، سطح دگوان

1) معنی نیومارک از تعدادی دوایر مقدار کمتر تشکیل شده است که توسط اشعاع های این نوایر به طور منظم ، قطعات کوپلر تقسیم نبری شده اند .

2) ارزش هر دایره از این خانه ها در تولید تس در زیر نقطه مرکز یکسان است .

3) خط مقیاس که برای ترسیم سطح بارندگی شده با مقیاس مناسب به طاری رود .

4) ضریب تاثیر معنی (α) که برابر است با  $\alpha = \frac{1}{N+1}$  که در آن N مجموع تعداد خانه های معنی نیومارک است .

5) نحوه تعیین تس ایجاد شده (ΔTz) در محق Z در زیر نقطه دگوان مانند M :

1) سطح بارندگی A با مقیاس مناسب صورت ترسیم گردد که محق Z برابر طول باره خط مقیاس CD گردد مثلاً اگر محق Z = 10m و CD = 5cm است ، سطح بارندگی صورت ترسیم گردد که هر دو امتداد 5cm گردد

2) سطح ترسیم شده با مقیاس ، بر روی معنی نیومارک قرار داده می شود ، به نحوی که نقطه M بر روی مرکز قرار گیرد

3) تعداد خانه های اشغال شده توسط سطح بارندگی شمارش می شود (N) (از رنجی از یک خانه بیشتر باشد آن خانه به صورت تری در شمارش لحاظ می گردد) .

4) تس ایجاد شده برابر است با :  $\Delta T_z = \alpha \times N \times q$  نسبت بارندگی  
تعداد خانه شمارش شده و ضریب تاثیر نیومارک

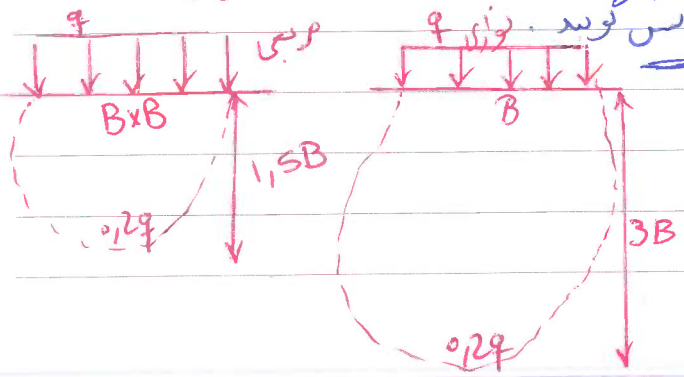
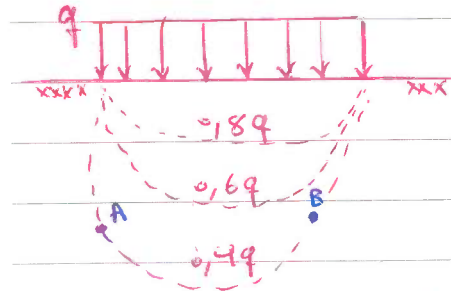
### حساب تس و محق جاربه :

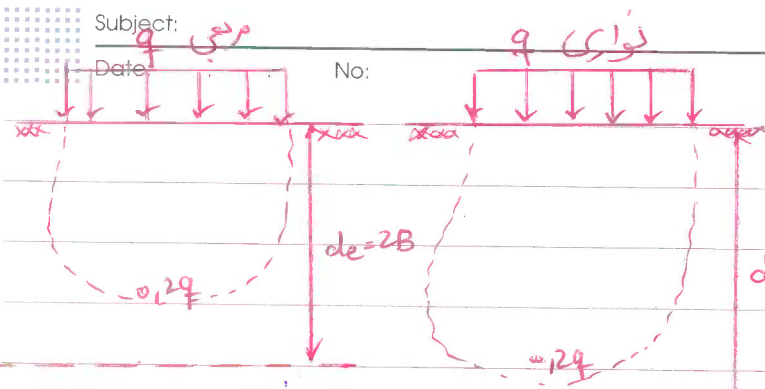
خصوصیت این معنی جار در این است که بر روی هر معنی تس ایجاد شده ناشی از بارندگی یکسان است .

به عنوان مثال ردی تمام نقاط واقع بر معنی (A, B) 0.49 ، 0.69 ، 0.89

مقدار تس قائم ایجاد شده ناشی از بارندگی q برابر 0.49 می باشد .

این معنی جار اصطلاحاً هم تس یا حساب تس گویند .





مخوق دایره

قانون بارگذاری جامی احداث شده، صفحه

دریا صدهم مخوق قانون قابل توجه است و

بارگذاری می کند و در خارج این ناحیه

اگر ضرایب متفاوت داشته باشد. بر این اساس

برای هر مربع و نوار، مقدار را این تراز مخوق

صداقتش 29 را به عنوان مخوق قانون معرفی می کند.

$$\Delta T_2 < 0.29 \text{ (مقاله 29)}$$

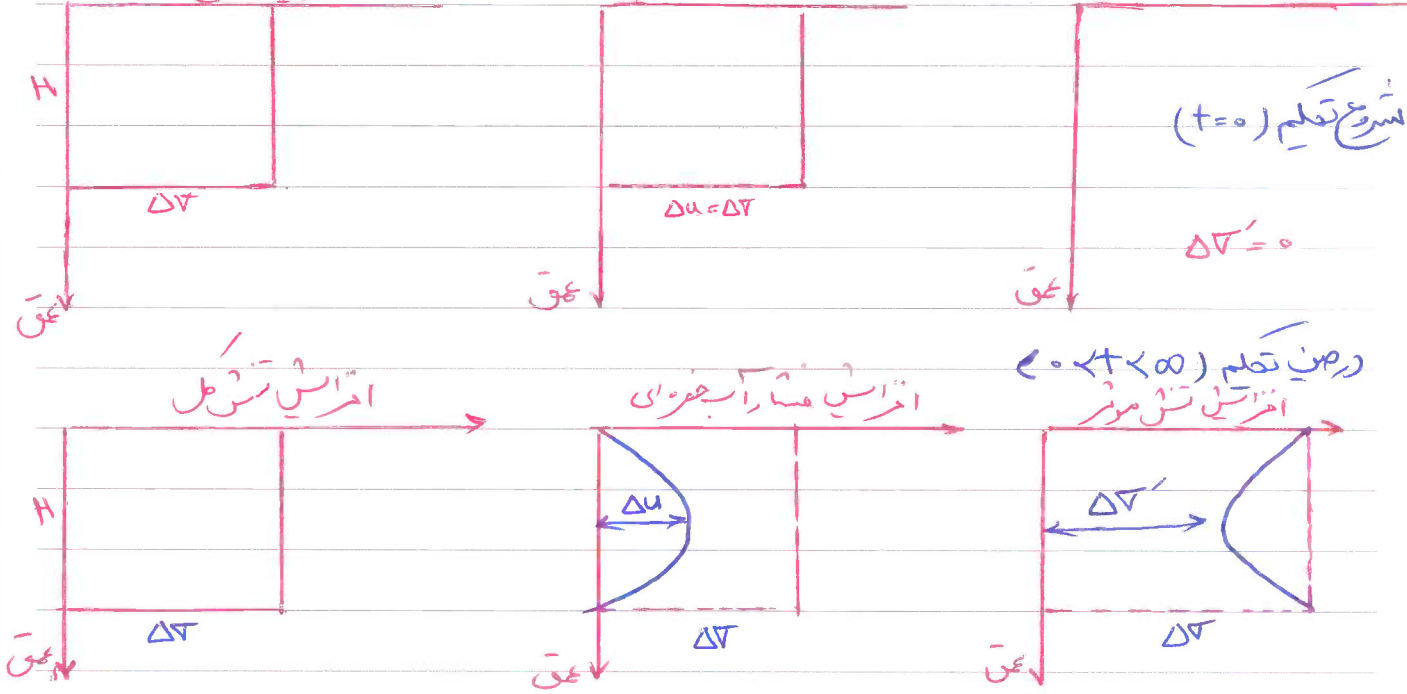
نکته: در صورتی که مخوق قانون مستطیل  $L \times B$  نسبت به  $(\frac{L}{B})$  بین  $2B$ ،  $4B$  تعیین خواهد کرد:

$$\text{مربعی: } B \times B : \frac{B}{B} = 1 \Rightarrow de = 2B$$

$$\text{مستطیل: } L \times B : 1 < \frac{L}{B} < 10 \Rightarrow 2B < de < 4B$$

$$\text{نوی: } L \times B : \frac{L}{B} > 10 \Rightarrow de = 4B$$

كودي تبدل اضافتو رآب حفرواي به اضافتو شت موثر، در عوق خاك كلياً شت. المرحاب از توصيف  
امكان زحمتي داشته باشه، بالا و پائين لايه بدليل مجادلت با بزرگي نفوذ پذيريه سرعت اضافتو  
آب حفرواي خود را از زحمت مي دهند و شت اضافي سريعاً از فشار آب حفرواي به اضافتو شت موثر تبدل مي گردد  
اين در حال است كه وسيله لايه به علت ماصله زياد از بزرگي نفوذ پذيريه، در سرتراين تبدل است را اي كراي دهه  
افزايش شت موثر      افزايش فشار آب حفرواي      افزايش شت كل



در هر عوق و نحوه:  $\Delta T = \Delta u_t + \Delta T'_t = \Delta u_\infty = \Delta T'_\infty$

در حاصد تعليم اضافتو رآب حفرواي ( $\Delta u$ ) حفرواي شود ولي فشار آب حفرواي ( $u$ ) هفتر شت  
و برابر فشار آب حفرواي فاك قبل از اعمال بار است. در اين لحظه شت موثر خاك به اندازه اضافتو شت  
وارد ( $\Delta T$ ) افزوده خواهد شد.

دلته بيار مهم و در شت كج خاك در سرتراين كه لغبر نمي كند



دین مدارک تعلیم یافته و سن تعلیم یافته 3

نسبت سن تعلیم یافتگان

$$OCR = \frac{V_c}{V_o}$$

که در این رابطه  $V_c$  سن موثر قائم نیروی نمونه، در وضعیت موجود (هنگام نمونه گیری) است و  $V_o$  نیز نسبت سن سن موثر قائم است که نمونه در طول عمر خود تحمل کرده و سن سن تعلیم نامیده می شود.

نکات مهم 3

1) اگر  $V_c = V_o$  باشد به معنی آن است که سن موثر قائم در نیروی نمونه حد اکثر سن موثری است که در در عمر خود تجربه کرده است. در این حالت ضابط بین مدارک تعلیم یافته (NC) می گوئیم. ( $OCR = 1$ )

2) اگر  $V_c < V_o$  باشد نشانگر آن است که با گذشت زمان، سن موثر قائم در نیروی نمونه کاهش پیدا کرده تا به وضعیتی موجود رسیده است. کاهش سن موثر قائم می تواند عوامل طبیعی مانند فرسایش خاک و یا عامل انسانی مثل فالت برداری باشد. در این حالت ضابط بین و این تعلیم یافته (OC) می گوئیم. ( $OCR > 1$ )

3) در حالت آنچه بصورتش نمود، نسبت سن تعلیم یافته (OCR) می تواند از مقدار هم کمتر باشد. این مقدار نیز اشباع از خاک پس از تکمیل رسوبت اجرا کرده و ظرف مدت کوتاهی از ظرفیتهای خواهم OCR را تعیین کنیم، در این حالت  $OCR < 1$  است. علت آن است که هنوز خاک فریکت ورن خود تعلیم یافته و  $V_c = V_o = 1$  نرسیده است. با فالت تعلیم خاک نیز در نهایت  $OCR = 1$  خواهد شد.

نکته مهم 3

1) اگر  $PL \leq w$  باشد ( $LI \leq 0$ ) خاک نرم بود اب (رطاب) سن و سن تعلیم یافته است ( $OCR > 1$ )  
اگر  $LL \geq w$  باشد ( $LI > 1$ ) نشان دهنده آن ضابط بین و آب بوده و مدارک تعلیم یافته است ( $OCR = 1$ )

ضرایب ترمزیری ثابت است:

الف: ضریب قابلیت فشردگی حجمی یا ضریب تغییر حجم  $(m_v)$ ؟

مقدار  $m_v$  در بین تعلیمات ثابت نیست

$$m_v = \frac{\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)}{\Delta T'} = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_0}\right)}{\Delta T'} = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta T'} = \frac{1}{E}$$

معمول نمی کار

ب: ضریب قابلیت فشردگی  $(a_v)$ ؟

طاهس نسبت تعادل در زمان ثابت برابر ای افزایش شش مؤثر

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta T'} \rightarrow e_1 - e_2$$

ج: نسبت فشردگی یا شش فشردگی  $(C_c)$ ؟

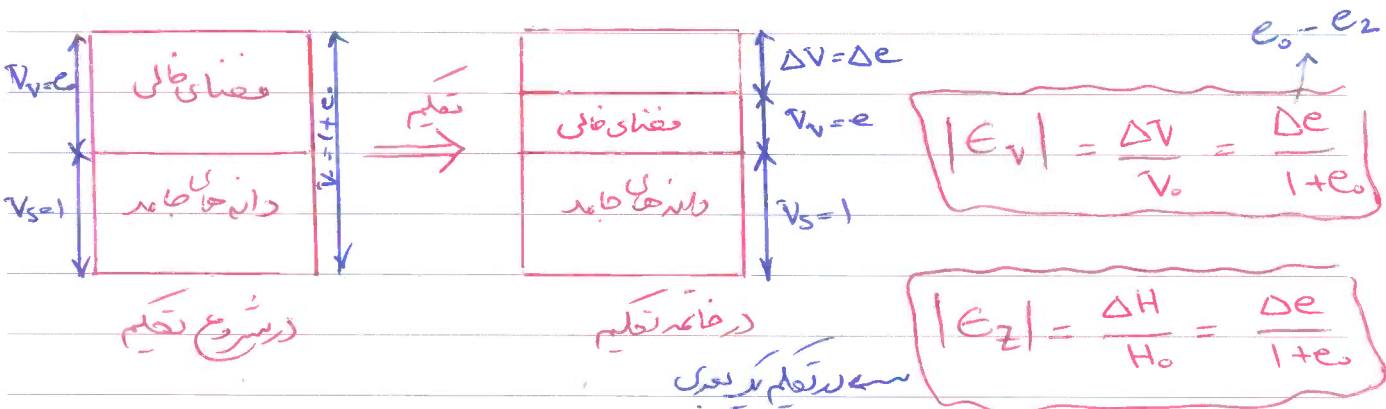
$C_c$  در رس ها رسه غوره کبر از رس ها دست غوره است

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{V'_e}{V_0}\right)} \rightarrow e_0 - e_f \rightarrow V_0 + \Delta T'$$

$$a_v = (1 + e_0) m_v$$

رابطه بین الف و ب

رابطه بین تغییر حجم و تغییر نسبت تخلخل؟



در زمان تعلیم مقدار  $m_v$  و  $a_v$  برای یک خاک مشخص همواره ثابت نیستند

### تکلم ثانویه :

پس از خاتمه تکلم اولیه و محو اضاغاش، آب هفده ای، فشردگی خاک صوف شد و با شدت کمتری ادامه خواهد داشت. در این حالت بدون کم شدن فشار آب هفده ای، خاک کتد تنش موثر ثابت فشرده می شود. به این مرحله از تست، تکلم ثانویه (فشردگی ثانویه) گویند.

\* تکلم ثانویه هم زمان با تکلم اولیه شروع می شود.  
\* تکلم ثانویه در خاک های رسی نسبت به نوع طین ها رسی و مقدار آب جذب بعضی آن ها دارد، به صورتیکه در رسی های آب شیری باشد، تکلم ثانویه آن نیز بیشتر خواهد بود. تکلم ثانویه در خاک های رسی با نسبت آبی و خاک رسی عادی تکلم یافته نیز قابل ملاحظه است. تکلم ثانویه در رسی های PI ↑  
در تکلم ثانویه بدون افزایش تنش، مشاهده کاهش حجم خاک هستیم. از این رو به تکلم ثانویه، فشرده شدن خاک نیز گفته می شود.

\* هر چه نسبت (e<sub>0</sub>) کوچکتر باشد، نسبت تکلم ثانویه به تکلم اولیه نیز کمتر خواهد بود.  
نسبتی از تکلم ثانویه در خاک های آبی یا خاک های غیر آبی با قابلیت فشردگی زیاد مهم است.

### تورم خاک رسی :

تورم عبارت است از افزایش تدریجی حجم خاک در اثر جذب آب. تورم عکس عمل تکلم است. به هنگام بار برداری و کاهش تنش موثر خاک پس از آنکه برای بارگشت به ساختار صفت بدانی کند. بنابراین فضای خالی شیری خواهد داشت.

### آزمایش تکلم تکمیلی (آزمایش ادمتری) :

مرحله اول : می گوییم نسبت کلخل اولیه نمونه (e<sub>0</sub>)

$$e_0 = \frac{V_{v0}}{V_s} \quad , \quad V_{v0} = V_0 - V_s \quad , \quad V_s = \frac{W_s}{G_s \rho_w}$$

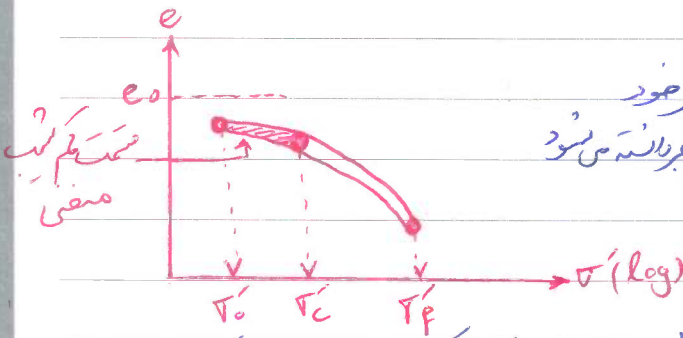
مرحله دوم : می گوییم تغییرات نسبت کلخل نمونه تا زمان رسیدن آنرا (Δe<sub>i</sub>)

$$\Delta e_i = (1 + e_0) \frac{\Delta H}{H_0}$$

# مرحله سوم: محاسبه نسبت کاهش خاک در بارگذاری $(e_i)$

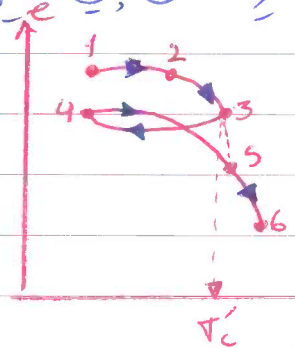
$$e_i = e_o - \Delta e_i$$

## معنی تحکیم:

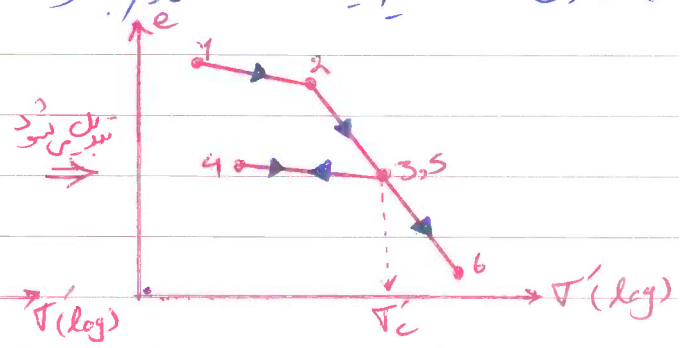


فهمتیم که نسبت مربوط به تنسی است که خاک قبلاً در طول عمر خود تجربه کرده ولی در موقع نمونه گیری این تنس از روی خاک برداشته می شود. هنگامی که نمونه تحت آزمایش تعلیم قرار می گیرد، آزمایشی که تنس مؤثر اعمال شده کمتر از حد تنس مؤثر تجربه شده خاک باشد  $(\sigma'_c)$ ، مقدار کمی فشردگی رخ می دهد و خاک پس

پس تعلیم یافته است. قسمت مرئی و نشان می دهد که خاک بالون آن را تجربه نکرده است بلکه به واسطه آزمایش تعلیم و بارگذاری تنسی از آن، برای تحسین بار آن را معجل می شود. در این ناحیه خاک پس عمارت تعلیم یافته است. ان خیم بر دتر است که از آن نترسای تنس پس تعلیم است.



معنی تعلیم از بارگذاری



معنی تعلیم همگامی

در معنی تعلیم ناصیه  $(1 \rightarrow 2 \rightarrow 3)$  بارگذاری،  $(4 \leftarrow 3)$  باربرداری و  $(4 \rightarrow 5 \rightarrow 6)$  بارگذاری مجدد را نشان می دهد.

در معنی تعلیم همگامی طی بارگذاری همگامی و نفاذ 3 و 4 هم منطبق می شوند. در این حالت به نسبت ناصیه  $(2 \rightarrow 3)$  نشان فشردگی  $(C_c)$  و به نسبت نواصی  $(4 \leftarrow 3)$  و  $(4 \rightarrow 5)$  که با هم برابرند به ترتیب نشان تورم  $(C_s)$  و نشان بارگذاری مجدد  $(C_r)$  گفته می شود. سبب ناصیه  $(1 \rightarrow 2)$  نیز به نسبت نواصی  $(4 \leftarrow 3)$  و  $(4 \rightarrow 5)$  برابر بوده و  $C_r$  بای  $C_s$  است.

$$\frac{1}{10} C_c < C_s < \frac{1}{5} C_c$$

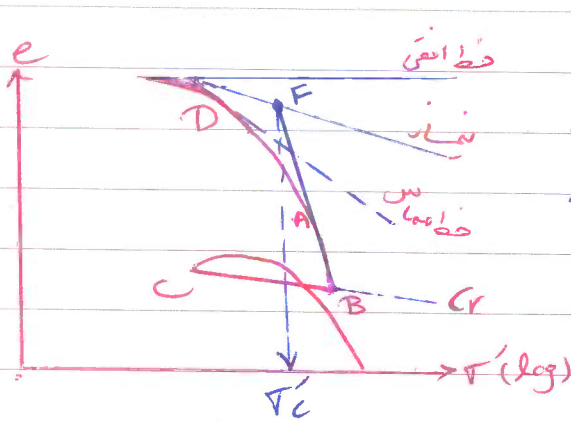
محاسبه  $C_c$ :

$$C_c = 0.1009 (LL - 10)$$

الف) پس نسبت نخورده 3

$$C_c = 0.1007 (LL - 10)$$

ب) پس نسبت نخورده 3



نسبت آبرین تنش پس تخلیه با استفاده از معنی تخلیه 3

1) به صورت همی، نقطه ای که شدیدترین انقباض در وقت فوقانی معنی تخلیه دارد، مقصودش تنش و آن را نقطه D می نامیم.

2) از نقطه D یک خط افقی و یک خط عمود بر رسمش کشیم و نیز زاویه ای ایجاد شده بین این دو خط را نیز ترسیم می کنیم.

3) قسمت عرضی در یک معنی تخلیه را از ادمس همی تا نیز از رسم شده را در نقطه F قطع کند.

4) طول نقطه F، تنش پس تخلیه  $T_c$  است.

نکته: در مورد معنی تخلیه

الگوریتم زمان بارگذاری را بدون تعیین در نسبت افزایش بارگذاری کاهش دهیم، در آن صورت معنی به سمت راست حرکت خواهد کرد و بالعکس.

حرکت معنی به سمت چپ آن می دهد که به ازای یک بار نسبت به نسبت تخلیه کمتری می توان رسید که یعنی تخلیه کمتری خواهیم داشت.

الگوریتم زمان بارگذاری را با نسبت افزایش بارگذاری را تعیین دهیم، در آن صورت به ازای  $\frac{\Delta T_c}{T_c} > \frac{\Delta T_c'}{T_c'}$  معنی به سمت چپ و به ازای  $\frac{\Delta T_c}{T_c} < \frac{\Delta T_c'}{T_c'}$  معنی به سمت راست حرکت خواهد کرد.

Subject:

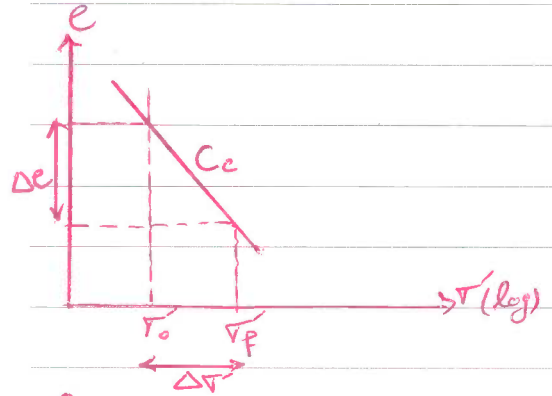
Date:

No:

حالت اولیہ - تعلیم اولیہ  
روشن دھوکہ: با استفادہ از رابطہ طریقیہ  
روشن اولی: با استفادہ از رابطہ طریقیہ

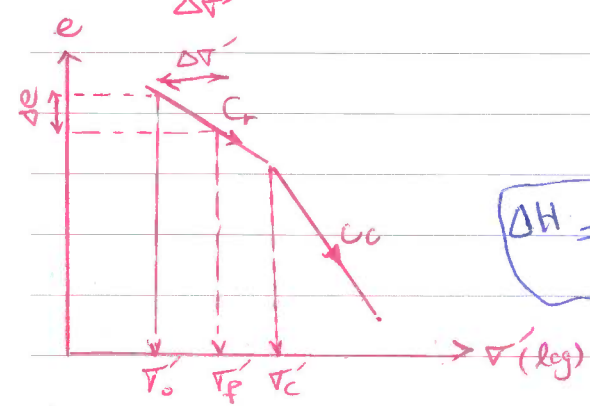
$$\Delta H = H_0 \left( \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} \right)$$

روشن دھوکہ: با استفادہ از رابطہ طریقیہ  
الف) خاک میں جاری تعلیم یافتہ ( $\sigma'_0 = \sigma'_c$ )



$$\Delta H = \frac{H_0 C_c \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right)}{1 + e_0}$$

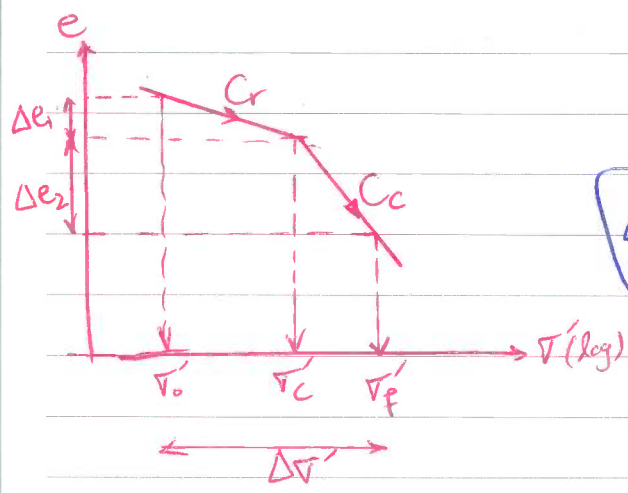
جب خاک میں دس تعلیم یافتہ ( $\sigma'_0 < \sigma'_c$ )  
حالت اولیہ:  $\sigma'_f < \sigma'_c$



$$\Delta H = \frac{H_0 C_r \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}}{1 + e_0}$$

$\sigma'_f$ : مقدار سس موثر  
 $\sigma'_c$ : سس دس تعلیمی

حالت دوم:  $\sigma'_f > \sigma'_c$



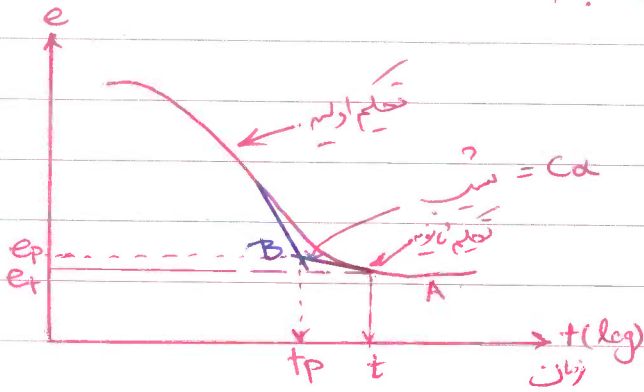
$$\Delta H = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_c} \right) \right]$$

زیرین سوراخ: با استفاده از ضریب تغییر حجم:

$$\Delta H = H_0 m_v \Delta \sigma'$$

عبارت ریاضی و اضافه شدن مؤثر

ضریب تغییر حجم



نسبت تغییر حجم

عبارت ریاضی و اضافه شدن مؤثر

$$C_a = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t}{t_p}\right)}$$

نسبت تغییر حجم

$e_p - e_t$

نشان تغییر حجم

نسبت تغییر حجم

$$\Delta H_s = \frac{H_0 C_a \log\left(\frac{t}{t_p}\right)}{1 + e_p}$$

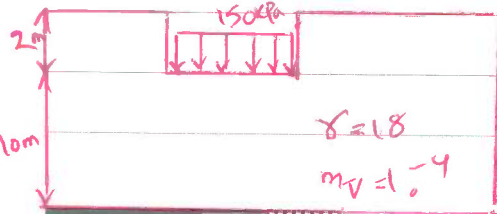
میزان نشست ناشی از تغییر حجم

نسبت تغییر حجم در پایان تغییر حجم

نقطه نشست کلیم

دلیل: با افزایش شیب خمیری، زاویه اصطکاک داخلی خاک که یکی از مشخصه های

بلند مدت زلزله در این بر فوردها که خاک ابتدا آماتعی خاک برداری شده پس بارگذاری روی آن انجام شده است. این برای میسب، با اصل و وارد بر خاک جا بردارده، از ارتش سوراخ آن تبدیل از خاک برداری را کم کنیم و بعد اضافه شدن را کم کنیم



$$\Delta \sigma' = 150 - 18 \times 2 = 114 \text{ kN/m}^2$$

جهت q

سرعت تخلیم :

نظریه تخلیم یک بعدی تراپی :

فرضیات :

- (1) توده ی خاک (سیستم آب-پس)، همگن و کاملاً اشباع ( $S_r = 100\%$ ) است.
- (2) آب و دانه های حله خاک عنبر قابل تراکم هستند.
- (3) آب فقط در مقدار قائم (امتداد ابعاد بار) در خاک جریان یافته و به صورت یک بعدی از آن خارج می شود و سردگی خاک نیز در همین امتداد خواهد بود.
- (4) در صورت تمام شدن آب، قانون دارسی ( $v = ki$ ) برقرار است.
- (5) مقدار تغییر شکل ها کوچک هستند، در نتیجه ضریب نفوذپذیری و ضریب تغییر حجم خاک در حین تخلیم تغییر قابل ملاحظه ای نداشته و ثابت فرض می شوند.
- (6) بین نشانه حله و تنش مؤثر به صورت مستقل از زمان، رابطه ای واحد وجود ندارد.

معادله ی تخلیم یک بعدی تراپی

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left( \frac{k_z}{m_v \gamma_w} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

ضریب تغییر حجم  
 ضریب نفوذپذیری قائم  
 ضریب تغییر شکل  
 ضریب تغییر حجم  
 ضریب تغییر حجم  
 ضریب تغییر حجم

ضریب تخلیم قائم

$$C_v = \frac{k_z}{m_v \gamma_w}$$

ضریب تغییر حجم  
 ضریب تغییر حجم  
 ضریب تغییر حجم  
 ضریب تغییر حجم

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

تخلیم یک بعدی تراپی در صورتی که دانه ها و آب در آن جداگانه حرکت کنند و مقدار آن ثابت است. اگر تنش ها منبسطی کم افرایش باشد،  $a_v$  و  $m_v$  تقریباً ثابت در نظر می آید. البته نسبت  $C_v$  و  $H_{dr}$  در دسترس است (  $\frac{H_{dr}}{2}$  )



روش برست آوردن  $C_v$

تعدادش وجود دارد

1) روش گارتنرین یا روش کاساگرانده (با رسم نمودار  $\Delta H - \log t$ )

2) روش فیدر زمان یا روش متلور (با رسم نمودار  $\Delta H - \sqrt{t}$ )

حل معادله تعمیم یک بعدی تراسی:

فرض می شود که توزیع اضافه فشار آب هموای اولیه، در تمام ضخامت لایه یکنواخت است

$$\begin{cases}
 t=0 \text{ شروع تنظیم} \Rightarrow \Delta u = \Delta u_0 = \Delta T \\
 z=0 \text{ در بالای لایه} \Rightarrow \Delta u = 0 \\
 z=2H_{dr} \text{ در پایین لایه} \Rightarrow \Delta u = 0
 \end{cases}$$

$H_{dr}$ : هدایت زحمتی

حل معادله به کمک سری فوریه 3

$$\Delta u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2\Delta u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v)$$

$\Delta u(z,t)$ : اضافه فشار آب هموای در عمق  $z$  از لایه پرسی، در لحظه  $t$

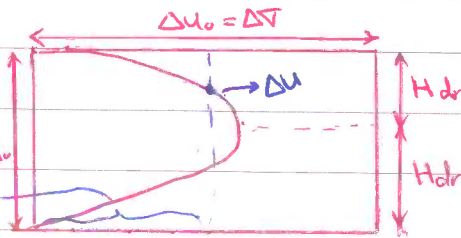
$\Delta u_0$ : اضافه فشار آب هموای اولیه که با اضافه شدن وارد شده به خاک برابر است

$M = \frac{1}{2}(2m+1)\pi$  که  $m$  از صفر تا  $\infty$  تغییر می کند

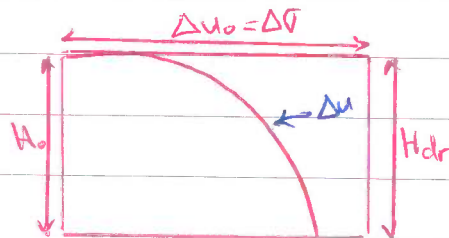
$T_v$ : پارامتر بدون بعد که به آن عامل زمان یا فاکتور زمان گویند

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$$

مقادیر اضافه فشار آب هموای در وسط لایه پرسی از صفر تا  $H_0$  یکنواخت است



زحمتی دو طرفه



زحمتی یک طرفه

تک طرفه مهم: در حالت زحمتی یک طرفه  $H_{dr} = H_0$  و در حالت زحمتی دو طرفه  $H_{dr} = \frac{H_0}{2}$  است

در این حالت زحمتی دو طرفه اضافه شدن موثر در وسط لایه کمتر از دو انتها می شود

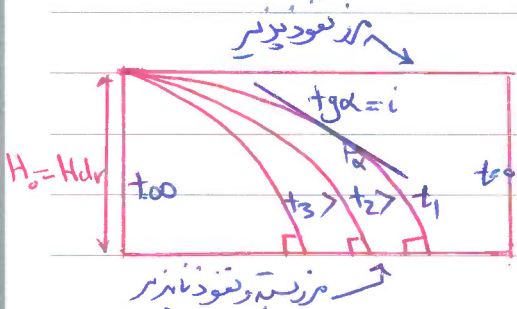
Subject:

Date: NO:

Hdr (مدارمات فحشی) مدی است که برای این مقصود آب (هورن نرها) طریقی لندنا اضاافن  
آ - حفرای خود را فحویید

تعداد ۵۰

به فحوی صغنی حاک توزع اضاافن آ - حفرای لندنا حاکمکن برای لندنا ترسیر من سوند ، صغنی حاک  
هم زمان فآ آب کونند . ان صغنی حاک برزحک سبد کچودند . همین سب بواس بران صغنی حاک  
سبت به امداد قائم معرف فرایان حیدرولکن (i) است



درجه تعلیم ۵ (بیشتر تعلیم)

درجه تعلیم پارامتری است که به کمک آن ، میزان بیشتر نسبت تعلیم در یک محل و زمان مشخص ، تعیین می شود  
درجه تعلیم در عقی ۷ (در لحظه t) را با جلا ت س دهند :

$$U_z = 1 - \frac{\Delta U_z}{\Delta U_0} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{m} \sin\left(\frac{Mz}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v)$$

Uz در ابتدای تعلیم در تمام نقاط لایه برابر هم است اما با گذشت زمان بواس اضاافن فآ آب حفرای ،  
انرا سب یافته و در ابتدای تعلیم ، بواس اضاافن فآ آب حفرای در تمام نقاط لایه ، درجه تعلیم برابر یک

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta U_z = \Delta T_z - \Delta T'_z \\ \Delta U_0 = \Delta T_{\infty} = \Delta T \end{array} \right\} \Rightarrow U_z = \frac{\Delta T_z}{\Delta T_{\infty}} \rightarrow U = \frac{\Delta T'_z}{\Delta T_{\infty}} = \frac{1 - \Delta U_z}{\Delta U_0}$$

$$U = \frac{\Delta H}{\Delta H_{\infty}} = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f}$$

$$U = \frac{U_1 H_1 + U_2 H_2}{H_1 + H_2}$$

که اگر لایه سب دار ستم

نسبت لطفل در ابتدای تعلیم  
نسبت لطفل در ابتدای تعلیم

حالی زمان درجی نسبت - تعلیم:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U^2, \quad U < 0.6$$

$$T_v = -0.933 \log(1-U) - 0.085, \quad U \geq 0.6$$

$$T_v = \frac{Cvt}{H_{dr}^2}$$

$T_v (U = 50\%) = 0.197$  ,  $T_v (U = 90\%) = 0.848$  ← دوجی سهم مهم

تکانه مهم: اگر معمولاً از شیب تدریس در دوره‌های ابتدایی و متوسط و ابتدایی در آن صورت می‌گیرد

$$\frac{t_2}{t_1} = \left( \frac{H_{dr2}}{H_{dr1}} \right)^2$$

حالت قابل بررسی است:  
1) دوره‌های درجه تعلیم یکسانی داشته باشند:

2) دوره‌های درجه تعلیم متفاوتی داشته باشند و  $U < 0.6$  باشد:

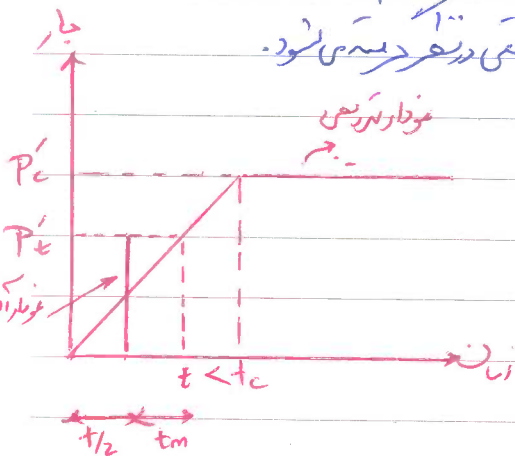
$$\frac{t_2}{t_1} = \left[ \frac{U_2}{U_1} \right]^2 \left[ \frac{H_{dr2}}{H_{dr1}} \right]^2$$

انگیزه زمان نسبت درجی نسبت - تعلیم:

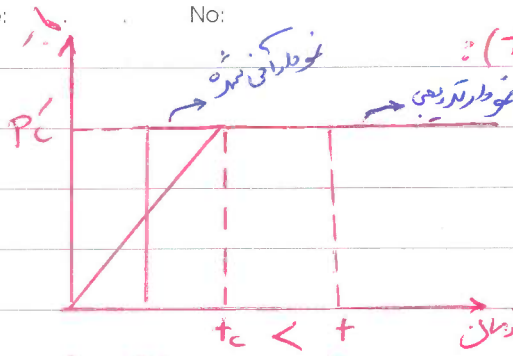
برای لحاظ کردن مدت این نسبت، یک زمان اصلاح شده به جای زمان واقعی در نظر گرفته می‌شود.

یعنی زمان اصلاح شده  $(t_m)$ :

اینجا محاسبه نسبت تعلیم در همین احوال بار (صحن نسبت  $t < t_c$ )



$$t_m = t - \frac{t}{2} \Rightarrow t_m = \frac{t}{2}$$



با محاسبه نسبت تخلیم بعد از اجمال بار (بعد از زمان  $t_c > t$ ):

$$t_m = t_c + \frac{t}{2}$$

پایان بارگذاری (انرژی تخلیم)

\* میزان هت هت هت یعنی اگر گودبرداری اول داشتیم بعد حرکت شود که بارها مقدار گودبرداری را هت هت هت میزان شروع می شود (تقریباً 72 روزی هت هت)  $P_c$  بار خالص است که در مدت زمان  $t_c$  (که به آن زمان مستقر یا اجمال بار می گویند) به خاک اجمال می خورد و برابر با کل منهای وزن خاک گودبرداری شده است.

**تذکره:** در حالتی که  $t < t_c$  است، چون بار وارد شده تا لحظه  $t$  برابر کل بار خالص است ( $P_c$ ) است، بنابراین بعد از محاسبه نسبت باستانی مقدار آن را در ضریب اصلاح بار ضرب کرده و کاهش می دهیم:

$$\text{ضریب اصلاح بار} = \frac{P_t}{P_c}$$

دما فریز حضور بودن  
نمودار اجمال بار را بر یک

$$\text{ضریب اصلاح بار} = \frac{t}{t_c}$$

**زحمت های ماسه ای**

طراحی شده است در دوران بهره برداری دچار نشست های ناشی از زبریده تخلیم شود، معمولاً خاک را اصل از ابتدا سازه توسط عملیات خاکبرداری پس جابجایی می کنند به علت طولانی بودن عملیات تخلیم، زحمت های ماسه ای به صورت ماسه ای (مصنوعی) در داخل خاک ایجاد می کنند تا سرعت زحمت های آب بیشتر شود. این زحمت های ماسه ای در صورت افقی یا قائم در خاک تعبیه شوند. پس این زحمت ها معمولاً از مصالح درند ای (مثل ماسه) یا زنده تریک مخصوص و نفوذپذیری کم هستند.

\* در زحمت های قائم آب به صورت افقی و در زحمت های عمودی آب به صورت قائم زحمت ها در می آید و از آن طریق خارج می شود. چون در خاک ها ضریب نفوذپذیری در جهت افقی معمولاً از ضریب نفوذپذیری در جهت قائم بیشتر است، بنابراین آب از طریق زحمت های قائم زودتر زحمت های افقی می شود. از این رو در هت هت از زحمت های عمودی و قائم با مواضع بسیار استفاده می شود. تاثیر زحمت های قائم در تسریع کل تخلیم بیشتر است.

\* اگر مصالح چاه های زحمت قائم از زنده تریک برابر هت هت لایه پس باشد، زحمت های قائم، سرعت تخلیم را افزایش می دهد.

\* ما تو صبح به مرتبه شغای آب برای رسیدن به این حالت ها، تطمیع امضی تطمیع شغای نرسیده

$$(1 - U_{کل}) = (1 - U_x)(1 - U_y)(1 - U_z)$$

درصه تطمیع طی لایه : درصه تطمیع درامندار قائم → درصه تطمیع شغای

$$U_{کل} = 1 - (1 - U_x)(1 - U_y)(1 - U_z)$$

از تطمیع درصه راسته باشد :

سختی آبی : سختی آبی بلافاصله بعد از بارگذاری شروع شده و بعد از 10 روز بعد ادامه دارد. درمی آید سختی آبی فرض می شود که رفتار خاک الاستیک است و داریم :

$$S_e = q \cdot B \cdot \left( \frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \cdot I_p$$

B = مدول بعبوی (موضعی)  
μ = ضریب پواسون خاک  
q = شدت بار عمودی بر خاک است که برابر نیروی وارد بر بی تقسیم بر مساحت آن است  
E\_s = مدول ارتجاعی خاک

I\_p = ضریب تأثیر عمودی که به شکل بی وصلبیت آن بستن دارد. (I\_p از مدول مخصوصی بستن می آید)

\* \* \* \* \* اگر هم عرض ناگردد و بنا به عملاً ضریب لایه خاک تا رسیدن به بستن منبسط شده باشد (و یا در محق استفاده می کنیم که به ترتیب ضریب بستن و ضریب محق I\_D و I\_r واقع شده است، در آن صورت ضریب اصلاح نامیده می شود ضریب اصلاح که از این هستند و نشان دهنده کاهش سختی آبی می باشد.

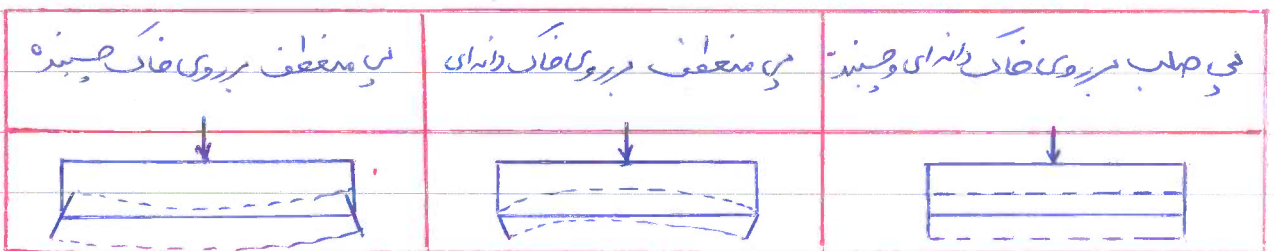
$$S_e = q \cdot B \cdot \left( \frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \cdot I_r \cdot I_D$$

### توزیع فشار زیرین و نحوه نشست

توزیع فشار زیرین به دو عامل بستگی دارد:  
1) اعطاف پذیری یا صلب بودن پی  
2) اندای و سبب بودن خاک زیرین

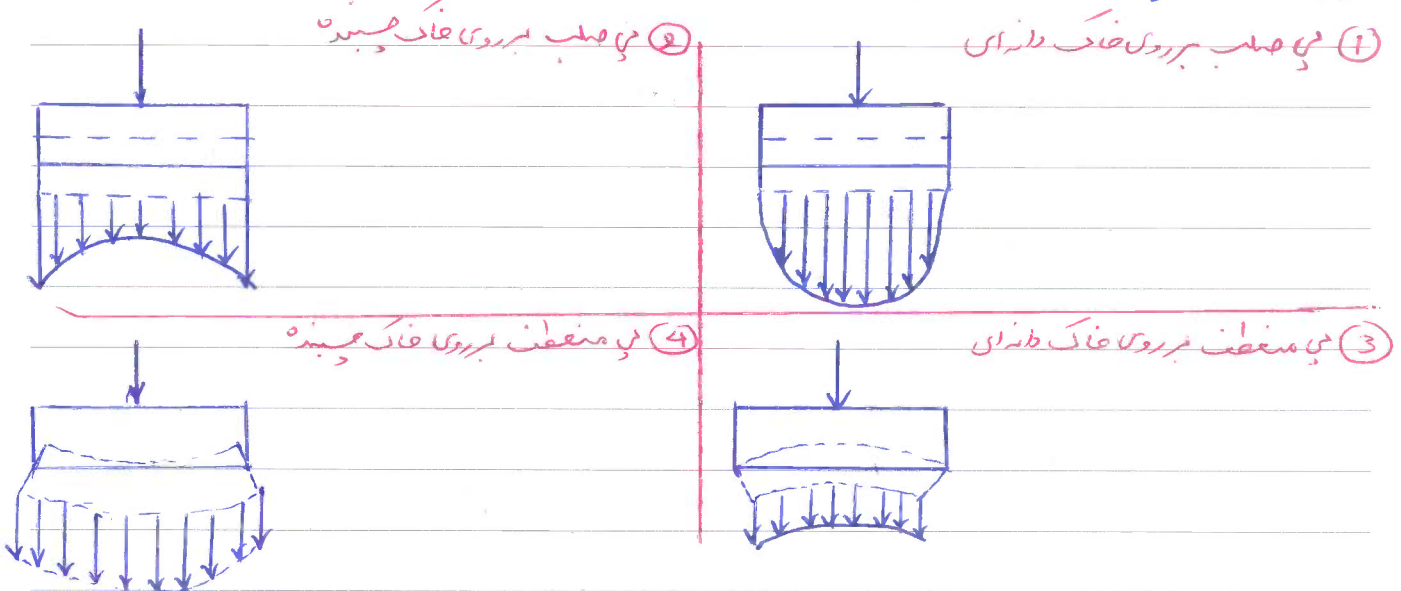
### الف) نشست پی:

نشست در زیرین صلب به هموت کلیت و در زیرین منعطف به هموت غیر یکنواخت می باشد و علت آن مربوط به اعطاف پذیری پی است.



### ب) فشار زیرین:

توزیع فشار زیرین پی ها منعطف یکنواخت بوده و در زیرین پی ها صلب غیر یکنواخت است. در این حالت (پی ها صلب) برای خاک سبب و فشار کوشه ها عدالتی در زیرین عدالت است، در حالی که برای خاک اندای عکس این مطلب برقرار است، یعنی فشار در زیرین عدالتی و در کوشه ها عدالتی است.



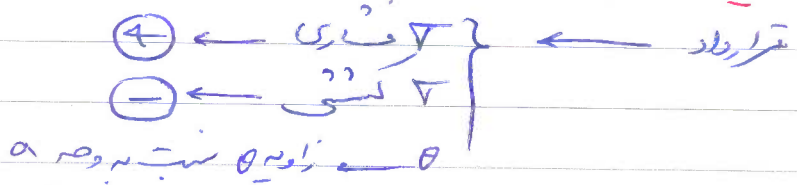
# محل نسیم : معادلت برقی خاک ها

Subject:

Date:

No:

دایره موردرضاک :



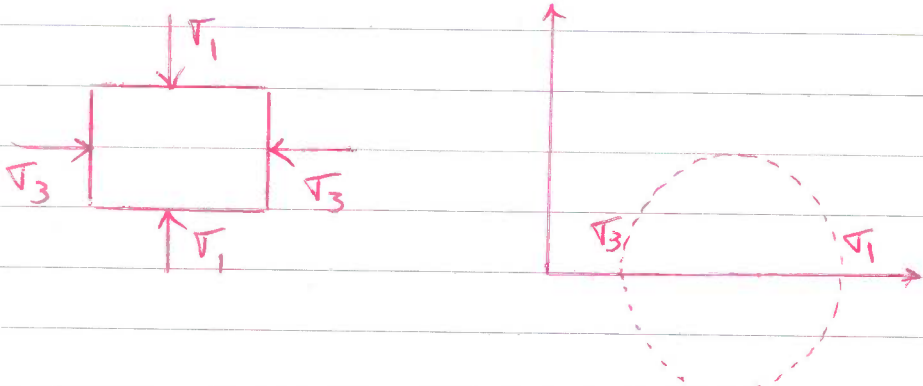
$$V_\theta = \frac{V_a + V_b}{2} + \frac{V_a - V_b}{2} \cos 2\theta - r \cdot \sin 2\theta$$

$$r_\theta = \frac{V_a - V_b}{2} \sin 2\theta + r \cdot \cos 2\theta$$

در معادله مصالح  $\neq$  بود

خواص معادله:   
 1- جهت هر خط روی دایره موردرضاک یکی است.   
 2- بر اندازه  $2\alpha$  عمود است.   
 3- بر اندازه  $\alpha$  در دایره موردرضاک

\* در خاک در حال تنش برقی صفر است و تنش ها اصلی ها تنش ها روی وجه خارجی اند

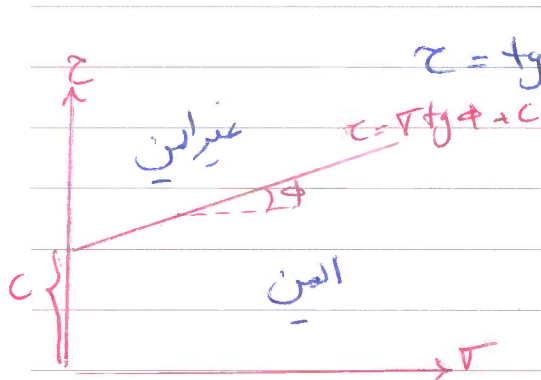


تنوری اصطلاحی معادلت برقی (تنوری موهر کولمب) :   
 بر مبنای تنوری اصطلاحی بین سطح معادلت خاک را در برابر تنش ها می بینیم

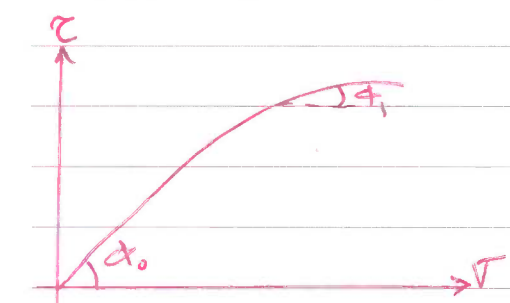
$$r = V \times \tan \phi + c$$

$\rightarrow$   $V$  : تنش عمودی   
 $\rightarrow$   $\phi$  : زاویه اصطکاک   
 $\rightarrow$   $c$  : چسبندگی خاک

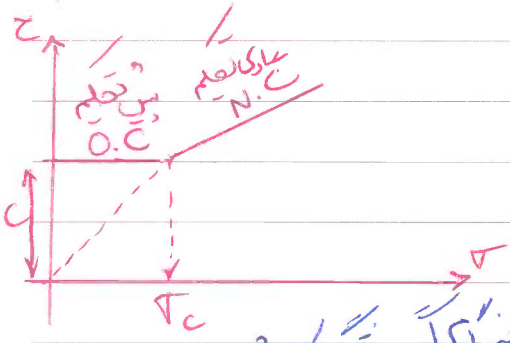
نقطه ۳: } درخت های دانه ای ←  $\phi$  تعیین کننده در مقاومت برشی  
 درخت های برشی ←  $c$  تعیین کننده در مقاومت برشی



نقطه ۴: درخت های دانه ای ←  $c = 0$  ←  $\tau = \sigma \cdot \phi + c$   
 خط مستقیم موثر در کلب (پوش لسیف) ؟



پوش لسیف درخت درست کند ؟  
 ذرات و ... در اثر فشار حجمی تیرکوشنی  
 دانه ها از بین می رود  
 که دانه اصطکاک کاهش می یابد



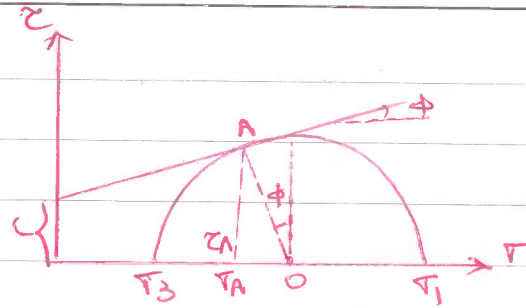
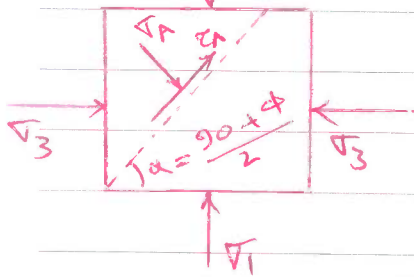
پوش لسیف درخت های عاری تعلیم و غیر تعلیم ؟  
 غیر تعلیم باعث بروز چسبندگی درخت های چسبند می شود  
 عاری تعلیم ← چسبندگی ندارد ← از مبدأ عبور می کنند

$C = 0$  ⇒ حاد برش عاری تعلیم باشد

درخت های لسیف با کاهش حجم همراه است  
 اگر فقط ای از دانه به خط لسیف برسد، آن فقط لسیف رسیده است

درخت تعلیم :  $\tau_h = \tau_v K_0 + u$





$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \times \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \tan(45 - \frac{\phi}{2})$$

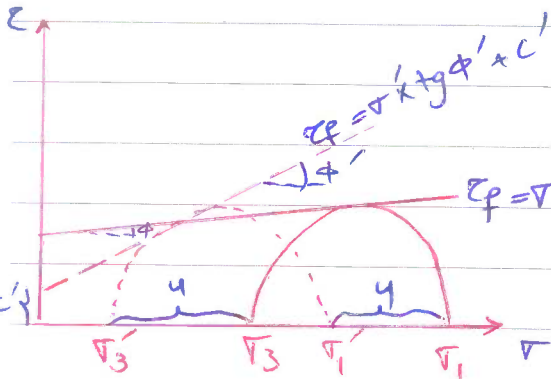
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \times \cot \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \times \sin \phi$$

زاویه زاویه برش در این حالت  $45 + \frac{\phi}{2}$  است و زاویه برش در این حالت  $45 - \frac{\phi}{2}$  است. در این حالت زاویه برش در این حالت  $45 + \frac{\phi}{2}$  است و زاویه برش در این حالت  $45 - \frac{\phi}{2}$  است.

$$\tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{و} \quad \tan(45 + \frac{\phi}{2}) = \frac{c \phi}{1 - \sin \phi}$$

معادلات برشی با استفاده از سن مویر:

در اصل سن مویر در تقاطع برشی قائم در دو در واقع آب برش تحمل می‌کند. همان فرمولها مثل قبل است فقط جای  $\phi$  از  $\phi'$  و به جای  $\sigma$  از  $\sigma'$  استفاده می‌کنیم. (c' c)



دو نمودار به اندازه 4 با هم فاصله دارند.

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - 4$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - 4$$



$$T_1' = T_3' \times \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \tan(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$T_1' - T_3' = 2c' \cot \phi' + (T_1' + T_3') \sin \phi'$$

در حال کنده ای سے فضا اعمالی سے کوئی مدت ← تبدیل برتن موثر

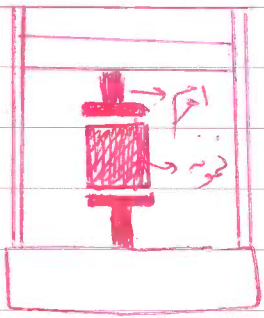
در حال رسی سے فضا اعمالی سے کوئی مدت ← بر جناری تبدیل میں ہوگی  
 ← تبدیل برتن موثر تبدیل میں ہوگی

شرایط زحلی شدہ زحلی شدہ؟

1) زحلی شدہ: اما بغیر ہم لیت ← موثر صرا لم عمل ہوگی ← هیچ نسی ابعاد عمل ہوگی  
 (U=V و T'=0)

2) زحلی شدہ: در امر اعمال نسی ط (V) ، موثر لم صرا لم عمل ہوگی ← آب جی اصانه خارج می شود  
 نسی فضا آب صفر ای به صفر می رسد ← تمام نسی برتن موثر تبدیل می گردد

چگونه جارا صرحی (C و phi) را تعیین کنیم؟



1) آیزن تک محوری 3

لمونه استوانه ای است  
 q\_u ← مقادیر تک محوری  
 چون این آیزن محدود شده است  
 مقادیر فضا ای محدود شده

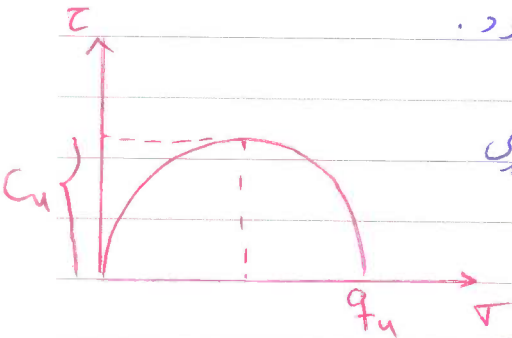
$$F = C_u \times A$$

نظریه ای

نظریه ای

این آزمایش سریع انجام می شود - از زحمتی نبرده است

در آزمایش تک محوری فقط خاک می بیند آزمایش می شود.



در آزمایش تک محوری  $\tau_3 = 0$   
 $\tau_1 = q_u$

می دانیم که آزمایش من توانه C و  $\phi$  خاک را تعیین کند

$$C_u = R = \frac{q_u}{2}$$

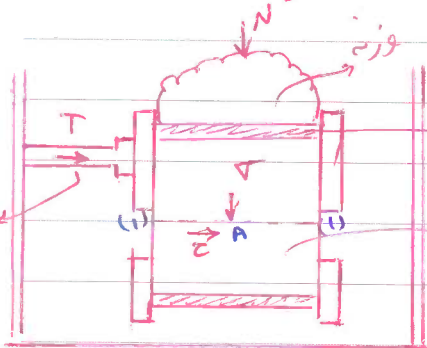
در آزمایش تک محوری

عیندگی زحمتی نبرده

این مقاومت بزرگتر زحمتی نبرده

### 2) آزمایش برش مستقیم (عمود برش) 3

برای هر موقعی دانند و عینده قابل کاربرد است.  
 وزن  $N$  روی خاک قرار می گیرد.  $\tau = \frac{N}{A}$   
 پس نیروی برشی  $c = \frac{T}{A}$  وارد می شود.



سطح 1-1 نشان دهنده تئوری اصطکاک است. فقط  $\frac{A}{A} = 1$  بر روی پوست گسیختگی قرار دارد.  
 برای رسم پوست گسیختگی به نقطه روی خط گسیختگی در نظر می گیریم و آن ها را روی کاغذها  
 برایش می رسم. (در جدول انظوری می داریم)

$$\frac{T}{A} = \frac{P}{A} + g\phi + c$$

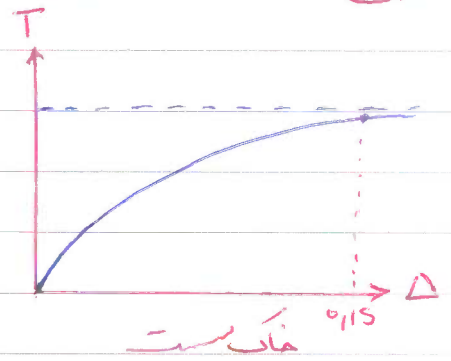
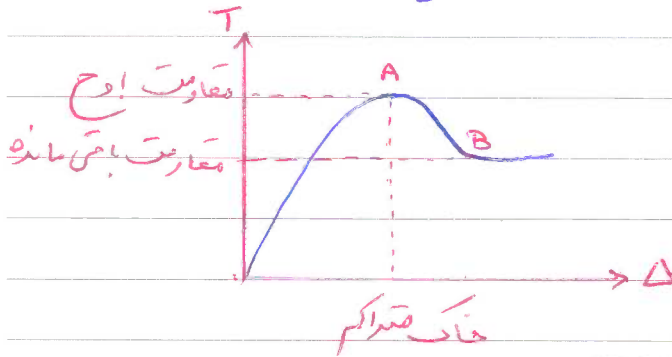
توجه: این آزمایش به سه شیوه قابل انجام است

- 1) تند (UU) :  $N$  و  $T$  به سرعت اعمال می گردند - همه زحمتی نیست
- 2) نیمه سریع (CU) :  $N$  به کندگی اعمال می شود و  $T$  به سرعت اعمال می شود.
- 3) کند (CD) :  $N$  و  $T$  هر دو به کندگی اعمال می شوند - زحمتی وجود دارد.

\* در خاک های پدیدرینت کم - تند یا نیمه سریع انجام می شود  
 در آزمایش برش مستقیم هوا را زود به پوست گسیختگی می رسد

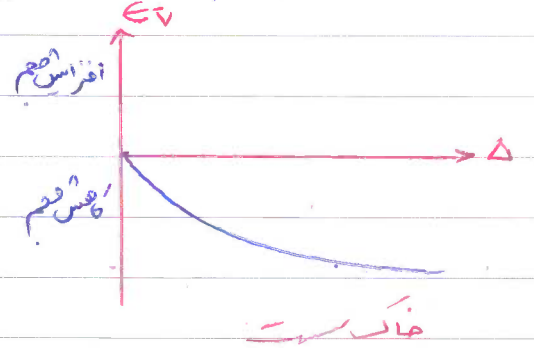
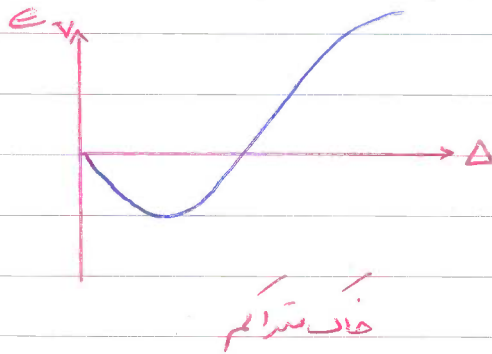
\* دو نوع فشار از آرایش برش همدم:

- ① فشار (1) در خاک های متراکم و نیروی برشی اول افزایش پس کاهش
- فشار (2) در خاک های سست و نیروی برشی همواره افزایش



در رفتار (1) خاک به حدی که مقاومت خود می رسد و در آن مقاومت باقی مانده دارد.  
 در رفتار (2) آرایش را حاصل می شود که تغییر شکل افقی خاک برابر 15٪ طول نمونه رسیده باشد.

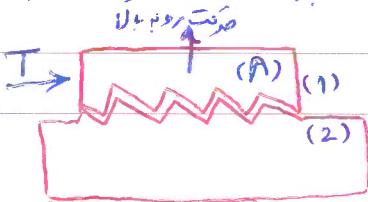
نکته: با نصب لایح خاک می توان نمودار تقریبی تغییر حجم نمونه را رسم کرد.



خاک های سست همواره کاهش حجم دارند. (رفتار انقباضی)

سوال: چرا افزایش حجم در خاک های متراکم داریم؟

زیرا برای تسطیح و حرکت سطح متراکم و قفل و بست شده ی (1) بر روی (2) جابجایی به جهت حرکت رو به بالا A و افزایش حجم نمی آید.

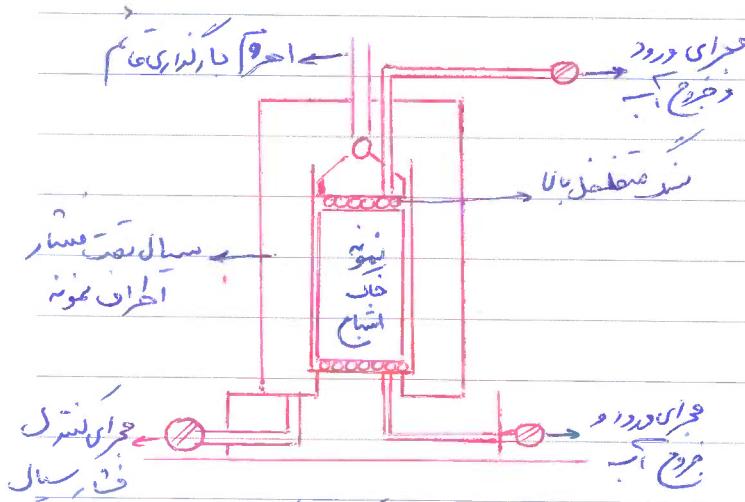


عدد از اقراس هم در خاک مترانم در نهایت هم ثابت می شود. (۳۴)  
در خاکها است هم در آخر هم ثابت می شود (۳۴)

معادله آرایش برش مستقیم:

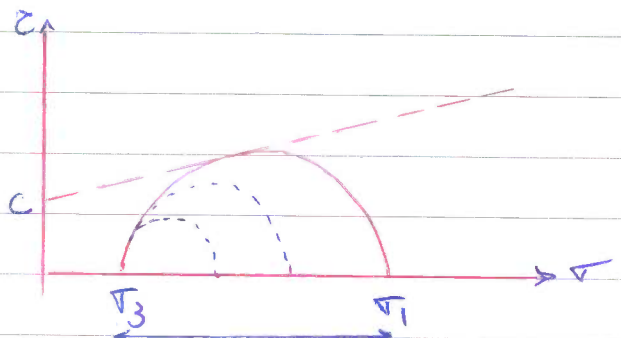
- ۱) سطح کسینگی به صورت امپاری همان سطح بین دو نیمه تعبیر برش است، در حالی که عمیق است این سطح صاف تر از سطح خاک باشد.
- ۲) توزیع تنش برشی در سطح کسینگی یک یوونت نیست تنش ها برشی در نزدیکی ناحیه برش فزوده بیشتر و در وسط خاک کمتر است.

۳) آرایش سه محوری:



در این آرایش اطراف نمونه با آب پر می شود تا فشار همه جانبه به نمونه وارد شود. به دلیل وجود تماس لایه ها، آب خارج از نمونه خاک تماس نخواهد داشت. نمونه خاک اشباع است.

در این آرایش دایره مورد را ابتدای نقطه است و با اقراس فشار دایره مورد به سمت جلو میزنند می شود تا در نهایت به یونس سطحی می رسد می شود.



پس تنش اطراف نیز می روند

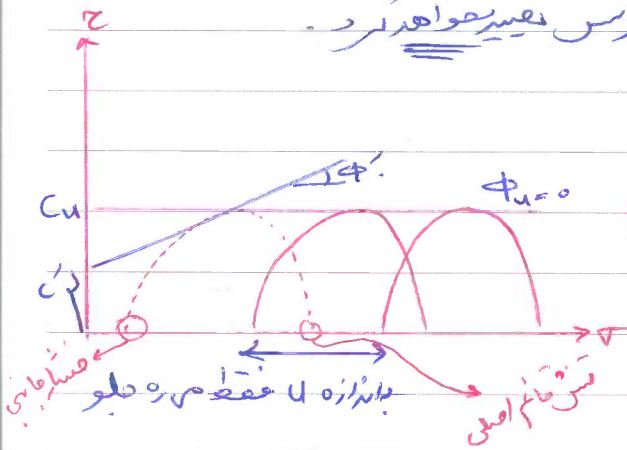
تلمه و معماری 3 چون آرایش سه محوری به معنی ترین همواره در نظر می آید است  
بر آرایش های قلی مقاومت کمتر را آرایش می کند

- 1) اگر سازه زخمی باشد : آب اضافی خارج می شود و تنش های ایستایی بر تنش مورب تبدیل می شوند
- 2) اگر سازه زخمی نباشد : آب خارج نمی شود و فشار وارد به بتن آب حفره ای تبدیل می شود

### انواع آرایش سه محوری :

#### 1) تحلیل نیافته ، زخمی نشده (UU) :

یک آرایش سبب است. چون زخمی نداریم دایره مورس تغییر نخواهد کرد  
(تنش مورب است است)  
مسائل مشترک یک خط افقی است



$$\sigma_u = 2 C_{uv} \tan(\phi_s + \frac{\phi_{uv}}{2})$$

این آرایش نمی تواند C و φ خاک را  
ارزاند فقط C یا σ<sub>u</sub> به سبب زخمی نشده  
خاک را می دهد. C در می سبب مقاومت  
برسی کوتاه مدت خاک حکما برسی به طرز رود

\* اگر آرایش UU در نمونه غیر اشباع یا رس ترک دار انجام شود، پوسش سببش ابتدا  
کس سه محوری خواهد بود و پس افقی می شود. با افزایش فشار سلول، درجه اشباع نمونه  
افزایش و φ کاهش می آید

#### 2) تحلیل یافته ، زخمی شده (CU) :

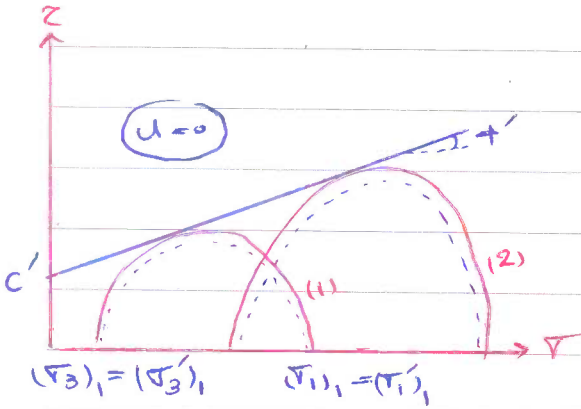
چون در مرحله اول خاک کمت فشار سه جانبی تحلیل می آید، خاک تنش سه جانبی به تنش مورب  
تبدیل می شود

در نمونه دوم اگر فشار سه جانبی شتر باشد، مقاومت برسی در نمونه دوم افزایش می آید و  
دایره مور آن بزرگتر می شود. با ترسیم مسائل مشترک دایره مور C و φ بدست می آید  
این آرایش نیز سبب است

3) تعلیم یافته، زحلشی شده (CD) و

این آرایش گنده است.

در این آرایش فشار آب صفرای اهنانه همواره صفر است



مس تنس حل هتس مریتر در ابر است (۴۴)

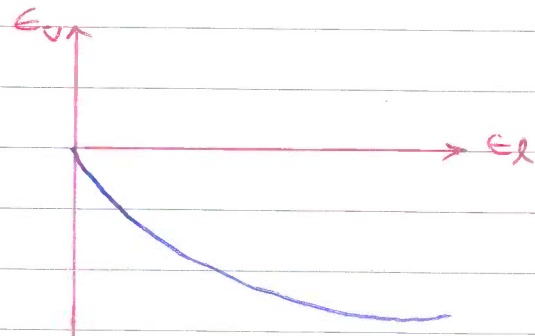
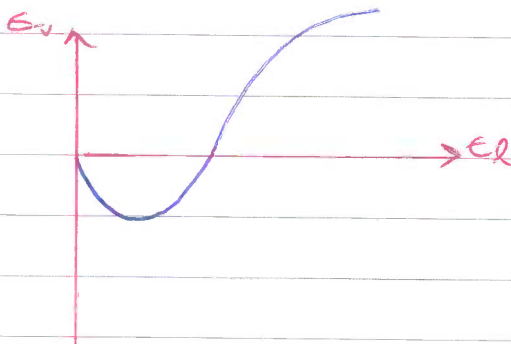
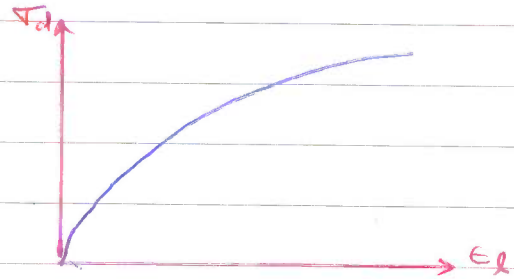
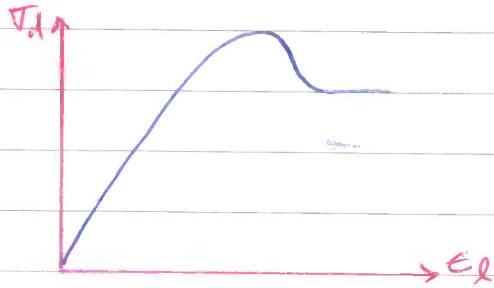
یعنی در CD همواره با  $\phi > \phi'$  فرول هارا کورس کنیم

و در این همواره  $\phi' > \phi$

رفتار خاک در آرایش سه محوری و

رفتا 1) خاک هک دانه ای متراکم یا ریس هک سس تعلیم یافته (OCR > 1)

رفتار 2) خاک هک دانه ای مست یا ریس هک عادی تعلیم یافته (OCR = 1)



خاک متراکم یا (OCR > 1)

خاک مست یا (OCR = 1)

تکانه : هیچ تغییر حجمی اتفاق نمی افتد (UU)

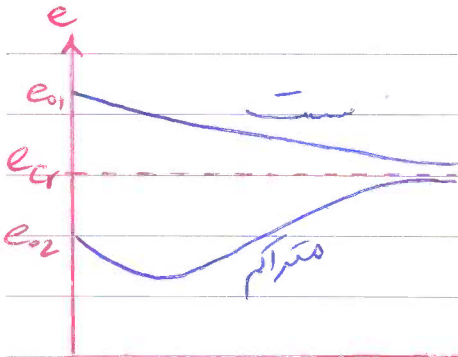
در مرحله اول تغییر حجم ولی در مرحله دوم تغییر حجم نداریم (CU)

در هر دو مرحله تغییر حجم داریم (CD)

در آرایش

لاالروا که کم باشد  
حجم ثابت است

\* معمولاً نمودار تغییر حجم برای آرایش CD انجام می شود.



نمودار تغییر حجم بر مبنای e :

در یک فاد اشباع یا غیر اشباع حجم هفوات کاهش یافته

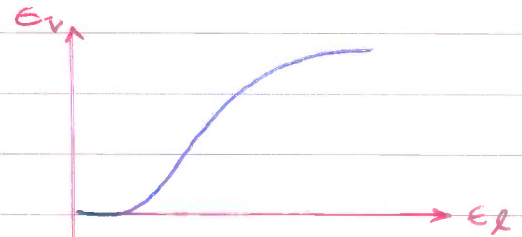
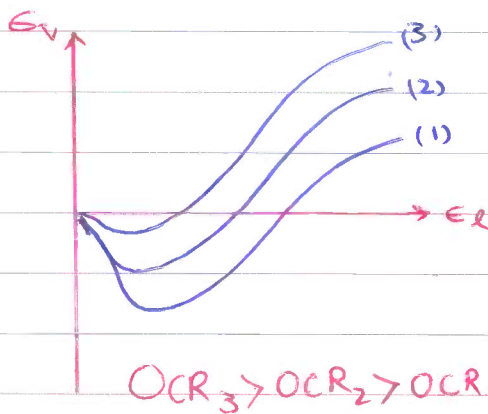
د e کم می شود (  $e = \frac{v_v}{v_s}$  )

\* در خاک حاکم است هوای و در حال کاهش است

یعنی هوای کاهش حجم رخ می دهد

در حالت تراکم دست در آفرین e یا نشانه علامت برانی می بیند

تکانه مهم : هر چه خاک متراکم تر نفس کاهش حجم کوچکتر و نفس افزایش حجم بزرگتر خواهد بود.



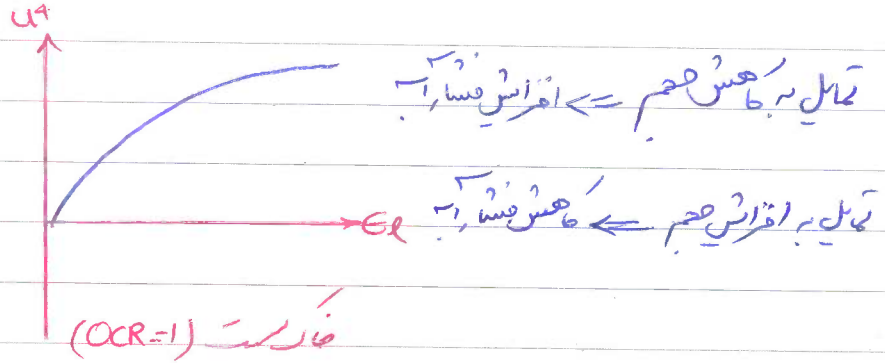
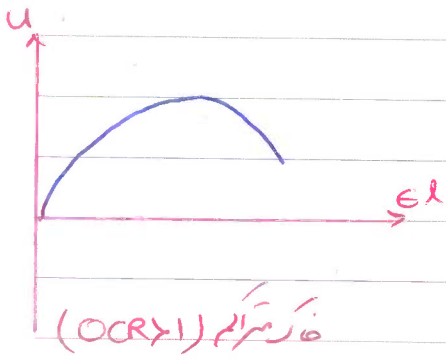
لے طه از OCR > 4 به بعد افزایش حجم غالب خواهد بود.

تکانه : فشار عمود بر سطح با مقاومت برشی زحمتی شده خاک پس (کارای تکلیف یافته) ارتباط مستقیم دارد.

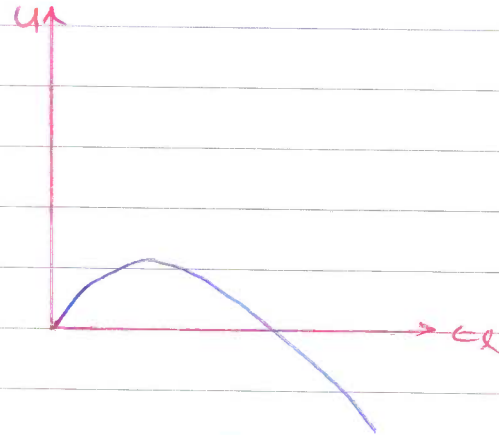
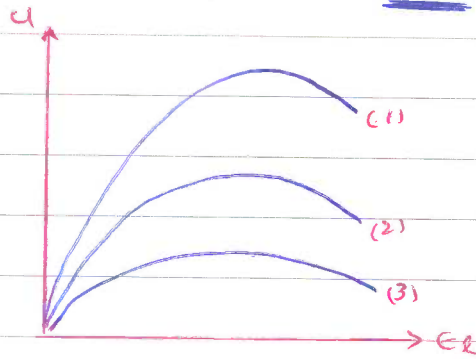


نمودار تغییر فشار آب حفزه ای (u - e<sub>l</sub>)

باید حتماً شرایط زخمی نشده برقرار باشد تا اضافه شدن آب حفزه ای را مستجاب کنیم. پس می توان نتیجه گرفت در این شرایط (مراحل اول و دوم) و (u) (مراحل دوم) امکان ایجاد اضافه شدن آب حفزه ای وجود ندارد.



نکته: در حالت گسست فشار آب حفزه ای همواره در حال افزایش است. در فاز تراکم max منفی داریم و از نقطه max شروع به کاهش می کنیم تا جایی که فشار آب حفزه ای در لحظه گسست منفی شود. (OCR > 4)

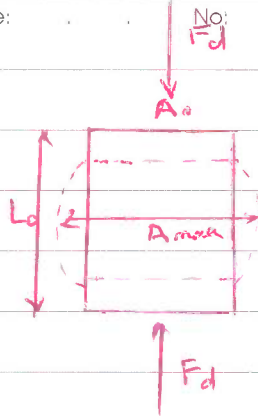


OCR<sub>3</sub> > OCR<sub>2</sub> > OCR<sub>1</sub>

OCR > 4

اصلاح وقت در این سازه ها:

در بعضی خاک ها نمونه بتخل نموده می شود.



تخل نمونه  $F_d$

$$V_{ave} = \frac{F_d}{A_{ave}}$$

تغییر مقدار حجم نمونه

$$A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \frac{\Delta V}{V_0}}{1 - \frac{\Delta L}{L_0}}$$

فقط در CD, CU, CU

$$A_{ave} = A_0 \times \frac{1 - \epsilon_v}{1 - \epsilon_l}$$

در شرایطی خاص شده  $\Delta V = 0 \Rightarrow A_{ave} = \frac{A_0}{1 - \epsilon_l} \Rightarrow A_1 = A_0 \times \frac{L_0}{L_1}$

مثلاً نمونه ای می باشد که هم آب خارج شده نمونه فلان است باید سطح وارده را از این فرمول بدست آورد

کاربرد عملی پارامترهای مقاومت برشی خاک و

می تو به CU م باشد

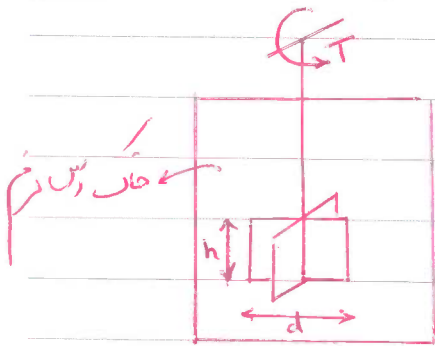
- CD** :
- 1) پایداری در از حالت شریانی خاک
  - 2) سدهای خاک در حالت تراوش پایداری
  - 3) خاک نرمی کند روی خاک پس اشباع
  - 4) بارگذاری کند یا تند بر روی خاک فیلد اشباع

- CU** :
- 1) بررسی افت سریع سطح مخزن آب در سدهای خاک مدت حاسن از زمانت
  - 2) ساعت سازه 2 سرعت سریع روی سدها
  - 3) بارگذاری زلزله
  - 4) اگر تست موثر حاکم باشد می توان پارامترهای موثر مقاومت برشی را بدست آورد

- UU** :
- 1) پایداری کوتاه مدت شریانی خاک
  - 2) سدهای خاک پس از زمانت

نکته: در خاکها کاملاً خشک (ماسه درین) از اول همه بار تو سازه ها می باید خاک تخل می شود و باقی سازه از پارامترهای موثر مقاومت برشی ( $\phi'$  و  $c'$ ) استفاده شود. در خاکها ماسه ای نسبتاً ریز، به هنگام زلزله فشار آب منفی می ایجاد می شود که می تواند باعث حل هم می شود. در این حالت تست موثر هم فرشته و به علت جوش ماسه خاک دچار روانگرایی می شود.

④ آزمون برش دانه (Vane Shear Test) :



این آزمون در صفا و مبروی برش صورت میگیرد

در همین گسیختگی، خاک مبروی سطح جانبی استوانه و سطح قائده بال و پایین گسیخته می شود.

میبندی زحمتی نشده خاک بری

$$T = \pi \cdot C_u \times \left( \frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)$$

آزمون بر صورت سریع انجام میگیرد و فرصت زحمتی ندارد.

حساسیت برش ها :

برخبر برش ها در اثر دست خوردگی ساهتاری تغییر کرده و مقاومت خود را به شدت از دست می دهند.

$$\text{حساسیت برش} = \frac{\text{مقاومت دست نخورده برش}}{\text{مقاومت دست خورده برش}}$$

برابر تعیین حساسیت برش ← آزمون برش

بین ۹۰ تا ۱۰۰

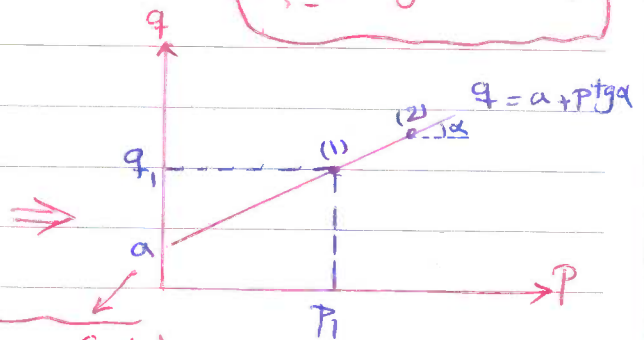
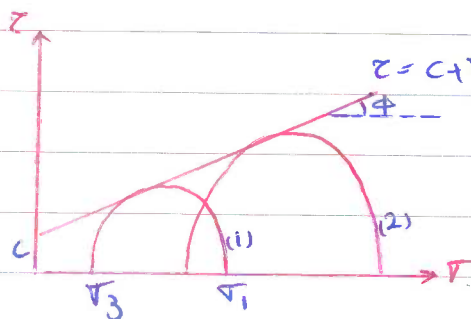
در برش ها حساس

$$P = \frac{\tau_1 + \tau_3}{2}$$

$$q = \frac{\tau_1 - \tau_3}{2} = \frac{\tau_d}{2}$$

برای برش گسیختگی در فضای P و q :

$$\text{تangent} \quad \text{tg} \alpha = \sin \phi$$



$$a = c \times C_\phi$$

No:

$$V_1 = V_3 \times \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \cot(45 + \frac{\phi}{2}) \Rightarrow q = c \cot \phi + P \sin \phi$$

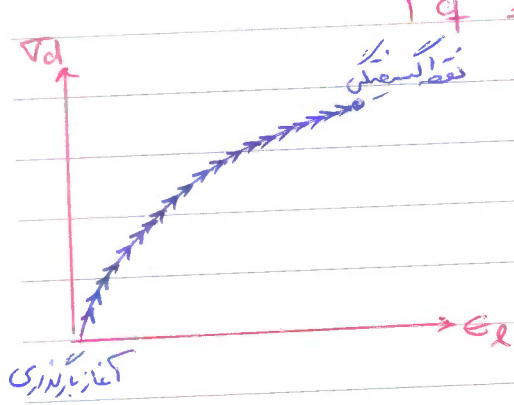
در فضای P و q هر دلیله مورد نیاز نقطه تقاطع سفلی وجود دارد.

$$\sin \phi = \tan \alpha \Rightarrow \phi = \text{Arc Sin}(\tan \alpha)$$

$$a = c \cdot \cot \phi \Rightarrow c = \frac{a}{\cot \phi}$$

در تنش مؤثر  $\Rightarrow P' = \frac{V_1 + V_3}{2}$  و  $q' = \frac{V_1 - V_3}{2}$

$\Rightarrow P' = P - u$  و  $q' = q$

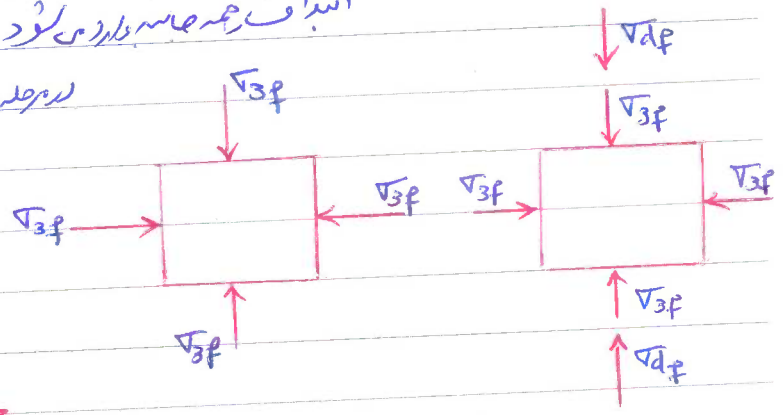
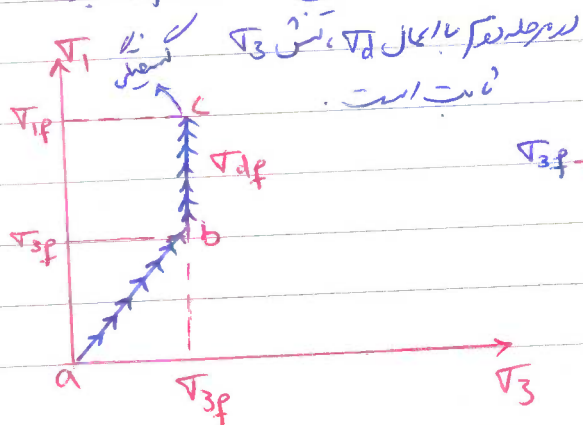


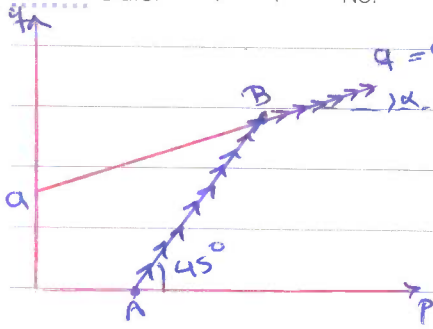
سیر تنش 3  
سیر تغییرات تنش از لحاظ آغاز باریکی تا لحظه سفلی که نمونه خاک را می بینیم گوییم

معمولاً سیر تنش برای آرایش سه محوری بررسی می شود.

سیر تنش آرایش سه محوری در فضای (V3, V1) :

استدلال همه جانبه داریم که تنش از منبسط می شود تا V3f برسد.





مسیر تنش آرایش سه ضلعی در صفحه (P و q) :

نقطه A - نقطه B

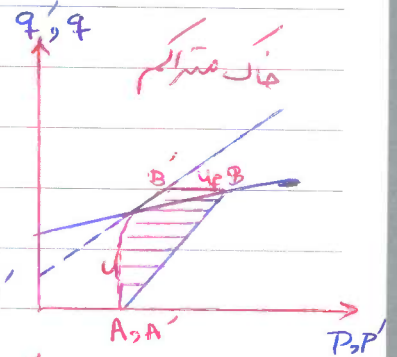
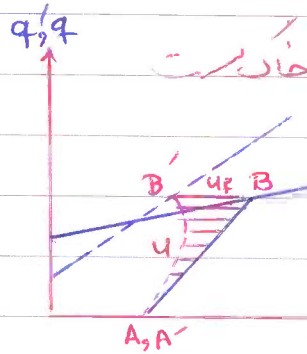
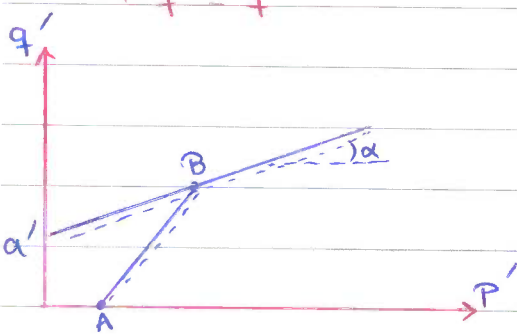
$$\begin{cases} p = \frac{\sqrt{1} + \sqrt{3}}{2} = \sqrt{3}f + \frac{\sqrt{3}df}{2} \\ q = \frac{\sqrt{1} - \sqrt{3}}{2} = \frac{\sqrt{3}df}{2} \end{cases}$$

مسیر تنش موثر

1) در آرایش زغلسی شده (CD) چون ف آب صفه ای برابر است، مسیر تنش و مسیر مؤثر بر هم منطبق خواهند بود.

2) در آرایش زغلسی نشده (CU) فسا، آب صفه ای غیر صاف است. الفضا، آب صفه ای در هر نقطه برابر با باشد، داریم :

$$\begin{cases} p' = p - u \\ q' = q \end{cases}$$

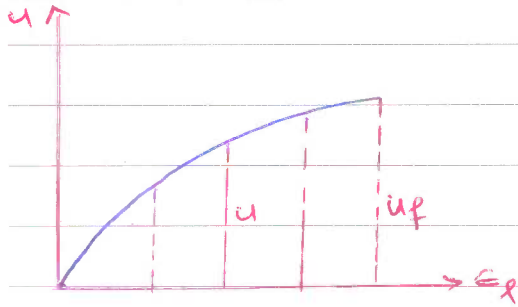


آرایش زغلسی شده CD

آرایش زغلسی نشده CU

مسیر تنش مؤثر

- 1) مسیر A'B' غیر صاف است
- 2) نقطه B روی پوش گسیختگی تنش و نقطه B' روی پوش گسیختگی تنش مؤثر قرار دارد.
- 3) نقطه شروع مسیر تنش و مؤثر (A و A') بر هم منطبق است چون در شروع هر دو دم CU است، آب صفه ای صاف است.

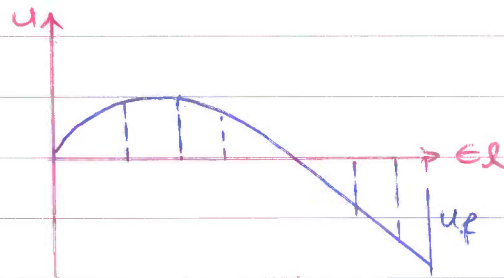
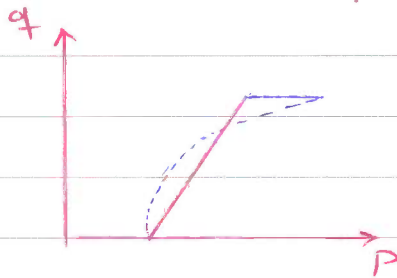


در خاک های گسیختگی چون ماسه و آب هغوه ای در طول آزمون حواره در حال افزایش است فاصله بین AB و A'B' به تدریج از صفر بزرگتر می شود تا به مقدار  $u_f$  برسد.



در خاک های تراکم یافته آب هغوه ای ابتدا افزایش و پس کاهش می یابد. در نتیجه فاصله بین AB و A'B' نیز در ابتدا افزایش و پس کاهش می یابد تا به  $u_f$  برسد.

**سوال فون** نمودار تنش طولی و ضربه آزمون CU در خاک با OCR ۰.۴



ضربه ماسه و آب هغوه ای اسکمیون (A و B) ۳

① ضربه ماسه و آب هغوه ای B ۳

این ضربه ماسه و آب هغوه ای ایجاد شده در حالتی که یک ضربه چانه تراشیده است که می تواند

ضربه B فقط با یک روش انجام می شود

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3} = \frac{\text{مساحت آب هغوه ای ایجاد شده}}{\text{تنش عمده جانبی اعمال شده}}$$

(در حالت خاص اشباع)  $\Rightarrow \Delta T_3 = \Delta u + \Delta T' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta T_3} = 1$

(در حالت غیر اشباع)  $\Rightarrow \Delta T_3 = \Delta u + \Delta T' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta T_3} < 1$

$\uparrow$  ضریب  $B \Rightarrow \uparrow$  ضریب  $B$

(2) ضریب مسأله آب جفزه ای A :

این ضریب جهت تعیین مسأله آب جفزه ای ایجاد شده در اثر اعمال تنش انحرافی بر کار می رود.

$$A = \frac{\Delta u}{\Delta T_d} = \frac{\text{مسأله آب جفزه ای ایجاد شده در اثر تنش انحرافی}}{\text{تنش انحرافی}}$$

در مرحله دوم از آنجایی که محوری CM و UML که شیبهای زحلستایی بوده است، با اعمال تنش انحرافی بعضی از این تنش به افت، آب جفزه ای و بعضی به تنش مؤثر تبدیل می شود.

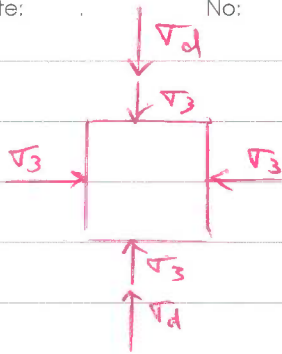
ضریب A به عوامل مثل درصد اشباع، نوع خاک، نسبت پدیده تعلیمی (OCR)، فشارهای اولیه بستگی دارد.

- خاک های رسی با قابلیت زیاد  $1 < A_p$
- خاک های با قابلیت متوسط تا زیاد رسی ها عموماً تعلیم یافته  $(OCR = 1)$   $0.5 < A_p < 1$
- خاک های با قابلیت متوسط و رسی ها کمتر پدیده تعلیم یافته  $0 < A_p < 0.5$
- خاک های با قابلیت متوسط کم تا رسی ها بسیار پدیده تعلیم یافته  $(OCR > 4)$   $-0.5 < A_p < 0$

$A_p = 1$

نکته: اگر در یک خاک زحلستایی شده، شرایط تغییر شکل جفزه ای باشد

\* اثر یک این زهلی نشده خاک کت اعمال  
تنش هم جانبی و انواض ترا کرد:



$$U = B \times \sigma_3 + A \times \sigma_d$$

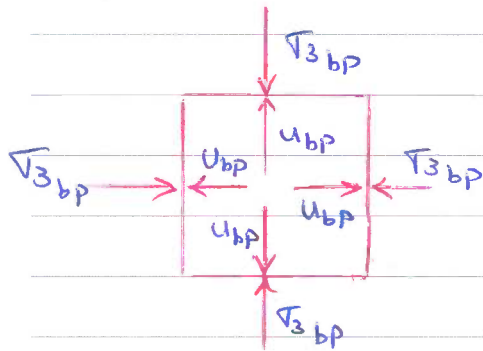
نکته: اگر نمونه خالی به صورت زهلی نشده، تغییرات تنش اصلی کل به میزان  $\Delta \sigma_1$  و  $\Delta \sigma_3$  مواجه  
کردن میزان تغییرات  $\sigma_3$  آب خفه ای برابر است با:  $\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$

$$\Delta U = B \times [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

تغییر یافته

### سبب فشار (Back Pressure) :

در بعضی موارد در آزمونهای سه محوری قبل از آغاز،  $\sigma_3$  آب خفه ای درون نمونه خاک  
را مقداری افزایش می دهند. در این حالت  $\sigma_3$  آب خفه ای اولیه در درون خاک را  $\sigma_3$   
می گویند و یا  $u_{bp}$  نشان می دهند.



$$(\sigma_3 bp = u_{bp} \Rightarrow \sigma'_3 = 0)$$

جهت جلوگیری از خرابی نمونه در اثر سبب فشار، باید همزمان تنش عمده جانبی  
اطراف نمونه را نیز به همان اندازه افزایش داد تا تنش مؤثر در آنجا  
ثابت بماند.

اگر در شرایط خفوق نمونه تحت آزمون سه محوری قرار گیرد، تنش مؤثرها تغییر می خواهند داشت اما فشار  
آب خفه ای و تنش کل هر دو به میزان  $u_{bp}$  افزایش خواهند داشت.



دلیل برگشتی من شماره

1) اشباع سازی حامل نمونه

2) حلویتری لیکس (ف، آ، منض) ← اضافه آب صفوان (OCR) منفر می بود

3) مدرسانی شماره وجود در گل

نکته تست: دعا

1) نمونه های قاشقی کاملاً درست خورده می باشد

2) نمونه های دست خورده برای آنست که تقسیم، تقاربت برقی و... مناسب می باشد  
نمونه های دست خورده برای آنست که دانسته های خاک، تعیین حدود اثر بر یک مناسب است

نکته تست: اگر در سوال نش برقی و نرغال رو صغی لسیستی مطرح بود داریم:

$$\tau_f = \left( \frac{\tau_1 - \tau_3}{2} \right) \sin 2\theta = \frac{1}{2} \Delta \tau_d \sin 2\theta \quad \leftarrow \text{منش برقی}$$

$$\tau_f = \left( \frac{\tau_1 + \tau_3}{2} \right) + \left( \frac{\tau_1 - \tau_3}{2} \right) \cos 2\theta \quad \leftarrow \text{من نرغال}$$

زاویه صغی لسیستی  $45 + \phi_2$

نکته تست:  $\phi$  یا اثرات خاک است. و با افزایش فشار محضای تعیینی من کند

نکته تست: اگر در سوالی گفته شد لسیستی، کاهش من تمام انجام شود باید در سوال ها من محضای  
با تنس قائم را عوض کنیم:

بدون

$$\tau_1' = \tau_3' + \sigma^2 (45 + \phi_2) + 2c \tan(45 + \phi_2) \Rightarrow \tau_3' = \tau_1' + \sigma^2 (45 + \phi_2) + 2c \tan(45 + \phi_2)$$

Subject:

Date: No:

نکته: زاویه اصطکاک داخل بدست آمده از آرایش سه جوی، کوچکتر از زاویه اصطکاک داخلی

$\phi > \phi_{\text{مستقیم}} > \phi$  سه جوی

در بیش مستقیم است.

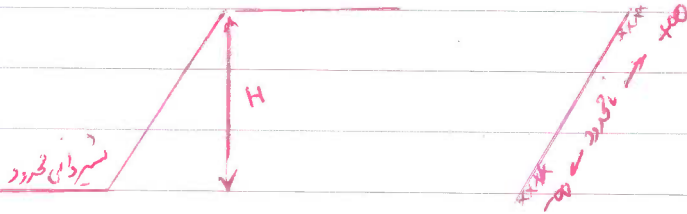
یعنی اگر ما نل آرایش سه جوی و بیش را ممنوع کرده بودند باید  $\phi_{\text{max}}$  را در سه جوی برای  $\phi$  اهدا کرد از آرایش بیش بدست آوردیم قرار هم نمی در نسبت چون  $\phi_{\text{max}}$  را انتخاب کرده ام پس اینها هم حداقل مقدار را به خود می گذرد.

نکته مهم: در نسبت جاری لفظ آرایش لاس و آرایش تک جوی توجه نبود، اگر چه نسبت در

رابطه با  $C_u$  بود و مقاومت برشی زغاکشی شده برابر است با  $2C_u$ . اما اگر کث در مورد  $C_{uv}$  و  $\phi_{uv}$  بود باید بران محاسب مقاومت برشی زغاکشی شده از منبر  $(4s + \phi) (2C_{uv} + g)$  استفاده کرد.



فصل اول: سرویس خاک و دیوارهای خاکی



2 نوع سرویس داریم: محدود و نامحدود  
تپها → له دامنه کوهها

ضریب ایمنی یا ایمنی سرویس:

$$SF = \frac{\text{نیروی بالنگرهای ناایمن کننده}}{\text{نیروی بالنگرهای ایمن کننده}} = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی حرکت}} \quad \text{ضریب ایمنی منظور اول در} \quad \boxed{SF = 1.5}$$

$$SF = \frac{\text{تنس معادله برشی}}{\text{تنس موصود برشی}}$$

$c$ : مدانه تنس قابل تحمل توسط سطح

$$SF_1 = \frac{c}{Cd}$$

ضریب ایمنی چسبندگی

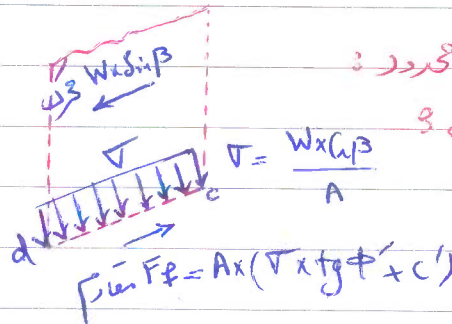
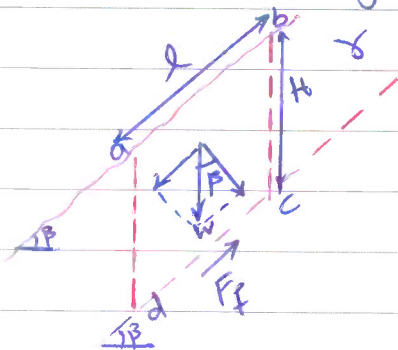
$$SF_2 = \frac{tg \phi}{tg \phi_d}$$

ضریب ایمنی اصطکاک

ضریب ایمنی کلی

$$SF_3 = \frac{c}{c} = \frac{\tau \times tg \phi + c}{\tau \times tg \phi_d + Cd}$$

ضریب ایمنی معادله برشی



دایره ای سرویس خاک نامحدود:  
(الف) در حالت خشک

$$Z_d = \frac{\delta H S \sin \beta}{c}$$

$$\tau = \delta H C \sin^2 \beta$$

تنس های برشی و عمود  
در سطح abcd

$$FS = \frac{\tau \times tg \phi + c}{c}$$

$$W = (H \times l \times C \beta) \times \gamma$$

$$SF = \frac{W C \beta \times \tan \phi' + c' \times A}{W \times \delta \sin \beta}$$

$$\Rightarrow SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{c'}{\delta H C \beta \sin \beta}$$

ضریب ایمنی شیب در صورت

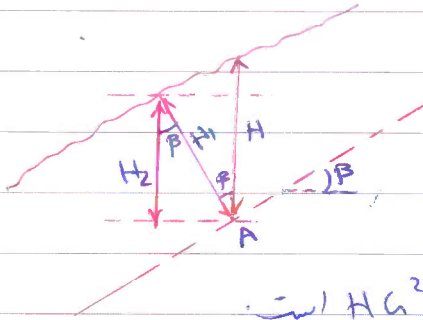
$$SF \downarrow \leftarrow H \uparrow, \beta \uparrow$$

$$SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

الگرافیک دانسیته (c'=0) داریم:   
 اگر پس عبور از  $\phi = 0$  متقل از H

$$H_c = \frac{c'}{\delta \times C^2 \beta \times (\tan \beta - \tan \phi)}$$

SF=1 ← حد اکثر ارتفاع شیب:   
 H<sub>c</sub>: ارتفاع بحرانی شیب



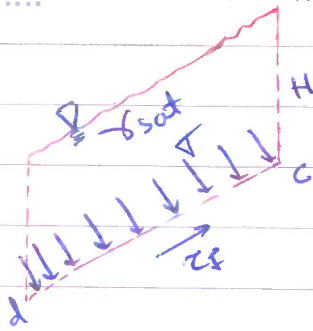
$$\text{ارتفاع آب زیر زمین} = H \cdot C^2 \beta$$

(ب) حالت وجود تراش:

سای ارتفاع در عمق H از خاک باشد، ارتفاع آب زیر زمین  $H C^2 \beta$  است.   
 یعنی فاصله آب در عمق  $H C^2 \beta$  و  $u = \gamma_w$  است

گزاره هیدرولیک جابجایی

$$i_{AB} = \frac{\text{اصلاح انرژی}}{\text{طول جریان}} = \frac{\text{اصلاح سطح زیرین A و B}}{\text{طول A تا B}} = \frac{l \times \sin \beta}{l} = \sin \beta$$



$$\begin{cases} T = \gamma_{sat} H \times \sin \beta \times C \beta \\ V = \gamma_{sat} H C^2 \beta \\ u = \gamma_{wx} H \times C^2 \beta \end{cases} \Rightarrow$$

$$V' = V - u = \gamma' H C^2 \beta$$

$$SF = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{tg \phi'}{tg \beta} + \frac{c'}{\gamma_{sat} H \times \sin \beta \times C \beta}$$

ضریب ایمنی نیروی ناموجود حالت تراش

الزحان پایه ای  $C'=0$

$$SF = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{tg \phi'}{tg \beta}$$

بافتن  $SF=1$  ← ضریب ایمنی ← حد تراش ناموجود حالت تراش:

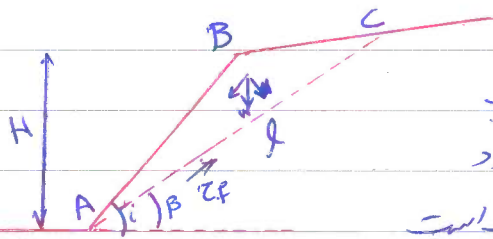
$$H_c = \frac{c'}{C^2 \beta \times (\gamma_{sat} tg \beta - \gamma' tg \phi')}$$

در حالتی که عمق تراش بیشتر (H ↑) ← ضریب ایمنی کاهش خواهد یافت

بایداری نیروی ناموجود

مسئله اصلی در اینجا تعیین سطح لغزش بحرانی است. منحنی به شکل گوییم مرسوم است. در حالتی که شرط  $\phi = 0$  را فرض کنند (مثل پس اشباع در حالت 0) سطح لغزش بحرانی را می توان منطبق خواهد بود.

### سطح لغزش صغری : روش کولمان :



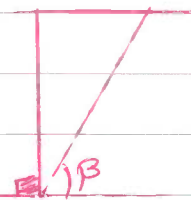
در روش کولمان، سطح لغزش یک شیوه‌ای محدود به صورت یک خط (یا یک صغریه) با زاویه  $\beta$  نسبت به افق در نظر گرفته می‌شود.  
 $F_a$  نیروی محرک = مؤلفه‌ای از وزن که در راستای سطح است  
 $F_r$  نیروی مقاوم = مقاومت برشی بر روی سطح AC

$$SF = \frac{tg\phi'}{tg\beta} + \frac{S_u \cdot i}{S_u \cdot \beta} + \frac{c'}{\frac{1}{2} \gamma H \cdot S_u (i - \beta)}$$

در سطح لغزش عمیق  $\Rightarrow \beta_{cr} = \frac{i + \phi}{2}$

if  $c' = 0 \Rightarrow SF = \frac{tg\phi'}{tg\beta}$  if  $SF = 1 \Rightarrow \beta_{cr} = \phi'$

\* در شیوه‌ای قائم داریم :



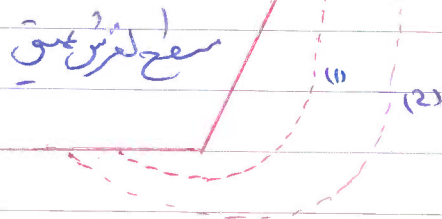
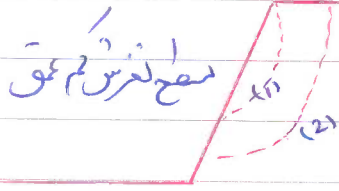
$$SF = \frac{tg\phi'}{tg\beta} + \frac{c'}{\frac{1}{2} \gamma H \cdot S_u \cdot \beta \cdot C_u \cdot \beta}$$

کمترین ضریب ایمنی  $\beta = 45^\circ$   
 $SF_{min} = \frac{4C_u}{\gamma H}$

### سطوح لغزش عمیق : روش توده و مقاطع :

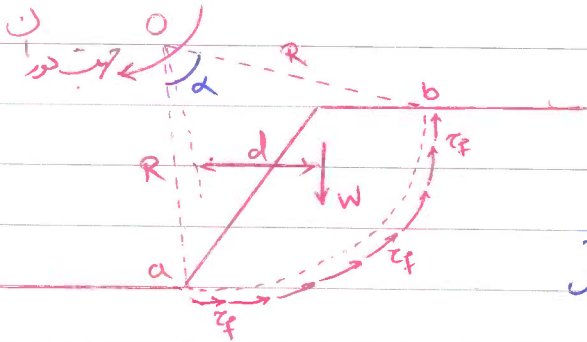
1) لغزش سطحی : یا لغزش نامنه : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه شیوه‌ای متقاطع است

2) لغزش عمیق : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه شیوه‌ای متقاطع نیست



اینجا جابجه لغزش نیروی مسطح دایره ای به صورت دایره ای است و با  $n$  به  $n$  نیروی انحراف و مقدار

استفاده کرده است.  $\frac{\text{مقاومت برشی روی سطح لغزش}}{\text{کندهای مقدار نسبت به مرکز ثقل}} = \frac{\text{ضریب ایمنی مسطح دایره ای}}{\text{کندهای محور نسبت به مرکز ثقل}}$



ایجاد شده  $M_a \text{ انحراف} = W \times d$

فشار بر روی  $M_r \text{ انحراف} = F_f \times R$   
 که نیروی مقاومت در برابر لغزش

لغزش ضریب ایمنی بر روی توده و

الگوی سطح مقطع داخل خاک برابر ضریب ایمنی است. می توان ط توده لغزش را به صورت توده بیایر در نظر گرفت

$$\tau_f = \sigma \tan \phi + c \xrightarrow[\text{C=Cu}]{\text{phi=0}} \tau_f = c_u$$

$$F_f = \tau_f \times l_{ab} = c_u \times l_{ab}$$

$$l_{ab} = (\text{طولین ab}) = \left(\frac{d}{2n}\right) \times 2\pi R$$

ct:

re:

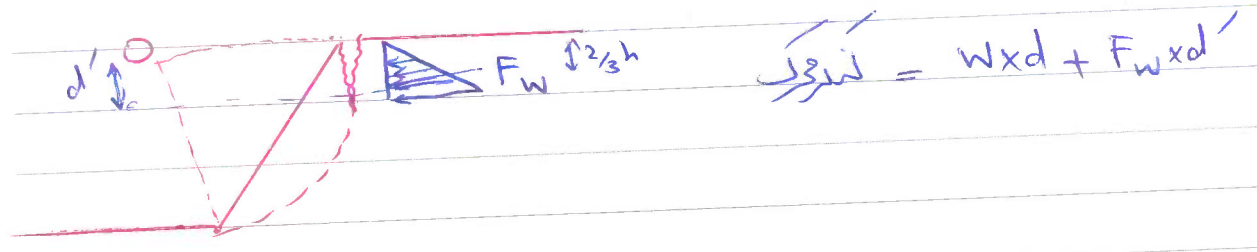
No:

کتاب ضرب اهمیت

$\text{تنگری} = \text{وزن} \times \text{دور} = W \times d$   
 $\text{تنگری} = \text{مقاومت برقی روی سطح} \times \text{دور} = F_p \times R = C_u \times l_{ab} \times R$   
 $= \alpha \times C_u \times R^2$

$$\Rightarrow SF = \frac{\text{تنگری}}{\text{تنگری}} = \frac{\alpha \times C_u \times R^2}{W \times d} \rightarrow SF = \frac{C_u \times l_{ab} \times R}{W \times d}$$

**نکته مهم:** در برخی مواقع در خاک شیب‌ها در نواحی فوقانی ترک دائم در این حالت آن مقطع از طول سطح لغزش مقاومتی ندارد و درجهی سبب مقاومت برشی می‌باشد می‌گردد.  
 مثلاً اگر ناصبی فوقانی 2m ترک بخورد به مبس lab از lab-2 استقامت می‌سند  
 اگر ناصبی ترک خورده تا آب می‌رسد، آب موجود در ترک می‌تواند به عنوان یک نیروی محرک درجهی سبب وارد گردد.





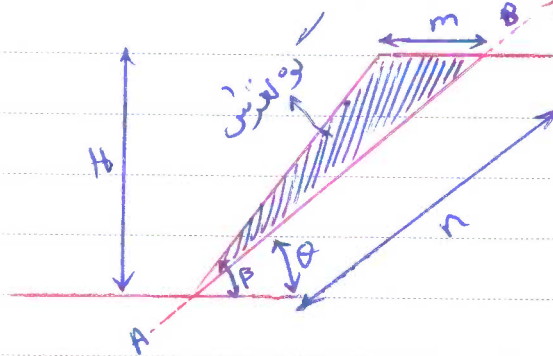
**نکته مهم:** در مسائل به لحاظ جابجایی توان مدت یا بلند مدت خاک بی وقت شود  
 اگر در مسئله گفته بود جابجایی بلند مدت است برای محاسبی ضریب اطمینان از رابطه استفاده  
 می کنیم:

$$F.S = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \sin \beta C_{\beta}} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

اما اگر جابجایی کوتاه مدت مد نظر باشد در آن صورت ما حالت سن بل، خاک بی اشباع در شرایط خیلی  
 نسیه خواهد بود. یعنی  $\phi = 0$  و  $c = c_u$  (حتی اگر در سوال برای  $\phi$  عدد داده باشند ما صفر در نظر می  
 در نتیجه برای ضریب اطمینان داریم:

$$F.S = \frac{c_u}{\gamma_{sat} H \sin \beta C_{\beta}}$$

حال ضریب اطمینان سروانی محدود به روشی دیگر:



$$F.S = \frac{\left(\frac{W \cos \theta}{A}\right) \tan \phi + c}{\frac{W \sin \theta}{A}}$$

$$A = \frac{H}{\sin \theta}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma m H = \frac{1}{2} \gamma H^2 (C \tan \theta - C \tan \beta)$$

اگر سروانی م داریم:

$$F.S = \frac{\left(\frac{W + \gamma H}{A}\right) C \theta \tan \phi + c}{\frac{W + \gamma H}{A} \sin \theta}$$

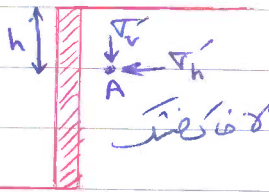
کلور ۹۰

### فشار جانبی خاک ها :

- 1) حالت سکون (At Rest)
- 2) حالت فعال یا متحرک (Active)
- 3) حالت معاصر (Passive)

### 1) حالت سکون :

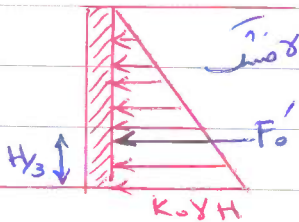
در این حالت دیوار حرکتی ندارد. تغییرات جانبی صفر یا در نظر نمی آید.



$$K_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \rightarrow \sigma_h' = K_o \times \gamma \times h$$

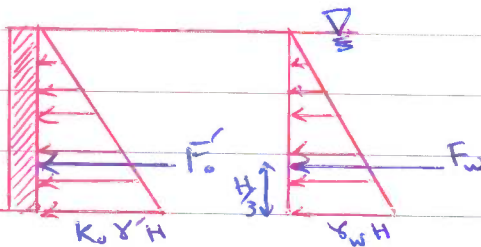
\* در وقت جنبش طرفین تغییرات  $\sigma_h'$  است

نیروی کل وارد بر دیواره



$$F_o' = \text{میت باشد} = \frac{1}{2} H K_o \gamma H = \frac{1}{2} H_o^2 \gamma K_o$$

الرخاخ ضعیف نبود واضح بود.



$$\sigma_h = \sigma_h' + u_h = K_o \gamma h + \gamma_w h$$

فشار را - ضربه ای در آن جهت برآید (K ندارد)

سؤال

مقدار  $K_o$  را چگونه حساب کنیم

$$K_o = \frac{2}{1-\nu}$$

در شرایط تغییرات جانبی صفر

$$\left. \begin{aligned} K_o &= 1 - \sin \phi' \\ K_o &= 0.95 - \sin \phi' \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{imp}$$

خاک های ناهمبندی یا نرم خاری      خاک های همبندی یا متکلم

کسی  $K_0$  به در این سازه فشرده (PI) :

$$K_0 = 0,4 + 0,007 PI \quad 0 \leq PI < 40$$

$$K_0 = 0,64 + 0,001 PI \quad PI \geq 40$$

رابطه مهم :

$$K_0 \text{ OC تنظیم} = K_0 \text{ NC تنظیم} \times \sqrt{OCR}$$

Results

$\uparrow \Rightarrow K_0 \downarrow$        $\uparrow K_0 \leftarrow \uparrow PI, OCR \uparrow$

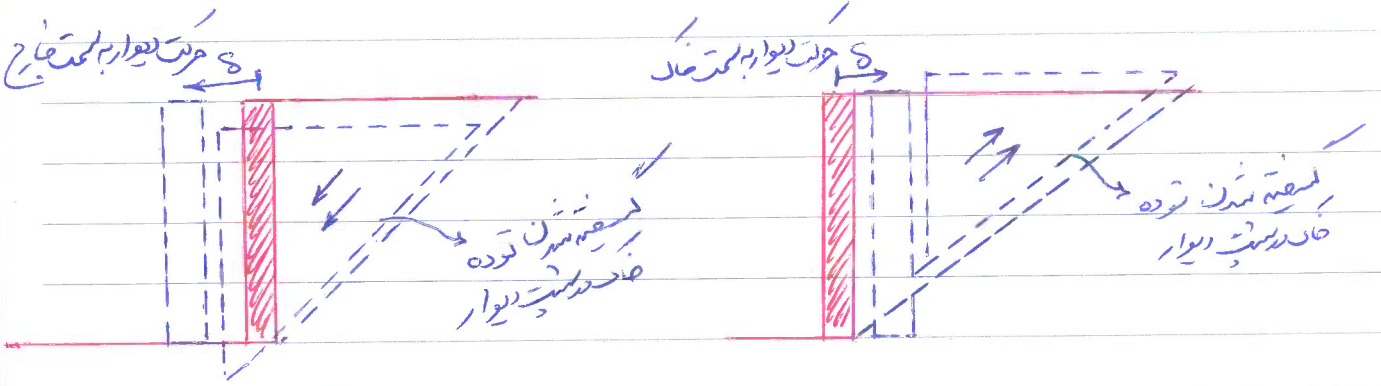
\* در سازه غیر متراکم و رسی  $K_0 < 1$  ←  $K_0$  تنظیم (NC)

2) حالت محرک فعال (Active)

دیوار در اثر نیروهای وارد به سمت خارج حرکت می کند تا جایی که خاک نسبت آن گسیخته می شود.

3) حالت معاند (Passive)

دیوار در اثر نیروهای وارد به سمت خاک حرکت می کند تا جایی که دیوار نسبت آن گسیخته می شود.



حالت محرک Active

حالت معاند Passive

\* تغییرات  $K_0$  مورد نیاز در حالت Passive نسبت به حالت Active است  
 تغییر مکان در خاک خاک برده و خاک ها نسبت به آن افزایش می دهد نسبت به آن در خاک های متراکم است  
 $K_0 \text{ متراکم} > K_0 \text{ رسی} > K_0 \text{ سفت} > K_0 \text{ رسی نرم}$

برای تعیین ضرایب ضامن در حالت معادله حرکت در تئوری و کاربرد دارد:

(1) تئوری «کولمب»

(2) تئوری «رانکن»

تساوی تئوری:

1- هر دو تئوری هم برای خاک ها در شرایط برای خاک های چسبیده مطرح هستند

2- در هر دو تئوری معیار مقاومت برشی موافق کولمب برای حالت کشش و چسبندگی به کار رفته است

3- در هر دو تئوری ضرایب بر مبنای برش معادل حدی در حالت کشش (تجاویب) می شود.

اصول تئوری:

1- تئوری رانکن بر مبنای سطحی التماس خاک در برش دیوار عمل می کند اما تئوری کولمب بر مبنای نوار

مغزی کشیده شده در برش دیوار در این مورد بیان می کند.

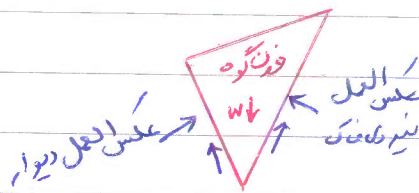
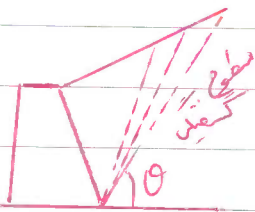
2- تئوری کولمب اصطلاحات بین خاک و دیوار را در حالت کلی می کند اما تئوری رانکن آن را در نظر می گیرد.

3- رانکن عبارتی داخلی دیوار را قائم فرض می کند. (4) رانکن، توزیع فشار برش دیوار را می توان بدین صورت آورد

مبانی تئوری کولمب:

در تئوری کولمب در نوار کشش مغزی فرض می شود. نوارها در این نوار نوار برابر است با:

وزن نوار، نیروی عکس العمل خاک و وارد بر دیوار، نیروی عکس العمل خاک در سطح کشیده شده



$$C_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) C$$

برای بدین آردن اصطلاحات

$$\phi_d \Rightarrow \tan \phi_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \tan \phi$$

نوار

در حالت - حرکت (Active) - حدی یافتن حد اکثر نیروی اعمالی به دیوار

در حالت معادل (Passive) - حدی یافتن حداقل نیروی است که باعث کشش خاک نسبت به دیوار شود

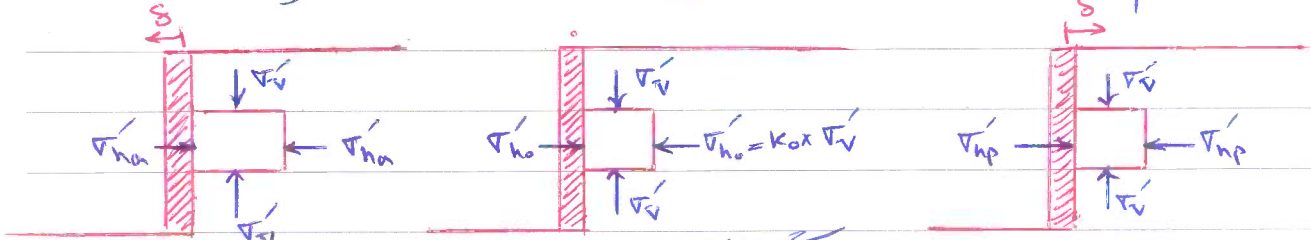
نیمه - صرف نظر کردن از اصطلاحات در روش رانکن - محافظه کارانه

عناصر مکانی معام و حرکت در زمین (انگلیسی)

حرکت

سکون

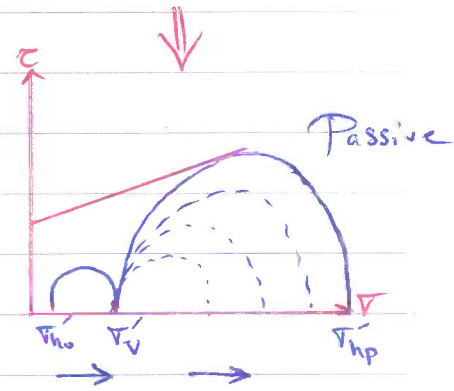
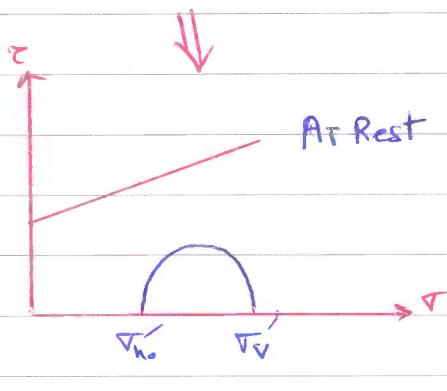
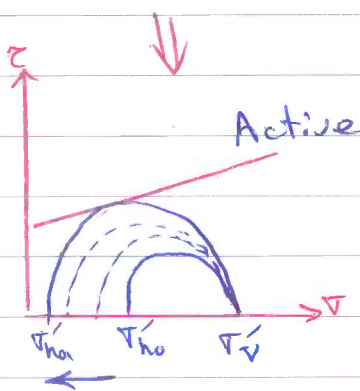
معام



در زمین در برابر حرکت کاهش  $\sigma'_{ha}$

لستونی ندارد ( $k_0$ )

مقاومت خاک افزایش  $\sigma'_{hp}$



$$\sigma'_{ha} = \sigma'_{ha0} + \gamma z^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \gamma \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

فرض  $\rightarrow K_a = \gamma^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_{hp0} + \gamma z^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \gamma \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

فرض  $\rightarrow K_p = \gamma^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$

$$\Rightarrow \sigma'_{ha} = K_a \times \sigma'_{v} - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$\Rightarrow \sigma'_{hp} = K_p \times \sigma'_{v} + 2c' \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \gamma^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$K_a = \gamma^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

ناله و معام  $\alpha$

$$\sigma'_{ha} < \sigma'_{ho} < \sigma'_{hp}$$

$K_a = K_p = 1$  ←  $\phi = 0$   $K_a < K_p$  ←  $\phi > 0$

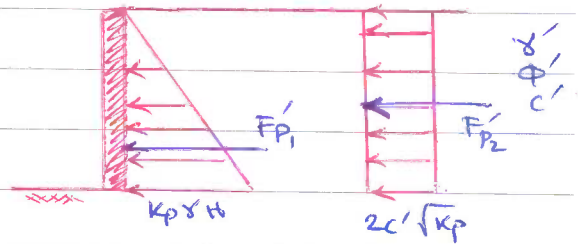
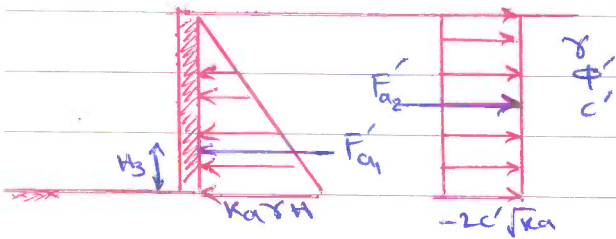
$K_p = \frac{1}{K_a}$

$K_p > 1, K_a < 1, K_p > K_a$  ←  $\phi \neq 0$   $\phi > 0$

توزیع دبیانه نیرو:

$V_{ha} = K_a \cdot \gamma h - 2c' \sqrt{K_a}$

$V_{hp} = K_p \cdot \gamma h + 2c' \sqrt{K_p}$



Active

Passive

$F_{a1} = \text{مستطیل} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma H^2$

$F_{p1} = \text{مستطیل} = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma H^2$

$F_{a2} = \text{مستطیل} = 2c' \sqrt{K_a} \cdot H$

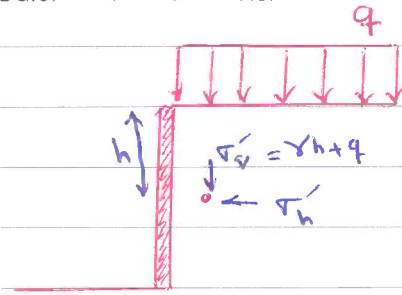
$F_{p2} = \text{مستطیل} = 2c' \sqrt{K_p} \cdot H$

اگر اجهم و دستیم رفت آب خزه ای با توزیع مثلثی رفت که صورت افروزی شود.

نیروی جانبی مقادیر همواره از حرکت بیشتر است.

نکته: اگر حالت زحمتی نشده همراه با آب دستیم، به جای که (خزولها) لایه ها می نوازیم

انرژی در مینا افقی خاک ها:



مشاربتون:  $\sigma_{h0}' = k_0 \gamma h + k_0 \times q$

مشاربتی:  $\sigma_{ha}' = k_a \gamma h - 2c' \sqrt{k_a} + k_a \times q$

مشاربتی:  $\sigma_{hp}' = k_p \gamma h + 2c' \sqrt{k_p} + k_p \times q$

در این حالت بزرگی ناشی از سر بار را  $(k \cdot q)$  را به صورت مستطیلی می بینیم

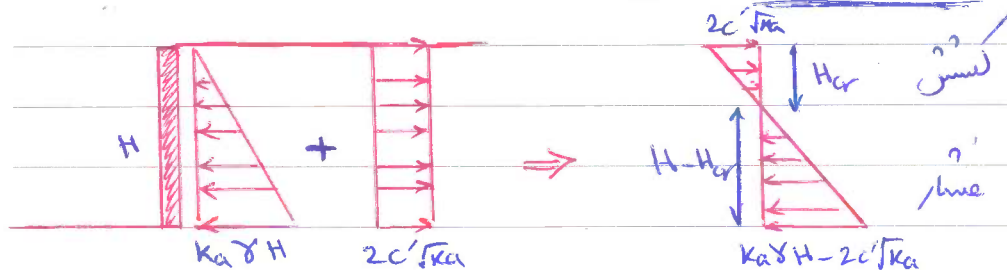
نکته: اگر  $q$  به صورت تدریجی نباشد، با استفاده از توزیع تنش مقدار اضافه تنش قائم ناشی از آن را در هر نقطه از نسبت دیوار تعیین کرده و پس با حاصل ضرب  $k \times \sigma_v$  آن را به تنش افقی تبدیل می شود.

نکته مهم: اگر بار کثرت  $q$  به طور سطحی به خاک عبیده وارد شود، دیوار حالت مشاربتی را از حالت مشاربتی تبدیل می شود. در این حالت انرژی در قسمت مشاربت آب کماط می شود.

مشاربتی در عمق:  $u_h = u_v = \gamma_w h + q$

نیروی:  $F_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + qH$

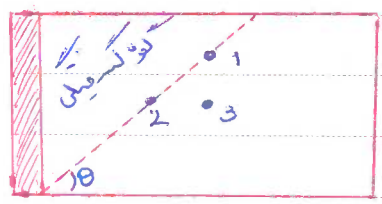
تشریح کشش: فقط در حالت فعال Active اتفاق می افتد.



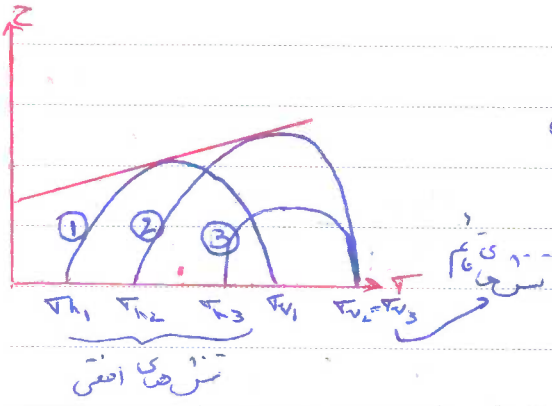
دری که از نصف کشش صرف نظر می شود چون خاک تراکم می خورد.

$\sigma_{h0}' = 0 \Rightarrow k_a \times \gamma H_{cr} - 2c' \sqrt{k_a} = 0 \Rightarrow H_{cr} = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{k_a}}$

معمولاً در کشش



**نکته مهم:** اگر دیوار قابل درنگت محکم قرار داشته باشد  
 با توجه به شکل نقطه 2 در محق کشی نیست  
 به نقطه 1 قرار دارد پس تنش ها قائم  
 و افقی کشی دارد و در نتیجه داریم مورد 2 باید  
 نسبت به 1 فرگانه باشد



نقطه 3 در محق کشی به نقطه 2 قرار دارد پس تنش ها  
 قائم این دو نقطه با هم برابر است  
 نقطه 3 خارج از نوسان سطح بوده و از حالت دیوار  
 تا کشی کشی می آید پس تنش افقی در نقطه 3 کشی از  
 تنش افقی در نقطه 2 خواهد بود

**نکته واقعاً مهم:** اگر در صورت سوال لفظ آرایش تعلیم یا دستاً از نومبر یا هسا طایی در یک لایه  
 خاک معمولی یا پر فصل طبیعی خاک است و شد یعنی به حالت دیوار قابل را سنگون در نظر بگیریم

**نکته مهم:** بنا محق کشی کشی

محق کشی کشی حتماً باید ما تنس مسا شود نه نیرو

$$\sigma_a = k_a \sigma_v - 2c\sqrt{k_a} = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a} \Rightarrow z =$$

الزطان بدون آب باشد

$$z_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

هم الزطان آبج باشد

$$z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

هم الزطان آبج داریم

$$z_{cr} = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'}$$

وقتی تریب داریم بر این می است  
 تنش ها محق کل را در نظر  
 می گیریم و بر این می است  
 محق کشی کشی از انکون کل  
 کم می کنیم



عوق باید ریگ کو در براری حاد  
 قماً باید در این نیرد حساب شود نه تنس

$$\frac{1}{2} K_a \gamma_v L = 2c \sqrt{K_a} \times H_{cr} \times L \Rightarrow$$

$$\Rightarrow H_{cr} = \frac{4c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

من  $\gamma$  و  $\gamma_v$  در این جا  
 برابر است پس باید  $\gamma$  شود

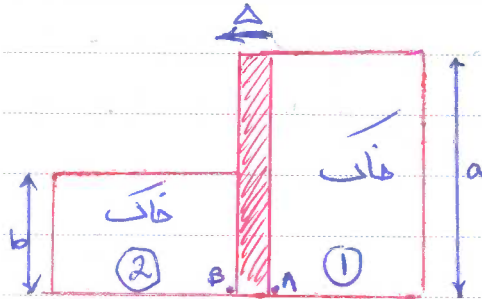
الشرایط زغلمی نیرد یعنی لوامد  $\gamma$  بود

$$H_{cr} = \frac{4c_u}{\gamma_{sat} \sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma_{sat}}$$

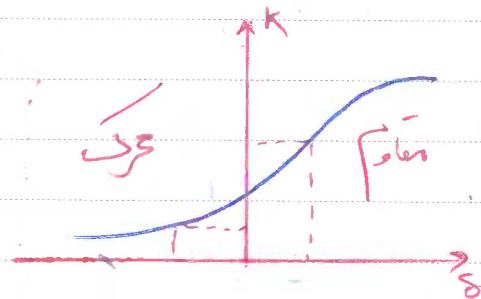
الشرایط طولانی مدت برری شود

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma' \sqrt{K_a}} - \frac{2q}{\gamma'}$$

این تنسور  
 من  $\gamma$  و  $\gamma_v$  در این جا  
 برابر است پس باید  $\gamma$  شود



لکه است و افعال مهم: در شکل رو بروقت شود اولاً ایند  
 چون  $\Delta$  به سمت چپ است پس خاک ① محراب است و ②  
 مقام - نیردقت کرد که  $\Delta$  به سمت ارتفاع خاک حاکم  
 می کند یعنی اگر  $a = 2b$  باشد خاک ①، به اندازه  
 $\Delta$  حرکت می کند و خاک ② به اندازه  $\frac{\Delta}{2}$



باید وقت بردار نمودار  $K-S$  را رسمون دادن که  $K$   
 هر خاک را حساب کنیم سمت چپ نمودار همیشه برای  
 خاک ① (که سمت راست است) سمت راست نمودار  
 همیشه برای خاک ② (که سمت چپ دیواره!)  
 یعنی سمت راست نمودار  $K-S$  حالت مقام است و سمت چپ آن حالت حرکت است

الشرایط زغلمی نیرد یعنی لوامد  $\gamma$  بود

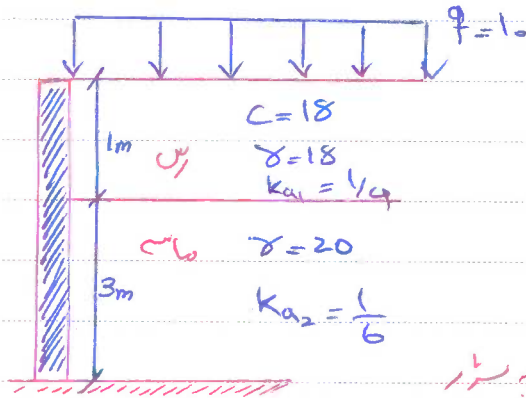
لکه است و افعال مهم: اگر سمت دیوار چپ سطح آب را من بیاید نیردی وارد دیوار، اگر این می باید

Subject :

Year . Month . Date . ( )

بلکه مهم از ترسش :

اگر در یک تیر و کواورد بر دیوارها یک خاک در یک خاک ماسه لند است بودند با هر دو طرف  
که خاک در یک ممکن است ترک خورد همچون ترک را فقط بر اساس لایه در یک حساب  
می کنیم اگر کل لایه در یک ترک خورده بود کل لایه در یک را از شکل حذف می کنیم و به  
جای آن هم آن را به برابر اضافه می کنیم .



$$z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{k_a \gamma} = \frac{2 \times 18}{18 \times \frac{1}{4}} - \frac{10}{\frac{1}{4} \times 18}$$

$$= 1.78 \text{ m}$$

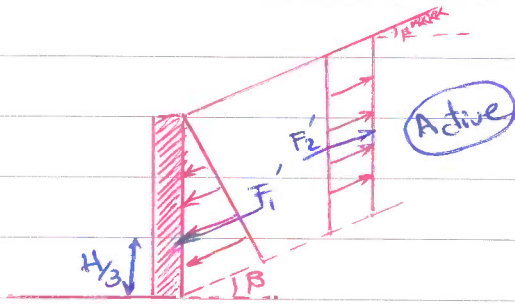
سکول در یک ترک خورد

ارتفاع در یک

$$q' = 10 + 1 \times 18 = 38 \text{ kPa}$$

وارد دیوار  
 $\Rightarrow F = \dots$

مقدار جانبی در حال حاضر



الرفاق نسبت دیوار زاویه beta داشته باشد به ضریب K اصلاح شوند

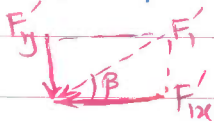
$$K_a = \frac{C_a^2}{K_p}$$

$$K_{a\beta} = \frac{C_{a\beta} - \sqrt{C_{a\beta}^2 - C_{a\phi}^2} \times C_{a\beta}}{C_{a\beta} + \sqrt{C_{a\beta}^2 - C_{a\phi}^2}}$$

$$K_{p\beta} = \frac{C_{p\beta} + \sqrt{C_{p\beta}^2 - C_{p\phi}^2} \times C_{p\beta}}{C_{p\beta} - \sqrt{C_{p\beta}^2 - C_{p\phi}^2}}$$

$$V_{h\beta} = K_{a\beta} \times \gamma H - 2c' \sqrt{K_{a\beta}}$$

$$F_1' = \frac{1}{2} K_{a\beta} \times \gamma H^2$$



$$F_2' = 2c' \sqrt{K_{a\beta}} \times H$$



$$\left\{ \begin{aligned} F_{1x}' &= F_1' C_{a\beta} = \frac{1}{2} K_{a\beta} \gamma H^2 C_{a\beta} \\ F_{1y}' &= F_1' \sin \beta = \frac{1}{2} K_{a\beta} \gamma H^2 \sin \beta \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} F_{2x}' &= F_2' \times C_{a\beta} = 2c' \sqrt{K_{a\beta}} H C_{a\beta} \\ F_{2y}' &= F_2' \times \sin \beta = 2c' \sqrt{K_{a\beta}} H \sin \beta \end{aligned} \right.$$

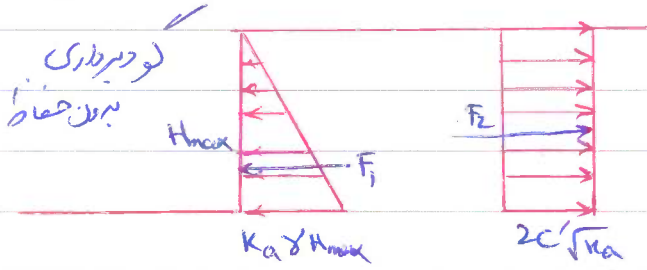
\* با افزایش شیب خاکی (beta) مقدار نیروی حرکت افزایش می‌دهد و جهت ولی محل اثر آن تغییر کرده و در همان زاویه از ارتفاع باقی می‌ماند.

کنترل پایداری (دیوارها حالت ۳)

- ۱) کنترل واژگونگی
- ۲) کنترل لغزش
- ۳) کنترل ظرفیت پایداری
- ۴) کنترل نشست دیوار



ارتفاع مجاز گودبرداری:



شرط ایمنی زیاد  $\Rightarrow F_1 = F_2 \Rightarrow H_{max} = \frac{4C'}{\gamma \sqrt{Ka}}$

حد اکثر ارتفاع ایمن گودبرداری

ضریب ایمنی گودبرداری  $SF = \frac{\text{نیروی جاذبه ایگود}}{\text{نیروی ناپایداری گود}} = \frac{F_2}{F_1} \Rightarrow$

$SF = \frac{4C'}{H_{max} \cdot \gamma \sqrt{Ka}}$

یعنی حداقل عمق گودبرداری  
انتواند ایجاد پایداری به دست  
آمده از این برآورد  
شود و  
محل

$N_s = \frac{C}{SF \times \gamma H}$

معمولی خاک  
ارتفاع خود موجود

عمق پایداری گود  $(N_s)$ :

فقط برای خاک های صلبه تعریف می شود

تعیین حد اکثر بار q بر مبنای عمق پایداری:

$H_{max} = \frac{C}{SF \times \gamma \times N_s}$

$q_{max} = \gamma \times H_e = \gamma \times (H_{max} - H)$

که نسبت بر مبنای عمق پایداری با ارتفاع  $H_e$  در نظر می آید

الترساوت برسی جملی شده جاب در نظر بود:

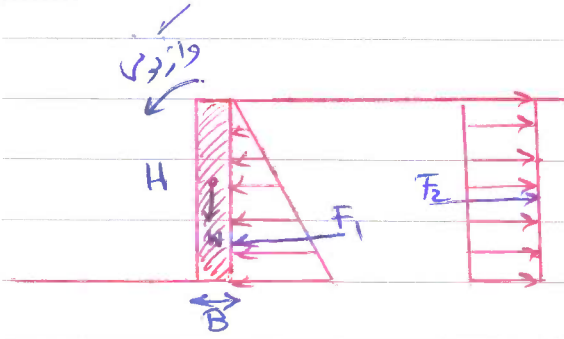
$N_s = \frac{C_u}{\gamma_{sat} H_{cr}}$

این ضریب ایمنی ندارد

\* اگر بار q داشتهیم:

$N_s = \frac{C}{F.S. (\gamma H + q)}$

صنید اظہان و ارتوش مول نیجہ دیوارہ



$$SF_{\text{ارتوش}} = \frac{\text{نیرو کے مقام مول } 0}{\text{نیرو کے حرکت مول } 0}$$

نیرو کے مقام مول :  $M_r = F_2 \times \frac{H}{2} + W \times \frac{B}{2}$

نیرو کے حرکت مول :  $M_d = F_1 \times \frac{H}{3}$

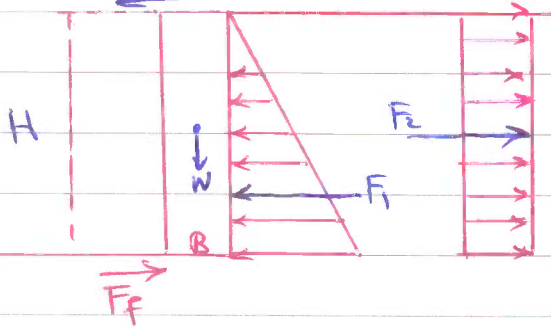
مذاق ارتوش

درجہ ارتوش

مذاق SF ← 2115

تغرس

صنید اظہان لغرس ؟



$$SF_{\text{تغرس}} = \frac{\text{نیرو کے مقام لغرس}}{\text{نیرو کے حرکت لغرس}}$$

مقام لغرس (→) :  $F_r = F_2 + F_f$

حرکت لغرس (←) :  $F_d = F_1$

$$F_f = (\gamma \times \tan \phi_d + c_d) \times (B \times 1)$$

مست لک (واحد طول)

تغرس برسی مقام ارتوش

$$c_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \times c$$

c تبدیلی صک

$$\tan \phi_d = \left(\frac{2}{3} \sim \frac{3}{4}\right) \times \tan \phi$$

زاویہ اصطلاح

مسال 7 ص 318 ج 6 ← مم

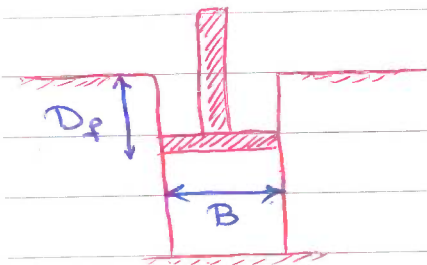
# مصل لقم : بی ها سطحی :

No:

بی هنگام مناسب است که مدال ترنس ایجاد شده زیر بران ( $q_{max}$ ) ، مقاومت برشی خاک از بین نبرد و همچنین نشست پس از مدال ترس ایجاد نکند

$$q_{max} \leq \min \left\{ \frac{q_{ult}}{FS}, q_s \right\}$$

تنش مجازاتی از نشست  $q_{all}$  - ظرفیت برشی بی ها خاک ما



$$\frac{D_f}{B} \leq 4 \Rightarrow$$

بی سطحی

منفذ  
برگ بدستونی  
نوازی  
کسره

$$4 < \frac{D_f}{B} < 10 \Rightarrow$$

بی نیم عمیق

$$\frac{D_f}{B} \geq 10 \Rightarrow$$

بی عمیق

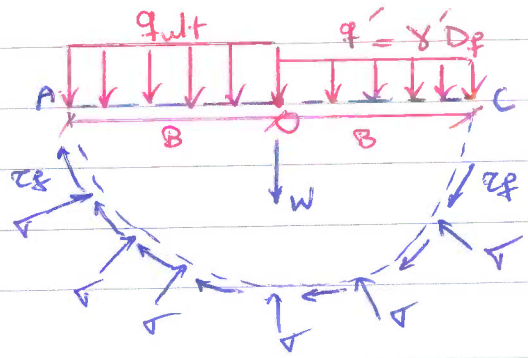
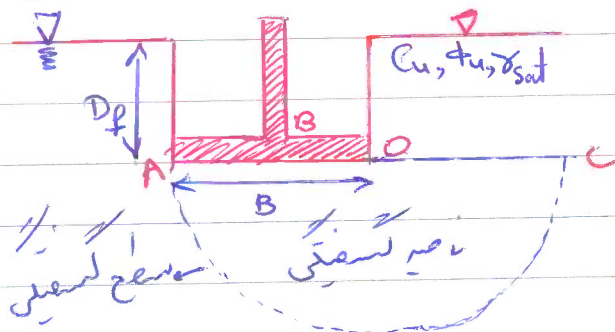
اگر بارهای بی هیچ گونه خروج از محویتی ایجاد نکند  $q_{max} = q = \frac{P}{A}$

روش تعیین  $q_{ult}$  ~ روش تعادل حدی :

$q_{ult}$  مدال ترستی است که در خاک زیر بی می تواند ایجاد شود که خاک در آستانه گسیختگی قرار گیرد

- (1) ابتدا سطح گسیختگی مناسب در خاک زیر بی حدس می زنیم (خود همواره سوال مهمی است!)
- (2) نیز در خاک دارد در سطح گسیختگی را به صورت یک گراک قسم آزار غاشی می دهیم.
- (3) به نوشتن یک رابطه تعادل مناسب مقدار  $q_{ult}$  را به دست می آوریم.

EXP

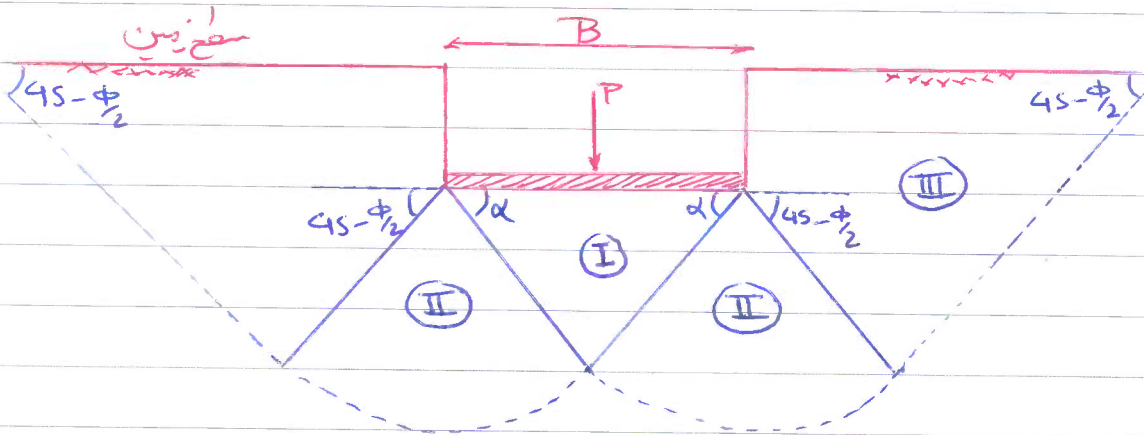


$$\epsilon M_0 = 0 \Rightarrow q_{ult} \times (B \times L) \times \frac{B}{2} = q' \times (B \times L) \times \frac{B}{2} + c_f \times (\pi B L) \times B$$

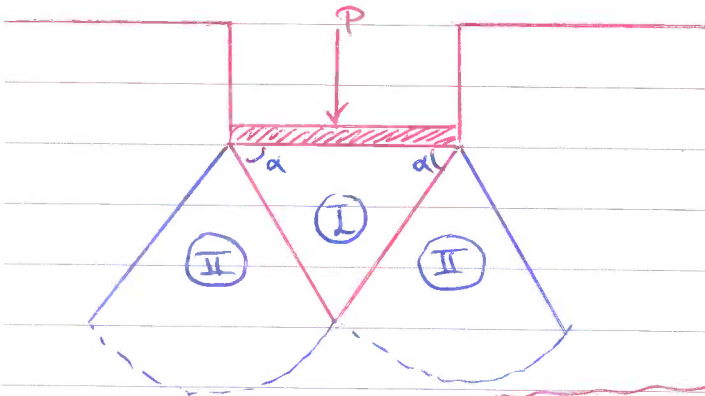
$$\Rightarrow q_{ult} = q' + 2\pi c_f = \boxed{q' + 2\pi c_u}$$

**Result** اگر در عمق  $D_f$  از سطح خاک قرار گیرد، بر روی نهنگ آن در اثر وجود سربل  $q$  افزایش می یابد.

انواع کسبیلی زیری:  
 ① کسبیلی برشی کلی:  
 یعنی خاک زیر می تراکم و قوی باشد مانند شل زیر نهنگ کسبیلی پدید می آید.



② کسبیلی برشی موضعی:



اگر خاک زیری تراکم متوسط السته باشد به هنگام کسبیلی خاک منطقه III کشید نمی شود که در این حالت کسبیلی برشی موضعی داریم.

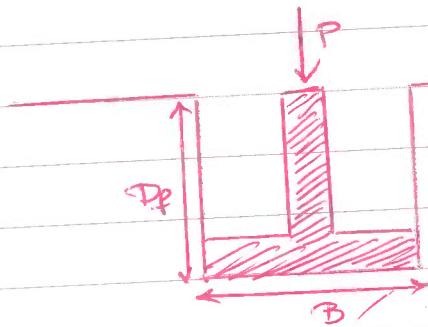
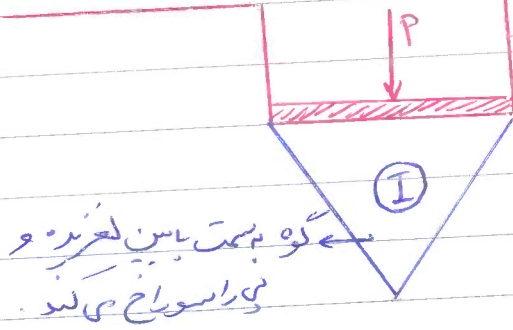
رابطه مهم ← در برزخانی  $\alpha = \phi$   
 در حالت نهنگ و مایه ص  $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$

③ **کشفی بزرگی بائج و**

حرفاً خاک زیری است، این از شکل گوه کشفی (I) خاک زیری با بئج (سواخ) می شود

اصولاً پس باروی خاک است ایجاد می کنند

**تقسیم ظرفیت بزرگی رابطه کلی:**



$$q_{ult} = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

ترمز عرض      ترمز عمق      ترمز چسبندگی

$q$  = سوزناستی ارتفاع دریاکی مترازیف می (  $q = \gamma D_p$  ) به جهت تقس مؤثر در نظر گرفته شود  
 $B$  : گویترین بعد مقطع می

ضرایب  $N_c$  و  $N_q$  و  $N_\gamma$  ضرایب اصلی نام دارند که خود مسئول می ده

**عوامل تأثیرگذار در بزرگی  $q_{ult}$  و**

- ③ ضرایب چسبندگی
- ⑤ ضرایب سوزناستی

- ① شکل می
- ② عمق می
- ④ ضرایب سوزناستی



بررسی رابطه  $q_{ult}$  بر اساس نظریه تراخی و  
ترازش سه وجهی شکل معادله را در تقریب کرد.

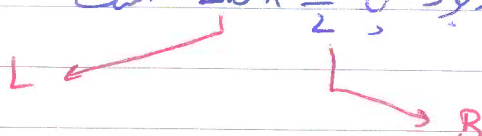
$$\Rightarrow \text{تراخی} \quad q_{ult} = c N_c S_c + q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$\Rightarrow \text{رابطه بین } N_c \text{ و } N_q \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

ترازش از تعادلت سطح لستنی شکل شده با آن که هر طرف تقریب کند  
\*  $S_c$  و  $S_q$  و  $S_\gamma$  ضرایب شکل هستند.

انواع $S_i$	ضرایب شکل	
	$S_c$	$S_\gamma$
بی دایروی	1,3	0,6
بی مستطیلی	$1 + 0,3 \left(\frac{B}{L}\right)$	$1 - 0,2 \left(\frac{B}{L}\right)$
بی مربعی	1,3	0,8
بی نواری	1	1

$S_q$  ← همواره برابر 1

دقت: اگر در سوال گفته بود پس  $2B \times \frac{B}{2}$  است  


حالات خاص:

① آرضک طنه ای سته

$$c=0 \Rightarrow q_{ult} = q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

② زمین در سطح زمین واقع شده است

$$D_f = 0 \Rightarrow q = \gamma D_f = 0 \Rightarrow q_{ult} = c N_c S_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

③ آرضک عمیقاً عبیده است ( $\phi = 0$ )

$$\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1, N_\gamma = 0, N_c = \frac{3\pi}{2} + 1 = [5, 17]$$

فقط در تراز عمق

$$\rightarrow S_c = S_q = S_\gamma = 1$$

تقریباً معروف در تعیین ظرفیت ببری:

$$\text{در عمق عمیقاً قائم} \Rightarrow q_{ult} = c N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

$$\text{در عمق عمیقاً مایل} \Rightarrow q_{ult} = c N_c i_c d_c + q N_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

یعنی اگر عمق مایل بود  $S_c$  را در  $i_c$  قرار دهیم $d \leftarrow$  ضریب عمق $i \leftarrow$  ضریب مایل بار  
 $d_\gamma \leftarrow$  ضریب عمق شیب

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \pi + 2 = [5, 14], N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$\text{رابطه بین } N_q \text{ و } N_\gamma \Rightarrow N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

رابطه فرکانس، مبرهوف  $N_c = (N_q - 1) C_u$  نکته مهم: رابطه هاسن قبول دارند

$d_y = 1$   $\Rightarrow$  اگر روی سطح زمین بود

تقریب هاسن در تعیین ظرفیت جاری و حامل ترین تقریب است

$q_{ult} = c N_c (S_c d_c i_c g_c b_c) + q N_q (S_q d_q i_q g_q b_q) + \gamma B N_\gamma (S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma)$

$\phi = 0 \Rightarrow N_c = \pi + 2 = 5.14$  و  $N_q = 1$  ,  $N_\gamma = 0$

هاسن مانند ترونتی، برای تمام ظرفیت جاری و سطحی، سقفی برای کل بار تقریبی بر عارضه ویت برای خاک دراصب III درجاوت سطح زمین صرف تقریبی مایه

نکته 3 در خاک پس اشباع کاملاً قبیله هاسن رابطه جدید برای ظرفیت جاری دارد:

$q_{ult} = (\pi + 2) C_u (1 + S_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q$

صورت جدید  $\rightarrow$  ضریب تریبسته  $\leftarrow$  ضریب مایل بودن بار  $\leftarrow$  ضریب عمق

عوامل کاهشده ظرفیت جاری می:

- (1) سب دارنده زمین کمتری
- (2) انحراف بار
- (3) قرار گرفتن حامل بر مبرهوف سطح زمین

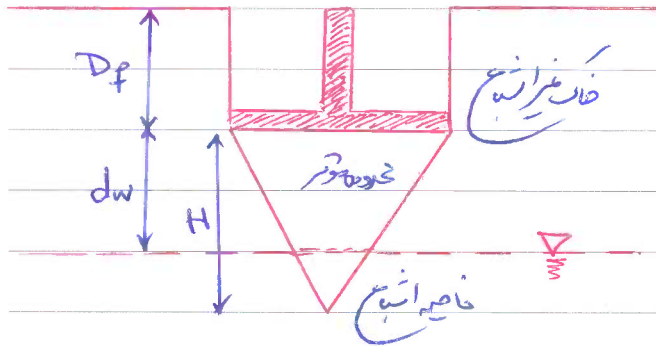
\* اگر در سوال نکته بوده  $N_c$  را از فرکانس بگیریم یا مبرهوف، مبرهوف انتخاب کنیم

مبنی درصق تراست  $N_c = \pi + 2$



$if \phi = 0 \Rightarrow s_c = d_c = i_c = g_c = b_c = 0$

تاثير تراز آب زیر زمینی و اشباع بودن خاک



if  $H \leq d_w$  → لا ابر آب زیر زمینی روی  $q_{ult}$  تاثير ندارد

if  $H > d_w \Rightarrow q_{ult}$  لا ابر آب زیر زمینی روی  $q_{ult}$  تاثير دارد

در این شرایط برای  $q_{ult}$

الف) تغییر در ترم عمق  $(q_{ult})$  در این حالت، پس موثر در سمت در تراز آب می باشد اگر آب از تراز آب می بالاتر رود،  $q$  تغییر می کند.

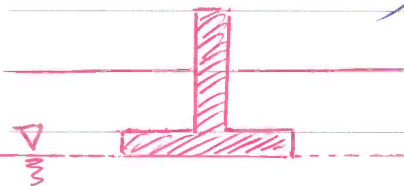
ب) تغییر در ترم عرض  $(0.583 N_c)$  به طایه از  $e$  استفاده می شود:

$$e = \gamma' + \frac{d_w}{H} (\gamma - \gamma')$$

$\gamma_{sat} - \gamma_w$

یعنی لا این که فود خاک در حالت اول دره صبر تر باشد، صفت (فون مخصوص غیر اشباع)

**Result** تراز آب زیر زمینی فقط در راسته  $q$  و لا، تغییر می دهد

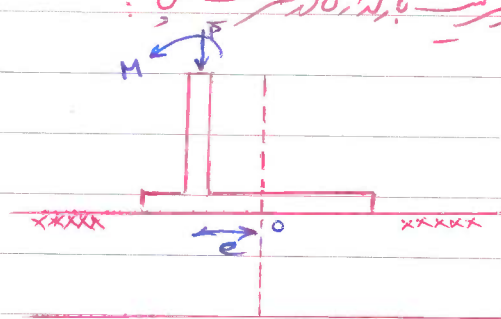
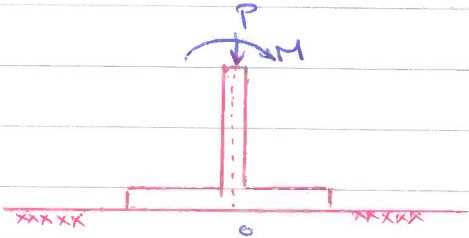


نتیجه: هرگاه تراز آب زیر زمینی بلف می برسد یا بالاتر از آن رود  $d_w$  برابر صفر می شود

$d_w = 0 \Rightarrow e = \gamma_{sat} - \gamma_w$

بروابط باال درسی با برداری دراز مدت صافند  
 اگر بردار کوتاه مدت بود باید برای  $e$  به جای  $e'$  استفاده کرد.

توجه: در خروج از مرکزیت باید برداری در نظر گرفته شود.



$$\sum M_{\text{کل}} = \sum M_0 = M$$

$$P_{\text{کل}} = \sum F_y = P$$

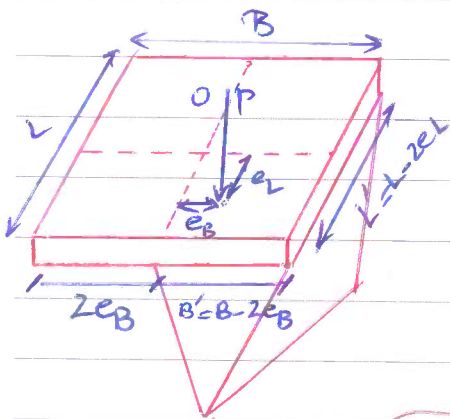
$$e_{\text{کل}} = \frac{M}{P} = \frac{M}{P}$$

$$M_{\text{کل}} = \sum M_0 = M + Pe$$

$$P_{\text{کل}} = \sum F_y = P$$

$$e_{\text{کل}} = \frac{M_{\text{کل}}}{P_{\text{کل}}} = \frac{M + Pe}{P} = \left( \frac{M}{P} + e \right)$$

**Result** پس خروج از مرکزیت خونیته ببری ضد را طمس می دهد و توزیع تنش در برسی انفرکتیو است پس بلند



توجه: جانسن در خروج از محوری

طبق نظریه جانسن اگر نسبت تاثیر بار به خروج از مرکزیت  $e_B$  فراتر رود، گوه مثلثی در برسی به اندازه  $2e_B$  نسبت به حالت عادی کوچکتر شده و در این حالت بعد موثری برابر  $B - 2e_B$  خواهد بود.

اگر نسبت  $(L)$  نیز خروج از مرکزیت  $e_L$  داشته باشیم بعد موثر دیگر  $L - 2e_L$  خواهد بود.

$$L' = \max \{ L - 2e_L, B - 2e_B \}$$

$$B' = \min \{ L - 2e_L, B - 2e_B \}$$

برای محاسبه ضریب باربری:

$$e_1 S \delta B N_y \rightarrow e_1 S \delta B' N_y \leftarrow \text{از } B \text{ به جای } B \text{ استفاده شود}$$

$$P_{ult} = q_{ult} \times A \quad \text{در محاسبه نیروی نهایی وارد برین از ابعاد موثر استفاده شود}$$

$$A = B' \times L'$$

برای محاسبه گد و نه ← از  $B'$  و  $L'$  استفاده شود  
ولی برای محاسبه  $q_{ult}$  (ضریب بطن) ← از همان  $B$  استفاده شود.

تصمیمات مربوط در حضور بار بردن محوره

$$q'_{ult} = q_{ult} \times R_{ex} \times R_{ey}$$

$$R_{ex}, R_{ey} < 1$$

ضریب باربری در حالت بدون فرج از مرتبه

$$R_{ex} = 1 - \sqrt{\frac{e_x}{L}}$$

,

$$R_{ey} = 1 - \sqrt{\frac{e_y}{B}}$$

$$(0 < \frac{e_x}{L} \text{ و } \frac{e_y}{B} < 0)$$

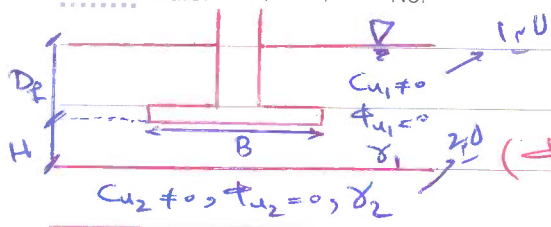
در حالت غیر میننده

$$R_{ex} = 1 - 2 \left( \frac{e_x}{L} \right)$$

,

$$R_{ey} = 1 - 2 \left( \frac{e_y}{B} \right)$$

در حالت میننده



ظرفیت باربری می باشد مستقر بر خاک می باشد

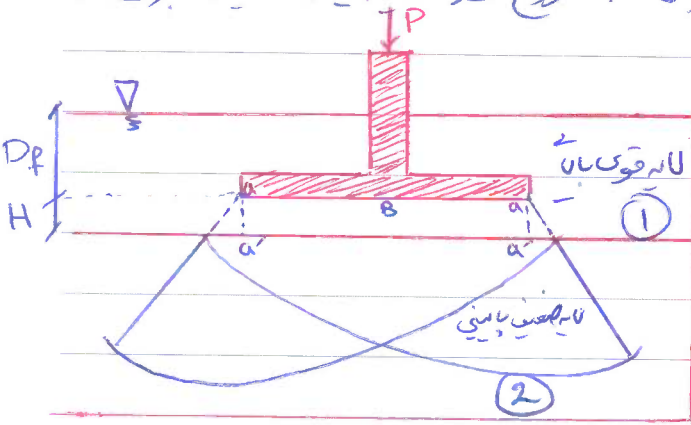
① تراکم در زمین بر روی دریا خاک بر سر خاک چسبیده ( $\phi = 0$ )

الف) مقاومت برشی چسبندگی شده لایه زیرین تحت بار لایه های است (1)  $\left(\frac{C_{u2}}{C_{u1}}\right)$

الف) به ازای نسبت خاک نرم  $\frac{H}{B}$  گسیختگی عمده در لایه های است

حاصل گسیختگی در لایه های است  $\rightarrow q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$

الف) 2) به ازای نسبت خاک کوبه  $\frac{H}{B}$  گسیختگی به سوراخ شدن لایه های است گسیختگی در لایه های است



1)  $q_{ult} = \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 D_f$

2)  $q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u2} N_c$

$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right)\right] C_{u2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 D_f$

$C_a$ : چسبندگی خاک در امتداد سطح  $aa'$

if  $\frac{C_{u2}}{C_{u1}} \geq 0.15 \rightarrow C_a = C_{u1}$

(ب) معادلت بزرگی زلزله‌ای نشانه لایه زیرین بیشتر از لایه بالایی است  $(\frac{C_{u2}}{C_{u1}} > 1)$

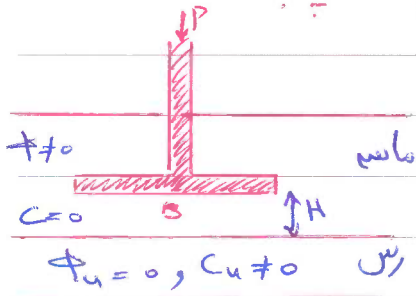
ب 1) اگر  $\frac{H}{B} > 1$  لایه بالایی نسبت به لایه زیرین نرم‌تر است و معادله بالایی است  
مثل حالت الف 1

ب 2) اگر  $\frac{H}{B} < 1$   $\frac{H}{B} = 0$   $q_b = [1 + 0.2(\frac{B}{L})] C_{u2} N_c + \gamma_2 D_f$

$q_t = [1 + 0.2(\frac{B}{L})] C_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$   $\frac{H}{B} = 1$

$q_{ult} = q_t + (q_b - q_t) (1 - \frac{H}{B})^2 \geq q_t$

(2) قرار گرفتن لایه پروری تک لایه از جنس ماسه و لایه بالایی از جنس صرفاً صیقلیده



if  $\frac{H}{B} \leq 1.5 \Rightarrow$  ظرفیت بزرگی به معنای لایه عمیق (رس)

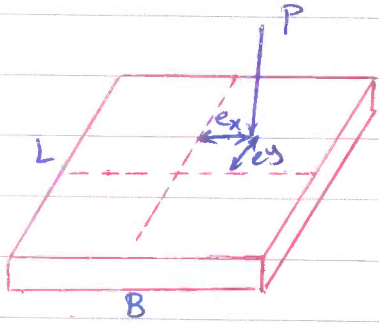
if  $\frac{H}{B} > 3.5 \Rightarrow$  ظرفیت بزرگی به معنای لایه اول (ماسه)

if  $1.5 < \frac{H}{B} < 3.5 \Rightarrow$  لایه اول در نظر می‌آید یا 3.5 و در آنجا فرانتیبول می‌کنیم.

اگر  $\frac{H}{B} < 1$  بود، وجود لایه‌ی رسی ظرفیت بزرگی را کاهش می‌دهد. اگر این خاک رس است، نیست، نه تنها خاک را نیز افزایش می‌دهد.



توزیع ممان در پیچ ها:



دقیقاً مانند مقاومت مصالح محل می کنیم (صورت دوم)  
 تنش ناشی از نیروی مجاری که در زیر پیچ بلیت است  
 اما تنش ناشی از تنش در وسط پیچ صفر می شود و در  
 گوشه ها ماکزیمم است

$$\left\{ \begin{aligned} q_{max} &= \frac{P}{BL} + \frac{6Pe_B}{B^2L} \\ q_{min} &= \frac{P}{BL} - \frac{6Pe_B}{B^2L} \end{aligned} \right.$$

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

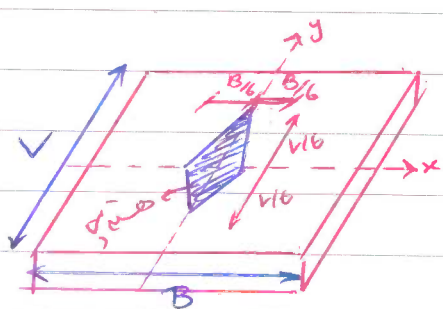
پیچ ها تنش در زیر پیچ ها مانند بلندترین پیچ:

اگر پیچ از پیچ بیشتر بماند، این ناحیه از ضربه جدا می شود. در آن حالت ریل می توان از پیچ  
 مقاومت مصالح استفاده کرد.

استاندارد بلیت شدن  $\Rightarrow q=0 \Rightarrow \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = 0 \Rightarrow \frac{P_{بل}}{BL} - \frac{M_{بل} \times B}{\frac{LB^3}{12}} = 0 \Rightarrow \frac{M_{بل}}{P_{بل}} = \frac{B}{6}$

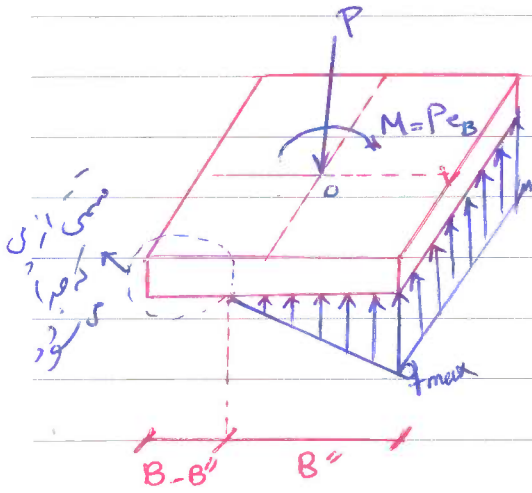
**Result**

- $e_B < \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} > 0 \Rightarrow$  تمام پیچ ها  $\Rightarrow$  استفاده از روابط مقاومت مصالح
- $e_B = \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} = 0 \Rightarrow$  تمام پیچ ها  $\Rightarrow$  " " " " " "
- $e_B > \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} < 0 \Rightarrow$  قسمتی از پیچ  $\Rightarrow$  غیر مجاز " " " "



دقت در طراحی پیچ P درون محدوده قرار بلیت و ضربه  
 زیر پیچ تحت فشار باقی می ماند. پس اگر بار خارج از محدوده  
 وارد شود، قسمتی از پیچ از ضربه جدا می شود

جی کتا دریا نه قسمتی از پی نلبند می شود

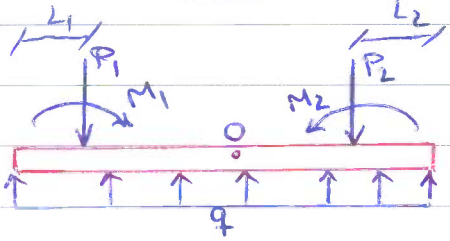


$$B'' = 1,5 (B - 2e_B)$$

برای یافتن  $q_{max}$  از رابطه  $\sum F_y = 0$  استفاده شود.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P = 1/2 \times q_{max} \times B'' \times L$$

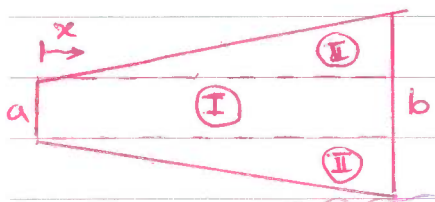
**نکته:** هرگاه بارگذاری در یک سمت ایجاد توزیع تنش غیر یکنواختی در خاک شود، ضریب اصلاح به علت کاهش ظرفیت باربری (عامل معادله) و افزایش هدالتر تنش موجود (عامل تجربی) کاهش می یابد.



توزیع تنش در زیر پی ها مستطی هستند

در این حالت هدف این است که طوری فواصل را درجا یعنی همان ابعاد را تعیین کنیم که تنش زیر پی یکنواخت باشد.

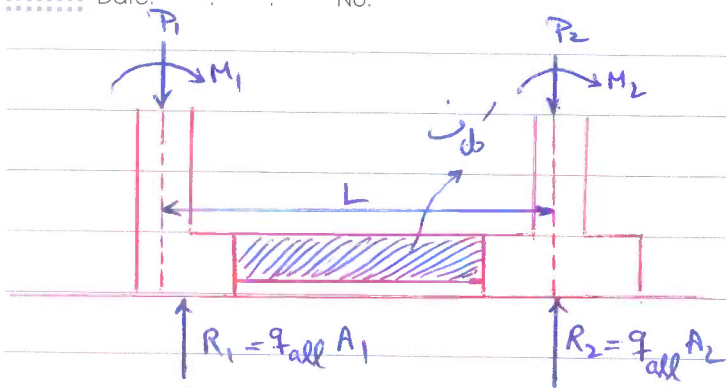
برای حل ابتدا  $\sum F_y = 0$  می گیریم و رابطه بین  $P_1$  و  $P_2$  و  $q$  را به دست می آوریم سپس با لگرنی مرکز حول O و صورت فرمول این ابعاد را می یابیم.



توزیع تنش در زیر پی ها تقریباً ای (دو ستونی):

دقیقاً مانند مستطی است با فرق آنکه به ازای آن مرکز سطح را پیدا کنیم پس حول مرکز سطح لگرنی بگیریم.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(\bar{x}A)_{I} + (\bar{x}A)_{II}}{A_I + A_{II}}$$



می‌سازیم می‌بایستی با اسکولی؟  
 اگر فضای یک ستون محدود باشد مثل  
 کنار دیوار می‌بایستیم، نمی‌توانیم خروج  
 از چوبیت می‌بازیم بین بستم پس برای تعادل  
 بیشتر یک طرف می‌بندیم.

1) طرف یک عضو خمشی است و نقش تعادل، انتقال و توزیع بار بین می‌ها ایفا می‌کند و باعث  
 کاهش شدت نامتقارن بین دو ستون می‌گردد. (تفاوت کلاف و شیار)  
 2) در طراحی می‌ها با اسکولی فرض می‌کنیم کلاف بار بین تمامی می‌ها

3) برای می‌های شش و خمشی در این می‌ها، مانند می‌ها دو ستون عمل می‌کنیم، این تفاوت  
 که نظریه‌گیری اصول خمشی که در بند از  $R_1$  یا  $R_2$  انجام می‌دهیم.

مقطع مقطع می‌ها

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P_1 + P_2 = q_{all} \times (A_1 + A_2)$$

وقت کلاف در می‌سازیم می‌باید!!

سعی کنیم می‌ها را حول ستون بگردیم که  $P$  و  $R$  در یک راستا باشند تا حذف شوند.

الگوریتم از ما کند خمشی و نیروی برشی در وسط کلاف را حذف است، از وسط کلاف مقطع می‌گیریم و  
 $M(x)$  و  $V(x)$  در محل مقطع برده شده را می‌گیریم.

تکلیف و معادله: ابعاد کلاف‌ها باید به نحوی تعیین شوند که این عضو سازگار از صلبیت لازم برای  
 جلوگیری از کج شدن و حفرش می‌باشد. برای این منظور، می‌بایستی کلاف به حداقل برابر  
 بیشترین همان اینرسی مقطع دو می‌جاویز شود.

$$I_{کلاف} = \frac{bh^3}{12} \gg \max \{ I_1, I_2 \}$$

مما اینرسی می‌ها نه ستون



نشدنی ها

در زمانه  
در مدت دانه  
اشباع  
غیر اشباع

آنی ← در تمامی شرایط از حالت انقباضی در زمانه اشباع

نشدنی ها

انواع 3: انواع بی هوا و حلوش توزیع تنش در زیر آن در ضلعی مطابق حالت خوانده شود

نشدن الاستیک (آنی)

در بی هوا صلب داریم

$$S_e = qB \left( \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_p$$

B: کوچکترین بعد

q: تنش ایجارد شده در خاک زیرین (در سطح خاک)

$\mu_s$ : ضریب پواسون خاک

$E_s$ : مدول الاستیک خاک ← مدول الاستیک بتن نیست !!

$I_p$ : ضریب است که نسبت  $\frac{I}{B}$  و ضریب بی سنگی دارد و از جدول نسبت می آید.

در رابطه با این برای خاکها همسایه محدود است  
برای خاک های غیر محدود (مثلاً سبزه سنگی در زیر خاک دانه با سیم) داریم:

$$S_e' < qB \left( \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_p \text{ البته } \text{if } H \gg 2B \Rightarrow S_e' = S_e$$

بله! واقعاً مهمه و حریف این برای عمق بیشتر از خاک صافون باشد ( $D_f$  زیاد) ، نشدنی آن کمتر خواهد بود. البته برای عمق کمی  $q$  در این بی هوا، عمیق تر صافون را اگر کنیم.

$$q_{اصح} = q - \gamma D_f$$

$\frac{P}{A}$

$D_f \uparrow \Rightarrow q \downarrow$  (اصح تیره)

$S_e \downarrow$



$$\frac{L}{B} \uparrow \Rightarrow \uparrow I_p$$

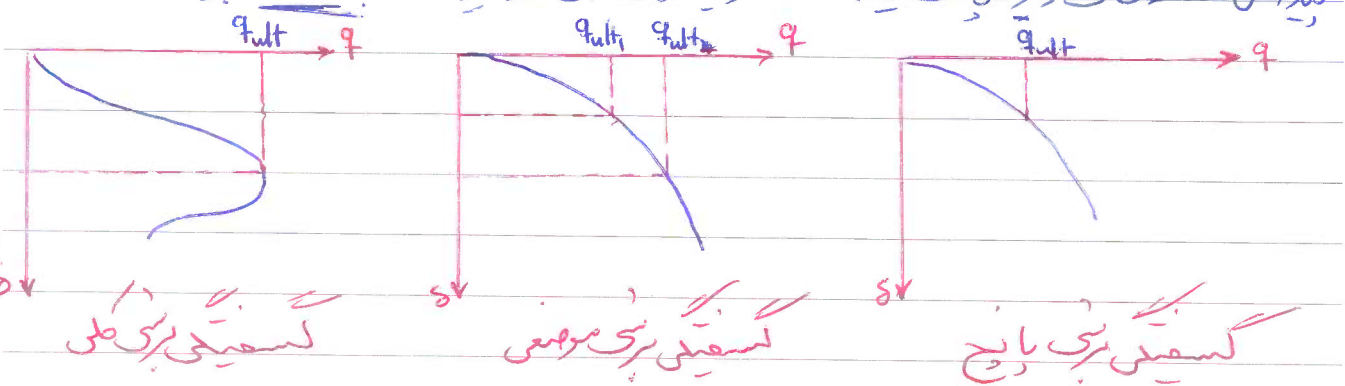
تکثیر

$$S_e = \sum q B_i \left( \frac{1 - M_s^2}{E_s} \right) I_{s_i} I_{F_i}$$

در اینجا منصف داریم:

### آزمایش جابجایی صغری:

روش متداول برای تعیین ظرفیت جابجایی خاک و برای به دست آوردن نسبت آبی جابجایی در 4 مرحله و در هر مرحله معادل 25KN شیار نیز وارد می شود و این آزمایش با جابجایی ادامه پیدا می کند تا خاک زیر بار گسیخته شده و نهایت آبی در زیر سطحی به 25mm برسد.



در گسیختگی بزرگ عمق یک گسیختگی ناگهانی رخ می دهد و سطح گسیختگی تا سطح زمین ادامه پیدا می کند. در گسیختگی بزرگ متوسط وقتی به  $q_{ult}$  می رسیم، یعنی از خاک زیر بار گسیخته می شود. پس یک برش خواهیم داشت. و لحاظ می کنیم از آن چون مقادیر طول خاک از این نرفته است، تنش در خاک افزایش می یابد و در نهایت خاک در  $q_{ult}$  گسیخته می شود.

در گسیختگی سطح از خاک ابتدا اوس از رسیدن به مقدار  $q_{ult}$ ، خاک مقابله خود را از دست می دهد و نمودار با شیب زیاد ادامه پیدا می کند.

$$Q = q \times A + S \times P$$

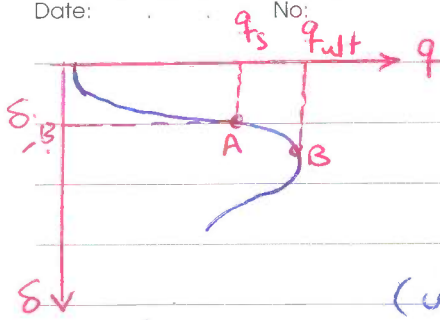
-  $Q$ : آزمون جابجایی  
 -  $q$ : بار در هر متر مربع  
 -  $A$ : مساحت جانبی  
 -  $S$ : جابجایی  
 -  $P$ : مساحت جانبی

Subject:

Date:

No:

نقطه در مورد نسبت های بزرگی:



نقطه A: این نقطه برای استخار ساده، بیرون نمودار مقص

می شود و نسبت منظر آن را با  $q_s$  نشان می دهند

نقطه B: این نقطه معرف وضعیت نهایی تن (قبل از سفتی)

در خاب بوده و با استخاره از آن، مقدار  $q_{ult}$  (ظرفیت بزرگی نهایی خاب) تعیین می شود.

استخاره از نتایج آن پس بزرگی:

نسبها  $\rightarrow q_f$  اعداد درونی و مقص  
 نسبتها  $\rightarrow \delta_f$   
 مقادیرها  $\rightarrow q_p$  اعداد بیرون استخاره از پس بزرگی  
 نسبتها  $\rightarrow \delta_p$

الف) تبدیل نسبت ها:

نسبها  $\rightarrow q_f = q_p$   
 نسبتها  $\rightarrow \frac{q_f}{B_f} = \frac{q_p}{B_p}$

ب) تبدیل نسبت ها:

نسبها  $\rightarrow \frac{\delta_f}{B_f} = \frac{\delta_p}{B_p}$

نسبها  $\rightarrow \delta_f \times \left(\frac{3,28 B_f + 1}{B_f}\right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{3,28 B_p + 1}{B_p}\right)^2$   
 نسبتها  $\rightarrow \delta_f \times \left(\frac{B_f + 1}{B_f}\right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{B_p + 1}{B_p}\right)^2$

نقطه نسبت: در مورد ضریب عکس العمل بیرونی می توان گفت شده بوده

$$K_1 \times B_1 = K_2 \times B_2$$

معادله ۱  
 نسبتها

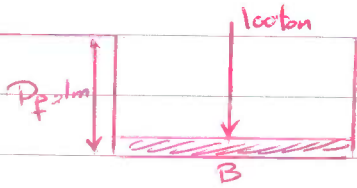
$$K_f = \left(\frac{B_f + B_p}{2 B_f}\right)^2 K_s$$

### ضرب عکس العمل ستر:

از وضعیت توزیع فشار و نسبت در زیر می‌ها اینو ثبت نیست. اگر بخواهیم فشار و نسبت در زیر می‌ها را ثبت کنیم، باید هیچ توزیع از خودی در می‌ها ملاحظه نشود. در این حالت فشار زیر می‌ها را می‌توان به صورت زیر حساب کرد:

$q = k_f \delta e$  → نسبت الاستیک زیر می‌ها  
ضرب عکس العمل ستر

ساده‌ترین شکل رو به پایین این گونه حساب کرد:



$$q = k_f \delta e \Rightarrow \frac{P}{A} - \delta D_f = k_f \delta e$$

### اصول طراحی می‌ها کی سطحی:

برای طراحی می‌ها اگر توزیع تنش متجانس بود، ابتدا بار P که مجموع بار مرده و بار زنده است را بدون ضرب قرار می‌دهیم. پس از بررسی زیر می‌ها نسبت می‌کنیم.

$$q_{max} \leq q_{all} \Rightarrow \frac{P}{A} \leq q_{all} \Rightarrow A \geq \frac{P}{q_{all}} \rightarrow P = P_D + P_L$$

که بین ضرب

اگر توزیع تنش متجانس بود برای می‌ها در اینجا معادله مصالح  $q_{max}$  را بدست می‌آوریم و  $q_{all}$  مقایسه می‌کنیم.

### ارتفاع می‌ها (h) را چگونه بدست آوریم؟

بار P و تنش q باعث ایجاد یک نیروی در می‌ها داخلی در سازه می‌شود که می‌تواند برای جلوگیری از خرابی می‌ها باشد. اگر مقاومت در می‌ها در می‌ها کم است.



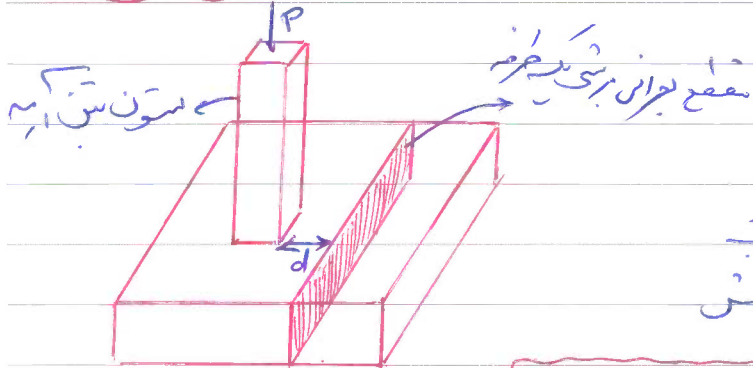
برای جدولی از تجربی برسی می، با  $h$  ارتفاع مقطع  $(h)$  از طوری می کنیم که مقادیر برسی  
مقطع از برسی برسی ایجاد شده بشود.

$$V_{موجود} \geq V_{مقاوم}$$

نزدیک برسی مقاوم مقطع 3

$$V_c = V_{مقاوم}$$

در طرازی فرض می کنیم  $V_c$  نام توسط خود تن تا صحت می شود



نزدیک برسی موجود (غیر سب) مقطع:

1) خرابی برسی معمولی 3

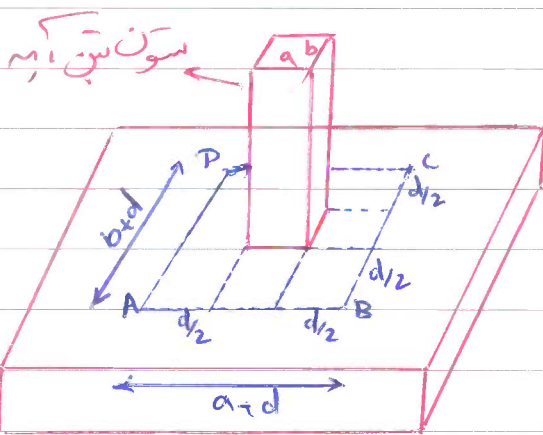
در مقطع برای برسی یک طرفه رخ می دهد.  
که به فاصله  $d$  از سئون سب آیم در جهت  
بعد بلندتر می در فاصله  $d$  از مقطع برای بخش  
در سئون سب آیم فکری قرار دارد.

$$d = h - e$$

$\approx 5cm$  پوشش

فاصله سطح فوقانی تا مرکز آبارها

ارتفاع بی



2) خرابی برسی با رنج:

در فاصله  $d/2$  از هر دو  
سئون سب آیم اتفاق می افتد



نقوی می بسی  $V_c$  (نیروی برشی مستقیم):

برش معمولی:  $V_c = 0.2 \phi_c B d \sqrt{F_c}$

برش مایج:  $V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{F_c} \times \bar{A}$

نیون (N)

$\phi_c \leftarrow 0.6$

B: بعد کوئی می (بر حسب mm)

d: ارتفاع موثری  $d = h - e$

$\bar{A}$ : مساحت جانبی مایج

ارتفاع موثر  $\times$  گویا مایج =  $\bar{A}$

$\bar{A} = 2 [(a+d) + (b+d)] \times d = 2d(a+b+2d)$

نقوی می بسی  $V_u$  (نیروی برشی غیر مقطع):

نیروی برشی  $V_u$  داخل است و از تعادل استاتیکی بدست می آید.

نوع ۱ در می بسی  $V_u$  باید از چاه صلب دار استفاده کنیم.

شش نیروی

$q = \frac{P}{A} = \frac{1.25 P_D + 1.5 P_L}{A}$

بارنده

بارده

سوال: چگونه ارتفاع می (h) را می بس کنیم؟

۱) استراتژی در برش را حل می کنیم. چاه صلب دار استفاده می کنیم.

$q = \frac{1.25 P_D + 1.5 P_L}{A}$

۲) از آنجایی که  $V_u$  مربوط به برش مایج میون نیروی برشی  $V_u$  مربوط به برش لجره (معمولی) است و مقطع برش مایج را در نظر گرفته و شرط  $V_u > V_c$  را برای آن تبدیل می دهیم.

$V_u = P - q \times (a+d) > V_c = 0.4 \phi_c \sqrt{F_c} \times \bar{A}$   
 $V_u = P - q \times (a+d) > 0.4 \phi_c \sqrt{F_c} \times \bar{A}$

از این جا  $d$  بدست می آید



No: \_\_\_\_\_

3) پس با استفاده از  $d$  به دست آمده، اگر رابطه  $V_{فرد}$  و  $V_{مجموع}$  برای تغییر برش هموزنی  
 نیز برقرار باشد،  $d$  به دست آمده ضابطه است در غیر این صورت باید  $d$  را افزایش داد  
 تا رابطه برقرار باشد.  $d$  را افزایش داد.  $d$  را افزایش داد.  
 4) در نهایت داریم:

$$h = d + e$$

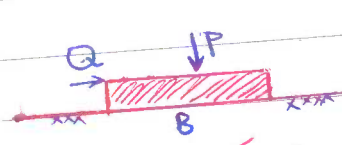
طول ستون  $\rightarrow$

حلوله آرماتورها همش می رانمض کنیم ؟  
 ابتدا سطح مقطع بحرانی را می بینیم.

سطح مقطع بحرانی  
 ← ستون بتنی : در سمت زیر بر ستون  
 ← ستون فولادی : فاصله  $\frac{e}{2}$  از وسط ستون  
 ← ستون آجری : به فاصله  $\frac{a}{9}$  از مرکز آجر  
 $a$  : بعد ستون آجری  
 $e$  : طول لبه بیرون زده ی سطح زیر ستون

$$\frac{M}{B} = \phi_s f_y A_s \left( d - \frac{1}{2} \frac{\phi_s f_y A_s}{185 f_c b} \right) \rightarrow A_s = \dots$$

لغزش بین آنها سطحی:



$$F.S \text{ لغزش} = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}}$$

زاویه اصطکاک بین بتن و خاک

حسبندی بین بتن و خاک

$$\Rightarrow F.S \text{ لغزش} = \frac{P \tan \delta + C_a A}{Q}$$

در اندکس بین خاک و سازه تغییر سبزی ها، دیوارها، حائل و... باید جا، امیرها - ی  $\phi$  و  $\delta$  اصل) کردند

$$C_a = \frac{2}{3} C$$

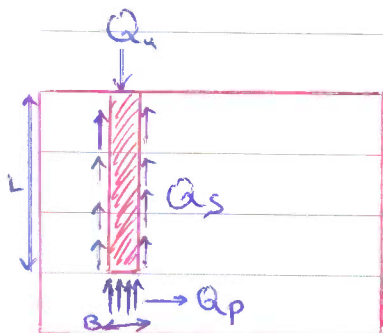
$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

# عزل سوراخی های عمیق

کمی از می چای سعی استفاده کنیم؟

- (1) فاب سطح بین مقاومت حاصل باشد
- (2) نسبت برآورد شده تحت بارهای از حد در می تجاوز نکند
- (3) نسبت اثر بارهای جانبی و uplift را در نظر قرار ندهد
- (4) اجزای سوراخ در برابر اسکله مد نظر باشد

ظرفیت باربری سطح بکلی؟



$$Q_u = Q_s + Q_p$$

مقاومت آرمی انترکشیو ←  
مقاومت اصططالی برنه ←

چگونه مقاومت جانبی اصططالی ( $Q_s$ )؟

هرچه سطح برآوردی 10mm تا 5m نسبت کند تنش ها مقاوم جانبی محسوب می شوند

$$Q_s = P \int_0^L f_s(z) dz$$

دال تنش مقاوم جانبی روی عمق باره الان ←  
کمی سطح ←

حالت 1: محاسب  $f_s$  برضای می دانیم؟

$$f_s = k T_v t_g \delta$$

زاویه اصططالی سطح خاک ←

$$k t_g \delta = \beta$$

دقت ←

$$\frac{2}{3} \phi < \delta < \frac{3}{4} \phi$$

تنش موثر در عمق z ←

$$k = k_o$$

محل است ←

$$k = k_p$$

سوال  $\beta$  را به ←

ماده هند ←

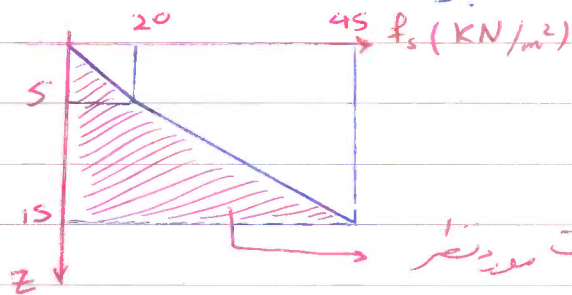
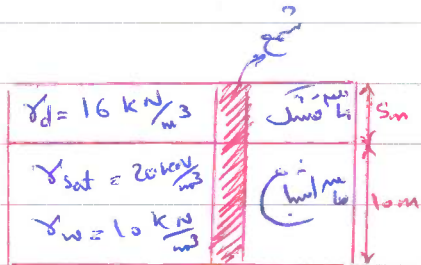
در سطح خاک رها (اصطالی) ←

در سطح خاک کوئیتی ←

برای محاسبه تنش عمودی خاک در سطح دارد ←

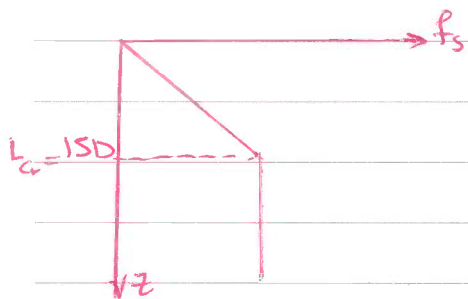
روش حل: ابتدا  $f_s(z)$  را بر حسب  $z$  محاسب می‌کنیم و سپس در طول  $Q_s$  می‌اندازیم و انتگرال گیری می‌کنیم.

توجه: اگر بتوانیم نمودار  $f_s$  بر حسب  $z$  را رسم کنیم، سطح زیر نمودار برابر  $f_s(z)$  است. در حل مسائل بسیار مارتالک می‌کنند.



$$f_s = 0.25 \gamma z$$

توجه: تنش اصطلاحی  $f_s$  در فاصله  $z$  تا طول مشخص از سطح مقطع طول تجربی (برای افزایش یافته و از آن به بعد ثابت می‌ماند). (مخاطف ما این  $L_c = 15D$ )  
 مقطع  $L$



دقت: المربع  $B \times B$  را مربعی درازند  $L_{cr} = 15B$

حالت 2:  $f_s$  بر حسب  $z$  در فاصله  $z$  از سطح مقطع  $Q_s$

این  $f_s$  بر حسب  $z$  در فاصله  $z$  از سطح مقطع  $Q_s$  در فاصله  $z$  از سطح مقطع  $Q_s$  (روش  $\alpha$ )

$$f_s = \alpha C_u \quad (\text{روش } \alpha)$$

$$Q_s = \alpha C_u PL$$

ضریب تجربی  $\alpha$  (ضریب تجربی  $\alpha$ )  
 معادله تجربی  
 زغلی شده

طول مقطع  $L$   
 در فاصله  $z$  از سطح مقطع  $Q_s$

برای محاسبه  $f_s$  رفتار صلب در بلندمدت (روشن)  $(P)$  :

از روش  $f_s$  برای حالتی که شرایطی از حالتی شده است می‌تواند

رضایت این روش  $(P)$  :

(1) اضافه کردن جفت را - جفتی در اطراف سطح از این محدود

(2) به علت دست خوردگی خاک رس، حین گذر موقت بر این صورت است

(3) پس از صفر شدن فشار - جفتی از مقدار قبل منفرجه روی سطح سطح حاصل برابر است

افتر حالت سکون (برسبایی  $k$ ) است که قبل از کوبیدن سطح وجود داشته است

$$f_s = k \sigma'_v + c' \phi'_R$$

$\phi'_R$  زاویه اصطکاک داخلی پس دست خورده در حالتی شده

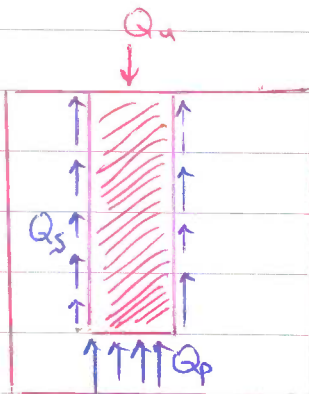
در حالت تعلیم یافته  $k = 1 - \sin \phi'_R$

در حالت تعلیم یافته  $k = (1 - \sin \phi'_R) \sqrt{OCR}$

\* مانند روش قبل می‌توان معادله زیر  $f_s$  را نیز می‌توان استفاده کرد

مقاومت انتهایی سطح  $(Q_p)$  :

چون سطح در این حالت به خاک زیرین انتقال دارد نیروی  $Q_p$  به وجود می‌آید



$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

Handwritten annotations explaining the terms in the equation:  $Q_p$  is ultimate capacity,  $A_p$  is pile cross-sectional area,  $c$  is cohesion,  $q'$  is effective vertical stress,  $N_c^*$  and  $N_q^*$  are bearing capacity factors.

Subject:

Date:

No:

الف) مقاومت انترالی شعاع رزاقی در خاک پاره ای؟

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

ب) مقاومت انترالی شعاع رزاقی صرفاً صلبند؟

$$\phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_c^* = 9 \\ N_q^* = 0 \\ c = c_u \end{cases} \Rightarrow Q_p = 9 A_p c_u$$

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{در روش جانبی} \Rightarrow N_q^* = 0 \\ \text{در روش وسطی} \Rightarrow N_q^* = 1 \end{cases}$$

$$\text{در روش وسطی و جانبی} \Rightarrow N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (\phi \neq 0)$$

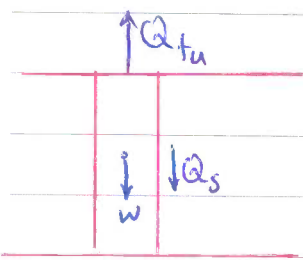
نکته و مهم:  $Q_p$  در روش ها صریحاً جانبی و وسطی، شامل وزن شعاع نیز می شود. برای بدست آوردن مقاومت انترالی حاصل از وزن شعاع باید وزن شعاع را از مقاومت انترالی کم کنیم.

$$Q_p(\text{net}) = Q_p - W (L W')$$

بعضی مواقع به جای وزن خاک حجم حجم، شعاع از مقاومت انترالی کسر می شود:

$$Q_p(\text{net}) = Q_p - \gamma' L A_p = Q_p - q' A_p = A_p [c N_c^* + (N_q^* - 1) q']$$

توجه مهم: در این مبحث  $Q_{tu}$  نامی کنیم نیم نوک سطح در لایه لایه‌ی خاک است و آن لایه  
 و در محاسبات  $Q_p$  حساب می‌کنیم یعنی  $N_q^*$  خاک نوک سطح باید در محاسبات استفاده شود.



$$Q_{tu} = Q_s + W$$

مقاومت کشش سطح:

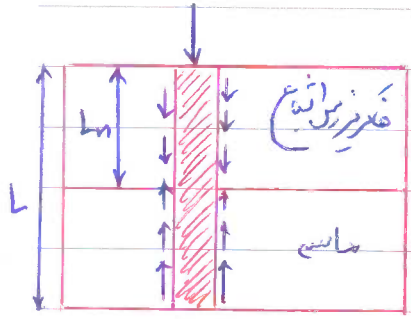
مقاومت جانبی سطح

وزن سطح است که در شرایط وجود آب، وزن خطوطی  $W$  حساب می‌شود

ک در این حالت هر ط را نیز تراش اول سطح فرض می‌کنیم.

اصطفاک منفی در سطح خاک:

الریکت شرایط خاک نیست کند و نسبت به سطح تراشیده در آن پایین رود، در آن صورت به علت اصطفاک میان خاک و صفاک سطح نیروی لغزش جهت حالت قبل ایجاد می‌شود. از این نیرو که به سمت پایین و هم جهت با بارگذاری است، اصطفاک منفی می‌گویند.



اصطفاک منفی به دلیل هم جهت بودن بارگذاری، باعث کاهش ظرفیت باربری و افزایش نشست می‌گردد. حتی ممکن است باعث شود تا بار فاک از مقاومت خاک کمتر شود.

اگر در لایه‌های پایین زمین سطح آب زیرزمینی، لایه‌یرسی که سطح در آن قرار دارد، نسبت تخلیصی خواهد داشت. پس اصطفاک منفی ایجاد می‌شود. اصطفاک منفی تا  $h_n = 3$  وجود دارد.

اگر یک خاک زیررسی (اشباع) در اطراف سطحی در عمق  $h_n$  قرار داشته باشد، در آن صورت خاک زیررسی تحت اثر وزن خود نشست تخلیصی خواهد داشت که در خاک زیررسی اصطفاک منفی ایجاد می‌شود.

### ی سببی نیروی اصططاط منفی در طول $L_n$ از سطح 3

$$Q_n = \int_0^{L_n} f_n(z) P(z) dz \quad , \quad f_n(z) = K \cdot \gamma_v' \cdot t_g \delta$$

شش اصططاط رو به پایین در طول  $z$  ←  
 ←  $1 - \sin \phi'$

### گروه سطح:

برای تکیه بر مکنی گروه سطح از ط هک تینی (Pile Cap) استفاده می شود.

**نکته:** در حساب تکیه بر سطح در یک خاک با هم تراخل نداشته باشد، ظرفیت باربری گروه سطح مجموع ظرفیت باربری تکیه بر سطح های منفرد برابر خواهد بود. اما اگر حساب ها تراخل داشته باشد، خصم جور ردی است و ظرفیت باربری گروه سطح، ضریبی از مجموع ظرفیت باربری تکیه بر سطح ها خواهد بود. این ضریب همان ضریب طراحی گروه سطح است.

### ضریب کارایی گروه سطح:

$$E_g = \frac{Q_{ug}}{\sum Q_{u_i}} = \frac{\text{ظرفیت باربری گروه سطح}}{\text{مجموع ظرفیت باربری تکیه بر سطح ها}}$$

### 1) ی سبب $E_g$ و استفاده از جامعه فلسه:



این روش معمولاً در خاک های سببزه کاربرد دارد. در این حالت ظرفیت باربری گروه سطح را برابر است با مجموع ظرفیت باربری ط همن جامعه حریه از سطح ها.

برای حل باید هر تعداد تکیه بر سطح مورد نظر سطح ها مجاور دارد به ازای هر سطح مجاور  $\frac{1}{16}$  از ظرفیت آن سطح کم کنیم:

$$Q_{ug_1} = Q_{u_1} - 3 \times \frac{1}{16} Q_{u_1} = \frac{13}{16} Q_{u_1}$$

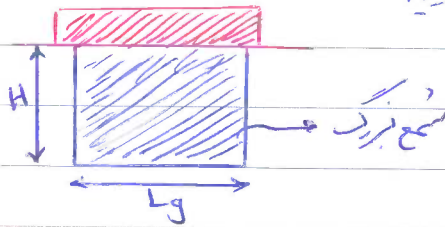
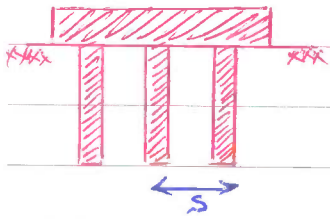
$$Q_{ug_2} = Q_{u_2} - 5 \times \frac{1}{16} Q_{u_2} \Rightarrow Q_{ug_2} = \frac{11}{16} Q_{u_2}$$



بعد از اینکه تمام گاهش ها را جمع کرده ایم، اگر فرض کنیم که  $Q_{ug}$  بهای برابر است با جمع تمام  $Q_{ug}$  ها جمع ها پس  $Q_{ug}$  با نسبت  $Q_{ug}$  و  $Q_{ug}$  نسبت

②  $E_g$  یا به  $E_g$  ازین صانینیم که سطحی بلوکی 3

در این حالت به فرض یک گروه شعاع، یک بلوک مستطیلی با ابعاد  $B_g \times L_g$  با همان سطح شعاعی متفرد در نظر می گیریم.



$$A_g = B_g \times L_g$$

$$P_g = 2(B_g + L_g)$$

$$E_g = \frac{\text{ظرفیت باربری شعاعی برابر با ابعاد}}{\sum Q_{ug} \text{ (مجموع ظرفیت باربری شعاعی ها)}} < 1$$

اگر  $E_g > 1$  بدست آید به معنی آنکه ظرفیت باربری درین شعاع از شعاع اصلی از حد به هم زدن بیشتر است.

نکته مهم: اگر در صورت سوال قید نشده بود که ازین بلوک استفاده کنیم یا غلظت بار یک بار به وسیله روش غلظت  $Q_{ug1}$  و یک بار به وسیله بلوک  $Q_{ug2}$  را بدست آوریم و  $\min$  آن دو را بگیریم:

$$Q_{ug} = \min \{ Q_{ug1}, Q_{ug2} \}$$

3) محاسب و  $E_g$  با توجه به نوع خاک و فواصل شعاع ها گروه از هم:

فاصله مرکز به مرکز شعاع ها (R) و نوع خاک به طور مستقیم روی  $E_g$  تأثیر می گذارند.

1) ضریب طاری در خاک های سببده:

الف)  $3 < \frac{S}{D} \leq 8$  : نکته: فاصله مرکز به مرکز شعاع ها  $D$ : قطر شعاع

برای محاسب  $E_g$  با استفاده از روابط قبل، ظرفیت نهایی یک شعاع نسبت به خاک و آن در تعداد شعاع ها ضریب می یابیم.

در این حالت  $E_g \leq 1$

ب)  $3 > \frac{S}{D} \geq 8$

$\frac{S}{D}$	3	...	8	$> 8$
$E_g$	0.7	...	1	1

اگر  $3 < \frac{S}{D} < 8$  بود اشتباه

2) ضریب طاری در خاک های رندانی:

بسی از 12 شعاع که گروه شعاع بزرگ

کتر از 12 شعاع سه گروه شعاع کوچک

$\frac{S}{D}$	2	...	6	$> 6$
$E_g$	2	...	1	1

$\frac{S}{D}$	2	...	4	$> 4$
$E_g$	1.5	...	1	1

گروه شعاع بزرگ

گروه شعاع کوچک

البرده شعاع صاف بود مانند سیم عمل شود. (3)  $\frac{S}{D}$

برای  $\frac{S}{D}$  می یابیم که استروله

نکته جانب: در خاک های سببده ضریب طاری کمتر از یک می باشد که با افزایش فاصله شعاع ها از هم، افزایش

حافنه و سرای که برابر یک می گردد.

در خاک های رندانی ضریب طاری نیز کمتر از یک بود و با افزایش فاصله شعاع ها از هم، کاهش

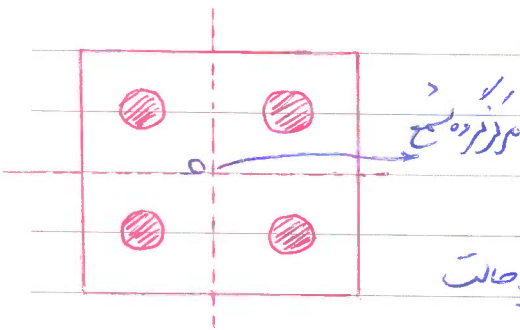
می یابد و سرای که برابر یک می شود.

گفته که بین شعاع درخت‌های دانه‌ای، سبب تراکم خاک در اطراف شعاع تا شعاعی محدود است. برای هر شعاع شعاع می‌گردد که این سوسنک سبب افزایش مقاومت خاک و بالا رفتن اجزای بر یک گروه شعاع می‌شود.

- \* درخت‌های دانه‌ای با افزایش زاویه اصطکاک داخل خاک ضریب کارایی گروه شعاع کاهش می‌یابد.
- \* درخت‌های رسی برای تعیین ضریب کارایی گروه شعاع، در آنجا از ضرایب نقش مهمتری دارند.

حفاظت‌خانه  $(Eg = 1)$  →  $Eg > 1$  از درخت‌های دانه‌ای

حلولی توزیع نیروها در حالت قرارگیری بار در مرکز گروه شعاع



اگر بار  $P$  در مرکز گروه شعاع وارد شود، کمتر تولید می‌کنند.

در این حالت  $P_i = P \cdot \frac{A_i}{\sum A_i}$  →  $P_i = \frac{P \cdot a_i}{n}$  (بارها را وصل)

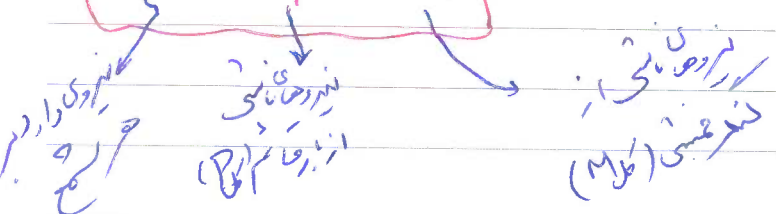
کسبه نسبت منب شعاع‌ها نیزها تقسیم می‌شوند.  $\leftarrow$  تقدر شعاع

هر موقع خواستیم حل مرکز گروه شعاع را پیدا کنیم، شعاع‌ها را با خط به هم وصل می‌کنیم و مرکز شعاع شکل بر وجود آمده را پیدا می‌کنیم.

گروه شعاع تحت اثر نیروی متبزی  $P$  و  $M$ :

در این شرایط ابتدا  $P$  و کمتر به وجود آمده از  $P$  را به مرکز گروه شعاع جانبی می‌کنیم پس رابطه زیر را باید نوشتیم:

$$F_i = F_{ip} \pm F_{im}$$



الف) نیروی ایجاد شده در اثر بار متمرکز:

$$p = P \times \frac{A_i}{\sum A_i}$$

مقتضی - اهرام جمع

اگر جمعها برابر بودند

$$F_{ip} = \frac{P}{n}$$

نیروی هر سطح

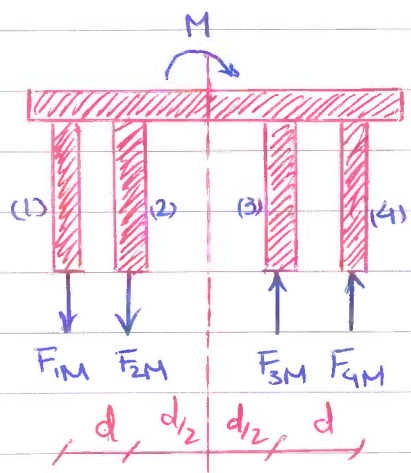
نیروی هر سطح

ب) نیروی ایجاد شده در اثر گشتاوی M:

$$F_{iM} = A_i \times \left[ \left( \frac{M_x \times d_{iy}}{I_x} \right) + \left( \frac{M_y \times d_{ix}}{I_y} \right) \right]$$

گشتاوی هر سطح

نکته مهم: وقتی گشتاوی در یک نیروی بین سطحها به نسبت  $Ad$  یعنی ضرب مساحت هر سطح در فاصله سطح تا مرکز گره سطح تقسیم می شود. باید وقت کرد وقتی نیروی هر سطح را می توانیم برابر هم در دو طرف خط تقاطک نیروها برعکس هستند.



EXP ابتدا رابطه بین دو نیروی  $F_{1M}$  و  $F_{2M}$  را بدین شکل:

سپس با گشتاوی حول نقطه O (مرکز گره سطح)

$F_{1M}$  هر سطح را بر حسب M بدست می آوریم.

هدف پیدا کردن نیروی ناشی از گشتاوی هر سطح

بر حسب M است.

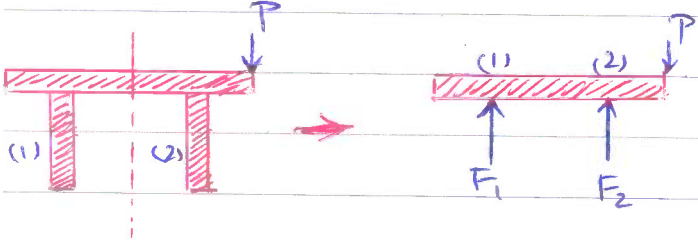
$$\frac{F_{1M}}{F_{2M}} = \frac{A_1 d_1}{A_2 d_2} = \frac{A \times \frac{3}{2}d}{A \times \frac{d}{2}} = 3$$

$$F_{1M} = F_{4M} = 3F_{2M} = 3F_{3M}$$

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow M = 3F \times \frac{3d}{2} + F \times \frac{d}{2} + F \times \frac{d}{2} + 3F \times \frac{3d}{2}$$

$$\Rightarrow M = 10Fd \Rightarrow F = \frac{M}{10d} \rightarrow F_{1M} = F_{4M} = \frac{3M}{10d}$$

پوشش قوت: اگر اسط این را داشتیم بهمانند استایف فولد نیروی شع شع بکیرم عین مسئله ایت برعل من بود.



$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow F_2 = \dots$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_1 = \dots$$

نست گروه شع:

انف نست الاستد گروه شع:

عرض مقطع گروه شع:

نست الاستد شع ملی با بهر برای:

$$S_g(e) = \sqrt{\frac{B_g}{D} S}$$

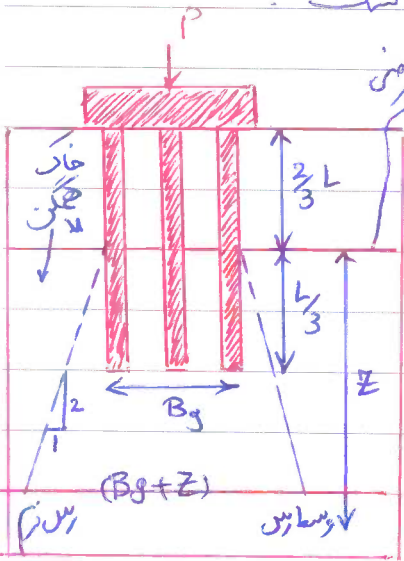
فردول وید:

نست الاستد گروه شع:

قطر شع:

ب) نست تقلم گروه شع:

گروه شع روی خالی قرار نگیرد که در بر دین آن پس نرم اشاع و مورد استه باشد، در آن صورت در اثر بار وارده از طرف گروه شع به خاک می نشست تقلم رخ می دهد در این حالت زمین صاف شود و در ضایعی با اعبار  $B_g \times L_g$  با فاصلی  $\frac{L}{3}$  از نوک شع قرار گرفته و بار  $P$  را خودش به خاک منتقل می کند. توزیع تنش در خاک زیر ضایعی، به روش تقریبی 2 به 1 است.



الوان خاک همگن:

در خاک ها همگن  $L$  کل طول شع است و  $\frac{L}{3}$  از نوک آن در نظر می گیریم.

$$\Delta \sigma'_z = \frac{P}{(B_g + z)(L_g + z)}$$

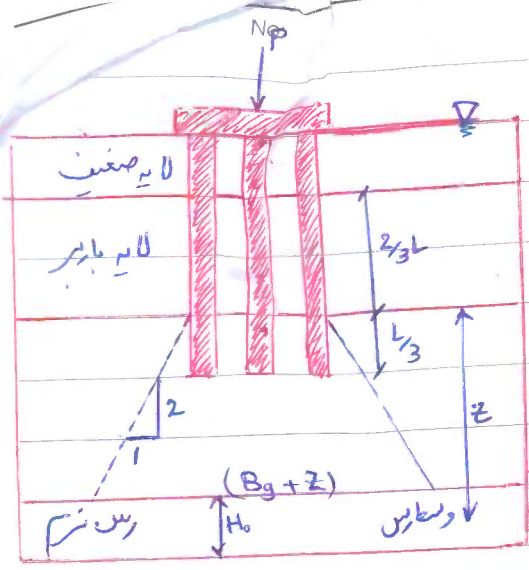
$$\Delta H = H_o \cdot m_v \cdot \Delta \sigma'_z$$

ضغمت لامین

تغیلات سیریس

بیم خاک لایه سبزی نشده:

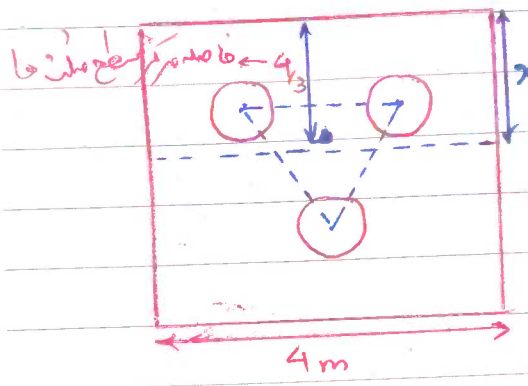
در این حالت فقط لایه بی بار برقرار  
دری است به در نظر گرفته شود.  
لذا  $L$  طول لایه بی بار برقرار است.



$$\Delta T_z = \frac{P}{(B_g+z)(L_g+z)}$$

$$\Delta H_c = H \cdot m_{\Delta} \Delta T_z$$

سؤال واقعاً مهم و وقتی در سوالی محل بار مثل 200 تنی را از بون می خواند که بنزد دریا کشع ها  
کلیان در بیاید به وقت کنیم که کلا حد هم وزن دارد مثل (50 ton) و بالترکری حول  
مرکز سطح مثل ایجاد شده بین شعع ها، باید لنگر ناشی از وزن کلا حد و لنگر ناشی از  
بار حد بر راضی کند. (ابعاد کلا حد 4x4m)



کل لنگر بار 200 تنی مساوی  $x$

$$M_{\text{بار}} + M_{\text{کلا حد}} = 0$$

نصف لنگر کلا حد

$$\Rightarrow 50(2 - 4/3) + 200(x - 4/3) = 0$$

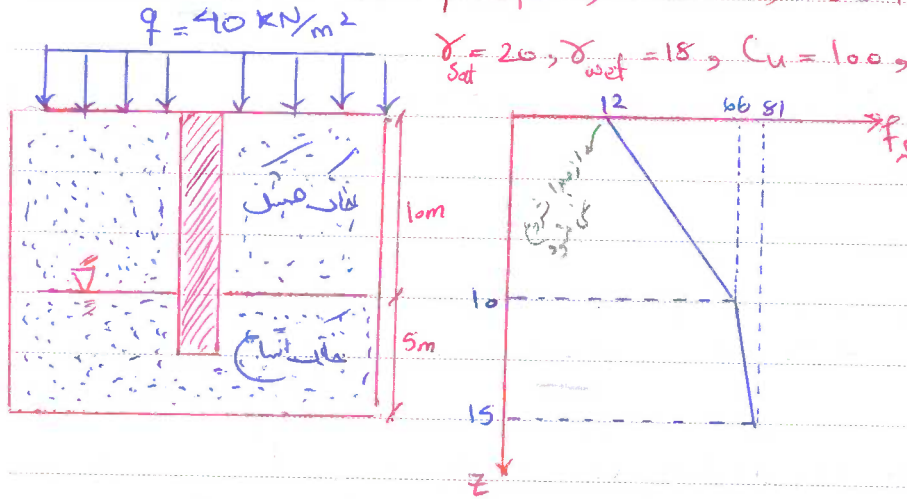
$$\Rightarrow x = 7/6 \text{ m}$$

کلی لنگر بار 200 تنی اعمال شود تا سبزی  
در حدی شعع ها کلیان شود

**نکته:** اگر در یک حالت یک سربار  $q$  قرار داده شود با سرعت برداشته مقدار  $z$  -  $f_s$  دیگر از مباحثات شروع نمی شود و باید در  $z=0$  مقدار  $q$  را بتوانیم  $\gamma$  انتخاب کنیم.

$\beta = 0,3$  و  $C = 50$  و  $\delta = \phi = 30^\circ$

$\gamma_{sat} = 20$ ,  $\gamma_{dof} = 18$  و  $C_u = 100$  و  $C = 50$  (داده ها) EXP

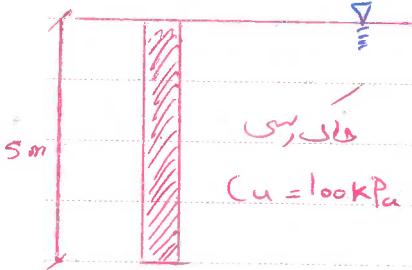


$f_s = \beta \gamma' z = 0,3 \gamma' z$

$f_s = \begin{cases} z=0 \Rightarrow f_s = 0,3 \times 40 = 12 \\ z=10 \Rightarrow f_s = (0,3)(40 + 10 \times 18) = 66 \\ z=15 \Rightarrow f_s = (0,3)(40 + 10 \times 18 + 5 \times 10) = 81 \end{cases}$

**دقت:** در محاسبات  $f_s$  ها  $q$  تأثیر داده شده است.

**نکته:** اگر در سده ای مقاومت انتهایی خالص در نوع سطح افق است و حوالی سطح را داده بودیم باید دقت کرد که برای محاسباتی وزن سطح به  $\gamma$  است. گنیم یعنی وزن مخصوص سطح را باید از همین  $\gamma$  حوالی آن را !! چون آب داریم.



حجم سطح فولادی =  $7850 \text{ kg/m}^3$  EXP

$Q_{p(net)} = Q_p - W' = 9 A_p C_u - \gamma_s V_s$

$= 9(1^2)(100) - \left( \frac{7850 \times 10}{1000} - 10 \right) (1 \times 1 \times 5) = 557,5 \text{ kN}$

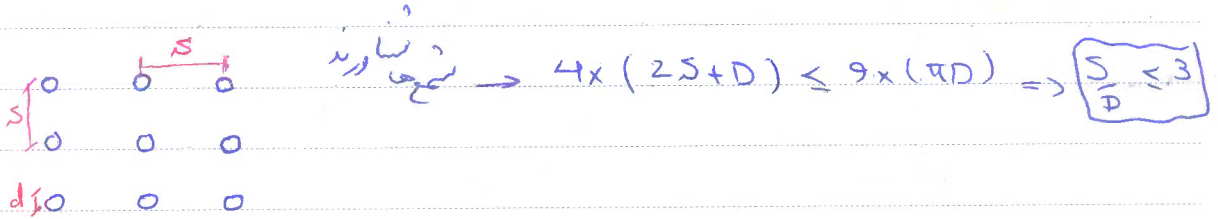


وزن مخصوص فولاد

Subject:

Year. Month. Date. ( )

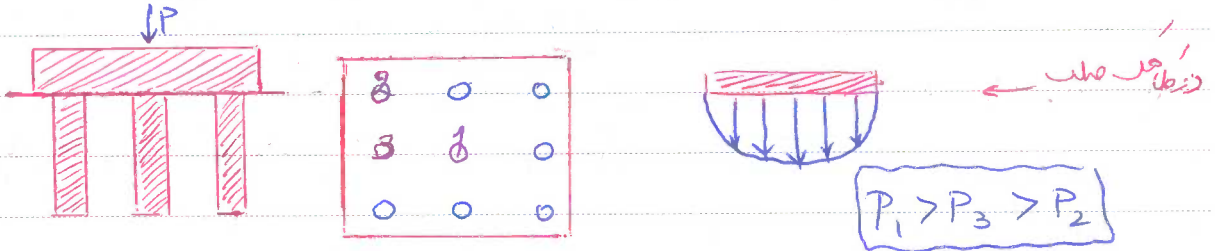
**نکته تست:** اگر جمع ها از نوع شماره باشند مقاومت انبردی ندارند و فقط اصطکاک همراه دارند. درصحن شرایط اگر در گروه جمع محلی بدون کشش (P) از مجموع محلی ها جمع های کلی (nD) کمتر باشد ظرفیت با بری ناشی از کشش بدون تعیین کشش است.



**نکته واقعاً مهم:** اگر گروه جمع فقط اتکالی باشد وقوع کشش بدونی غیر محتمل است.

**نکته تکمیلی تست:** اگر در سوالات نیروی محوری و نیروی طالع کوه جمع در است و طول جمع را خواست اولاً که هم از روش جمع کلی بروم هم بدونی. وقتی طول جمع را بدست آوردیم وقت شود که ممکن است طالع به سطح خاک صیدیه نباشد و باید اون تکیه ای از جمع که بالای خاک است را با طولی که بدست آوردیم جمع کنیم.

**نکته تست مهم:** در سوال در <sup>اهل</sup>طالع جمع ها صلب است لذا جمع ها میان برای برقراری شرایط تست مساوی، شش شیری را تجربه می کنند پس نیروی محوری آن ها از جمع ها کمتری شیری است.



**نکته مهم:** کوپه جمع باعث افزایش مقاومت انبردی جمع می شود. درصحن جمع های کوپه ای مقاومت انبردی به جمع های با جابه جایی زیاد، شیری از جمع های با جابه جایی کم است.

کوپه ای جمع در خاک رسی → در صورتی خاک → کاهش صیدیه



## عصل چهارم: تاسیسات زیر زمینی

روش های گمانه زنی:

### (1) گویال های با جاهاک های دستی (Test pits):

در این روش حفاری توسط کلبک انجام می شود. اقتصادی است. امکان اخذ نمونه های دست نخورده در دست نخورده به میزان زیاد، وجود دارد. حداکثر عمق گمانه 6m است.

### (2) حفاری ستونی (Wash Boring):

در این روش یک غلاف فولادی به طول 2 تا 3 متر در خاک کوبیده می شود و از طریق سله های حفاری آب تحت فشار به سرتاسر رسانده می شود تا محصولات حفاری را بالا بیاورد. این روش ارزان است ولی نمی توان به نمونه های کاملاً دست نخورده دست یافت.

### (3) گمانه زنی با استفاده از سته های مارپیچ (Auger Boring):

ساده ترین روش گمانه زنی است که هم دستی است هم ماشینی. در روش دستی نمی توان به نمونه های دست نخورده دست پیدا کرد ولی در روش ماشینی می توان دست پیدا کرد.

### (4) گمانه زنی دور (Rotary Drilling):

سرتاسر جاسیم به سرتاسر حفاری نصب شده اند، با سرعت زیاد دور آورده و به محق نفوذ می کنند. این روش محدودیت اندک در عمق و گران است. به نمونه دست نخورده هم می توان دست پیدا کرد.

محق و فاصله گمانه ها:

مقدار محق گمانه ها  $mip$  دو مقدار زیر است:

(1) محق که در آن  $\frac{1}{10}$  تن خالص زیر (9) تون (نود)  $\frac{\Delta T_2}{4} = 0.1$  باشد.

(2) محق که در آن نسبت افغانه تن تمام به تن موتور خاک 0.5 تون  $\frac{\Delta T_2}{T_1} = 0.5$  باشد.



### آزمایش‌ها صحرایی :

#### ① آزمون نفوذ استاندارد : ( SPT ) :

مقاومت و اقتصاد این آزمون صحرایی محسوب می‌شود. نتایج این آزمون در شن درخت ، غلوه سنگ ، شن ترا ، سلبت و خاک مخلوط سنگ شده از غلوه سنگ ، پس وسلبت همین دقیق است. نفوذ سنج فاستر در این روش بر کار برد است.

نکته مهم : از آزمون SPT ، می‌توان عدد وزن مخصوص  $\gamma$  ، تراکم نسبی  $D_r$  را در اصطلاح اصلی  $\phi$  و مقاومت فشاری محاسبه شده  $q_u$  در خاک‌ها استخراج کرد. همچنین مدل الاستیک خاک و تعیین ظرفیت باربری برای بعضی وسنج‌ها را نیز می‌توان غیر مستقیم از SPT بدست آورد.

$$\text{ضرب} = \frac{\text{الهام عدد نفوذ استاندارد}}{\text{این فرمت نفوذ}}$$

#### ② آزمون نفوذ مخروط ( CPT ) :

زاویه پهنای مخروط  $60^\circ$  است. این آزمون برای تمام خاک‌ها قابل استفاده است ولی در خاک‌های گسیلی و پس سفت قابل اعتماد نیست. می‌توان از نتایج وسیله به نام پنیومتر در این آزمون استفاده کرد و آن را در مخروط متر دارد و فشار آب صغیر ای را اندازه گیری کرد.  $(CPT_u)$  همچنین ظرفیت باربری برای خاک‌های گسیلی و وسنج‌ها این آزمون قابل تعیین است.

#### ③ آزمون پهنی بره ( VST ) :

از آن وسیع است و برای تعیین مقاومت برشی زحمتی شده در خاک‌ها پس استفاده می‌شود. پس آزمون VST شبیه آزمون  $\sigma_1$  سه محوری است.

این آزمون مخصوص خاک‌های گسیله است و در خاک‌های درخت دانه و پس سفت کاربرد ندارد.

4) آرایش فشارسنجی یا پرسیمتری (PT) :

برای اندازه گیری عمق نفوذ در لایه های خاک با روش های مختلف می توان از آرایش های مختلفی استفاده کرد. در این آرایش می توان از مدول الاستیک، مدول ارتجاعی برشی و مقاومت برشی زحمتی نشده خاک، ظرفیت باربری نهایی خاک در لایه های مختلف، ضریب فشار جانبی خاک از  $k_0$  تا  $k_p$  را تعیین می کنند.

\* این آرایش برای خاک های استاندارد می شود که CPT برای آن ها مناسب است یعنی خاک های رسی نرم، سبک شخم و ماسه های ریز.

5) آرایش اسپاه اسنج تحت (DMT) :

آرایش اسپاه اسنج و آسان و مشابه PMT است و می توان هزینه تراست اساس کار این آرایش متوهم سافتن عمقا مورد نظر از طریق فشار و است فشار در موقعیت های متفاوت است.

\* در این آرایش می توان مقادیر برشی زحمتی نشده خاک، فشارهای جانبی خاک با نسبت سپین تقابلی (OCR) و مدول الاستیک خاک را تعیین کرد.

6) آرایش بارگذاری صغری (PLT) :

که در قبل توضیح داده شد

تعیین مدول الاستیک (E)   
 سپین مستقیم  $\rightarrow$  بارگذاری صغری، پرسیمتری   
 سپین غیر مستقیم  $\rightarrow$  CPT, SPT

تعیین ضریب فشار جانبی خاک در حالت سلون ( $k_0$ )  $\leftarrow$  پرسیمتری   
 تعیین ضریب عکس العمل سبک ( $k_p$ )  $\leftarrow$  PLT  $\leftarrow$  بارگذاری صغری

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

**اگر این جزوه نقشی در موفقیت شما در  
کنکور کارشناسی ارشد و دکتری داشت،**

**لطفا ما را از دعای خیر خود**

**بی نصیب نگذارید.**

**با تشکر**

**مصطفی رحیمی**

**nce.rahimi@yahoo.com**