

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

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 بار ها 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 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

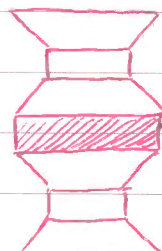
در سیستم طبقه بندی متجدد و آشتو، مرزهای درشت رانه و ریزانه قطر 75mm است. همین ترتیب مرزهای شن و ماسه 4.75mm و در سیستم آشتو 2mm است. برای هدایت لای و ریز لای در سیستم آشتو قطر 2mm (2 میلون) را در نظر می گیرند، در حالی که سیستم متجدد و آشتو برای هدایت لای و ریز لای در سیستم قابل نمی شود. در سیستم متجدد و آشتو هدایت لای و ریز، رفتار آن ها در برابر ضربه است.

کاتیون ها سی

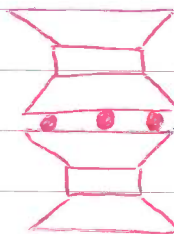
کاتیونیت، ایلیت و مونت موریلونیت (مونو کربنیت) همه کاتیونیت هستند و شکل و نحوه ریز ها هستند.

واحد های بنیادی کاتیونیت ها سی

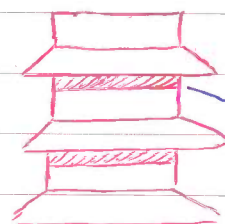
← چهار وجهی سیلیکا (SiO_2)
← هشت وجهی آلومین (Al_2O_3)



نیروی دانه روالی



یوندهای
با یون سیاه



پیرامون کائولینیت

مونت موریلونیت

ایلیت

کائولینیت

صفحه ی ذره بندی را به صفحه سیلیکا (S) و صفحه متعلق را به صفحه آلومین یا صفحه ی لیت (G) نیز می نامند.

نسبت سطح خارجی دانه ها به حجم	صفحات راگسترده	ابعاد جانبی (میکرومتر)	نوع کاتیون ریز
$\frac{\text{m}^2}{\text{gr}}$			
10 تا 20	100 تا 1000	1000 تا 20000	کائولینیت
80 تا 100	50 تا 500	1000 تا 5000	ایلیت
800	10 تا 50	1000 تا 5000	مونت موریلونیت

آب فیلتر شده عامل رفتار غیر طبیعی خاک رسی و آب آزاد باعث بروز خاصیت روانی آن است.

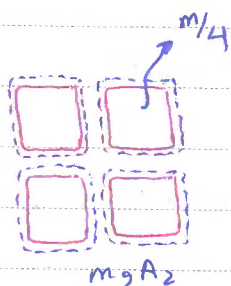
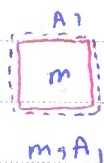
*** به علت نوع ترکیب سیمانی در آن ها، سطح دراز در آن ها بار بیشتری است که این بار یعنی محدثاً ناشی از جاذبه‌ی
اتم‌های آلومینیم و سیلیکات توسط اتم‌های کربن است.
به سطح دراز در آن ها بار بیشتری و لایه‌های پراکنده یون مثبت با توجه به حضور کاتیون‌های یون کربن مثبت و منفی
در آن ها ضعیف یا لایه دوگانه گفته می‌شود.
آن‌ها آب‌جانی که به وسیله‌ی نیروی جاذبه (رغاس) در آن رسیده داشته می‌شوند، آب لایه دوگانه گویند و به
داخل ترین بخش آب لایه دوگانه، آب جذب سطحی گفته می‌شود.

مهم: فعالیت یون‌های موریلین‌ها از قبیل یونی‌هایی که در پی تغییر فعالیت کاتیون‌ها اثر می‌کند است پس
می‌توان گفت: یون‌های موریلین‌ها در فعال، کاتیون‌ها در غیر فعال و انیون‌ها در غیر فعال است.
تغییر در جذب آب و قابلیت نفوذ سیلیکات کاتیون‌ها > انیون‌ها > یون‌های موریلین‌ها
خاصیت خمیری < کاتیون‌ها < انیون‌ها < یون‌های موریلین‌ها
تراکم پذیری < کاتیون‌ها < انیون‌ها < یون‌های موریلین‌ها
ساختار خاک: خاک‌های دانه‌ای (رگم) ساختار دانه‌ای (رگم) ساختار دانه‌ای (رگم)
از روش انفجار برای تراکم آن‌ها استفاده می‌شود
خاک‌های چسبیده ساختار دانه‌ای (رگم) ساختار دانه‌ای (رگم) ساختار دانه‌ای (رگم)
ساختار تجمع در خاک‌های چسبیده: اتفاق می‌افتد که برآیند نیروهای الکتریکی بین ذرات جاذبه‌ی بلند (سخت‌تر)
به نسبتش ضعیف‌تر شود (در طرف مقابل هنگامی که برآیند نیروهای مذکور دافعه‌ی بلند است، ساختار خاک چسبیده،
پراکنده خواهد بود. ساختار پراکنده تراکم پذیری از ساختار تجمع‌پذیر است.
مقاومت برخی خاک‌ها با ساختار تجمع‌پذیر از مقاومت برخی آن‌ها ساختار پراکنده‌تر است.

ترکیب خاک:			
وزن هوا = W_w	هوا	حجم هوا = V_a	حجم فضائی خالی = V_v
وزن آب = W_w	آب	حجم آب = V_w	
وزن دانه‌های جامد = W_s	دانه‌های جامد	حجم دانه‌های جامد = V_s	حجم کل = V
وزن کل = W			

سطح مخصوص:

سطح جانبی ذرات بر دایره هم بر سطح مخصوص می افتند.



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

Result سطح مخصوص زیر ذراتها << سطح مخصوص درشت ذراتها

دارد به بعضی صفتی



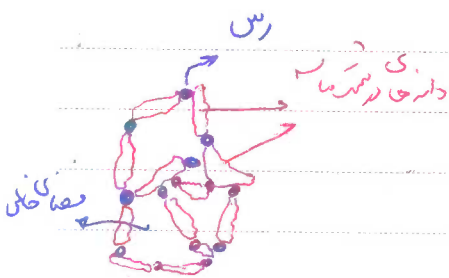
ساختار خاک ها:

① درشت ذرات: از ذراتی به بعضی حتی تشکیل شده اند



① ساختار تک ذراتی یا درهم یا یک سازه:

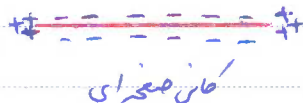
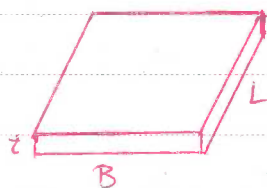
ذراتها به صورت تک تک کنار هم قرار دارند و هر ذره به وسیله ذراتهای اطراف احاطه شده است.



② ساختار لانه زنبوری یا محوفا:

در این حالت ذراتها درشت مابین تشکیل شده است و این لانه ها توسط مپ طبیعی از زمین پس یا سلت هیزی به صورت طبقه های زمینی به هم متصلند. نسبت به ساختار تک ذراتی کوچک تر و متخلخل تر است.

نکته مهم: اگر در صورت آب زیاد هیچ بی بین دانه ها سست شود ساختار محوفا به ساختار تک ذراتی تبدیل می شود.

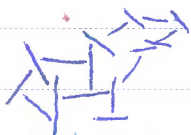


(ب) ساقا خلاف های زیر را نه:

واحد تولید دهنده آن ها کمان های منفی ای

است

بر روی صفحه بار منفی دارند و در دواتها بار مثبت



① ساقا لرخته ای یا فلورکول یا مجموع:

برای نیروی داخلی بین ذرات به صورت خارج است

کمانها از گوشه مثبت خود به صفحات منفی کمانی مجاور می چسبند



② ساقا لرخته:

در اثر فشارها برای کمانی های بی به صورت خوابیده بر روی

بلکه برقرار می گیرند

تکانش ذرات با بلکه برشته است و بر این نیروی داخلی به صورت دافعه است

نکته دافعه مهم نه

مقاومت برشی ← ساقا مجموع ← لرخته

تراکم پذیری (دافعه ای کم) ← ساقا لرخته ← مجموع

مثبت (دافعه زیاد) ← ساقا مجموع ← لرخته

که همراه با شکست

روابط مربوط به رطوبت خاک

$$\begin{cases} G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \\ \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \end{cases}$$

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

G_s : جرمی دانده خاک

خاک نریالی $2.4 \leq G_s \leq 2.8$
آبی $G_s < 2$ چسبن

$$\gamma_w = 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 1 \frac{\text{grf}}{\text{cm}^3} = 9.806 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \approx 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

روابط مربوط به فضای خالی خاک

تخلخل (پوکی) $n = \frac{V_v}{V}$

نسبت تخلخل (رسانه ملات) $e = \frac{V_v}{V_s}$

رابطه

$$n = \frac{e}{1+e}$$

$$e = \frac{n}{1-n}$$

درصد هوا $A = \frac{V_a}{V}$

روابط مربوط به حضور آب در فضای خالی خاک

درصد اشباع $S_r = \frac{V_w}{V_v}$

میزان رطوبت $w = \frac{W_w}{W_s}$

$$w G_s = S_r e$$

زمانی که خاک اشباع گردد، $S_r = 1$ بوده و میزان رطوبت را با w_{sat} نشان می‌دهیم. ماژیم مقدار درصد اشباع رخا آب است، این رخا است که میزان رطوبت، بسته به نوع خاک می‌تواند از یک هم بیشتر باشد.

وقتی خاک اشباع باشد

$$w_{sat} = \frac{e}{G_s}$$

رابطه دوم برای درصد هوا

$$A = n(1 - S_r)$$

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



رابطه وزن مخصوص ها:

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

یا

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

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

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

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

رابطه بین وزن مخصوص مطلق و وزن مخصوص حقیقی:

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

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

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

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

و

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

و

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

نکته: اگر مقدار آب نام حبه 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 حبه اشباع کردن خاک را می بینیم.

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

حد رطوبت

نسبت غلظت

$$CI = \frac{LL - w_0}{PI}$$

نسبت شانه خیزی

درجه رطوبت

نکته: اگر دو خاک با ضریب های ω_A و ω_B را با هم مخلوط کنیم و بجای آن خاک مخلوط دارای ضریب ω شود، در آن صورت نسبت حجم آن دو خاک قبل از مخلوط شدن برابر است با:

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

نکته مهم (1): اگر به دنبال تغییر در حجم خاک، ضریب آن را تغییر دهیم، چون وزن دانه ها جابده 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 ضریب آن را تغییر دهیم، در آن صورت باز هم وزن دانه ها جابده 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 ضریب ثابت، زائده هالتر وزن مخصوص خشک خود را برسد تا یک حوالی آن در آن تراکم خارج شده باشد. در این حالت اگر ω بوده و میزان ضریب خاک ω_{sat} می باشد.

دانشیه نسبی: معیار این است که توسط آن وضعیت تراکم خاک نسبت به مترالترین دست ترین حالت آن سنجیده شود.

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

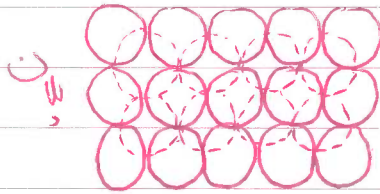
در حالت $e = e_{max}$ $D_r = 0$ (سست ترین حالت)

در حالت $e = e_{min}$ $D_r = 1$ (مترالترین حالت)

پس ارقام مترالکم $0.7 \leq D_r \leq 0.8$

نتیجه: $0 \leq D_r \leq 1$

مذکور در توده خاک حاصل از آن در وی و هم انداز فروس شود در آن صورت:



$$e_{max} = 0.91$$

$$e_{min} = 0.35$$

فراموش در است (سی را مایه را) چون مخصوص نرسد دانه

$$Dr = \left[\frac{\phi_d - \phi_{dmin}}{\phi_{dmax} - \phi_{dmin}} \right] \left(\frac{\phi_{dmax}}{\phi_d} \right)$$

آرایش های دانه بندی خاک:

۱) آلال ۳

رابطه تجربی جهت تعیین بعد حبه آلال

$$d_{mm} = 0.75 \left[\frac{25.4}{NO_n} \right]$$

شماره آلال

آلالها	0.075 mm	آلال شماره 200
	4.75 mm	آلال شماره 4
	2 mm	آلال شماره 10
	0.15 mm	آلال شماره 100

آرایش هیبریدی:

برای اصل ته نشینی ذرات خاک

- (۱) ۵۰ گرم نمونه خاک که از آلال شماره 200 عبور کرده است
- (۲) ماده پراکنده ذرات خاک از یکدیگر که در آرایش هیبریدی هزارم ابعاد است
- (۳) آب ستر

مواد لازم



ایراد آرایش هیدرومتری؟

(1) قانون استوکس مخصوص ذرات روی است. در حالی که ذرات رسی به طرفه در آن آرایش اغلب کاملاً صغیری هستند.

(2) در ذرات کوچکتر از 2mm و 0.075mm قانون استوکس صادق نیست. در این حالت مرتب «براونی» مولکولی آب مانع از سقوط ذرات نیز می شود.

دراستری معنی دانه بندی؟

(1) اندازه موثر:

اندازه موثر که آن را D_{10} نشان می دهیم، بزرگترین قطری است که 10 درصد ذرات خاک ازین بزرگترند.

(2) ضریب کثیفی:

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

D_{60} معیاری برای مقایسه ی بزرگترین دانه خاک و D_{10} معیاری برای

مقایسه ی حجمی نیز دانه خاک است. بنابراین هر چه D_{60} بزرگتر و D_{10}

کوچکتر باشد، نشان دهنده ی آن است که گسترش معنی بیشتری بوده و پراکنده ی ذرات خاک در محدوده ی وسیع تر است.
برآیند تر $C_u \uparrow$

(3) ضریب انحصار:

نشان دهنده ی ضریب انحصار معنی دانه بندی است.

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

معنی A که محاسبه ی آن به وسیله ی D_{30} و D_{60} و D_{10} می شود و

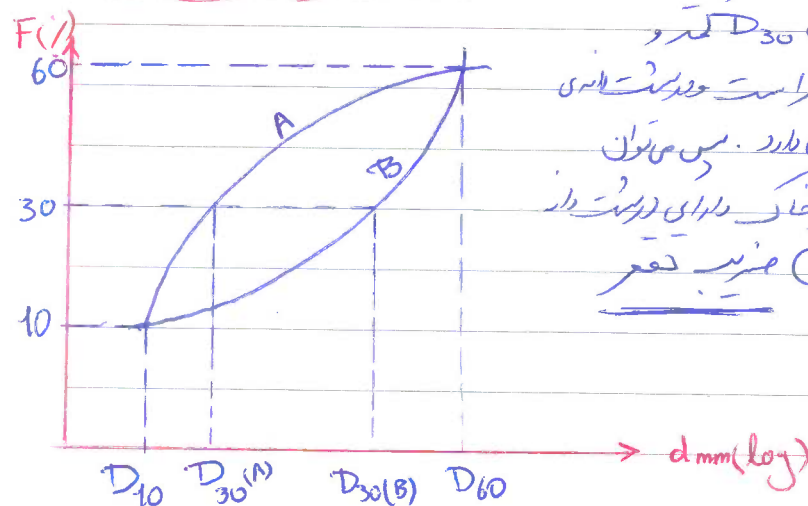
ضریب انحصار کوپتری است ولی معنی B که معیار است و در دست اندی

شده ی آن دارد، D_{30} ضریب انحصار فرایندی دارد. پس می توان

گفت هر چه C_c بزرگتر باشد، معنی معقرتر خاک دارای درشتی دارد

بیشتری است. به همین دلیل خاص اوقات به C_c ضریب فقر

نیز می گویند.



تلفظ مهم: صفتی صفتی بزرگی مستند

$1 \leq C_c \leq 3$ و $C_u \geq 6$: خاصه خوب دانسته شده است

$1 \leq C_c \leq 3$ و $C_u \geq 4$: من خوب دانسته شده است

C_c و C_u برای خاک حالی که درصد ریزداری آن ها از 12 درصد بیشتر است و خاصه کاربرد مهندسی است

صفتی دانسته شده آل (عولری) %

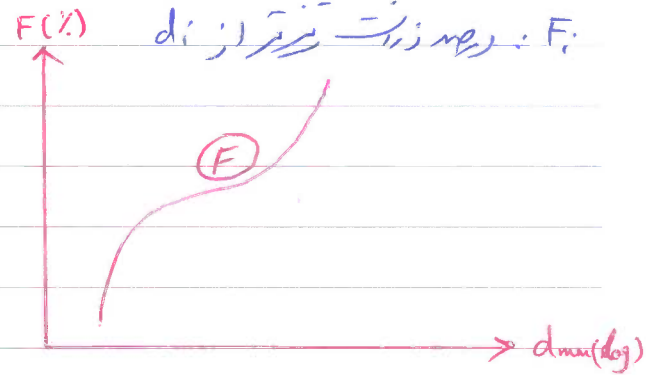
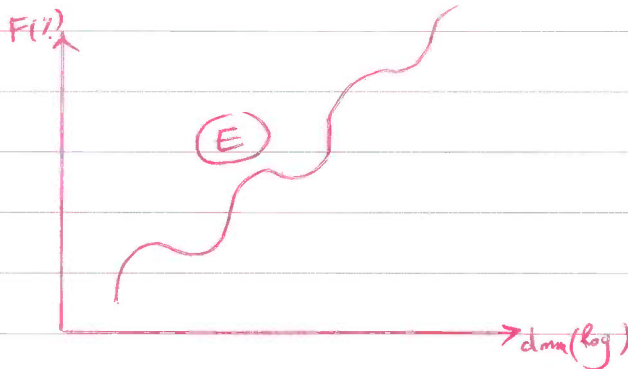
خاصه فرضی از خاک خوب دانسته شده است

d_i : اندازه ذرات خاک

d_{max} : اندازه بزرگترین ذره خاک

F_i : درصد ذرات ریزتر از d_i

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



صفتی (E): خاک با دانسته شده منفصل که در آن صفتی از اندازه ذرات خاک را اندازه می گیریم یا صفتی کم داریم

صفتی (F): خاک با دانسته شده منفصل که خاصه (یا دارای درصد کمی از) دانسته شده متوسط است و به آن خاک میان تری گفته می شود

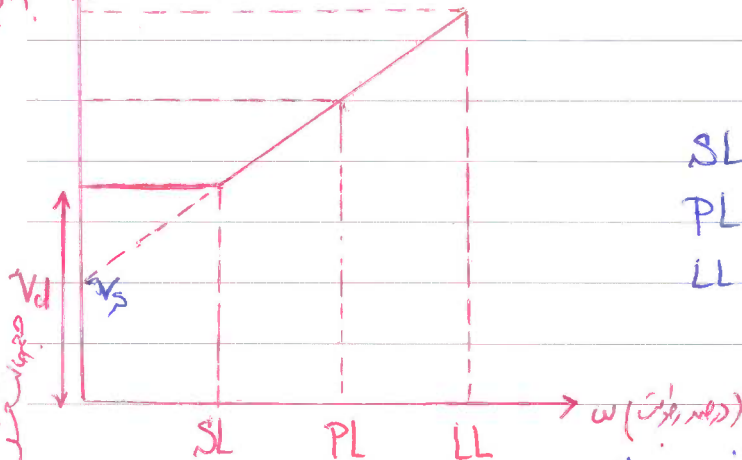
روانی × صفتی × نیمه جامد × جامد (مجموعه)

حدود آتروپت %

جامد به نیمه جامد → در انتخاب SL

نیمه جامد به حالت فیزی → در صفتی PL

صفتی به روان → در روان LL



$$PI = LL - PL$$

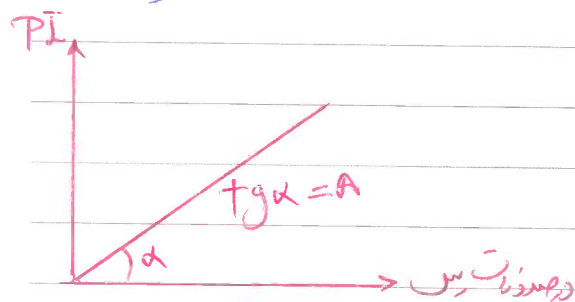
دانه بندی یا سازه فیزی

نکته مهم: نسبت سی منهای یک خاک صلبه در وضعیت طبیعی را می توان توسط نسبت سی به نشانه مایع یا نشانه روان (LI) نامیده می شود. بیان کرد. نشانه مایع بر خلاف نشانه خردی به میزان رطوبت خاک در محل (w) بستگی دارد.

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

* در صد انقباض خاک تقریباً اشیاع است

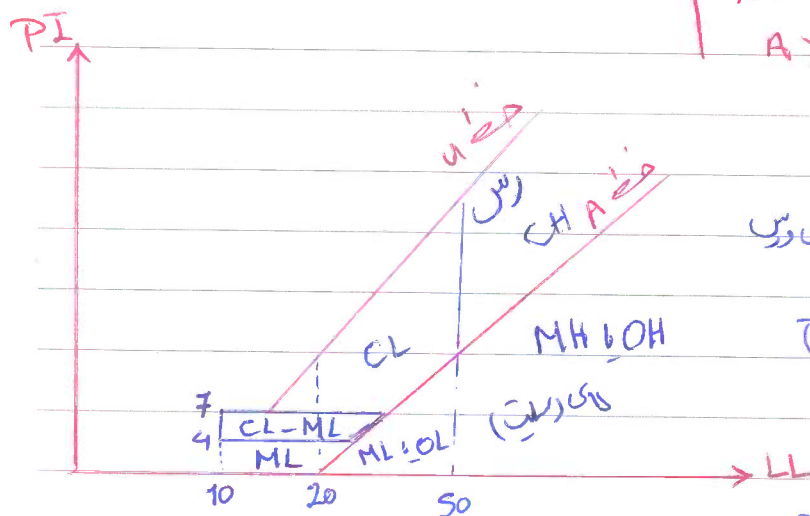
نکته مهم ②: نسبت نشانه خردی منهای یک خاک صلبه به درصد رطوبت در حالت سی کوئیناز 2 میلیون، عدد فعالیت (A) نامیده می شود.



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

(درصد رطوبت در حالت سی کوئیناز 2 میلیون)

کانی سی غیرفعال (کائولینیت) $A < 0.75$
 کانی سی نیمه فعال (ایلیت) $0.75 < A < 1.25$
 کانی سی فعال (موست سولایت) $A > 1.25$



$$PI = 0.73 (LL - 20)$$

خط A

$$PI = 0.9 (LL - 8)$$

خط U

$PI < 4$ سی خاک در ناحیه M (کائولینیت) قرار دارد.

$4 < PI < 7$ ← نوع خاک بر پایه سنگریزه به موقعیت نسبت به خط A دارد.

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

نسبت تحلیل خاک در حالت حسی

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

برای بدست آوردن روابط حد انقباض:

صورتی که خاک:

(1) نسیم آستو:

(1) ملاک حدایی درست دانه و نر دانه از هم، الک شماره 200 است. اگر درصد نر دانه از الک شماره 200 بیشتر از 35 درصد کل دانه محاسب باشد، در آن صورت نر دانه و در غیر آن صورت درشت دانه است.
(2) نر زین شن و ماسه از هم الک شماره 10 (2mm) است.

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

فیلد شن و ماسه: شن بزرگ لایه، سنگ ریزه، لایه، لایه یا ماسه رانی، ریزه یا ماسه رانی، ریزه یا ماسه رانی، ریزه یا ماسه رانی، ریزه یا ماسه رانی، ریزه یا ماسه رانی

(2) نسیم معقد (USCS):

(1) ملاک حدایی درست دانه و نر دانه: الک نمرة 200 درجه عبوری
بیشتر از 50، درست دانه
بیشتر از 50، نر دانه

(2) ملاک حدایی شن و ماسه از هم، الک شماره 4 (4.75mm) است.

مهم: مقدار ماسه در درست دانه

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

F_4^* = درصد ماسه در درست دانه

F_4 = درصد عبوری از الک 4

F_{200} = درصد عبوری از الک 200

W = خاک خوب دانه بندی شده

P = خاک بد دانه بندی شده

C = خاک ریز رار

M = خاک لای رار

L = خاک با محدودانی (یا فاصت فیزی) با ریز

H = خاک با محدودانی (یا فاصت فیزی) با ریز

سن (G)

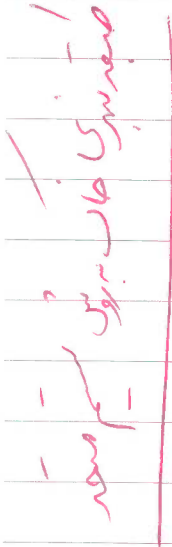
ماسه (S)

لای (M)

ریز (C)

خاک آبی (O)

خاک ها



۱۴. مورد استفاده باره بود، SP-SC مستقر خاک در فاصل است.

نکته: وشرکی عمری، میزان قابلیت دریافت از غیر شرط لازم است، که بدون تخصیر حجم و بدون ترتیب و محدود شدن نمی تواند ارائه شود، توصیف می کند.

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

تراکم خاک:

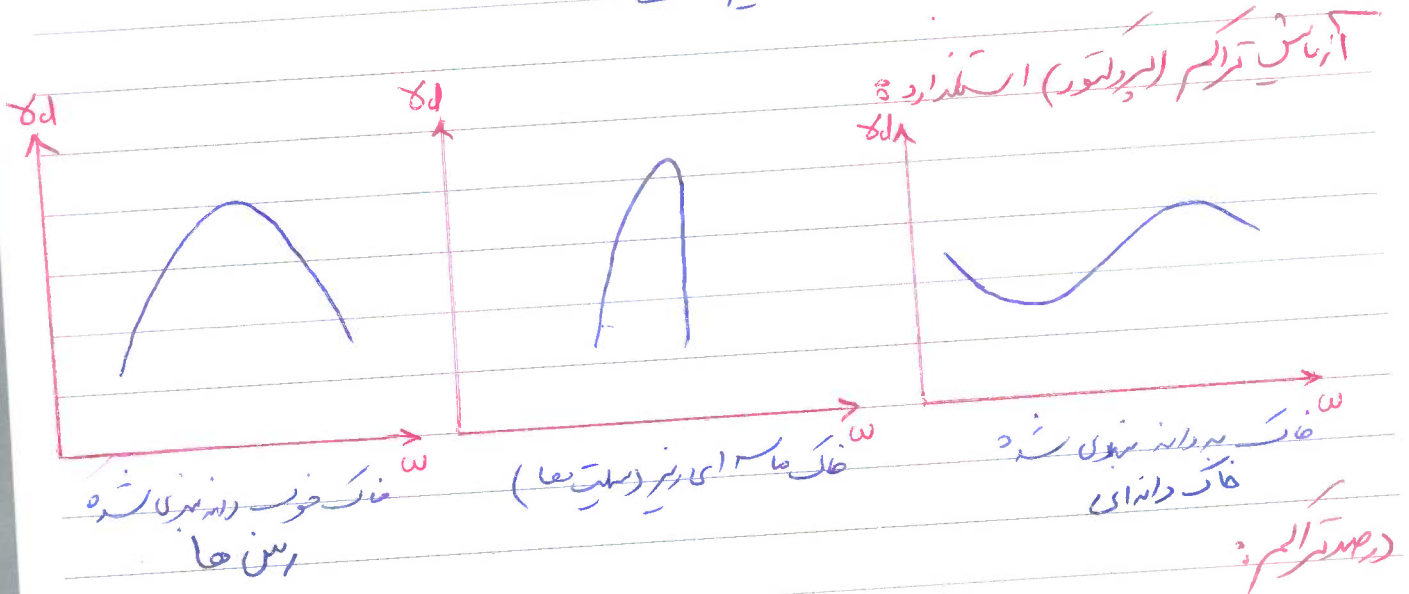
تراکم خاک باعث افزایش مقاومت برشی و همچنین افزایش پایداری خاک می‌گردد. علاوه بر این، کاهش نسبت بزرگ‌دانه‌ها باعث افزایش تراکم خاک می‌گردد.

افزایش پایداری توسط تراکم خاک حاصل می‌گردد.

انواع تخلیحات:

1- تخلیحات برای خاک‌های درشت دانه‌ای خوب دانه‌های ریز و درشت دانه غیر چسبناک
2- تخلیحات برای خاک‌های ریز دانه‌ای و غیر چسبناک

3- تخلیحات برای خاک‌های ریز دانه‌ای و چسبناک
4- تخلیحات برای خاک‌های درشت دانه‌ای و چسبناک
5- تخلیحات برای خاک‌های ریز دانه‌ای و چسبناک
6- تخلیحات برای خاک‌های درشت دانه‌ای و چسبناک



$$RC(\%) = \left(\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \right) \times 100$$

می‌تونه از ۵۰ تا ۱۰۰ درصد باشه

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

$$d_{\text{مخلوط}} = \frac{W_{S1} + W_{S2}}{V_1 + V_2}$$

محوایل موثر در تراکم:

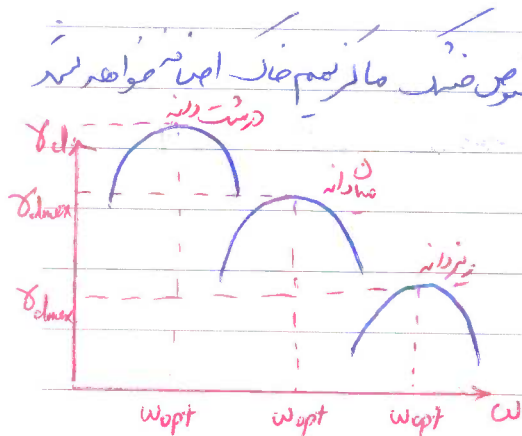
(1) انرژی تراکم:

با افزایش انرژی تراکم میزان ضربه بهینه کاهش می دهد و مقدار فرکانس مخصوص فصل ما را هم خاک اینها را خواهد شد.

(2) نوع خاک:

خاک دانه درشت تر تراکم بهتری را در مقایسه با سایر خاک ها دارد.

در تراکم خاک، وزن ثابت می ماند و حجم تغییر می کند.



$$W_{opt} \times \delta_d \times V = W_1 \delta_{d1} V_1 + W_2 \delta_{d2} V_2$$

با افزایش انرژی تراکم فرکانس مخصوص فصل خاک افزایش می شود.

و این افزایش تا آنجا ادامه می دهد که مشخصه خاص آن δ_{max} باشد.

بنابراین ما باید به میزان مشخص روی

خاک وارد کرد.

همه تراکم بیشتر می شود ← مواد را جمع نمی شود.

انرژی تراکم

نکته مهم: در ماسه به بافر ضربه و طارک باید سبک تر باشد.

در این حالت بهینه می آید.

$$\frac{\delta_{\text{اجرای درجه 1}}}{V} = \frac{\delta_{\text{اجرای درجه 2}}}{V}$$

$$RC \times \delta_{dmax}$$

$$\frac{\delta}{1+\omega} = \frac{G_s \delta_s}{1+e}$$

* در این شرایط با افزایش ضربه به معادل K_p تنش برشی تحمل می کنند.

کسری تراکم

برای یک میزان مطلوب معلوم، وزن مخصوص فنک در فراخ را با به دست می آید به هیچ صورتی در فضای خالی آن نباشد. در این حالت خاک اشباع و $S_r = 1$ است.

$$e = \omega G_s$$

کسری تراکم معنی بری صفت دو شرط زیر:

- (1) معنی تراکم به این گونه ای باشد که قلی آن بین منفی یک اشباع بوده و 95٪ قرار گیرد.
- (2) d_{60} اماری و میزان مطلوب خاک در طایفه به گونه ای باشد که به بر وجه تراکم تعیین شده به مقدار مورد نظر رسیده باشند.

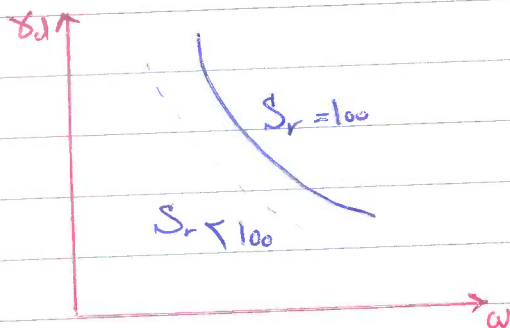
مورد 1 یعنی S_r خاک را در طبیعت بهینه و d_{max} لا بدست آمده می آید پس 95 تا 100 درصد باشد. **نکته غالب:** در ω_{opt} خاک الزاماً اشباع نمی باشد، بنابراین نباید d_{max} را آنجا به دست حاصل از این تراکم است را d_{max} که نشان اشباع بودن نموده است بکلی دست نهد. d_{max} را آنجا به دست ماکزیم نمی و در مقایسه با نمونه های دیگر است، در حالی که d_{max} که نشان اشباع بودن نموده است، ماکزیم مطلق بوده و مربوط به یک نمونه است.

جالب تر: هیچ منفی تراکمی نمی تواند از منفی ZAV فراتر رود زیرا $S_r = 100$ بیشترین درصد اشباع است.

منفی هوا ر صفر (ZAV)

منفی حاصل از تراکم معادله زیر را منفی هوا صفر نویسد. (خاک اشباع $S_r = 1$)

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



حال اگر حجم خاک مورد نظر اشباع شود ($A \neq 0$ درصد هوا)

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

فصل دهم: حرکت مایع در آب و در صورت

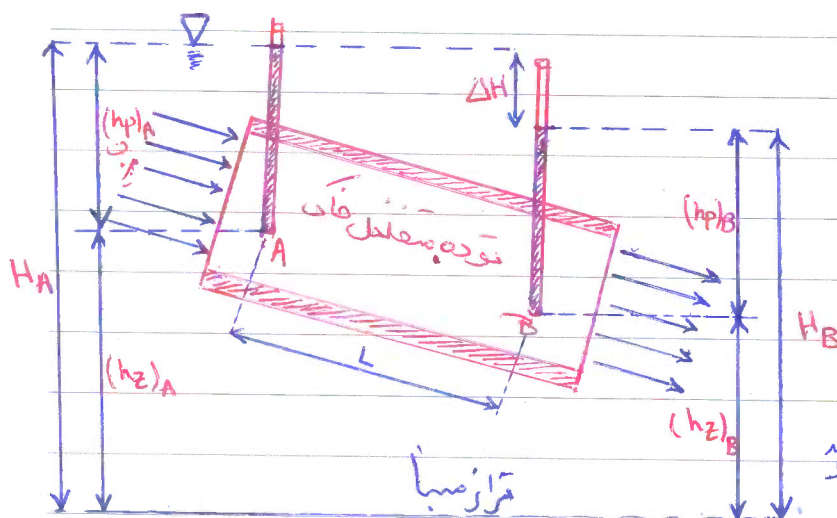
حرکت آب در فضا

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

H : انرژی کل در واحد وزن آب یا به عبارتی کل
 h_z : انرژی پتانسیل در واحد وزن آب یا به ارتفاع
 h_p : انرژی فشاری در واحد وزن آب یا به فشار
 $\frac{v^2}{2g}$: انرژی جنبشی در واحد وزن آب یا به سرعت
 چون سرعت آب در فضا تغییر می‌کند:

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

فشار آب مفروضه



برای محاسبه آن وزن مخصوص آب
 را در ارتفاع ستون آب در هر دو طرف می‌کنیم
 * اختلاف ارتفاع ستون آب در دو طرف
 به تفاوت فشار بین دو نقطه است
 که اگر آن را در وزن مخصوص آب ضرب کنیم
 اختلاف فشار آب مفروضه بین دو نقطه به دست می‌آید

جابجایی آب

فاصله سطح آب در هر دو طرف را در ضرایب جابجایی که به دست می‌آید ضرب می‌کنیم و به دست می‌آوریم (H)

گرادیان هیدرولیکی یا شیب آبی

الرافت جابجایی بین دو نقطه (ΔH) را به طول فاصله آن ها از هم (L) تقسیم کنیم و به دست می‌آوریم
 افت انرژی به صورت بدون بعد در هر یک از آن گرادیان هیدرولیکی گویند

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

رشد جریان
 سرعت جریان

به جوطه برای بیان انرژی دایسون (h) از لحاظ بار آبی یا پتانسیل آبی استفاده می شود.

$h_t =$ (بار آبی کل) هد کل

$h_e =$ (بار آبی ارتفاع) هد ارتفاع

$h_p =$ (بار آبی فشار) هد فشار آب

$h_v =$ هد سرعت

هد فشار + هد ارتفاع = هد کل

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

نفوذ پذیری خاک ها و

نفوذ پذیری خاک (K) $\uparrow \Rightarrow$ { هر چه صفات موجود در خاک $\uparrow$
هر چه ارتباط بین غرات خاک $\uparrow$

حرکت آب در درون خاک آسان تر $\uparrow$ هر چه نفوذ پذیری خاک $\uparrow$
سرعت حرکت آب در خاک بیشتر

نفوذ پذیری خاک ها به عوامل بستگی دارد: مشخصات حجمی عبوری و مشخصات سیال عبوری

K: نفوذ پذیری خاک (cm/s)

$\bar{K}$: نفوذ پذیری مطلق خاک ها (cm^2)

η : گرانروی (ویسکوزیته) (نیوتن/متر مکعب) ($\text{N/m}^2 \times \text{s}$)

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

نفوذ پذیری مطلق خاک ها و

علاوه بر این فاکتور دانه های خاک و مساحت سطح و سطح درون توده های خاک مربوط است. یعنی به مشخصات سیال عبوری وابسته است.

غرات خاک بیشتر $\leftarrow \bar{K} \uparrow$

خاک گریزگوشه تر $\leftarrow \bar{K} \uparrow$

سطح زده خاک کمتر $\leftarrow \bar{K} \downarrow$

خاک درشت دانه تر $\leftarrow \bar{K} \uparrow$

(گوشه های تیز مانع حرکت آب خواهند بود)

(سطوح زده یا اصطکاک خود مانع حرکت آب می شوند)

(ارتباط غرات 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 خاک در دو دما مختلف رابطه زیر را برقرار نمود:

$$\frac{K_{\theta_1}}{K_{\theta_2}} = \frac{\left(\frac{\delta_w}{\eta}\right)_{\theta_1} \times \bar{K}}{\left(\frac{\delta_w}{\eta}\right)_{\theta_2} \times \bar{K}} = \text{چون } \bar{K} \text{ تابع سیال می‌باشد} = \boxed{\frac{\delta_{w\theta_1} \times \eta_{\theta_2}}{\delta_{w\theta_2} \times \eta_{\theta_1}}}$$

همواره با افزایش رطوبت اشباع (S_r)، نفوذپذیری خاک حاصله بتدریج افزایش می‌یابد و برای یک خاک مشخص حداکثر نفوذپذیری (K_{max}) در رطوبت اشباع $S_r = 100\%$ خواهد بود.

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

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

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

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

سرعت متوسط (سرعت اسمی)

سرعت واقعی (سرعت تراوایی)

رابطه بین سرعت تراوایی و سرعت اسمی

چون $n < 1$ ← سرعت واقعی کمتر ← سرعت متوسط اسمی

$$V = K i$$

قانون داری 3

مجموعه اعتبار قانون داری برای چرخ آبی است که عدد رینولدز آن بین 10 تا 100 باشد.

دبی جریان:

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

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

Subject:

Date:

No:

تعیین نفوذپذیری خاک :

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

mm

$$0.4 < m < 1.4$$

(1) رابطه‌ی هازن (هیزن) :
برای خاک‌های ماسه‌ای بکثرت
کاربرد دارد.

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

$p=3$

(2) رابطه‌ی کوژنی - کارما :
خاک‌های ماسه‌ای و گروبی در این جایگاه کلیه‌ی خاک‌ها کاربرد دارد.
 α - به صورت تجربی بدست می‌آید.

خاک‌های خالص و ناهمگن :

- (1) خاک‌های همسان و ناهمسان : خاک‌های همسان از آنرو که به خاک لایه‌ای می‌شود که مشخصات آن مثل ضریب نفوذپذیری، در یک نقطه در تمام جهت‌ها یکسان باشد در این صورت به خاک‌های همسان می‌گویند.
- (2) خاک‌های ناهمگن و ناهمگن : خاک‌های ناهمگن از آنرو که به خاک لایه‌ای می‌شود که مشخصات آن مثل ضریب نفوذپذیری، در یک جهت در تمام نقاط یکسان باشد، در غیر این صورت خاک‌های ناهمگن در برده‌ی خاک‌های ناهمگن خاک از زمین لایه‌ای به مشخصات مختلف تشکیل شده است به همین دلیل به خاک‌های ناهمگن خاک لایه‌ای می‌گویند.

k_x k_z

خاک ناهمگن

k_1

k_2

k_3

خاک ناهمگن

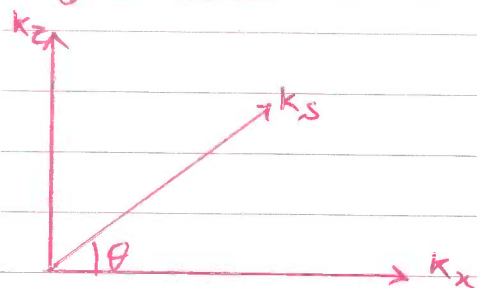
در خاک تحت ضربه نفوذپذیری در امتداد محور عمودی از ضربه نفوذپذیری استاندارد نام است

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

معادله لاپلاس

کار علامه درجهان بودن حساب می‌شود

$$k_x = k_y = k_z$$



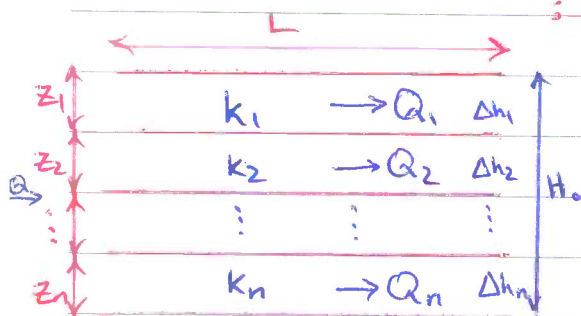
حساب ضربه نفوذپذیری در یک استاندارد خواه از خاک نام است

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

حساب ضربه نفوذپذیری معادل برای خاک نام است

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

حساب ضربه نفوذپذیری در خاک نام (لاابنفوذ) است



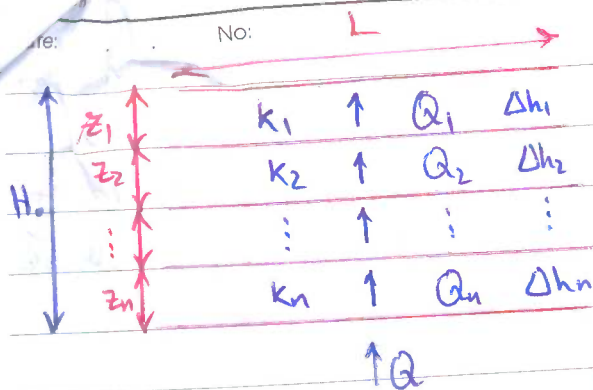
1) استاندارد برای بار بار سطح به جا

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

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

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





(2) استاندارد نمودن سطح لایه ها :

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

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

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

اگر ضامن هم نامی هم نامی داریم :

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

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

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

در حالتی که غیر هم نامی استاندارد نمودن سطح لایه ها، می توان مقدار Δh_m (افت دما) را به صورت زیر تعیین کرد :

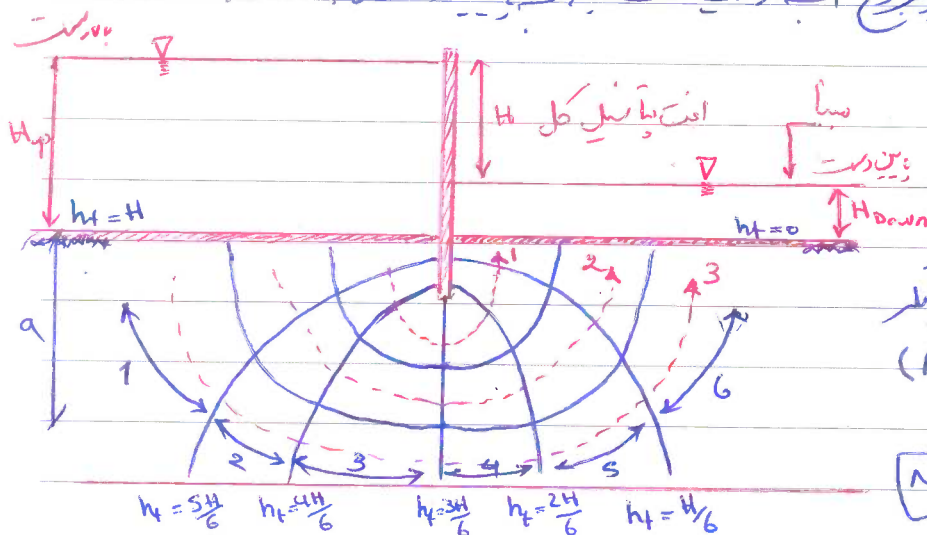
$$\Delta h_m = \frac{\left(\frac{L}{AK}\right)_{i=m} \Delta H}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L}{AK}\right)_i}$$

در حالت عبور آب به عنوان لایه ها در عبوری به صورت زیر می تواند :

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

شکل ۱-۱: نمایان نمودن هدزی صدری آب از بالا درست به سمت چپ راست

انرژی کل (h_t) در نقاط مختلف بر خطوط جریان با هم برابر است.
 بالاترین خط هم تانسیل، در مرکز خود آب از بالا درست به درون گنج خاک فواید بود. (سطح خاک بالا درست)
 پایین ترین خط هم تانسیل، در مرکز خود آب از گنج خاک به پایین درست به است.



مضای بین خطوط هم تانسیل

کانال جریانی گفته می شود (N_p)

ناحیه بین خطوط هم تانسیل متوالی بنابر

به افت تانسیل می باشد (N_d)

۱- تعداد خطوط هم تانسیل

$$N_p = 3 \text{ و } N_d = 6$$

مقدار افت انرژی در بین خطوط هم تانسیل با یکدیگر برابر است. بنابراین در این سطح مقدار افت کل (H) در

بین ($N_d = 6$) افت تقسیم می شود، پس در هر خط بین هر خط هم تانسیل متوالی به مقدار ($H/6$) افت

انرژی اتفاق می افتد.

بر روی یک خط هم تانسیل انرژی کل نقاط هم برابر است. پس اگر نیز دیتره های را در نقاط مختلف بر خط هم تانسیل

قرار دهیم، آنرا آب نیز دیتره ها با هم برابر خواهد بود.

* مقدار دبی عبور از آب از رابطه زیر محاسب می گردد:

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

→ مقدار افت تانسیل کل بین آب و خاک (ΔH)

کاهش آب و فواید

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

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

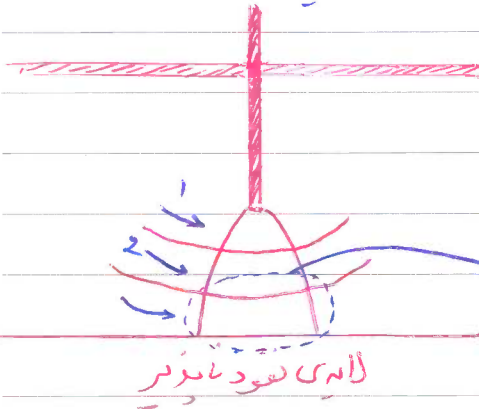
السطح آب پایین درست می باشد

$$Q = q \times L$$

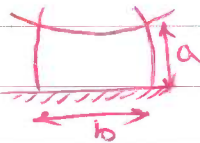
طول دیواره چاه

* در رسم شکل چاه، میزان نفوذ نیروی خاک و افت آب را با آبی تا انرژی در رسم شکل ندارد.

ملکه: اگر یک کانال در این صفا مستقیم باشد (بدون اعوجاج) و در حالت لایه نفوذ اندر زیر
در مجموعی از آن به اندازه یک کانال جریان کامل نیست و باید نیروی از کانال جریان در یک سمتی آن لحاظ شود:



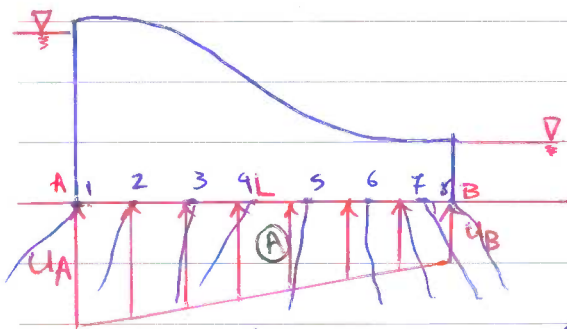
$$(n = \frac{a}{b}) \text{ (نسبت عرض طول)}$$



$$F_{\text{uplift}} = K \times H \times \frac{n}{N_d}$$

نیروی نیروی تیرینده (بلندکننده، Uplift):

به نیروی قائمی که توسط فشار آب بر کف سازه ها وارد می گردد و مقصد بلند کردن سازه را دارد، نیروی uplift می نامند.



$$F_{\text{uplift}} = (L \times I) \times \left(\frac{u_A + u_B}{2} \right)$$

نیروی uplift در یک سازه تراوش:

(1) با استفاده از شبکه جریان در نقاط مشخص خطوط هم پتانسیل، 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 $h_p \times \lambda$ مقدار فشار آب در نقاط مختلف این سازه حاصل می گردد ($u = h_p \times \lambda$)

(4) نیروی uplift از حاصل ضرب طول سازه (L) در مساحت حاصل شود (A) به دست می آید

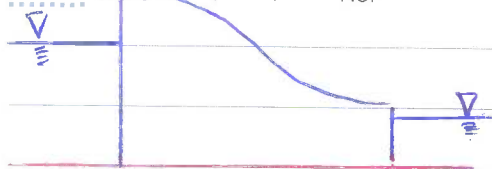
تراوش دو بعدی در خاک هگزامت (8) $(K_x + K_z)$

(1) ابتدا هندسی سازه در راستای x با مقیاس $x' = \left(\sqrt{\frac{K_z}{K_x}} \right) x$ در یک تریسمی قرار داد.

(2) شبکه جریان در شکل تبدیل یافته ترسیم گردد و با استفاده از آن N_f و N_d به دست می آید.

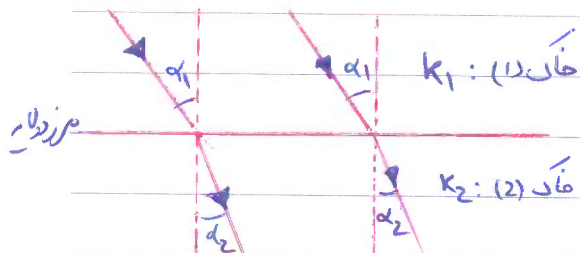
(3) در مجموعی برابر با رابطه زیر تعیین می گردد:

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


 K_{x1} و K_{z1}
 K_{x2} و K_{z2}

تراش دو بعدی در خاک های ضد لایه 3

در این حالت ابتدا با استفاده از K_{x1} و K_{x2} به یک معادله K_x تبدیل می کنیم و K_{z1} و K_{z2} را هم به معادله K_z تبدیل می کنیم حال خاک همچنان به دو استفاده از روش صندلی قبل مراحل را تکرار می کنیم


 k_1 : (1) خاک

 k_2 : (2) خاک

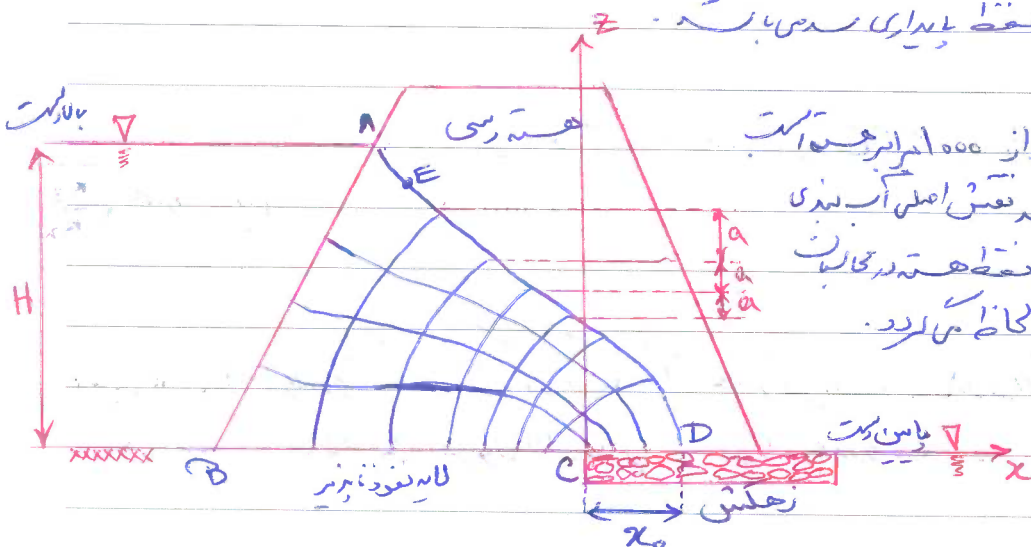
تسليم جريان در بر لایه ها 3

در بررسی مستقیم شیب جريان در یک خاک ضد لایه ، باید در هر دو لایه ها شیب های جريان را اصلاح نمود.

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

تراش از بین بردن سد های خاکی 3

به منظور جلوگیری از عبور آب از بین بردن سد ها ، معمولاً لایه های مرکزی بهی به را از مصالحی با نفوذپذیری کم (زیر) قرار می دهند که به آن « هسته » می گویند. در اطراف هسته ، ناصبی پوششی به وجود دارد که نقش اصلی آن حفظ پایداری سد می باشد.

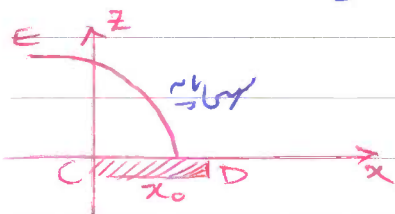


نفوذ پذیری لایه های پوششی پس از سه سه امیر هسته است. بنابراین در تراش از بین بردن سد نقش اصلی آب بندی بر سه لایه های سد بوده و نقطه هسته در حالت تراش دانه است از برای آب که گاهی می گردد.

دقت: در شل بالا ، ضربه نفوذ پذیری خاک بر مقدار و جغرافیای نفاذ مختلف می آید است.

نکات مهم سدحاتی؟

- (1) بالاترین خط چین در این سده، خط AED بوده در بالای این خط، خاک خست است. بنابراین لبر روی نقاط این خط میزان سازه سطح آزاد آب ($h_p = 0$) می باشد.
- (2) پایین ترین خط میان در مرزهایی نفوذ نمایی یعنی خط BC می باشد.
- (3) بالاترین خط هم بتانسیل در مرز آب بالا است (خط مایل AB) و پایین ترین خط هم بتانسیل در مرز خاکی می باشد، خط CD می باشد.
- (4) حاصلی قائم خط محل تلاقی خط هم بتانسیل با خط چین AED، باید لبر لبرند (a).
- (5) اگر طول خط هم بتانسیل CD برابر با عرض شود، مقطعی ED ممبئی از بدنه سببی با معادله ی زیر خواهد بود که بر آن سببی باید نوشت:



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

دری برآورد در سد های خاکی؟

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

$$q = 2k \times x_0$$

نکته مهم: وقتی زیر سد خاک را همسان داشتیم در هنگام رسم معادله باید فواصل افقی را در $\sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$ ضرب کنیم.

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

یعنی اگر مثلاً در صورت گفته شده شد که سده متغیر لبره است باید برای بدست آوردن عرض واقعی سد به جای X فرمول بالا مقدار دارد شد در صورت سوال را بگذاریم.

تشنه موثر: σ_{sat}

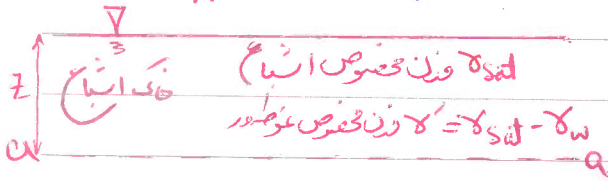
Subject:

Date:

No:

$$\tau = \frac{W}{A} = \sigma_{sat} \times z \rightarrow$$

تشنه کل



$$\tau_{a-a} = \sigma_{sat} \times z = (\sigma' + \sigma_w) z = \tau' + u$$

$$\tau'_{a-a} = \sigma' \times z$$

$$u_{a-a} = \sigma_w \times z$$

تشنه موثر ذرات

فشار آب منفرد

تشنه تغییر سطح آب

اگر سطح آب در درون خاک (بافت مشب) بالا رود، تشنه کل و فشار آب منفرد افزایش و تشنه موثر «کاهش» می یابد.

اگر سطح آب در خارج خاک بالا رود، تشنه کل و فشار آب منفرد «افزایش یافته» و تشنه موثر «کاهش یافته» خواهد بود. تغییر تشنه کل و فشار آب منفرد در شرایط بارش خاک ریز دانه:

قبل از بارش

در حین بارش (لایه اول)

بعد از بارش (لایه دوم)

$$\tau' : \tau'_0 \rightarrow \tau'_0 + \sigma'_w$$

$$u : u_0 \rightarrow u_0 + \sigma_w$$

$$\tau : \tau_0 \rightarrow \tau_0 + \sigma_w$$

در بخش اول هر تغییر (لایه اول) تمام تغییرات به آب و لایه می گردد و تشنه موثر در بخش اول تغییر نمی کند.

اگر خاک شن باشد نفوذپذیری بالایی داشته و برتری تشنه ها آن در لایه اول و لایه دوم تفاوتی ندارد. اگر خاک رس باشد نفوذپذیری بالایی ندارد. در تمام این لایه در حالت کوانتیت تشنه موثر تغییر نمی کند.

همواره در سطح مایل کوانتیت در سطح زیر لایه، در تمام تشنه موثر است و در برابر حالت قبل از تغییر زمین می ماند.

شش مؤثر در حالت حرکت آب (تراوش):

اگر آب در دین خاک در حال حرکت باشد (تراوش) شش مؤثر می‌تواند نیاز به اصلاح دارد.

نیروی تراوش:

در اثر حرکت آب در خاک، ذرات آب به درنه‌های جابه‌جایی می‌شوند و با آن‌ها اصطکاک پیدا می‌کنند. به نیروی که در اثر وجود اصطکاک ذرات آب به درنه‌های جابه‌جایی می‌شود، نیروی تراوش و به شش حاصل از آن فشار تراوش گویند.

فشار تراوشی از تراوش + شش مؤثر در تراوش = شش مؤثر در حالت وجود تراوش

نیروی تراوش وارد بر ذرات خاک در جهت حرکت آب

$$F = i \times \gamma_w \times V$$

فشار تراوش $f = \frac{F}{A} = \frac{i \times \gamma_w \times A \times L}{A} = i \times \gamma_w \times L$

طول حرکت آب بر واحد

تعیین شش مؤثر در حالت تراوش

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

جایگزینی 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 می‌باشد.

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

2) استفاده از رابطه $\text{شمار تراوش} \pm \text{هدر تراوش} = \text{هدر تراوش}$

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

نکته 2: وقوع جوش فقط در خاک‌های دانه‌ای است و در خاک‌های فشرده اتفاق نمی‌افتد.

نکته 3: اگر خاک پس از سلبت یا پس از شش دارد باشد باید حریجه کنترل کوامدیت (در برابر بالا رفتن) و بلند مدت (در برابر جوش) انجام شود.

جوش در خاک ها (رنگ):

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

↑ تراوش f - ↓ شش تراوش $\sigma'_v = \sigma'_v$

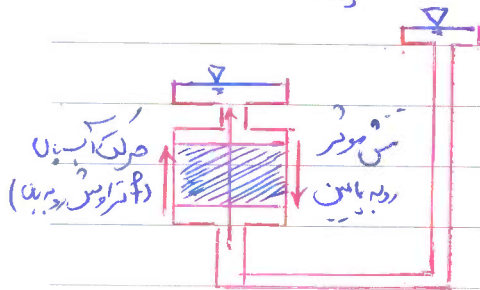
در این حالت شش مؤثر که در آنجا قرار دارد خالی بوده است به صاف می رسد و در آنجا خالی می شود. این فرایند حالت معلق خواهد بود و اصطلاحاً در آنجا "جوش" می کنند.

رانه های خاک این است $\Rightarrow \sigma'_v > f$ (تراوش رو به پایین است)

رانه های خاک معلق و در آنجا جوش است $\Rightarrow \sigma'_v = f$ (تراوش شش صاف صاف می شود)

رانه های خاک دچار جوش می گردد $\Rightarrow \sigma'_v < f$ (تراوش رو به بالاست)

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



اما جوش وجود دارد $\rightarrow$

گراند هیدرولیک لغزانی (i_{cr}) :

خاک ها چسبیده کم $\rightarrow$ جوش خ غنی بعد $i < i_{cr}$
خاک تراشیده جوش تراشیده $i = i_{cr}$
خاک دچار جوش می گردد $i > i_{cr}$
در خاک ها در دست رانه های $i > i_{cr}$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

*** در کل i_{cr} می تواند در خاک ها برابر افزایش می شود مخصوصاً برای خاک ها در دست رانه

Subject:

Date:

No:

تشریح مؤثره

صیغیه ضریب در برابر موج

$$F.S = \frac{\text{تشریح مؤثره در برابر موج}}{\text{فشار محرک ایجاد کننده موج}} = \left(\frac{V_0}{f} \right) = \frac{i_{cr}}{i}$$

موج رخ نهد $\rightarrow$ if $F.S > 1$ که فشار محرک ایجاد کننده موج (فشار مؤثره در برابر موج)

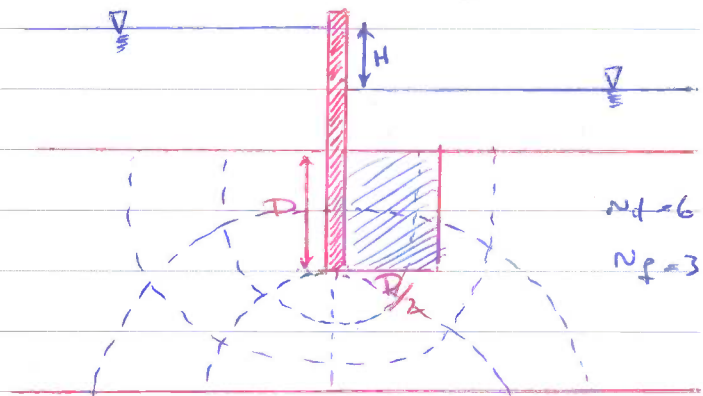
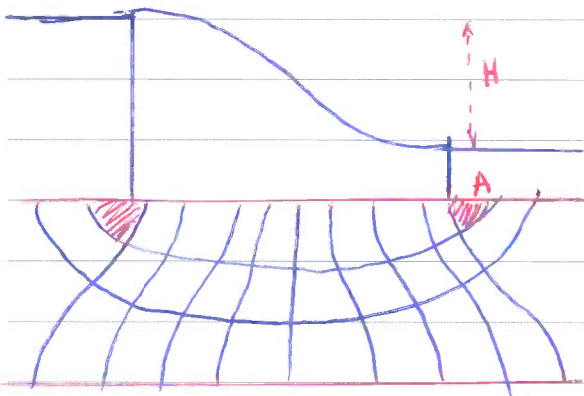
نیایداری در برابر موج در ترازوی دو بعدی

(1) موج در حالت بدون سیم

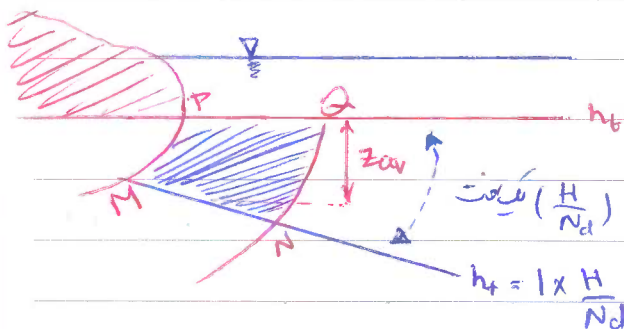
در این مسائل موج برای کوچکترین عمق شیب در محاسبات محضاج قرار دارد (برای تردد (A))

(2) موج در حالت سیم

شیب در ترازوی موج برای این ناصیه ها سوراخ شده در ارتفاع D و عرض D/2 است (نکته: D) (معمولاً در صورت سیم در خاک فروخته می شود)



بررسی موج در حالت بدون سیم



$$V_0' = \gamma \times Z_{ave} \quad \text{تشریح مؤثره در سطح MN} \quad h_t = 0$$

$$f = i_{ave} \times \gamma_w \times Z_{ave} \quad \text{فشار مؤثره در برابر موج}$$

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

بین سطح MN و PQ یک افت افتان می افتد

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

$$f = i_{ave} \times \gamma_w \times D \quad \text{مقدار آبروی روبرو باه و در سطح خاک موجود}$$

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

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

$$h_t = 2 \times \frac{H}{Nd}$$

$$h_t = 3 \times \frac{H}{Nd}$$

نکته: در برخی موارد در محاسبات سیرها، جوش هم برای سطح خاک موجود (D x D/2) و هم برای حبه مین محاسبه می‌شود. در این حالت باید در محاسبات (حبه A) سلب می‌شود و ضریب اطمینان جوش برابر کمترین مقدار ارتفاع می‌شود:

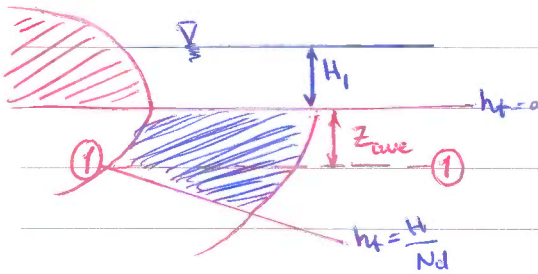
$$F.S = \text{Min} (F.S_1, F.S_2)$$

تورک یا بالازدن:

جوشیدن در خاک های چسبیده اتفاق نمی‌افتد بلکه مقداری «موسم زن» یا بالازدن در این خاک ها صورت می‌گیرد. به همین دلیل در محاسبه ضریب اطمینان خاک های چسبیده تنش موثر و فشار تراوش از هم جدا می‌شوند و محاسبات با تنش کل صورت می‌گیرد. در نتیجه ضریب اطمینان خاک های چسبیده در برابر بلند شدن را طبق زیر محاسبه می‌شود:

$$F.S = \frac{\text{تنش کل}}{\text{مقدار آب هوادهی}}$$

مروری بر حالات در حالت بالا زدن یا توپم :

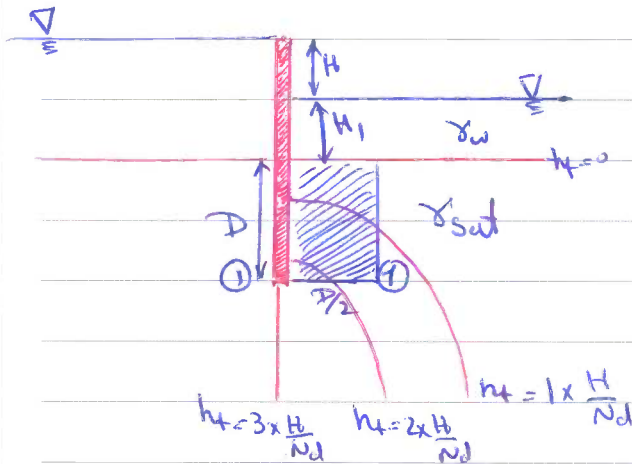


$$F.S. - \text{توپم} = \frac{V_1 - 1}{u_{1-1}}$$

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

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

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



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

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

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

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

کاربرد فیلتر در جلوگیری از فرسایش :

به منظور جلوگیری از فرسایش و همچنین بهبود ضریب ایمنی خاک در برابر فرسایش از لایه های به هم فیلتر یا مصالح استفاده می شود. فیلتر در پشت رانه تر از خاک مصالح است. در هر حالت فیلترها برای محافظت از خاک که اصطلاحاً آن را خاک مصالح یا مصالح پایه می نامند به کار می روند و از شستن ذرات آن خاک در برابر اثر تراوش جلوگیری می کنند.

معیارهای طراحی فیلتر :

- 1) نفوذپذیری فیلتر به اندازه ای کافی بزرگ باشد تا خود مانع از عبور آب نباشد و آب به راحتی از آن عبور کند.
- 2) فشارات آن به اندازه ای کافی کوچک باشد تا در پشت خاک مصالح را در برابر خود محقق نکند و این کار می تواند در فیلتر نفوذ کند.

کود انتخاب مصالح فیلتر ۳
 اضافه شده نفوذپذیری > 4 فیلتر D_{15}
 معیار (۱) $\left\{ \begin{array}{l} \text{میان} \\ \text{میان} \end{array} \right.$
 اضافه شده عمق سته شدن خاک میان در فیلتر < 4 فیلتر D_{85}
 معیار (۲) $\left\{ \begin{array}{l} \text{میان} \\ \text{میان} \end{array} \right.$

D_{15} به اندازه آن که ۱۵٪ خاک از آن بزرگترند

توصیه می گردد شکل صفی داشته باشد فیلتر به یادند پذیری خاک میان انتخاب گردد.

خاک فیلتر همواره دیرتر از خاک میان باشد و نفوذپذیری آن از خاک میان بیشتر است

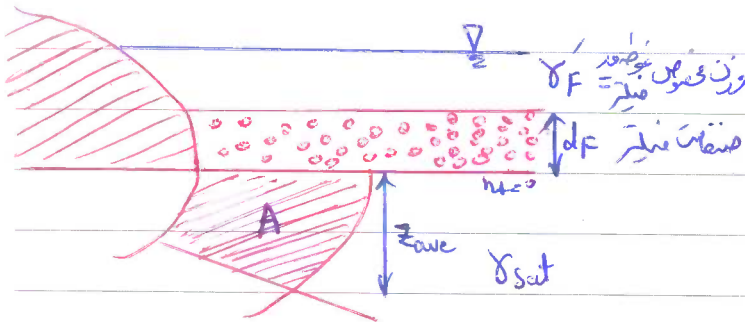
تعیین ضریب اطمینان جوش در حالت وجود فیلتر ۳

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

$$F.S. = \frac{\gamma'_o}{f} \quad \text{فشار تراوش برابر با حالت عمق و بود فیلتر است (f=cte)}$$

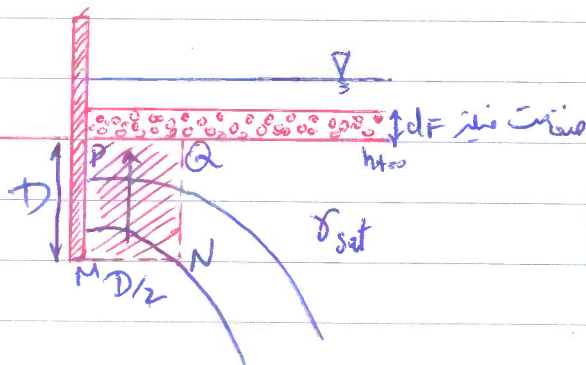
وزن موثر فیلتر است تراوش تس موثر وار در دانه های بزرگ

$$F.S. = \frac{\gamma'_o}{f_{(cte)}} \quad \text{با افزودن فیلتر ضریب اطمینان خاک در برابر جوش تراوش می یابد}$$



$$F.S. = \frac{\gamma'_F \times dF + \gamma' \times z_{ave}}{i_{ave} \times \gamma_w \times z_{ave}}$$

γ'_F : وزن مخصوص غوطه ور فیلتر



$$F.S. = \frac{\gamma'_F \times dF + \gamma' \times D}{i_{ave} \times \gamma_w \times D}$$

موسیقی در خاک ها: / برای ها و ماسه ها نیز
 چون آب به صورت غیر قطعی و بالشی در باره ها که لوله به سمت بالا رفته است، فشار آب در درون لوله ها
 موثرین منفی است.

$$H_c = \frac{C}{exD_{10}}$$

ارتفاع موثرین mm
 اندازه موثر خاک mm

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

آب موثر در خاک ها تا یک ارتفاع مشخص تا کامل دفع را بر کرده و در اشباع آب 100٪ مایه
 اما در بالای آن ارتفاع، آب موثر فقط در حلق دفع نیز نفوذ خواهد کرد و در اشباع 100٪ نخواهد بود.
 فشار آب حفره ای در خاک موثر به صورت منفی بوده و با بار و آب نیز محاسب می شود.

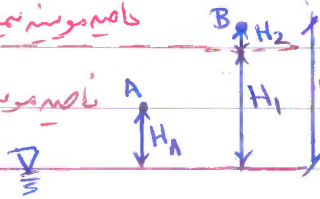
$$u_A = H_A \times \gamma_w$$

در ناصیه اشباع کامل

خاصه موثر نیه اشباع ($S_r < 100\%$)

خاصه موثر نیه اشباع کامل ($S_r = 100\%$)

تراز آب زیر زمینی



$$u_B = -(H_1 \times \gamma_w + S_r \times H_2 \times \gamma_w)$$

در ناصیه نیه اشباع

۴۴: اگر خاک ناصیه موثری وجود داشته باشد تنش موثر را می توان به صورت مستقیم از رابطه $\sigma' = \sigma - u$ محاسب نمود. در این حالت جوهره نیه ابتدا σ و u را می سنجیم و از تفاضل این دو σ' تعیین شود.
 در سطح تراز آب موثره مختلف سطح تراز آب زیر زمینی فشار آب حفره ای برابر هم نمی باشد.

$u_c = 0$ در سطح تراز آب زیر زمینی

$u_A \neq 0$ در سطح تراز آب موثره

در نواحی موثره چون فشار آب حفره ای منفی است، تنش موثر از تنش کل بیشتر خواهد بود.

فشار A, B: $\sigma' > \sigma \rightarrow u < 0$ ناصیه موثره
 نقطه C: $\sigma' < \sigma \rightarrow u > 0$ ناصیه غیر موثره

نکته مهم: اگر آب به صورت موین بالا رود، تنش موثر هر دو در ایمان افزایش می یابد و فشار آب مفرد ای در ایمان ثابت می ماند.
تنش موثر در خاک σ_v' نیمه اشباع σ_v'

* اگر درجه اشباع (S_r) پایین باشد و آب با بلور یخ پیوستگی نداشته باشد، فشار آب مفرد ای را صفر در نظر گرفته و همانند حالت خشک با آن برخورد می شود.
* اگر درجه اشباع (S_r) پایین نباشد به تقریب تنش ها را با رابطه زیر می پس کنند:

$$\sigma_v' = \sigma_v - S_r \times u$$

یعنی در این حالت فشار آب مفرد ای در ضریب درجه اشباع (S_r) (که عددی بین ۰ و ۱ است) ضرب شده و کاهش داده می شود.

* موینگی در خاک نایب ها زمین خود باعث افزایش تنش موثر می شود که این حالت مورد بحث نیست.
نایب رسی می شود.

نکته مهم: اگر موینگی داشته باشیم و یک سیر متر در خاک قرار دهیم، ارتفاع آب بالاترفته در سیرومتر نسبت به سطح استاتی آب زیر زمین صفر است چون ریموینگی فشار آب منفی است و تسفاح سیرومتر بالا نمی رود.



Subject:

محصول حاصل از: توزیع تنش در خاک:

Date:

No:

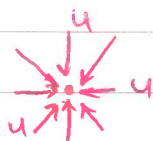
تنش های عمودی σ_v تنش های افقی σ_h تنش های جانبی σ_1 تنش های عمودی σ_3

تنش های عمودی $\sigma_v = \sum \sigma_i H_i$ $\sigma_i = \sigma_{sat}$ $\sigma_i = \sigma$

تنش عمودی $\sigma'_v = \sum \sigma'_i H_i$ $\sigma'_i = \sigma_{sat} - \sigma_w$ $\sigma_i = \sigma$

ارتفاع تراز موجود در سطح آب $u = \sigma_w H_w$

نکته بسیار مهم: فشار آب در نقطه در خاک را برابر است (مدرجه هم به هم)



$$u_v = u_h = u$$

(2) تنش های عمودی و

اگر تغییر شکل جانبی در خاک به همراه تغییرات در تنش عمودی در خاک ها، ضریب پرتاب k_0 ضریب فشار افقی حالت سکون تعیین می گردد:

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

تنش عمودی در نقطه

تنش عمودی در نقطه

$$T_h' = K_v \times T_v'$$

تعیین نسجها واقعی: K_v مقدار نسج موثر واقعی برابر دیر ویر و چال می گردد.

$$u_v = u_h = u$$

کاف 2: در داشتن u سه

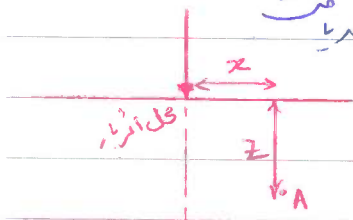
$$T_h = T_h' + u$$

کاف 3: از حاصل جمع T_h و u_h نسج ط افقی تعیین می گردد

تکلیف بسیار مهم: در خلا جهت قائم، در جهت افقی نسج توان T_h را به صورت مستقیم می کشد نمود. ابتدا به T_h و u_h را تعیین کرده و حاصل جمع آن ها T_h را به دست آورد.

نسجها نامی از سطره:

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



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

روابط تعیین نسج:

- 1) تئوری بوش: اغلب در خاک ها هملی و ها قابل طابیرد است.
- 2) تئوری وسترگارد: که اغلب در خاک ها «لایه لایه» قابل طابیرد است.

تفاوت روش ها بوش و وسترگارد:

- 1) در روش وسترگارد تغییر شکل جانبی لایه ها خاک صفر فرض شده است ولی در روش بوش ضعیف فرضی انجام شده است.
- 2) روابط وسترگارد تابع ضعیف بوش خاک (6) است اما در روابط بوش برای نسج قائم ضعیف بوش و وجود ندارد.
- 3) در روابط نزدیک سطح بارگذاری شده (یعنی انجام کم) مقدار تئوری بوش بستر و در روابط دور از سطح بارگذاری مقدار حاصل از تئوری وسترگارد بیشتر می باشد.



روابط بونینک :

فرضیات بونینک :

۱) خاک بدون وزن است.

۲) تغییر حجم خاک ناچیز است.

۳) محیط خاک همی سفت، هگزی و هم (از درون) است.

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

۵) قبل از اعمال بار P هیچ گونه بار دیگری روی خاک قرار نگرفته است.

حالت دوم - فرضیات موزون رفتار خاک الاستیک خطی فرض شده، در درازای بونینک می توان از اصل جمع اثر

قوا (Superposition) استفاده کرد. یعنی به طور مثال تنش ها ایجاد شده ناشی از بارهای (مستقیم)

را به صورت جداگانه کرده و نتایج را با هم جمع کرد.

۶) بارهای عمودی ها مختلف :

۱) تنش ناشی از نقطه ای (متمرکز) :

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

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

افشارش قائم ناشی از بار P در نقطه A

محاسبه افشارش عمودی نقطه A نسبت به محل اثر بار

محاسبه افشارش عمودی نقطه A نسبت به سطح زمین

نمودار تغییرات تنش ناشی از P در یک عمق مشخص ($z = \text{cte}$) :

$a > b$

میزان تنش در زیر بارها خواهد بود

بالتر از این عمق مقدار تنش حالته می شود و نمودار جوابیده تر

می شود و تنش کم تر می شود.

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

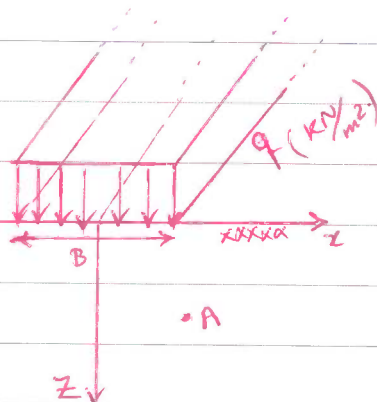
طبق رابطه

2) تنش‌های بار نقطه‌ای نا محدود:

$$\Delta \sigma_z = \frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{(x^2+z^2)^2} = \left[\frac{2Q}{\pi} \times \frac{z^3}{R^4} \right]$$

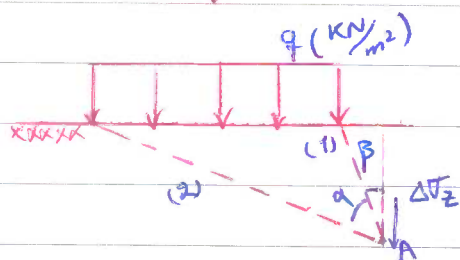
عوامله تنش نقطه‌ای در طول محور عمودی

نمودار ورودند تغییرات تنش در یک عمق مشخص مانند حالت قبل است تفاوت این موارد این است که در حالت بار نقطه‌ای، تغییرات تنش حاکم است و تأثیر بار در فواصل دور و ایمان بیشتر نمود را نشان «د» ورودند است و آن ملائمه است.



افزاد تنش حاکم به عمودی میانی متعادل است
تنش فاسی از بار یکنواخت نا محدود:

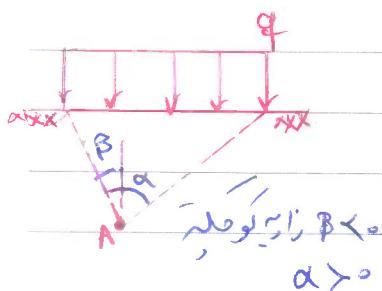
$$\Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot C_n(\alpha + 2\beta))$$



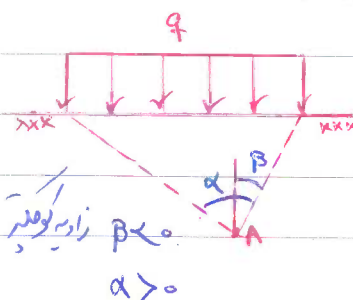
شدت بار یکنواخت: q (KN/m²)
زاویه میل (1) و (2) به بار: α (rad)
زاویه میل (1) یا (2) از استای قائم (هر دو یکسان است): β (rad)
افزاد تنش قائم در نقطه A: $\Delta \sigma_z$ (KN/m²)

انفا: $\alpha > \beta$

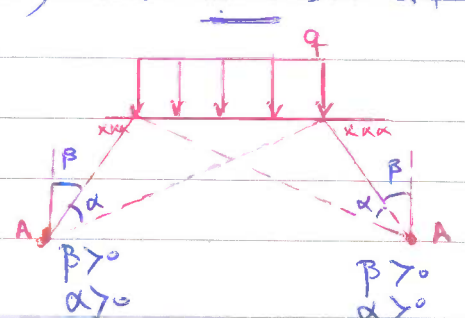
1) $\alpha > 90^\circ$ همواره مثبت است.



$\beta < 90^\circ$
 $\alpha > 90^\circ$



$\beta < 90^\circ$
 $\alpha > 90^\circ$



$\beta > 90^\circ$
 $\alpha > 90^\circ$

Subject:

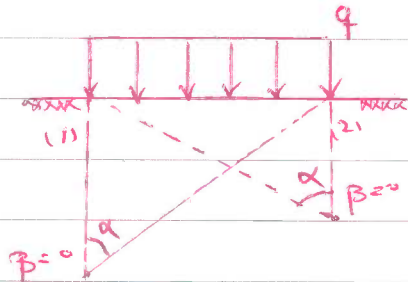
Date:

No:

تفاوت عمودها می‌تواند در این حالت با حال قبل در این است که توابع تنش بار هم گزیده می‌شود
 و تغییرات کمتر است. بنابراین تا برای رد مواصل خود در ابعاد بیشتر خود را نشان داده و در این
 است که آن ملازم تر خواهد بود.

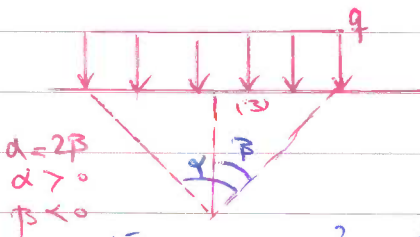
حالات خاص 3

نقطه زیرین بارگذاری



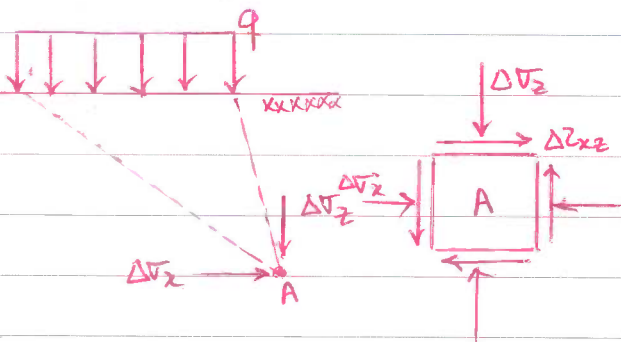
$$\beta = 0 \Rightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \ln \alpha)$$

نقطه زیرین بارگذاری



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

تنگنا 3: بوسیله تنش ایجاد شده افقی ($\Delta \sigma_x$) و تنش ایجاد شده عمودی ($\Delta \sigma_z$) و تنش برشی
 عمود بر صفحه ثابت ($\Delta \tau_{xz}$) رابطه زیر را بسازد:



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

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

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

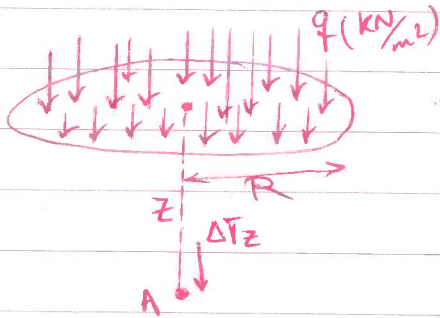
تنش برشی

رابطه دیگر دارد:

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

رابطه دیگر دارد: $r = z$

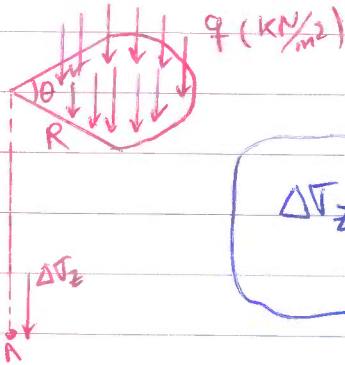
تشریح در زیر بار یکنواخت دایره ای:



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

$$\frac{R}{z} = \text{cte} \Rightarrow \Delta \sigma_z = \text{cte}$$

تشریح در زیر بار یکنواخت قطاعی از دایره:



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

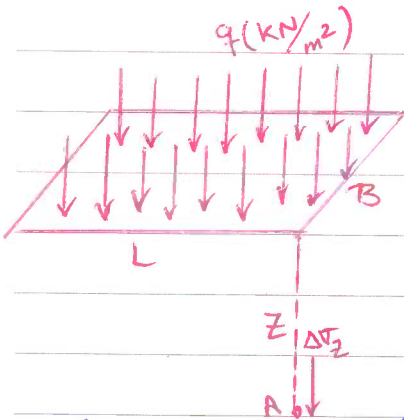
زاویه قطاع
(rad)

شدت بار یکنواخت بر قطاع
(kN/m²)

تشریح مانتی از بار یکنواخت مستطیلی:

در این حالت تنش قائم الی داشته در زیر گوشه مستطیل برابر است با:

$$\Delta \sigma_z = I_r \times q$$



I_r : یک ضریب ابعادی به نام ضریب توزیع تنش یا ضریب کاهشی بار که مقدار آن از یک دایره است و تابع دو بار $m = \frac{L}{z}$ و $n = \frac{B}{z}$ می باشد. مقدار I_r به کمک نمودارهای گانتی m و n محاسبه می شود.

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

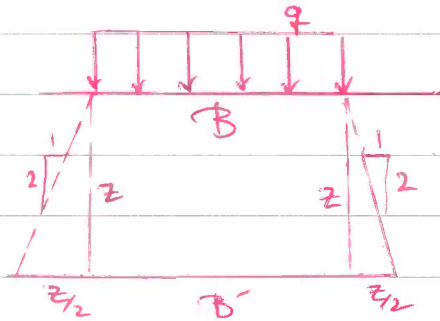
Subject:

Date:

No:

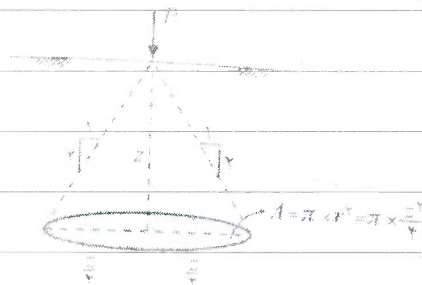
توزیع تقریبی تنش:

روشی است برای تخمین سطح مقدار تنش ها موجود در خاک در این روش فرض می شود که بار اعمال شده در سطح خاک به یک سطح ۲ به ۱ (۲ تا ۱ عمقی) در درون خاک توزیع می گردد.
در این روش فقط تنش در عمق ۱ ذره نشانی شکل توزیع می شود.

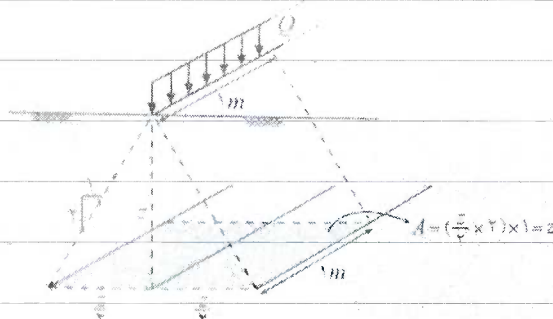


$$B' = B + z/2 + z/2 = B + z$$

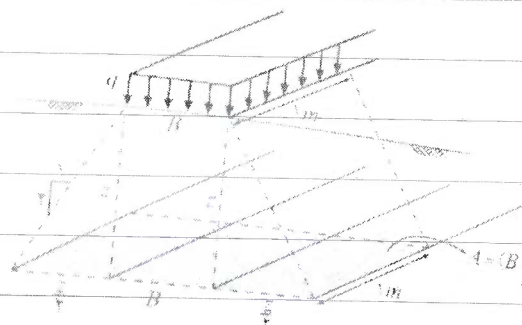
توزیع در هر عمق متفاوت فرض می شود.
با افزایش عمق به دلیل افزایش عرض توزیع به تدریج از شدت باطالسه می شود و تنش اعمالی کم کم محو می شود.



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



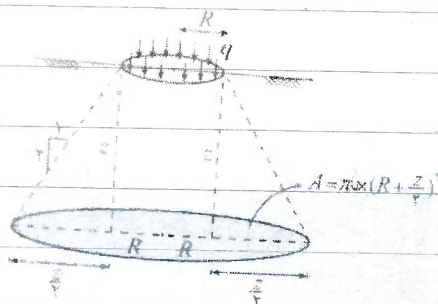
$$\sigma_z = \frac{Q \times 1}{A} = \frac{Q}{z \times x}$$



بار دایره‌ای

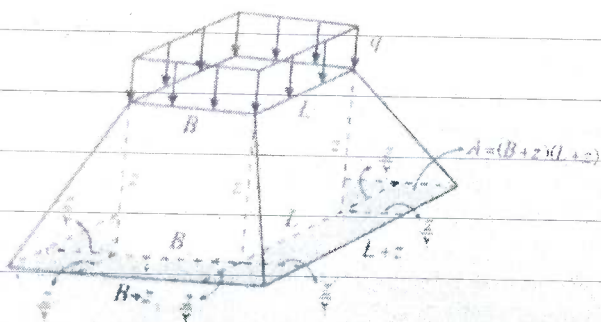
$$q \times B \times L = q \times B \times L$$

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



$$q \times \pi R^2 = q \times \pi R^2$$

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



$$q \times B \times L = q \times B \times L$$

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

زاویه توزیع در سطح (ا ب ا) برابر $27^\circ = \alpha = \text{Arctg}(1/2)$ باشد. در برخی موارد توزیع 2 به 1 (زاویه 27°) در خاک همگن و یکنواخت و به شکل آن توزیع ا ب ا (زاویه 45°) در خاک همگن درشت دانه به کار می‌رود که در این حالت به بارهای به حسب توزیع ا ب ا اصلاح گردد.

مضی نیومارک :

تس ایجا دشته ناسی از یک بارنداری ، سطح دگواه

(1) مضی نیومارک از تعدادی دوا بر مقدار کم تر تسلی شده است که توسط اشعاع ها این دوا بر به طور منظم به قطعات کوچکتر تقسیم شوی شده اند .

(2) از پس هر دوا از این خانه ها در تولید تس در زیر نقطه مرکز یکسان است .

(3) خط مقیاس که برای ترسیم سطح بارنداری شده به مقیاس مناسب به طوری رود .

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

(5) نحوه تعیین تس ایجا دشته (ΔT_z) در عمق z در زیر نقطه دگواه مانند M :

(1) سطح بارنداری A با مقیاس مناسب صورت ترسیم گردد که عمق z برابر طول باره خط مقیاس CD گردد

مثلاً اگر عمق $z = 10m$ و $CD = 5cm$ است ، سطح بارنداری صورت ترسیم گردد که هر واحد معادل $5cm$ گردد

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

(3) تعداد خانه ها که اشغال شده توسط سطح بارنداری شمارش می شود (N) (از رخی از یک خانه مرز شده باشد

آن خانه به صورت کسری در شمارش لحاظ می گردد .)

(4) تس ایجا دشته برابر است با :

$$\Delta T_z = \alpha \times N \times q$$

تعداد خانه شمارش شده و ضریب تاثیر نیومارک

حساب تس و عمق بارنداری :

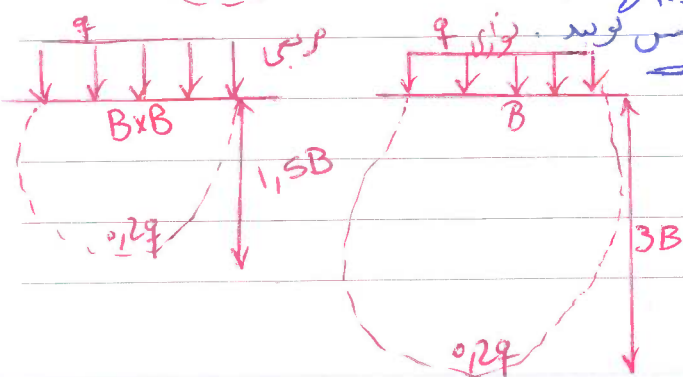
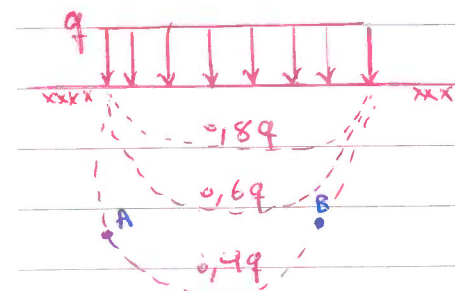
خصوصیات این مضی ها در این است که بر روی هر مضی

تس ایجا دشته ناسی از بارنداری یکسان است .

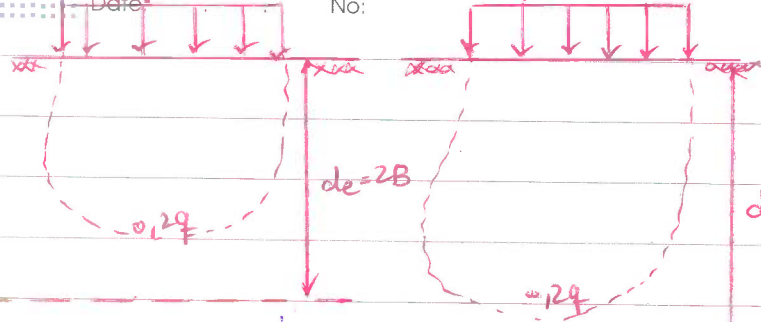
به عنوان مثال روی تمام نقاط واقع بر مضی 0.49 (از نقطه A, B)

مقدار تس قائم ایجا دشته ناسی از بارنداری q برابر 0.49 می باشد .

این مضی ها اصطلاحاً "هم تس" یا "تس گویا" می گویند .



نوی ۹



محور دایره

تأثیر بارگذاری جامی احداث شده، فقط

در خاصه محق تأثیر قابل توجه است و

بارگذاری مذکور در خارج این خاصه

اثر ضعیفی نخواهد داشت. بر این اساس

برای برقراری و نواری، مقدار این بار را محق

ضد است. ۲۹ را به عنوان محق تأثیر معرفی می کنند.

$$\Delta T_2 < 7.29 \text{ (عامل ترقه)}$$

نکته: به صورت منطبق محق تأثیر بر ها مستطیل $L \times B$ سبب است $(\frac{L}{B})$ بین $2B$ ، $4B$ تعیین خواهد کرد:

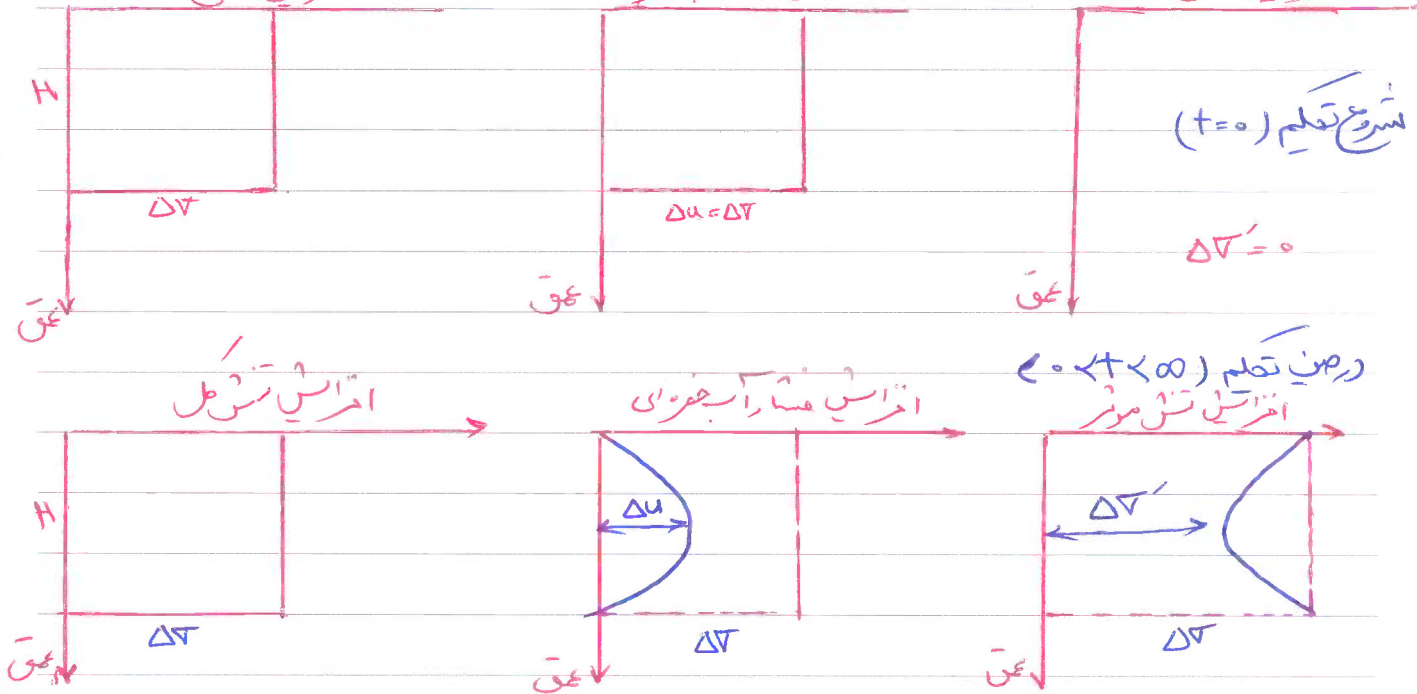
$$\text{مربعی} : B \times B : \frac{B}{B} = 1 \Rightarrow de = 2B$$

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

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

فصل پنجم: شش حالت:

عودی تبدیل اضافه فشار آب هفزه ای به اضافه تنش مؤثر، در عین حال تکیه است. المصاب از دیوار امکان زحمتی داشته باشد، بالا و پایین لایه بدلیل مجامدات با برزخها نفوذپذیر به سرعت اضافه فشار آب هفزه ای خود را از دست می دهند و تنش اضافی سریعاً از فشار آب هفزه ای به اضافه تنش مؤثر تبدیل می گردد. این در حالی است که وسط لایه به علت فاصله زیاد از برزخها نفوذپذیر، در زیر این تبدیل، لایه ای که در هر



$$\Delta \sigma = \Delta u_t + \Delta \sigma_t = \Delta u_0 = \Delta \sigma_\infty$$

در هر عین و نحوه:

در حالت تکمیل اضافه فشار آب هفزه ای (Δu) هفزه ای سودگی فشار آب هفزه ای (u) هفزه ای برابر فشار آب هفزه ای فاک قبل از اعمال بار است. در این لحظه تنش مؤثر غالب به اندازه اضافه تنش وارد ($\Delta \sigma$) افزوده خواهد شد.

دلایل بسیار مهم در شش حالت که تغییر نمی کند

پس عمارت تکمیل یافته و پس تکمیل یافته 3

نسبت پس تکمیل یافته پس

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

که در این رابطه V_c' تنش موثر قائم بر روی نمونه، در وضعیت موجود (هنگام نمونه گیری) است و V_o' نیز بیشترین تنش موثر قائمی است که نمونه در طول عمر خود تحمل کرده و تنش پس تکمیل نامیده می شود.

نکات مهم 2

(1) اگر $V_c' = V_o'$ باشد به معنی آن است که تنش موثر قائم بر روی نمونه بعد از تنش موری است که خود در عمر خود تجربه کرده است. در این حالت خاک پس عمارت تکمیل یافته (NC) می گوئیم ($OCR = 1$)

(2) اگر $V_c' < V_o'$ باشد نشانگر آن است که باید تنش V_o' تنش موثر قائم بر روی نمونه باشد که به وضعیت موجود رسیده است. خاک تنش موثر قائمی می تواند عامل طبیعی مانند فرسایش خاک و یا عامل انسانی مثل فایبر داری باشد. در این حالت خاک پس و پیش تکمیل یافته (OC) می گوئیم ($OCR > 1$)

(3) در حالت آنچه بصورتش می شود، نسبت پس تکمیل (OCR) می تواند از مقدار کمتر باشد. اگر در این شرایط اشباع از خاک پس نسک را به سرعت افزایش داده و ظرف مدت کوتاهی از حالت نری خواهم OCR را تعیین کنیم، در این حالت $OCR < 1$ است. علت آن است که هنوز خاک فشرکت وزن خود تکمیل یافته و $V_c' = V_o' = 0$ نرسیده است. با فضا تکمیل خاک نیز در نهایت $OCR = 1$ خواهد شد.

نکته مهم 3

(1) اگر $PL \leq w \leq LI$ باشد ($LI > 0$) خاک نرم بود آب رطوبت پس و پیش تکمیل است ($OCR > 1$)
 اگر $w > LI$ باشد ($LI > 1$) نشان دهنده آنکه خاک پس آب بوده و عمارت تکمیل یافته است ($OCR = 1$)

ضرایب تراکم پذیری خاک پس :

الف : ضریب قابلیت فشردگی حقیقی یا ضریب تغییر حجم (m_v) :

$$m_v = \frac{\left(\frac{\Delta V}{V_o}\right)}{\Delta T'} = \frac{\left(\frac{\Delta H}{H_o}\right)}{\Delta T'} = \frac{\Delta e_z}{\Delta T'} = \frac{1}{E} \rightarrow \text{مقدار } m_v \text{ رطوبت تعلیم است نسبت به مقدار تغییر حجمی}$$

ب : ضریب قابلیت فشردگی (a_v) :

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

طرح نسبت تعلیل در بالا خاک به ازای افزایش شش مؤثر

ج : نسبت فشردگی یا شش فشردگی (C_c) :

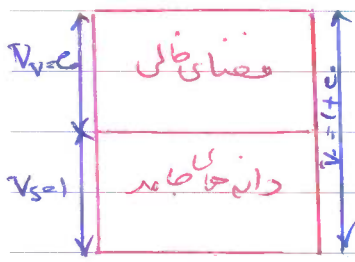
$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{T'_e}{T'_o} \right)} \rightarrow e_o - e_f \rightarrow T'_o + \Delta T'$$

C_c در رس ها رطوبت غوره کمتر از رس ها دشت غوره است

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

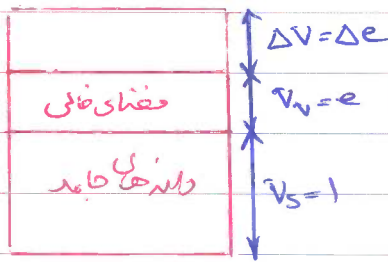
رابطه بین الف و ب :

رابطه بین تغییر حجم و تغییر نسبت تعلیل :



در شروع تعلیم

تعلیم



در غایت تعلیم

سه در تعلیم برعکس

$$|e_v| = \frac{\Delta V}{V_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

$$|e_z| = \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

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

تکلم ثانویه :

پس از خاتمه تکلم اولیه و محو افشار آب جفوی، فشردگی خاک موقوف شد و با شدت کمتری ادامه خواهد داشت. در این حالت بدون کم شدن فشار آب جفوی، خاک تحت تنش مؤثر ثابت قرار می‌گیرد. به این مرحله از نشست، تکلم ثانویه (فشردگی ثانویه) گویند.

تکلم ثانویه هم زمان با تکلم اولیه شروع می‌شود.
 * * * تکلم ثانویه در خاک‌های سیستیک به نوع خاص‌تری و مقدار آب جذب بعضی آن‌ها دارد، به‌ویژه در سیستیک‌ها آب شیری است. تکلم ثانویه آن نیز بیشتر خواهد بود. تکلم ثانویه در خاک‌های سیستیک با آبی و خاک‌های سیستیک با آبی قابل ملاحظه است.
 ↑ در سیستیک‌ها
 در تکلم ثانویه بدون افزایش تنش، مشاهده کاهش حجم خاک هستیم. از این رو به تکلم ثانویه، فشردگی خاک نیز گفته می‌شود.

* * * هر چه نسبت $(\frac{e_0}{1+e_0})$ کوچکتر باشد، نسبت تکلم ثانویه به تکلم اولیه نیز کمتر خواهد بود.
 نسبتی از تکلم ثانویه در خاک‌های آبی یا خاک‌های غیر آبی، قابلیت فشردگی زیاد مهم است.

تورم خاک پس از

تورم عبارت است از افزایش تدریجی حجم خاک در اثر جذب آب. تورم ممکن است عمل تکلم است. به هنگام بار برداشتن و کاهش تنش مؤثر خاک پس از آنکه بار را برداشته‌اند، با ساختار متراکم می‌شوند. بنابراین فضای خالی بیشتری خواهد داشت.

آزمایش تکلم تک‌بعدی (آزمایش ادمتری) :

مرحله اول: محاسبه نسبت تکلم کلخل اولیه نمونه (e_0)

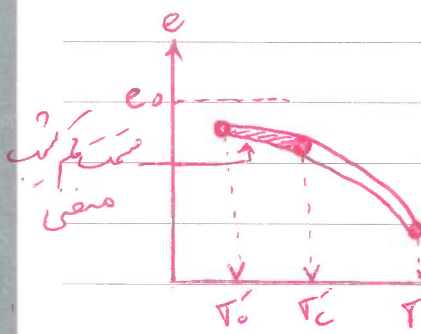
$$e_0 = \frac{V_{v_0}}{V_s} \quad , \quad V_{v_0} = V_0 - V_s \quad , \quad V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w}$$

مرحله دوم: محاسبه تغییرات نسبت تکلم نمونه (Δe_i) در بار $\Delta \sigma_i$

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

مرحله سوم: محاسبه نسبت کاهش خاک در بار اول (e_i)

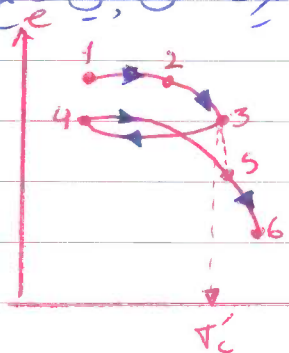
$$e_i = e_o - \Delta e_i$$



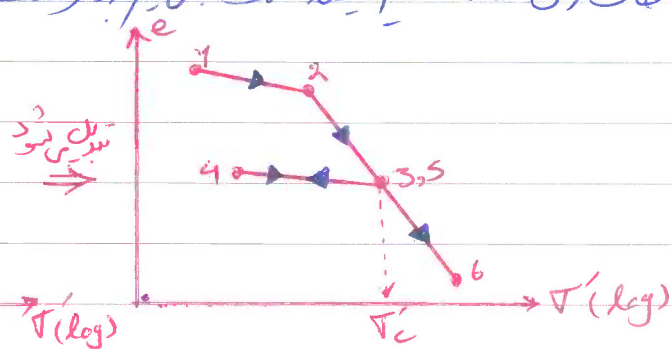
مغنی تعلیم:

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

پس تعلیم یافته است. قسمت مرئی نشان می دهد که خاک تاکنون آن را تجربه نکرده است بلکه به واسطه آزمایش تعلیم و بارگذاری ناشی از آن، برای نخستین بار آن را متحمل می شود. در این ناحیه خاک پس عادی تعلیم یافته است. انقباض به نظر می آید که تنشی پس تعلیم است.



مغنی تعلیم از بارگذاری



مغنی تعلیم حایس

در مغنی تعلیم ناحیه $(1 \rightarrow 2 \rightarrow 3)$ بارگذاری، $(3 \leftarrow 4)$ باربردار و $(4 \rightarrow 5 \rightarrow 6)$ بارگذاری مجدد را نشان می دهد.

در مغنی تعلیم حایس بارگذاری فشرده و نفاذ و کمر هم منطبق می شوند. در این حالت به نسبت ناحیه $(2 \rightarrow 3)$ نشان فشردگی (C_c) و به نسبت نواحی $(3 \leftarrow 4)$ و $(4 \rightarrow 5)$ که با هم برابرند به ترتیب نشان فشرده (C_s) و نفاذ (C_r) یا بارگذاری مجدد (C_r) گفته می شود. سبب ناحیه $(1 \rightarrow 2)$ نیز به نسبت نواحی $(3 \leftarrow 4)$ و $(4 \rightarrow 5)$ برابر بوده و C_c بای C_s است.

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

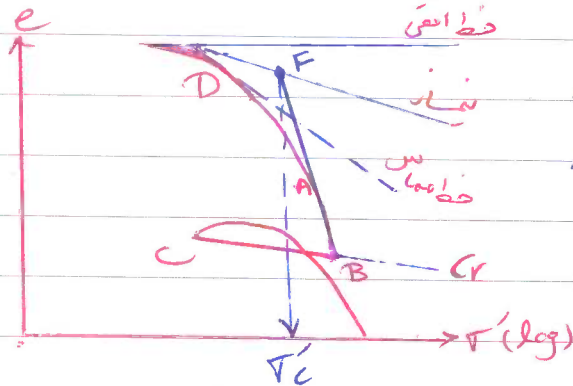
محاسبه C_c :

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

الف) پس نسبت نخورده 3

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

ب) پس نسبت نخورده 3



نسبت آمدن تنش پس تحلی با استفاده از معنی تحلی 3

1) به صورت چشمی، نقطه ای که شدیدترین انحناء در سمت فوقانی معنی تحلی دارد، مشخص می کنیم و آن را نقطه D می نامیم.

2) از نقطه D یک خط افقی و یک خط عمودی رسم می کنیم و نیز زاویه ای ایجاد شده بین این دو خط را نیز ترسیم می کنیم.

3) قسمت عرضی و عمودی معنی تحلی را از هم جدا می کنیم تا نیز رسم شده را از نقطه F قطع کند.

4) طول نقطه F، تنش پس تحلی T_c است.

نکته: در مورد معنی تحلی:

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

حرکت معنی به سمت چپ نشان می دهد که به ازای یک بار ثابت به نسبت تخلخل کمتری می توان رسید. یعنی تحلی بیشتری خواهیم داشت.

اگر مدت زمان بارگذاری را ثابت نگه داریم ولی نسبت افزایش بارگذاری را تغییر دهیم، در آن صورت به ازای $\frac{\Delta T}{T} > 1$ معنی به سمت چپ و به ازای $\frac{\Delta T}{T} < 1$ معنی به سمت راست حرکت خواهد کرد.

Subject:

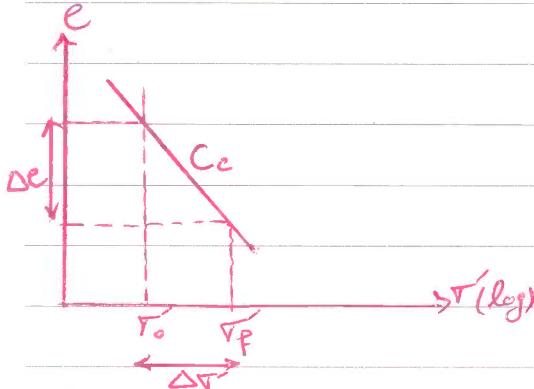
Date:

No:

محاسبہ بہت سہولت دیتا ہے
روش اول: جب استفادہ از رابطہ طے بغیر نہ ملے

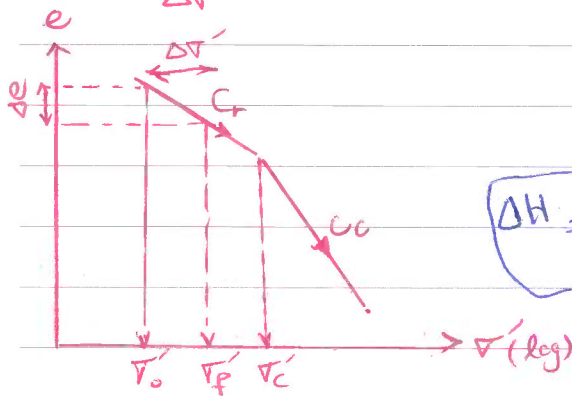
$$\Delta H = H_o \left(\frac{e_o - e_f}{1 + e_o} \right)$$

روش دوم: جب استفادہ از رابطہ مخصوص بازاری
الف) خاک میں جاری تحلیف یافتہ $(\sigma'_o = \sigma'_c)$



$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right)$$

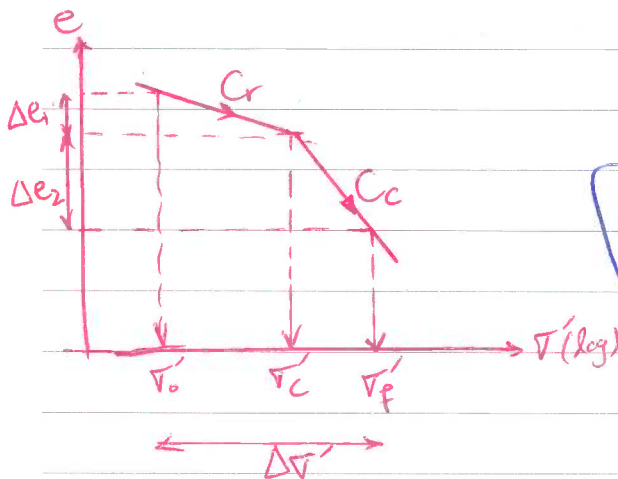
ب) خاک میں دسین تعلیم یافتہ $(\sigma'_o < \sigma'_c)$
حالت اول: $\sigma'_f < \sigma'_c$



$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} C_r \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_o}$$

σ'_f : مقدار تس منور
 σ'_c : تس دسین تعلیم

حالت دوم: $\sigma'_f > \sigma'_c$



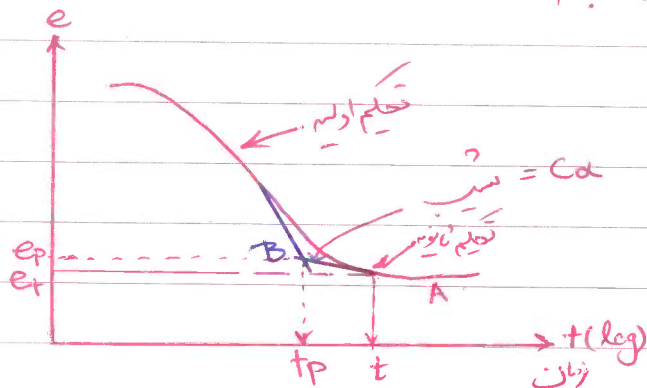
$$\Delta H = \frac{H_o}{1 + e_o} \left[C_r \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_c} \right) \right]$$

روش سوم: با استفاده از ضریب تغییر حجم:

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

میانگین خاک و اضافه تنش موثر

ضریب تغییر حجم



شیب شش تحمیل اولیه

نشانه تحمیل ثانویه

نسبت تخطل خاک در زمان تحمیل اولیه

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

نسبت تخطل خاک در زمان تحمیل ثانویه

زمان پایان تحمیل اولیه

میزان شش ناشی از تحمیل ثانویه

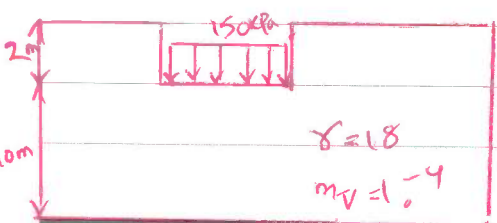
$$\Delta H_s = \frac{H_0}{1 + e_p} C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_p}\right)$$

نسبت تخطل خاک در زمان تحمیل اولیه

نقطه شش تحمیل ثانویه

دکله: با افزایش شش خمیری، زاویه اصطکاک داخلی خاک همگی رسی کاهش می یابد.

نکته: اگر در ابتدا به این بر فوردها که یک خاک ابتدا آغامی خاکبرداری شده منی بارگذاری روی آن انجام شده است باید برای میانی، با اصولی وارد بر خاک بارورده، از تنش موثر آن تله از خاک برداری را کم کنیم و بعد اضافه تنش را حساب کنیم.



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

خبره

روش برست آوردن C_v :

تعدادش وجود دارد:

1) روش گارتنرین یا روش کاساکرانده (برسم نمودار $\Delta H - \log t$)

2) روش فیلد زمان یا روش متکور (برسم نمودار $\Delta H - \sqrt{t}$)

حل معادله تعلیم یک بعدی ترازوی:

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

شرایط:

$$\begin{cases} t=0 & \Rightarrow \Delta u = \Delta u_0 = \Delta T \\ z=0 & \Rightarrow \Delta u = 0 \\ z=2H_{dr} & \Rightarrow \Delta u = 0 \end{cases}$$

H_{dr} : عمق متوسط زحلش

حل معادله به کمک سری فوری:

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

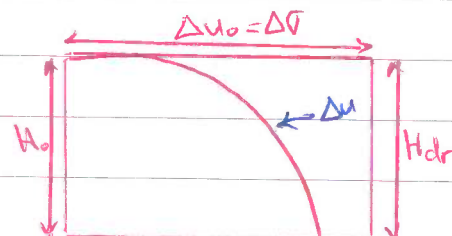
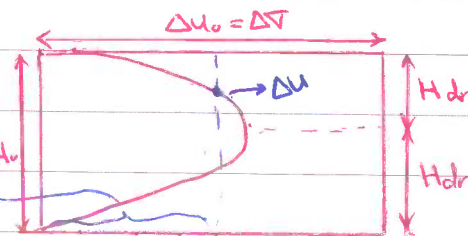
$\Delta u(z,t)$: اضافه فشار آب همفرای در عمق z از لایه یسی، در لحظه t

Δu_0 : اضافه فشار آب همفرای اولیه که با اضافه شدن وارده به خاک برابر است

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

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

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



زحلش در طرفه

زحلش در طرفه

نکته مهم: در حالت زحلش در طرفه $H_{dr} = H_0$ و در حالت زحلش در وسط $H_{dr} = \frac{H_0}{2}$ است

در این حالت زحلش در طرفه اضافه شدن موثر در وسط لایه کمتر از دو انباشته می شود

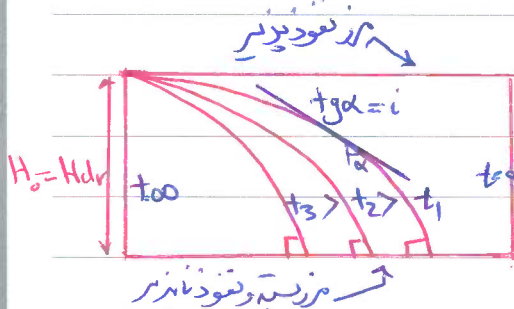
Subject:

Date: No:

Hdr (مدرجات خستگی) مدتی است که مجرای این مقو آب (درین نرها) طریقی انداخته اند
آ - خردای خود را فرومایید.

مدرجات

به چوبه صفتی که توزیع افتاده را - خردای در دریا ها مختلف برای یک لایه ترسیم می شوند، بعضی ها
هم زمان قرار آب گویند. این معنی خرابی هرگز است بخودن همین یک بهاس برین معنی
است به افتاده قائم معرف گردان خردی و لیکن (i) است.



درم تعلیم (تشریف تعلیم)

درم تعلیم یا امیری است که به یک آن، میزان تشریف است تعلیم در یک محل و زمان مشخص، تعیین می گردد
درم تعلیم درم (در لحظه t) را با جاتی می دهند.

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

Uz در ابتدای تعلیم در یک نقطه لایه برابر هم است اما با گذشت زمان و با افتادن آب خردای،
افزایش یافته و در ابتدای تعلیم، محو افتادن آب خردای در یک نقطه لایه، درم تعلیم برابر یک

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

نسبت تعلق خاک

درم تعلیم متوسط لایه

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

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

نسبت تعلق در ابتدای تعلیم

نسبت تعلق در ابتدای تعلیم

حاصل زنا درجه سه - تعلیم:

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

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

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

$$T_v (U = 50\%) = 0.197, \quad T_v (U = 90\%) = 0.848 \quad \leftarrow \text{دو حالت مهم}$$

نکته مهم: اگر نمودار از شیب تدریج در دو لایه از یک نوع خاک را با هم مقایسه کنیم در آن صورت دو

حالت قابل بررسی است:

1) دو لایه درجه تعلیم یکسانی داشته باشند:

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

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

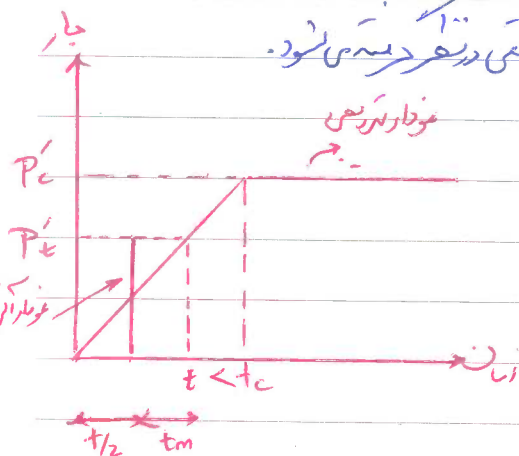
$$\frac{t_2}{t_1} = \left[\frac{U_2}{U_1} \right]^2 \left[\frac{H_{dr2}}{H_{dr1}} \right]^2$$

انرژی زنا نسبت درجه سه - تعلیم:

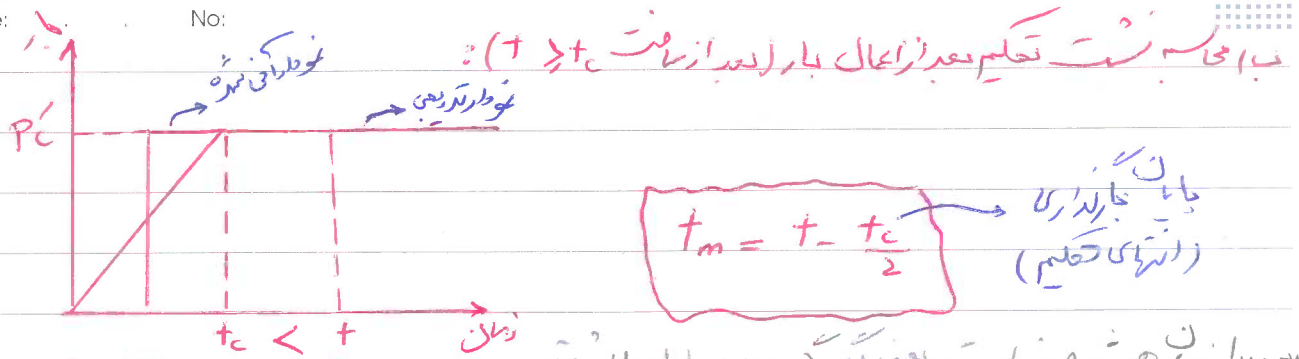
برای لحاظ کردن مدت این نسبت، یک زنا اصلاح شده به جای زنا واقعی در نظر گرفته می شود.

تعیین زنا اصلاح شده (t_m):

الف) محاسبه نسبت تعلیم در همین احوال با بار (صین) نسبت $t_c \leq t$



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



* میزان وقت هفت هفت است یعنی اگر گودبرداری اول داشتیم بهر حال شود که بارها که بارها مقدار گودبرداری را خنثی نکنند میزان شروع می شود (تقریباً 72 سبب می شود) P_c بار خالص است که در مدت زمان t_c (که به این زمان سبب بارها احوال بارها می شود) به خاک احوال می شود و برابر با طول منهای وزن خاک گودبرداری شده است.

تذکره: در حالتی که $t < t_c$ است، چون با بارده شده تا لحظه t برابر کل بار خالص است (P_c) نسبت، بنابراین بعد از محاسبه نسبت با سبب مقدار آن را در ضرب اصلاح بار ضرب کرده و حاصلش می شود:

$$\left(\frac{P_t}{P_c} = \text{نسبت اصلاح بار} \right) \xrightarrow[\text{خود احوال بارها را یکسان}]{\text{دما ضرب حضور بودن}} \left(\frac{t}{t_c} = \text{نسبت اصلاح بار} \right)$$

زحمتی ماسه ای:

طریقی است که مزه در دوران بهره برداری دچار نسبت های نامشی از بریده تعلیم شود، معمولاً خاک را اصل از احوال سازه، توسط عملیات خاکی بری پس بارگذاری می کنند به علت طولانی بودن عملیات تعلیم، زحمتی حادی را به صورت ماسه ای (مصنوعی) در داخل خاک ایجاد می کنند تا نسبت زحمتی آب بیشتر شود. این زحمتی ها می توانند به صورت افقی یا قائم در خاک تعبیه شوند. پس این زحمتی ها معمولاً از مصالح درند (مثل ماسه) یا به ندرت می توانند به صورت نفوذپذیری مناسب باشند.

* در زحمتی های قائم آب به صورت افقی و در زحمتی های افقی آب به صورت قائم زحمتی 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 زحمتی های قائم زودتر زحمتی می شود. از این رو در جهت افقی زحمتی های قائم با فواصل بسیار استفاده شود تا تاثیر زحمتی های قائم در سریع کل تعلیم بیشتر است.

* اگر مصالح خاصه که زحمتی قائم از ندرت کمتر برابر به ضریب ماسه باشد، زحمتی قائم، نسبت تعلیم را افزایش می دهد.

* مایه به مرتبه ششاعی آب برای رسیدن به این حالت ها، تعلیم افقی را تعلیم ششاعی نیز می باشد

$$(1 - U_{کل}) = (1 - U_r)(1 - U_z)$$

درجه تعلیم طی لایه :
درجه تعلیم در امتداد قائم

درجه تعلیم ششاعی

ارتباط در سه راستا باشد :

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

نکته ۱ :

نکته ۲ : این بلافاصله بعد از یادگیری شروع شده و بعد از ۱۵ روز بعد ادامه دارد. درجه به نسبت - کس
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 = حداقل بعدی (معرضی)

μ = ضریب پواسون خاک

q = شدت بار یکنواخت است که برابر نیروی وارد بر بی تقسیم بر مساحت آن است

E_s = مدول ارتباطی خاک

I_p = ضریب تأثیر می که به شکل بی و صلبیت آن بستن دارد. (I_p از مدول مخصوصی به نسبت می آید)

* * * اگر هم عرض ناگهانی باشد (مثلاً ضخامت لایه خاک تا رسیدن به ستر منتهی محدود شده باشد) و یا در
محو استفاده می کنیم که به ترتیب ضریب ستر و ضریب محو I_r و I_D واقع شده است، در آن
صورت ضرایب اصلاح نامیده می شوند ضرایب اصلاح که از این هستند و نشان دهنده کاهش نسبت
آنی می باشند.

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

توزیع فشار زیرین و نحوه نشست

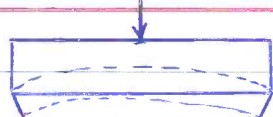
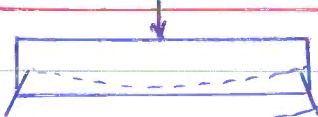
توزیع فشار زیرین به دو عامل بستگی دارد:

(1) اعطاف پذیری یا صلب بودن

(2) دانده ای یا چسبیده بودن خاک زیرین

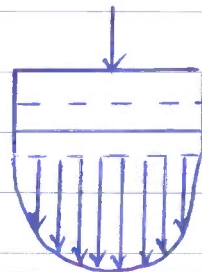
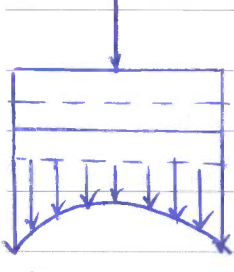
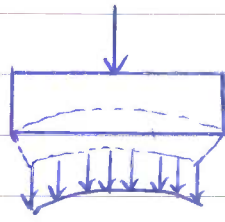
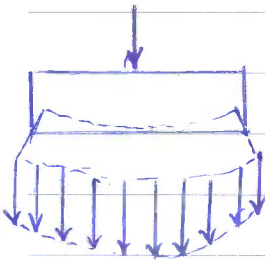
الف) نشست می:

نشست در زیرین صلب به صورت یکپارچه و در زیرین منعطف، به صورت غیر یکپارچه می باشد و علت آن مربوط به اعطاف پذیری می است.

در صلب بر روی خاک دانده ای و چسبیده	در منعطف بر روی خاک دانده ای	در منعطف بر روی خاک چسبیده
		

ب: فشار زیرین

توزیع فشار زیرین در خاک منعطف یکپارچه بوده و در زیرین صلب غیر یکپارچه است. در این حالت (در خاک منعطف) برای خاک چسبیده فشار در گوشه ها عدالتی در مرکز می عادل است، در حالی که برای خاک (دانه ای) عکس این مطلب برقرار است، یعنی فشار در مرکز می عدالتی و در گوشه ها عادل می باشد.

(1) در صلب بر روی خاک دانده ای	(2) در صلب بر روی خاک چسبیده
	
(3) در منعطف بر روی خاک دانده ای	(4) در منعطف بر روی خاک چسبیده
	

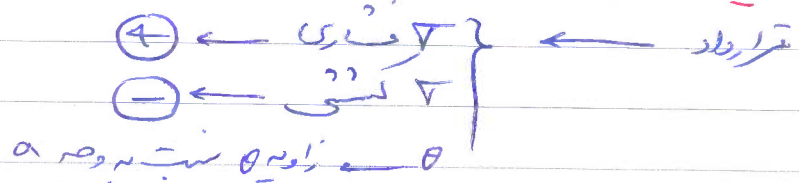
فصل ششم: مقاومت برشی خاک ها

Subject:

Date:

No:

دایره مور در خاک :



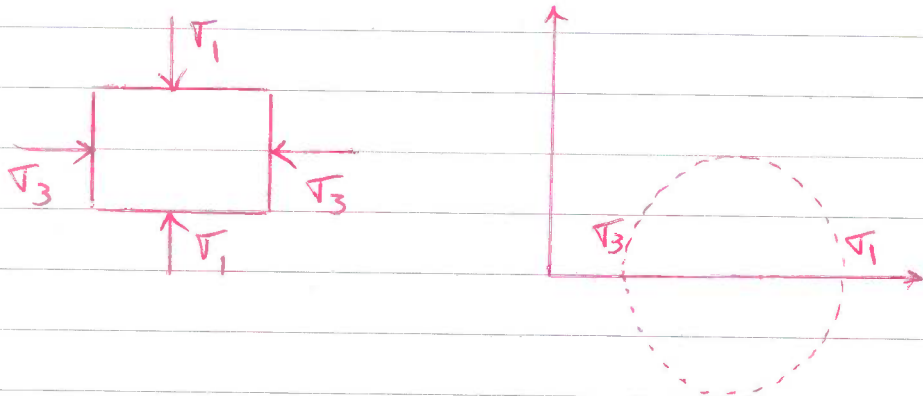
$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta - \tau \sin 2\theta$$

$$\tau_{\theta} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta + \tau \cos 2\theta$$

در معادله مصالح چسبندگی

خواص جمع : جهت برش روی دایره مور و الی ایلی است اگر دایره به اندازه α در دایره به اندازه 2α عمق جهت

* در خاک دایره تنش برشی صفر است و تنش عمودی اصلی و تنش عمودی جانبی برابر

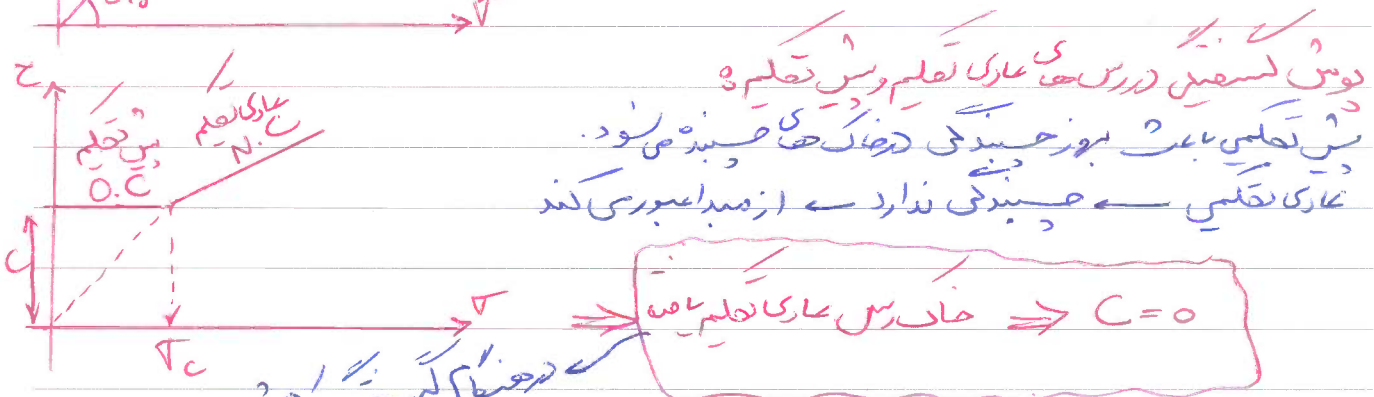
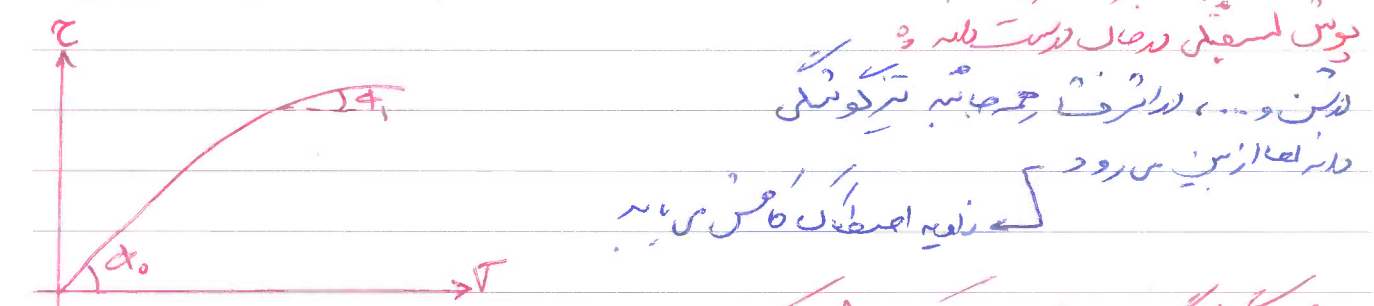
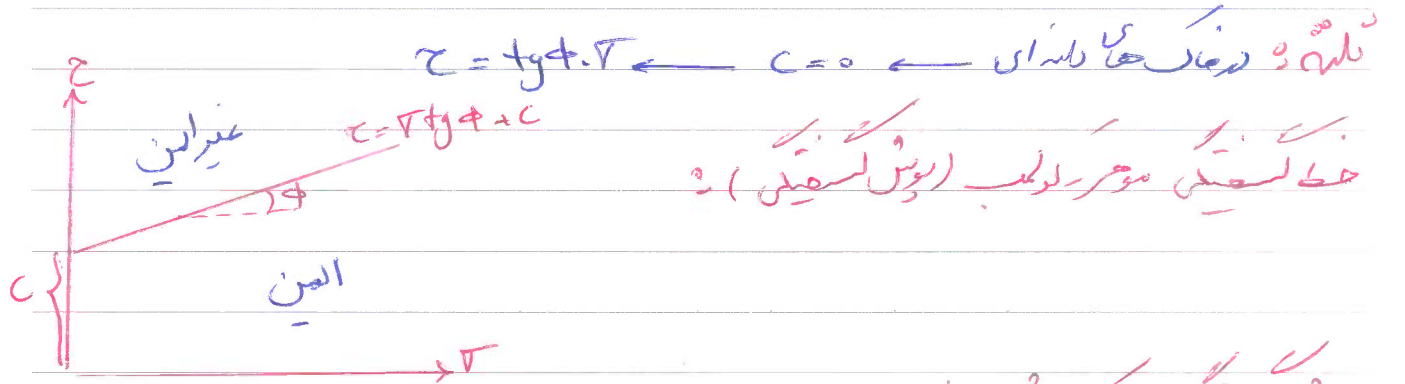


تنش عمودی اصلی مقاومت برشی (تنش عمودی کوچک) :
بر مبنای تنش عمودی بین سطح مقاومت خاک را در برابر برش می پس مانده

$$\tau = \sigma \times \tan \phi + c$$

چسبندگی خاک → زاویه اصطکاک → تنش عمودی عمود بر سطح

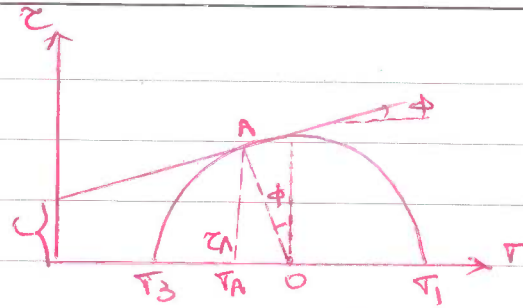
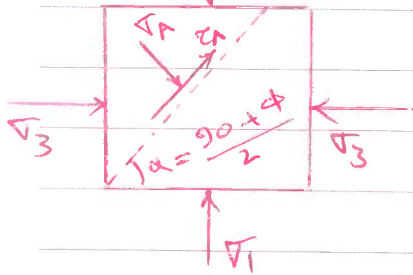
نکته مهم: ϕ یقین کننده در مقاومت برشی
در خاک های رانه ای $\rightarrow$
در خاک های رسی $\rightarrow$ c یقین کننده در مقاومت برشی



در خاک های لستفیل با کاشن حجم محلول است
* اگر نقطه ای از رانه به خط لستفیل برسد، آن نقطه لستفیل رسیده است

در خاک تعلیم:

$$\tau_h = \tau_v K_0 + c$$



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

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

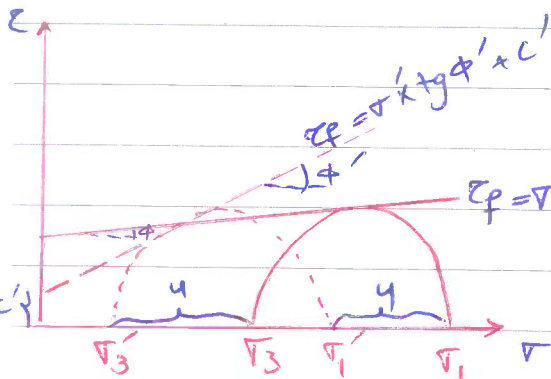
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cot \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$

* همواره گسسته در سطحی خاص در خاک و در هر یک از آن خاکها بر دو وجه عمود بر هم
در تعیین زاویه سطح گسسته، از این قاعده استفاده می‌شود، بلکه این زاویه همواره
نسبت به عمق σ_3 (صفحه تنش اصلی عمود) تغییر می‌کند.

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

معادله برشی با استفاده از تنش عمودی

در اصل تنش عمودی در معادله برشی تأثیر دارد و در واقع آب بیش تحمل می‌کند.
همان فرضیه‌ها مثل قبل است فقط جای ϕ از ϕ' و به جای σ از σ' استفاده می‌کنیم. (c' & c)



در مودلهای انداز 4 با هم فاصله دارند.

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

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

$$T_1' = T_3' + g^2 (4S + \phi_2') + 2C' + g (4S + \phi_2')$$

$$T_1' - T_3' = 2C' \cos \phi' + (T_1' + T_3') \sin \phi'$$

در حال پائینی به فشار اعلای کوانتیت تبدیل به تنش موثر

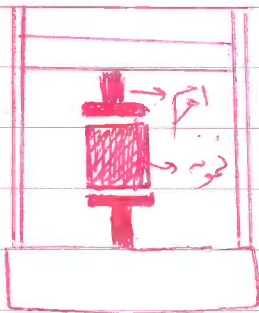
در حال پوی به فشار اعلای کوانتیت به تنش موثر تبدیل می شود

شرایط زحمتی شد و زحمتی شده

۱) زحمتی شده: اما تغییر هم نیست. نمونه مترالم غنی شود به هیچ تنشی ایجاد نمی شود
($u = \bar{u}$ و $\bar{u}' = 0$)

۲) زحمتی شده: در شرایط عملی (۳)، نمونه کم مترالم می شود به آب یا امانه خارج می شود
س فشار آب جغرافیای به جغرافیای رسد به تمام تنش به تنش موثر تبدیل می گردد

چگونه جابجایی (C و ϕ') را تعیین کنیم؟



۱) آرایش یک محوری

نمونه استوانه ای است

q_u به مقاومت یک محوری

چون این آرایش محدود شده است

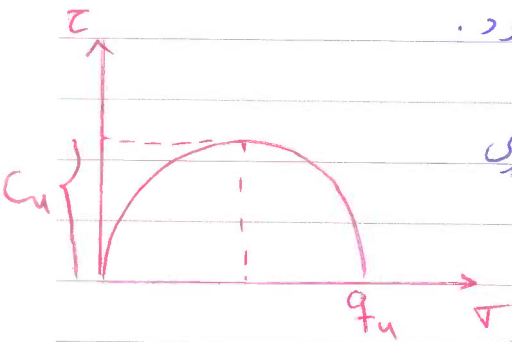
مقاومت فکری محدود شده $q_u =$

تشریح اثرهای $F = C_u \times A$

سطح مقطع

این آزمایش سریع انجام می شود ————— پس زحمتی نبوده است.

در آزمایش تک محوری فقط خاک یک عینده آزمایش می شود.



در آزمایش تک محوری

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_3 = 0 \\ \tau_1 = \tau_u \end{array} \right.$$

پس در این آزمایش می توانه C و ϕ خاک را تعیین کند

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

در آزمایش تک محوری

عینده های چسبی نبوده

این مقاومت بزرگ زحمتی نبوده

تدریجاً

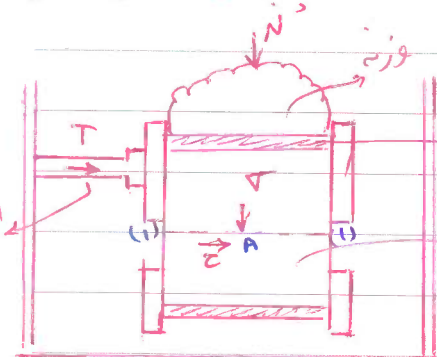
موتور خاص

(2) آزمایش برش مستقیم (معمول ترین)

برای هر موقع دانسته و عینده قابل کاربرد است.

فرض می N روی خاک قرار می گیرند

پس نیروی برشی $T = \frac{N}{A}$ وارد می شود.



سطح ۱-۱ نشان دهنده ی تئوری اصطکاک است. نقطه A بر روی پویش گسیختگی قرار دارد.

برای رسم پویش گسیختگی به نقطه روی خط گسیختگی در نظر می گیریم و آن ها را روی محور ها

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

در جدول اینطوری می داریم

توجه: این آزمایش به سه شیوه قابل انجام است

(1) تند (UU) : N و T به سرعت اعمال می گردند ————— اما زحمتی نیست

(2) نیمه سریع (CU) : N به کندگی اعمال می شود و T به سرعت اعمال می شود.

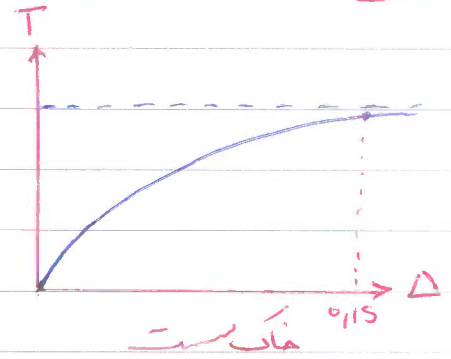
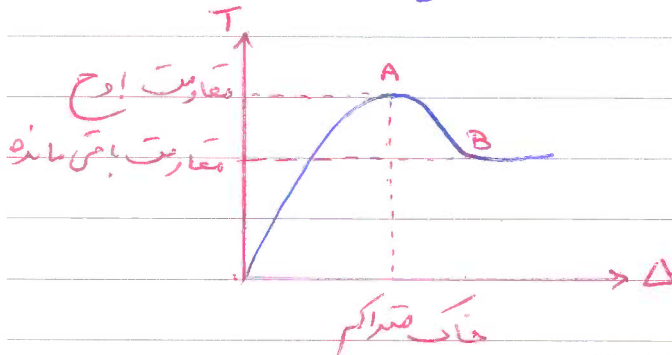
(3) کند (CD) : N و T هر دو به کندگی اعمال می شوند ————— زحمتی وجود دارد.

* در خاک های پدیداریت کم ————— تند یا نیمه سریع انجام می شود

در آزمایش برش مستقیم هوا به زود g و p گسیختگی صفر است

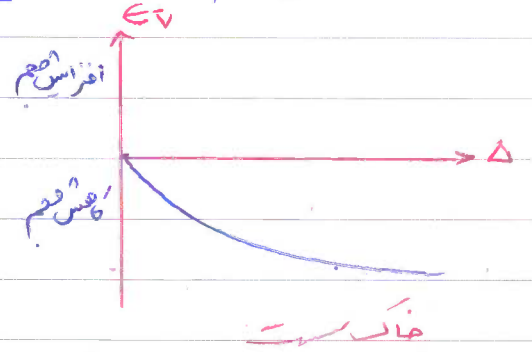
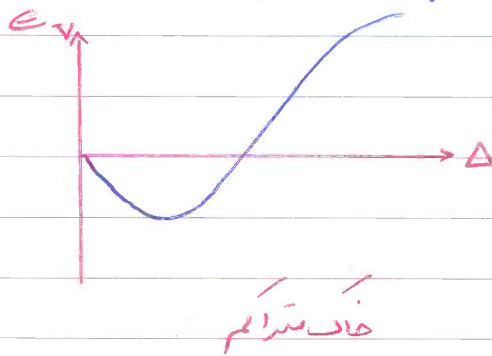
* دو منبع فشار از آبش برش همدم :

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



- در رفتار (1) خاک به حدی که مقاومت خود را رسد و در آخر مقاومت باقی مانده دارد.
در رفتار (2) آبش را حبابی موقوت می کشد که تغییر شکل افقی خاک برابر 15٪ طول نمونه رسیده باشد.

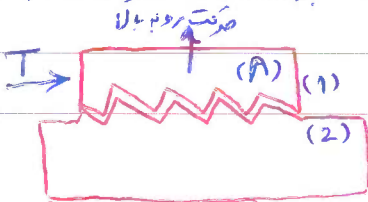
نکته: با نصب گنج های تیرا نمونه تقریبی تغییر حجم نمونه را رسم کرد :



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

سوال چرا افزایش حجم در خاک های متراکم داریم ؟

زیرا برای تسفیک و حرکت سطح متراکم و قفل دست شده ی (1) بر روی (2) جابجایی به جز حرکت روی باری A و افزایش حجم نمی باشد.



No:
 بعد از اقراس هم در خاک مراکم در نهایت هم ثابت می شود. (۴۴)
 در خاک های سست هم در آخر هم ثابت می شود. (۴۴)

معامله آید و بر سر مستقیم:

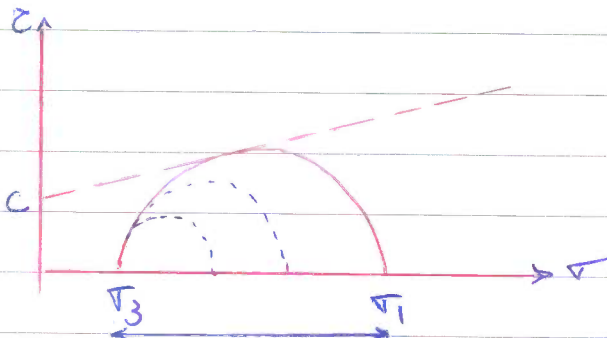
- ۱) سطح کسپیتک به صورت اجباری همان سطح بین دو نیمه جعبه برش است، در حالی که ممکن است این سطح صاف ترین سطح خاک باشد.
- ۲) قویج تن برشی در سطح کسپیتک بکلیه است. تن های برشی در نزدیکی صید هرس فورده شتر و در وسط خاک کمتر است.

③ آتش سے محوری ۛ

در این آیه شریفه اهل اطراف مکه با آب بر سر خود
تافت و هر جانبی به مکه وارد شد به دلیل وجود
نخاک لایتنی، آب خارج به مکه خاک
تمام می شود و اینست
مکه خاک اشباع است

در این آزمایش دایره مورد آزمایش نقطه است

و اقرا فی فنیہ دایره مور بہمت علیہ نزلتہ فی نمودن در نہایت بہ یوں لکھنے سے نمود



پہلے سے ان پڑھ تھے۔

تلقه و اعطاهم 3 چون آرایش به محوری یعنی برین محور را در نظر می‌گیرد به نسبت
به آرایش های قبلی مقاومت کمتری را گزارش می‌کند.

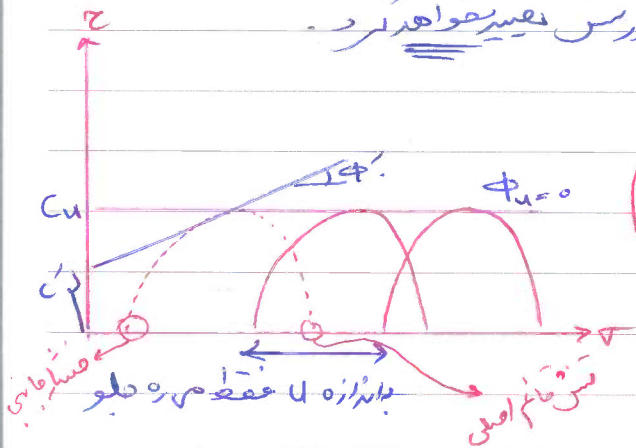
- (1) اگر سرب های زخمش باز باشد : آب اضافی خارج می‌شود و تنش های ایستایی بر تنش مورب تبدیل می‌شوند.
- (2) اگر سرب های زخمش بسته باشد : آب خارج نمی‌شود و فشار وارد به فضا آب حفزه ای تبدیل می‌شود.

انواع آرایش به محوری :

- (1) تحلیل نیافته ، زخمش نشده (UU) :

یک آرایش سیع است. چون زخمش نداریم دایره مورتنس تعریف نخواهد کرد.
(تنش مورتنس است)

مسائل مشترک یک خط افقی است



$$\sigma_u = 2 C_{uu} + \sigma_h \tan^2(45 + \frac{\phi_{uu}}{2})$$

* این آرایش نمی‌تواند σ و ϕ خاک را
ارائه کند فقط C_u یا همبستگی زخمش نشده
خاک را می‌دهد. C_u در محاسبات مقاومت
برشی کوتاه مدت خاک همایی به کار می‌رود.

* اگر آرایش UU در نمونه غیر اشباع یا رس ترک دار انجام شود، پوسش بسبب تنش ابتدا
کمی به محوری خواهد بود و پس افقی می‌شود. با افزایش فشار سلول، درجه اشباع نمونه
افزایش و ϕ کاهش می‌یابد.

- (2) تحلیل یافته ، زخمش نشده (CU) :

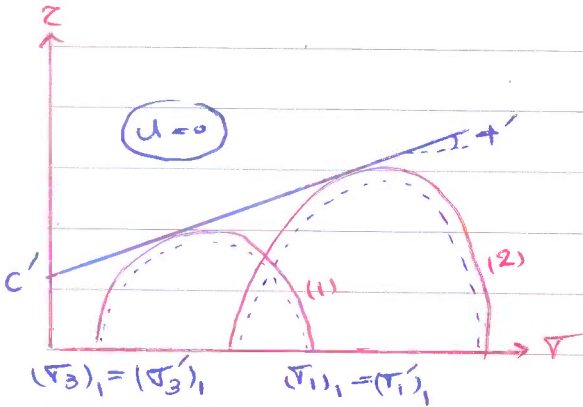
چون در مرحله اول خاک تحت فشار عمده جانبی تحلیل می‌یابد، خاک تنش عمده جانبی به تنش مورب
تبدیل می‌شود.

در نمونه دوم اگر فشار عمده جانبی بیشتر باشد، مقاومت برشی در نمونه هنگام افزایش σ_v و
دایره مور آن بزرگتر می‌شود، با ترسیم مسائل مشترک دایره مور σ_v و ϕ بدست می‌آید.
این آرایش نیز سیع است.

(3) تعلیم یافته، زغلیتی شده (CD) :

این آرایش گنده است.

در این آرایش مقدار آب صفای اهدانه همواره صفر است



مس تنس کل بتنس مرثر برابر است (۴۴)

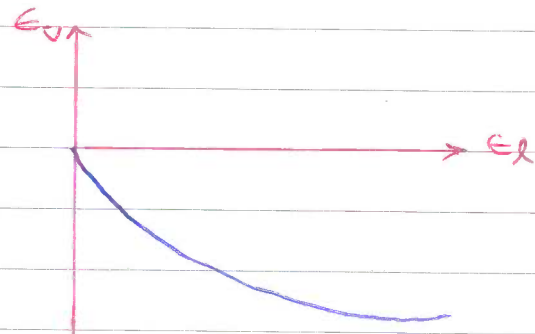
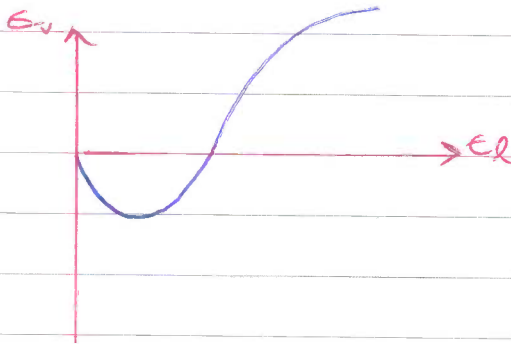
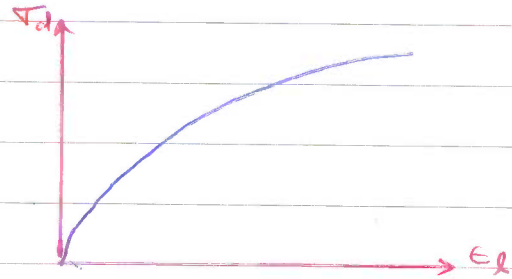
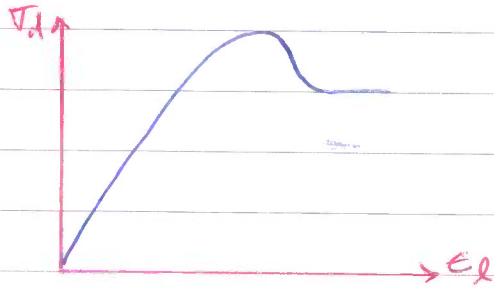
یعنی در CD همواره با $\phi' > \phi$ فرول هارا کار می کنیم

و داریم $\phi' > \phi \rightarrow$ همواره

رفتار خاک در آرایش سه محوری :

رفتا (1) : خاک هنگامی در حالت متراکم یا سبب تعلیم یافته ($OCR > 1$)

رفتار (2) : خاک هنگامی در حالت سست یا سبب تعلیم یافته ($OCR = 1$)



خاک متراکم یا ($OCR > 1$)

خاک سست یا ($OCR = 1$)

تکمه ۱: هیچ تغییر حجمی اتفاق نمی افتد

UU

تکمه ۲: در مرحله اول تغییر حجم ولی در مرحله دوم تغییر حجم نداریم

CU

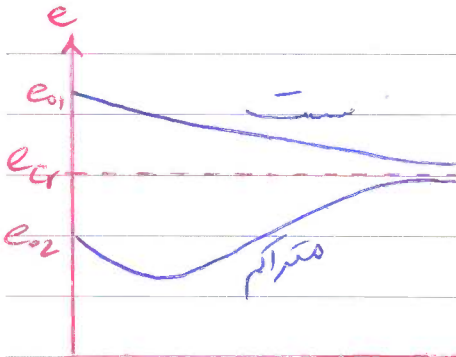
تکمه ۳: در هر دو مرحله تغییر حجم داریم

CD

در آرایش

لا اله الا الله
هم ثابت است

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



نمودار تغییر حجم بر مبنای e

در یک فاد اشباع با نرخ آب، حجم حفرات کاهش یافته

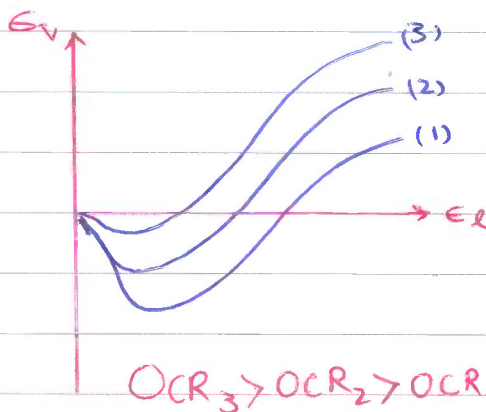
e کم می شود $(e = \frac{v_v}{v_s})$

* در خاک حفرات پست هوای e در حال کاهش است

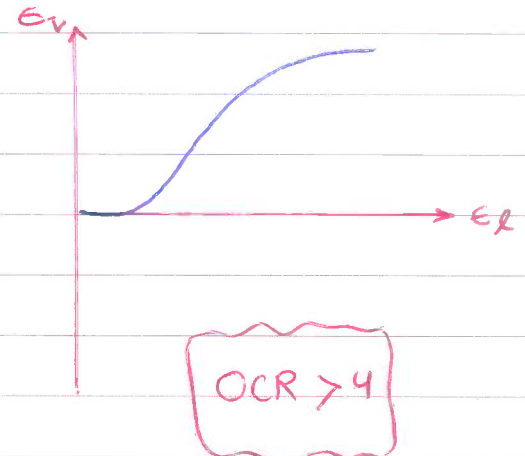
یعنی هوای حفرات حجم رخ می دهد

در حالت تراکم دست در آخر به e یا نشانه خلاصه برانی می رسند

تکمه ۴: هر چه خاک متراکم تر به نفس کاهش حجم کوچکتر و نفس اقرایش هم زیتر خواهد بود.



$OCR_3 > OCR_2 > OCR_1$



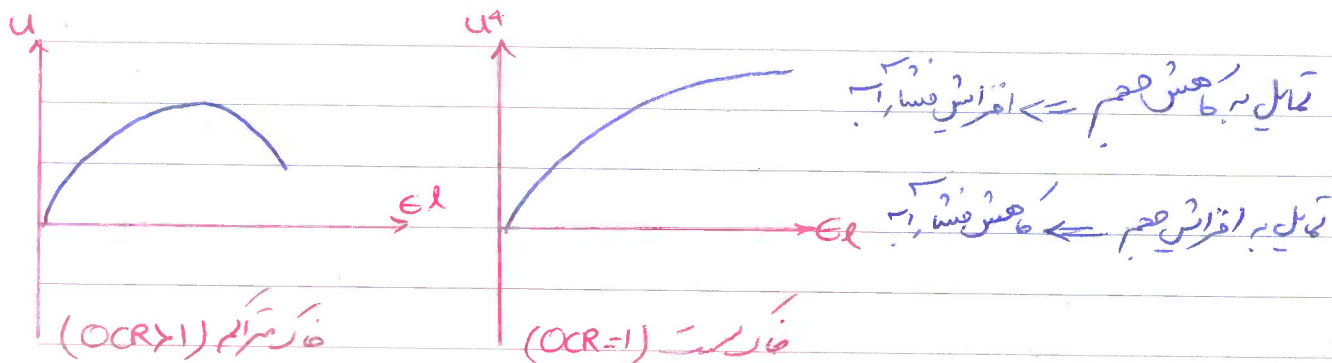
$OCR > 4$

لے طء از $OCR > 4$ به بعد اقرایش هم غالب خواهد بود.

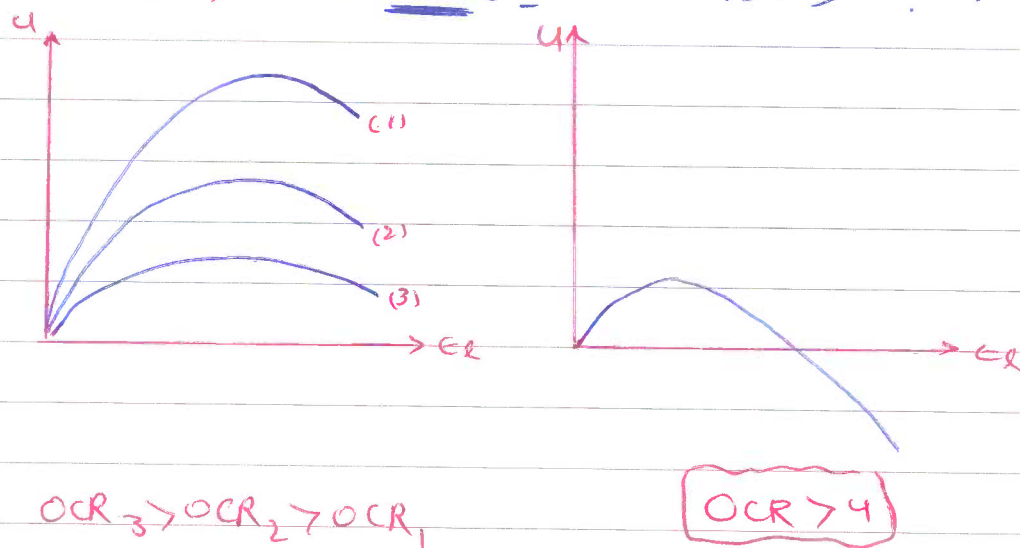
تکمه ۵: فشار مؤثر بسیار با مقاومت برشی زحمتی شده خاک پس (خاک) تخلیه یافته (آب) مطبق دارد.

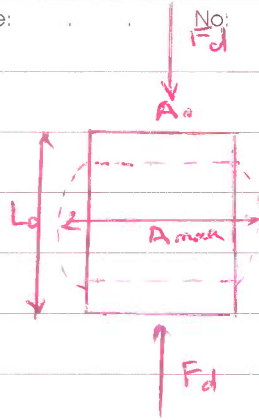
بنابر تفسیر فسا، آب حفره ای (u - ϵ_l)

باید حتماً شرایط زحلکتی نشده به شرایط آسانیت، آب حفره ای را سبب شود.
 پس می توان نتیجه گرفت در این شرایط (محدود اول و دوم) و (u) (محدود دوم) امکان ایجاد
 اضافه شدن آب حفره ای و صعود دارد.



نکته: در خاکهای رست فسا، آب حفره ای همواره در حال افزایش است.
 در خاکهای تراکم max منفی داریم و از نقطه max شروع به کاهش می کند تا جایی که
 فسا، آب حفره ای در نقطه کاهش منفی شود. (OCR > 4)





نسبت تغییرات
نسبت تغییرات

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{F_d}{A_{ave}}$$

اصلاح نسبت در این حالت:

در بعضی خاک ها نمونه تحت فشار می شود.

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

تغییرات
مقدار تغییرات
نسبت تغییرات

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

فقط در CD و CU

در شرایطی که تغییرات
نسبت تغییرات

$$\Delta V = 0 \Rightarrow A_{ave} = \frac{A_0}{1 - \epsilon_l}$$

$$A_1 = A_0 \times \frac{L_0}{L_1}$$

مثلاً نمونه ای می ده که هم آب خارج شده
نمونه فلان است باید سطح واره را از این فرمول

کاربرد عملی پارامترهای مقاومت برشی خاک:

می توانیم CU م باشد

- CD** 1) پایداری در زمان تست شش دانگی خالی
2) سدهای خالی در حالت تراش پایداری
3) خاکریزی کند روی خاک پس اشباع
4) بارگذاری کند یا تند بر روی خاک فیلد اشباع

CU 1) بررسی افت سریع سطح کرنش آب در سدهای خالی مدت حاس از زمان تست

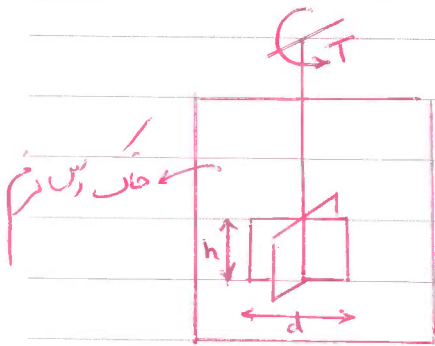
- 2) ساخت سازه 3 سرعت سنج روی شیب ها
3) بارگذاری زلزله 4) اگر تست موثر حاکم باشد می توان پارامترهای موثر مقاومت برشی را بدست آورد

UU 1) پایداری کوتاه مدت شش دانگی خالی
2) سدهای خالی پس از زمان تست

نکته: در خاک ها کاملاً خنث (ماس درین) از اول همه بار تو معادله های صلب خاک تحمل می شود و باقی
از پارامترهای موثر مقاومت برشی (c' و ϕ') استفاده شود.

در خاک ها ماس ایستای مثل به هنگام زلزله فشار آب منفی ایجاد می شود که می تواند باعث حل هم برابر
شود. در این حالت تست موثر هم فرشته و به علت جوشش 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 قائم بال و پایین گسیخته می شود.

میبندی زحمتی نشانه خاک نرمی

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

آزمون برش سریع انجام میگیرد و فرصت زحمتی ندارد.

حساسیت برش ها:

برخی برش ها در اثر دست خوردگی ساختار خاک تغییر کرده و مقاومت خود را به شدت از دست می دهند.

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

$$\text{مقاومت دست نخورده برش}$$

برابر تعیین حساسیت برش ← آزمون برش

بین ۴ تا ۱۰۰

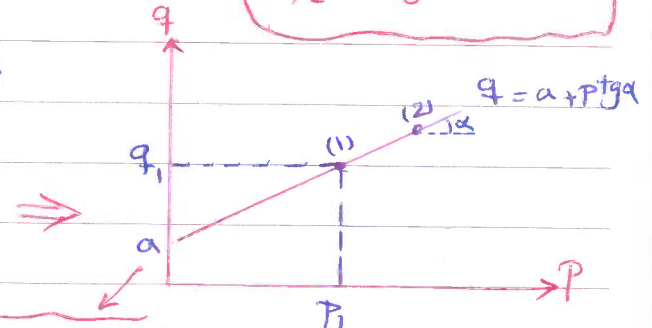
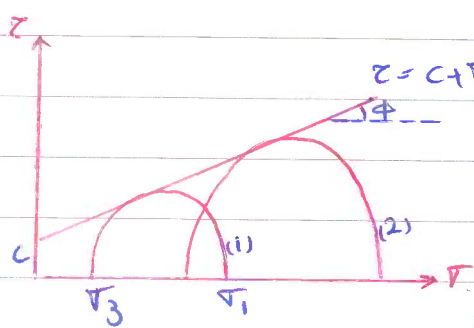
در برش ها حس

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

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

برای برش گسیختگی در فضای P و q:

$$\tau_d = \sigma' \sin \phi \quad \text{یا} \quad \tau_d = \sigma' \tan \phi$$



$$a = c \times C_u \phi$$

No:

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

در فضای P و q هر دایره مورد نظر نقطه تقاطع سفید وجود دارد.

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

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

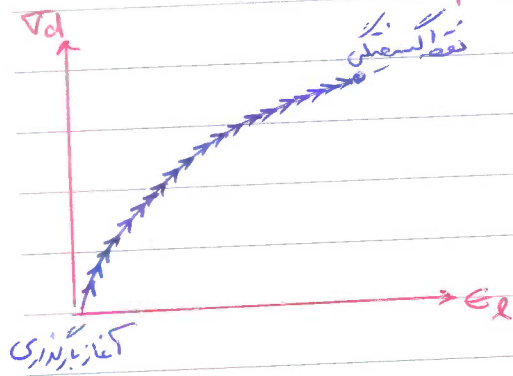
$$\text{در تنش مؤثر} \Rightarrow P' = \frac{V_1' + V_3'}{2} \quad , \quad q' = \frac{V_1' - V_3'}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P' = P - u \\ q' = q \end{cases} \quad \leftarrow \text{مهم}$$

سیر تنش 3

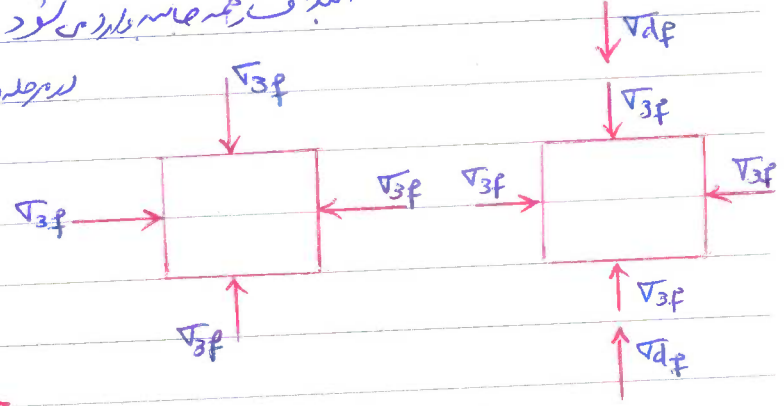
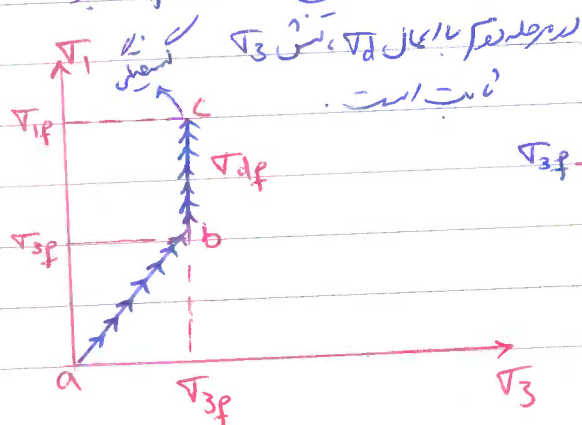
سیر تغییر تنش از لحظه آغاز بارگذاری تا لحظه سفید شدن نمونه خاک را سیر تنش گویند.

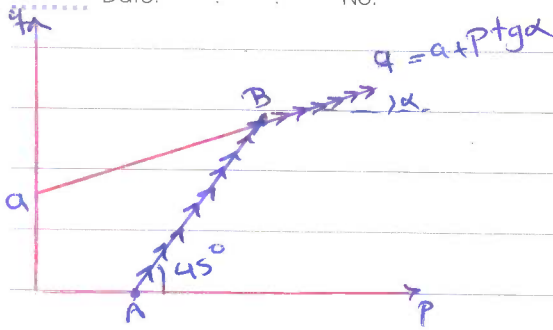
معمولاً سیر تنش برای آرایش سه محوری بررسی می شود.



سیر تنش آرایش سه محوری در فضای (V_1, V_3, V_d)

استداف همه جانبه دارد و تنش از همه شیب می شود. V_{3f} برسد.





مسیر تنش آبیسی به صورتی در فضای (P و q):

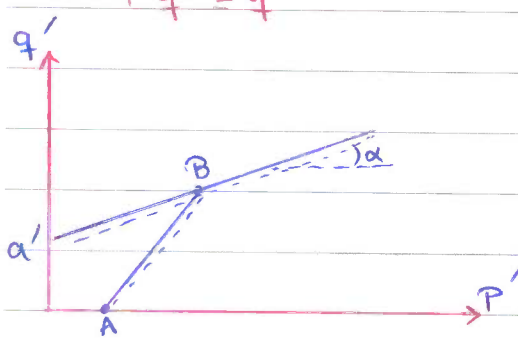
$$\begin{cases} p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_{3f} + \frac{\sigma_{df}}{2} \\ q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_{df}}{2} \end{cases}$$

مسیر تنش موثر:

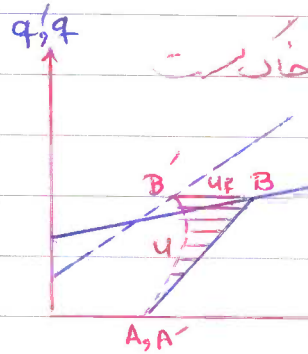
1) در آبیسی زغلی شده (CD) چون فشار آب صفه‌ای برابر صفر است، مسیر تنش و مسیر تنش موثر برهم منطبق خواهند بود.

2) در آبیسی زغلی نشده (CU) فشار آب صفه‌ای غیر صفر است. البته، آب صفه‌ای در هر نقطه برابر با باشد، داریم:

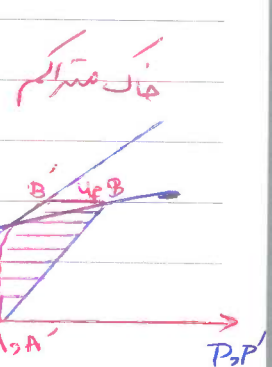
$$\begin{cases} p' = p - u \\ q' = q \end{cases}$$



آبیسی زغلی شده CD

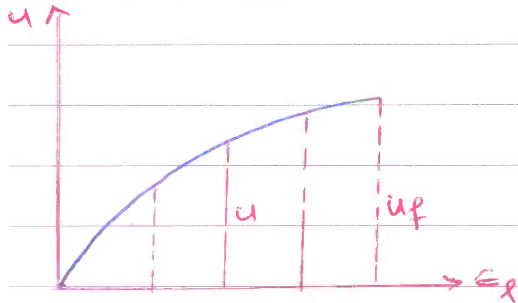


آبیسی زغلی نشده CU

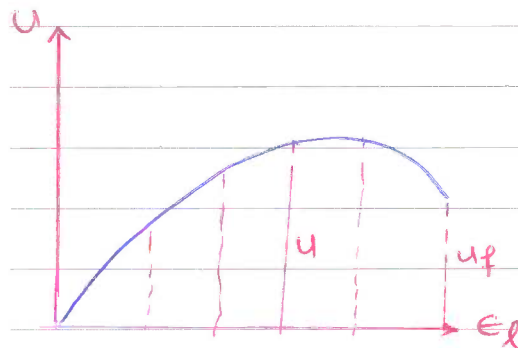


مسیر تنش موثر:

- 1) مسیر $A'B'$ غیر خطی است.
- 2) نقطه B روی پویش گسیختگی تنش و نقطه B' روی پویش گسیختگی تنش موثر قرار دارد.
- 3) نقطه شروع مسیر تنش و موثر (A و A') برهم منطبق است چون در شروع مرحله دم CU فشار آب صفه‌ای صفر است.

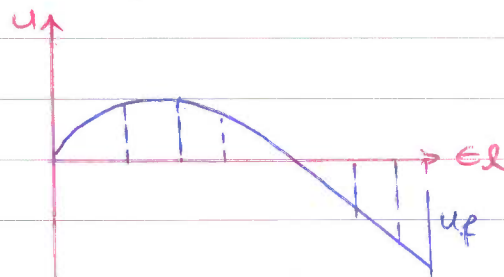
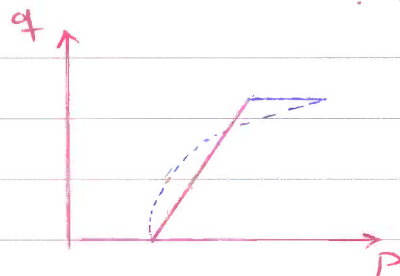


در خاک محکم است چون فشار آب هفرای در طول
آبایی حواره در حال افزایش است فاصله بین
AB و A'B' به تدریج از صفر بزرگ می شود تا به مقدار
 u_f برسد



در خاک محکم ترکم، فشار آب هفرای ابتدا افزایش
و سپس کاهش می یابد. در نتیجه فاصله بین AB
و A'B' نیز در ابتدا افزایش و سپس کاهش می یابد تا به
 u_f برسد

سوال فوت نمودار تنش طول و مؤثر آبایی CU در خاک با OCR ۴۰٪



ضریب فشار آب هفرای اسکیمپتون (A و B) ۳

① ضریب فشار آب هفرای B ۳

این ضریب فشار آب هفرای ایجاد شده در آن در حالتی که یک سطح درجه بندی تراشیده است می باشد

ضریب B فقط تابع رطوبت و نوع خاک است

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{\text{فشار آب هفرای ایجاد شده}}{\text{تنش عمود بر سطح اعمال شده}}$$

$$\text{(در خاک حاصل اشباع)} \Rightarrow \Delta T_3 = \Delta u + \Delta T' \Rightarrow B = \frac{\Delta u}{\Delta T_3} = 1$$

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

$$\uparrow \text{ ضریب } B \Rightarrow \uparrow \text{ درصد اشباع } S_r$$

(2) ضریب ضربه آب هفره ای A :

این ضریب جهت تعیین مقدار آب هفره ای ایجاد شده در اثر اعمال تنش انحرافی به کار می رود.

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

در مرحله دوم از آزمایش به محوری CU و UU که شریک زخمی شده است، با اعمال تنش انحرافی بخشی از این تنش به آب هفره ای و بخشی به تنش مؤثر تبدیل می شود.

ضریب A به عواملی مثل درصد اشباع، نوع خاک، نسبت تنش تحلی (OCR)، مقدار تنش اولیه بستگی دارد.

خاک های رسی با قابلیت زیاد $1 < A_f$

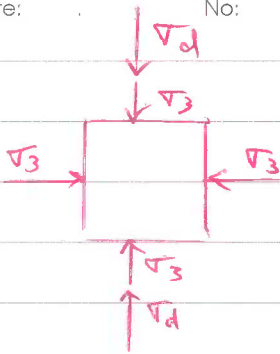
خاک های با قابلیت متوسط تا رسی با عاری تعلیم یافته $(OCR=1)$ $0.5 < A_f < 1$

خاک های با قابلیت متوسط تا رسی با عاری تعلیم یافته $0 < A_f < 0.5$

خاک های با قابلیت متوسط تا رسی با عاری تعلیم یافته $(OCR > 4)$ $-0.5 < A_f < 0$

نکته: اگر در خاک زخمی شده، شرایط تغییر شکل هفره ای باشد $A_f = 1$

* اثر یک این زهلی نشده خاک تحت اعمال تنش همجانبه و انحراف تراکم:



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

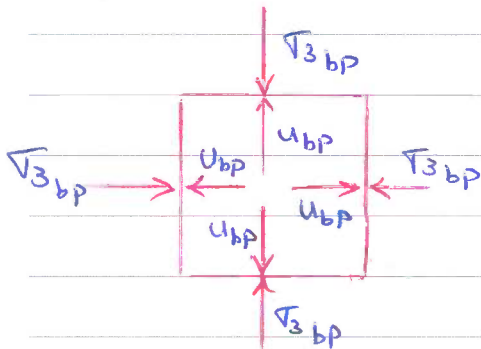
نکته: اگر نمونه خاک به طور زهلی نشده، تغییرات تنش اصلی σ_1 و σ_3 موازی گردد میزان تغییرات σ_1 و σ_3 همجانبه باشد؛ ممکن است تغییرات افقی و عمودی

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

تغییر یافته

سی مار (Back Pressure) :

در بعضی موارد در آزمایش به محوری قبل از آغاز، σ_1 و σ_3 همجانبه درون نمونه خاک را مقداری افزایش می دهند در این حالت σ_1 و σ_3 همجانبه اولیه در درون خاک را سی مار می گویند و یا u_{bp} نشان می دهند.



$$(\sigma_{3 bp} = u_{bp} \Rightarrow \sigma' = 0)$$

جهت جلوگیری از خرابی نمونه در اثر سی مار، باید همزمان تنش همجانبه اطراف نمونه را نیز به همان اندازه افزایش داد تا تنش مؤثر صاف باشد.

اگر در شرایط غرق نمونه تحت آزمایش به محوری قرار گیرد، تنش مؤثرها تغییر می خواهند داشت اما σ_1 و σ_3 همجانبه ای و تنش کل هر دو به میزان u_{bp} افزایش می خواهند داشت.

دلائل برکاتری من فشاره

- ۱) اشباع سازی حامل نمونه
- ۲) حلگیری لیزر (ف، آ، منق)
- ۳) مدلسازی فشار آب موجود در گل

نکات تست ها:

- ۱) نمونه های قاشقی کاملاً دست خورده می باشد
- ۲) نمونه های دست خورده برای آتش های تقطیم، مقاومت برقی و ... مناسب می باشد
- نمونه های دست خورده برای آتش های دانه بندی خاک، تعیین حدود آبریزش و ... مناسب است

نکته تست: اگر در سوال نش برقی و نرئال رصغی لسیقتی مطرح بود داریم:

نش برقی ←

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

نش نرئال ←

$$\tau_f = \left(\frac{\tau_1 + \tau_3}{2} \right) + \left(\frac{\tau_1 - \tau_3}{2} \right) \sin 2\theta$$

زاویه صغی لسیقتی $45 + \phi_2$

نکته تست: ϕ یا آبریزش خاک است. و با افزایش فشار محفظه ای تعیینی نمی کند

نکته تست: اگر در سوالی گفته شد لسیقتی یا کاهش نش قائم انجام شود باید در فرمول های نش محفظه ای با نش 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: در این اصطلاح رافل بدست آمده از آرایش سه مجری، کوئینتر از زاویه اصطفاک داخلی

Φ بیش مستقیم Φ سه مجری

در بیش مستقیم است. یعنی اگر زمانی آرایش سه مجری و بیش را ممنوع کرده بودند باید Φ_{max} را در سه مجری برای Φ که از آرایش بیش بدست آورده قرار دهیم پس در نهایت چون Φ_{max} را انتخاب کرده ایم پس انحراف هم حداقل مقدار را به خود می گذارد.

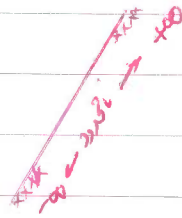
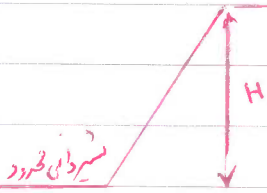
نکته مهم: درست جابه جایی آرایش ۵۵ و آرایش تک مجری توجه نبود، اگر شب نسبت در رابط با C_u بود مقاومت برشی زغکشی شده برابر است با $2C_u$. اما اگر یک در مورد C_{ux} و Φ_{ux} بود باید بران محاسب مقاومت برشی زغکشی شده از منبر $(4s + \Phi) (2C_{ux} + g)$ استفاده کرد.



ی سازی

فصل اول: نیروهای خاک و دیوارها

2 نوع نیروی داریم: محدود، نامحدود
تیجه ها → که دامنه کوه ها



ضریب ایمنی یا ایمنی نیروی:

$$SF = \frac{\text{نیروی مقاوم کننده}}{\text{نیروی محرک}} = \frac{\text{نیروی ایمنی}}{\text{نیروی خطر}} \quad (SF = 1.5)$$

$$SF = \frac{\text{تنش مقاوم برشی}}{\text{تنش موجود برشی}}$$

ϕ : مدانه تنش قابل تحمل بر سطح

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

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

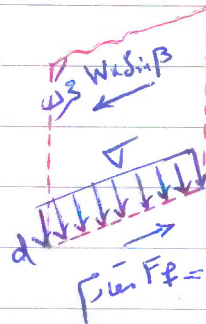
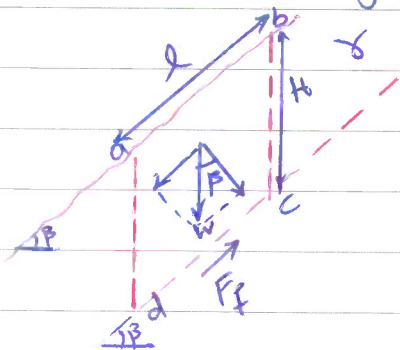
ضریب ایمنی چسبندگی

ضریب ایمنی اصطکاک

ضریب ایمنی خزشی

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

ضریب ایمنی کلی



ایمنی نیروی خاک نامحدود:
(الف) در حالت خشک:

$$\tau = \frac{W \times \sin \beta}{A}$$

$$F_f = A \times (\tau \times tg \phi + c)$$

$$\tau_d = \frac{\gamma H \sin \beta \cos \beta}{\cos \alpha}$$

$$\tau = \gamma H \cos^2 \beta$$

تنش های برشی و عمودی
در سطح abcd

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

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

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

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

ضریب ایمنی شیبی محدود

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

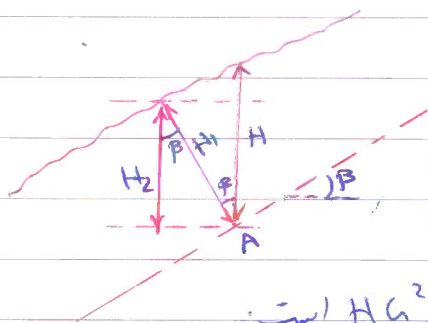
$$\boxed{SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}}$$

اگر خاک دانه ای باشد (c'=0) داریم :
اگر سیمپنه $\phi = 0$ متقل از H

$SF = 1$ ← حداقل ارتفاع شیبی
 H_c : ارتفاع بحرانی شیبی

$$\boxed{H_c = \frac{c'}{\gamma \times C \beta \times (\tan \beta - \tan \phi)}}$$

(ب) حالت وجود تیراوش :

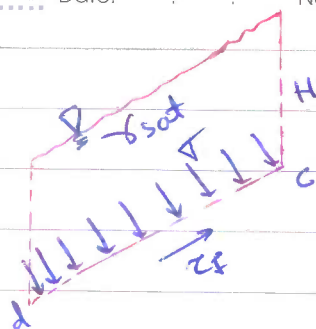


$$\boxed{\text{ارتفاع آب زیروتر نقطه A} = H \cdot C \beta^2}$$

سای ارتفاع در عمق H از خاک باشد، ارتفاع آب زیروتر $H C \beta^2$ است.
یعنی فاصله آب در عمق نقطه $H C \beta^2$ و $u = \gamma$ است

گزارش هیدرولیک جریانه

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



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

$$T' = T - u = \gamma' H C^2 \beta$$

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

ضریب ایمنی نیروی نامحدود حالت تراش

الرهاي نهائي $C' = 0 \Rightarrow$

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

با فرض $SF = 1$ ضریب ایمنی حد الترافع حای نیروی:

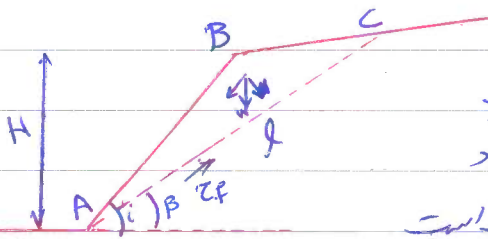
$$H_c = \frac{c'}{C^2 \beta \times (\gamma_{sat} \tan \beta - \gamma' \tan \phi')}$$

در حالت کلی هرچه عمق افزایش یابد $(H \uparrow)$ ضریب ایمنی کاهش خواهد یافت

پایداری نیروی نامحدود

مسئله اصلی در اینجا تعیین سطح لغزش بحرانی است. منحنی به شکل گوییم منتهی است در حالتی که شرط $\phi = 0$ را ارضای کنند (مثل رس اشباع در حالت $U=1$) سطح لغزش بحرانی را می توان منطبق خواهد بود.

سطح لغزش صفحه‌ای : روش کولم :



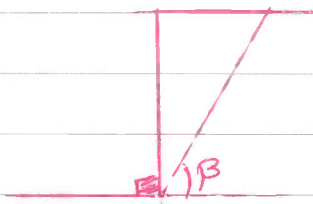
در روش کولم، سطح لغزش یک نیروی محدود به صورت یک خط (یا یک صفحه) با زاویه β نسبت به افق در نظر گرفته می‌شود.
 F_a نیروی محرک = مؤلفه‌ای از وزن که در راستای سطح است
 F_r نیروی مقاوم = مقاومت برشی بر روی سطح AC

$$SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{\sin i}{\sin \beta} \times \frac{c'}{\frac{1}{2} \gamma H \times \sin(i - \beta)}$$

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

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

* در شرایطی که قائم داریم :



$$SF = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{c'}{\frac{1}{2} \gamma H \cdot \sin \beta \cos \beta}$$

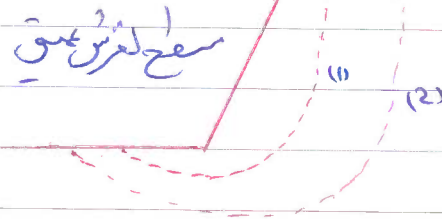
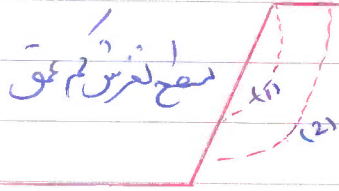
کمترین ضریب ایمنی $\leftarrow \beta = 45^\circ$

$$SF_{min} = \frac{4c_u}{\gamma H}$$

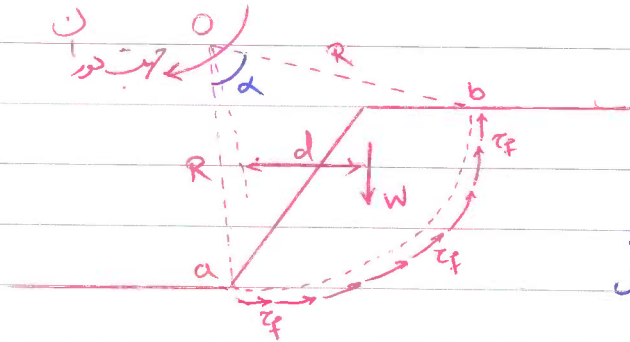
سطوح لغزش عمیق : روش توده و مقاطع :

۱) لغزش سطحی : یا لغزش دامنه : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه نیروی مقاوم سطح است

۲) لغزش عمیق : در این حالت سطح لغزش عمیق نبوده و با دامنه نیروی مقاوم سطح است



اینکه جابه‌جایی لغزش نیروی سطوح دایره‌ای به صورت دایره‌ای است، باید به جای نیروی حرکت و مقاومت استفاده کرد.
 مقادیر نیروی سطح لغزش = $\frac{\text{کنشی مقدار نسبت به مرکز ثقل}}{\text{کنشی حرکت نسبت به مرکز ثقل}}$ = ضریب ایمنی γ
 و آن توده لغزشی



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

$$M_r = F_f \times R \quad \text{خلاف لغزش}$$

لغزشی مقاومت در برابر لغزش

لغزش ضریب ایمنی γ به روش توده و
 اگر زاویه اصطکاک داخل خاک برابر صفر باشد می‌توان ط توده لغزش را به صورت دایره‌ای به دست آورد

$$\tau_f = \tau + c \quad \xrightarrow{\phi = 0} \quad \tau_f = c \quad \boxed{\tau_f = c_u}$$

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

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

ct:

te:

No:

عاب ضرب المبدأ:

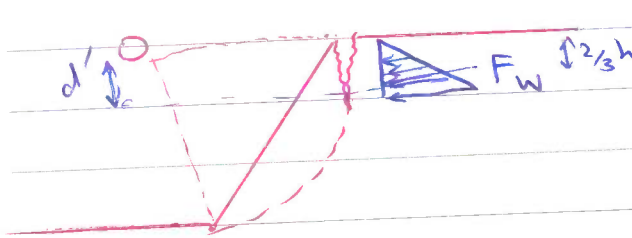
$$\begin{aligned} \text{وزن} \times \text{بازو} &= W \times d \\ \text{مقاومت برشی روی سطح} \times \text{بازو} &= F_f \times R = C_u \cdot l_{ab} \times R \\ \text{لنگر عمود} &= \alpha \times C_u \times R^2 \end{aligned}$$

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

نکته مهم: در برخی مواقع در خاک میرونی در نواحی فوقانی ترک دائم. در این حالت آن مقطع از محول سطح لغزش مقاومت نداشته و در جی سبب مقاومت برشی میانه می گردد.

مثلاً اگر ناصیه فوقانی 2m ترک بخورد به مبانی lab از lab-2 استفاده می کنیم

* اگر ناصیه ترک خورده تا آب می رسد، آب موجود در ترک می تواند به عنوان یک نیروی محرک در جی سبب وارد گردد.



$$\text{لنگر عمود} = W \times d + F_w \times d'$$

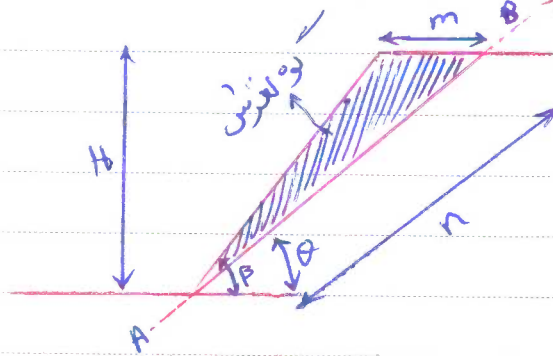
نکته مهم: در سائل به نقطه چایبری توانست چای بندیت خاک بی رفت شود
اگر در سائل گفته بود چایبری بندیت است برای چای بندیت ضریب اضمیان از رابطه استفاده
می کنیم:

$$F.S = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \left(\frac{tg \phi'}{tg \beta} \right) + \frac{c'}{\gamma_{sat} H \sin \beta \cos \beta}$$

اما اگر چایبری توانست مد نظر باشد در آن صورت ما حالتی شل، خاک بی اشباع در شرایط خیلی
نشین خواهد بود. یعنی $\phi = 0$ و $c = c_u$ (حتی اگر در سؤال برای ϕ عدد داده باشند ما صفر در نظر می گیریم)
در نتیجه برای ضریب اضمیان داریم:

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

حالا به ضریب اضمیان نیروی محدود به روشی دیگر:



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

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

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

اگر سرازیری مد داریم:

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

کلوز ۹۰

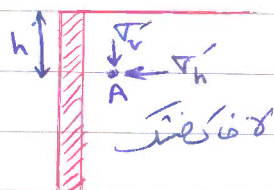
فشار جانبی خاک ها :

۱) حالت سکون (At Rest) ۲) حالت فعال یا حرکت (Active)

۳) حالت معکوس (Passive)

① حالت سکون :

در این حالت دیوار حرکت ندارد. تغییر شکل جانبی صفر دارد نظری سکون

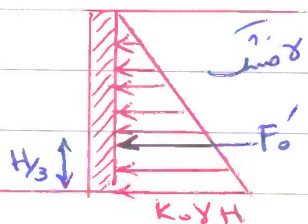


$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$$

$$\sigma_h' = K_0 \times \gamma \times h$$

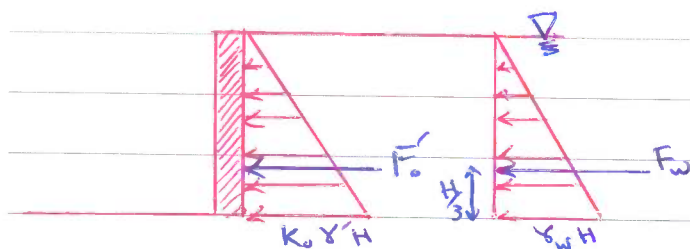
* در رفت جانبی صحت تغییر σ_h' است

نیروی کل وارد بر دیواره



$$F_o' = \text{مقدار} = \frac{1}{2} H K_0 \gamma H = \left[\frac{1}{2} H^2 \gamma K_0 \right]$$

الرخاک ضعیف نبود و استیج بود



$$\sigma_h = \sigma_h' + u_h = K_0 \gamma h + \gamma_w h$$

فشار - ضعیف ای در آن جا برابر است (K ندارد)

سؤال مقدار K_0 را چگونه حساب کنیم ؟

$$K_0 = \frac{v}{1-v}$$

در شرایط تغییر شکل جانبی صفر

$$\left. \begin{aligned} K_0 &= 1 - \sin \phi' \rightarrow \text{خاک عادی ای با تراکم عادی} \\ K_0 &= 0.95 - \sin \phi' \rightarrow \text{خاک پی عادی تقطیم} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{imp}$$

فی سببی K_0 به واسطه PI و OCR (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 :

$$K_{0 \text{ OC تقسیم}} = K_{0 \text{ NC تقسیم}} \times \sqrt{OCR}$$

Results

$$\uparrow \Rightarrow K_0 \downarrow$$

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

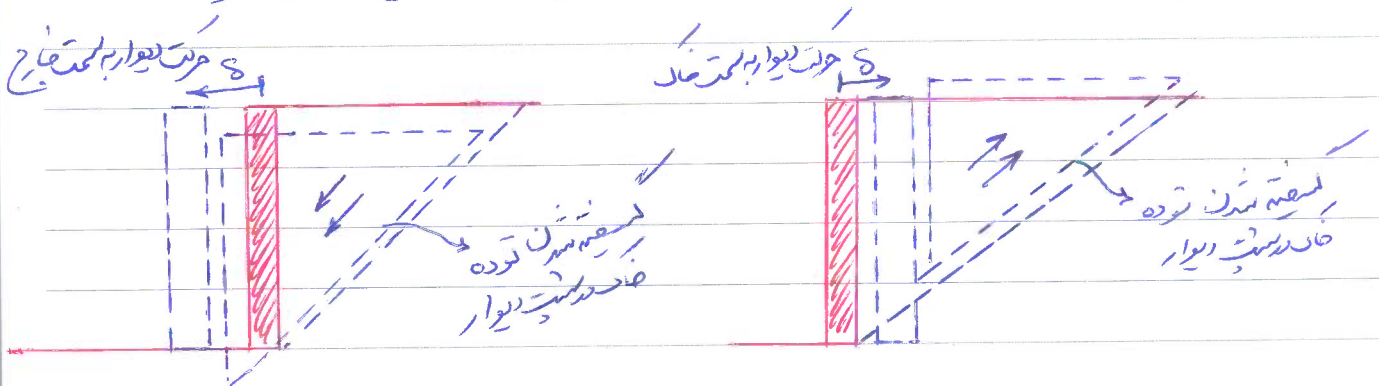
* در سببی غیر متراکم و رسی K_0 تقسیم (NC) $K < 1$

(2) حالت محرک یا فعال (Active) :

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

(3) حالت معادل (Passive) :

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



حالت محرک Active

حالت معادل Passive

* تغییرات K_0 مورد نیاز در حالت Passive نسبت به حالت Active است
تغییر مکان در خاک خاک ریزانه و خاک های رسی می افزاید که در پشت دانه و خاک های متراکم است
 $K_{\text{متراکم}} > K_{\text{ریزانه}} > K_{\text{رسی}} > K_{\text{رسی نرم}}$

برای تعیین ضایعاتی خاک در حالت معاد و محک در تئوری و مبدا دارد:

(2) تئوری «کولمب»

(1) تئوری «رانگین»

تساوی تئوری:

(1) هر دو تئوری هم برای خاک های دانه ریز برای خاک های چسبیده مطرح هستند

(2) در هر دو تئوری معیار مقاومت برشی موثر - کولمب برای حالت گسیختگی به کار رفته است

(3) در هر دو تئوری ضایعات بر مبنای برش معادل حدی در حالت گسیختگی انجام می شود

امثلة تئوری:

(1) تئوری رانگین بر مبنای گسیختگی الحاقی خاک در برش دیوار عمل می کند اما تئوری کولمب بر مبنای گزوه

میلن گسیخته شده در برش دیوار را به خود را بیان می کند

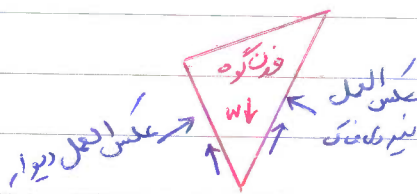
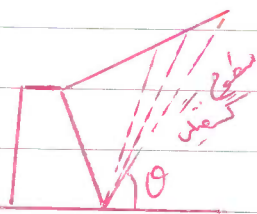
(2) تئوری کولمب اصطکاک بین خاک و دیوار را در محاسبات لحاظ می کند اما تئوری رانگین آن را در نظر نمی گیرد

(3) رانگین هدایتی داخلی دیوار را قائم فرض می کند (4) رانگین، توزیع فشار برش دیوار را می توان بدست آورد

عیای تئوری کولمب:

در تئوری کولمب گزوه گسیختگی میلن فرض می شود. نیروها دارد بر این گزوه برابر است با:

وزن گزوه، نیروی عکس العمل خاک، و در دیوار، نیروی عکس العمل خاک در سطح گسیخته شده



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

برای بدست آوردن اصطکاک

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

س

در حالت - محک (Active) - هدف یافتن حداقل نیروی اعمالی به دیوار

در حالت معاد (Passive) - هدف یافتن حداقل نیروی اعمالی به دیوار گسیختگی خاک نسبت به دیوار

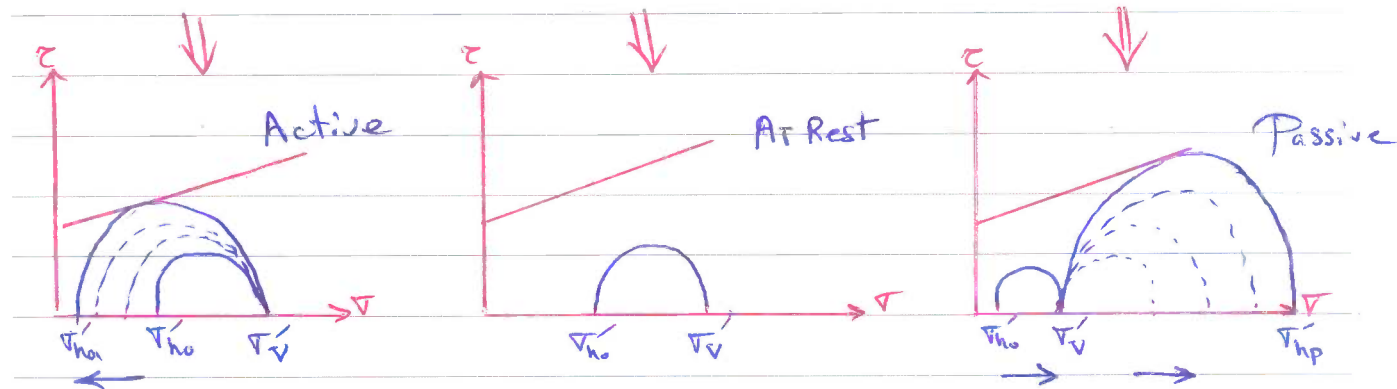
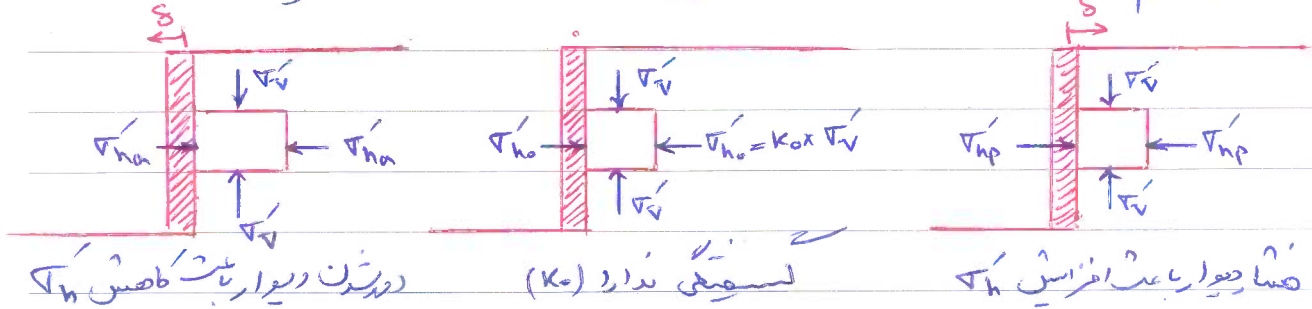
سیم - صرف نظر کردن از اصطکاک در روش رانگین - محاسبه کارانه

عناصر مکانی مقاوم و حرکت در زمین (انگلیسی)

حرکت

سكون

مقاوم



$$\sigma_v = \sigma_{ha} \times \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \tan(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$\text{فرض} \rightarrow K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi'}{2})$$

$$\Rightarrow \sigma_{ha} = K_a \times \sigma_v - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \times \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \tan(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$\text{فرض} \rightarrow K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$\Rightarrow \sigma_{hp} = K_p \times \sigma_v + 2c' \sqrt{K_p}$$

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

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

نسبت مقاومت و مقاومت

$$\sigma_{ha} < \sigma_{ho} < \sigma_{hp}$$

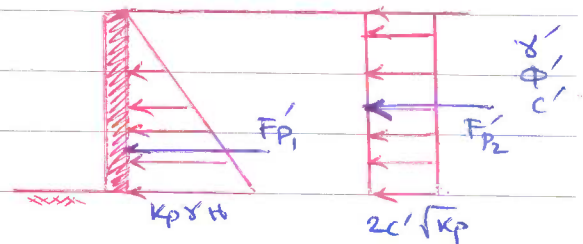
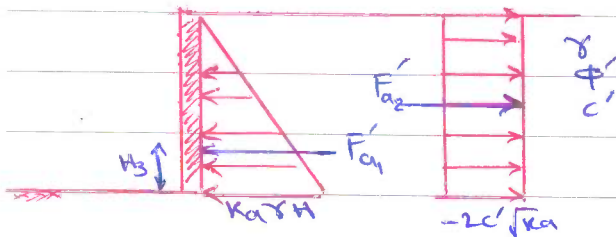
$$K_a = K_p = 1 \leftarrow \phi = 0 \text{ و } K_a < K_p \text{ و } \phi > 0$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} \text{ و } K_p > 1, K_a < 1, K_p > K_a \leftarrow \phi \neq 0 \text{ و } \phi > 0$$

توزیع فشار و برآیند 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

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

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

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

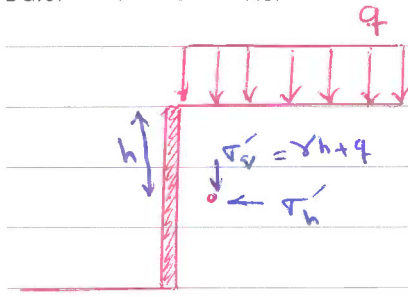
$$F_{p2} = \text{مستطیل} = 2c' \sqrt{K_p} \times H$$

* اگر آجیم و سیستم رفت آب خورای با توزیع مثلثی رفت که محور افروود می شود.

* نیروی جانبی مقادیر مواره از حرکت بیشتر است.

نکته: اگر حالت زلزلی نشد همراه آب داریم، به جای که در خورول ها نشود می گذاریم

اثر سر بار بر فشار افقی خاک ها:



فشار عمود: $\sigma_{h'} = K_0 \gamma h + K_0 \times q$

فشار محرک: $\sigma_{ha} = K_a \gamma h - 2c'\sqrt{K_a} + K_a \times q$

فشار مقاوم: $\sigma_{hp} = K_p \gamma h + 2c'\sqrt{K_p} + K_p \times q$

در این حالت بزرگ‌نمایی از سر بار را $(K \cdot q)$ را به صورت مستطیلی می‌کنیم

نکته: اگر q به صورت تیزرکت نیاید، با استفاده از توزیع تنش مقدار اضافه تنش قائم ناشی از آن را در هر نقطه از عمق دیوار تعیین کرده و سپس با حاصل ضرب $K \times \sigma_v'$ آن را به تنش افقی تبدیل می‌نماید.

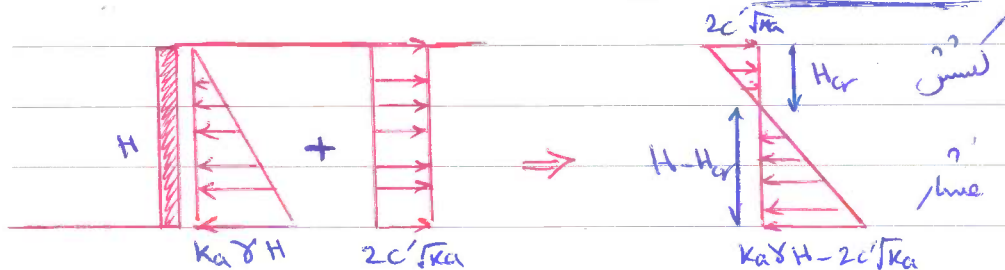
نکته مهم: اگر بار گسترده q به طور سطح به یک طرف حبس شده وارد شود، دیوار را تحت فشار بر یک طرف آن خواهد بود. در این حالت اثر سر بار در سمت فشار آب لحاظ می‌شود.

فشار آب در هر عمق: $u_h = u_v = \gamma_w h + q$

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

ترک کششی:

فقط در حالت فعال Active اتفاق می‌افتد.

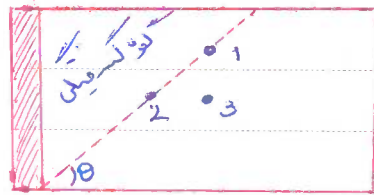


دری‌کتاب از اضافه‌نشی صرف‌نظر می‌شود چون خاک ترک می‌خورد.

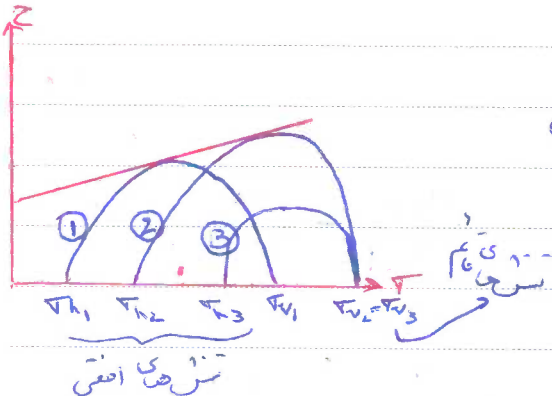
$\sigma_{h'} = 0 \Rightarrow K_a \times \gamma H_{cr} - 2c'\sqrt{K_a} = 0 \Rightarrow$

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

عمق ترک کششی



نکته مهم: اگر دیوار حامل در حالت محک قرار داشته باشد
 با توجه به شکل نقطه 2 در محک بستری نیست
 به نقطه 1 قرار دارد پس تنش ها قائم
 و افقی بستری دارد و در نقطه 2 باید
 نسبت به 1 فرکانس باشد



نقطه 3 در محک مشابه به نقطه 2 قرار دارد پس تنش ها
 قائم این دو نقطه بهم برابر است
 نقطه 3 خارج از توت لیسین بوده و از حایه خا دیوار
 تا بستر بستری می آید پس تنش افقی در نقطه 3 بستری
 تنش افقی در نقطه 2 خواهد بود

نکته واقعاً مهم: اگر در صورت سوال لقطه آرایش تحلیل یا دستاً از نمودار یا مشا طبی در یک لایه
 خاک معمولی یا پر فصل طبیعی خاک است و شد یعنی باید حالت دیوار حامل را سکون در نظر بگیریم

نکته محک ترک لستی:

محک تنش تنش همه باید ماتن مسا شود نه نیست

$$\tau_a = k_a \tau_v - 2c\sqrt{k_a} = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a} \Rightarrow z =$$

الزحان بدون آب باشد

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

هم الزحان آبج باشد

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

هم اگر سرباره داشتیم

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

وقتی ترک در خاک برین می باشد
 تنش هم محک کل را در نظر
 می گیریم و بر این می گوییم
 محک ترک را از محک کل
 کم می کنیم

P4PCO $\phi = \text{الزه}$ بود ϕ های ϕ از $\phi_{\text{استفاده می کنیم}}$

عوض باید ریگالود بداری حاد
 قما باید برای این نیرو حساب شود نه تن

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

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

منشأ من میل به حرکت شود

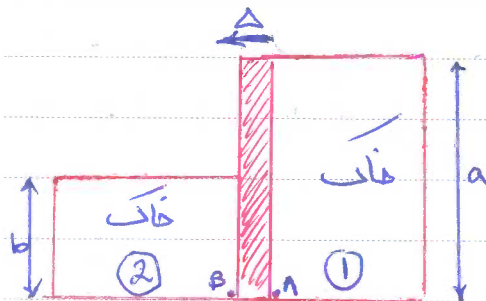
اگر شرایطی نشود یعنی لواحد بود

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

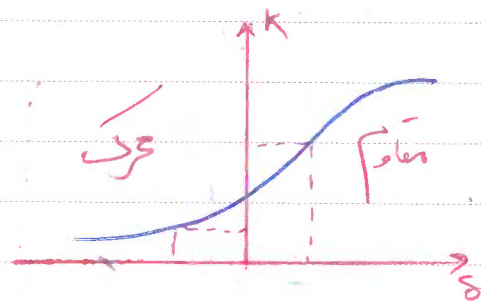
اگر شرایط طولانی مدت برسی شود

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

برای تنبلی
 منب می شود



لکه نت واقعا مهم: در شکل رو بدقت نمودار اینده
 چون Δ به سمت چپ است پس خاک ① حرکت است و ②
 به سمت راست. بدقت کرد که Δ به سمت ارتفاع خاک حاکم
 می کند یعنی اگر $a=2b$ باشد خاک ①، به اندازه $\frac{\Delta}{2}$
 حرکت می کند و خاک ② به اندازه $\frac{\Delta}{2}$

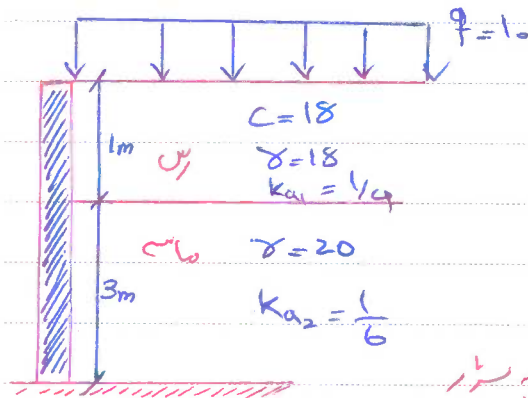


باید دقت کرد اگر نمودار $K-\delta$ را رسم می کنند که K
 هر خاک را حساب کنیم سمت چپ نمودار همیشه برای
 خاک ① (که سمت راست) سمت راست نمودار
 همیشه برای خاک ② (که سمت چپ دیواره!)
 یعنی سمت راست نمودار $K-\delta$ حالت مقاوم است و سمت چپ آن حالت حرکت است

لکه واقعا مهم: اگر نت دیوار داخل سطح آب را بین باید نیروی وارد بر دیوار افزایش می یابد

نکته مهم آزمون بیش:

اگر در یک نیروی وارد بر دیوارها یک خاک پس از روی یک خاک باشد که است بودند با بر دقت
 کرد که خاک پس ممکن است ترک خورد طبق ترک را فقط بر اساس لایه پس حساب
 می کنیم اگر کل لایه پس ترک خورده بود طبق لایه پس را از شکل حذف می کنیم و نه
 های آن هم آن را به برابر اضافه می کنیم.



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

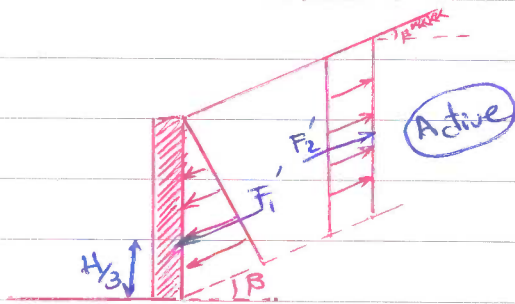
$$= 1.78 \text{ m}$$

ارتفاع پس

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

$$\Rightarrow F = \dots$$

فشار جانبی رطبان ها نسبت به لوله



الرفکت نسبت دیوار زاویه β داشته باش به ضربه
K اصلاح شوند

$$K_a = \frac{C_a \alpha}{K_p}$$

$$K_{ap} = \frac{C_p - \sqrt{C_p^2 - C^2 \phi} \times C_p}{C_p + \sqrt{C_p^2 - C^2 \phi}}$$

$$K_{pb} = \frac{C_p + \sqrt{C_p^2 - C^2 \phi} \times C_p}{C_p - \sqrt{C_p^2 - C^2 \phi}}$$

$$V_{hp} = K_{ap} \times \gamma H - 2c' \sqrt{K_{ap}}$$

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



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



$$\begin{cases} F_{1x}' = F_1' C_p = \frac{1}{2} K_{ap} \gamma H^2 C_p \\ F_{1y}' = F_1' \sin \beta = \frac{1}{2} K_{ap} \gamma H^2 \sin \beta \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{2x}' = F_2' C_p = 2c' \sqrt{K_{ap} H} C_p \\ F_{2y}' = F_2' \sin \beta = 2c' \sqrt{K_{ap} H} \sin \beta \end{cases}$$

* با افزایش نسبت خالی (β) مقدار نیروی محرک افزایش می‌دهد و به دلیل محل اثر آن تغییر کرده و در همان
دایره از ارتفاع باقی می‌ماند.

کنترل پایداری (رویه‌ها حایل و ...)

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

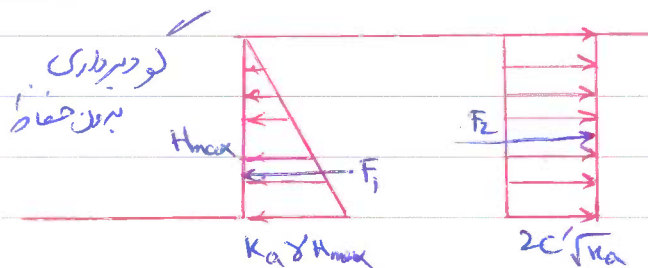


Subject: Mostafa Rahimi

Date:

No:

ارتفاع مجاز گودبرداری :



شرایطی نباشد

$$\Rightarrow F_1 = F_2 \Rightarrow$$

حد اکثر ارتفاع این گودبرداری

$$H_{max} = \frac{4C'}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

ضریب ایمنی گودبرداری

$$SF = \frac{\text{نیروی جاذبه ای گود}}{\text{نیروی ناپایداری گود}} = \frac{F_2}{F_1} \Rightarrow$$

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

یعنی حداقل عمود بر پایداری
اینشواله ابعاد پایداری به نسبت
ابعاد از این بزرگتر
باشد و
محل

عمود پایداری گود (N_s) :

فقط برای خاک های صلبه تعریف می شود

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

صلبی خاک

ارتفاع خود موجود

ضریب ایمنی پایداری

تعیین حد التماس بار q به کمک عمود پایداری :

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

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

که نسبت به اصل سطح خاک با ارتفاع H_e در نظر می گیریم

اگر مقاومت برشی چغلی شده خاک مد نظر بود :

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

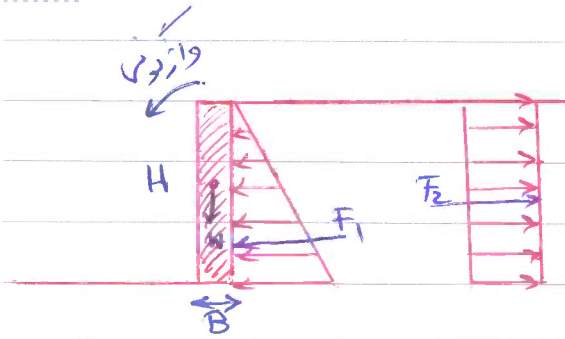
این ضریب ایمنی ندارد

* اگر بار q داشته باشیم :

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



صنایع آهنین و آژنوس مول نیجه دیواره



$$SF_{\text{آژنوس}} = \frac{\text{نیروی مقاوم مول}}{\text{نیروی محرک مول}}$$

مقاوم آژنوس $M_r = F_2 \times \frac{H}{2} + W \times \frac{B}{2}$

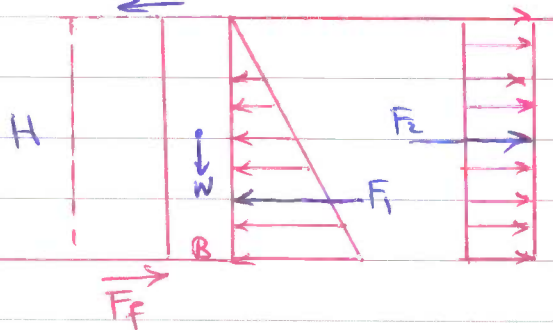
محرک آژنوس $M_d = F_1 \times \frac{H}{3}$

مقاوم آژنوس

محرک آژنوس

مقاوم SF ← 2.115

لغزش



صنایع آهنین لغزش؟

$$SF_{\text{لغزش}} = \frac{\text{نیروی مقاوم لغزش}}{\text{نیروی محرک لغزش}}$$

مقاوم لغزش $F_r = F_2 + F_f$

محرک لغزش $F_d = F_1$

مقاوم لغزش (→)

محرک لغزش (←)

$$F_f = (\tau \times tg \phi_d + c_d) \times (B \times 1)$$

مقاوم لغزش (واحد طول)

تن برشی مقاوم ریلیف

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

c چسبندگی خاک

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

φ زاویه اصطکاک

مقاوم 7 مین 315 گاج ← مم

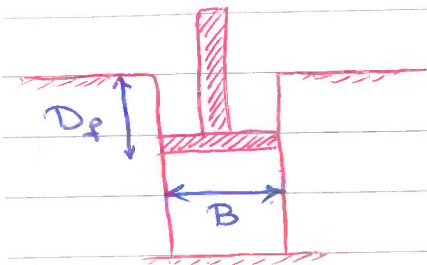
مصلحہ : بی ہا سطحی :

No:

بی ہا سطحی مناسب است کہ مدالترشی ایجاد شدہ زیر بران (q_{ult}) ، مقاومت برشی خاک از بین بند و همچنین نسبت بسا از حد مجاز تر ایجاد نکند

$$q_{max} \leq \min \left\{ \frac{q_{ult}}{FS}, q_s \right\}$$

تنش مجازاتی از نسبت q_{all} ضریب برشی بی خاک



$$\frac{D_f}{B} \leq 4 \Rightarrow$$

بی سطحی

منفذ
بریک بدستون
نوازی
کستردہ

$$4 < \frac{D_f}{B} < 10 \Rightarrow$$

بی نیمہ عمیق

$$\frac{D_f}{B} \geq 10 \Rightarrow$$

بی عمیق

$$q_{max} = q = \frac{P}{A}$$

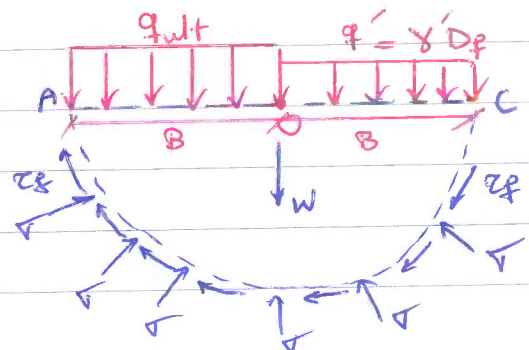
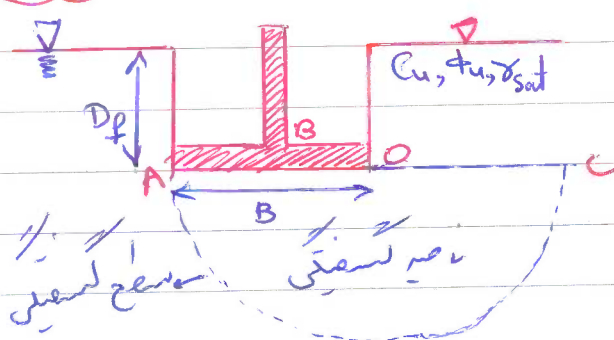
اگر بار روی بی سطحی بویخ از عمیق ایجاد نکند

روش تعیین q_{all} ~ روش تعادل صری :

q_{ult} مدالترشی است کہ در خاک زیر بی بران ایجاد شود کہ خاک در آستانہ بی سطحی قرار گیرد

- ابتدا سطح کسفی مناسب در خاک زیر بی بران (خود صورت سوال بہ بی رہا)
- نیز در خاک و در سطح کسفی را بہ صورت دیگر اگر قسم آزار غاشی بی صیم
- بنویشتن یک را بہ تعادل مناسب مقدار q_{ult} را بہ نسبت بی آوریم

EXP

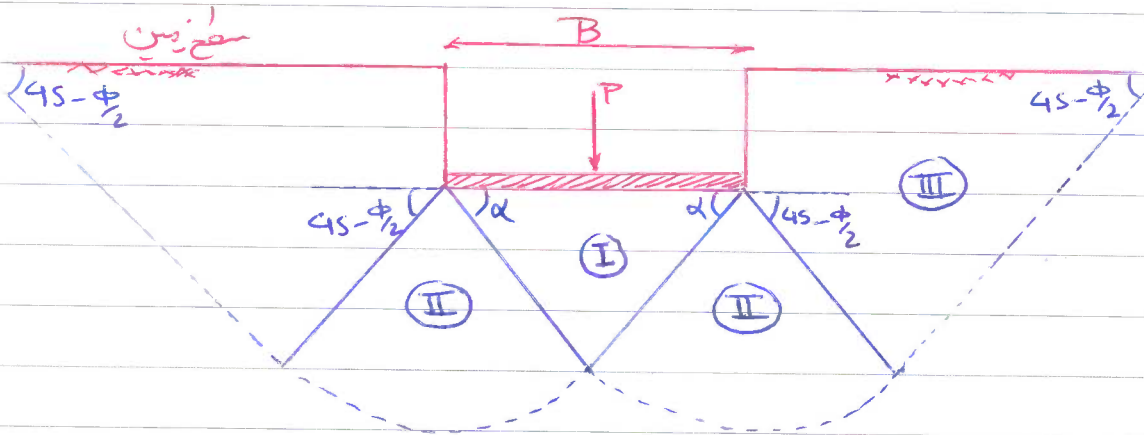


$$\sum M_o = 0 \Rightarrow q_{ult} \times (B \times L) \times \frac{B}{2} = q' \times (B \times L) \times \frac{B}{2} + c_f \times (\pi B L) \times B$$

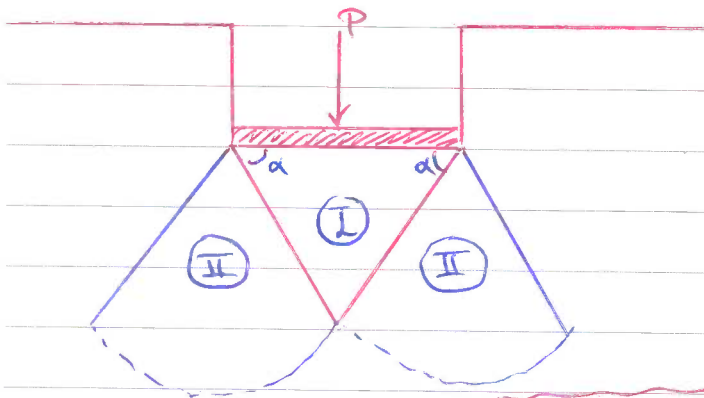
$$\Rightarrow q_{ult} = q' + 2\pi c_f = \boxed{q' + 2\pi c_u}$$

Result اگر در عمق D_f از سطح خاک قرار گیرد، بر روی نهایی آن در اثر وجود سر بار q افزایش می یابد.

انواع گسیختگی زیری:
 ① گسیختگی برشی کلی:
 وقتی خاک زیر می تراکم و قوی باشد مانند شیل زیر نهاده گسیختگی به این می آید.



② گسیختگی برشی موضعی:



اگر خاک زیری تراکم متوسط داشته باشد به هنگام گسیختگی خاک منطقه ③ رشد نمی شود که در این حالت گسیختگی برشی موضعی داریم.

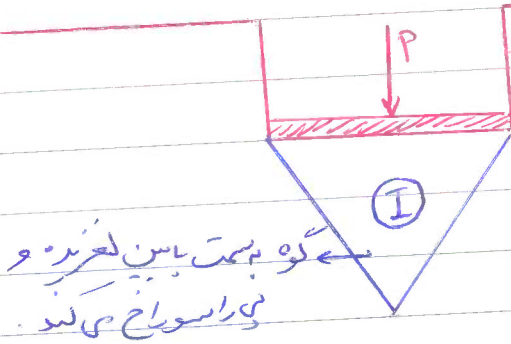
دسته مهم ← در تراکم ← $\alpha = \phi$
 در هاشن و مایر هوف ← $\alpha = 45 + \frac{\phi}{2}$

③ گسیختگی برشی یا بایج

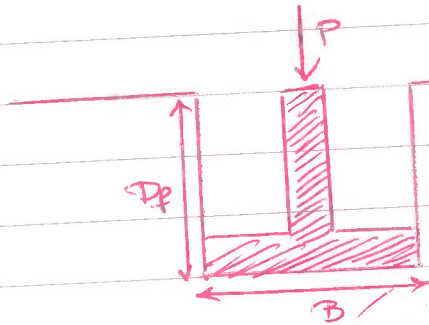
حرفاً جانب زیری است، بایج
از شکل گوه گسیختگی ①
جانب زیری یا بایج (سوراخ) می‌گردد

اصولاً پس از بارهای جانبی است ایجاد می‌گردد

تقریباً ظرفیت برشی رابطه‌ای دارد:



به گوه به سمت پایین لغزیده و
در سوراخ می‌گردد



$$q_{ult} = \underbrace{c N_c}_{\text{تأثیر چسبندگی}} + \underbrace{q N_q}_{\text{تأثیر عمق}} + \underbrace{0.5 \gamma B N_\gamma}_{\text{تأثیر عرض}}$$

q : بار ایستایی از خاک در یک متر از سطح ($q = \gamma D_p$)
 B : گوی‌ترین بعد مقطع
به جهت قس مؤثر در نظر گرفته شود

ضرایب N_c و N_q و N_γ ضرایب اصلی نام دارند که خود مستقل می‌ده

عوامل تأثیرگذار بر روی q_{ult} :

- ③ ضرایب چسبندگی یا برشی
- ⑤ ضرایب بار بردن زمین عمیق‌تر

- ① شکل می
- ② عمق می
- ④ ضرایب بار بردن زمین زیری

بررسی رابطه q_{ult} بر اساس نظریه تراستی و
تراستی به دو شکل معادله دارد تقریبی کرد.

$$\Rightarrow \text{تراستی} \quad q_{ult} = c N_c S_c + q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

$$\Rightarrow \text{رابطه بین } N_c \text{ و } N_q \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

تراستی از تقابلی سطح سطحی شکل شده یارک به صرف تقریب کند
* S_c و S_q و S_γ ضرایب شکل هستند.

انواع S_i	ضرایب شکل	
	S_c	S_γ
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 دایری	1	1

S_q ← همواره برابر ①

دقت: اگر در سوال گفته بود $2B \times \frac{B}{2}$ است



حالات خاص:

(1) آبرفت طنه ای است

$$C=0 \Rightarrow q_{ult} = q N_q S_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

(2) آبرفت 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) آبرفت ضریباً عمیده است ($\phi=0$)

$$\phi=0 \Rightarrow N_q=1, N_\gamma=0, N_c = \frac{3\pi}{2} + 1 = [5, 7]$$

فقط در تراز

$$S_c = S_q = S_\gamma = 1 \rightarrow \text{دری نواری}$$

نظری معروف در تعیین ظرفیت بری:

$$\text{در حضور آب قائم} \Rightarrow q_{ult} = C N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma$$

$$\text{در حضور آب مایل} \Rightarrow q_{ult} = C N_c i_c d_c + q N_q i_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

یعنی اگر بار مایل بود S_c را در نظر بگیریم $d \leftarrow$ ضریب عمق $i \leftarrow$ ضریب مایل
 $d_\gamma \leftarrow$ ضریب شیب

$$\text{if } \phi=0 \Rightarrow N_c = \pi + 2 = [5, 14], N_q = 1, N_\gamma = 0$$

$$N_q \text{ و } N_\gamma \text{ رابطه بین} \Rightarrow N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

نکته مهم: رابطه $N_c = (N_q - 1) C_u$ را هر سه نفر ترازقی، میرحوف و هاشن قبول دارند.

$\Rightarrow$ اگر روی سطح زمین بود $d_y = 1$

تئری هاشن در عین ظرفیت باری:

کامل ترین تئری 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 $N_q = 1$ و $N_\gamma = 0$

هاشن مانند ترازقی، برای محاسبه ظرفیت باری برای سطحی، تسطیح باری که در نظر می گیریم علامت مثبت باری خاک در ناحیه III درجا است سطح زمین صرف تفرس می ماند.

نکته 3: در خاک پس از ایجاد کاملاً فشرده هاشن را چسبیده به برای ظرفیت باری باری دارد:

$$q_{ult} = (\pi + 2) C_u (1 + S_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q$$

صنوبر سبب
صنوبر نه سبب
صنوبر مایل بود
صنوبر عمق

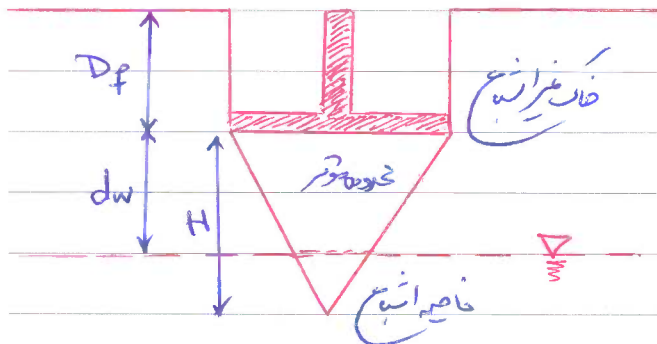
عوامل کاهشده ظرفیت باری:

- (1) سبب دارنده ت زمین کناری
- (2) انحراف
- (3) قرار گرفتن مایل بر روی سطح زمین

* اگر در سوال نکته بوده N_c را از ترازقی حساب کنیم یا میرحوف، میرحوف انتخاب می کنیم چون دقیق تر است $N_c = \pi + 2$

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow s_e = d_e = i_e = g_e = b_e = 0$$

تأثیر تراکم زیرزمینی و اشباع بودن خاک



اگر آب زیرزمینی روی d_w $H \leq d_w$ تأثیر ندارد

اگر آب زیرزمینی روی d_w $H > d_w$ تأثیر دارد

در این شرایط برای سه q_{ult}

الف) تغییر در ترم عمق q در این حالت، تنش مورد در دست در تراکم می است
آب از تراکم می بالاتر رود، q تغییر می کند

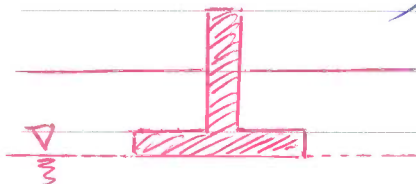
ب) تغییر در ترم عرض $(0.583 N_c)$ و γ از e استفاده می شود

$$e = \gamma' + \frac{d_w}{H} (\gamma - \gamma')$$

$\gamma_{sat} - \gamma_w$

یعنی γ آن که فوراً در حالت اول
دره می تر باشد، می افتد (فون محض غیر اشباع)

Result تراکم زیرزمینی فقط در ترم q و γ تغییر می دهد

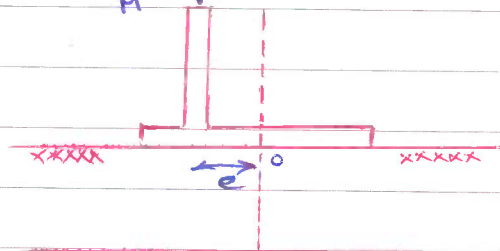
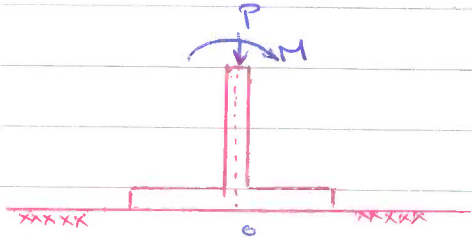


نتیجه: هرگاه تراکم زیرزمینی بلف می برسد یا بالاتر از آن
رود d_w برابر می شود

$$d_w = 0 \Rightarrow e = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

برای بارهای متمرکز دراز مدت صافند
 اگر بارها گوناگون مدت بود باید برای e به جای e' استفاده کرد.

تأثیر جرم از مرکزیت بارهای دراز مدت می باشد:



$$\sum M_{\text{کل}} = \sum M_o = M$$

$$P_{\text{کل}} = \sum F_y = P$$

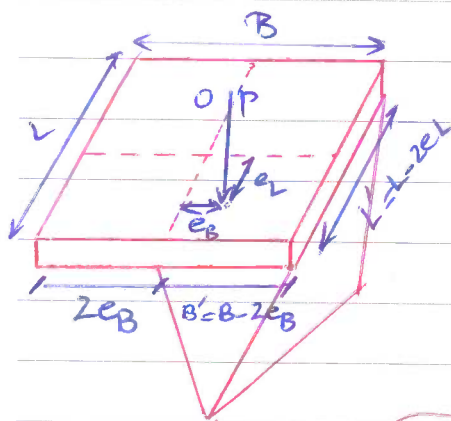
$$e_{\text{کل}} = \frac{M}{P} = \frac{M}{P}$$

$$M_{\text{کل}} = \sum M_o = M + Pe$$

$$P_{\text{کل}} = \sum F_y = P$$

$$e_{\text{کل}} = \frac{M_{\text{کل}}}{P_{\text{کل}}} = \frac{M + Pe}{P} = \left(\frac{M}{P} + e \right)$$

Result پس خروج از مرکزیت خونی به بیرون خط را طریقی می دهد و توزیع تنش در زیرین را غیر یکنواخت می کند



تأثیر جانسن در خروج از محوری :

طبق تأثیر جانسن اگر نسبت تأثیر بار به خروج از مرکزیت e_B قرار بگیرد، گویه مثلث در زیرین به اندازه $2e_B$ نسبت به حالت عادی کوچکتر شده و در این حالت بعد موثر 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.

$$L' = \max \{ L - 2e_L \text{ و } B - 2e_B \}$$

$$B' = \min \{ L - 2e_L \text{ و } B - 2e_B \}$$

برای محاسبه ضریب باربری:

$$1) \text{ از } B \text{ به جای } B \text{ استفاده شود} \leftarrow e, S, B, N_y \rightarrow e, S, B', N_y$$

$$2) \text{ در محاسبه نیروی نهایی وارد برش از ابعاد موثر استفاده شود} \leftarrow \begin{cases} P_{ult} = q_{ult} \times A \\ A = B' \times L' \end{cases}$$

برای محاسبه گد و نه $\leftarrow$ از B' و L' استفاده شود
ولی برای محاسبه q_{ult} (ضریب یمن) $\leftarrow$ از همان B استفاده شود.

تقریب سه هوف 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 بروج از مرتبه

$$R_{ex} = 1 - \sqrt{\frac{e_x}{L}}$$

$$R_{ey} = 1 - \sqrt{\frac{e_y}{B}}$$

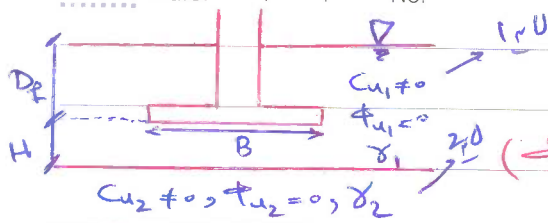
$$(0 < \frac{e_x}{L} \text{ و } \frac{e_y}{B} < 1)$$

در حالت غیر مینده

$$R_{ex} = 1 - 2\left(\frac{e_x}{L}\right)$$

$$R_{ey} = 1 - 2\left(\frac{e_y}{B}\right)$$

در حالت مینده



شرطت: بار بر روی خاک مستقر باشد و خاک لایه ای:

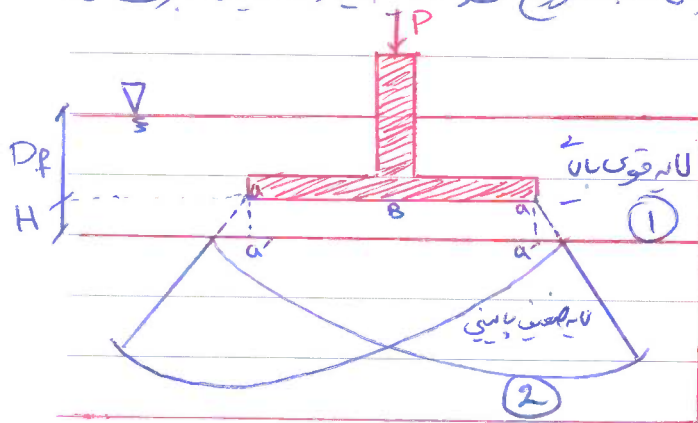
(1) مرکز ثقل بر روی دایره خاک پس صرفاً چسبیده ($\phi = 0$)

الف) مقاومت برشی چسبشی شده لایه زیرین تحت بار لایه یابی است (1) $\left(\frac{c_2}{c_1} \right)$

الف (1) به ازای نسبت خاک زیر $\frac{H}{B}$ گسیختن عمده در لایه یابی است اتفاق می افتد

جایز گسیختن برشی در لایه یابی $\rightarrow q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$

الف (2) به ازای نسبت خاک کوچک $\frac{H}{B}$ گسیختن به سوراخ شدن لایه یابی و گسیختن برشی در لایه یابی می باشد.



باز $q_{ult} = \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 D_f$

برش عمیق $q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u2} N_c$

$$q_{ult} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u2} N_c + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 D_f$$

c_a : چسبندگی خاک در امتداد سطح aa'

if $\frac{c_{u2}}{c_{u1}} \geq 0.5 \rightarrow c_a = c_{u1}$

(ب) مقاومت برقی زغلی نشده لایه زیرین بیشتر از لایه بالایی است $(\frac{C_{u2}}{C_{u1}} > 1)$

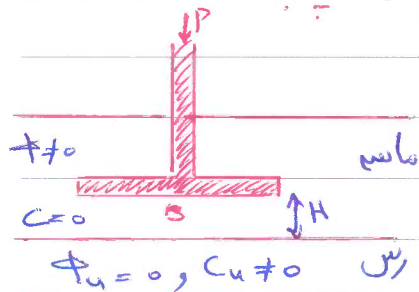
ب. ۱ اگر $\frac{H}{B} > 1$ لایه بالایی یعنی ضخامت باری ندارد و متبالاته بالایی است
مثل حالت الف ۱

ب. ۲ اگر $\frac{H}{B} < 1$ $\frac{H}{B} = 0 \leftarrow$ $q_b = [1 + 0.2(\frac{B}{L})] C_{u2} N_c + \gamma_2 D_f$

$\frac{H}{B} = 1 \leftarrow$ $q_t = [1 + 0.2(\frac{B}{L})] C_{u1} N_c + \gamma_1 D_f$

$$\Rightarrow q_{ult} = q_t + (q_b - q_t) (1 - \frac{H}{B})^2 \geq q_t$$

(۲) قرار گرفتن لایه باری در لایه از جنس ماسه و لایه بالایی از جنس صخره صلبه

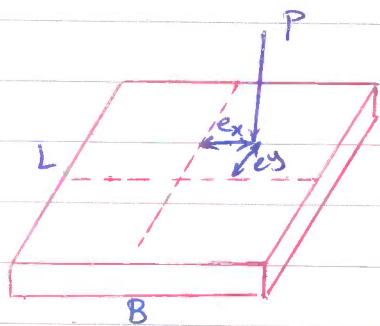


ب. ۱ اگر $\frac{H}{B} \leq 1.5 \Rightarrow$ ضخامت باری بر متبالاته لایه (رسم) از جنس صلبه آمده است

ب. ۲ اگر $\frac{H}{B} > 3.5 \Rightarrow$ ضخامت باری بر متبالاته لایه اول (ماسه)

ب. ۳ اگر $1.5 < \frac{H}{B} < 3.5 \Rightarrow$ لایه در تقاطع لایه اول و لایه دوم قرار گرفته است

اگر $\frac{H}{B} \leq 1.5$ بود، وجود لایه باری یعنی ضخامت باری را فرض می‌دهد. اگر این خاک بر اساس
باشد، نسبت نهاده خاک را نیز فرض می‌دهد.



توزیع ممان‌های
دقیقاً مانند مقاومت مصالح محل می‌گیریم (مثل دایره)
تنش ناشی از نیروی جبری که در زیر می‌بینیم است
اما تنش ناشی از محسوس در وسط می‌صفر می‌شود و در
گوشه‌ها ماکزیمم است

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{P}{BL} + \frac{6Pe_B}{B^2L} \\ q_{min} = \frac{P}{BL} - \frac{6Pe_B}{B^2L} \end{cases}$$

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y}$$

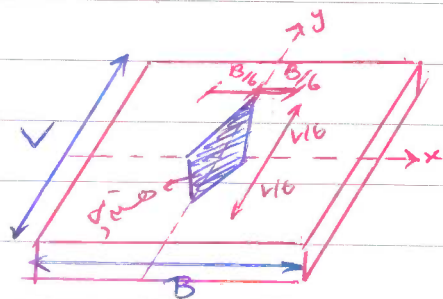
می‌توانیم تنش در زیر را آسان‌تر بدست آوریم:

اگر فرض کنیم که تنش بیفتد، این ناحیه از خاک جدا می‌شود. در این حالت دیگر نمی‌توان از روابط
مقاومت مصالح استفاده کرد.

$$q = 0 \Rightarrow \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = 0 \Rightarrow \frac{P}{BL} - \frac{M_{ob} \times \frac{B}{2}}{\left(\frac{LB^3}{12}\right)} = 0 \Rightarrow \frac{M_{ob}}{P} = \frac{B}{6}$$

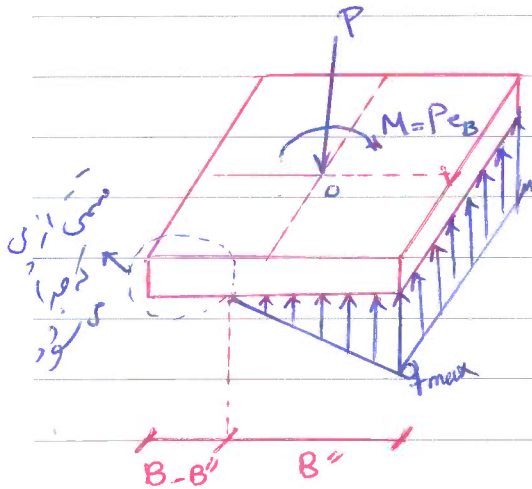
استفاده از روابط مقاومت خاک $\Rightarrow$ تمام می‌گردد $\Rightarrow e_B < \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} > 0$
 " " " " $\Rightarrow$ " " " " $\Rightarrow e_B = \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} = 0$
 " " " " $\Rightarrow$ " " " " $\Rightarrow e_B > \frac{B}{6} \Rightarrow q_{min} < 0$

Result



نکته ۳ اگر بار متمرکز P درون محدوده قرار بگیرد و خاک
زیرین تحت فشار باقی می‌ماند پس اگر بار خارج از محدوده
دارد شود، قسمتی از زمین از خاک جدا می‌شود

می‌تواند در آن به قسمتی از پی تبدیل شود

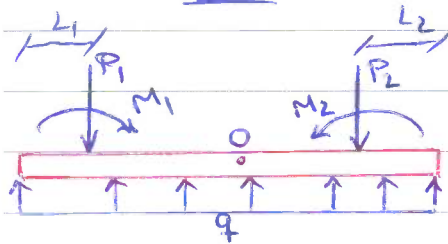


$$B'' = 1,5 (B - 2e_B)$$

برای یافتن q_{max} از رابطه $\sum F_y = 0$ استفاده شود

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P = 1/2 \times q_{max} \times B'' \times L$$

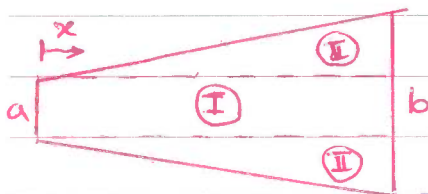
نکته: هرگاه بایزبری در این حالت ایجاد توزیع تنش غیر یکنواخت رخداد شود، ضریب اصلاح به علت کاهش ظرفیت باربری (عامل مقاوم) و افزایش ضریب تنش موجود (عامل مخرب) کاهش می‌یابد.



توزیع تنش در زیر پی ها مستطیل دو ستونی

در این حالت هدف این است که طوری فواصل را بچیند یعنی محل ابعاد را را تعیین کنیم که تنش زیر پی یکنواخت باشد.

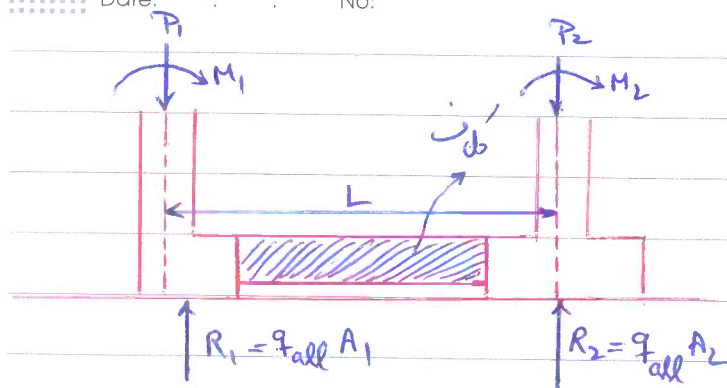
برای حل ابتدا $\sum F_y = 0$ می‌گیریم و رابطه بین P_1 و P_2 و q را به دست می‌آوریم سپس با استفاده از اصل گول 0 و صورت قرار دادن آن ابعاد را می‌یابیم.



توزیع تنش در زیر پی ها در دو نقطه ای دو ستونی

دقیقاً مانند مستطیل است با فرق آنکه به دو ابعاد از سطح ابعاد را تعیین کنیم پس حول مرکز سطح هندسه بگیریم

$$\bar{x} = \frac{\sum \bar{x}_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(\bar{x}A)_I + (\bar{x}A)_II}{A_I + A_{II}}$$



می سبب می های با سکوکی :

اگر فضای یک ستون محدود باشد مثل
کنار دیوارها یا به سبب سیم، نمی توانیم خروج
از محدودیت می را از بین ببریم پس برای تعادل
بیشتر یک طرف می بندیم.

۱) طرف یک عضو خمشی است و نقش تعادل، انتقال و توزیع بار بین می های ایفای کند و باعث
کاهش شدت نامتقارن بین دو ستون می گردد. (تفاوت طرف و ششانه)
۲) در طراحی می های با سکوکی فرض می کنیم طرف بار بین تمامی می های

۳) برای می های شش و خمشی در این می ها، مانند می های دو ستونی عمل می کنیم، این تفاوت
که نکته گیری اصول محدود می گذرنده از R_1 یا R_2 انجام می دهیم.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P_1 + P_2 = q_{all} \times (A_1 + A_2) \quad \text{مقطع می ۱}$$

وقت ۸: طرف در می سبب می یابد !!

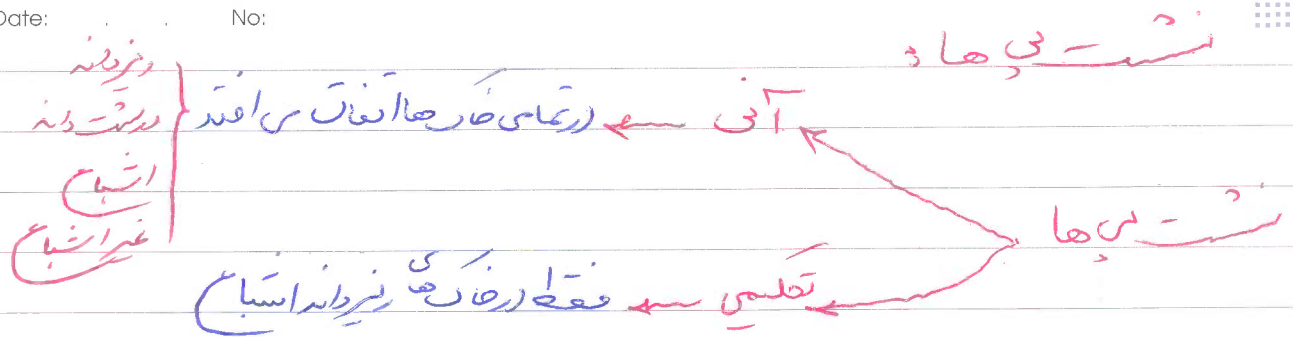
سعی کنیم می را اصول ستونی بگیریم که P و R در یک راستا باشند تا حذف شوند.

الگوسول از ما کند خمشی و نیروی برشی در وسط طرف را می یابیم، از وسط طرف مقطع می رسمیم و
 $M(x)$ و $V(x)$ در محل مقطع برده شده را می سبب می کنیم.

تکلیف و معیار مهم: ابعاد طرف ها باید به نحوی تعیین شوند که این عضو سازگار از صلبیت لازم برای
حل گیری از یک شش و خمشی می ها برخوردار باشد. برای این منظور، می ایتری طرف ها حداقل برابر
بیشترین میان ایتری مقطع دو می مجاورش بوده.

$$I'_{\text{طرف}} = \frac{bh^3}{12} \geq \max \{I_1, I_2\}$$

می ایتری می نه ستون



نوع ۳: انواع می‌ها و حل‌های توزیع تنش در زیر آن در خاک می‌باشد خاک خوانده شود

نشیب الاستیک (آنی)

در می‌ها صلب داریم

$$S_e = qB \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_p$$

B: کوچکترین بعد می‌ها

q: تنش ایجاد شده در خاک زیر می‌ها (در سطح خاک)

μ_s : ضریب پواسون خاک

E_s : مدول الاستیک خاک

I_p : ضریبی است که به نسبت $\frac{L}{B}$ و ضریبی می‌باشد که در دانه‌ها مدول به نسبت می‌باشد

رابطه می‌ها برای خاک می‌ها همسایه محدود است

برای خاک می‌ها همسایه محدود (مثلاً سبزه سنگی در زیر خاک دانه‌ها) داریم:

$$S_e = S_e \Rightarrow H \geq 2B \text{ البته } S_e < qB \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_p$$

نکته: واقعاً مهم: حوضه می‌ها را می‌توان به یک سطح صاف (Df زیاد) نسبت داد. نسبت آن می‌تواند ضوابط بود. البته برای می‌های ۹ در این می‌ها باید اثر ضوابط را کمتر کنیم.

$$q = q - \gamma D_f$$

اصلاح نه

$\frac{P}{A}$

$D_f \uparrow \Rightarrow q \downarrow$ (اصلاح نه)

$S_e \downarrow$

$$\frac{L}{B} \uparrow \Rightarrow \uparrow I_p$$

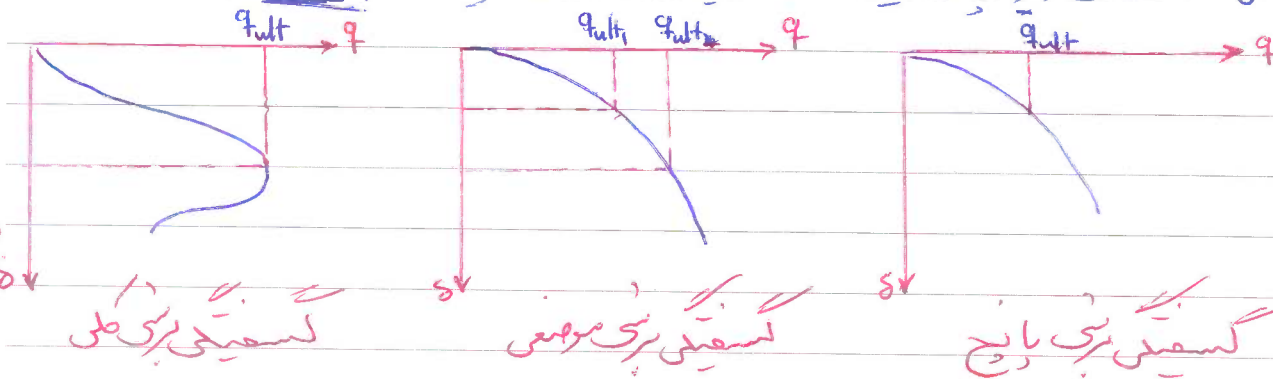
تکثیر

$$S_e = \sum q B_i \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} \right) I_{s_i} I_{F_i}$$

در اینجا منصف داریم:

آرایش بارگذاری صحیح:

روش متداول برای تعیین ظرفیت باربری خاک و برای به دست آوردن نتایج آبی
بارگذاری در 4 مرحله و در هر مرحله معادل 25 kN شیار زیر بار می شود و این آرایش بار را ادامه
بدهیم که در خاک زیر بار گسیخته شده می باشد آبی در زیر بار 25 mm برسد.



گسیختگی برشی طی

گسیختگی برشی موضعی

گسیختگی برشی پانچ

* در گسیختگی برشی طی یک گسیختگی ناگهانی در خاک زیر بار رخ می دهد و سطح گسیختگی تا سطح زمین
ادامه پیدا می کند.

در گسیختگی برشی موضعی وقتی به q_{ult} می رسید، بخشی از خاک زیر بار گسیخته می شود. پس یک
برش خواهیم داشت. و اما حتی پس از آن چون مقاومت کل خاک از بین نرفته است، تنش در خاک
اقرارش می نماید و در نهایت خاک در q_{ult} گسیخته می شود.

* در گسیختگی پانچ از خاک ابتدا پس از رسیدن به مقدار q_{ult} ، خاک مقاومت خود را از دست می دهد و
نمودار با شیب زیاد ادامه پیدا می کند.

$$Q = q \times A + S \times P$$

→ آرایش بارگذاری

→ مت جانبی

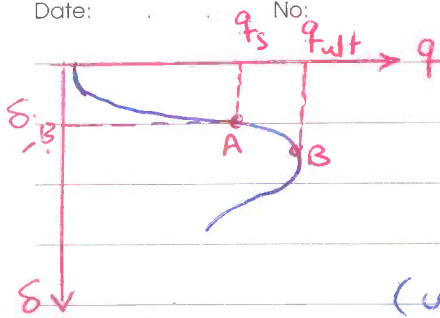
→ بار روی مقطع

→ مت مقطع

→ بار روی

→ مت جانبی

نکته در مورد رسم منحنی بارگذاری:



نقطه A: این نقطه برای سیستم مجاز است، بر روی نمودار تقصیر می شود و تنش منظر آن را با q_s نشان می دهند.

نقطه B: این نقطه معروف به نقطه تنش (نقطه از شکست) در خاک بوده و با استفاده از آن، مقدار q_{ult} (ظرفیت باربری نهایی خاک) تعیین می شود.

استفاده از نتایج آزمون بارگذاری:

تنشها $\rightarrow q_F$ اعداد درونی و تنشی
 تنشها $\rightarrow \delta_F$ اعداد درونی و تنشی
 مقادیرها $\rightarrow q_p$ اعداد درونی و تنشی
 تنشها $\rightarrow \delta_p$ اعداد درونی و تنشی

الف) تبدیل تنشها:

$$q_F = q_p \quad \text{خاک های رسی صرفاً صلبه}$$

$$\frac{q_F}{B_F} = \frac{q_p}{B_p} \quad \text{خاک های ماسه ای}$$

ب) تبدیل تنشها:

$$\delta_F = \delta_p \quad \text{خاک های رسی صرفاً صلبه}$$

$$\frac{\delta_F}{B_F} = \frac{\delta_p}{B_p} \quad \text{خاک های ماسه ای}$$

$$\delta_F \times \left(\frac{3.128 B_F + 1}{B_F} \right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{3.128 B_p + 1}{B_p} \right)^2 \quad \text{خاک های ماسه ای}$$

$$\delta_F \times \left(\frac{B_F + 1}{B_F} \right)^2 = \delta_p \times \left(\frac{B_p + 1}{B_p} \right)^2 \quad \text{خاک های رسی صرفاً صلبه}$$

نکته تست: اگر در مورد ضریب عکس العمل سیر درونی مختلف صحبت شده بوده

$$K_1 \times B_1 = K_2 \times B_2$$

لحظه عکس العمل
 بعدی
 صلبه

$$K_f = \left(\frac{B_F + B_p}{2 B_F} \right)^2 K_s$$

ضرب عکس العمل بسته:

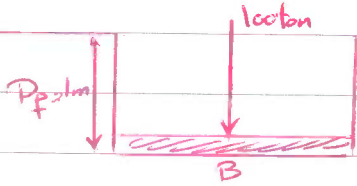
از واقعیت قویتر و درست در زیر می‌ها اینوقت نیست. اگر بخواهیم فشار و نسبت در زیر می‌را کم‌تر کنیم، باید هیچ نوعی از محدودیتی در می‌ملاحظه نشود. در این حالت فشار زیر می‌را می‌توان به صورت زیر حرکت کرد:

$$q = k_f \delta_e$$

نسبت الاستیک زیر می

ضرب عکس العمل بسته

ساده‌ترین شکل در می‌بینیم این گونه حرکت کرد:



$$q = k_f \delta_e \Rightarrow \frac{P}{A} - \gamma D_f = k_f \delta_e$$

اصول طراحی می‌ها سطحی:

برای طراحی می‌ها اگر توزیع تنش متجانس بود، ابتدا بار P که مجموع بار مرده و بار زنده است را بدون ضربه قرار می‌دهیم. پس از بررسی زیر می‌ها می‌توانیم تصمیم بگیریم.

$$q_{max} \leq q_{all} \Rightarrow \frac{P}{A} \leq q_{all} \Rightarrow A \geq \frac{P}{q_{all}} \rightarrow P = P_D + P_L$$

که بدون ضربه

اگر توزیع تنش متجانس بود برای س‌ها در اینجا مقادیر 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 س‌ی می‌شود که داخل در س‌اره می‌می‌گردد. برای جلوگیری از تغییر شکل، اگر مقاومت زیادی در می‌ها داریم.



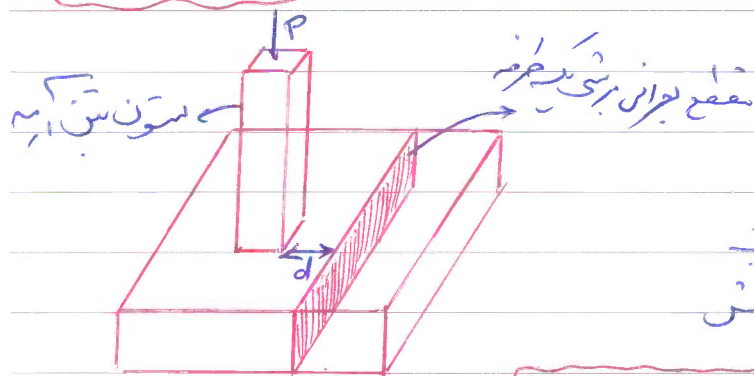
برای محاسبه از تخریب برشی می توان ارتفاع مقطع (h) را طوری می گزینیم که معادله برشی مقطع از تخریب برشی ایجاد شده بشود.

$$V_{\text{موجود}} \geq V_{\text{مقاوم}}$$

نیز ما برشی مقاوم مقطع 3

در طراحی فرض می کنیم $V_{\text{مقاوم}} = V_{\text{مقاوم}}$ تا هم توسط خود بتن تامین می شود

$$V_c = V_{\text{مقاوم}}$$



نیز ما برشی موجود (تخریب) مقطع 3

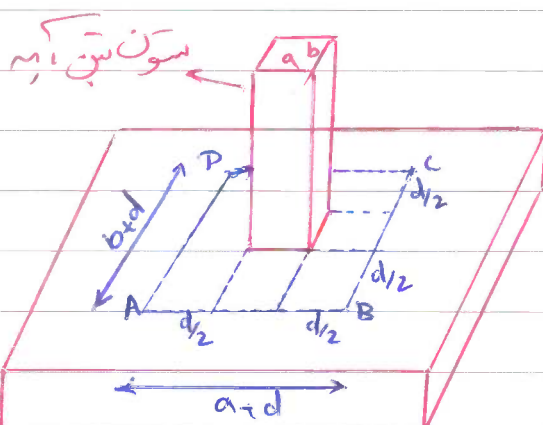
1) خواص برشی معمولی 3

در مقطع بحرانی برشی یک طرفه رخ می دهد .
که به فاصله d از مرکز ستون بتن آرمه در جهت
بعد بلندتری در فاصله d از مقطع بحرانی محلی
در ستون هاگ فکری قرار دارد .

$$d = h - e \rightarrow \text{پوشش}$$

فاصله سطح فوقانی تا مرکز آرمه ها

ارتفاع بی



2) خواص برشی بالینج 3

در فاصله $d/2$ از هر دو
ستون بتن اتفاق می افتد

نحوی می سبی V_c (نیز برقی سیم):

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 کوکتر می (بر حسب mm)

d: ارتفاع موثر می $d = h - e$

$\bar{A}$: مساحت جانبی مایج مایج:

ارتفاع موثر $\times$ گویا مایج $\bar{A} =$

$$\bar{A} = 2[(a+d) + (b+d)] \times d = 2d(a+b+2d)$$

نحوی می سبی V_u (نیز برقی مخر بقطع):

نیز برقی V_u دفر است و از تعادل استاتیکی بدست می آید.

نوع ۱: در می سبی V_u باید از می سبی دار استفاده کنیم.

شش برقی

$$q = \frac{P}{A} = \frac{1.25 P_D + 1.5 P_L}{A}$$

بارنده

بارنده

سوال: چگونه ارتفاع می (h) را می سب کنیم؟

(۱) ابتدا شش برقی را می سب کنیم. بار صغیر دار استفاده می کنیم.

$$q = \frac{1.25 P_D + 1.5 P_L}{A}$$

(۲) از آنجا که V_u مربوط به برش مایج میون نیز است از V_u مربوط به برش میون (معمولی) است و مقطع
برش برش مایج را در نظر گرفته و شرط $V_u > V_c$ را برای آن تبدیل می دهیم.

$$\left. \begin{aligned} V_u &= P - q \times (a+d)(b+d) \\ V_u &= P - q \times (a+d)(b+d) \end{aligned} \right\} \Rightarrow 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \times \bar{A} > P - q \times (a+d)(b+d)$$

از این جا d بدست می آید.

3) پس، استفاده از d درست آمده، اگر رابطه غریب Δ مقدار V برای تغییرش همون
تغییر قرار بده، d درست آمده مناسب است در غیر این صورت باید d را افزایش دهیم
تا رابطه وسط به تغییرش محولی اضافه شود.
4) در نهایت داریم:

$$h = d + e \rightarrow \text{پوشش } 5 \text{ cm}$$

حلوته آرماتورها همش بیرون منقص کنیم ؟
ابتدا سطح مقطع بحرانی را می یابیم.

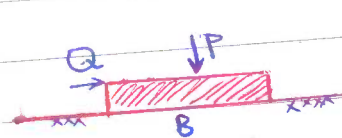
سطح مقطع بحرانی
ستون بتنی: در است زیر ستون
ستون فولادی: فاصله $\frac{e}{2}$ از وسط ستون
ستون آجری: به فاصله $\frac{a}{4}$ از مرکز آجر

a : بعد ستون آجری

e : طول لبه بیرون زده ی سطح زیر ستون

$$\frac{M}{B} = \phi_s f_y A_s \left(d - \frac{1}{2} \frac{\phi_s f_y A_s}{0.85 f_c b} \right) \rightarrow A_s = \dots$$

لغزش بین سطحی:



$$F.S \text{ لغزش} = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}}$$

زاویه اصطکاک بین سطح و خاک

جسدهای 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 عامل و ... باید جا را سترها ϕ و δ اصل کردند

$$C_a = \frac{2}{3} C$$

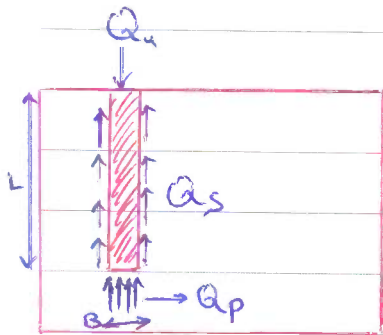
$$\delta = \frac{2}{3} \phi$$

مضامین: پی‌های محقق:

کی از پی‌های سعی استفاده کنیم؟

- (1) فاب سطح بین مقادیر خاص باشد.
- (2) نسبت برآورده شده جانب تحت بارها از حد درجه تجاوز نکند.
- (3) پی تحت اثر بارها جانبی و Δ uplift قرار گیرد.
- (4) اجزای پی سازه در برابر اسکله مد نظر باشد.

ظرفیت باربری سطح بک؟



$$Q_u = Q_s + Q_p$$

مقدار آگاهی از پی سطح
مقدار اصطکاک پی

محاسب مقدار جانبی اصطکاک (Q_s)؟

هر پی به اندازه 10mm تا 5m است که تنش در تمام جانبی محسوب می‌شود.

$$Q_s = P \int_0^L f_s(z) dz$$

دال تنش تمام جانبی روی جداره الان
کشیدگی

حالت 1: محاسب f_s در فاب های دانه ای

$$f_s = K \tau_v \tan \delta$$

زاویه اصطکاک سطح خاک

$$K \tan \delta = \beta$$

دقت

$$\frac{2}{3}\phi < \delta < \frac{3}{4}\phi$$

تنش موثر در عمق z

$$K = K_o$$

$$K = K_p$$

ممکن است در
سوال β را به
ما بدهند.

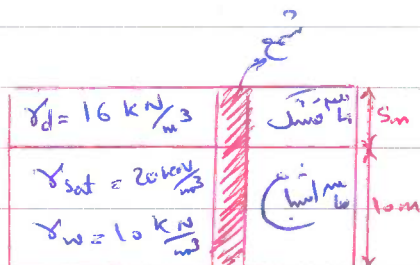
در سطح خاک (افزایی)

در سطح خاک کوپتی

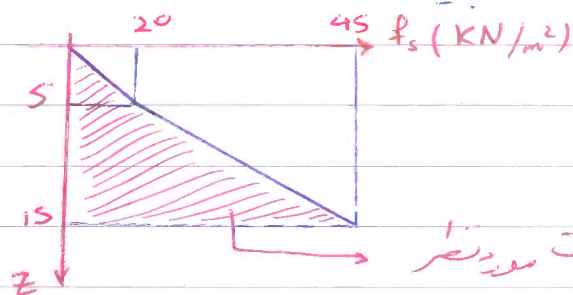
به خوبی پیوند فاب و
سنگ دارد

روشن حل: ابتدا (x, y) را به صورت (x, y) بنویسیم و (x, y) را به صورت (x, y) بنویسیم.

نکته ۳: اگر بتوانیم نمودار f_S حسب z را بنویسیم، سطح زیر نمودار برابر $f_S(\omega)$ است
در حل مثال شماره ۱، کمک می‌کنند.

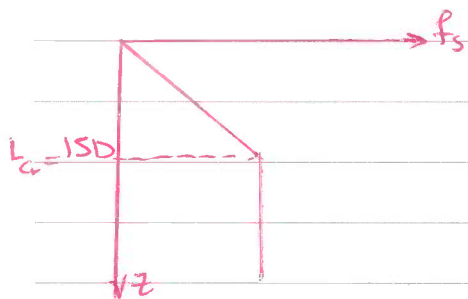


$$f_s = 0,25 \nabla_{-j}$$



تِلْكَ: تنصيص اصطلاحی و در حد مناسبی تا طول سخن از شمع به آن طول نبراس (L_{cr}) اقراس یافته و از آن به بعد ثابت می ماند. (مخاطف مدانه ← L_{SD} - L_{cr})

L_{cr} ← قطر شمع



وقت: المربع المرعي را برد $B \times B$ $\rightarrow$ $L_{cr} = 15B$

حالت 2: $\psi = f(r)$ رُخاوی حینده

ان کا سر و رخ کا مینہ رونا بہت (روشن) ہے

$$f_s = \alpha C_u \left(\frac{v_u}{v_s} \right)$$

مقاومت برقی ← صند چینی

زحمتی نشه ← (صند چینی)

$$\Rightarrow Q_s = \alpha C_u PL$$

طول سمع
نزدك

برای محاسبه f_s در خاک صلبه در بلندمدت (روزش P):
 از روش f_s برای خاک رس اشباع در شرایطی که می‌تواند
 برضایات این روش:

(1) اضافه فک σ_v - حفرة ای در اطراف سطح ازین محدود.

(2) به علت دست خوردن خاک رس، حسی که در موقت خاک بر این حس است.

(3) پس از صفر شدن فشار σ_v - حفرة ای مقدار تنش برافش روی سطح سطح معادل برابر تنش سوز
 افقی حالت سکون (برشی k) است که قبل از کوبیدن سطح وجود داشته است.

$$f_s = k \sigma'_v + g \phi'_R$$

ϕ'_R : زاویه اصطکاک داخلی در حالت تعلیمی شده

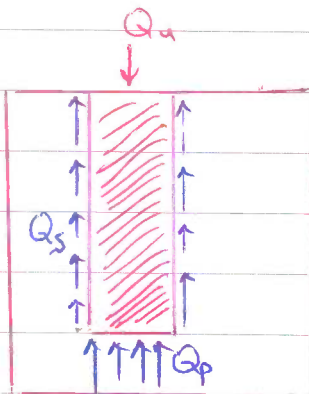
$$k = 1 - \sin \phi'_R \quad \text{در حالت تعلیمی شده}$$

$$k = (1 - \sin \phi'_R) \sqrt{OCR} \quad \text{در حالت تعلیمی شده}$$

* مانند روش قبل می‌توان به دست f_s را نیز می‌توان به دست آورد.

مقاومت انتهایی سطح (Q_p):

چون سطح در این حالت به خاک زیرین اتکا دارد نیروی Q_p به وجود می‌آید.



$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*)$$

در این فرمول:
 Q_p : بار نهایی
 A_p : سطح مقطع
 q_p : ظرفیت نهایی
 c : چسبندگی
 q' : تنش عمودی
 N_c^* : ضرایب ظرفیت
 N_q^* : ضرایب ظرفیت

الف) مقاومت انتزاعی در سطح رطوبت‌ها را به‌ای 3

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

ب) مقاومت انتزاعی در سطح رطوبت‌ها صرفاً صیقل است:

$$\phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} N_c^* = 9 \\ N_q^* = 0 \\ c = c_u \end{cases} \Rightarrow Q_p = 9 A_p c_u$$

$$\text{if } \phi = 0 \Rightarrow \begin{cases} \text{در روش جانبی} \Rightarrow N_q^* = 0 \\ \text{در روش دیگر} \Rightarrow N_q^* = 1 \end{cases}$$

$$\text{در روش‌های دیگر و جانبی} \Rightarrow N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (\phi \neq 0)$$

نکته و مهم: Q_p در روش‌های صریح، جانبی و دیگر، شامل وزن سطح نیز می‌شود. برای بدست آوردن مقاومت انتزاعی حاصل از وزن سطح، باید وزن سطح، از مقاومت انتزاعی کم کنیم:

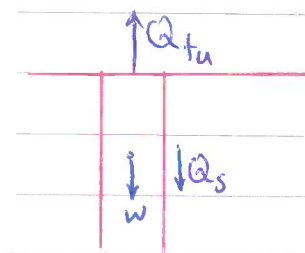
$$Q_p(\text{net}) = Q_p - W (L + W')$$

خطی مهم ←

معنی مواقع به‌کار وزن سطح وزن خاک حجم صم، سطح از مقاومت انتزاعی کسر می‌شود:

$$Q_p(\text{net}) = Q_p - \gamma' L A_p = Q_p - q' A_p = A_p [c N_c^* + (N_q^* - 1) q']$$

توجه مهم: برای محاسبه Q_{tu} نمی‌کنیم نوک شمع در لایه‌ی خاک است و آن لایه را در محاسبات Q_p حساب می‌کنیم. یعنی N_q^* خاک نوک شمع باید در محاسبات استفاده شود.



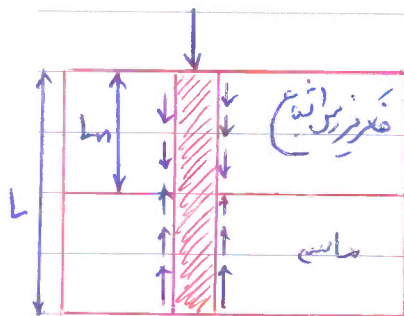
مقاومت کششی شمع:

$$Q_{tu} = Q_s + W$$

وزن شمع است که در شرایط وجود آب، وزن خطوطی W حساب می‌شود.
مقاومت جانبی شمع
در این حالت Q_s را از زیر اثر زلزول شمع فرض می‌کنیم.

اصطکاک منفی در شمع‌ها:

اگر یک شرایطی خاک نشست کند و نسبت به شمع قرار گرفته در آن پایین رود، در آن صورت به علت اصطکاک میان خاک و جداره شمع، نیروی لغزش جهت حالت قبل ایجاد می‌شود. از این نیرو که به سمت پایین و هم جهت با بارگذاری است، اصطکاک منفی می‌گویند.



اصطکاک منفی به دلیل هم جهت بودن بارگذاری، باعث کاهش ظرفیت باربری خاک می‌گردد. حتی ممکن است باعث شود تا بار فکری از مقاومت محاسباتی شمع بشود.

۱) در اثر بارگذاری یا بین آمدن سطح آب زیر زمینی، لایه‌ی رسی که شمع در آن قرار دارد، نشست خواهد داشت. پس اصطکاک منفی ایجاد می‌شود. اصطکاک منفی Q_{sn} محاسبه می‌شود و ضریب α و ضریب β در آن.

۲) اگر یک خاک زیر رسی (استخ) در اطراف شمع قرار داشته باشد و این کوسیده شده، اگر در آن صورت خاک زیر رسی تحت اثر وزن خود نشست، تحلیل خواهد داشت که در خاک زیر رسی اصطکاک منفی ایجاد می‌شود.

می‌سپری نیروی اصططاط منفی در طول L_n از سطح 3

$$Q_n = \int_{-L_n}^{L_n} f_n(z) P(z) dz, \quad f_n(z) = K_v \cdot \gamma_v' \cdot z \delta$$

شش اصططاطی رو به پایین در طول z $\rightarrow 1 - \sin \phi'$

گروه سطح:

برای تکیه‌گذاری گروه سطح از سطح هک‌تبی (Pile Cap) استفاده می‌شود.

نکته: اگر حساب‌شده شود سطح در یک خاک با هم تداخل نداشته باشد، ظرفیت باربری گروه سطح، مجموع ظرفیت باربری تک‌تک سطح‌ها می‌شود و برابر خواهد بود. اما اگر حساب‌شده‌ها تداخل داشته باشند، عرصه‌ها مورد بررسی است و ظرفیت باربری گروه سطح، ضریبی از مجموع ظرفیت باربری تک‌تک سطح‌ها خواهد بود. این ضریب همان ضریب کارایی گروه سطح است.

ضریب کارایی گروه سطح:

$$E_g = \frac{Q_{ug}}{\sum Q_{ui}} = \frac{\text{ظرفیت باربری گروه سطح}}{\text{مجموع ظرفیت باربری تک‌تک سطح‌ها}}$$

① می‌سپری E_g استفاده از قاعده فلسفه:



این روش معمولاً در خاک‌های صلب‌تر کاربرد دارد.
در این حالت ظرفیت باربری گروه سطح برابر است با مجموع ظرفیت باربری تکیه‌ها یعنی هر یک از سطح‌ها.

برای حل باید حریقه‌گذاری سطح مورد نظر سطح‌ها محاسبه دارد به ازای هر سطح محاسبه $\frac{1}{16}$ از ظرفیت آن سطح که کنیم:

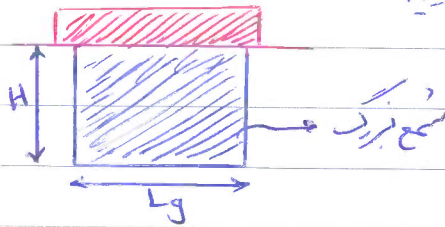
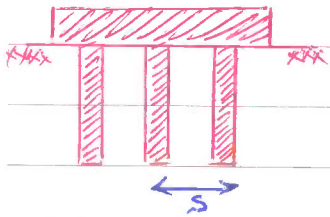
$$Q_{ug1} = Q_{u1} - 3 \times \frac{1}{16} Q_{u1} = \left(\frac{13}{16} Q_{u1} \right)$$

$$Q_{ug2} = Q_{u2} - 5 \times \frac{1}{16} Q_{u2} \Rightarrow Q_{ug2} = \left(\frac{11}{16} Q_{u2} \right)$$

بعد از اینکه تمام گاهش ها تمام سطح ها را فراگرفتیم، Q_{ug} نهایی برابر است با
جمع تمام Q_{ug} ها سطح ها پس E_g را نسبت Q_{ug} و $\sum Q_{ug}$ بدست
می آید

(2) می نامیم E_g را ضریب ضامن سطح مسطحی بلوکی

در این حالت به جای یک گاهش، یک بلوک ضلع مسطحی با ابعاد $B_g \times L_g$ داریم که
سطح آن منفرد در نظر می گیریم



$$A_g = B_g \times L_g$$

$$P_g = 2(B_g + L_g)$$

$$E_g = \frac{\text{ظرفیت باربری سطح یک با ابعاد } B_g \times L_g}{\sum Q_{ug} \text{ (مجموع ظرفیت باربری تمام سطح ها)}} < 1$$

اگر $E_g > 1$ بدست آید یعنی محاسبه ما از آن درین $E_g = 1$
که اگر سطح حاصل از عدد به هم نزدیک باشد

نکته مهم: اگر در صورت سوال قید نشده بود که این بلوک استوار و لنگر یا غده یا نه
یک، یا به وسیله روش غنیه Q_{ug1} و یک بار به یک 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 (م) و نوع خاک به طور مستقیم روی E_g تأثیر می گذارند.

(الف) ضریب طاری در خاک های چسبیده:

که: فاصله مرکز به مرکز شعاع ها D : شعاع

برای محاسب E_g با استفاده از روابط قبل، ظرفیت نهایی یک شعاع ابتدا آهسته و آن از تعداد شعاع ها ضریب می آید.

در این حالت $E_g \leq 1$

(ب) $3 < \frac{S}{D} \leq 8$:

S/D	3	...	8	>8
E_g	0.7	...	1	1

اگر $3 < \frac{S}{D} < 8$ بود
استروله

(2) ضریب طاری در خاک های رندانی:

بسی از 12 شعاع که گروه شعاع بزرگ

کتر از 12 شعاع که گروه شعاع کوچک

S/D	2	...	6	>6
E_g	2	...	1	1

S/D	2	...	4	>4
E_g	1.5	...	1	1

گروه شعاع بزرگ

گروه شعاع کوچک

البره شعاع صاف بود، مانند این عمل شود. (3) (پی پی)

برای S/D می باشد استروله

نکته جانب: در خاک های چسبیده ضریب طاری کمتر از یک می باشد که با افزایش فاصله شعاع ها از هم، افزایش

حافه و سرای (برابر یک) می گردد.

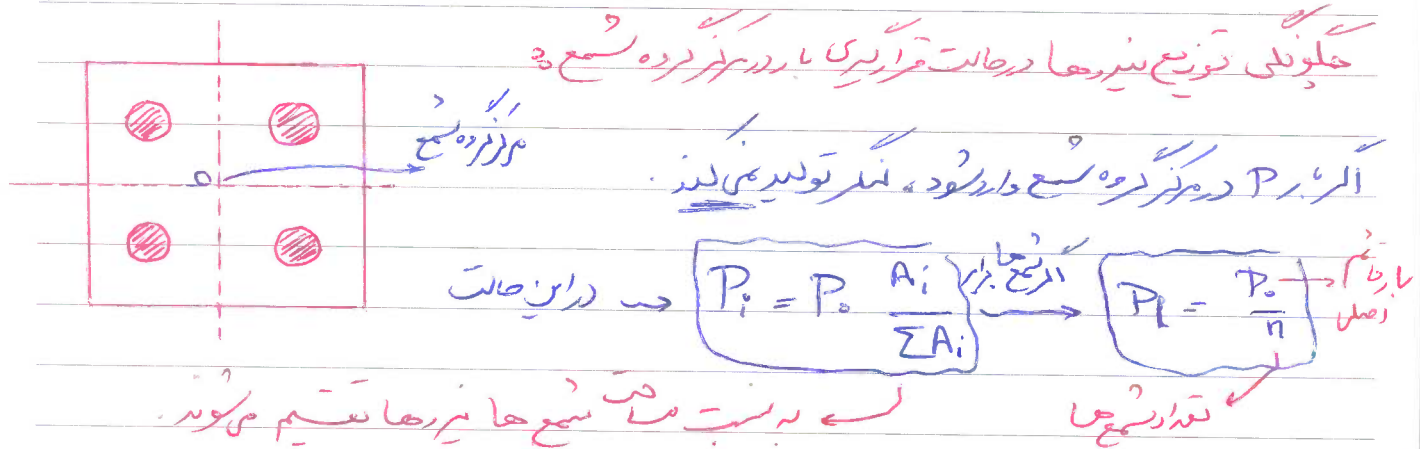
در خاک های رندانی ضریب طاری نیز کمتر از یک بود و با افزایش فاصله شعاع ها از هم، کاهش

می یابد و سرای (برابر یک) خواهد شد.

نکته: کوپلر شعاع در خاک ها دانه ای، سبب تراکم خاک در اطراف شعاع تا شعاعی محدود به برابر شعاع شعاع می گردد که این موضوع سبب افزایش مقاومت خاک و بالا رفتن ظرفیت باربری گروه شعاع می شود.

* در خاک ها دانه ای با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک ضریب کارایی گروه شعاع حاصل می یابد.
* در خاک ها رسی برای تعیین ضریب کارایی گروه شعاع، در آنجا از ضرایب نقش مهمتری دارد.

حفاظت دانه $E_g = 1 \rightarrow E_g > 1$ از خاک ها دانه ای



هر موقع خواستیم حل مرکز گروه شعاع را پیدا کنیم، شعاع ها را با خط به هم وصل می کنیم و مرکز شعاع شکل بوجود آمده را پیدا می کنیم.

گروه شعاع تحت اثر نیروی متغیر P و کمتر M :

در این شرایط ابتدا P و کمتر به وجود آمده از P را به مرکز گروه شعاع جانبی می بینیم.

سپس رابطه زیر را به دست می آوریم:

$$F_i = F_{ip} \pm F_{im}$$

نیرو جانبی از
کمتر یعنی (مثلا)

نیرو جانبی
از بار قائم (مثلا)

الف) نیروی ایجاد شده در اثر بار متمرکز:

$$p = P \times \frac{A_i}{\sum A_i}$$

نیروی هر سطح

اگر سطح ها برابر بودند

$$F_{ip} = \frac{P}{n}$$

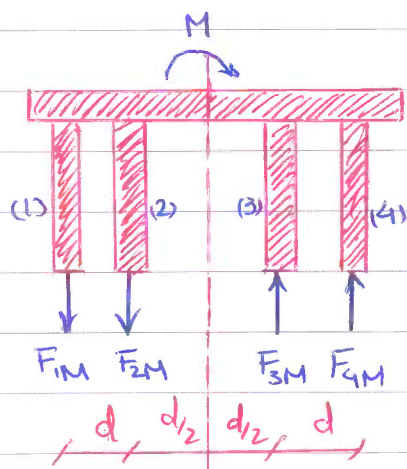
نیروی هر سطح

ب) نیروی ایجاد شده در اثر گشتاوری M:

$$F_{im} = A_i \times \left[\left(\frac{M_x \times d_{iy}}{I_x} \right) + \left(\frac{M_y \times d_{ix}}{I_y} \right) \right]$$

گشتاوری

نکته مهم: وقتی گشتاوری داریم، نیروی بین سطح ها 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 خواهم تراهم در دو طرف خط تقاط نیروها برعکس هستند.



EXP ابتدا رابطه بین دو نیروی F_{1M} و F_{2M} را بدست می آوریم. پس با گشتاوری حول نقطه O (مرکز گره سطح) F_{1M} هر سطح را بر حسب M بدست می آوریم. هدف پیدا کردن نیروی ناشی از گشتاوری هر سطح بر حسب M است.

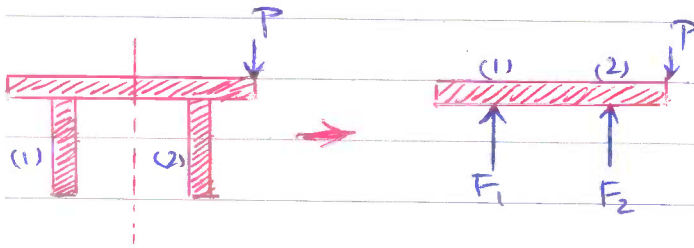
$$\frac{F_{1M}}{F_{2M}} = \frac{A_1 d_1}{A_2 d_2} = \frac{A \times 3d}{A \times d/2} = 3$$

$$F_{1M} = F_{4M} = 3F_{2M} = 3F_{3M}$$

$$\sum M_O = 0 \Rightarrow M = 3F \times 3d/2 + F \times d/2 + F \times d/2 + 3F \times 3d/2$$

$$\Rightarrow M = 10Fd \Rightarrow F = \frac{M}{10d} \rightarrow F_{1M} = F_{4M} = \frac{3M}{10d}$$

بروش قوت: اگر اسط این را داشتیم به عنوان استاتیق فول بد نیروی شع شع بکیرم می
منه ایت ترط می شود.



$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow F_2 = \dots$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_1 = \dots$$

نسبت گروه شع:

انف نسبت الاستیک گروه شع:

عرض مقطع گروه شع:

نسبت الاستیک شع بایرین:

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S$$

فرمول میل:

نسبت الاستیک گروه شع:

قطر شع:

با نسبت تقسیم گروه شع:

اگر گروه شع روی خاک قرار گیرد در بر دین آن پس بر اساس وجود است، در آن مورد

در آنرا به وارد از طرف گروه شع به خاک می، نسبت تقسیم رخ می دهد

در این حالت زمین را در یک ضایع با ابعاد $B_g \times L_g$ به فاصله $\frac{L}{3}$ از نوک

شع قرار گرفته و با P مافروش به خاک منتقل می کند.

توزیع تنش در خاک زیر ضایع، به روش تقریبی 2 به 1 است.

از آنرا در زمین

الوا خاک هکن:

در خاک ها هکن L کل طول شع است و $\frac{L}{3}$ از

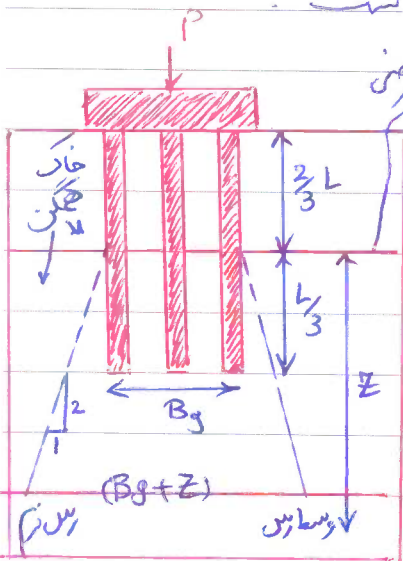
نوک آن در نظر می گیریم.

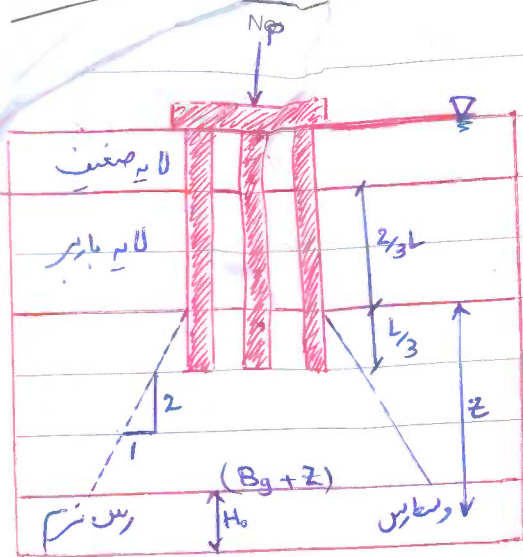
$$\Delta \sigma'_z = \frac{P}{(B_g + z)(L_g + z)}$$

$$\Delta H = H_o m_v \Delta \sigma'_z$$

ضغایت لایه رس

نسبت میریس



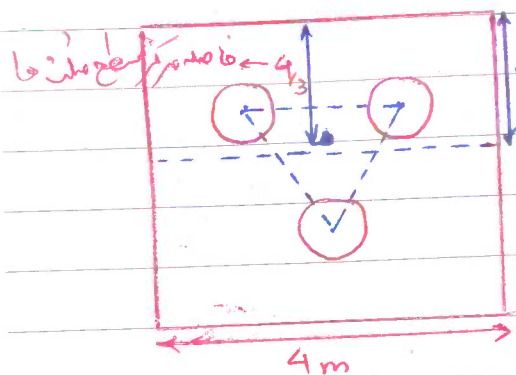


بهم خاک لایه زیرین رسیده
در این حالت فقط لایه‌ی باریک‌تر
دری نسبت به در نظر گرفته شود.
لذا \$L\$ طول لایه‌ی باریک‌تر است.

$$\Delta T'_z = \frac{P}{(B_g + z)(L_g + z)}$$

$$\Delta H_c = H_0 m_v \Delta T'_z$$

سوال واقعاً مهم و وقتی در سوالی محل بار مثلاً 200 تنی را از یون می‌خواه که بنزد دریا جمع‌ها
کنیم در بیاید باید وقت کنیم که کلاً هم وزن دارد مثلاً (50 ton) و با لنگر کشی حول
مرکز سطح مثل ایجاد شده بین جمع‌ها، باید لنگر کشی از وزن کلاً و لنگر کشی از
بار جدید را قضا کنیم. (ابعاد کلاً 4x4m)



محل اثر بار 200 تنی در \$x\$

$$M_{\text{بار}} + M_{\text{کابل}} = 0$$

نصف بعد کابل

$$\Rightarrow 50(2 - 4/3) + 200(x - 4/3) = 0$$

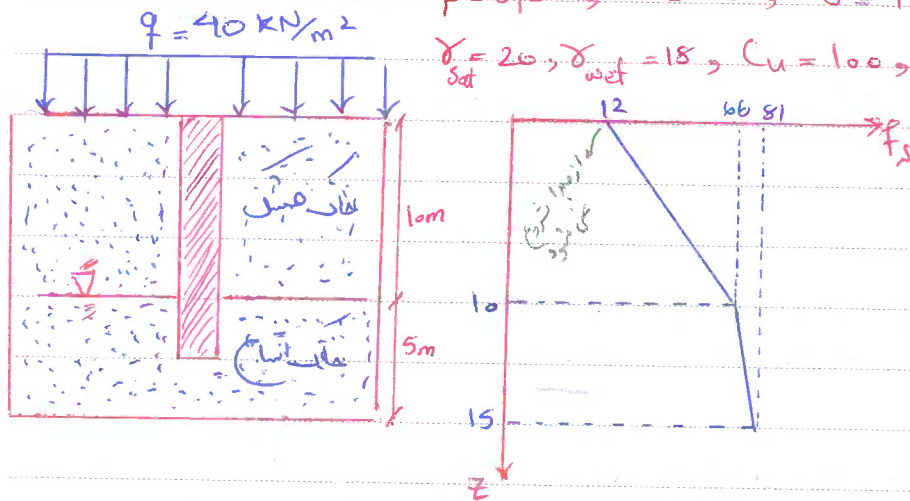
$$\Rightarrow x = 7/6 \text{ m}$$

محل نباید بار 200 تنی اعمال شود تا بنزد
دره‌ی جمع‌ها کنیم شود

نکته: اگر روی خاک یک سازه قرار داده شود باید وقت برداشته شود $F_s - Z$ دیگر از مباحثات شروع نمی شود و باید در $Z=0$ مقدار q را بتوانیم γ انتخاب کنیم.

$$\beta = 0.3 \text{ و } C = 50 \text{ و } \delta = \phi = 30^\circ$$

$$\delta_{Set} = 20^\circ, \delta_{def} = 18^\circ, C_u = 100 \text{ و } C = 50 \text{ (داره ها) EXP}$$

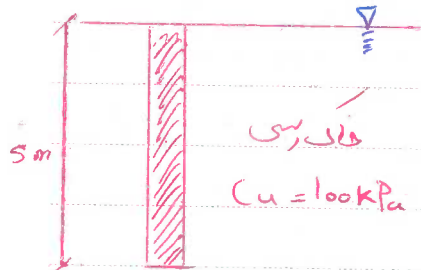


$$F_s = \beta \gamma_v = 0.3 \gamma_v$$

$$F_s = \begin{cases} Z=0 \Rightarrow F_s = 0.3 \times 40 = 12 \\ Z=10 \Rightarrow F_s = (0.3)(40 + 10 \times 18) = 66 \\ Z=15 \Rightarrow F_s = (0.3)(40 + 10 \times 18 + 5 \times 10) = 81 \end{cases}$$

دقت: در محاسباتی F_s ها q تأثیر داده شده است.

نکته: اگر در سوله ای مقاومت انتهایی خالص در تیر جمع را خواست و حوالی جمع را داده بود، باید دقت کرد که برای محاسباتی وزن جمع باید γ_v را استفاده کنیم یعنی وزن مخصوص جمع را باید از زمین به حوالی آن را !! چون آب داریم.



$$\text{حالی جمع فولادی} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

EXP

خاک رسی

$$C_u = 100 \text{ kPa}$$

$$Q_{p(\text{net})} = Q_p - W' = 9 A_p C_u - \gamma_s V_s$$



$$= 9(1^2)(100) - \left(\frac{7850 \times 10}{1000} - 10 \right) (1 \times 1 \times 5) = 557.5 \text{ kN}$$

وزن مخصوص فولاد

Subject:

Year. Month. Date. ()

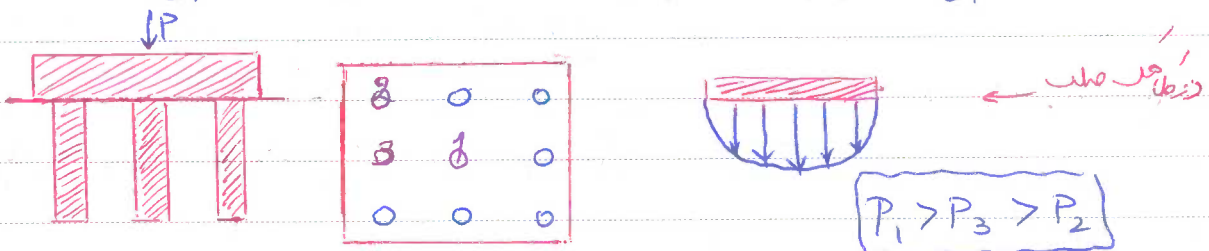
نکته تست: اگر جمع ها از نوع شماره باشند مقاومت انباری ندارند و فقط اصطکاک مداره دارند.
درصورتی شرایط اگر گروه جمع محلی بلوک گسسته (P) از مجموع محلی ها جمع های
تکی (nD) کمتر باشد ظرفیت باربری ناشی از شکست بلوک تعیین کننده است

شماره $\rightarrow 4 \times (2S + D) \leq 9 \times (nD) \Rightarrow \boxed{\frac{S}{D} \leq 3}$

نکته واقعاً مهم: اگر گروه جمع فقط اتکالی باشند وقوع گسستگی بلوکی غیرممکن است

نکته تکمیلی تست: اگر در سوال نیروی محوری و تمریدی ظاهر شود جمع دراز است و طول جمع
راضی است اولاً که هم از ردیف جمع تکی بروم هم بلوکی. وقتی طول جمع را بدست آوردم
وقت شود که ممکن است ظاهر به سطح خاک چسبیده نباشد و باید اون تکی این از جمع
که بالای خاک است را با طولی که بدست آوردم جمع کنیم

نکته تست مهم: در سوال در نظر جمع ها صلب است لذا جمع ها میان برای برقراری شرایط تست
مساوی، تس تسیری را تجربه می کنند پس نیروی محوری آن ها از جمع ها کمتر است



نکته مهم: کوپه جمع باعث افزایش مقاومت انباری جمع می شود
درین جمع ها کوپه مقاومت انباری به جمع های با جابه جایی زیاد، بیشتر از جمع های با جابه جایی کم است

کوپه در جمع در خاک رسی $\rightarrow$ در مورد خاک $\rightarrow$ کاهش چسبندگی

عصل چهارم: تاسیسات زیر زمینی

روش های گمانه زنی:

① گویال های جابجایی دستی (Test pits)

در این روش حفاری توسط کنگ آجاک می شود. اقتصادی است. امکان افش نمودن دست خورده در دست نخورده به میزان زیاد، وجود دارد. حد اعماق 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 مایه های حفاری آب تحت فشار به سرمه رسانده می شود تا محصولات حفاری را به بیرون بیاورد. این روش ارزان است ولی نمی توان به نمونه های کاملاً دست نخورده دست یافت.

③ گمانه زنی با استفاده از سیم مارپیچ (Auger Boring)

ساده ترین روش گمانه زنی است که هم دستی است هم ماشینی. در روش دستی نمی توان به نمونه های کاملاً دست نخورده دست پیدا کرد ولی در روش ماشینی می توان دست پیدا کرد.

④ گمانه زنی دور (Rotary Drilling)

سرمه جاسیم به سیم مایه حفاری نصب شده اند، با سرعت زیاد دورا دورده و به محض نفوذ می کنند. این روش محدودیت اندک در گران است. به نمونه دست نخورده هم می توان دست پیدا کرد.

محاسن و فاصله گمانه ها:

مداخل محاسن گمانه ها 200m دو مقدار زیر است:

1) محاسن که در آن ΔT_2 برابر $\frac{1}{10}$ تنش خالص زیرین (9) بود $\Delta T_2 = \frac{\Delta T_1}{9}$

2) محاسن که در آن نسبت اعماق تنش قائم به تنش مورخاک 0.5 بود $\frac{\Delta T_2}{\Delta T_1} = 0.5$

$T_b = 35^{\circ}\text{F}$ $\rightarrow$ ساختمانی های فولادی سبک و شنی کم عرض
 $T_b = 65^{\circ}\text{F}$ $\rightarrow$ " سنگین و " عرض

حداقل عمق نفوذ گمانه در ستر مناسی $\geq 3m$
در خاک های مست $\geq$ تا ۳ متر خاک

عروس ها نمونه لری د

۱) نمونه گرافیکی: برای افزودن نمونه درست فورده استفاده می شود. علت دست فورا گردیداری می منضم این نمونه گرافیک است.

2) نمونه کربن سیاهی: اگر خاک دارای عناصر سنگین و سمی باشد برای افه نمونه خاک را در محوره از این روش استفاده می شود.

③ نمونه کبر چهاربارگ یا نمونه کبر سه‌بارگ: برای تهیه نمونه‌ها دست نخورده و شیر برای خاب‌کاری رسی کاربرد دارد. (نرم و ضعیف)

(9) نمونه کبر میوه: هنگامی که قطر نمونه در دست نفوذ زیر کبر از 3inch شود این روش معنی است.
* میزان دست خوردگی نمونه در این روش نسبت به روش شلای کمتر است.

نمونہ لکھ کر دستِ نقودہ از خاکِ مٹی آسانتر آست۔

نکۃ ۳۴ : نمونہ کی است غور درہ سے دانہ بندی، یقین عود و مانع وضری ماحبت نیک خان
” ” ” ” ” ” یقین نمود نیک خاک، حکم، مقامت فرستی

آزمایش‌های صحرایی :

① آزمون نفوذ استاندارد : (SPT) :

مقاومت و اختصاری این آزمون صحرایی محسوب می‌شود. نتایج این آزمون در شن درشت، غلوه سنگ، شن بزرگ، سلیت و خاک مخلوط شل شده از غلوه سنگ، پس و سلیت، هیزان دقیق است. نحوه تفسیر در این روش بر کار بست.

نکته مهم : از آزمون SPT، می‌توان عدد وزن مخصوص γ ، تراکم نسبی D_r را در اصطلاح واقعی ϕ و مقاومت فشاری محاسبه شده q در خاک‌ها استخراج کرد. همچنین مدل الاستیک خاک و تعیین ظرفیت باربری برای سازه‌های سطحی و سطحی و سطحی از آن می‌توان غیر مستقیم از SPT بدست آورد.

صحرایی = $\frac{\text{والمورد در نفوذ استاندارد}}{\text{کلی نفوذ}}$

② آزمون نفوذ مخروط (CPT) :

زاویه رأس مخروط 60° است. این آزمون برای تمام خاک‌ها قابل استفاده است ولی در خاک‌های شنی و ماسه‌ای قابل اعتماد است. می‌توان از نتایج به نام پنیومتر در این آزمون استفاده کرد و آن را در مخروط متر دارد و فشار آب صفر ای را اندازه گیری کرد. (CPT_u) همچنین ظرفیت باربری برای سازه‌های سطحی و سطحی و سطحی قابل تعیین است.

③ آزمون بیش بره (VST) :

این آزمون وسیع است و برای تعیین مقاومت برشی زلزله‌ای شده در خاک‌های رسی استفاده می‌شود. پس آزمون VST شبیه آزمون SPT به محوری است.

این آزمون مخصوص خاک رسی چسبده است و در خاک‌های درشت دانه و پس سفت کاربرد ندارد.

(4) آرایش فشارسنجی یا پرسیمتری (PT) :

هر یک یک محفظه تحت فشار در لایه خاک را به صورت جانبی یا عمودی قرار می دهند .
 * این آرایش می تواند مدول الاستیک ، مدول ارتجاعی برشی و مقاومت برشی
 زحمتی نشئه خاک ، ضریب باربری نهایی خاک در لایه ها مختلف ، ضریب
 فشار جانبی خاک از $k=0$ تا $k=1$ 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 اسبابه ای تحت (DMT) :

آرایشی وسیع و آسان و مشابه PMT است و با کم هزینه تر است .
 اساس کار این آرایش متورم ساختن عناصر مورد نظر از طریق فشار باد و سفت
 عناصر در موقعیت های متفاوت است .

* در این آرایش می توان مقادیر برشی زحمتی نشئه خاک ، فشارهای جانبی خاک ثابت
 پسین تقابلی (OCR) و مدول الاستیک خاک را تعیین کرد .

(6) آرایش بارگذاری صفحه (PLT) :

که در قیل توسعه داده شده

تعیین مدول الاستیک (E) ← سیستم سفت
 تعیین مدول الاستیک (E) ← سیستم غیر مستقیم
 CPT ، SPT

تعیین ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (k_0) ← پرسیمتری
 تعیین ضریب عکس العمل سبک (k_p) ← PLT ← بارگذاری صفحه

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