مکانیک خاک

دکتر میر قاسمی

علیرضا جوادیان

عمران ۸۲

ترم اول سال ۸۴-۸۵

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۷ Date. ۲۶

مکانیک خاک - ج اول

به نام خدا

مراجع :

Soil Mechanics   R.F. Craig

مکانیک خاک ج اول   دکتر بهنیا - دکتر طباطبایی

ارزشیابی درس :

میان ترم   ٪۳۵
پایان ترم   ٪۵۵
حضور در کلاس و حل تمرین   ٪۱۰

* چرا به مهندسی خاک نیاز داریم و در مکانیک خاک به دنبال چه هستیم ؟

۱ـ سازه هایی که ما در مهندسی عمران با آن سروکار داریم با یک سری مصالح ساخته می شوند ؛

سازه ← مصالح خاکی مثل انواع موج شکن های خاکی یا سنگی یا سدهای خاکی یا خاکریزهایی که جا(ده) را روی آن بنا کنند .

۲ـ مصالح ممکن است خاکی نباشند ولی بار سازه به خاک منتقل شود ؛

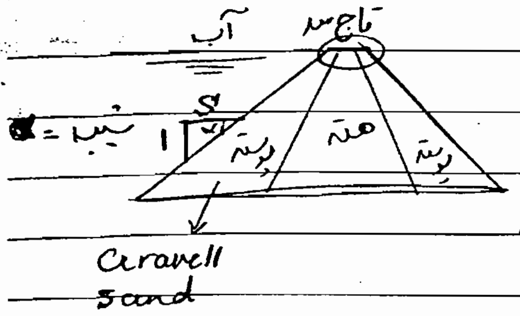
سازه ← اتصال بار سازه به خاک

۳ـ ممکن است به جای این که سازه به خاک نیرو وارد کند ممکن است خاک به سازه نیرو وارد کند ؛

مثل تونل ها   دیوارهای نگهبان که خاک در پشت دیوار قرار می گیرد .

برای حالت اول مثل یک سد خاکی ؛ سازه از خاک تشکیل شده و هسته آن از مصالح نفوذ ناپذیر تشکیل می شود مثل رس و پوسته های آن بیشتر از جنس شن و ماسه اند ؛

⊛ فصل اول :



- هرچه S بیشتر باشد حجم مصالح بکار برده شده بیشتر خواهد بود ؛
- اما اگر S خیلی کم باشد ناپایداری زیاد شده و احتمال ریزش زیاد خواهد بود ؛

باید S را به طور مناسب انتخاب کرد که این امر به نوع مصالح بستگی دارد ؛

باید
هرچه مقاومت مصالح بیشتر باشد S می تواند کمتر باشد و هرچه مقاومت کمتر باشد S می تواند بیشتر باشد ؛

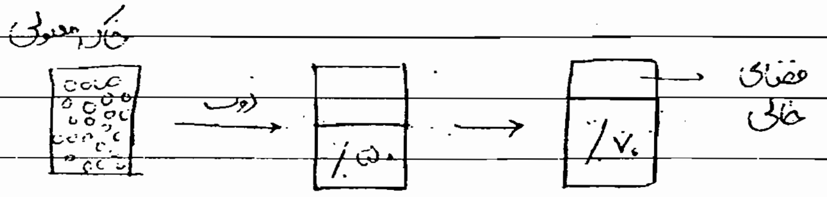
از طرفی در هنگام اولین آبگیری تاج سد، معمولاً نشست می کند ما باید بدانیم مقدار این نشست چقدر است در این صورت تاج سد را به همان مقدار از قبل بلندتر می سازیم تا به سطح اطمینان مورد نظر برسد ؛

* پس یک مسئله هم مسئله تغییر شکل تاج است .

* آب به تدریج از پوسته عبور کرده به هسته می رسد و سپس از هسته نشت کرده به پایین دست نشت می کند ما باید این مقدار نشت را بدانیم یعنی یک مسئله هم مسئله حرکت آب است که در مسائل هندسی باید مورد توجه قرار گیرد ؛

8 خاک یک ماده ۳ فازی است که از ۳ فاز تشکیل شده است 8

* دانه های جامد، هوا، آب
① ② ③



هرچه نمونه خاک متراکم تر باشد مقاومت برشی آن بیشتر شده و نفوذپذیری آن کمتر می شود .

پس نیاز داریم تا مشخصات خاک را بدانیم از قبیل 8 درشتی یا ریزی، نفوذپذیری، مقاومت برشی، تنش .

در دیوارهای نگهبان هرچه خاک مقاومت بیشتری داشته باشد به دیوار نیروی کمتری وارد می‌شود .

مباحث مورد بحث ما شامل :

خصوصیات فیزیکی - مکانیکی خاک‌ها ، جریان آب در خاک ، تنش‌ها و تغییر شکل‌ها ، مقاومت برشی ، پایداری شیروانی

تحکیم .

اشباع شدن خاک یعنی فضای خالی موجود با آب پر شده باشد .

رفتار خاک : عکس العمل خاک در برابر شرایط اعمال شده به آن مثل نیرو و بار ...

* خاک یک ماده طبیعی است برخلاف فولاد یا بتن که ما آن را می‌سازیم و رفتارشان را خودمان معین می‌کنیم

اما در مورد خاک اگرچه می‌توان بعضی رفتارهای آن را تغییر دهیم اما در هر حال بیشتر رفتارهای آن طبیعی است ؛

این متغیر بودن رفتار خاک باعث می‌شود تا دیدگاهی فراگیرتر نسبت به آن داشته باشیم در مقایسه با مصالحی مثل

فولاد و بتن .

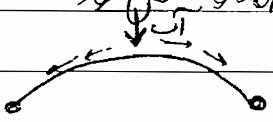
بسیاری از سازه‌ها که مشکل زا شدند بیشتر از ناحیه پی و مواردی بوده که رفتارشان دست بشر نبوده است .

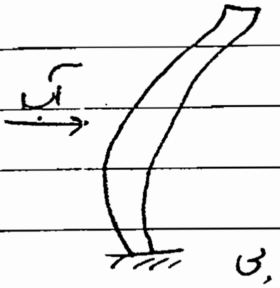
* مثال‌هایی از خرابی سازه‌ها :

۱- سد بتنی دوقوسی Vaiont در ایتالیا که در سال ۱۹۶۰ ساخته شد و بلندترین سد جهان بود با ارتفاع

۲۶۷ متر ،

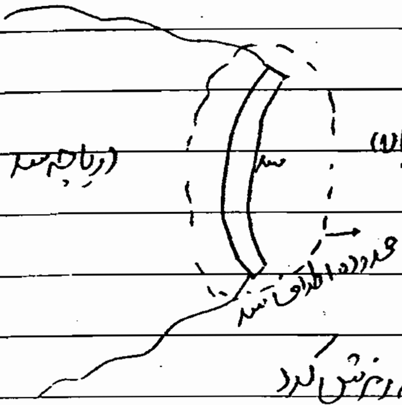
قوسی ساختن سد باعث می‌شود تا نیروی آب که یک نیروی فشاری است به تکیه‌گاه‌ها منتقل شود





در این قوس ها نیروی آب به پی ها وارد می شود

وقتی آبگیری سد انجام شد یک سری ریزش های موضعی در دریاچه سد مشاهده شد



در سال ۱۹۶۴ با بررسی دقیق تر مشاهده شد که شیب های زمین های بالا مشرف به دریاچه در حال حرکت است و در اثر باران های شدید در همان سال حدود ۲۷۰ میلیون متر مکعب سنگ و خاک به داخل دریاچه ریزش کرد

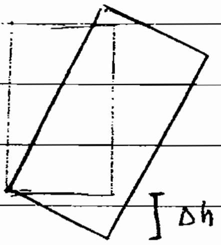
و آب سد سرریز شد و باعث ویرانی زیادی شد و اکنون پشت سد فقط خاک وجود دارد اگرچه اندکی آب نیز هست .

* مشکل این سد این بود که از دیدگاه ژئوتکنیک وضعیت حال دریاچه بررسی شد ولی این که اگر شیب ها اشباع شوند این وضعیت باقی خواهد ماند یا نه بررسی نشده بود .

* بنابراین علاوه بر محدوده اطراف سد که مورد مطالعات زمین شناسی قرار می گرفت نیاز شد تا دریاچه های اطراف سدها نیز مورد مطالعه قرار بگیرد .

مثال دوم :

برج پیزا در ایتالیا قرار دارد علت کج شدن این برج به خاطر نشست پی آن بوده است .



تفاوت نشست طرفین برج در حدود ۲-۱٫۵ متر می باشد .

امروزه با تزریق سیمان در دانه های خلل و فرج پی تراکم پذیری پی را بهبود بخشیدند .

در مورد خاک نسبت به فولاد و بتن ضریب اطمینان را بزرگتر می‌گیرند چون گستردگی و تغییرات در خصوصیات رفتاری آن مبهم است .

* خاک چگونه به وجود آمده و چگونه به صورت فعلی در طبیعت دیده می‌شود ؟

می‌دانیم ۳ نوع سنگ در طبیعت داریم :

آتشفشانی ، رسوبی ، دگرگونی

۱- آتشفشانی : این سنگ‌ها از سرد شدن ماگما و مواد مذاب آتشفشانی روی زمین حاصل می‌شوند و جزء اولین دسته سنگ‌ها هستند .

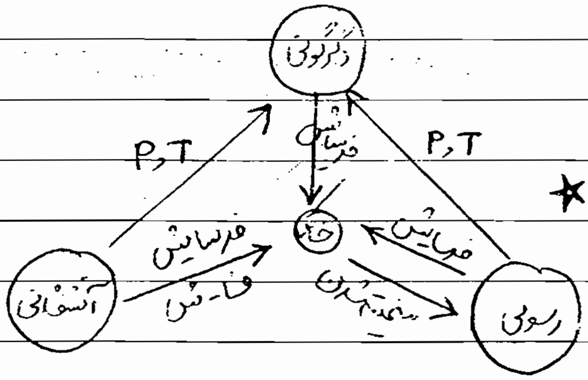
این سنگ‌ها در اثر فرسایش شیمیایی و فیزیکی به خاک تبدیل می‌شوند .

در فرسایش فیزیکی (در اثر باد و یخ و باران و ...) شکل ذرات تغییر می‌کند ولی در فرسایش شیمیایی خود کانی‌ها نیز تغییر می‌کند .

۲- رسوبی : وقتی خاک فشرده و سخته می‌شود سنگ‌های رسوبی تولید می‌شود (مثل کنگلومرا) .
سیمنته (سیمانی شدن)

سنگ‌های رسوبی دوباره با فرسایش به خاک تبدیل می‌شوند .

۳- دگرگونی : سنگ‌های رسوبی و آتشفشانی با تغییر درجه حرارت و فشار (P,T) به سنگ‌های دگرگونی تبدیل می‌شوند .



* اگر عامل فرسایش ذوب و انجماد متوالی باشد سنگهای حاصله معمولاً تیزگوشه و ورقه ورقه اند ؟

* اگر جاری شدن در آب رودخانه عامل فرسایش باشد سنگهای حاصله گردگوشه اند و طول و عرض و ارتفاع تقریباً یکسانی دارند ؟

* خاکهای ریزدانه معمولاً حاصل فرسایش شیمیایی اند ؟

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۷ Date. ۵

به نام خدا

ج۲

فرسایش فیزیکی و شیمیایی 8

در پروسه‌ی تبدیل سنگ به خاک ، دو عامل فرسایش فیزیکی و شیمیایی نقش اصلی دارند

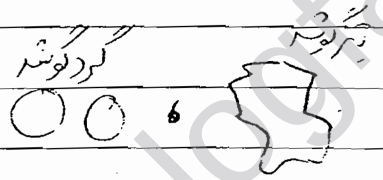
* فرسایش فیزیکی 8 کانی سنگ را تغییر نمی‌دهد فقط شکل سنگ را عوض می‌کند و از قطعات بزرگ به کوچک تبدیل می‌کند

حاصل این فرسایش ، معمولاً ، خاکهای دانه ای اند ← مثل شن - ماسه و ...

بسته به نوع فرسایش و عامل فرسایش این خاک دانه ای می‌تواند هم از نظر ابعاد دانه و هم شکل دانه متفاوت باشد

هر چه ابعاد کوچکتر باشد بیشتر به سمت ماسه ریز و لای می‌رود هر چه درشت تر باشد به سمت قلوه سنگها می‌رود

از نظر شکل دانه 8



هم شکل هم اندازه در خصوصیات مکانیکی تأثیر دارد

تیزگوشه ها معمولاً مقاومت برشی بیشتر است در عین حال سازه ساخته شده با خاک تیزگوشه تحت بارگذاری نشست بیشتری می‌کند.

هر چه فضای خالی بین آنها کمتر باشد متراکم تر اند .

* تراکم ، متکی به ابعاد دانه‌ها است ؟

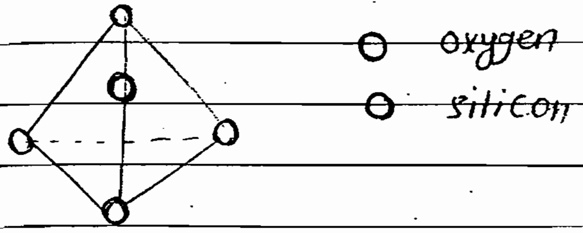
* فرسایش شیمیایی 8 کانی سنگ را تغییر می‌دهد و حاصل آن سنگهای ریزدانه مثل رس است

رس ها به خاطر ساختار مولکولی دانه هایشان تفاوت عمده با خاک دانه ای دارند

شکل دانه های رس مورقی شکل یا صفحه ای شکل است و ابعاد آن ها نسبت به ابعاد دیگر خیلی متفاوت است

به خاطر ساختار مولکولی دانه‌هاست که ریز شده‌اند.

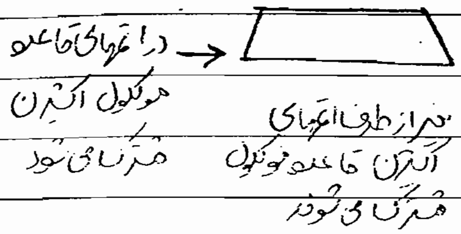
عمده خاک‌های ریزدانه عموماً از دو صفحه تشکیل شده‌اند و سوپرپوزیشن‌های و مولکولی بین این دو صفحه است.


oxygen
silicon

سیلیس چهاروجهی
silica Tetrahedron

این ساختار به همین شکل باقی نمی‌ماند تبدیل می‌شود به

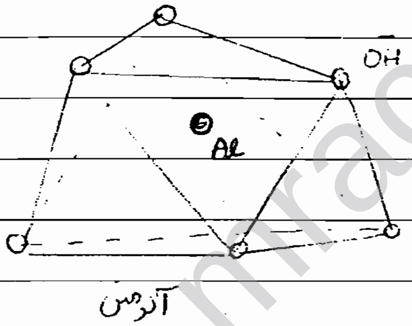
silica sheet

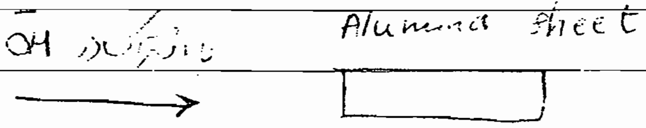

در اتم‌های قاعده مولکول اکسیژن مشترک می‌شود
هر از طرف اتم‌های اکسیژن قاعده مولکول مشترک می‌شوند

باعث گسترش صفحه در دو بعد می‌شود در بعد سوم گسترش پیدا نمی‌کند

شکل صفحه دو بعدی از سیلیس.

جای Si عنصر دیگری می‌تواند باشد مثل منیزیم

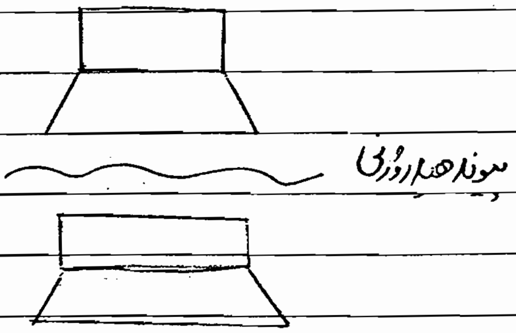

OH
Al
آلومینیم


OH در رأس‌ها
Alumina sheet

نکته: این‌ها در دو بعد گسترش پیدا می‌کنند از نظر ساختار مولکولی.

این دو دانه شکل‌های مختلفی با هم متفاوت پیدا می‌کنند و با توجه به خود سوپرپوزیشن این دو، رس‌های مختلفی به وجود می‌آیند.

مثلاً کائولینیت به صورت زیر است 8



- ضخامت کائولینیت ۱۰۰ – ۱۰۰۰ Å

$1 \text{Å} = 1\times10^{-7}$ mm

- پهنای " ۱۰۰۰ – ۲۰۰۰۰ Å

شکل های مختلفی از سوزن وجود دارد

* ۳ دسته کانی رسی در طبیعت بیشترین حضور را دارند 8

۱- کائولینیت

۲- ایلیت

۳- مونتموریلونیت

ساختار از صفحه جدا هم است 8

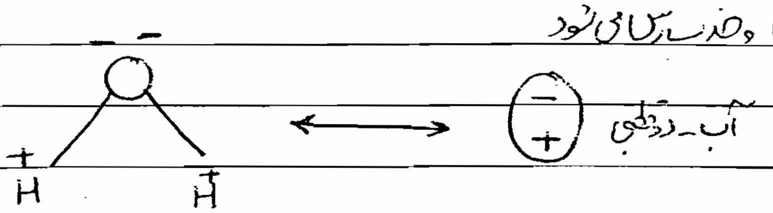
- شکل راه راه

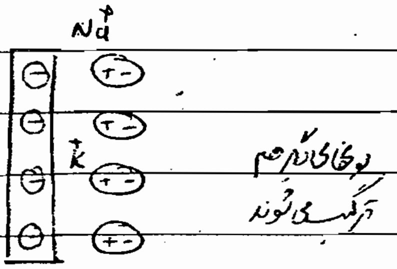
- سطح ذرات رس حامل بار منفی است ← چون یونهای بیرون منفی اند و گاهی اوقات فلزهای با ظرفیت کمتر در وسط قرار می گیرند که کل مجموعه دارای بار منفی می شود چون یونها در سطح خارجی اند.

کل مولکول وقتی بار منفی دارد که یک اتم یا مولکول با ظرفیت کمتر جانشین Al یا Si شود.

این بار منفی باعث می شود یکسری از یونها را به خود جذب کند و آب را هم به خود جذب کند

چون آب یک مولکول ۲ قطبی است و جذب رس ها می شود





* آب با یک پیوند شیمیایی جذب ذرات رس می شود که این آب

آب جذب سطحی می گویند 6

* این نحوه جذب آب توسط مولکول های رس عامل رفتار خمیری رس هاست 6

دو نوع آب بین ذرات رس وجود دارد.

آب آزاد   فقط حضور دارد هیچ پیوندی برقرار نمی کند مثل آب داخل لیوان

آب جذب سطحی   عامل رفتار خمیری

دو چیز باعث رفتار خمیری می شود

نوع مولکول ①   چون آب یک مولکول دوقطبی است

منفی بودن سطح خارجی رس هاست ②

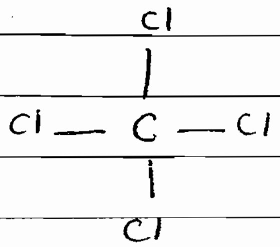
هر کدام از این عوامل از بین برود دیگر رفتار خمیری نداریم

مثلا آبی که درون سیستم وارد قرار گیرد باعث رفتار خمیری نمی شود (عامل دوم را ندارد)

یا اگر رس وجود داشته باشد ولی مایع مورد نظر دوقطبی نباشد دیگر رفتار خمیری نداریم (عامل اول را ندارد)

Subject:
Year. Month. Date.

مثلاً تتراکلرید کربن CCl_4 یک ساختار متقارن دارد ؛



اگر به کاتیون اضافه شود به هیچ وجه رفتار خمیری ندارد

* رس ها صفحه ای شکل و گاهی سوزنی اند سطوح خارجی حامل بار منفی است که باعث می شود یک میدان شیمیایی در اطراف رس ها ایجاد شود نتیجتاً آب جذب آن می شود. این مایع در اطراف ذرات رس باعث رفتار خمیری آن می شود ، درصد جذب آب توسط رس ها متفاوت است . به خصوصیات شیمیایی رس بستگی دارد .

- خاک‌ها معمولاً کمتر به طور خالص در طبیعت یافت می شوند ؛ مثلاً از یک نوع جنس داشته باشیم

اولین قدم در شناسایی خاک‌ها این است که حدود اندازه‌های آن را بشناسیم 8

تعریف

قلوه سنگ	از ۲۰۰ mm به بالا	
سنگ ریزه	از ۶۰ mm تا ۲۰۰ mm	
شن	۴/۷۵ mm تا ۶۰ mm	
ماسه	۰/۰۷۵ mm تا ۴/۷۵ mm ۰/۰۶ تا ۲	بعضی آیین نامه ها ۰/۰۷۵ را ۰/۰۶ و ۴/۷۵ را ۲ می گیرند
لای	از ۰/۰۰۲ mm تا ۰/۰۷۵	
رس	کوچکتر از ۰/۰۰۲	

Subject:
Year. Month. Date.

بسته به این که نوع خاک کدام یک باشد خصوصیات فیزیکی و مکانیکی آن فرق دارد

- هر چه دانه بزرگتر باشد خلل و فرج آن بیشتر است و درصد نفوذ پذیری آن بیشتر می‌شود .

- هر چه " " مقاومت برشی بیشتر می‌شود .

- هر چه ریزتر باشد جمع شدن آن بیشتر می‌شود .

رفتار خاک متفاوت است :

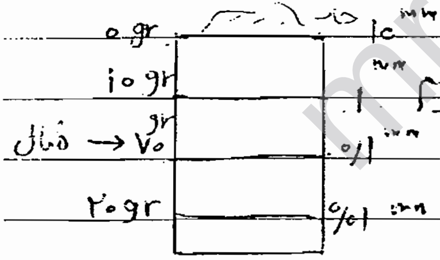
ابتدائی ترین آزمایش شناخت خاک دانه بندی است :

* دانه بندی :

1 - الک کردن

2 - هیدرومتری

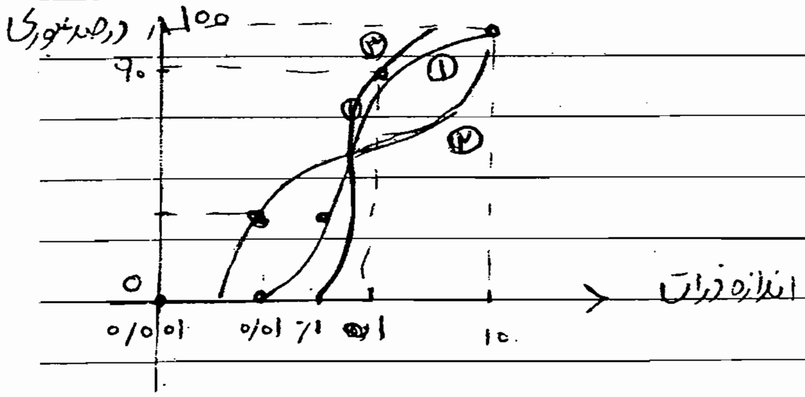
*الک کردن : تعدادی الک را روی هم می‌چینیم چشمه الک از بالا به پایین کوچک می‌شود



روی هر الک یک مقدار خاک می‌ماند سپس منحنی دانه بندی را رسم می‌کنیم

روی الک اول چیزی نماند یعنی همه ذرات از 10 mm کوچکتر بودند

درصد وزنی رد شده	مانده روی الک gr	
100	0	10 mm
90	10	1
20	70	0/1
0	20	0/01



منحنیات نیمه لگاریتمی

می خواهیم ببینیم چند درصد ماسه داریم باید محدوده ۰/۰۷۵ تا ۴/۷۵ را روی محور مشخص کرده بالا می رویم

* شکل منحنی یک S خوابیده است یعنی یک خاک با تراکم خوب است یعنی مجموعه به کمترین فضای خالی می رسد و تقریباً از تمام اندازه ها یک درصدی داریم (منحنی پیوسته است) !

① well- graded

وقتی منحنی دانه بندی افقی می شود یعنی در آن رنج از آن ذره ها نداریم مثلاً در ② از ۱ تا ۱ ره تقریباً منحنی خوابیده است یعنی از ۱ تا ۱ از ذرات کم اند یعنی ریز و درشت زیاد داریم و متوسط زیاد نداریم اصطلاحاً میان تهی است

② Gap- graded

یک منحنی دیگر نشان می دهد که اکثر ذرات خاک محدود است از یک ذره خیلی زیاد داریم ! در منحنی ③ ذرات بین ۱ تا ۱ ره خیلی زیاد در به آن منحنی یکنواخت می گویند

③ Uniform

Regration

برای این که این تفاوت ها معنا پیدا کند فقط از شکل مفهوم پیدا نکند یکسری ضرایب تعریف کردند

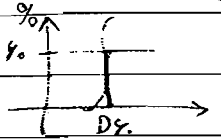
Subject:
Year. Month. Date.

* ضریب یکنواختی :

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

D_{10} اندازه مؤثر

D_{60} ۶۰ ٪ وزنی دانه‌ها از این اندازه کوچکترند



مثلاً در منحنی ① برای ۶۰٪ یک ~~منحنی~~ خط افقی رسم می‌کنیم از محل برخورد منحنی با خط یک قائم رسم می‌کنیم محل D_{60} است :

* هرچه یکنواخت‌تر باشد C_u به یک میل می‌کند :

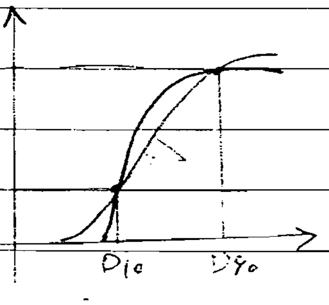
هرچه ضریب یکنواختی بزرگتر باشد دانه‌بندی خاک نایکنواخت‌تر است :

* ضریب انحناء :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

- اگر بین ۳ و ۱ باشد : $3 > C_c > 1$ خاک خوب دانه‌بندی شده است اصطلاحاً well-graded است

در D_{60} و D_{10} می‌شود دو خاک داشت با ضریب یکنواختی یکسان اما C_c متفاوت.



این دو خاک C_u
یکسان دارند ولی C_c
آنها متفاوت است
خمیدگی متفاوت دارند

ریزترین چشمه الک، الک نمره ۲۰۰ است که قطر الک آن 0/075 mm

در خاک ریزدانه، دانه‌بندی با الک کردن به تنهایی میسر نیست، با هیدرومتری آن را دانه‌بندی می‌کنیم و این دو روش مکمل هم اند و باید با استفاده از هر دو منحنی را رسم کنیم به ویژه اگر از همه ذرات داشته باشیم .

* هیدرومتری :

خاک ریزدانه را در یک ظرف آب می‌ریزند این ذرات به هم می‌چسبند برای جلوگیری از آن یک محلول شیمیایی مثل دفلوکلانت هم می‌ریزیم تا این ذرات به صورت منفصل باقی بمانند :

اصل آزمایش مبتنی بر این است قاعده استوکس : سرعت سقوط ذرات به قطر آن ذرات بستگی دارد هرچه خاک زودتر ته‌نشین شود نشان می‌دهد که درشت‌تر است :

این یک مبنایی می‌شود که ذرات از نظر اندازه جدا شوند :

برای این کار یک غلظت سنج درون ظرف‌ها می‌گذارند ، روی مقیاس و در زمان معین آن را می‌سنجیم و از روی غلظت درصد آنها را تعیین می‌کنیم در فاصله‌های زمانی مختلف غلظت سنجیده می‌شود

برای تکمیل شناخت خود نسبت به خصوصیات خاک باید خواص خمیری خاک‌های ریزدانه را بدانیم

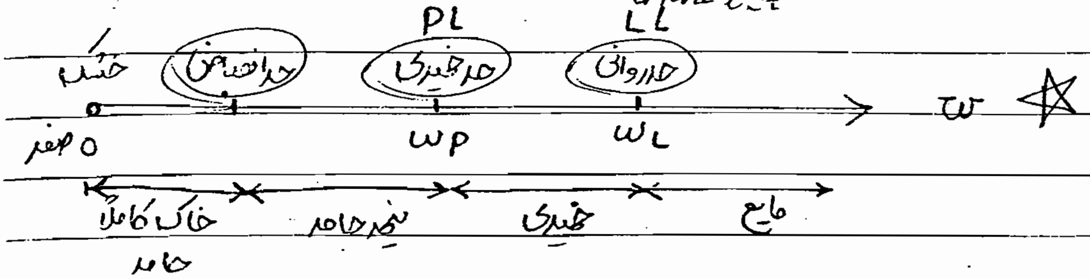
* خاک‌های ریزدانه در مجاورت آب به صورت تابعی از درصد رطوبت رفتار خمیری از خود نشان می‌دهند

* درصد رطوبت :

$$W\% = \frac{\text{وزن آب موجود در خاک}}{\text{وزن ذرات جامد}}$$ درصد رطوبت

Subject:
Year. Month. Date.

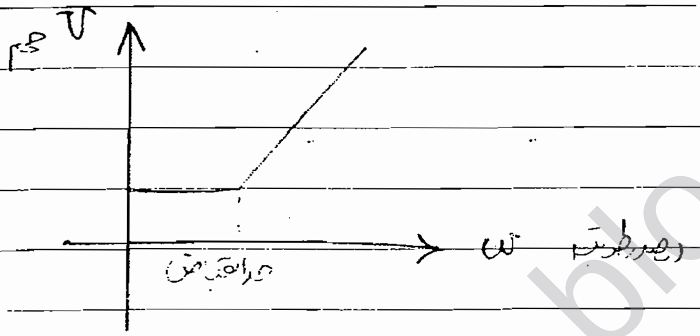
در خاک ریزدانه برحسب ω متفاوت حالت خاک فرق دارد Plastic Limit Liquid Limit


PL
LL
خشک
حد انقباض
حد خمیری
حد روانی
ω
0 صفر
w_P
w_L
خاک کاملا جامد
نیمه جامد
خمیری
مایع

★ حد انقباض 8

یک نمونه خاک رس داریم آب دارد هرچه بیشتر آن را خشک کنیم حجم آن کمتر می شود درصد رطوبت را کم کنیم حجم خاک کوچک می شود تا جایی که به آبی می رسیم که در فضاهایی هستند که اگر آنها را بگیریم ذرات دیگر از آن کوچکتر

نمی شود



با افزایش درصد رطوبت اول به حد انقباض می رسد سپس حالت خمیری پیدا می کند .

اولین آبی که به خاک می زنیم جذب سطح می شود وقتی میزان شعاع‌های خاصیت جذب آب را از دست داد

آب به صورت آب آزاد در می آید هرچه بیشتر شود خاک روان می شود .

★ خاصیت روانی ناشی از وجود آب آزاد است .

Index of plasticity اندیس خمیری

دامنه خمیری → $I_P = w_L - w_P$

دامنه خمیری → $PI = LL - PL$

plastic Index

Subject:
Year. Month. Date.

epsilon

نکته این تغییر حالت ها تدریجی است یعنی تابع آنها پله ای نیست یعنی نه این که یک ε آب بریزیم خمیری یا کم

بریزیم جامد باشد این تغییر حالات ادامه دارد ولی بر اساس قرارداد این حدود را تعیین کردند

حد انقباض و خمیری و روانی از طریق آزمایش بدست می آیند و به حدود اتربرگ (دانشمند سوئدی) معروفند :

* برای حد خمیری : سعی می کنند که حداقل رطوبت را به خاک بزنند تا بتوانند از خاک رس یک فتیله ای (استوانه ای)

با ارتفاع طویل و سطح مقطع کوچک درست شود و آن را آزمایش می دهیم حداقل رطوبتی که بتوان فتیله ای با قطر

۳٫۲ بسازیم آن را حد خمیری گویند :

فواید حد روانی :

از جام کاساگراند برای حد روانی استفاده می کنند .

ما الان دو سری اطلاعات از خاک داریم :

۱ - دانه بندی خاک ← از آزمایش الک کردن بدست می آید.

۲ - حدود اتربرگ، مربوط به بخش ریزدانه یا به عبارتی خواص خمیری بخش ریزدانه ← از آزمایش هیدرومتری بدست می آید

با این اطلاعات می توان خاک را طبقه بندی کرد ؟

فرض کنیم می خواهیم یک ساختمان بسازیم روی یک خاکی ما احتیاج به پارامترهای زیادی از خصوصیات خاک داریم

برای این که بدانیم چقدر نشست می کند به یکی از پارامترها نیاز داریم ، برای این که گسیخته نشود یکی از پارامترهای دیگر را می خواهیم .

هم برای طراحی پی لازم است

اولین قدم این است که یک شناخت کلی از خاک داشته باشیم

① با طبقه‌بندی خاک می‌توان در مراجع مختلف جستجو کرد و با پارامترهای مورد نظر یافتن و به محدوده‌ای از خصوصیات خاک دسترسی خواهیم داشت

مثلاً خاک نوع SW را جستجو در مراجع مختلف بررسی می‌کنیم که GW چه خصوصیاتی دارد !

آزمایشات دانه‌بندی آزمایشات ارزانی هستند

② هدف دیگر از طبقه‌بندی آن است که زبان مشترکی باشد برای مهندسان مثلاً در رودسازی می‌گویند

بهتر است بجز را ۲۰٪ SW نگویید با دیدن GW می‌فهمیم که این خاک چه مشخصاتی دارد شن و ماسه آن

چقدر است ...

اطلاعات لازم برای طبقه‌بندی دانه‌بندی و خصوصیات خمیری خاک ریزدانه است

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۷ Date. ۹

به نام خدا

ج ۳

* طبقه بندی یا رده بندی خاکها 8

چسبندگی خاک، زاویه اصطکاک داخلی، نفوذپذیری خاک، ضریب تحکیم خاک، همه در مورد خاک و اطلاعات لازم برای مهندس محسوب می شوند

داده های لازم برای طبقه بندی 8

① – دانه بندی خاک
② – خصوصیات خمیری بخش ریزدانه

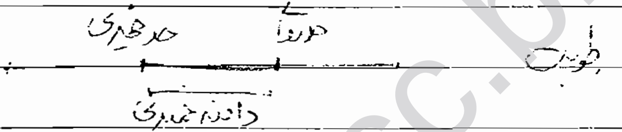
} ← طبقه بندی خاک

☆

– تأکید می کنیم خصوصیات بخش ریزدانه چون حدود اتربرگ برای خاکهای ریزدانه مطرح می شود مثل

رس و لای

اگر خاکی متشکل از شن و ماسه و ریزدانه بود در این طبقه بندی خصوصیات بخش ریزدانه مهم است 6



حد روانی مثلا ۲۴ یعنی در ۲۴٪ رطوبت میزان خاک به حالت مایع در می آید

روشهای مختلفی برای طبقه بندی خاکها وجود دارد

۱– روش BS British standard
۲– روش Asho
۳– روش متحد Unified

در این کلاس روش متحد یا Unified استفاده می کنیم 8

در این روش به خاک یک اسم که متشکل از دو حرف انگلیسی است متصل می کنیم 6

Subject:
Year. Month. Date.

حروف اول 8

Gravel	G	شن
Sand	S	ماسه
	M	لای
Clay	C	رس
	O	خاک آلی
	Pt	خاک برگ

حروف دوم 8

گروه ①	W	خوب دانه بندی شده	← well graded
	P	بد دانه بندی شده	← Poor graded
گروه ②	M	ریزدانه غیر خمیری	
	C	ریزدانه خمیری	
	L	خاصیت خمیری کم	
	H	خاصیت خمیری زیاد	

این طور نیست که هر کدام در حروف اول با این حروف دوم رو با هم بیاید چون این دو سری در کنار هم قرار نمی‌گیرند

GW	شن خوب دانه بندی
GM	شنی که ریزدانه غیر خمیری دارد

← GL یا GH نداریم چون این حروف مربوط به کیفیت ریزدانه‌اند

CL	رس با خاصیت خمیری کم

W و P و M و C با شن و ماسه فقط آیند نیز G و S

- در جدول کتاب تمام به تمام تغییر کرده و اسم گذاری می‌شود

* در نمودار دانه بندی ۲ الک مهم است ؛

الک

۲۰۰ ← ریز و درشت

۴ ← شن و ماسه

① الک نمره ۲۰۰ با قطر حفره ۰/۰۷۵ mm

Subject:
Year. Month. Date.

③ الک نمره ④ با قطر چشمه 4,75 mm

اصطلاحاً آن بخش از خاک که بزرگتر از الک نمره ۲۰۰ باشد درشت دانه و هر چه از الک ۲۰۰ بگذرد می شود ریزدانه ؛

* الک نمره ۴ جدا کننده بخش شن و ماسه است ، درشت‌تر از ۴٫۷۵ خاک شن است ریز ۴٫۷۵ ماسه است به شرطی که از ۰٫۰۷۵ mm بزرگتر باشد ؛

* ممکن است خاکی همه این ها را داشته باشد در جدول مشخص شده است 8

— اول به درصد وزنی روی الک نمره ۲۰۰ نگاه می کنیم اگر بیش از ۵۰٪ وزن خاک روی آن ماند خاک درشت دانه است ؛ حالا بخش درشت دانه را نگاه می کنیم اگر بیش از ۵۰٪ بخش درشت دانه روی الک نمره ۴ بود خاک می شود شن در غیر این صورت ماسه است ؛

نگاه می کنیم به بخش ریزدانه چون ریزدانه دارد ۳ حالت است 8 برای حرف دوم ،،

① اگر کمتر از ۵٪ ریزدانه داشته باشد 8 حرف دوم یا W یا P با توجه به Cu , Cc ،، در کتاب هست

② بیشتر از ۱۲٪ ریزدانه 8 خاک قابل توجهی ریزدانه دارد با توجه به خصوصیات خمیری ریزدانه ،، PI ،، یا M یا C

③ بین ۵٪ و ۱۲٪ ریزدانه داشته باشد 8 خاک دو اسمی می شود یک اسم از گروه ① می گیرد یک اسم از گروه ②

مثلاً GW - GM

هم چنین دو اسمی نداریم GW - GP چون W , P
هر دو از یک گروه اند

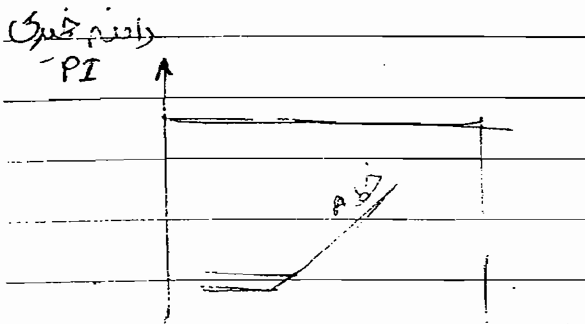
Subject:
Year. Month. Date.

برای ماسه هم همین طور حرف دوم انتخاب می‌شود :

- GC شنی که بیش از ۱۲ ٪ رس دارد و رس آن خمیری است برای کوبیدن زیراساس در جاده‌سازی مهم است

رس بیشتر از ۱۰ ٪ [illegible] نیز دارد

- اگر خاک ریزدانه بود یعنی بیش از ۵۰ ٪ کوچکتر از الک نمره ۲۰۰ باشد



حرف اول و دوم ساده‌تر انتخاب می‌شود :

مهم

جد ۱۷ کتاب

نمودار خمیری

این صفحه به چند بخش تقسیم شده است

٪

حد خمیری و حد روانی را مشخص کرده خطوط موازی قائم را رسم و کنترل محل برخورد آن دو را در نظر می‌گیریم

هرکجای نمودار که اتفاق افتاد اسم خاک معلوم است.

این حتی در بخش درشت دانه که ریزدانه آن بیش از ۱۲ ٪ است نیز استفاده می‌شود

#۲۰۰ #۴

مثال ٪ دو نوع خاک داریم با خصوصیات داده شده :

خاک	حد روانی	دامنه خمیری	درصد رد شده از الک نمره ۴	درصد رد شده از الک نمره ۲۰۰
الف	۵۵	۱۵	۱۰۰	۸۵
ب	۴۰	۱۰	۶۰	۴۵

حل - الف - ۸۵ ٪ از ۲۰۰ گذشته پس ریزدانه است [illegible]

PI = ۱۵

ال ال = ۵۵

[illegible] MH یا OH

[illegible] OH

[illegible] MH

Subject:
Year. Month. Date.

ورب

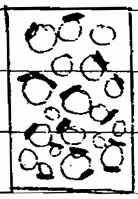
خاک درشت دانه است

٪۴۰ روی ۴ ماندنی ٪۴۰ شن است

G حرف اول $\xrightarrow{}$ M حرف ۲ ⇒ GM

زیرحوا م

* روابط وزنی - حجمی :



خاک یک محیط ۳ فازی است

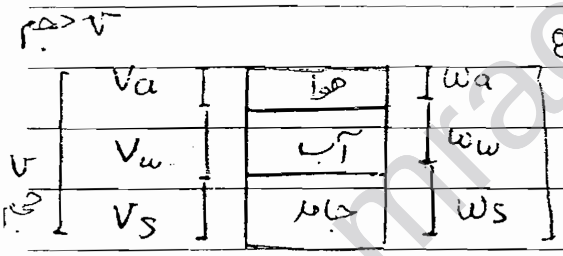
مواد جامد + هوا — فضای خالی می تواند فقط هوا باشد که در این صورت خاک کاملاً خشک است

مواد جامد + آب — ممکن است فضای خالی کاملاً از آب پر شده باشد که در این صورت اشباع است

در این دو حالت محیط ۲ فازی است :

اگر هیچ فضای خالی نداشته باشد که با آب یا هوا پر شود می‌شود سنگ (۱ فازی)

اگر بتوانیم دانه های جامد را جدا کنیم به این صورت در می آید :



W وزن کل

* درصد رطوبت :

$$w = \frac{\text{وزن آب}}{\text{وزن دانه‌های جامد}} = \frac{W_w}{W_s}$$

* درجه اشباع :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

حجم فضای خالی

Subject:
Year. Month. Date.

$$V_v = V_a + V_w$$

خلل

$0 \leqslant S_r \leqslant 1$ یا بین $0 \leqslant S_r \leqslant 100$

% $S_r = 100$ خاک کاملاً اشباع است $V_a = 0$

% $S_r = 0$ خاک کاملاً خشک است

* نشانه خلاء (نسبت تخلخل)

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

* تخلخل

$$n = \frac{V_v}{V_{\text{کل}}}$$

* درجه هوا

$$A = \frac{V_a}{V_{\text{کل}}}$$

* وزن مخصوص

$$\gamma = \frac{W}{V} \qquad \gamma = \rho g$$

* جرم مخصوص

$$\rho = \frac{M}{V}$$

Subject:
Year. Month. Date.

* چگالی دانه‌های جامد خاک :

$$G_s = \frac{M_s}{\rho_w V_s}$$

چگالی نسبی

چگالی آب

* دانسیته نسبی : برای خاک‌های دانه‌ای که ریزدانه‌هاشان کم است

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

هرچه e کوچکتر باشد خاک متراکم‌تر است

خاک دانه‌ای بسته به نحوه تراکم e مختلفی دارد.

- e_{max} : خاک را طوری می‌ریزیم که ذرات به گونه‌ای در کنار هم قرار بگیرند که شل‌ترین وضعیت خاک باشد
- e_{min} : نمونه را طوری تهیه کنیم که متراکم‌ترین حالت ممکن باشد
- e : حالت معمولی که می‌خواهیم اندازه بگیریم.

اگر $D_r = 0$ باشد یعنی $e_{max} = e$ است پس خاک شل است

$0 \leq D_r \leq 1$

اگر $D_r = 1$ باشد یعنی خاک متراکم‌ترین وضعیت است

$D_r \geq 85\%$ خاک بسیار متراکم است.

* وزن مخصوص خشک :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

جامد

* روابط :

رابطه بین درصد رطوبت و γ , γ_d

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

جرم مخصوص خشک

$$\rho_d = \frac{G_s(1-A)}{1+wG_s}\,\rho_w$$

جرم مخصوص آب

$$G_s \cdot w = S_r \cdot e$$

بعضی خصوصیات خاک را می‌دهند و بعضی خصوصیات دیگر را می‌خواهند

مثال : یک نمونه خاک داریم

$M = \text{۱۲۹/۱}\ gr$

$V = \text{۵۶/۴}\ cm^3$

$M_s = \text{۱۲۱/۵}\ gr$

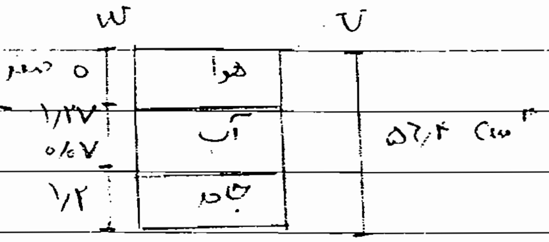
$G_s = \text{۲/۷}$

? w, e, S_r

با توجه به داده‌ها درصد رطوبت w
نسبت خلا e
و درصد اشباع S_r را بیابید؟
مجموعاً یعنی حدود است ؟

$g = \text{۹/۸۱}\ m/s^2$

حل



* ① $W = Mg = \text{۰/۱۲۹۱} \times \text{۹/۸۱}$
$= \text{۱/۲۷}\ (N)$

* ② $W_s = \text{۰/۱۲۱۵} \times \text{۹/۸۱}$
$= \text{۱/۲}\ (N)$

③ $\underset{\text{آب}}{W_w} = \text{۱/۲۷} - \text{۱/۲} = \text{۰/۰۷}$ ← (وزن هوا را تقریباً برابر صفر گرفته است.)

Subject:
Year. Month. Date.

همه حجم‌ها بدست می‌آیند.

④ $V_s = \frac{M_s}{G_s \cdot \rho_w} = ۴۵ \ cm^{۳}$

⑤ $V_w = \frac{M_w}{\rho_w} = ۷٫۱ \ cm^{۳}$

⑥ $V_a = ۵۶٫۴ - (۷٫۱ + ۴۵) = ۴٫۳$

درصد رطوبت $w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{۰/۰۷}{۱٫۲} = \% ۵٫۸$

نسبت خلاء $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{۱۱٫۴}{۴۵} = \% ۲۵$ خاک متراکمی است چون e کمی دارد

درجه اشباع $S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{۷٫۱}{۱۱٫۴} = \% ۶۲$

راه دوم این است که تک‌تک اجزاء را بیابیم سپس از روابط ترکیبی استفاده کنیم

روش اول ساده‌تر است ولی وقت‌گیرتر.

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۷ Date. ۱۲

به نام خدا

ج ۴

تراکم : ــ تا اینجا 7,20

خاک ممکن است به عنوان یک مصالح بکار رود یا به عنوان پی برای سازه های دیگر

* خاک
- مصالح در سازه های خاکی : خاکریزهای سدهای خاکی
- پی برای سازه های دیگر : مانند فرودگاه ها پی روسازی در جاده ها

خاک می بایستی خصوصیات مکانیکی مناسب را داشته باشد یعنی از لحاظ فشاری در مقابل بارهای وارده مقاومت کند و برای سازه ها مشکلی ایجاد نکند

از دید خصوصیات مکانیکی دو خصوصیت مهم ترند :

① مقاومت برشی : زیرا خاک تحت بارهای وارده نباید گسیخته شود

② تراکم پذیری : تحت بارهای وارده نشست زیادی ایجاد نشود

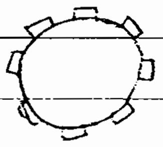
* هرچه خاک متراکم تر باشد هم مقاومت برشی آن بیشتر می شود و هم تراکم پذیری کم می شود .

[illegible]

خاک را به صورت لایه لایه پهن می کنند از ۱۰ cm تا ۴۰ و ۵۰ و بعد با غلتک می کوبند هرچه خاک ریزدانه تر باشد ضخامت لایه های خاکریزی کمتر است و هرچه خاک درشت دانه تر باشد ضخامت لایه بیشتر است

انواع غلطک ها :

۱- پاچه بزی



روی چرخ غلتک زائده وجود دارد : خاک ریزدانه با ضخامت کمتری داشته باشند را عمیق تر تا غلتک کمتر می شود و لایه های زیرین متراکم می شود این زائده ها کمک می کنند تا لایه های [illegible] لایه های زیرین هم متراکم [illegible] شود و هم

و این زائده ها باعث می شود که سطح خاک در زمانی مسطح نباشد و در نتیجه لایه بعدی را که می ریزیم در هم درگیر قفل و بست شوند

۲- چرخ لاستیکی < درشت دانه / دانه ای برای کوبش آسفالت هم بکار می رود هم برای خاک های چسبنده هم غیر چسبنده کاربرد دارد.

۳- چرخ فولادی : زائده ندارند برای کوبش خاک های دانه ای بکار می روند

۴- غلطک های دستی : گاهی خاکی که می کوبیم در مجاورت سازه های حساسی است مثلاً یک خاکریز داریم که در مجاورت یک دیوار حائل است این غلطک ها می توانند خاک مجاور دیوار را بکوبند یا داخل خاک لوله هایی وجود دارد و به طور کلی جایی که امکان تراکم خاک با غلطک نیست از این غلطک های دستی استفاده می کنند

☆ ۵- لرزنده ها

همه انواع غلطک ها می توانند استاتیکی باشند یعنی فقط با وزن خود خاک را متراکم کنند یا دینامیکی باشند یعنی یک لرزنده دارند که خاک را متراکم می کند در این حالت با وزن خود نیز خاک را متراکم می کند و برای خاک های دانه ای بهتر جواب می دهد زیرا فضای خالی را پر می کند.

⊛ ما حین تراکم چکار می کنیم ؟

- فضای خالی بین ذرات را کم می کنیم و این با خروج هوا مؤثر است ، با آب زیاد کار نداریم و این خاک ها ۳ فاز دارند .

⊛ چه ملاکی می توان داشت برای این که میزان تراکم را تعیین کنیم ؟

- γ , γ_d ← γ به تنهایی نمی تواند عاملی باشد برای تعیین میزان تراکم زیرا اگر یک نمونه خاک کاملاً خشک داشته باشیم به آن آب اضافه کنیم بدون آن که فضای خالی کم شود اشباع کنیم
γ نمونه افزایش می یابد چون γ وزن خاک است اعم از خاک و آب و هوا
ولی باعث نشده که تراکم بیشتر شود از دید تراکم هر دو نمونه یکسان اند ولی γ نمونه مرطوب
بیشتر است ولی γ_d خشک می تواند معیار باشد در اینجا γ_d برای هر دو نمونه یکسان است
$\frac{W_s}{V}$)

Subject:
Year. Month. Date.

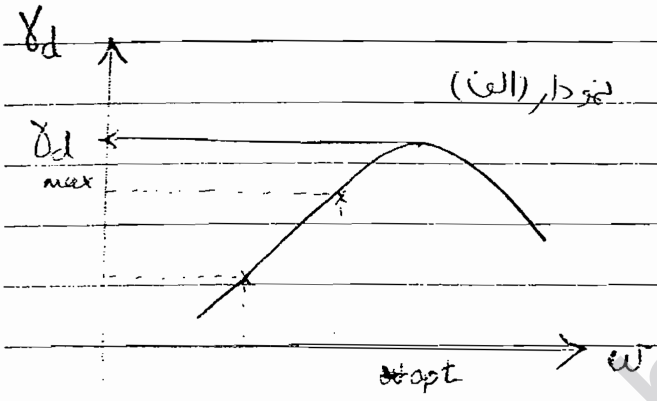
- دلیل در هر دو نمونه یکسان است ؛

⊛ چه عواملی در تراکم خاکها مؤثر است ؟

① درصد رطوبت   در تراکم خاکهای ریزدانه نقش مهمی دارد

② انرژی تراکم   هر چه انرژی بیشتری بکار ببریم خاک متراکم‌تر می‌شود

③ نوع خاک   خاکهای مختلف زیر غلتک عکس العمل متفاوت نشان می‌دهند مثلاً خاکهای درشت دانه بهتر متراکم می‌شوند



الف - درصد رطوبت ؛

اگر یک خاک مشخص داشته باشیم
با انرژی تراکم ثابت
تحت درصد رطوبت های مختلف
اندازه می‌گیریم γ_d آن را ؛

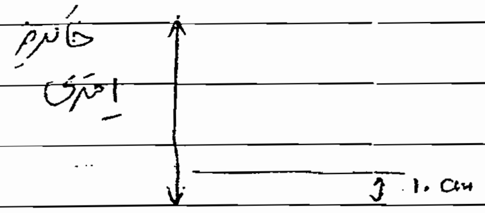
این منحنی می‌گوید در درصدهای پایین با افزایش میزان آب تراکم بهتری حاصل می‌شود اما از یک درصد رطوبتی که آن را درصد رطوبت بهینه (w_{opt}) می‌گویند با افزایش درصد رطوبت وزن مخصوص خشک زیاد می‌شود

چون برای تراکم خاک دانه ها باید حرکت کنند تا کمترین فضا بین آنها باشد وجود آب باعث می‌شود تا دانه ها بهتر روی هم حرکت کنند اما بعد از درصد بهینه خود آب مانع می‌شود یعنی باید آب را خارج کنیم و آب کمتر از هوا خارج می‌شود اگر با w_{opt} خاک را بکوبیم متراکم‌ترین وضعیت را برای خاک داریم

- انرژی تراکم ؛ ملاک ها برای انرژی ؛
۱ - وزن غلتک ها
۲ - تعداد عبور غلتکها
۳ - نوع غلطک

ضخامت خاکریز هرچه بیشتر باشد انرژی تراکم بکار رفته کمتر است

۴- هرچه ضخامت lift کمتر باشد انرژی بیشتری لازم است



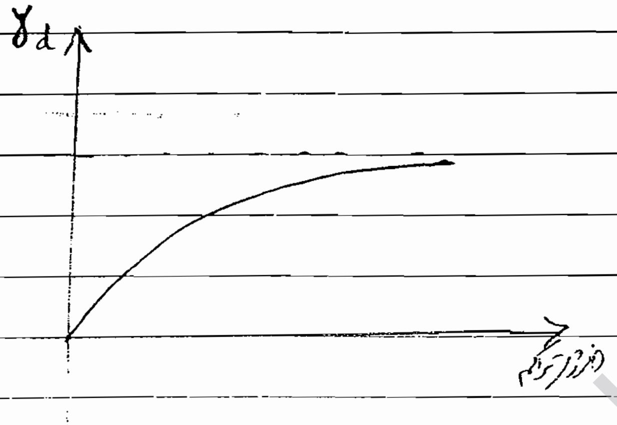
→ ضخامت lift

تعداد کل عبور = ۱۰۰ ⟵ برای هر lift ۱۰ بار

$10 \times 10 = 100$

اگر ضخامت lift = ۲۰ cm ⟵ تعداد عبور = ۵۰ بار

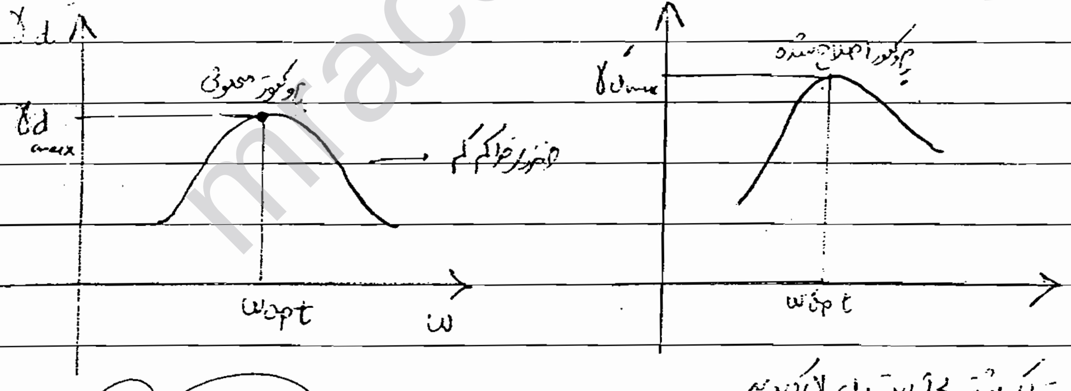
- نیز هر lift خاکریزی بعد از تراکم باید 10^{cm} شود



انرژی (ارتبا)

هرچه انرژی تراکم بیشتر باشد وزن γ_d لا خشک بیشتر است اما تا یک جایی چون یک حداقل فضای خالی وجود دارد که کم کردن آن مشکل است

- دیدگاه دیگر: با یک انرژی تراکم ثابت با نوع خاک ثابت با درصد رطوبت های مختلف تراکم را اندازه گیریم منحنی را بکشیم



در پروکتور دوم انرژی تراکم بیشتری را اعمال کردیم منحنی بالاتر و به سمت چپ می رود

مهم ☆

$$w'_{opt} < w_{opt}$$

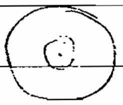
$$\gamma'_d > \gamma_d$$

* چگونه درصد رطوبت بهینه را تعیین کنیم ؟

انرژی تراکم را باید حین آزمایش های مختلف ثابت نگه داریم و یک از یک نوع خاک را در درصد رطوبت های مختلف به آن ضربه بزنیم و تراکم را اندازه بگیریم و γ_d

این آزمایش را آزمایش پروکتور «تراکم» می نامند

یک استوانه داریم یک نمونه خاک خشک به آن اضافه می کنیم یک درصد رطوبت معین به آن می زنیم بعد با یک میله که میله ای به آن متصل است که وزنه را رها می کند این وزنه از ارتفاع معینی سقوط می کند که در این صورت انرژی تراکم ثابت می ماند وزنه به خاک می خورد این میله هم وزنه را هدایت می کند که کجا بخورد یک دستورالعملی هست که محل وزنه را به عبارتی محل استقرار میله های را تعیین می کند



دید از بالا

تعداد ضربات برای هر لایه مشخص است خاک را در چند لایه در استوانه ای متراکم می کنیم و γ_d آن را می یابیم

مشخصات آزمایش :

حجم استوانه	وزن وزنه	ارتفاع پرتاب	تعداد لایه ها	تعداد ضربه در هر لایه	
۱۰۰۰ cm^3	۲٫۵	۳۰۰	۳	۲۷	(پروکتور معمولی)
۱۰۰۰ cm^3	۴٫۵	۴۵۰	۵	۲۷	(پروکتور اصلاح شده)

* انرژی تراکم پروکتور اصلاح شده بیشتر است وزن وزنه، ارتفاع پرتاب، تعداد لایه ها، (۵×۲۷) ضربه می زنیم -
چون حجم ثابت است تعداد لایه را بیشتر کردیم

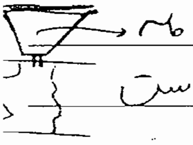
* در پروکتور معمولی آزمایش روی بخشی از خاک است که از الک نمره ۴ رد شده است .

در راه سازی از پروکتور اصلاح شده استفاده می شود اما در سد سازی از پروکتور معمولی

مثلا در سد خاکی اگر هسته خاکی را بخواهید بکوبید باید ۹۵٪ پروکتور بکوبید یعنی چه ؟

در کارگاه آب را با یک ماشین تانکر اضافه می کنند و معمولاً ممکن است آب کم یا زیاد شود خاکی که می آوریم یکنواخت نباشد شرایط کارگاهی فرق دارد و ما با خاک کارگاهی کار می کنیم رطوبت بهینه اگر در آزمایشگاه ۱۵ ٪ بدست آید اعمال آن ممکن است در کارگاه سخت می شود در این خاکریز γ_d مانند γ_d ۹۵ ٪ ای باشد که در آزمایشگاه به عنوان $\gamma_{d\,max}$ گرفتند ؛

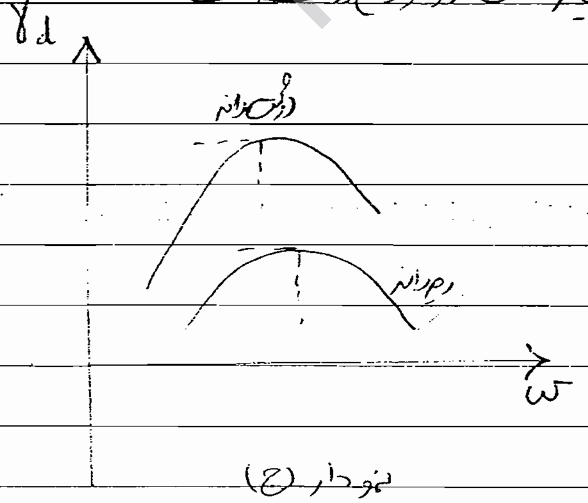
- برای یک حجم مشخص خاکریز باید یک نمونه گیری انجام شود اگر نمونه ریز باشد یعنی کاملاً استوانه ای می توان در آورد حجم نمونه معین است در کوره آن را خشک می کنیم وزن مخصوص آن را بدست می آوریم که آیا ۹۵ ٪ γ_d هست یا نه ؟



- اگر حاوی درشت دانه باشد نمی توان استوانه ای با حجم مشخص در آورد در این خاک ها تعیین حجم کمی مشکل است

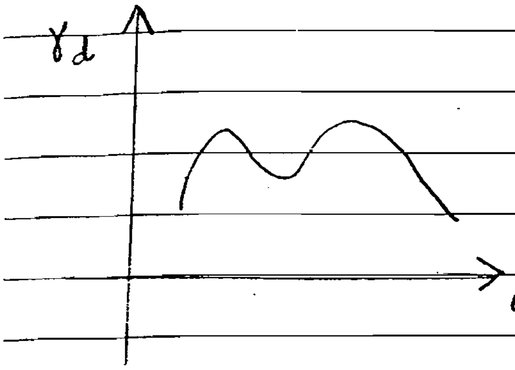
یک روش تعیین حجم این است که از یک ظرف حاوی ماسه استاندارد استفاده می کنیم ماسه وارد سوراخ سنبه ها می شود میزان ماسه ای که حجم منافذ را پر کرد و جای قبلی را گرفت حجم کل نمونه بدست می آید خاک را در کوره می گذاریم حجم وزن مخصوص خشک آن را می سنجیم .

ج ، نوع خاک 8 هرچه خاک درشت دانه باشد $\gamma_{d\,max}$ بیشتر است در اکثر مواقع درست است



نمودار (ج)

آزمایش تراکم برای خاک‌هایی که فاقد ریزدانه اند و دانه بندی تقریباً یکنواختی دارند به چنین شکلی حاصل می‌شود :



شکل و Trend خاصی بین ω و γ_d پیدا نمی‌شود

در این نوع خاک‌ها آزمایش پروکتور انجام نمی‌شود

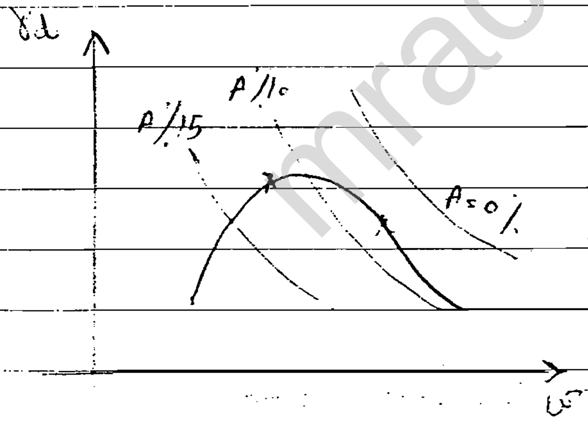
* دستورالعمل لازم برای کوبش چگونه به پیمانکار ابلاغ می‌شود ؟

- از یک پارامتر دیگری به نام Dr یا دانسیته نسبی استفاده می‌شود مثلاً می‌گویند ٪۷۵ Dr خاک را بکوبید

$$* \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} \quad *$$

$$* \quad \rho_d = \frac{G_s\,(1-A)}{1+\omega G_s}\,\rho_w$$

این رابطه تئوری است



وقتی آزمایش تراکم را انجام می‌دهیم منحنی آزمایشگاه را می‌کشیم

وقتی روی هر نقطه منحنی رسم یا ترسیم ω و γ_d می‌توان فهمید اگر نمونه با این درصد رطوبت کوبیده شود چقدر هوا دارد و از روی آن می‌فهمیم چقدر هوا دارد

می‌توان منحنی را رسم کرد یعنی یکبار A را صفر می‌دهیم یکبار با ٪۱۰ و ٪۱۵ و ... می‌کشیم منحنی ρ_d را برحسب

ω می‌کشیم و با هر ω درصد هوا معلوم است .

Subject:
Year. Month. Date.

مثال ۸ حجم قالب استوانه cc ۹۵۰ بوده است :

$V =$ ۹۵۰ cc

$G_s =$ ۲٫۶۵

$$\rho = \frac{M}{V}$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$$

$w_{opt} =$ ۱۴٫۷ %

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + \frac{w G_s}{S_r}}$$

$S_r =$ ۱۰۰% $= 1$

این روش تراکم معمولاً برای سازه هایی که با مصالح خاکی بنا می شوند مورد استفاده قرار می گیرد یعنی خاک را از منبع آن یا به عبارتی منبع قرضه می آورند و می کوبند یا برای مواردی که مقاومت لایه خاکی که می خواهیم کم است

اما گاهی اوقات مسئله به این سادگی نیست مثلاً کنار سواحل می خواهیم پایانگاه بسازیم خاک آنجا ماسه ای و دانه ای است عمق آن هم زیاد است لایه خاکی که از نظر مقاومت مشکل دارد عمق آن زیاد است

مثلاً یکجا می خواهیم سد بسازیم یک لایه آبرفت داریم ۲۰ تا ۳۰ متر گاهی اوقات می آیند و این ۲۰ - ۳۰ متر را می برند که البته هزینه زیادی دارد

* سر یک خاکی داریم که عمق آن زیاد است می خواهیم آن را درجا متراکم کنیم چه کار کنیم ؟

این روشها برای خاکهای دانه ای مفیدتر است در همه این ۳ روش یک اصل [illegible] وقتی خاک دانه ای تحت تأثیر ارتعاش قرار می گیرد میل به متراکم شدن دارد .
گاهی اوقات برخلاف میل ما کار می کند مثل رس

* اصلاح خاکهای دانه ای در حالت درجا :

① تراکم دینامیکی   در سواحل جنوبی ایران وزنه هایی را با بلوک بتنی می سازند با جرثقیل بالا می برند و رها می کنند
[illegible] به دلیل ضربه وزنه روی خاک باعث تراکم می شود .

② انفجار 8 در عمق صورت می‌گیرد مثلاً در یک لایه‌ای با ضخامت h دستور العمل‌هایی داریم که مواد را کجا بگذاریم

③ لرزه‌ای شناوری Vibro Flotation هم از خاصیت دینامیکی استفاده می‌کند هم آب را وارد می‌کند تا عمل تراکم انجام شود.

پایان فصل ①

⊛ فصل دوم :

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۷ Date. ۱۲

به نام خدا

فصل دوم

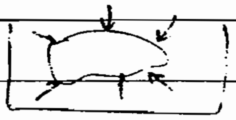
ج ۵

تراوش _ جریان آب در خاک : seepage

* قوانین پایه :

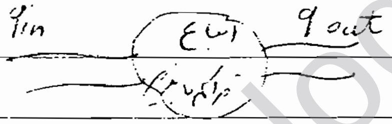
۱- قانون پاسکال :

یک شیء در داخل یک ظرف قرار بگیرد به آن فشار وارد می‌شود فشار آب در تمام نقاط عمود بر سطح



شیء مورد نظر می‌باشد

۲- قانون بقای جرم :



* دبی ورودی به یک سیستم = دبی خروجی

به دو شرط < ① محیط کاملاً اشباع باشد ② آب تراکم ناپذیر

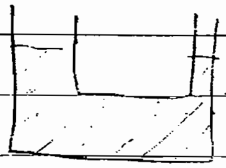
اگر بین ذرات خاک حبابی بود درصد اشباع کم می‌شود

در تحلیل‌های معمول ← باشد

چون پوست خاک تحت فشار قرار بگیرد

چون اگر آب تراکم‌پذیر باشد ممکن است آب فشرده یا منبسط شود حجم آب ورودی با خروجی برابر نباشد

۳- قانون ظروف مرتبط :



④- برنولی :

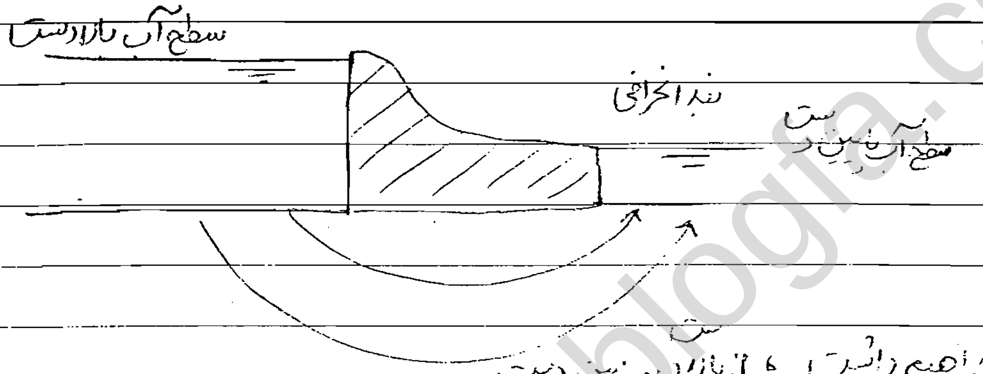
$$\frac{E_t}{Mg} = Z + \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\gamma_w}$$

ارتفاع معادل انرژی — فاصله از سطح مبنا — ارتفاع معادل سرعت — ارتفاع معادل فشار آب

برای عبور آب در خاک از $\frac{v^2}{2g}$ صرف نظر می‌شود که وجود دارد اما کوچک است؛

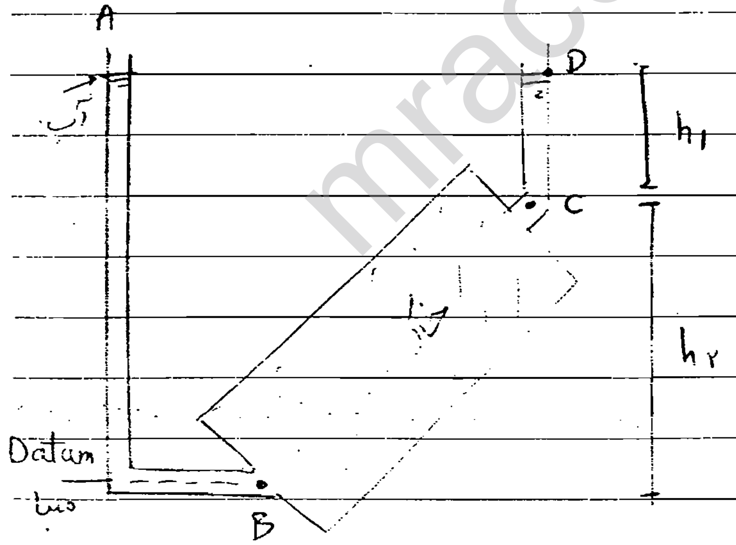
$$\frac{E_t}{mg} = z + \frac{P}{\gamma_w}$$

$$\underbrace{h_{total}}_{\text{ارتفاع معادل انرژی کل}} = \underbrace{h_{elevation}}_{\text{فاصله از سطح مبنا}} + \underbrace{h_{pressure}}_{\text{ارتفاع معادل فشار}}$$


سطح آب بالادست
سد انحرافی
سطح آب پایین دست

یک تراوش خاک خواهیم داشت؛ از بالادست به پایین دست

- این تراوش ناشی از چیست؟


A
آب
D
C
h1
h2
خاک
Datum
مبنا
B

اول باید یک سطح مبنا فرض کنیم:

A: $h_e = h_1 + h_2$ $\quad h_{tot} = h_1 + h_2$

$h_p = 0$

Subject:
Year. Month. Date.

B : $h_e = 0$ $\longrightarrow$ $h_t = h_1 + h_2$
$h_p = h_1 + h_2$

فاصله یا ارتفاع ستون آب از هوا

C : $h_e = h_2$ $\longrightarrow$ $h_t = h_1 + h_2$
$h_p = h_1$

D : $h_e = h_1 + h_2$ $\longrightarrow$ $h_t = h_1 + h_2$
$h_p = 0$

چون D روی سطح آزاد واقع شده فشار آب صفر است

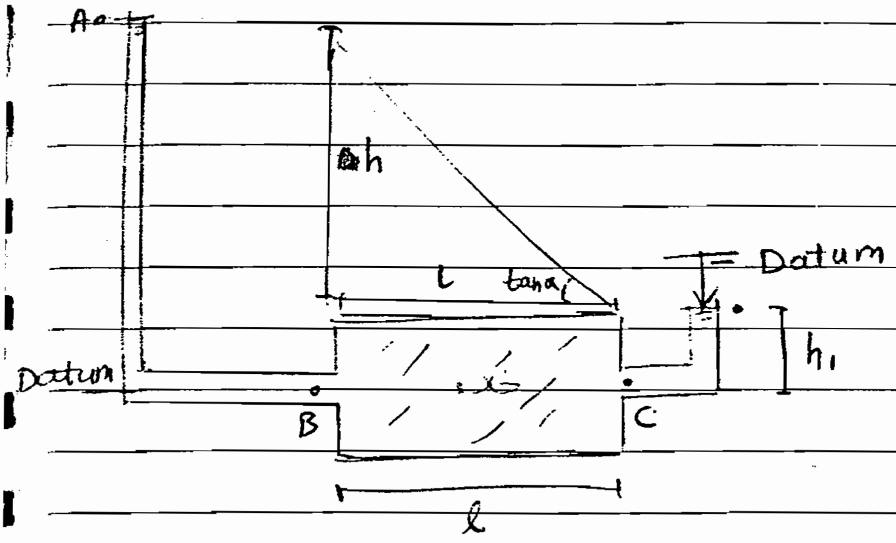
بین دو نقطه B و C هیچ حرکت آبی نداریم چون A و D دارای سطح یکسان آب اند
پس آنچه عامل حرکت است h_t است

* اگر h_t بین دو نقطه متفاوت باشد جریان آبی برقرار خواهد بود از نقطه ای که h_t بیشتری دارد به سمت نقطه ای که h_t کمتری دارد.

پتانسیل 8 ارتفاع معادل انرژی کل

- عامل حرکت، پتانسیل است.

Subject:
Year. Month. Date.



$$A: \quad h_e = h + h_1 \qquad h_p = 0 \longrightarrow h_t = h + h_1$$

$$B: \quad h_e = 0 \qquad h_p = h + h_1 \longrightarrow h_t = h + h_1$$

$$\left.\right\} \Delta h = h$$

$$C: \quad h_e = 0 \qquad h_p = h_1 \longrightarrow h_t = h_1$$

$\Delta h_{B,C} = h$ این h باعث حرکت آب از نقطه B به C می‌شود

* هر چه Δh بیشتر باشد سرعت حرکت آب بیشتر است

- h یا Δh به انتخاب سطح مبنا بستگی ندارد

$$A:\quad h_e = h,\quad h_p = 0 \longrightarrow h_t = h$$

با سطح مبنای جدید

$$B:\quad h_e = -h_1,\quad h_p = h + h_1 \longrightarrow h_t = h$$

$$C:\quad h_e = -h_1,\quad h_p = h_1 \longrightarrow h_t = 0$$

$$\left.\begin{array}{l} h_t = h \\ h_t = 0 \end{array}\right\} \Delta h = h$$

* با تغییر سطح مبنا $\underline{h_e}$ تغییر کرد $\underline{h_p}$ تغییر نکرد اما $\underline{h_t}$ تغییر کرد.

نکته 8

h_{tot} تغییر می‌کند اما Δh تغییر نمی‌کند.

$$\Delta h_{B,C} = h$$

* سرعت آب در خاک:

- این سرعت تابع مستقیم h است
- با $\frac{1}{L}$ رابطه مستقیم دارد
- به خصوصیات خاک بستگی دارد به ویژه نفوذپذیری

$$\boxed{v = f\left(\Delta h, \frac{1}{l}; K\right)}$$

با همه اینها رابطه خطی دارد

$$\boxed{v = K\frac{\Delta h}{L}} = Ki$$

(از آزمایش دارسی است)

شیب خط انرژی یا گرادیان هیدرولیکی (i) = $\frac{\Delta h}{L}$

- شیب خط پیزومتریک S

هرگاه پیزومتر بگذاریم سطح آب دقیقاً روی این خط می افتد این سطح را سطح پیزومتریک گویند

ساده ترین نوع پیزومتر این است که به نقطه ای که وصل می شود فشار آب را نشان می دهد

مثلاً در نقطه B سطح پیزومتریک در A است

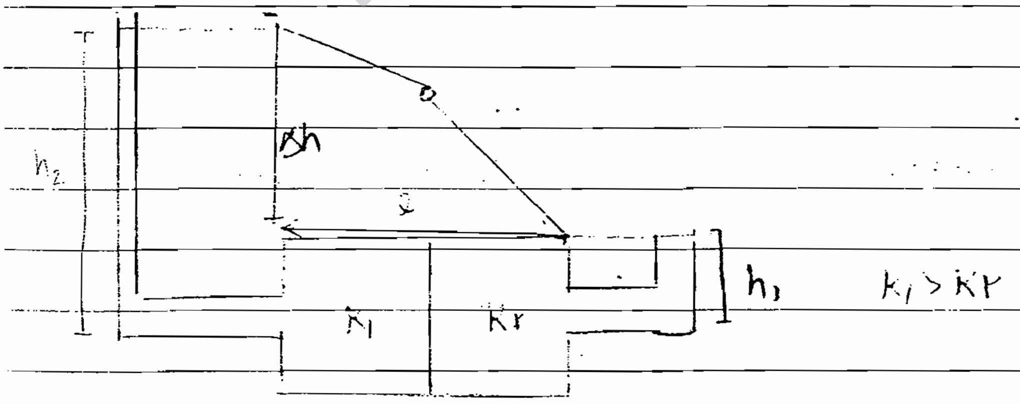
در نقطه C هم لوله خود یک پیزومتر است سطح آن تا جایی بالا می رود که فشار آب در لوله با فشار نقطه C

برابر h_1 بالا مرام باشد .

- اگر خاک از نظر ویژگی ها یکنواخت باشد خط هد کل مستقیم است .

- اگر لایه ها تغییر خصوصیات داشته باشد خط شکسته تر می شود .

* اختلاف سطح پیزومتریک بین دو نقطه برابر است با اختلاف در ارتفاع های انرژی کل



mrracc.blogfa.com

در خاک یکنواخت هرچه K بیشتر باشد مقدار دبی بیشتر می شود

اگر خاک دو جنسی باشد اگر K_1 ۲ برابر K_2 باشد افزایش نداریم که سرعت آب در آن ۲ برابر باشد

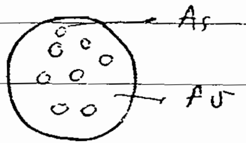
چون خاک ۲ هم وجود دارد طبق قانون بقای جرم دبی ورودی به خاک ① با دبی ورودی به خاک ② برابر است

در خاک ① آب راحت تر حرکت می کند یعنی انرژی کمتری از دست می دهد پس نسبت آن کمتر است : $\frac{\Delta h}{l}$

$v = K\frac{\Delta h}{l} \Rightarrow \boxed{v = Ki}$ قانون دارسی

دبی $\boxed{q = v A}$ A سطح مقطع نمونه

$A \Rightarrow A_v + A_s = A$



آب در واقع فقط از A_v عبور می کند یعنی فضای خالی

$\boxed{v' = \frac{q}{A_v}}$ $v' > v$

تخلخل $n = \frac{A_v}{A} \Rightarrow \boxed{v' = \frac{v}{n}}$

سرعت متوسط

سرعت واقعی

ضریب نفوذپذیری 8

علاوه بر نوع خاک به نوع سیال هم بستگی دارد

هر چیزی که باعث شود گرانروی آب عوض شود k هم عوض می‌شود

مثلاً درجه حرارت روی k تأثیر می‌گذارد چون ویسکوزیته عوض می‌شود

$$\boxed{k = \frac{\gamma_w . K}{\eta}}$$

فقط به نوع خاک بستگی دارد K ضریب نفوذپذیری مطلق

η گرانروی یا ویسکوزیته

γ_w وزن مخصوص سیال

دمای آب را محدود می‌کنیم به ۲۰ تا ۲۵ °C ؛ برای این که آزمایش نفوذپذیری بستگی به دما نداشته باشد

ضریب نفوذپذیری ماسه نسبت به رس خیلی زیاد است

برای شن تمیز $k \; 1 \, m/s$

رس بنتونیت $k \; 1 \times 10^{-9}$

- تعدادی روابط آزمایشگاهی و تجربی وجود دارد برای تخمین ضریب نفوذپذیری

I) روابط تجربی: k را به خصوصیاتی از خاک بستگی می‌دهند.

Hayzen $$\boxed{K = 10^{-2} D_{10}^{2}}$$

برای خاک دانه‌ای

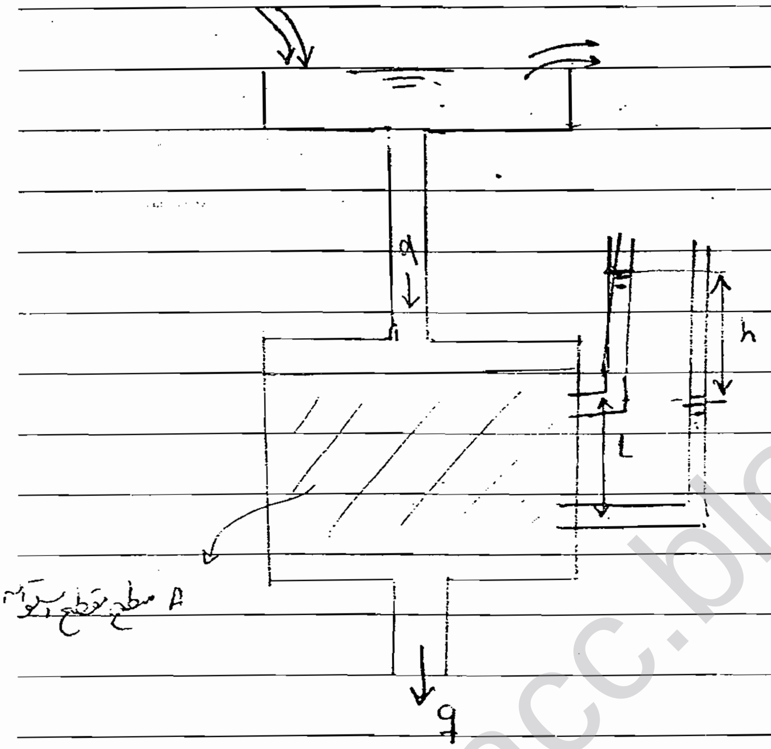
D_{10} اندازه مؤثر

Subject:
Year. Month. Date.

روشهای مختلفی وجود دارد از جمله روشهای فنی در آزمایشات آزمایشگاهی و آزمایشات صحرایی ؟

II- آزمایش < آزمایشگاهی / صحرایی

① * آزمایشگاهی < بار ثابت (بار هیدرولیکی) / بار افتان



الف 8 آزمایش بار ثابت ؟

نمونه کاملاً اشباع است مطابق استاندارد درجه
آب حدود ۲۰ تا ۲۵ درجه حفظ می‌شود
همه هوای آب را می‌گیریم .

آب در سطح بار ثابت نگه داشته می‌شود
آبی که وارد ظرف می‌شود آنچه که جذب سیستم می‌شود
به صورت دبی وارد می‌شود و آنچه اضافی است
خارج می‌شود پس سطح آب همیشه ثابت است

دو تا پیزومتر به دو سطح آب مختلف وصل می‌کنیم

$$q = k\left(\frac{h}{L}\right)(A)$$

$$K = \frac{qL}{hA}$$

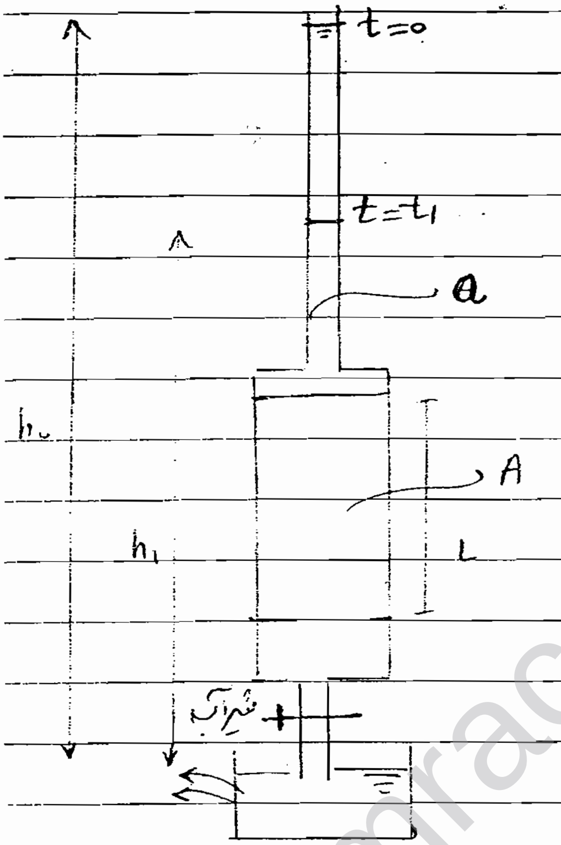
نکات : در تعیین گرادیان هیدرولیکی دو نقطه‌ای که بین آن دو نقطه L را اندازه می‌گیرید Δh هم باید متعلق به همان دو نقطه باشد .

Subject:
Year. Month. Date.

- q را چطور اندازه میگیریم؟ یک ظرف زیر آن میگذاریم یک مقدار که ظرف پر شد کرنومتر را خارج میکنیم و دبی بدست می آید

در آزمایش با ارتفاع ثابت، چون سطح آب ثابت است به بار ثابت مشهور است

ب * آزمایش با افت بار:



در این آزمایش سطح آب پایین دست را ثابت نگه می دارند اما دبی و هد متغیر است

شیر آب را که باز کردیم سطح آب و زمان کرنومتر را می خوانیم

h_0: در لحظه قبل از باز شدن شیر

h_1: تراز آب زمانیکه شیر باز شد.

$$\boxed{\text{دبی}\quad q = A\cdot K\frac{h}{L}}$$

q مستقیم اندازه گرفته نمی شود اما با اندازه گیری تغییرات ارتفاع داریم

$$q = -\frac{dh}{dt} \times a$$

حجم آب = $dh \times a$

واحد زمان = dt

علامت ⊖ چون حجم آب کم شد.

$$-a\frac{dh}{dt} = A\cdot K\frac{h}{L}$$

$$\Rightarrow \quad -a\int_{h_0}^{h_1}\frac{dh}{h} = \frac{A\cdot K}{L}\int_0^{t}dt$$

$$\boxed{K = \frac{a\cdot L}{A t_1}\, L_n \frac{h_0}{h_1}}$$

Subject:
Year. Month. Date.

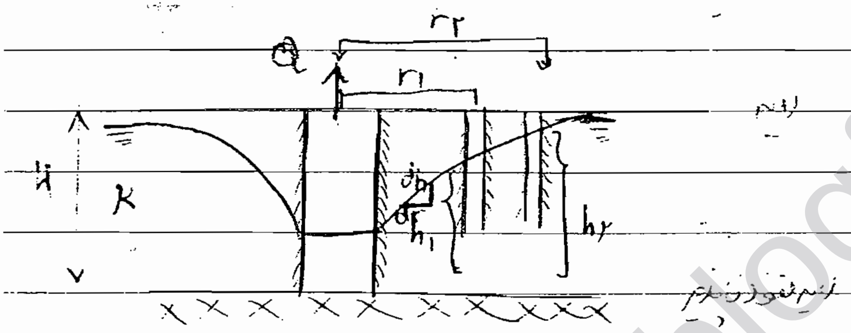
آزمایش اول برای خاک با نفوذپذیری زیاد و دومی برای نفوذپذیری کم است

در آزمایش اول اگر خاک نفوذپذیری آن کم باشد دبی آن خیلی سریع اندازه‌گیری نمی‌شود

ولی اگر در آزمایش دوم خاک با نفوذپذیری زیاد باشد آب خیلی سریع پایین می‌آید و در کرنومتر هم یک خطا

داریم که باعث می‌شود دقت از بین برود ؛

② * صحرایی : آزمایش پمپاژ / لوفران



روش های مختلفی وجود دارد ؛

الف — آزمایش پمپاژ :

برای تعیین K یک چاه مادر حفر می‌کنیم
قبل از حفر چاه سطح آب در یک تراز قرار دارد
از چاه آب را پمپاژ می‌کنیم دبی Q باعث می‌شود تا سطح آب در محل چاه افت پیدا کند که این شکل را
مخروط افت آب می‌گویند

دو تا چاه مشاهده‌ای هم حفر می‌کنیم ؛

* فرض دوپوئی : گرادیان هیدرولیکی را برابر شیب سطح آب می‌گیریم ؛

$$* \quad i = \frac{dh}{dr}$$

یک استوانه فرضی به شعاع r در نظر بگیرید که با چاه مادر هم محور است

$$\boxed{A = 2\pi r h}$$

سطح ورودی به چاه با سطوح استوانه‌ای معادل می‌شود

Subject:
Year: Month. Date.

$$q = AKi$$

$$\Rightarrow q = 2\pi r h\, K \frac{dh}{dr}$$

$$q \times \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi K \int_{h_1}^{h_2} h\,dh$$

$$K = \frac{2.3\, q \log (r_2/r_1)}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}$$

۲٫۳ ~ بخاطر تبدیل
log و Ln است

- این آزمایش بسیار گرانتر است ولی چرا انجام می‌دهیم؟

* دو نکته وجود دارد در مقایسه نتایج آزمایش‌ها؟

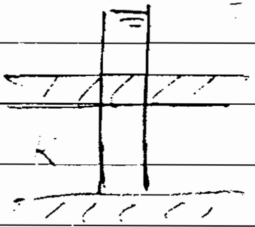
- نمونه‌ای که از خاک محل گرفتیم و در دستگاه قرار دادیم آیا همان شرایط ساختاری و درجا را دارد یا خیر؟ اگرچه سعی می‌شود این شرایط را بازسازی کرد ولی آیا کاملاً شبیه خاک واقعی است

- می‌خواهیم یک توده خاک نفوذپذیری آن را تخمین کنیم در ۳ نقطه مختلف نمونه برداشتیم آیا این ۳ نقطه معرف تمام ویژگی‌های این توده خاک هستند

[illegible]

طی این آزمایش نفوذپذیری متوسط انجام می‌شود چون آب از تمام ناهمگنی‌ها عبور کرده پس q یک q میانگین است؛

در این آزمایش سطح سفره آزاد است اما در آزمایشی که لایه آبخیز باشد این فرمول دیگر درست نمی‌آید

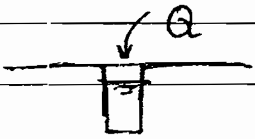


یک فرمول دیگر بدست می‌آید

آب را از چاه ممکن است تا لایه نفوذناپذیر هم پایین رود.

ب- آزمایش لوفران :

در اینجا باید آبی وجود داشته باشد که ما آن را پمپاژ کنیم اگر سطح آب زیرزمینی پایین بود از روشهای دیگر استفاده می شود بدین صورت که آب را وارد توده خاک می کنند

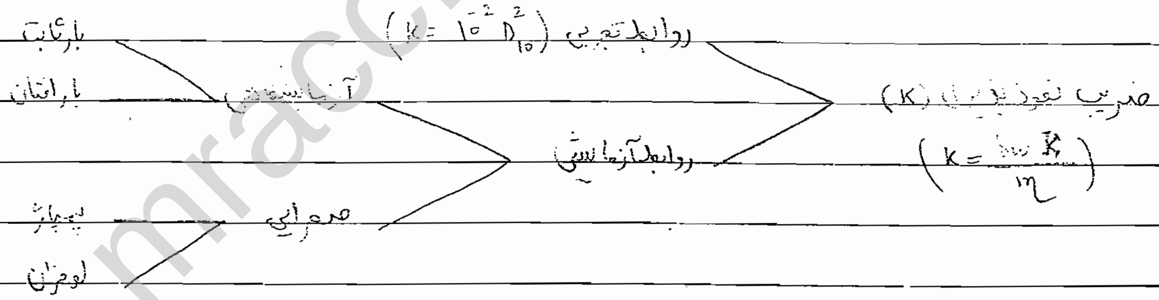


یک چاه حفر می کنند و بعد آب را وارد می کنند 6

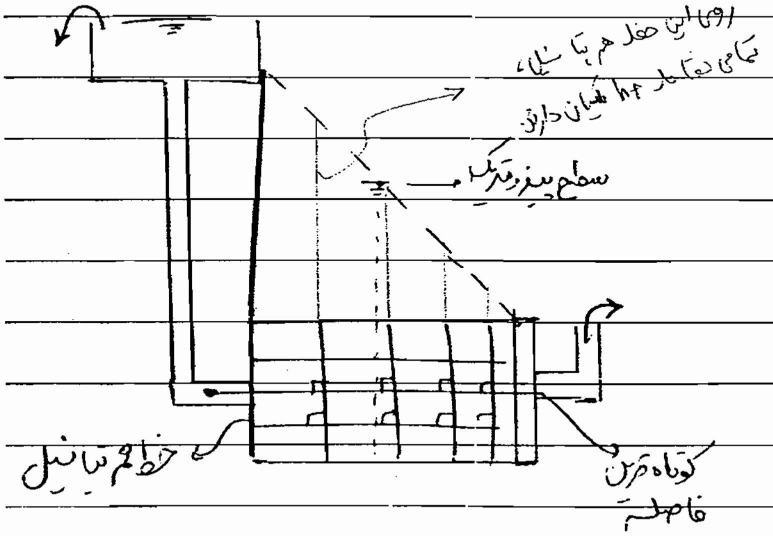
این آزمایش به لوفران معروف است که دو تا حالت دارد : افتان و ثابت

با توجه به دبی آبی که وارد می کنیم سطح آب همواره ثابت نگه داشته می شود و با توجه به سطح پیرامون استوانه چاه K بدست می آید

نمودار خلاصه این چند جلسه


ضریب نفوذپذیری (K)
$\left(K = \frac{\ldots K}{n}\right)$
روابط تجربی $(K = 10^{-2} D_{10}^{2})$
روابط آزمایشی
آزمایشگاهی
صحرایی
بار ثابت
بار افتان
پمپاژ
لوفران

به نام خدا



تراوش از چپ به راست برقرار است

نقاطی که روی خط قائم اند
اگر پیزومتری روی آنها نصب شود
تراز پیزومتر روی خط آبی خواهد بود

در خط انتهایی هم تراز پیزومتر روی خط خواهد بود

* به این خطوط خطوطی که نقاط واقع بر آن خط ارتفاع معادل انرژی کلشان مساوی است یا سطح پیزومتریک آنها برابر است خطوط هم پتانسیل می‌گویند.

در حقیقت نقاط واقع بر این خط‌ها h_t یکسان دارند.

در این مثال به خصوص تمام خطوط قائم یک خط هم پتانسیل اند

یکسری خطوط دیگری در محیط تراوش وجود دارد به نام خط جریان

یک خط جریان مسیر حرکت تراوش آب را نشان می‌دهد.

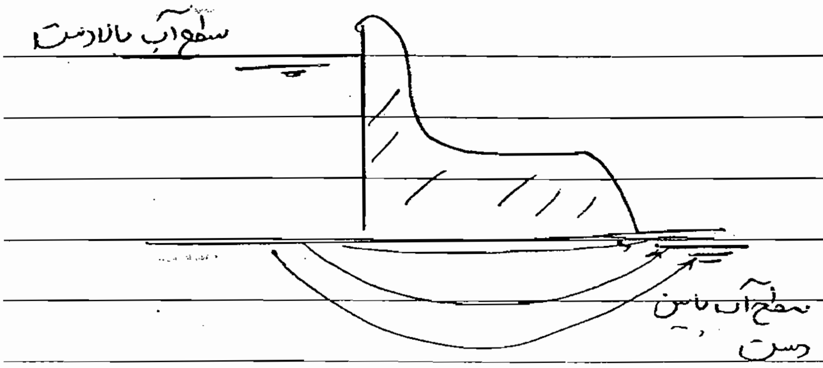
آب یک اصل را رعایت می‌کند برای این که از نقطه ای با پتانسیل بالا به پتانسیل پایین برود کوتاه‌ترین مسیر را انتخاب می‌کند. در اینجا خط عمود بر خط قائم مسیر حرکت است این مسیر حرکت را خط جریان می‌نامند.

در این مسئله خاص تمام خطوط افقی خط جریان اند.

ضعیف خاک یعنی نوع خاک ...... به نفوذپذیری ربط پیدا می‌کند آیا تاثیری در خطوط جریان دارد؟

* در این مثله خاص خاک کاملاً همگن است در این صورت نفوذپذیری تأثیری ندارد؟

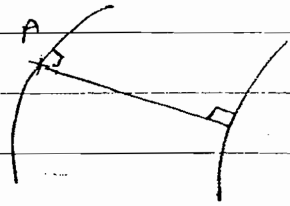
نقش نفوذپذیری در اینجا فقط میزان سرعت را تغییر می دهد درحالیکه خط جریان جهت سرعت را نشان می دهد؛



در اینجا افت فشاری از سطح بالادست به پائین دست اتفاق می افتد

در اینجا آب چگونه حرکت می کند

* عمود بودن خط جریان بر هم پتانسیل همیشه برقرار است

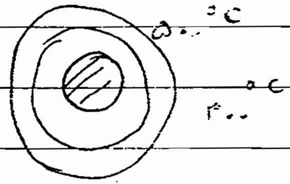


مثلاً از نقطه A که در پتانسیل بالا قرار دارد به پائین برود

باید مسیر عمود بر پتانسیل باشد؛

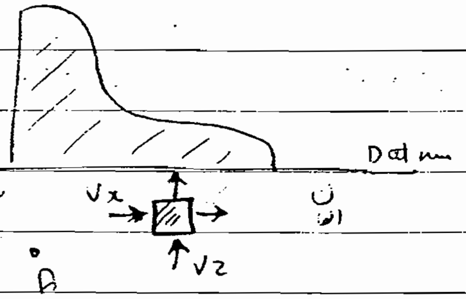
اگر یک گوی فلزی داشته باشید و ۵۰۰°c آن را گرم کنید آن را در محیطی ببرید که همسان است بگذارید

یکسری خطوط هم دما داریم؛

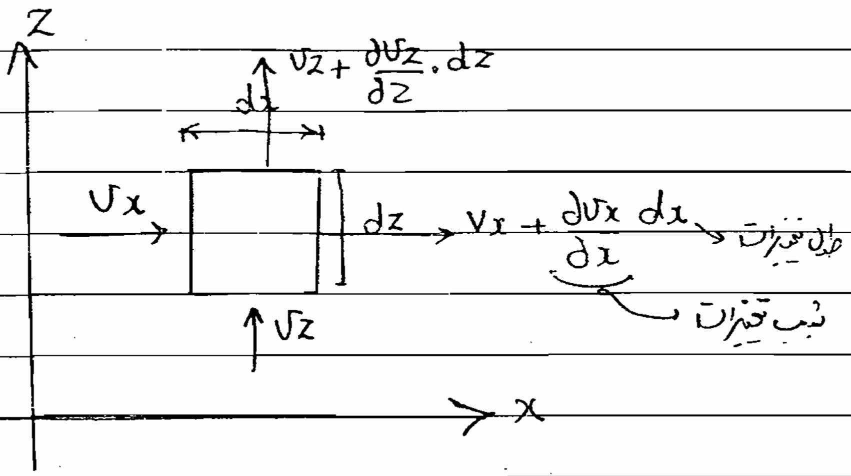


انتقال حرارت در جهت عمود بر کره های اصلی صورت می گیرد

خطوط هم پتانسیل همدیگر را قطع نمی کند



آب با یک سرعت وارد و با یک سرعت دیگری خارج می شود


Z
$v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z}.dz$
dx
v_x
dz
$v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x}\,dx$
طول تغییرات
شیب تغییرات
v_z
x

« مقدار تغییر = طول × شیب »

$$i_x = \frac{-\partial h}{\partial x}$$

$$i_z = -\frac{\partial h}{\partial z}$$

$$* \quad v_x = k_x i_x = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}$$ معادله دارسی فرض ①

$$* \quad v_z = k_z i_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

فرض می‌کنیم حالت کلی است که k در جهت x با z فرق دارد

در $q_{in} = v_x \times dz\,dy + v_z \times dx\,dy$

$$q_{out} = \left(v_x + \left(\frac{\partial v_x}{\partial x}\right)dx\right).dy\,dz + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z}.dz\right).dx\,dy$$

$$q_{in} = q_{out} \Rightarrow \boxed{\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0} \quad *$$

* وقتی معادله حاکم بر یک پدیده فیزیکی را می‌نویسیم باید بدانیم چه فرض هایی می‌نویسیم و این فرض ها چه محدودیت هایی دارند

وقتی می‌نویسیم $q_{in} = q_{out}$ ① باید خاک کاملاً اشباع باشد ثانیاً ② آب یا محیط تراکم ناپذیر باشد

ثالثاً ③ جریان پایدار است یعنی جریان تابع زمان نیست ! (جریان پایدار)

تابع زمان یعنی سطح آب بالادست را به تدریج افزایش دهیم یعنی به مرور زمان تراوش افزایش می یابد

در جریان متغیرهایی داریم تابع زمان مثل دبی اگر دبی تابع زمان شود جریان پایدار نخواهد بود

ثانیاً در نقطه ای مثل A فشار به تدریج تغییر می کند چون سطح آب به مرور بالا می رود ؛

یا اینکه x litr اندازه می گیریم ۲ ثانیه بعد اندازه می گیریم می شود x' litr یا با استفاده از پیزومتر

فشار را در نقطه A اندازه می گیریم در دو زمان مختلف اگر تغییر نکرد جریان پایدار است ،

تابع $\varphi(x,z)^{*}$ را به این صورت تعریف می کنیم

$$\star\begin{cases}\frac{\partial \varphi}{\partial x} = V_x = K_x i_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}\\[2ex] \frac{\partial \varphi}{\partial z} = V_z = K_z i_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}\end{cases}$$

با توجه به * صفحه قبل

$$\begin{cases}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0\\[2ex] K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0\end{cases}$$

معادله لاپلاس
معادله تراوش آب در خاک

h ارتفاع معادل
انرژی کل

اگر ۳ جمله بگیریم جمله $K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$ اضافه می شود .

- اگر جریان ناپایدار باشد در طرف دوم باید جملاتی باشد که $\frac{\partial^2 h}{\partial t^2}$ دارند ؛

$$\boxed{\varphi(x,z) = -kh(x,z) + C}$$

اگر مجموعه نقاطی که h یکسان دارند روی یک تابع تعریف شوند $h^{(x,z)}$ ثابت می شود پس φ آنجا نیز ثابت است

* تابع پتانسیل

Subject:
Year. Month. Date.

معادله

تمام نقاط روی φ دارای h یکسان اند این φ را خطوط هم پتانسیل می نامند ؟

$\psi\,(x,z)$ تابع جریان

$$\begin{cases} -\dfrac{\partial \psi}{\partial x} = V_z = -k\dfrac{\partial h}{\partial z} \\[2ex] \dfrac{\partial \psi}{\partial z} = V_x = -k\dfrac{\partial h}{\partial x} \end{cases}$$

$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x}\,.\,dx + \frac{\partial \psi}{\partial z}\,.\,dx$$

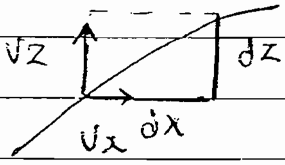
$$d\psi = -V_z\,dx + V_x\,dz$$

اگر ؛ $\psi = \psi_1 = cte \rightarrow d\psi = 0$

$$0 = -V_z\,dx + V_x\,dz$$

شیب سرعت کدام
شیب منحنی هم یکی شد
پس معادله خط جریان
بدست می آید

$$\frac{dz}{dx} = \frac{V_z}{V_x}$$



$$d\varphi = \frac{\partial \varphi}{\partial x}\,.\,dx + \frac{\partial \varphi}{\partial z}\,.\,dz$$

$$d\varphi = V_x\,dx + V_z\,dz$$

$$\varphi = \varphi_1 = cte \rightarrow d\varphi = 0 \Rightarrow \frac{dz}{dx} = -\frac{V_x}{V_z}$$

اگر شیب پتانسیل را در خطوط جریان ضرب کنیم ① می شود

پس بر هم عمودند

Subject: 28
Year. Month. Date.

* حل معادله لاپلاس :

می خواهیم معادله لاپلاس را حل کنیم یعنی تراوش را حل کنیم یعنی بفهمیم چقدر آب تراوش می شود

تا بتوانیم در تمام نقاط فشار آب را بیابیم اگر h_t را داشته باشیم با تعریف یک سطح مبنا h_e معلوم است

و با بدست آوردن h_t ، h_p بدست می آید چون با حل معادله ، h_t را در هر نقطه داریم

یکی از روشهای حل لاپلاس روشهای عددی است ؛ مثل اجزای محدود ، المان مرزی ، ...

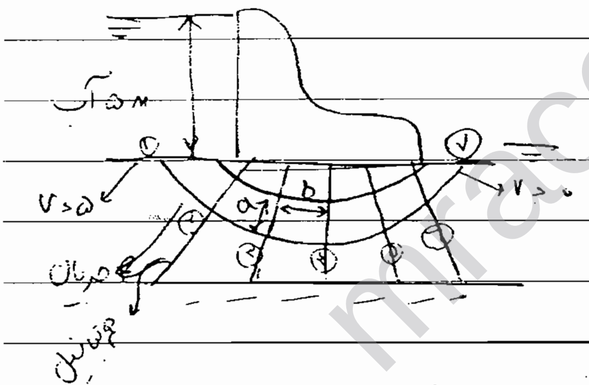
روشهای دیگری نیز وجود دارند از جمله مدل های هیدرولیکی ؛

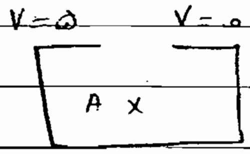
1- عددی } BEM FEM FDM

2- مدل های هیدرولیکی

* تشابه الکتریکی : معادله جریان آب در خاک خیلی شبیه معادله حرکت الکتریسیته در مواد است «قانون اهم»

یک صفحه نیمه هادی درست می کنیم با مقیاس شبیه
مسئله تراکم خودمان
روی خط بالادست ولتاژ را ۵v می گذاریم

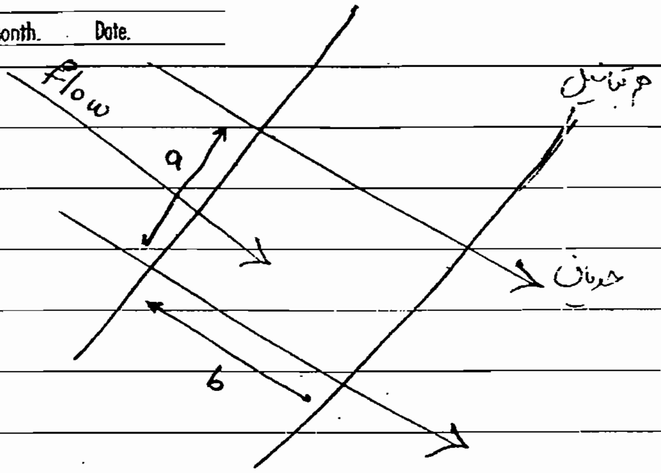




فشار آب را در نقطه A می خواهیم ولت متر می گذاریم و ولتاژ را می خوانیم مثلاً $V = ۳$ نقطه متناظر در
مثال دارای $h_t = ۳$ خواهد بود h_e را که داریم h_p بدست می آید

* فرض کنیم خطوط پتانسیل و جریان را رسم کردیم تراوش را چقدر می شود ؟

رسم خطوط پتانسیل و جریان را اصطلاحاً شبکه جریان می گویند .



دبی را ما بر از یک خط جریان حساب نمی‌کنیم بلکه برای کانال جریان که فاصله بین دو خط جریان است حساب می‌کنیم

وقتی تراوش را در عمق حساب می‌کنیم در واحد طول عمود بر صفحه تراوش را حساب می‌کنیم

$$\frac{q}{t} = k\,i\,A$$

$$A = 1 \times a$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\Delta h}{b} = \frac{\frac{h}{N_d}}{b}$$

Δh اختلاف پتانسیل بین دو سطح هم پتانسیل در مسئله ما می‌شود h

خطوط پتانسیل را طوری در نظر می‌گیرند که افت پتانسیل از یک خط به خط دیگر ثابت باشد

مثلاً از اولی به دومی یک افت، دومی به سومی دو افت، سومی به چهارمی ۳ افت

N_d تعداد افت‌های پتانسیل

برای هر کانال $q = k \dfrac{h}{N_d} \cdot \dfrac{a}{b}$

$Q_{کل} = Kh \frac{Nf}{Nd} \cdot \frac{a}{b}$ Nf تعداد کانال های جریان

طوری شبکه جریان را می توان رسم کرد که $a = b$ باشد پس داریم

$$\boxed{Q_{کل} = Kh \frac{Nf}{Nd}}$$

Nd تعداد افت های پتانسیل
تعداد فاصله بین دو خط هم پتانسیل
در مثال قبل ۷ تا سطح هم پتانسیل
داریم ولی ۶ تا افت پتانسیل
داریم .

شبکه جریان : خطوط هم پتانسیل و خطوط جریان

- نکات :

- خطوط جریان یکدیگر را قطع نمی کنند چون جریان خطی و آرام است آشفته نیست

- دبی عبوری از بین هر کانال مساوی است

- بر روی یک خط هم پتانسیل فقط h_t مدام است . $h_t = cte$ یعنی اگر یک پیزومتر روی هر نقطه روی یک خط هم پتانسیل بگذاریم ارتفاع یکسانی آب می ایستد .

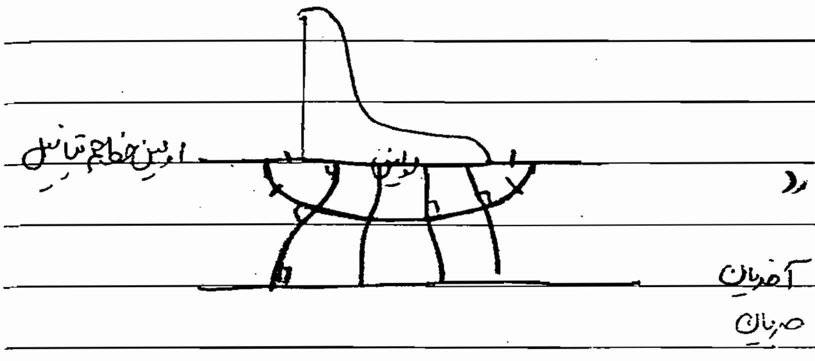
- افت پتانسیل برای هر دو خط مجاور هم پتانسیل یکسان است ؛ سر از یک خط به خط دیگر یکسان است

* رسم شبکه جریان :

① رسم اولین خط هم پتانسیل
② رسم آخرین " "
③ رسم اولین " جریان
④ " آخرین " جریان

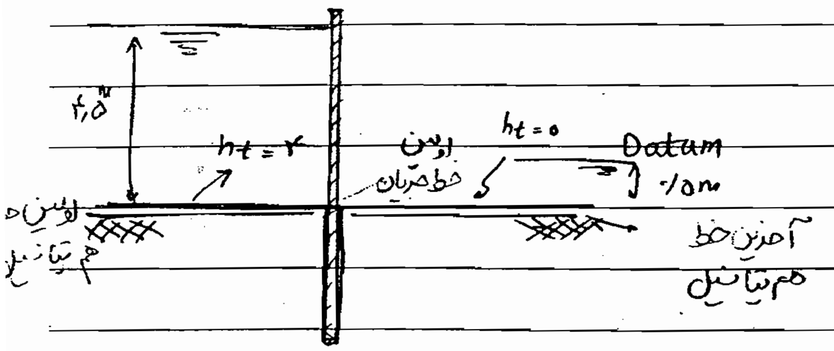
Subject:
Year. Month. Date.

⑤ خطوط جریان و هم پتانسیل عمود باشند
حاصل از تقاطع مربع های متی الاضلاع
} ← رسم شبکه خطوط با سعی و خطا


اولین خط هم پتانسیل
اولین
آخر جریان
جریان

اولی مربع نمی شود اشکالی ندارد

مثال ۵) یک سپر فلزی به داخل زمین کوبیده شده است



تراوش از بالا دست به پایین دست در حال انجام است.

اگر شبکه را داشته باشیم به تمام پارامترهای لازم برای تراوش می‌رسیم از جمله دبی q

$$\begin{cases} K = 1\times10^{-5}\ m/s \\ h = ۴\ m \end{cases}$$

آخرین خط جریان

اختلاف بین سطح سپر در ترک بالادست و پایین دست ! یا اختلاف h_t آنها.

$$* \quad q = k h \frac{N_f}{N_d}$$

N_f = تعداد کانال جریان = ۴٫۴

کانال‌ها یک کانال کامل نیست چون شکل کامل از آن درج شده است. کسری از یک کانال است $\frac{a}{b}$ از یک کانال a عرض b طول :

N_d = ۱۲ افت → ۱۲ خط هم پتانسیل

$$\Rightarrow q = 1\times10^{-5} \times ۴ \times \frac{۴/۴}{۱۲}$$

$$= ۱/۴۴\times10^{-5}\ m^3/s/m$$

واحد طول در جهت عمود بر صفحه b عمق

اگر در طول 10m خواهیم در 10 ضرب می‌کنیم.

[illegible] q

$$q = k h \frac{N_f}{N_d} + k h \frac{N_{f_2}}{N_d} H$$

$$\Rightarrow q = 1\times10^{-5}\times 4 \times \frac{4}{12} + 1\times10^{-5}\times 4 \times \frac{1}{12}\times 0.3$$

$$= 1.43\times10^{-5}$$

/ 9 > Ki

* فشار آب در نقطه P P: $h_t = ۴ - ۲(\text{افت}) = ۴ - ۲(\frac{۴}{۱۲})$

هر افت $= \frac{۴}{۱۲}$ ، $h_e =$ با خط کش می‌خوانیم $= -۵/۱\,m$

P: $h_t = ۰ + ۱(\frac{۴}{۱۲}) = \frac{۴}{۱۲}$

نقطه P

$\Rightarrow$ P: $h_p = ۸/۴۳\ m$ ارتفاع معادل فشار

فشار $u = h_p \cdot \underbrace{\gamma_w}_{۹/۸} = ۸۲/۷\ \frac{kN}{m^۲}$

* تعیین گرادیان هیدرولیکی بین b, a

$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\overset{\text{یک افت}}{۴/۱۲}}{\underset{\text{با خط کش}}{۱/۸}} = ۰/۱۸$

– موقعی که آب از خاک خارج می‌شود هنگام خروج ممکن است آب ذرات را با خود بشورد و کنترل آن در جایی که آب از خاک خارج می‌شود اهمیت دارد آن را با گرادیان مجاز مقایسه می‌کنیم

* شرایط خاک غیرهمسان :

غیرهمسان $k_x \neq k_z$
$$k_x \frac{\partial^۲ h}{\partial x^۲} + k_z \frac{\partial^۲ h}{\partial z^۲} = ۰$$

همسان $k_x = k_z$
$$\frac{\partial^۲ h}{\partial x^۲} + \frac{\partial^۲ h}{\partial z^۲} = ۰$$

اگر خاک غیرهمسان باشد نمود برداری‌ها در ۲ جهت یکسان نیستند ؟

Subject: 31

Year. Month. Date.

عمدتاً خاک غیر همسان است در طبیعت خاکهایی که وجود دارند نفوذپذیری افقی x 10 تا 1000 برابر بیشتر از نفوذپذیری قائم z است

حتی خاکهایی که ما متراکم می‌کنیم نفوذپذیری در جهت افقی ۳ تا ۴ برابر بیشتر از قائم است

− اگر خاک غیر همسان بود چطور خطوط شبکه جریان را بکشیم؟

* با یک تبدیل معادله لاپلاس را تبدیل می‌کنیم به شرایط همسان :

غیر همسان

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x)\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0 \qquad ①$$

$$\Downarrow$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2}$$

اگر یک x' طوری بکار ببریم که این رابطه برقرار باشد معادله همسان می‌شود اما در یک مختصات جدید یعنی z و x' هستیم.

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

− برای این که ببینیم آیا تبدیل درستی است چکاری می‌کنیم؟

$$\frac{\partial x'}{\partial x}=\sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \rightarrow \frac{\partial^2 x'}{\partial x^2}=0$$

$$\frac{\partial h}{\partial x}=\frac{\partial h}{\partial x'}\cdot\frac{\partial x'}{\partial x}$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}=\frac{\partial^2 h}{\partial x\partial x'}\times\frac{\partial x'}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x'}\underbrace{\cancel{\frac{\partial^2 x'}{\partial x^2}}}_{0}$$

Subject:
Year. Month. Date.

نسبت به x' گرفتیم
$$\frac{\partial^2 h}{\partial x\,\partial x'} = \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2}\cdot\frac{\partial x'}{\partial x} + \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x'}}_{0}\underbrace{\frac{\partial^2 x'}{\partial x\cdot\partial x'}}_{0}$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2}\left(\frac{\partial x'}{\partial x}\right)^2 = \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2}\left(\frac{K_Z}{K_X}\right) \quad ②$$

* رابطه ② را در ① قرار می‌دهیم :

② in ①
$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

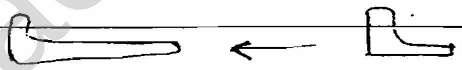
با x' و z سروکار داریم

$$x' = x\sqrt{\frac{K_Z}{K_X}}$$

برای رسم شبکه جریان در یک محیط ناهمسان :

$$① \quad x' = x\sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

مسئله واقعی را با این مقیاس جدید می‌کشیم مثلاً اگر x' شد $2x$ شکل را می‌کشیم بعد مثلاً تبدیل را می‌کنیم

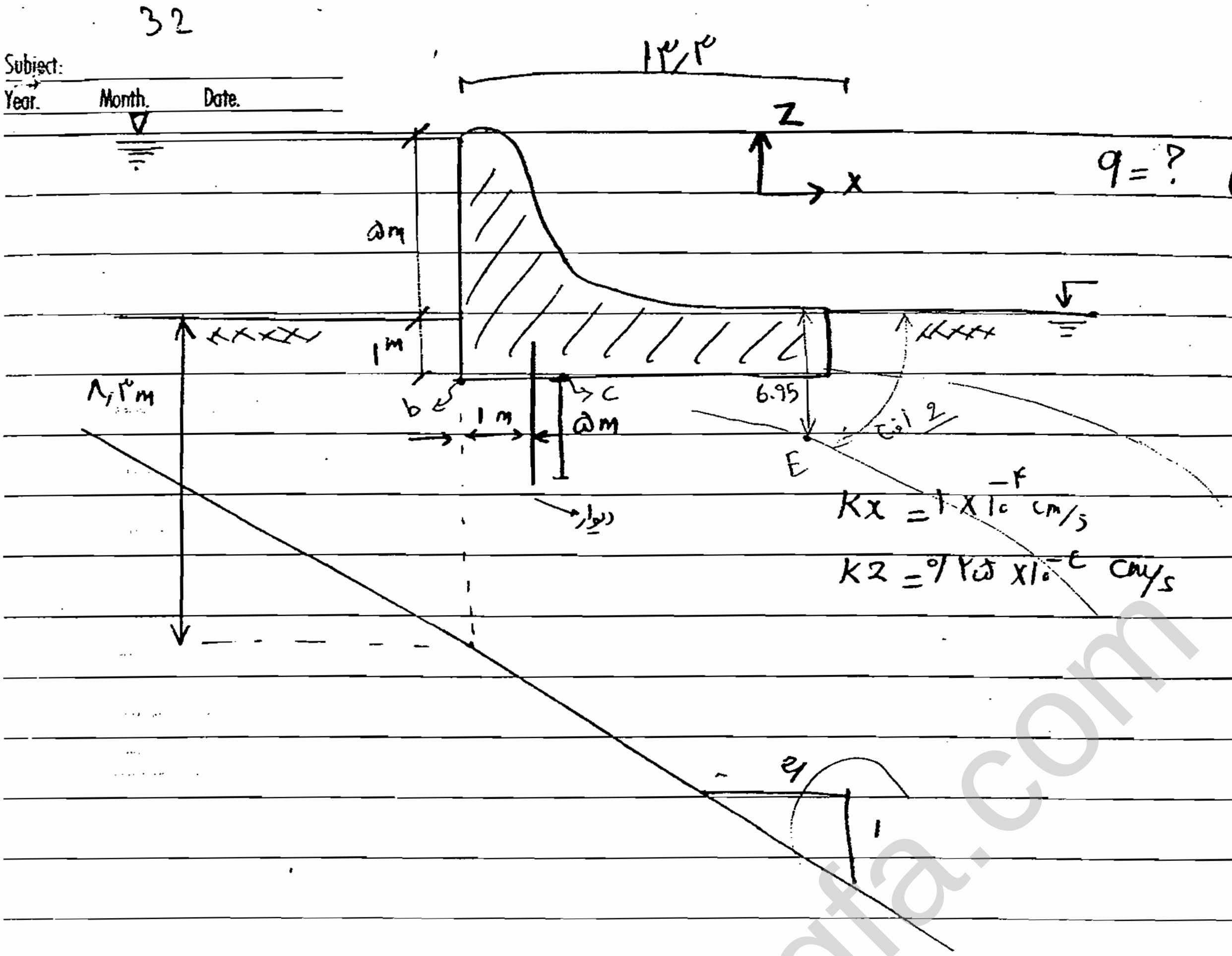


حال برای شکل جدید مثل یک مسئله همسان مسئله را حل می‌کنیم

$$\begin{cases} k' = \sqrt{k_x\,k_z} \\ q = k'h\,\dfrac{N_f}{N_d} \end{cases}$$

مثال 8

q = ?


۱۳,۳
Z
x
۵m
1m
۸,۳m
b
c
1 m
۵m
دیوار
6.95
E
افق 2
۴
1

$Kx = ۱ \times ۱۰^{-۴}$ cm/s

$Kz = ۰/۲۵ \times ۱۰^{-۴}$ cm/s

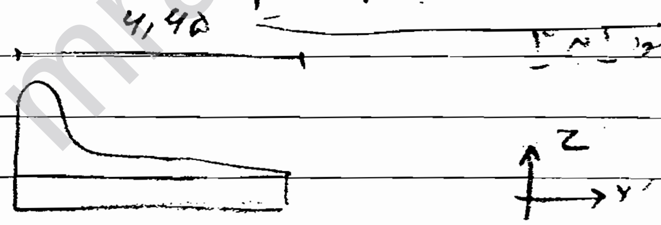
یک دیوار وجود دارد که باعث می‌شود مسیر تراوش طولانی شود

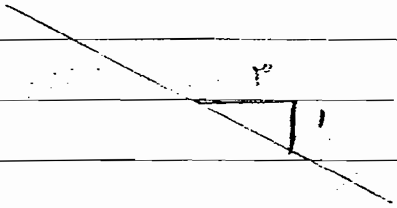
شرایط همسان نیست پس شبکه جریان را نمی‌توان برای این مقطع رسم کرد باید تبدیل کنیم.

$$x' = x\sqrt{۰/۲۵} = \frac{1}{۲}x$$

سر هرچه x داریم ضرب می‌شود فقط x با تمام کار نداریم.

شیب هم تغییر می‌کند ! ۲





یک K معادل داریم که در هر دو جهت برابر است.

$$K' = \sqrt{kx\,kz} = \frac{1}{۲} \times ۱۰^{۶}\ m/s$$

$\Rightarrow q =$

$Nf = ۴,۱۰$

$Nd = ۱۴$

از طرف آب به سطح پایینی سرریز یک نیروی وارد می‌شود که می‌خواهد آن را بلند کند این نیرو را نیروی زیرفشار

فشار بالابرنده uplift
فشار آب منفذی

می‌گویند

b بالادست سپر
c پایین دست سپر

نوطه

b $\quad$ ۱۱۱۴ افت $\longrightarrow \frac{۵}{۱۴}$

h_t = ۵ از
به b می‌رسیم $\Rightarrow \quad h_t = ۵ - ۰/۷(\frac{۵}{۱۴}) = ۴/۷۵$
۰/۷ یکی افت $\quad h_e = -1$
$h_p = ۵/۷۵$

c: $\quad h_t = ۵ - (۱۰/۵)(\frac{۵}{۱۴}) = ۱/۲۵$
$h_e = -1 \longrightarrow$ دارینه [illegible]
$h_p = ۲/۱۵$

فشار از b تا c به خاطر وجود سپر ۳/۵ متر افت می‌کند

نیروی زیرفشار = مساحت توزیع زیرفشار $\times \gamma_w$

این نیرویی که به دست می‌آوریم

☆
نیروی واحد طول است از آنجا نیرو را داشتیم x بدست آوردیم که نیروی واقعی نیست
فشارها فرقی ندارند در هر دو برای نقاط متشابه یکی قرار دادیم
کافی است نیرو را ضربدر ۲ کنیم تا نیروی واقعی بدست آید

برای توزیع فشار ، یکسری نقاط انتخاب می‌کنیم یکی ابتدا و انتهای سرریز ، دو نقطه هم یکی در بالادست دیوار و یکی در پایین دست دیوار انتخاب می‌کنیم سپس توزیع فشار را می‌کشیم

فشار آب در نقطه $\underline{E}$ ؟

$$\begin{cases} h_t = ۲(\frac{۵}{۱۴}) = \frac{۱۰}{۱۴} = \frac{۵}{۷} = ۰/۷۱ \\ h_e = -۶/۹۵ \end{cases}$$

$\Rightarrow h_p = ۷/۶۶ \ m$

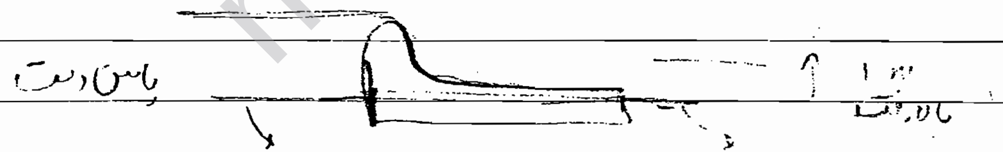
*** مهم اگر سطح آب یک متر بالا بیاید ارتفاع معادل فشار در نقطه E چقدر تغییر می‌کند ؟

نیاز نیست شبکه را دوباره بکشیم چون به بالادست دیگر [illegible] کاری نداریم

فقط سطح مبنا عوض می‌شود چون سطح آب پایین دست را مبنا می‌گیرند ؟ (چون سطح آب پایین دست [illegible])

$\Delta h = ۴$ بالادست و پایین دست

اولین خط هم پتانسیل = درز مشترک خاک و آب



$\begin{cases} h_r = ۵ \\ h_e = -۱ \end{cases}$ چون $h_t = ۴$ $h_t = ۰$

$\Rightarrow \Delta h = ۴ \ \underline{m}$

هر افت $\Rightarrow \frac{۴}{۱۴} \Rightarrow$

$$\begin{cases} h_{tE} = ۲(\frac{۴}{۱۴}) = \frac{۸}{۱۴} = ۰/۵۷ \\ h_e = -۷/۹۶ \\ h_p = ۸/۵۲ \ m \end{cases}$$

Subject:
Year. Month. Date.

۱ متر آب بالا رفت در نقطه E ، hp حدود ۸۵٪ متر زیاد شد

ورودی آب بالادست و فشار آب آن تأثیر ندارد نیز hp در نقطه بالادست ثابت می ماند

و این افزایش ارتفاع آب از بالادست تا پایین دست توزیع می شود به نوعی تابع شکل خطوط هم پتانسیل

است

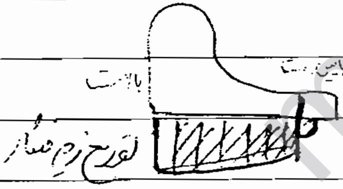
* نقش سرحبس ؟

۱- با کاهش فشار آب میزان زیرفشار uplift را کم کرد

۲- طول مسیر تراوش را طولانی کرد

- اگر پایین دست ه سپر را بگذاریم میزان زیاد تفاوت نمی کند از طرفی قبل از سپر فشار زیادی داریم

و بعد از آن فشار افت پیدا می کند پس تأثیری در زیرفشار و کاهش آن ندارد



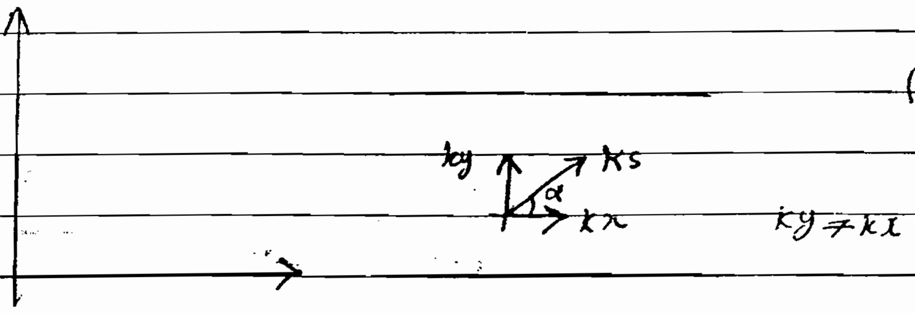
Subject:
Year. ۸۶ Month. ۷ Date. ۲۶

ج ۷

بنام خدا

اگر محیطی ناهمسان باشد $k_y \neq k_x$ نفوذپذیری در جهات مختلف در آن محیط مساوی نباشد

محیط را به همسان تبدیل کنیم



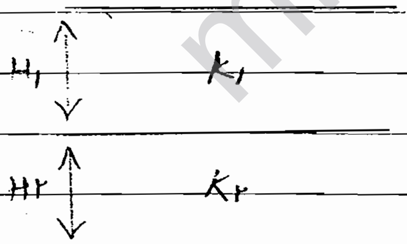
اگر نفوذپذیری در جهت α را بخواهیم از رابطه زیر استفاده می‌شود :

$$\frac{1}{k_s} = \frac{\cos^2\alpha}{k_x} + \frac{\sin^2\alpha}{k_y}$$

* خاک غیرهمگن :

خاکی خصوصیاتش در نقاط مختلف متفاوت باشد

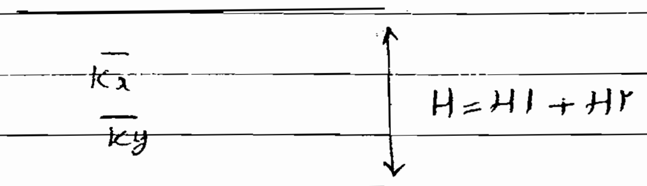
خاکی داشته باشیم لایه لایه



+ اگر این خاک لایه لایه را تبدیل کنیم به خاکی با ضخامت

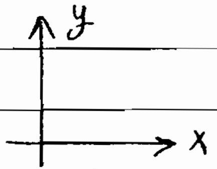
$H = H1 + H2$ و یک لایه همگن $\bar{k}_y$, $\bar{k}_x$

چه خواهند بود ؟

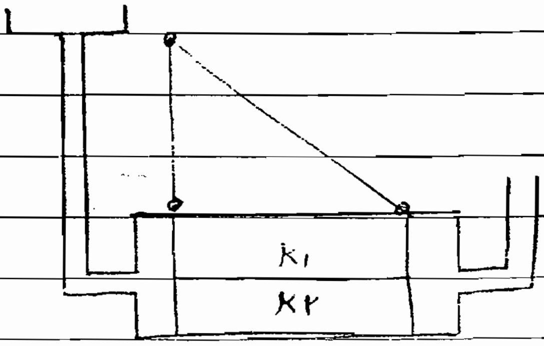


Subject:
Year. Month. Date.

رسم شبکه جریان برای خاک لایه لایه شکل است یک راه این است که یک لایه همگن در نظر بگیریم :



ابتدا $\bar{k}_x$ را می یابیم : ① نفوذپذیری معادل در جهت افقی :



گرادیان در خاک ۱ و ۲ برابر است صرفنظر از این که نفوذپذیری ها چه باشند شیب یک خط مستقیم است

برای k_1 اگر برای خاک ۲ هم همین کار را بکنیم و پیزومتر بگذاریم باز هم همین خط است

پس شیب یکسان دارند || در این شرایط خاص که جهت جریان موازی لایه بندی است ||

$i_1 = i_2 = i_x$ ①

اگر زمین دو لایه را برداریم و خاک معادل را قرار دهیم باز هم همین خط بدست می آید

$q_1 + q_2 = q$

* اگر به جای این دو خاک یک لایه معادل در نظر بگیریم در این صورت دبی که از کل این خاک ها می گذرد باید با دبی کل برابر باشد :

در جهت x $\quad q_x = \overbrace{\underbrace{(H_1 + H_2)}_{H} K_x \underbrace{i_x}_{\text{شیب}}}^{\text{لایه معادل}}$

$A = H \times 1$ سطح مقطع

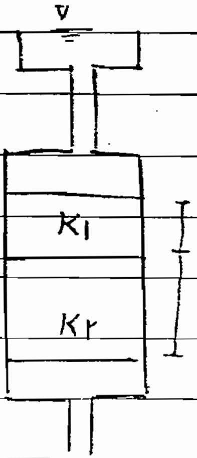
$$= \underbrace{H_1 k_1 i_x}_{q_1} + \underbrace{H_2 k_2 i_x}_{q_2}$$

$$\boxed{K_x = \frac{H_1K_1+H_2K_2}{H_1+H_2}}$$

شبیه فرمول مقاومت موازی است و تشبیه با جریان الکتریکی دارد

② نفوذ پذیری معادل در جهت عمودی 8

برای محاسبه ky باید جریان را عمود بر لایه‌بندی فرض کنیم 8



دبی که از خاک ① می‌گذرد باید از خاک ② بگذرد چون A برابر است پس $V_1 = V_2$ است

$$\boxed{q_1 = q_2 = q}$$

$$\boxed{h_1 + h_2 = h}$$

$$* \quad \underbrace{v_y = k_y i_y}_{\text{لایه معادل}} = \underbrace{K_1 i_1}_{v_1} = \underbrace{K_2 i_2}_{v_2}$$

$$i_1 = \frac{\bar{k}_y}{K_1}\, i_y$$

$$i_2 = \frac{\bar{k}_y}{K_2}\, i_y$$

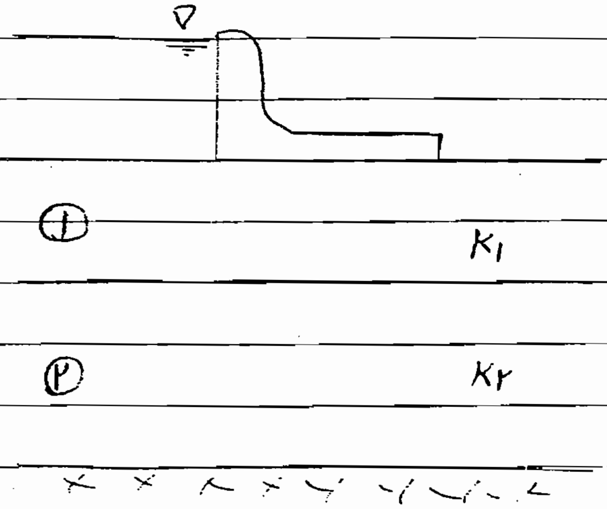
افت پتانسیل در لایه معادل باید برابر باشد با مجموع افت پتانسیل در دو لایه ٤

$$* \quad \Delta h = i \cdot l \quad \Rightarrow \quad i_y \overbrace{(H_1+H_2)}^{H} = i_1 H_1 + i_2 H_2$$

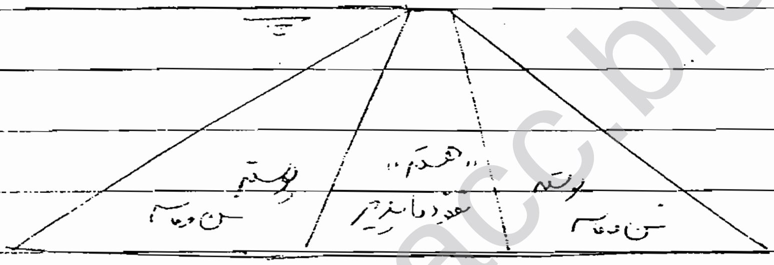
L ← H

$$\boxed{\bar{k}_y = \frac{H_1+H_2}{\frac{H_1}{K_1}+\frac{H_2}{K_2}}}$$

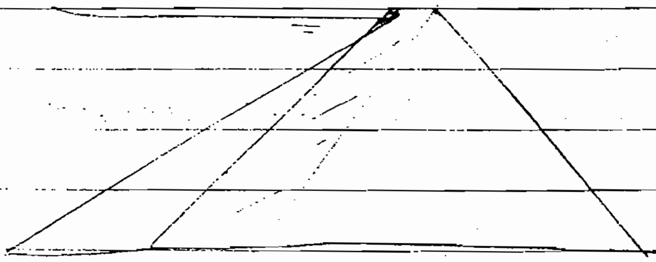
اگر n لایه هم باشد جمع می شود.



باید تبدیل کنیم به یک خاک همگن اما غیر همسان چون $K_x \neq K_y$ است ترسیم می کنیم.


پوسته
شن و ماسه
هسته
مواد دانه ریز
پوسته
شن و ماسه

هسته از مواد ریزدانه است
که متراکم کردن آن خیلی
دشوار است سعی می کنیم حداقل
میزان آن را در وسط قرار دهیم
بیشتر یک شیب نباید از آن استفاده
کنیم چون مقاومت برشی کمی دارد
اما پوسته برای پایداری شیروانی بکار می رود
چون مقاومت برشی بیشتری دارد

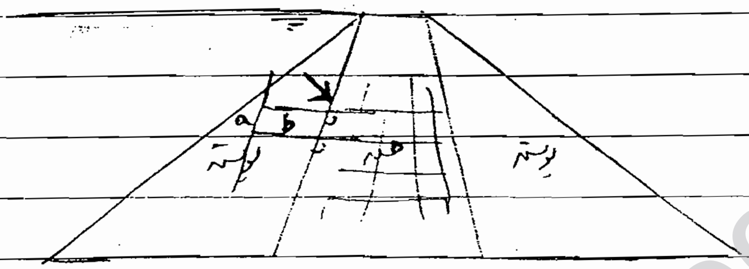


هسته مایل که محل آن به سمت
بالادست است
بالادست

در اینجا دیگر نمی توان از این فرمولها استفاده کرد چون برای لایه بندی موازی بود

به فرض هم اگر بتوان این کار را کرد چون همه ویژگی های آن را نمی توان دید مثلاً گرادیان هسته خیلی زیاد است چون خیلی نفوذناپذیر است جلوی جریان مقاومت می کند پس افت انرژی آن زیاد است

و اگر تبدیل به یک محیط همسان بکنیم گرادیان آن معلوم نمی شود از طرفی در پوسته هم گرادیان خیلی کم است



یک جریان وارد هسته می شود و می شکند

ادامه صفحه P

اگر شبکه جریان را طوری
رسم کردیم در هسته که مربع شد آیا در پوسته
هم شکل حاصل از تقاطع مربع خواهد بود

در هسته افت پتانسیل ها یکسان است

اما در پوسته چون نفوذپذیر است Δh آن اگر بخواهد با هسته یکی شود خط هم پتانسیل باید خیلی دور شود و شکل مستطیل می شود

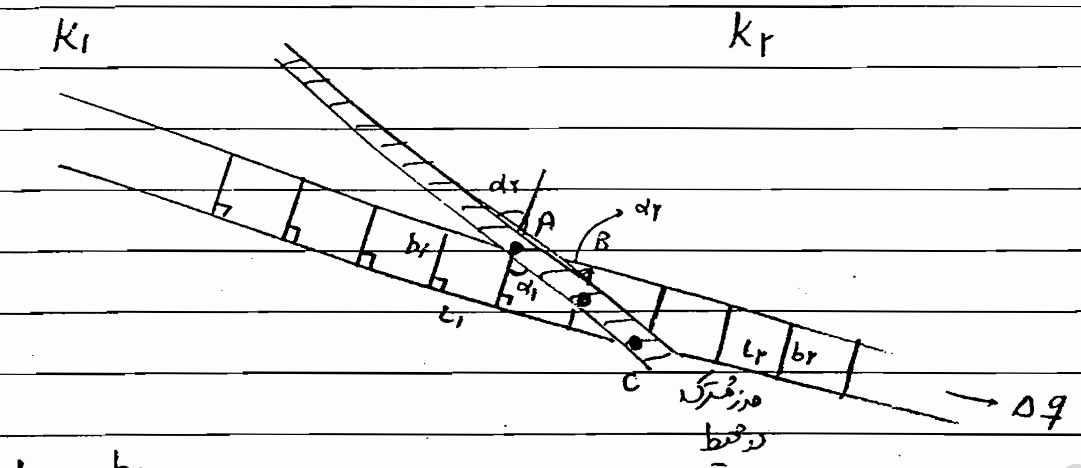
از طرفی در طول مرزی اگر آب بخواهد از هسته و پوسته بگذرد در هسته Δh خیلی بیشتر است چون نفوذناپذیر است

پس شکل مستطیل می شود به صورت اضلاع a و b که باید نسبت a, b را بدانیم

× در رسم شبکه جریان در محیط غیرهمگن :

– اگر خطوط جریان وارد محیط دیگری شوند آیا می شکند اگر می شکند زاویه شکست چقدر است ؟

– اگر شکل حاصل مستطیل شد نسبت اضلاع چقدر است ؟



$$L_1 = b_1$$

$$\Delta q = K_1 \frac{\Delta h}{L_1} \frac{b_1}{A} = K_2 \underbrace{\frac{\Delta h}{L_2}}_{i} \frac{b_2}{A}$$

Δh بین دو خط هم پتانسیل در K_1 یا K_2 باید برابر باشد چون تعریف خط هم پتانسیل است.

$$\boxed{\frac{K_1}{K_2} = \frac{b_2}{L_2}}$$

* اگر در یکی شکل حاصل از تقاطع برابر بود در دیگری الزاماً این اضلاع بدست می‌آید:

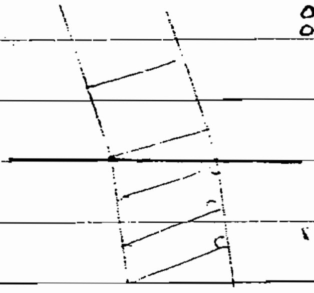
([illegible] وقتی [illegible] $n=\frac{b_2}{l_2}=\frac{K_1}{K_2}$ [illegible])

$$\begin{cases} L_1 = AB\sin\alpha_1 \\ b_1 = AC\cos\alpha_1 \end{cases} \Rightarrow \frac{AB}{AC} = \frac{1}{\tan\alpha_1}$$

$$\begin{cases} L_2 = AB\sin\alpha_2 \\ b_2 = AC\cos\alpha_2 \end{cases} \Rightarrow \frac{L_2}{b_2} = \frac{AB}{AC}\tan\alpha_2 \Rightarrow \boxed{\frac{K_2}{K_1} = \frac{\tan\alpha_2}{\tan\alpha_1}}$$

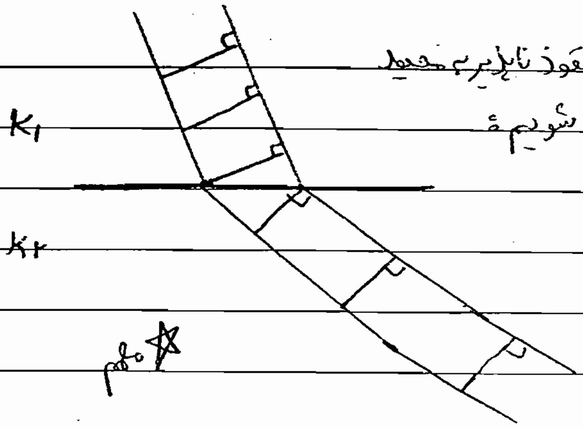
* اگر از محیط نفوذپذیر به نفوذناپذیر وارد شویم:

$K_1 > K_2$



☆
مهم

Subject:
Year. Month. Date.

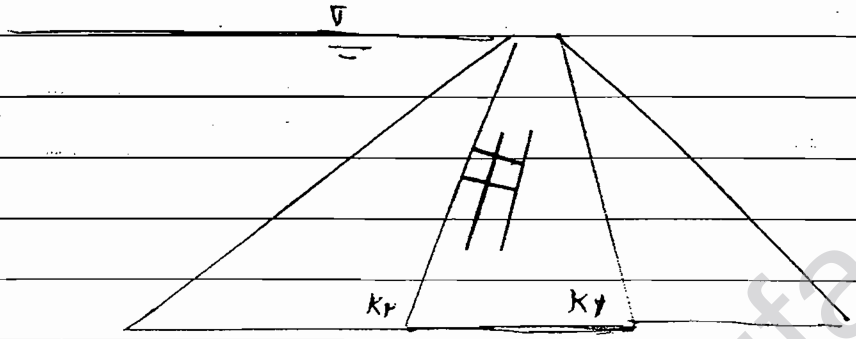


اگر از محیط نفوذ ناپذیر به محیط نفوذپذیر وارد شویم ؛

$K_1 < K_2$

خطوط از هم باز می‌شوند

مهم ★



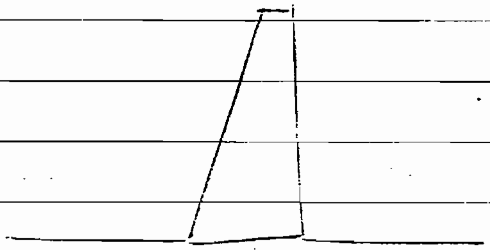
در هسته شرط مربع بودن را حفظ کردیم

نفوذپذیری پوسته حداقل ۱۰۰۰ برابر هسته است.

همگن

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2}{L_2} = \frac{1}{1000}$$

وقتی آب در خاک حرکت می‌کند در لایه‌ای که نفوذپذیری آن زیاد است نمی‌توان خط هم پتانسیل کشید یعنی افت پتانسیل آن خیلی کم است. به خاطر همین وقتی اختلاف بین k_1 و k_2 زیاد شد پوسته را دیگر در نظر نمی‌گیرند تبدیل می‌کنند به یک سد با یک هسته !



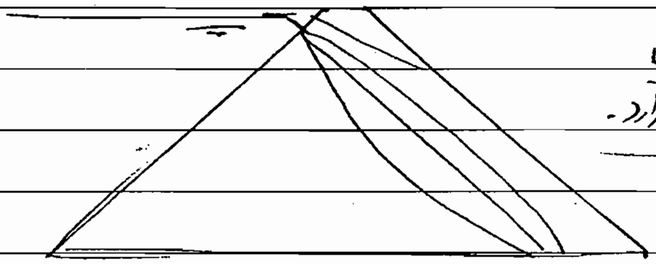
★ تعدادی از سدهای خاکی 8

الف

سد خاکی دو نوع است یک نوع با هسته‌ای یا غیر همگن است

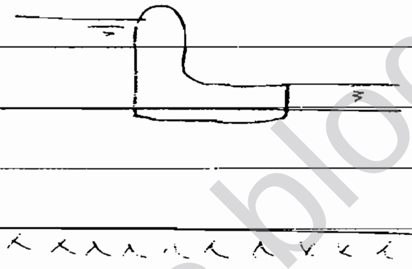
یک نوع دیگر همگن است که زیاد به صرفه نیست و سدهای کوتاه را معمولاً همگن می سازند

تراوش در سد خاکی یک تراوش باز است ؟ «Unconfined»



① تمام سد اشباع نمی شود هر طوری ممکن است
اولین خط جریان را کشید مکان هندسی معلومی ندارد.

② بالای اولین خط جریان در خاک اشباع نیست پایین آن اشباع است

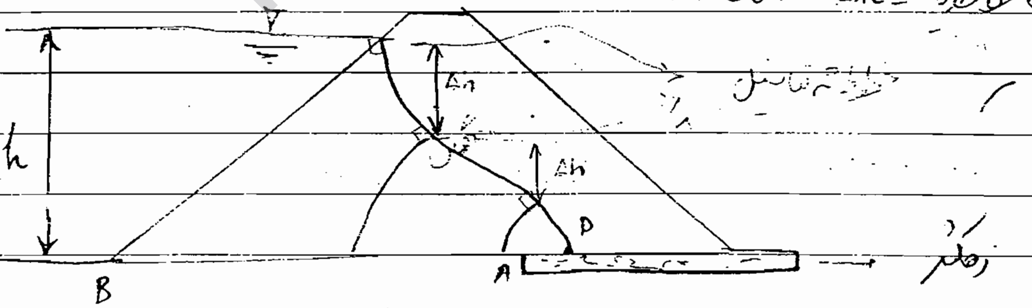


تراوش بسته confined

① زمانی که خط جریان ما درست بسته باشد دقت اعمال کامل تر
زیرا تمام محیط ما اشباع می شود

② زیرا بالاترین خط جریان تکلیف آن روشن است

Phreatic Line = اولین خط جریان

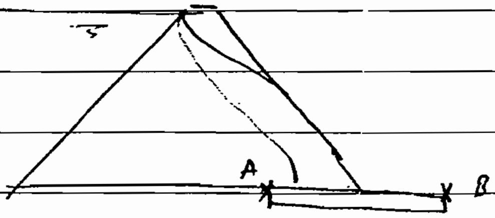


نقاط مورد خطوط هم پتانسیل با اولین خط باید Δh یکسان داشته باشیم
(ارتفاع فشار)

چون این Δh_{e} فقط ناشی از اختلاف در he است چون روی خط $h_p = 0$ است.
پس تغییر در he باید یکسان باشد.

Subject:
Year. ۸٤ Month. Date.

زهکش: مصالح دانه‌ای است که نفوذ پذیری بالایی دارند. باعث می‌شوند که آب را به خود جذب بکند



آب چگونه مسیر را پیدا می‌کند

آب همیشه از پتانسیل بالا به پایین

می‌رود وقتی زهکش می‌گذاریم چون

$$\boxed{U_A = U_B}$$

نفوذ پذیری آن بالا است پتانسیل اش با ورودی‌های آن برابر است

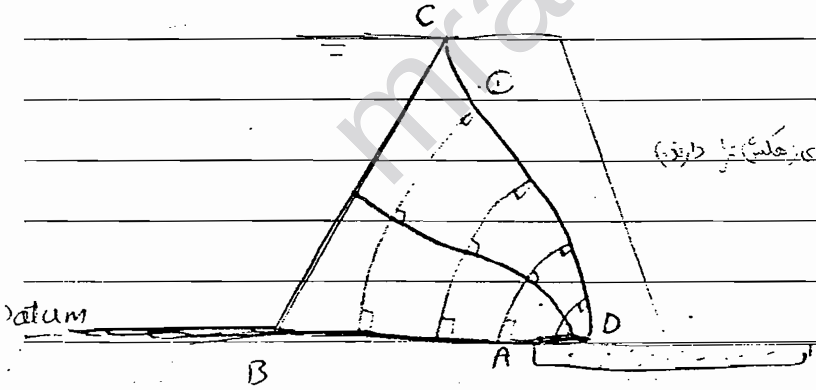
وقتی حرکت آب در یک خاک نفوذ پذیر افت ایجاد نمی‌کند که در کنار آن یک خاک نفوذ پذیر باشد

اگر فقط یک نوع خاک داشته باشیم که بسیار نفوذ پذیر بود آن وقت حرکت آب همراه با افت پتانسیل است

دیگر آب به جای این که به B برود به A می‌رود.

* رسم شبکه جریان 8

بالاترین خط جریان را فرض می‌کنیم می‌دانیم



BC اولین خط هم پتانسیل

AD آخرین " " (چون A و D روی زهکش قرار دارند)

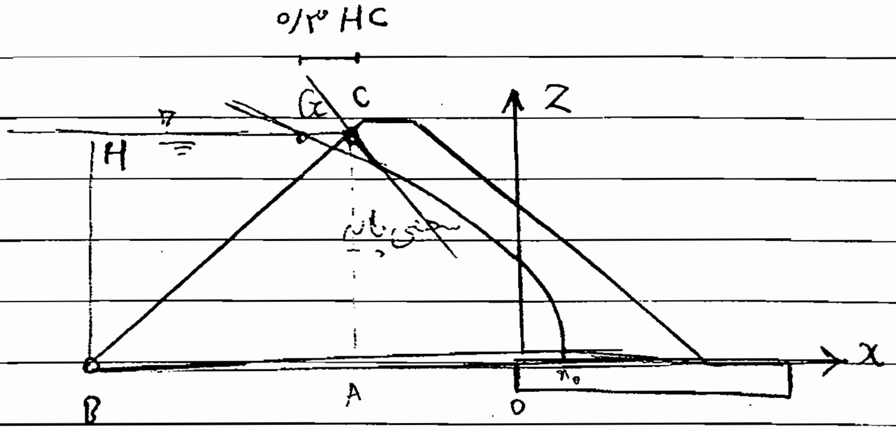
CD اولین خط جریان

AB آخرین "

خاک زیرین نفوذ پذیر است

Subject:
Year. Month. Date.

* تعیین اولین خط جریان :



منحنی از Phreatic سهمی پایه است :

① * $x = x_0 - \dfrac{z^2}{4x_0}$

نقطه G هم x آن معلوم است هم z آن

② * G (x_G, z_G) $\xrightarrow{\text{در معادله}}$ x_0 معلوم می‌شود

③ رسم سهمی پایه

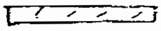
④ اصلاح سهمی پایه

① بالاترین خط جریان باید از C شروع شود

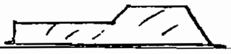
② عمود بر خط هم‌پتانسیل BC باشد

+ عمود بر BC یک خط رسم می‌کنیم سهمی پایه را طوری وصل می‌کنیم به این خط عمود که شیب آن به تدریج کم شود.

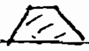
انواع زه‌کش وجود دارد



افقی



افقی - پنجه‌ای



پانجه‌ای

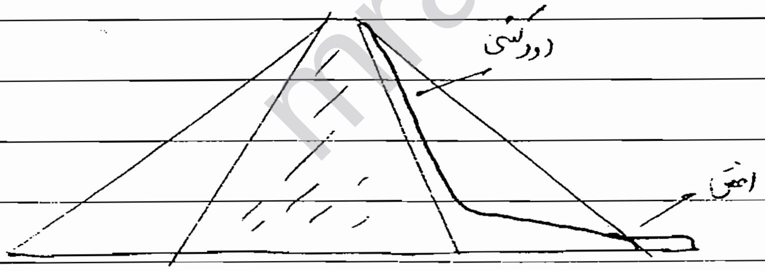
* کنترل : کنترل تراوش در سد خاکی

وقتی کنترل تراوش مطرح می‌شود ما دو عملکرد را انتظار داریم :

① جلوگیری از تراوش . هیچ سیستمی نمی‌تواند تراوش را کاملاً متوقف کند به هر حال تراوش داریم

② هدایت بخشی از آن که تراوش کرده تا حد الامکان جلوی تراوش را بگیرد و مسیر آن را کنترل کند

سیستم‌های کنترلی مختلفی برای تراوش داریم :



نمی‌شود نداریم

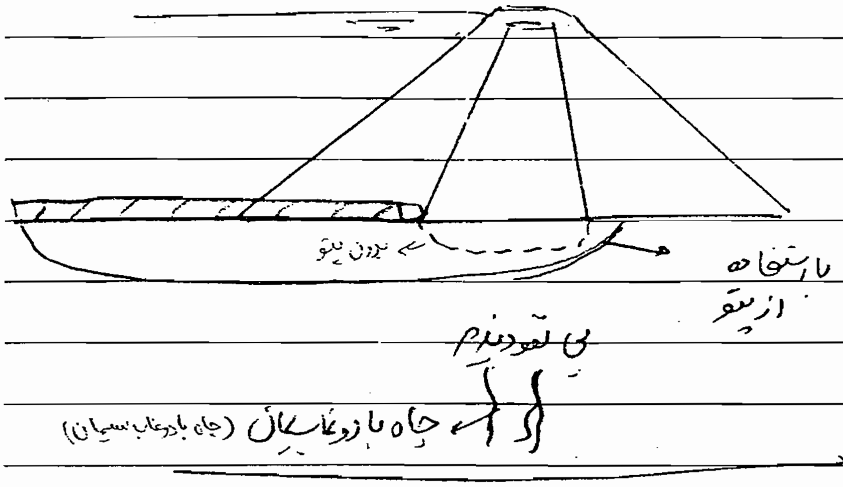
بدین کاری نداریم عامل کنترل تراوش

هسته رسی است یک زه‌کش دودکشی می‌گذاریم در پایین یک زه‌کش افقی

عامل هدایت — زه‌کش افقی و دودکشی

عامل کاهش — هسته

Subject:
Year. Month. Date.

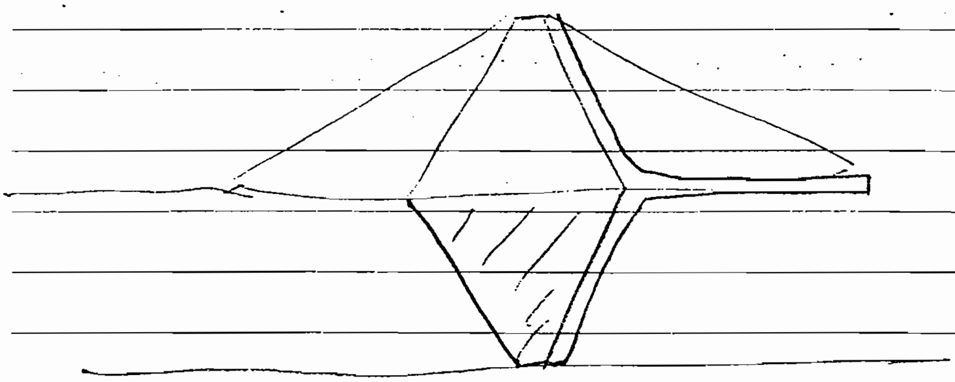

بدون پتو
با استفاده از پتو
پی نفوذپذیر
چاه با دوغاب سیمان (چاه با دوغاب سیمان)

① استفاده از پتوی نفوذناپذیر در بالادست سد مصالح را در کف آب می‌ریزند تا بالا بیاید از مصالح نفوذناپذیر.

اگر پتو نبود کوتاه‌ترین مسیر تراوش [illegible] بود اما در صورت استفاده از پتو [illegible]

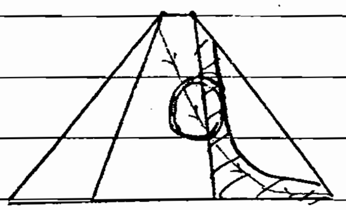
② تزریق می‌کنند یعنی خلل و فرج سنگ و آب... را با دوغاب سیمان پر می‌کنند یک چاه حفر می‌کنند با فشار دوغاب سیمان را وارد سوراخ‌ها و خلل و فرج می‌کنند [illegible] آب به یک ناحیه برخورد می‌کند که تقریباً تمام خلل و فرج آن پر شده می‌شود یک عامل نفوذناپذیر

③ اگر عمق پی کم باشد حفاری می‌کنند و با استفاده از مصالح هسته آن را پر می‌کنند از فیلتر و زهکش هم استفاده می‌کنند



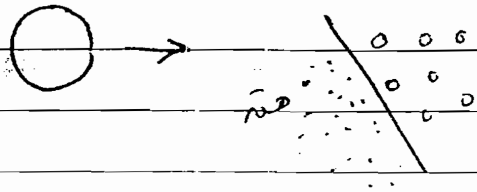
✓ قبل از اینکه سد را بسازند لایه لایه می‌کوبند

کنترل تراوش از سدهای خاکی :



لایه زهکش نفوذپذیری بالایی دارد و برای هدایت مناسب جریان آب بکار می رود در مجاورت لایه رُس

و زهکش یک مسئله‌ای را به وجود می آورد و آن احتمال شسته شدن هسته رسی است به داخل مصالح زهکش



یعنی ممکن است ذرات هسته رسی به داخل لایه زهکش حرکت کنند همراه با جریان آب ، بنابراین باید لایه زهکش به عنوان یک فیلتر ساخته شود یا بین این دو لایه از یک فیلتر استفاده کنیم.

* شرایط صافی ها یا فیلترها : «Filter»

صافی ها باید ۲ شرط را همزمان داشته باشند :

۱- حفره های صافی ها به اندازه ای کوچک باشند که درشت‌ترین ذرات خاک مبنا نتوانند داخل آن حرکت کنند

D۸۵ خاک

۲- نفوذپذیری آن به حد کافی باشد

- چرا جلوی دانه درشت ها را می گیریم؟ از کجا معلوم ریزدانه ها نروند؟

۱- اگر معیار این باشد که ریزدانه ها نگذرند آن وقت لایه زهکش خیلی از حفرات آن ریز می شوند و آن وقت دیگر نفوذپذیری بالایی ندارد

۲ - اگر دانه درشت ها را محصور کنیم دانه ریز ها هم با آن ها هستند چون ساختار خاک حفظ می شود حرکت نمی کند ما کمی از فیلتر حتی و خارج آن با ذرات ریز پر می شود که اصطلاحا می گویند فیلتر آلوده شده که در عملکرد آن تاثیری ندارد .

یک حالت تعادل داریم که اولاً نفوذپذیری مناسب داشته باشد ثانیاً خاک مبنا نتواند حرکت کند 8

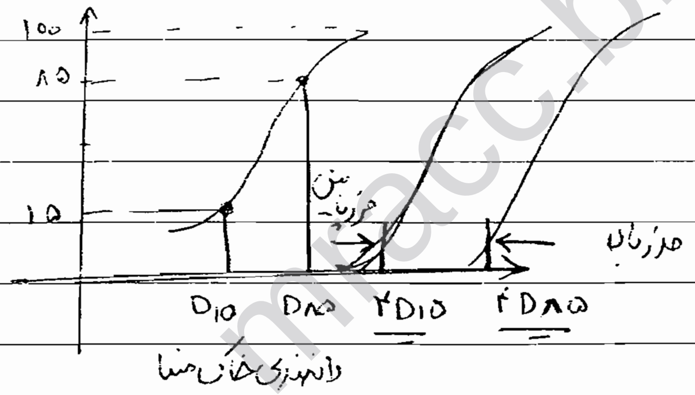
معیار شرط اول $$\frac{D_{15}\ \text{فیلتر}}{D_{85}\ (\text{خاک مبنا})} < 4-5$$

معیار شرط دوم $$\frac{D_{15}(F)}{D_{15}(B)} > 4-5$$

انتخاب ضخامت لایه فیلتر از دید تئوری زیاد هم نیست چون اگر بخواهیم اصلاً 80^{cm} در آورد در امکان اجرای آن نیست

چون این 80^{cm} را حتما می خواهید بنویسید

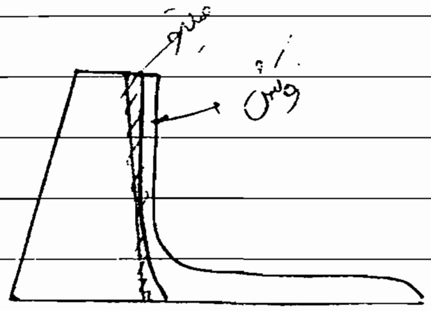
* طراحی فیلتر 8



مرز بالا و پایین مطابق شکل انتخاب می شوند

دو تا منحنی موازی منحنی دانه بندی خاک مبنا می کشیم این دانه بندی دانه بندی پوشش است بین هر دانه بندی بین

مرز بالا و پایین قابل قبول است .



ممکن است در جایی دو لایه فیلتر و پوشش داشته باشیم 8

برای طراحی دانه‌بندی فیلتر مطابق این دستورالعمل اقدام می‌کنیم

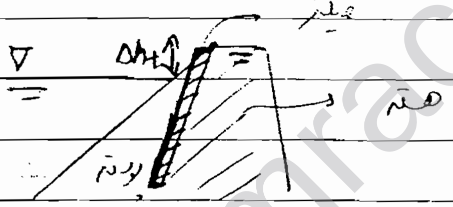
برای طراحی لایه دوم یعنی زهکش ، دانه‌ی فیلتر می‌شود دانه‌بندی مبنا .

چرا ۲ لایه داریم ؟

چون لایه دوم قطعاً درشت دانه‌تر است و قدرت زهکشی آن بیشتر است و قدرت زهکشی با اضافه کردن لایه جدید افزایش می‌یابد .

* چرا فیلتر، فقط در بالادست وجود دارد ؟ (چرا در بالادست فیلتر به تنهایی به کار برده می‌شود بدون زهکش ؟)

اگر سطح آب مخزن به سرعت پایین بیاید نفوذپذیری پوسته زیاد است سطح آب در پوسته همزمان با مخزن پایین می‌آید اما چون هسته نفوذ ناپذیرتر است سطح آب در هسته بالاتر است یعنی اختلاف سطح نیرو تحریک داریم پس تراوشی از هسته به سمت پوسته بالادست اتفاق می‌افتد این فیلتر مانع ورود مصالح هسته به پوسته می‌شود از طرفی مقدار زیادی آب نداریم که زهکش نیاز باشد



از طرفی این اتفاق خیلی نادر است اما در پایین دست تراوش همیشه اتفاق می‌افتد

* تورم در اثر یخ زدن ε

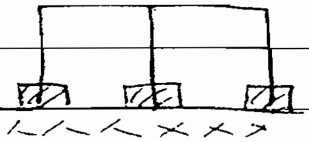
آب وقتی یخ می‌زند ۹ ٪ افزایش حجم پیدا می‌کند

خاک اشباع بسته به درصد آبش وقتی منجمد می‌شود بین ۳ تا ۴ ٪ افزایش حجم می‌یابد

این مطلب می‌تواند مشکل‌زا باشد

Subject:
Year. Month. Date.

اگر بخشی از پی منجمد شود تورم خواهیم داشت که باعث می شود پی کمی حرکت کند اگر این حرکت متوقف می شد



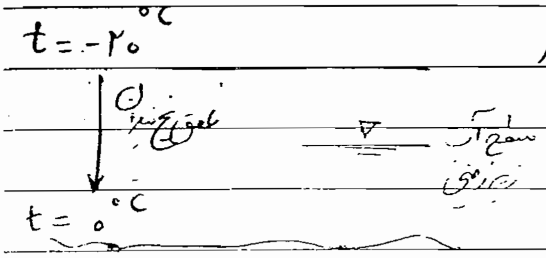
مشکلی نبود اما مورد از هم متلاشی شدن بهار داریم

تکرار این پدیده بزرگترین ضربه را به سازه می زند مثلاً در روسازی راه

بیشترین خرابی را در فصل بهار دارد

* چه کار کنیم این اتفاق نیفتد ؟

اگر سطح آب زیرزمینی در محدوده عمق یخبندان باشد این اتفاق می افتد



وقتی در عمق پیش می رویم دما افزایش
می یابد تا یک جایی آب یخ می زند که این
عمق را عمق یخبندان گویند

* اگر سطح آب خیلی پایین باشد امکان دارد یخ بزند ؟

اگر خاک ریزدانه باشند ″ رس و لای ″ آب تحت اثر موئینگی بالا می رود و در محدوده عمق یخبندان قرار می گیرد و یخ می زند

باعث تورم خاک می شود پس بهتر است در محدوده یخبندان از خاک درشت دانه استفاده کنیم مثل شن

* دو نوع مصالح برای جلوگیری از یخبندان توصیه می شود ؟

۱ـ مصالح درشت دانه ← دارای دانه بندی بد ← حداکثر ریزدانه ۱۰٪ کوچکتر از ۰/۰۲ mm

۲ـ ″ ″ ″ ← با دانه بندی خوب ← ″ ″ ۳٪ کوچکتر از ۰/۰۲ mm

* چرا این دو نوع ؟

۱ـ آلودگی نداریم .

۲ـ ثانیاً یکی از مشکلات ناشی از آب سطحی است اگر درشت دانه استفاده کنیم آب به سرعت پایین می رود و دیگر در محدوده باقی نمی ماند تا یخ بزند .

در حقیقت ما می خواهیم فضای خالی بیشتر باشد اگر دانه بندی خوب باشد فضای خالی توسط دانه ها به تدریج پر می شود

چون تغییر دانه بندی تدریجی است و در واقع بهترین حالت است برای اینکه فضای خالی پر شود .

اما در بد دانه بندی ما یکسری درشت دانه داریم یکسری ریزدانه با ۱۰ ازریزدانه کافی است تا خلل و فرج قابل ملاحظه ای

داشته باشیم . (یعنی حتی الامکان آب نتواند [illegible] است . حال با سنگ [illegible] (دانه بندی خوب) [illegible]
[illegible] فضای خالی [illegible] داشته باشیم (دانه بندی بد))

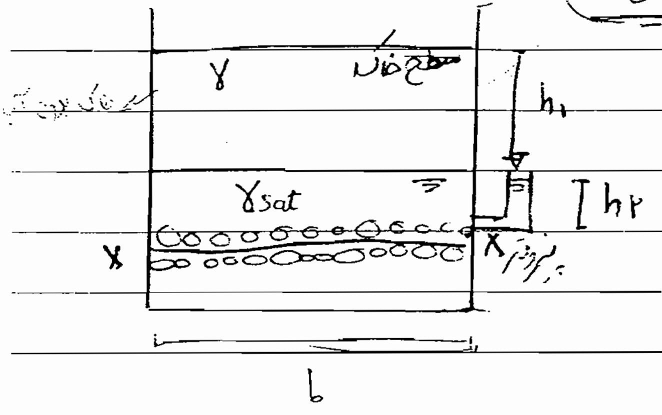
× فصل دوم :

Effective Stress تنش موثر

اگر محیط اشباع باشد خاک متشکل خواهد بود از ۲ فاز مایع و جامد

کل تنشی که توده خاک تحمل می کند تقسیم می شود هر فاز یکی از بخش های تنش را می گیرد

* به آن بخشی که توسط اسکلت جامد خاک تحمل می شود تنش موثر می گویند σ'



سطح X-X به گونه ای انتخاب می شود که هیچ ذره ای را قطع نمی کند کل تنشی که در این سطح اعمال می شود را حساب می کنیم .

Subject:
Year. Month. Date.

$\sigma \longrightarrow ?$

نیروی وارد بر این سطح $P = (\gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2) \times b \times 1$

بعد در عمق

عمود بر b متر

(بعد در جهت عمود بر کاغذ)

تنش کل $\sigma \longrightarrow \frac{P}{A} = \frac{P}{b \times 1} = \gamma h_1 + \gamma_{sat} h_2$

بخشی از این تنش توسط خاک مابین صفحه X-X وارد می‌شود و ناشی از فشار آب است.

فشار آب $u = \gamma_w h_2$

تنش مؤثر $\sigma' = \sigma - u$

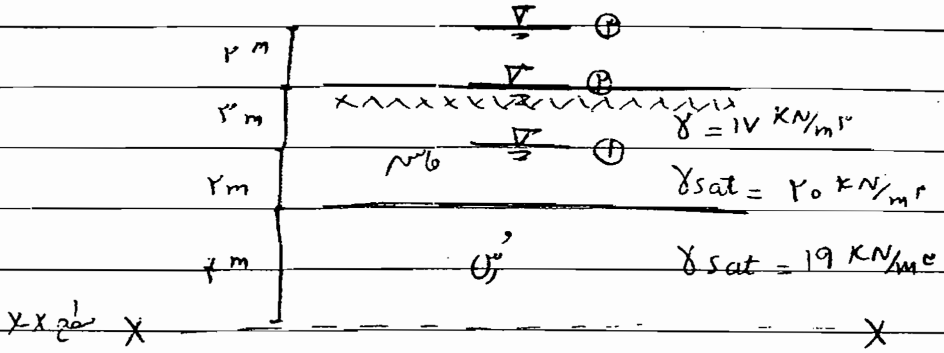
$= \gamma h_1 + h_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$

$\gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma' = \gamma_b$ وزن مخصوص غوطه‌ور

$$\Rightarrow \boxed{\sigma' = \gamma h_1 + \gamma' h_2}$$

$\gamma_w + \gamma \neq \gamma_{sat}$ * چون آب فقط در فضاهای خالی خاک قرار می‌گیرد.

مثال


③
②
①
۲ m
۳ m
۲ m
۴ m
ماسه
رس
$\gamma = 17\ kN/m^3$
$\gamma_{sat} = 20\ kN/m^3$
$\gamma_{sat} = 19\ kN/m^3$
سطح x-x

در ۳ صورت تنش مؤثر را در سطح x-x بیابید؟ ①، ②، ③ رس کاملاً اشباع شده است

حالت ① σ کل $= ۴(۱۹) + ۲(۲۰) + ۳(۱۷) = ۱۶۷\ kN/m^2$

u آب $= ۶ \times ۹٫۸ = ۵۸٫۸$

$\sigma' = \sigma - u = ۱۰۸٫۲$

حالت ② σ کل $= ۴(۱۹) + ۵(۲۰) = ۱۷۶$

$u = ۹ \times ۹٫۸ = ۸۸٫۲$

$\sigma' = \sigma - u = ۸۷٫۸\ kN/m^2$

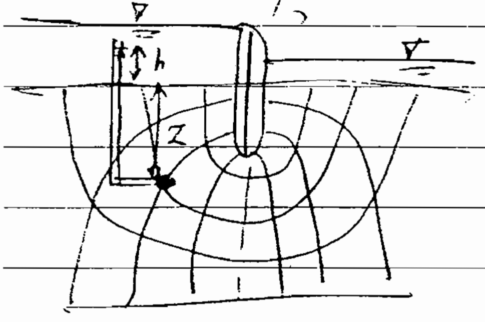
حالت ③ σ کل $= ۴(۱۹) + ۵(۲۰) + ۲(۹٫۸) = ۱۹۵٫۶$

$u = ۱۱ \times ۹٫۸ = ۱۰۷٫۸$

$\sigma' = \sigma - u = ۸۷٫۸$

اگر که از سطح زمین بگذرد تنش مؤثر دیگر تغییر نمی‌کند چون از این به بعد تنش مؤثر به اندازه ارتفاع آب زیاد می‌شود

و u آب هم به همین میزان زیاد می‌شود پس $\sigma' = \sigma - u$ ثابت می‌ماند



در جایی که تراوش داریم دیگر نمی‌توان از این روابط استفاده کرد

$\gamma_w h + \gamma_{sat} z = \sigma$ کل

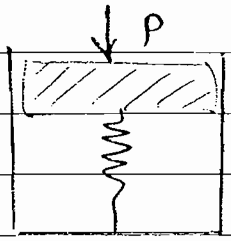
* $\boxed{u \neq (h+z)\gamma_w}$

X عمق

پس باید به مسئله دقت کرد که آیا تراوش داریم یا نه ؟

شرایط خاک را می شود به پیستون که توسط یک فنر به انتهای پیستون متصل شده شبیه سازی کرد داخل سیلندر می تواند آب داشته باشد یا نباشد یک فاز همیشه فنر است که در واقع نقش اسکلت جامد خاک را بازی می کند بار P نشانگر تنش کل است بخشی از P به فنر بخشی به پیستون وارد می شود اگر آب داخل سیلندر نباشد تمام بار را فنر می برد و فشار آب صفر است و تنش موثر با تنش کل برابر است هر چه ذرات جامد خاک تنش بیشتری را تحمل کند خاک متراکم تر می شود

خاکی که فضای خالی آن بیشتر باشد تفاوت بین γ و γ_{sat} آن بیشتر است.



Subject:
Year. ۸۴ Month. ۸ Date. ۷

به نام خدا

ج ۹

حالت موئینگی و تاثیر آن بر تنش موثر :

در اثر خاصیت موئینگی آب در خاک بالا می رود :

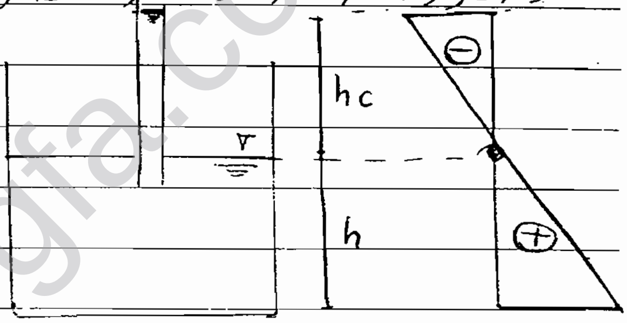
→ خاصیت موئینگی : capillarity

لوله ای که قطر داخلی آن کم است داخل یک ظرف آب قرار دادیم آب داخل لوله بالا می رود تا ارتفاع hc

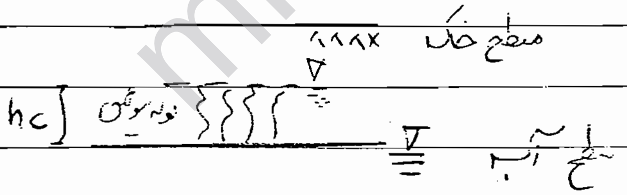
هر چه قطر لوله بیشتر باشد hc کمتر است روی سطح فشار آب صفر است بالای آن فشار آب منفی داریم .

$$hc \simeq \frac{T}{d}$$

d ← قطر لوله



- در خاکها حفرات بین خاکها با هم ارتباط دارند و از ارتباط آنها این لوله های موئین بوجود می آید و آب می تواند از داخل آنها بالا برود . بالا رفتن آب ممکن است باعث شود بخشی از خاک که بالای سطح ایستابی قرار دارد نیز اشباع شود .



در عمل امور خاکی داریم که خلل و فرج دانه ها متفاوت است جایی که خلل و فرج کوچکتر آب در آنجا بالاتر می رود و ممکن است در کنار آنها خلل و فرج درشت باشد و آب از آنها بالا نرود و در نتیجه یک محیط نیمه اشباع داریم .

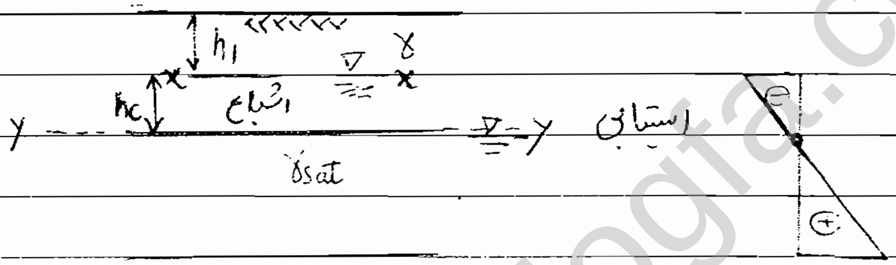
$$h_c = \frac{C}{e \cdot d_{10}}$$

ضریب ثابت C $10 < C < 50\ mm^2$

e نشانه خلاء

هرچه d_{10} کوچکتر باشد خاک ریزدانه‌تر است پس خلل و فرج آن هم ریز است پس h_c بیشتر خواهد بود.

برای این که بفهمیم سطح آب استاتیکی کجاست یک پیزومتر می‌گذاریم تا سطح واقعی استاتیکی را بفهمیم چون لوله پیزومتر به اندازه کافی بزرگ هست تا تحت اثر موئینگی قرار نگیرد.



زیر سطح استاتیکی فشار آب مثبت است در محدوده تحت تاثیر موئینگی فشار آب منفی است:

$X-X$:

$\sigma_{\text{کل}} = \gamma h_1$

$u_{\text{آب}} = -h_c \gamma_w$

$\sigma'_{\text{موثر}} = \gamma h_1 + \underbrace{h_c \gamma_w}$

این جمله ناشی از خاصیت موئینگی خاک است.

هر چه خاک درشت دانه‌تر باشد h_c کمتر است فشار منفی ناشی از h_c ممکن است صفر باشد:

$Y-Y$:

$\sigma_{\text{کل}} = \gamma h_1 + \gamma_{sat} \cdot h_c$

$u_{\text{آب}} = 0$

$\sigma'_{\text{موثر}} = \gamma h_1 + h_c \cdot \gamma_{sat}$

در صورت عدم موئینگی $\Rightarrow$ $\sigma' = \gamma h_1 + \gamma_w h_c$ $\Rightarrow$ افزایش تنش موثر ناشی از موئینگی $= h_c(\gamma_{sat} - \gamma_w)$

Subject:
Year. Month. Date.

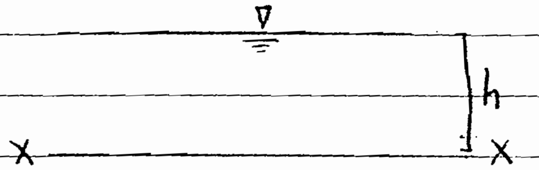
موئینگی باعث افزایش تنش مؤثر می شود و این افزایش باعث می شود تا پایداری خاک در برابر بارهای وارده بیشتر شود و خاک متراکم‌تر شود.

* اگر خاک غیر اشباع باشد اما در بعضی جاها خاصیت موئینگی داشته باشد در بعضی جاها اشباع باشد:

آب ← $u = -\left(\frac{S_r}{100}\right)\gamma_w h$ → منفی

تنش

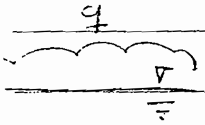
* بارگذاری و تأثیر آن روی تنش مؤثر:



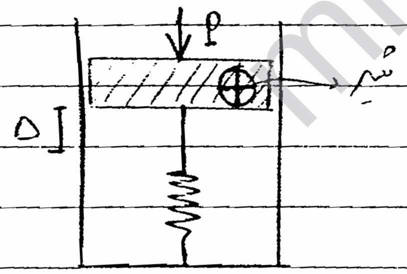
$\sigma_0 = \gamma_{sat} h$ تنش کل اولیه

$u_0 = \gamma_w h$ فشار آب حفره‌ای

$\sigma'_0 = \underbrace{(\gamma_{sat} - \gamma_w)}_{\gamma'} h$ مؤثر اولیه



* اگر باری روی سطح خاک بگذاریم چه مقدار از این بار جذب فاز مایع می شود و چه مقدار جذب فاز جامد؟



مثال: داخل سیلندر هم آب هست هم فنر اگر شیر باز باشد

نیروی P که اعمال می شود فنر کاهش طول می دهد و آب خارج می شود

و آب باری را نمی گیرد.

$V = \Delta \cdot A$ حجم آب

اگر شیر بسته باشد اجازه خروج ندارد از طرفی آب تراکم ناپذیر است هر بار P را آب می گیرد چون اگر فنر بخواهد نیرو بگیرد باید کاهش طول دهد اما آب نمی گذارد پس تمام بار به آب وارد می شود

Subject:
Year. Month. Date.

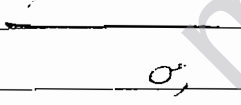
* در مورد توده خاک هم همین طور است یعنی اگر بخواهد تنش مؤثر آن افزایش یابد باید کاهش حجم بدهد و برای این که کاهش حجم بدهد باید آب آن خارج شود .

اگر خاک ماسه باشد مثل این است که شیر باز است و لایه ماسه کاهش حجم می دهد و آب هم خارج می شود و تنش مؤثر افزایش می یابد .

ماسه
$$\begin{cases} \sigma = \sigma_0 + q \\ u = u_0 \\ \sigma'_0 = \sigma_0 + q - u_0 \end{cases}$$

باندازه q اضافه می شود .

اگر ماسه در سیستم وجود نداشته باشد و رس داشته باشیم رس در صورتی می تواند کاهش حجم دهد که آب خارج شود ولی آب به راحتی خارج نمی شود پس بار اضافی به آب منتقل می شود ولی به هر حال به تدریج آب از آن خارج می شود [illegible] از بار، آب خارج می شود و به تنش اضافه می شود در همان میزان که از فشار آب کم می شود به فشار مؤثر افزوده می شود وقتی به اندازه q همه آب خارج شد و زمان طی شد تنش آن مثل ماسه می شود .

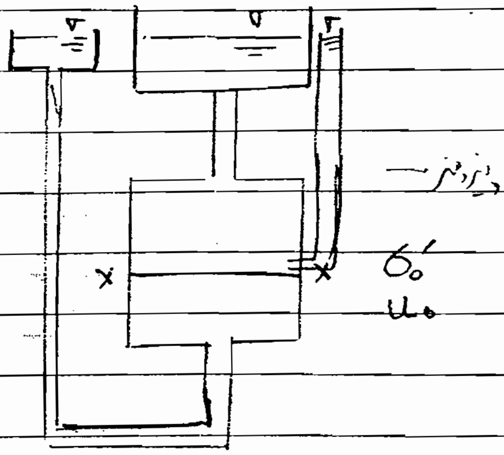


رس
$$\begin{cases} \sigma = \sigma_0 + q_1 \\ u = u_0 + q_2 \quad \rightarrow q_2 = q - q_1 \\ \sigma' = \sigma'_0 \end{cases}$$

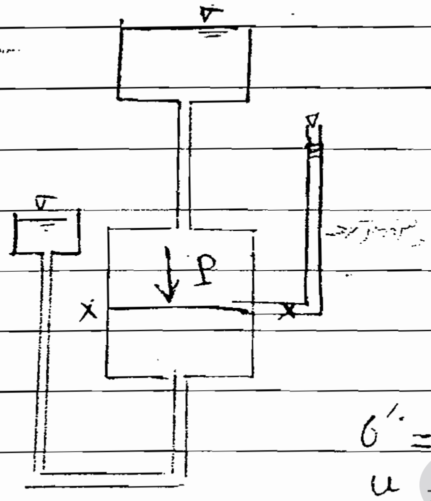
* مسأله تراوش یا نیروی تراوش 8

وقتی تراوش اتفاق می افتد عمل تراوش موجب تغییر تنش مؤثر می شود ؟

Subject:
Year. Month. Date.



در اینجا تراوش نداریم چون سطح آب دو طرف یکسان است

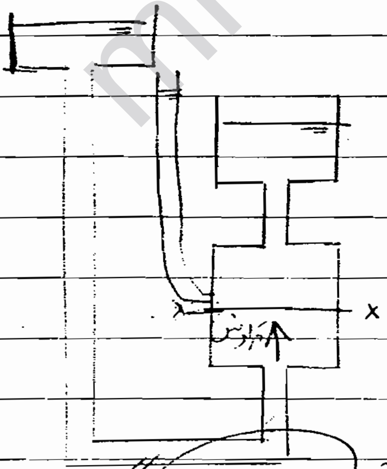


در اینجا تراوش داریم و جریان به سمت پایین است یعنی در حین حرکت ذرات را متراکم می کند.

بر فرض بدانیم سطح آب بین بالادست و پایین دست می باشد.

$$\sigma' = \sigma'_0 + \Delta\sigma'$$
$$u = u_0 - \Delta u$$

* هرچه تنش مؤثر کم شود به فشار آب حفره ای اضافه می شود .



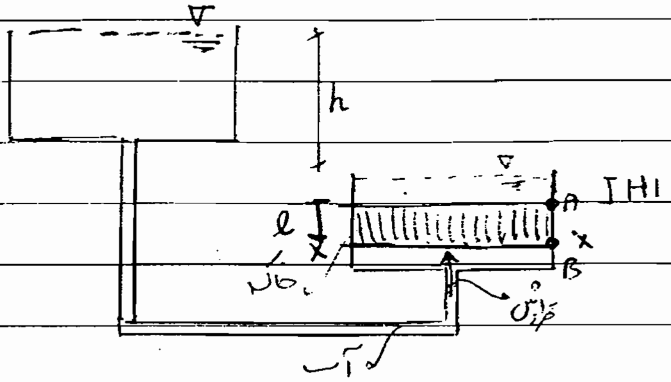
$\sigma' = \sigma'_0 - \Delta\sigma'$ u زیاد می شود و σ' کم می شود

در اینجا آب ذرات خاک را غوطه ور می کند

* به تفاوت تنش مؤثر در حالت هیدرواستاتیک و حالت تراوش فشار تراوش می گوییم .

یا به عبارتی به تفاوت فشار آب حفره ای در شرایط هیدرواستاتیک با فشار آب حفره ای در تراوش فشار تراوش گوییم

Subject:
Year. Month. Date.



جریان آبی از پایین به بالا وجود دارد

فشار آب حفره‌ای وقتی تراوش نداریم $U_s = \gamma_w (H_1 + L)$

فشار آب حفره‌ای وقتی تراوش داریم $U_F = \gamma_w (h + H_1 + L) \xleftrightarrow[\text{قبلی}]{\text{با توجه به روابط}} u_F = \gamma_w (h_t - Z) = \gamma_w (h - (-(H_1 + l)))$

* فشار تراوش $= U_F - U_s = \gamma_w h$

* نیروی تراوش $= \gamma_w h \cdot A = J$

* نیروی تراوش در واحد حجم $= j = \frac{J}{V} = \frac{\gamma_w h \cdot A}{A L} = \frac{\gamma_w \cdot h}{L}$

* $\frac{h}{l} = i$ چون h , l بین دو نقطه که متناظر و به فاصله آنها l است اندازه‌گیری شده‌اند

و l طول تراوش بین نقطه A و نقطه B است

* اگر h زیاد شود فشار تراوش زیاد می‌شود ⇐ پس تنش موثر کم می‌شود.

- آیا تنش موثر می‌تواند صفر شود؟

* بله، یعنی ذرات خاک در لابه‌لای آب معلق باشند. در این حالت هیچ فشاری که ذرات خاک را نگه دارد وجود نخواهد داشت و باید از آن دوری نماییم ⇐

جوشش :

X-X : کل $\sigma = L.\gamma_{sat} + H_1 \gamma_w$

آب حفره‌ای $u = \gamma_w (L+H_1+h)$

مؤثر $\sigma' = \sigma - u = L\gamma' - h\gamma_w$

$\sigma' = 0 : L\gamma' - h\gamma_w = 0 \Rightarrow L\gamma' = h\gamma_w$

$$\Rightarrow \boxed{i = \frac{h}{l} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}}$$

* این حالت، حالت بحرانی برای ساخت بنی مناسب نیست به این گرادیان، گرادیان بحرانی یا i_{cr} گویند :

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

i_{cr} حول و حوش یک است

(i_{cr} حول و حوش یک است. (نزدیک یک است))

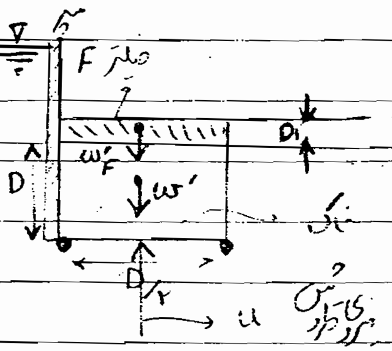
* $\boxed{i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1+e}}$

در پایین دست همیشه گرادیان را حساب می‌کنیم و i موجود را با i_{cr} مقایسه می‌کنیم

* $\boxed{\text{ضریب اطمینان } F_s = \frac{i_{\text{بحرانی}}}{i_{\text{موجود}}}}$

جوشش در پای سپره

* راه دوم برای محاسبه ضریب اطمینان :



در این محدوده امکان دارد که i بحرانی شود و آب خاک را بشورد « sand boiling »

با اندازه D_1 فیلتر می‌ریزیم تا خاک را نشورد یک توده خاک به ابعاد $D \times D/2$ در نظر می‌گیریم کلیه‌ی نیروها در جهت پایداری

Subject:
Year. Month. Date.

کلیه‌ی نیروها در حین ناپایداری اند

$$* \quad F_s = \frac{W'_F + W'}{U}$$

$W'_F + W'$ → باعث پایداری

U → باعث ناپایداری

$$* \quad W' = -D(D/2)(\gamma_w) + D/2\, D\, \gamma_{sat} = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$$

$$W'_F = \frac{1}{2} D D_1 \gamma'_F$$

W' وزن موثر

فشار تراوش در واحد حجم $j = \gamma_w \cdot i_{average}$ چون h از پایین تا بالا فرق می‌کند

نیروی تراوش $U = j \cdot \underset{\text{حجم}}{V} = \frac{1}{2} D^2 \cdot i_{ave} \cdot \gamma_w$

$$\boxed{F_s = \frac{\gamma' + \frac{D_1}{D}\gamma'_F}{i_{ave} \cdot \gamma_w}}$$

* چرا W' گرفتیم ؟

$$* \quad F_s = \frac{W_F + W}{\underset{\text{فشار آب}}{U}}$$

می‌توانیم ضریب اطمینان را این صورت بدهیم

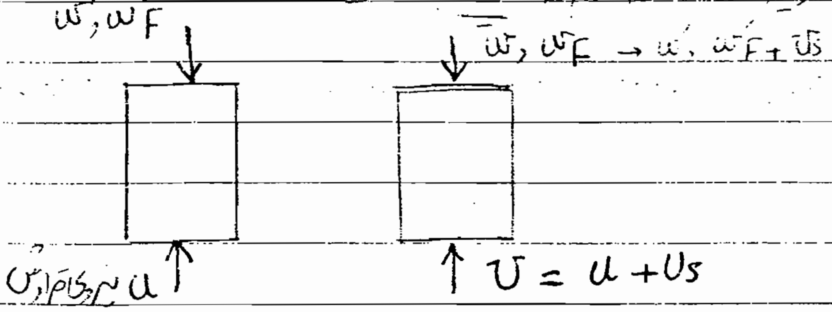
فرق این فرمول با فرمول قبلی در فشار آب است

$$\begin{cases} W = D(D/2)(\gamma_{sat}) \\ W_F = D_1(D/2)(\gamma_{sat_F}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} W_F - W'_F = D_1(D/2)(\gamma_w) \\ W - W' = D/2\,(D)(\gamma_w) \end{cases}$$

تفاوت این دو $\Rightarrow \boxed{D/2\,(D + D_1)\,\gamma_w}$

یعنی صورت کسر به اندازه $(D_1 + D)\,\gamma_w$ زیاد شده است که همان فشار آب است ؟



* نیروی ناشی از فشار آب واقعی = $\underset{\text{نیروی تراوش}}{u} + U_s$

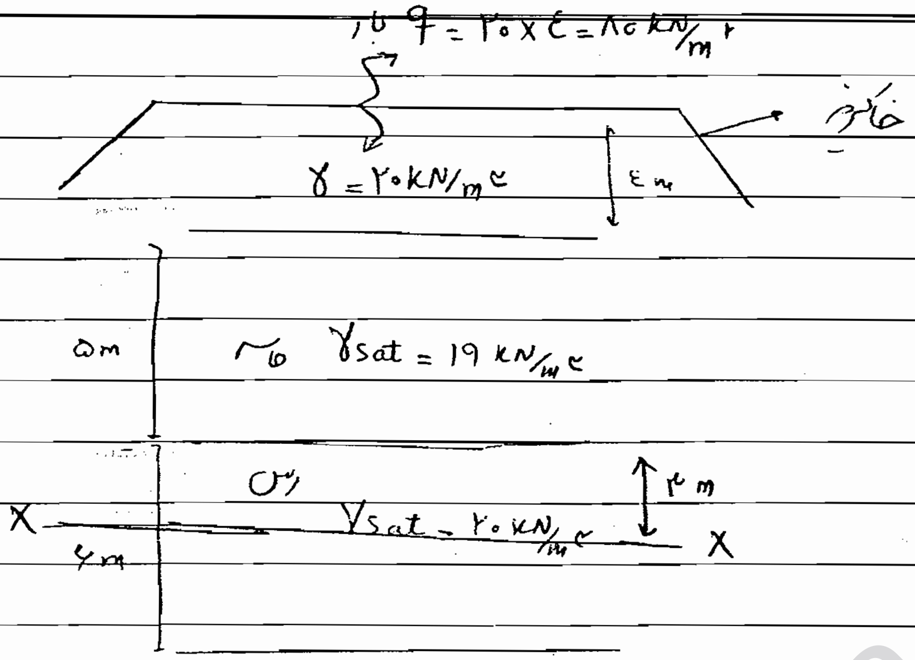
U_s → نیروی آب در حالت ساکن

-18

Subject:
Year. ٨٤ Month. ٨ Date. ١٥

بنام خدا

مثال 8


بار $q = ٢٠ \times ٤ = ٨٠ \, kN/m^2$
خاکریز
$\gamma = ٢٠ kN/m^3$
٤m
٥m
رس $\gamma_{sat} = 19 \, kN/m^3$
رس
٣m
$\gamma_{sat} = ٢٠ kN/m^3$
X
X
٤m

باید آب به آرامی خارج شود
تا خاک متراکم شود.

الف: بلافاصله بعد از اجرای خاکریز

$\sigma = ٤ \times ٢٠ + ٥ \times ١٩ + ٣ \times ٢٠ = ٢٣٥$

$u = ٨ \times ٩/٨ + \underbrace{٨٠} = ١٥٨/٤$

$\sigma' = \sigma - u = ٧٦/٦$

نکته: بلافاصله بار اضافه فقط را آب تحمل [illegible]
منتقل می‌شود بعد به اسکلت خاک منتقل می‌شود.

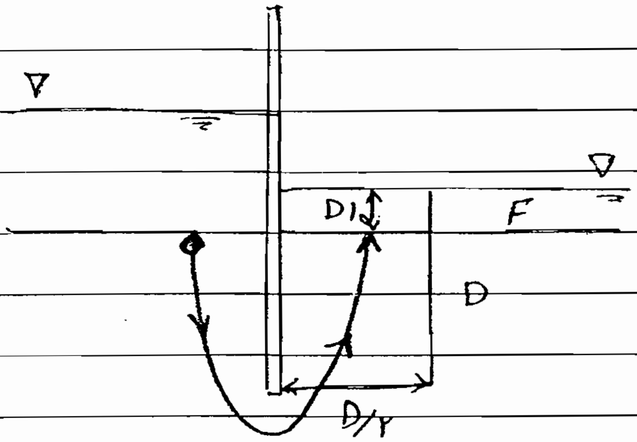
ب: مدت زمان زیاد بعد از اجرای خاکریز

$\sigma = ٢٣٥$

$u = ٨ \times ٩/٨ = ٧٨/٤$

$\sigma' = ٢٣٥ - ٧٨/٤ = ١٥٦/٦$

* ناپایداری خاک در پایین دست یک سپر فلزی ؟

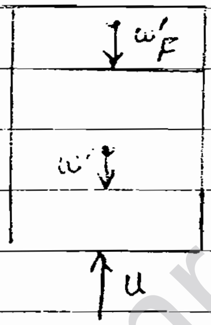


برای کنترل این که وضعیت در پایین دست سپر بحرانی است یا نه دو راه حل مطرح شده ؟

① راه اول $i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$ با i موجود مقایسه کردیم و ضریب اطمینان را بدست آوردیم

* $F_s = \frac{i_{cr}}{i_{موجود}}$

② راه دوم نسبت نیروهایی که باعث پایداری می‌شوند را به نیروی عامل ناپایداری تقسیم کنیم



U نیروی تراوش

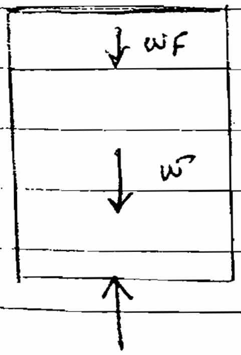
* $W' = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$
* $W'_F = \frac{1}{2} D D_1 \gamma'_F$

پایدار

* $U = \frac{1}{2} D^2 i_{av} \gamma_w$

ناپایدار

W' وزن موثر



می‌شود وزن کل را نوشت و نیروی فشار آب

نیروی فشار آب به زیر و نیروی کل تبدیل می‌شود ؟

* نیروی ناشی از ازدیاد نیروی فشار آب همراه با جریان تراوش

(نیروی تراوش)

Subject:
Year. Month. Date.

فشار آب حفره‌ای با درنظرگرفتن تراوش

تراوش هیدرواستاتیک

نیروی ناشی از فشار آب $U = U_F + U_s$ فشار تراوش ← $U_F = U - U_s$

فشار آب حفره‌ای در حالت هیدرواستاتیک

$$W = \tfrac{1}{2} D^2 \gamma_{sat} = \tfrac{1}{2} D^2 \gamma' + \boxed{\tfrac{1}{2} D^2 \gamma_w} \downarrow +$$

فیلتر

$$W_F = \tfrac{1}{2} D D_1 (\gamma_{sat})_F = \tfrac{1}{2} D D_1 \gamma'_F + \boxed{\tfrac{1}{2} D D_1 \gamma_w} \downarrow$$

فشار آب

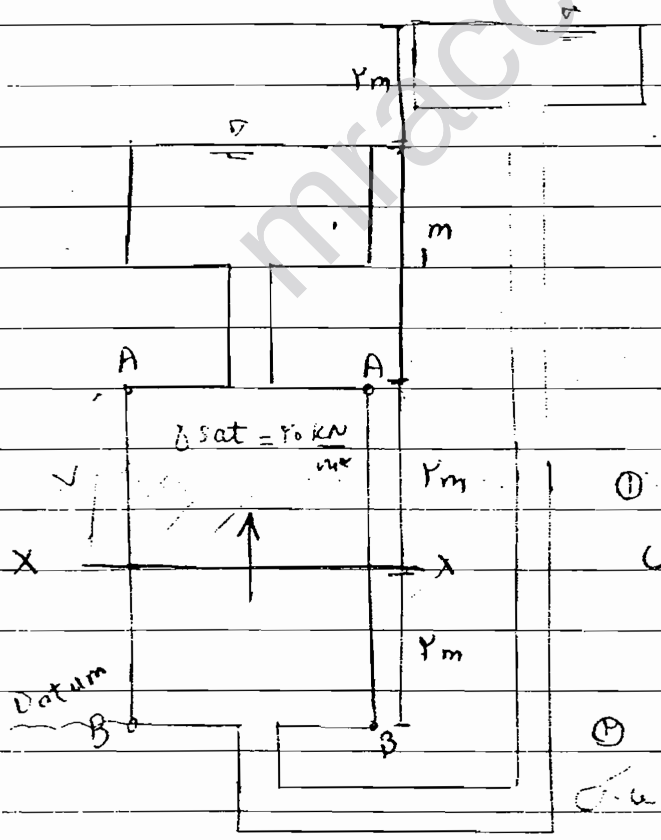
$$U = U_F + U_s = \tfrac{1}{2} D^2 i_{avr} = \boxed{(D+D_1)\gamma_w (\tfrac{1}{2} D)}$$

~~$W + W_F$~~

+ اگر وزن کل را می‌گرفتیم نه وزن مؤثر چون اگر وزن کل را بنویسیم باید فشار آب را هم اضافه کنیم ؛

در روش اول $\ast\ W + W_F - U = cte$

در روش دوم $\ast\ W'_F + W' - U_F = cte$



تمرین ۳-۶ Craig

تنش مؤثر در سطح X-X $\sigma' = \sigma - u$

برای بدست آوردن تنش مؤثر ۲ راه حل داریم :

① $u = u_F + U_s$

در راه اول برای محاسبه فشار آب حفره‌ای شرایط تراوش را در نظر می‌گیریم .

② $\sigma' = \sigma - (u_f + U_s)$

راه حل دوم : برای محاسبه σ' فقط فشار آب هیدرواستاتیک را محاسبه می‌کنیم و از σ کم می‌کنیم بعداً فشار تراوش را به σ' به صورت جمعی اضافه می‌کنیم .

Subject:
Year. Month. Date.

① راه حل :

AA : $h_e = ۴$
$h_p = ۱$
$h_t = ۵$

BB : $h_e = ۰$
$h_p = ۷$ — پس تراوش از پایین
$h_t = ۷$ — به بالا است ؛

* $h_t = ۶^m$ — چون خاک یکنواخت است و $x-x$ در نصف راه قرار دارد پس
$h_e = ۲$
$h_p = ۴$ — اگر غیر یکنواخت بود باید مسئله تعادل را حل کنیم در این مورد .
نظر h_t را مساوی کردیم

* $\sigma = ۲ \times ۲۰ + ۱ \times ۹/۸ = ۴۹/۸ \ kN/m^۲$
$u = \underbrace{۴}_{h_t} \times ۹/۸ = ۳۹/۲ \ \frac{kN}{m^۲}$ تراوش را در نظر نگرفتیم
$\sigma' = \sigma - u = ۱۰/۶ \ \frac{kN}{m^۲}$

② راه حل : $\sigma = ۴۹/۸$
$u = u_s = ۳ \times ۹/۸$
$\sigma' = ۴۹/۸ - ۲۹/۴ = ۲۰/۴$

حالا به صفحه تراوش
را هم حساب کنیم .

فشار تراوش → $i \ \gamma_w \ z$

$x-x = \frac{۲}{۴} \cdot ۹/۸ \cdot ۲ = ۹/۸$

تراوش به سمت بالا است پس تنش مؤثر را کم می‌کند ؛

$\sigma' = ۲۰/۴ - ۹/۸ = ۱۰/۶$

Subject:
Year. Month. Date.

γ از کجاست ؛

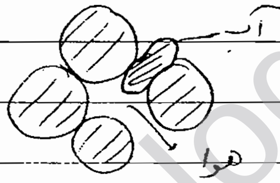
- ما داریم تأثیر وزن شدن خاک را روی تنش مؤثر حساب می‌کنیم پس کمی از خاک که بالای X-X است بی‌وزن می‌شود پس فشار ترازش هم باید از همان وزن حساب شود.

- اگر ترازش به سطح پایین بود باز هم γ را برای کمی اول می‌گذاشتیم چون می‌خواهیم ببینیم که چقدر به وزن قسمت اول اضافه می‌شود

* تنش مؤثر در خاکهای غیر اشباع σ

σ'

در این حالت یک محیط ۳ فازه داریم



اگر فضاهای با سطح مرتبط نباشند آن وقت یک فشار هوا هم ممکن است ایجاد شود.

$$* \quad \sigma' = \sigma - \underbrace{u_a}_{\text{فشار هوا}} + \underbrace{\chi}_{\text{ضریب } \chi} (u_a - \underbrace{u_w}_{\text{فشار آب}})$$

$1 < \chi <$

خاک کاملاً اشباع $\longrightarrow \chi = 1$

خاک خشک $\longrightarrow \chi = 0$ ...... $\longrightarrow$ فشار هوا هم خیلی کمتر است که در نظر نمی‌گیریم.

از طرفی x حتی نیز مثلاً در درجه اشباع ۴۰٪ می‌توان با یک خط تقریب زد

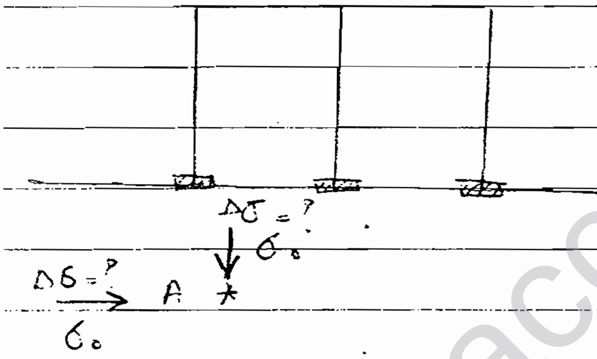
رابطه ساده تر $\sigma' = \sigma - (S_r)\, u \rightarrow$ فشار آب حفره ای

craig ch5

* فصل پنجم تنش ها و تغییر شکلها

(فصل سوم امیرامشاری)

ما دنبال این هستیم که تحت تأثیر بارهای اعمالی بر سطح زمین تنش ها چه تغییری می کنند و توده خاک چگونه تغییر شکل می دهد


$\Delta\sigma = ?$
σ_0
$\Delta\sigma = ?$
σ_0
A

می نشست می کند چون توده خاک تغییر شکل می دهد.

مثلاً در نقطه A بار وارده چه تغییری در تنش ایجاد کرد و در جهت x و z یک مقدار تغییر در تنش داریم چه قدر است ؟

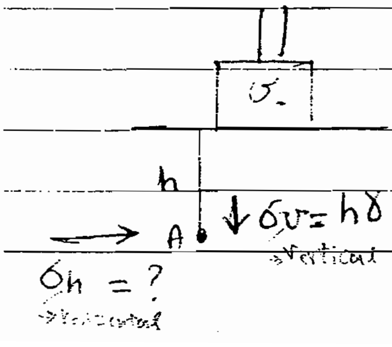
* تنش ها در خاک :

in situ

دو دسته اند : تنش های درجا و تنش های ایجاد شده Indueed

1 در اثر وزن خاک روی سطح

2 در اثر بارگذاری


σ_0
h
A
$\sigma_v = h\gamma$
Vertical
$\sigma_h = ?$
Horizontal

قبل از اینکه بار بگذاریم یک تنش درجا وجود داشت در عمق h

یک تنش هم در اثر بارگذاری ایجاد می شود که تنش ایجاد شده است

از اصل superpoision برای یافتن کل تنش استفاده می کنیم البته فقط برای مصالح الاستیک خطی .

* از این ها برای محاسبه نشست استفاده می کنیم که تنش ایجاد شده در آن نقش دارد :

* برای تاثیر تحکیم خاک باید هر دو تنش را محاسبه کنیم .

①* تنش در جا :

تنش قائم را که بلدیم باید تنش افقی را بیابیم :

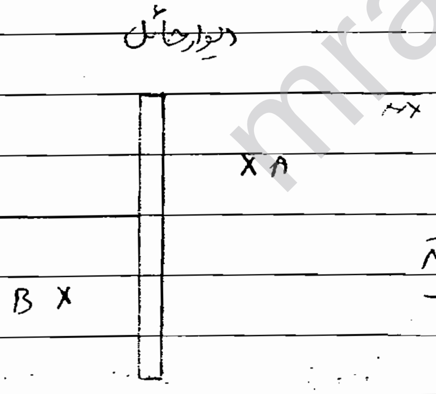
$\sigma_v = \gamma h$

رابطه کلی بین تنش موثر قائم و تنش موثر افقی

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

K بستگی به حالت و شرایط خاک دارد ۳ نوع K داریم :

- * K active فعال
- * K_0
- * K passive غیرفعال

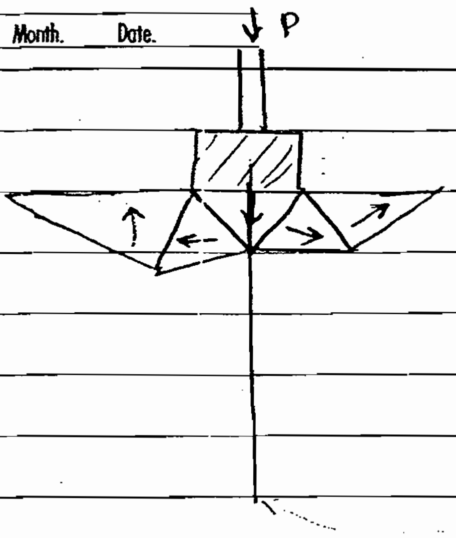


- Ka , Kp وقتی فعال می شوند که تغییر شکل افقی در خاک داشته باشیم

- در دیوار نگهبان تغییر شکل افقی داریم نقطه A به خاک فشار می آورد و دارای Ka است و نقطه B دارای Kp است ،

- K_0 وقتی برقرار است که تغییر شکل افقی نداریم و قائم داریم :

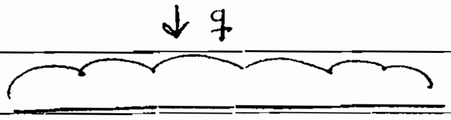
Subject:
Year. Month. Date.



نحوه حرکت خاک زیر پی

هر تکه مثل گوه می باشد که به بغلی فشار می آورد

اما روی خط در شکل فقط K_0 داریم



اگر روی سطح زمین بار گسترده یکنواخت اعمال کنیم

خاک فقط در جهت قائم حرکت می کند

چون بار گسترده است به همه خاک اعمال می شود

و از طرفی یکنواخت است

K_0 ساکن

K_a کوچکترین

K_p بزرگترین

K_a برای یک پی ۱/۳ با زاویه اصطکاک داخلی ۳۰°

K_0 〃 ۰/۵

K_p 〃 ۳

φ' زاویه اصطکاک داخلی خاک

$$* \quad K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

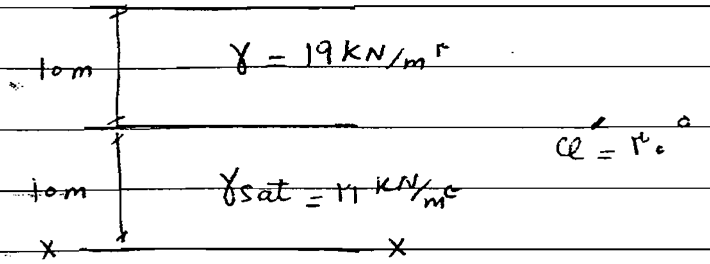
K_0 خاک دانه ای

$K_0 = 1 - \sin\varphi'$ ماسه ای

رس و ریزدانه $K_0 = (1 - \sin\varphi')(OCR)^{\sin\varphi'}$ [illegible]

نسبت پیش تحکیم

مثال :


10m
$\gamma = 19\, kN/m^۳$
$\varphi' = ۳۰°$
10m
$\gamma_{sat} = ۲۱\, kN/m^۳$
×
×

؟ σ_h

$K_0 = 1 - \sin ۳۰ = ۰/۵$

$\sigma_v = 10 \times 19 + 10 \times ۲۱ = ۴۰۰$

$\sigma_h = ?$

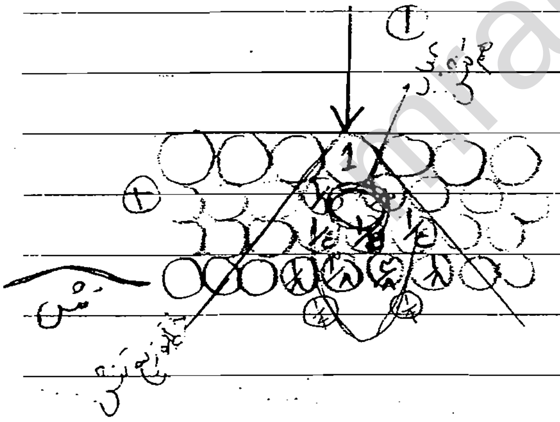
باید σ'_v را داسم $\Rightarrow$ $\sigma'_v = ۴۰۰ - (10 \times 9/۸) = ۳۰۲\, kN/m^۲$

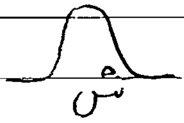
$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v = 151\, kN/m^۲$

$\sigma_h = \sigma'_h + u = ۲۴۹\, kN/m^۲$

$u = 10 \times 9/۸$

② * تنش ایجاد شده :


①
نیروی خارجی
1
①
½
¼
⅛
تنش
توزیع تنش



فرض کنیم باری به اندازه واحد

عمود بر خاک در طول [illegible] عمل می‌کند

اگر خاک متشکل از یکسری ذرات هم شکل و هم اندازه (مثلاً)

باشد که این چنین در کنار هم قرار گرفته باشند :

هر دانه به دانه زیری خود نصف بار را می‌دهد به صورت روبرو

با شرایط واقعی البته فرق دارد چون نحوه چیدمان و شکل ذرات این چنین نخواهد بود

نکته : مانند خط توزیع تنش داریم به عمق که می‌رویم سطح تأثیر تنش زیاد می‌شود اما از شدت آن

کم می‌شود

Subject:

Year. Month. Date.

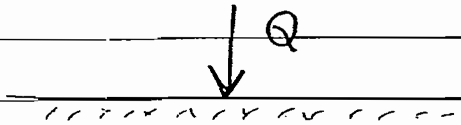
یک خط تأثیر داریم که بیرون خط نقاطی که هستند تنش ناشی از بار را حس نمی کنند

* حباب تنش 8 نقاطی که تنش یکسان دارند اگر به هم وصل کنیم یک منحنی به ما می دهد که آن را حباب هم تنش گویند

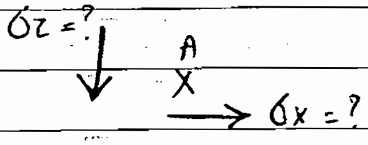
Subject:
Year. ۸۴ Month. ۸ Date. ۱۴

به نام خدا

ج ۱۱



بار نقطه‌ای :



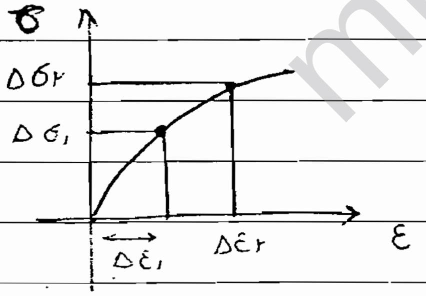
بار نقطه‌ای Q در سطح زمین اعمال
شده است می‌خواهیم تنش‌ها را در
نقطه مشخص یا دلخواه A بیابیم ؟

این راه حل‌ها مبتنی است بر تئوری ارتجاعی

با این فرضیات می‌توان مراحل آنها را حل کرد :

۱- خطی بودن رابطه تنش - کرنش
۲- ارتجاعی بودن مصالح
۳- همسان بودن
۴- همگن بودن
۵- محیط نیمه بی نهایت
۶- بی وزن بودن خاک

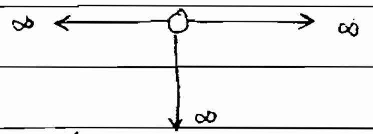
① برای این مهم است که بتوان اصل superpoisition را بکار برد چون اگر رابطه غیر خطی باشد :



$$(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2) \not\leftrightarrow (\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2)$$

و این تناظر برقرار نیست

⑤ محیط نیمه بی نهایت یک نیم فضای بی نهایت. هر یک فضای کاملاً بی نهایت که یک صفحه آن را قطع کرده که
این صفحه همان کره زمین است :



⑥ بی وزن بودن خاک ، تنش خاک را ناشی می‌شود و از طرفی تنش خاک را جداگانه حساب می‌کنیم

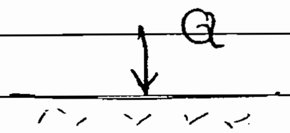
برای بار نقطه ای ۲ تئوری استفاده می شود :

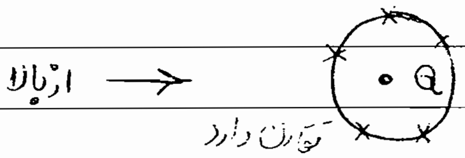
① Boussinesq خاک را همگن فرض می کنیم

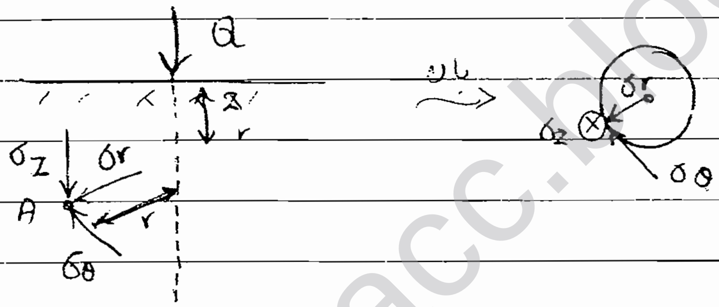
② Westergard خاک را لایه لایه فرض می کنیم و لزوما همگن نیست!
معمولاً در روسازی استفاده می شود.

* در اینجا از تئوری Boussinesq استفاده می کنیم : که همه شرایط در مورد آن برقرار است ؛

در اینجا تقارن محوری وجود دارد نسبت به نقطه اثر اعمال بار ؛

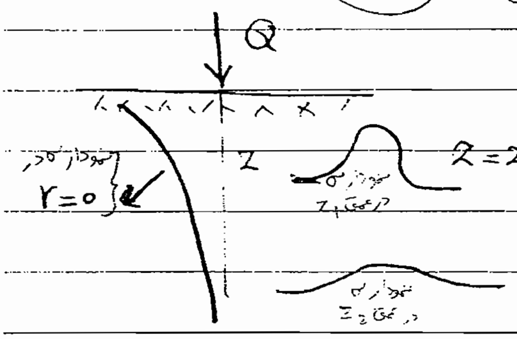



از بالا
Q
تقارن دارد


Q
z
r
σz
σr
A
r
σθ
بالا
σr
σz
σθ

* $$\sigma_z = \frac{۳Q}{۲\pi z^{۲}}\left(\frac{۱}{۱+\left(\frac{r}{z}\right)^{۲}}\right)^{۵/۲}$$

* $$= \frac{۳Q}{۲\pi}\,\frac{z^{۳}}{R^{۵}} \qquad R=\sqrt{r^{۲}+z^{۲}}$$ تقارن محوری


Q
Z
نمودار σ در
r=0
نمودار σ در
Z₁ عمق
نمودار σ در
Z₂ عمق

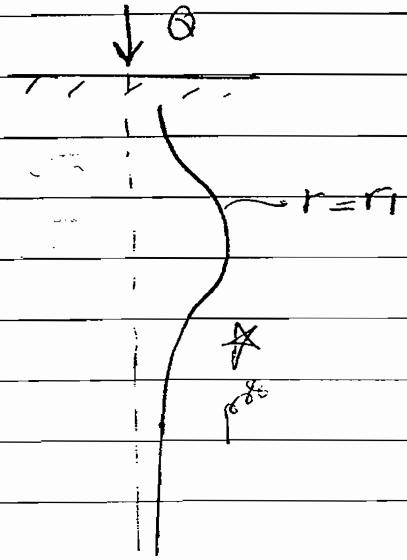
$Z = Z_1$ ثابت → r متغیر

$Z = Z_2$ ثابت → r متغیر

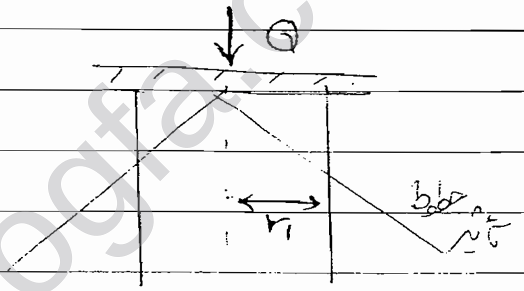
وقتی $r=0$ است تنش از ∞ در سطح شروع می‌شود تا صفر در عمق ∞ :

* چرا از ∞ شروع می‌شود؟

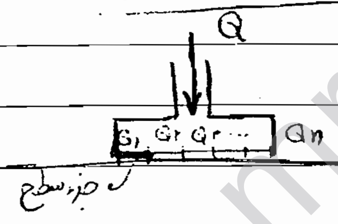
چون یک singularity داریم یعنی بار به یک نقطه وارد می‌شود پس نیرو در واحد سطح ∞ می‌شود :



اگر $r=r_1$ یک مقداری باشد و Z را تغییر دهیم به صورت روبرو در می‌آید :



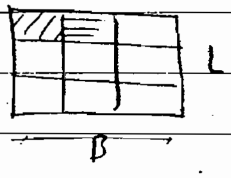
☆مهم روی سطح متناظر با r_1 که حرکت کنیم اول صفر است تا به خطوط تأثیر نرسیدیم وارد شویم دوباره تنش افزایش می‌یابد ؛ وقتی از خط تأثیر دور می‌شویم تنش دوباره کاهش می‌یابد :



x A می‌خواهیم در نقطه
A تنش‌ها را
بیابیم :

فرض کنید یک بار Q روی یک پی اثر می‌کند :

$dx.dy.q = Q$



پی را به جزء سطح‌های کوچک تقسیم می‌کنیم ؛

برای المان دوم r تغییر می‌کند

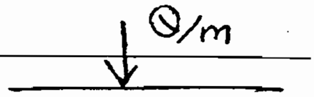
* برای هرکدام σ ها را حساب می‌کنیم با استفاده از جمع آثار قوا σ کل را می‌یابیم :

* $\int_{-\infty}^{+\infty}$

Subject:
Year. Month. Date.

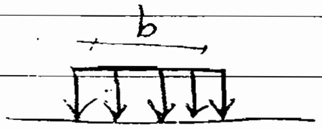
$* \int_{-a/2}^{+a/2}\int_{-b/2}^{+b/2}$ تنش ناشی از بار نقطه‌ای $=$ تنش ناشی از بار مستطیلی به ابعاد b, a

$* \int_{-\infty}^{+\infty}$ تنش ناشی از بار نقطه‌ای $=$ تنش ناشی از بار خطی

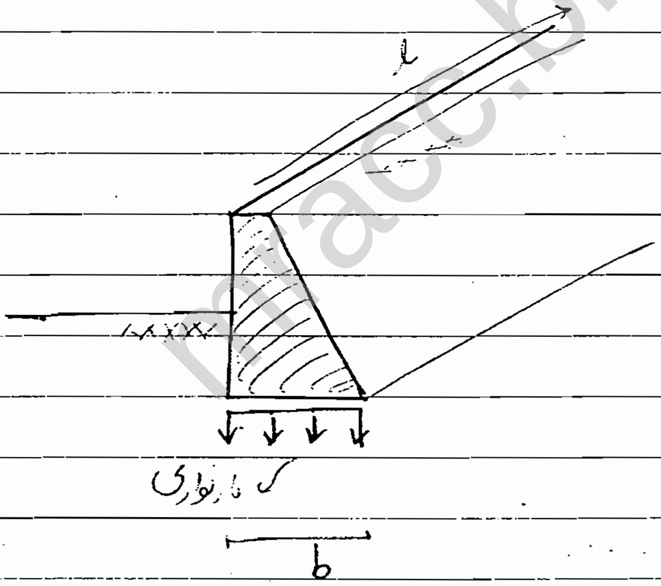


در بار خطی در جهت عمود بر تابلو دارای بعد ∞ است اما در جهت روبرو بی بعد است.

$* \int_{-b/2}^{+b/2}$ تنش ناشی از بار خطی $=$ بار نواری به عرض b



بعد آن در جهت عمود بر تابلو ∞ است اما در صفحه تابلو دارای بعد b و محدود است. مثل پی نواری؛

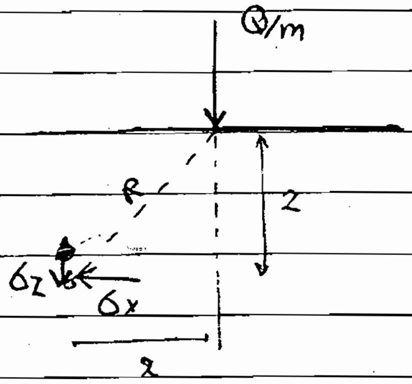


اگر نسبت طول به عرض پی بیش از ۱۰ باشد پی را پی نواری گویند

$\frac{L}{b} > 10 \rightarrow$ «پی نواری»

$\frac{L}{b} < 10 \rightarrow$ «پی مستطیلی»

شکل بارگذاری را شکل پی تعیین می‌کند اگر شکل پی مستطیلی باشد بار وارد بر آن به صورت مستطیلی در آورده می‌شود.



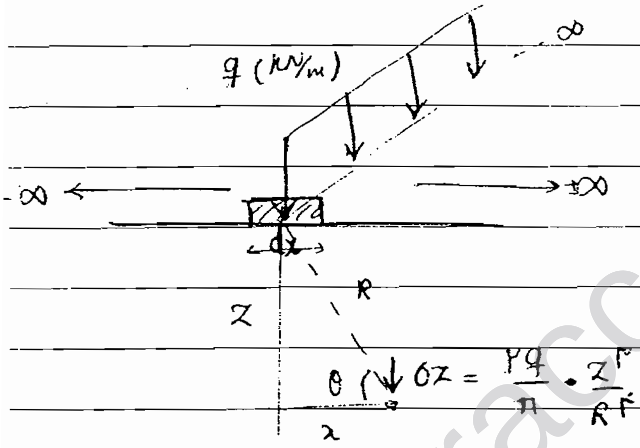
در اینجا تقارن محوری نداریم
نسبت به صفحه بار خطی تقارن داریم
و باید از همان سیستم مختصات کارتزین بریم.

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi}\,\frac{z^3}{(x^2+z^2)^2}$$

تقارن نسبت به صفحه بار خطی

$$R^2 = x^2+z^2$$

$$\Rightarrow \boxed{\sigma_z = \frac{2Q}{\pi}\cdot\frac{z^3}{R^4}}$$



در اینجا q dx گرفته شده

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q\,dx}{\pi}\,\frac{z^3}{R^4}$$

$$\tan\theta = \frac{z}{x}\ ;\quad x = \frac{z}{tg\,\theta}\quad ?\quad dx = -\frac{z}{\sin^2\theta}\,d\theta$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{-2q}{\pi}\,\frac{z^3}{R^4}\,\frac{z}{\sin^2\theta}\,d\theta$$

$$* \quad \Delta\sigma_z = \frac{-2q}{\pi}\,\sin^2\theta\,d\theta$$

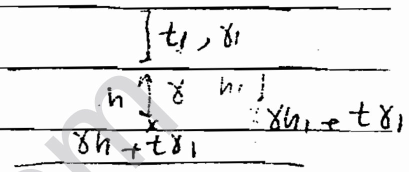
Subject:
Year. Month. Date.

$x \to -\infty$ تا $+\infty$

$\theta \to \pi$ تا 0

$$\sigma_z = \frac{-2q}{\pi} \int_{\pi}^{0} \sin^2\theta \, d\theta$$

$\boxed{\sigma_z = q}$ ناشی از بار یکنواخت



t_1, γ_1
h
γ
h_1
$\gamma h_1 + t\gamma_1$
$\gamma h + t\gamma_1$

خاکی بی‌وزن

خصوص γ را خاک فرض کردیم

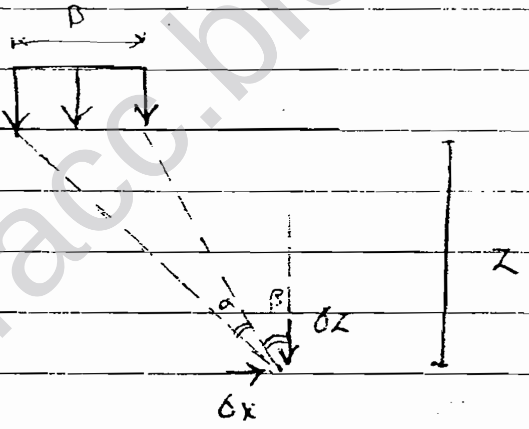
$* \; \Delta\sigma_z = t\gamma_1$

$* \; \Delta\sigma_z = t\gamma_1$

$\Delta\sigma_z$ در هر نقطه به اندازه

$\underline{t\gamma_1}$ تغییر می‌کند ؟

بار یکنواخت نواری

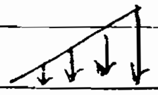


$\beta > 0$ در شکل مقابل

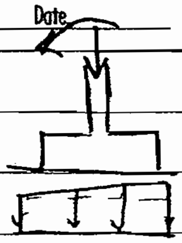
$\alpha > 0$ همیشه

$$* \quad \sigma_z = \frac{q}{\pi}\left[\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta)\right]$$

بار مثلثی



Subject:
Year. Month. Date



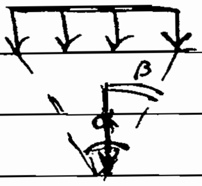
در پی ها

معمولاً یا مثلثی است

یا ذوزنقه‌ای

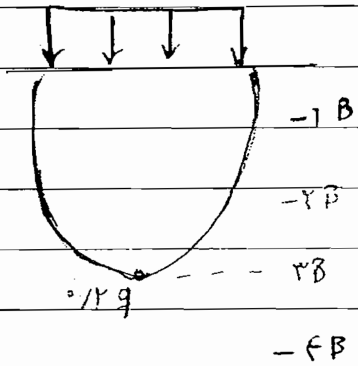
به مثلثی و مستطیل تبدیل می‌کنیم

*



$\beta < 0$

برای بار یکنواخت نواری به عرض B حباب تنش ۰/۲۹ را رسم کنیم از عمق ۴B می‌گذرد



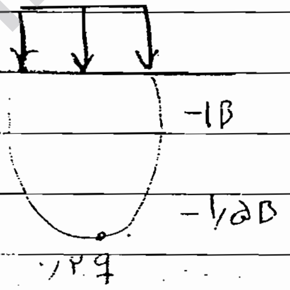
- این حباب به ما می‌گوید که در عمق ۴B بار یکنواخت نواری تنش ناشی از آن کم است ۰ ۹ ۸ . رها کنید

- از عمق ۴B به بعد در حقیقت خاک بار وارده را احساس نمی‌کند

* به عبارتی عمق تأثیر بار ۴B است ۰

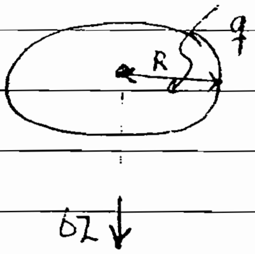
۲B

* پی مربعی



عمق تأثیر بار مربعی ۲B است

* بار یکنواخت دایره‌ای 8



عمق تأثیر ۳D

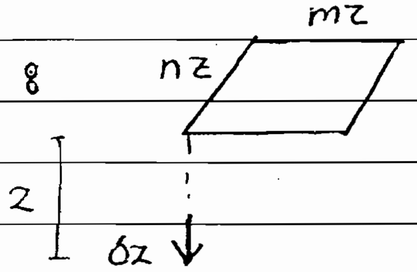
σz در نقطه ای زیر مرکز دایره است .

$$* \quad \sigma_z = q\left\{1-\left\{\frac{1}{1+(\frac{R}{z})^{۲}}\right\}^{۳/۲}\right\}$$

بار یکنواخت مستطیلی :

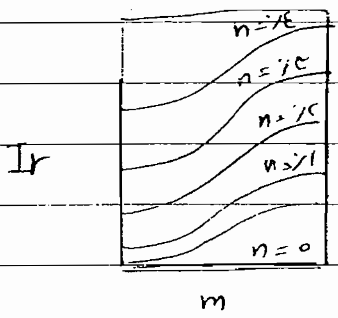
US Navy

ص ۱۸۸ کتاب

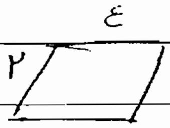


$$\sigma_z = q \cdot I_r$$

I_r را از روی منحنی بدست می‌آورند :



مثال: در عمق $z=۴^m$ می‌خواهیم σ را حساب کنیم ابعاد پی هم $mz=۴$ می‌باشند :
$nz=۲$

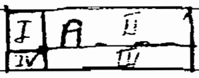


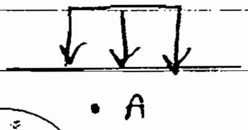
$$\begin{cases} nz = \overset{z}{\overbrace{۴}} \times n = ۲ \Rightarrow n = ۱/۲ \\ mz = \underset{z}{\underbrace{۴}} \times m = ٤ \Rightarrow m = ۱ \end{cases}$$

* در جدول داریم $m=1$. محل تلاقی را با $n=٪۵$ می‌یابیم و روی محور Ir ، Ir را پیدا می‌کنیم .

z ها مربوط به نقاطی است که در زیر یکی از گوشه‌ها واقع شده باشد

* اگر نقطه مورد نظر زیر گوشه نباشد :

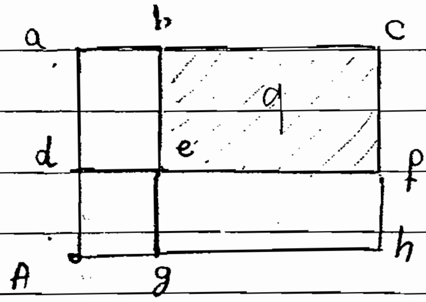




به ۴ مستطیل تبدیل می‌کنیم که زیر گوشه یک مستطیل واقع شود A در این صورت

$$\sigma^A = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} + \sigma_{IV}$$

اگر نقطه مورد نظر داخل محدوده بارگذاری نباشد ؟



$$* \quad \sigma_A = \sigma_{A\,ach} - \sigma_{A\,abg} - \sigma_{egfh} \qquad x \text{ غ}$$

این تنش را در نقطه A
نمی شود حساب کرد باید تمام مستطیل ها در راس A مشترک باشند

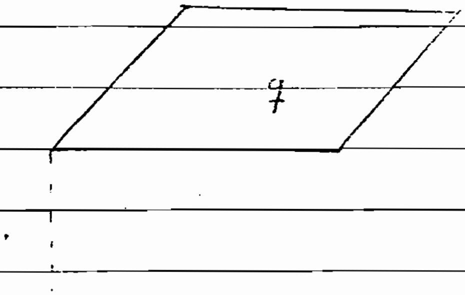
$$\Rightarrow \boxed{\sigma_A = \sigma_{A\,ach} - \sigma_{A\,abg} - \sigma_{dfhA} + \sigma_{degA}}$$

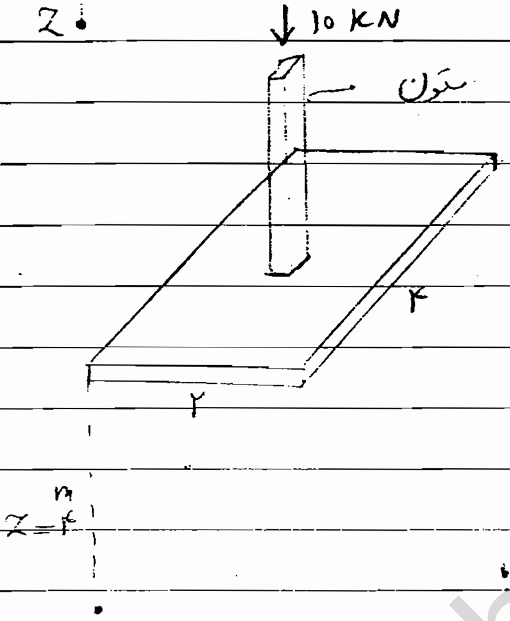
Subject:
Year. ۸٤ Month. ۸ Date. ۱۷

به نام خدا

بار گسترده یکنواخت q روی پی مستطیلی

در زیر یکی از ۴ رأس مستطیل   * $\sigma_z = q . I_r$





مثال ۴:

$$\begin{cases} m = B/z = ۲/٤ = ۰/۵ \\ n = L/z = ٤/٤ = ۱ \end{cases}$$

با داشتن m , n از روی منحنی I_r را بیابیم :

$I_r = ۰/۱۲$

فرض کردیم که در تماس پی با خاک فشار یکنواخت داریم

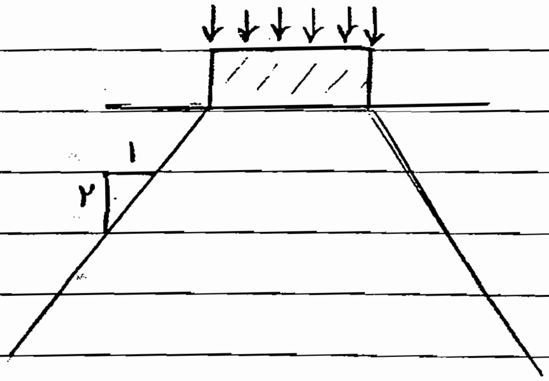
q تنشی دارد که تراز خاکی باشیم یا [illegible] باشیم

$q = \frac{10}{۲ \times ۴} = ۱/۲۵ \ \frac{KN}{m^۲}$

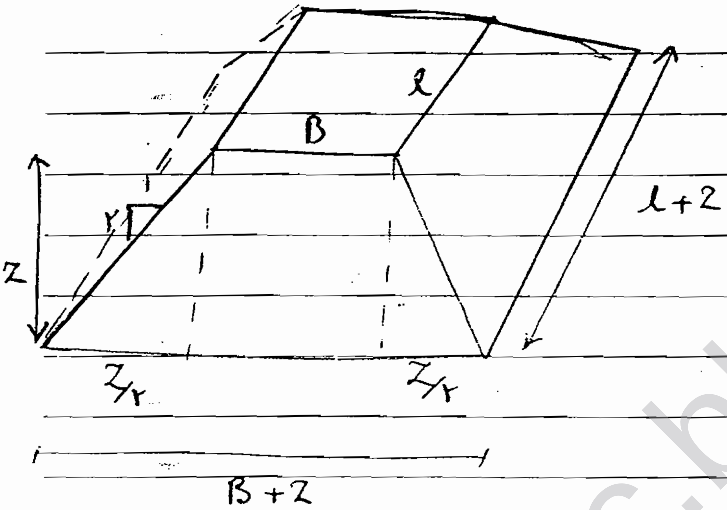
$* \Rightarrow \sigma_z = ۰/۱۲ \times ۱/۲۵ = ۰/۱۵ \ \frac{KN}{m^۲}$

اگر جای m , n عوض شود باز هم $I_r = ۰/۱۲$ است .

* روش تقریبی برای پی مستطیلی :



اگر پی‌ای داشته باشیم که بار یکنواخت روی آن اثر می‌کند توزیع بار را به صورت یک هشت در نظر بگیریم با یک شیبی که ۱ به ۲ است توزیع شود.



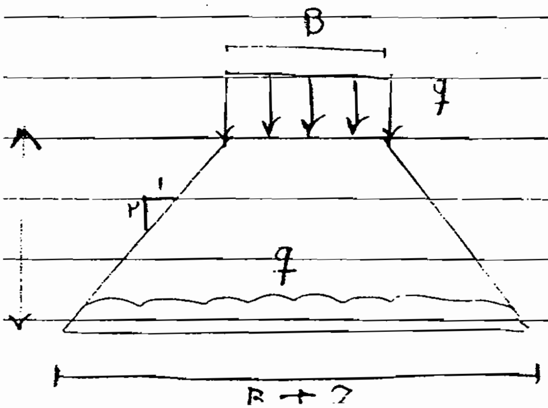
در عمق Z ، q همان خواهد بود

با سطح مقطع جدید :

$$\boxed{\sigma_z = \frac{q \times B \times L}{(B+Z)(l+Z)}}$$

این روش تنش را ملیه‌ای می‌دهد یعنی خارج شیب تنش ناشی از بار q صفر است.

اما بیشتر اوقات از این روش برای محاسبه نشست استفاده می‌کنیم :



* پی نواری :

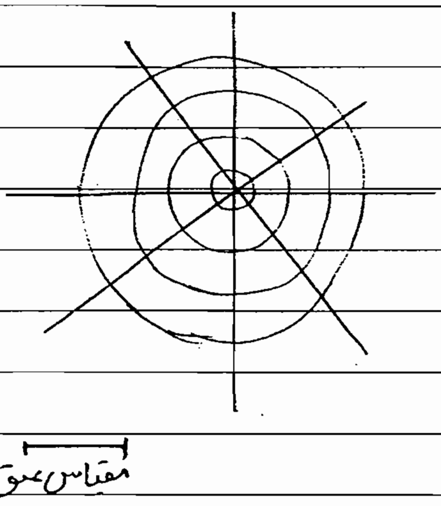
$$\boxed{\sigma_z = \frac{qB}{B+Z}}$$

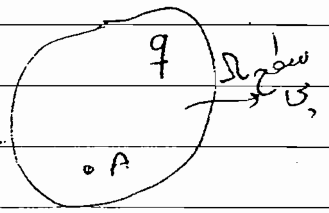
× منحنی نیومارک 8

از یکسری دوایر هم مرکز تشکیل شده است

که یکسری خطوط شعاع آنها را قطع کرده اند

یک مقیاس عمق هم در پایین آن وجود دارد ؛

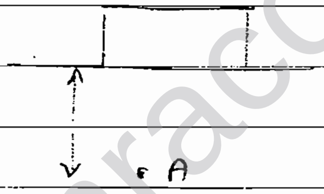




فرض کنیم با یک پی با هندسه نامشخص مواجه هستیم شدت بار q

به طور یکنواخت در آن اعمال شده است در نقطه A در یک عمق Z

می خواهیم تنش را حساب کنیم ؛



مراحل کار :

Ⅰ سطح Ω را با مقیاس طوری رسم می کنیم که Z برابر با "مقیاس عمق" باشد ؛

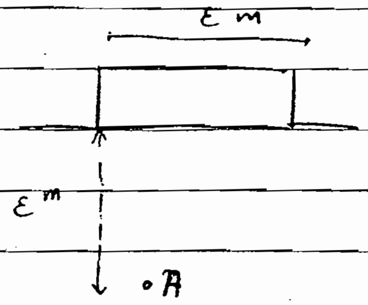
Ⅱ نقطه A بر مرکز منحنی منطبق می شود

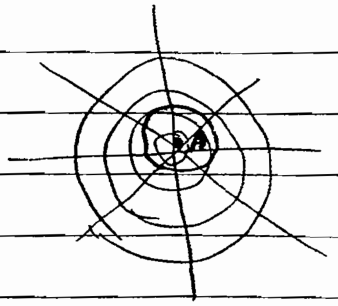
Ⅲ تعداد بلوکهای واقع در سطح $\Omega = N$

Ⅳ $\sigma_z = ۰/۰۰۵ N \cdot q$

فرض کنیم مقیاس عمق = ۲ cm باشد

$1^{cm} = ۲٫۵^{m}$





تعداد بلوک‌های دایره وسط
را هم می‌شماریم

اگر A خارج از سطح پی بود باز هم A را مرکز منحنی منطبق می‌کنیم و منحنی شکل پی را می‌کشیم بالای A می‌افتد

در این صورت تعداد بلوک‌ها کاهش می‌یابد پس σ_z کمتر است

این روش برای وقتی است که بار q یکنواخت باشد!

* نشست 8 (فصل چهارم. امیر افشاری)

– رس اشباع ثابت E = cte (مدول الاستیسیته)

– خاک‌های دانه‌ای متغیر E = varied (با افزایش عمق، افزایش می‌یابد)

اگر یک پی در سطح زمین داشته باشیم و شکل از رس

تنش شعاع

اشباع باشد و رفته رفته یک نوع خاک دیگر داشته باشیم

تقریباً می‌توان گفت با افزایش عمق مدول الاستیسیته ثابت می‌ماند

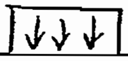
اما در مورد ماسه‌ها یک مقدار متفاوت است اگر یک لایه ماسه داشته باشیم از نظر دانه‌بندی، در کل E تابع

فشاری است که ذرات به هم وارد می‌کنند چون در عمق تنش بیشتر است پس در عمق E بیشتر است.

Subject:
Year. Month. Date.

در مورد رس اشباع باید توجه داشت که دو نوع نشست داریم :

۱- نشست تحکیمی



۲- نشست آنی : نشستی که به طور آنی و بلافاصله بعد از بارگذاری اتفاق می افتد .

رس اشباع

* ۱- در مورد رس اشباع وقتی تحت بار قرار می گیرد می خواهد متراکم شود و این متراکم شدن لازمه اش خروج آب است و این پروسه زمان بر است کم کم آب خارج می شود تراکم رس با نشست همراه است این نشست را نشست تحکیمی می گویند در طی زمان اتفاق می افتد .

نشست آنی را از تئوری ارتجاعی حساب می کنیم و نشست تحکیمی را از تئوری تحکیم حساب می کنیم :

- در تئوری ارتجاعی برای محاسبه نشست آنی از فرض های زیر استفاده می کنیم :

۱- توده ی خاک ارتجاعی خطی

۲- همسان

۳- همگن

نشست آنی

$$S_i = \frac{q.B}{E} (1-\nu^2) I_s$$

q شدت بار

B عرض بار B ⟶ مربع ⇒ B

دایره = D قطر

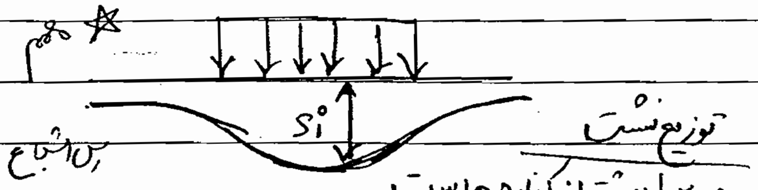
عرض کوچک ⇒ نواری یا مستطیلی

ν ضریب پواسون

Is ضریبی است که با توجه به شکل پی و این که نشست را کجا می خواهیم فرق دارد .

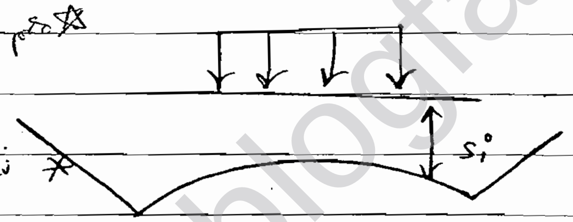
با فرض یکنواخت بودن 9 :
و ارتجاعی بودن پی

9 با روا دارم مرز مشترک پی و خاک است باری که پی روی زمین اعمال می کند نه باری که روی پی اعمال می شود .



توزیع نشست
در وسط بیشتر از کناره هاست

اگر خاک زیر پی دانه ای باشد :



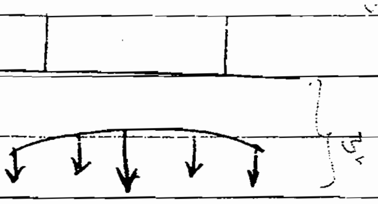
★ نشست در گوشه ها اتفاق می افتد بیشتر
از وسط است چون در وسط فشار بیشتر
است تنش ناشی از بارگذاری بیشتر است
E بیشتر می شود و نشست کمتر می شود .

پی که در ساختمانها وجود دارد نه کاملاً ارتجاعی اند نه کاملاً صلب 6 اگر پی صلب باشد ، فشارها همه جا ⊕ باشند

فشاری باشند جدایش و گسستگی بین پی و خاک نداریم چون پی صلب است هیچ گونه ای از تغییر شکل نداریم نشست ها

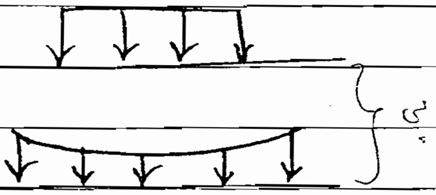
یکنواخت می شود در این صورت توزیع تنش نمی تواند یکنواخت باشد

پی صلب
9 عرض ثابت
S_i نشست یکسان



$\sigma = E\,\varepsilon$
ثابت

تنش در وسط بیشتر است
چون کرنش یکسان است
E متفاوت است .



پی صلب   رُس

بار q غیریکنواخت

نشست یکسان

دراینجا در گوشه ها تمرکز تنش داریم

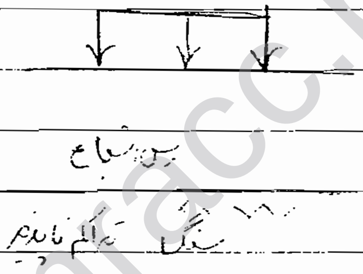
پس تنش در گوشه ها بیشتر است. «تئوری ارتجاعی»

* در نتیجه چون E متغیر است وقتی پی صلب باشد هرجا E بیشتر است σ بیشتر است.

* برای یک پی صلب از همین رابطه استفاده می کنیم با این تفاوت که Is میانگین را از جدول می گذاریم و q متوسط را هم می گذاریم:

* یکی از فرضیات این است که توده نیمه بی نهایت است و

در عمق محدودی یک لایه تراکم ناپذیر داریم



این فرمول براساس توده نیمه بی نهایت بود

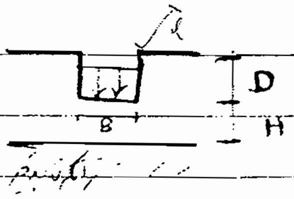
تا بی نهایت زمین اشباع ادامه داشت پس

نشستی که با فرمول بدست می آید بیشتر از واقعیت

است چون فرمول فرض می کند مثلاً تا بی نهایت هم نشست می کند و

— در این موارد از یک رابطه دیگر استفاده می کنیم:

$$* \; S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E}$$

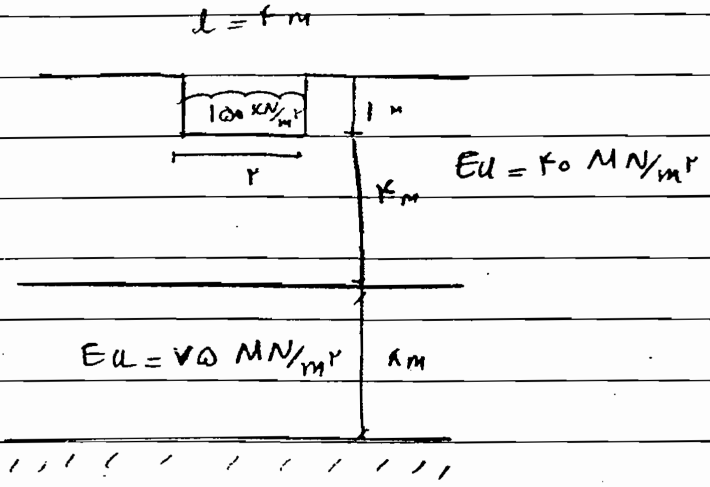


از جدول $\begin{cases} H/B \\ L/B \end{cases} \rightarrow \mu_1 \quad \begin{cases} L/B \\ D/B \end{cases} \rightarrow \mu_0$

اگر فونداسیون را بکنیم D داریم اگرنه $D=0$

درس نهاری $l = \infty$ است ؛ (ص ۲۰۱ کتاب)

مثال 8



* Eu مدول زه کشی نشده

دو لایه داریم .

$$\begin{cases} \frac{D}{B} = ۰/۵ \\ \frac{L}{B} = ۴/۲ = ۲ \end{cases} \rightarrow \mu_0 = ۰/۹$$

① لایه بالایی : $E_u = ۴۰ \frac{MN}{m^2}$

فرض می کنیم فقط لایه بالایی

Case

$$\begin{cases} H/B = \frac{۴}{۲} = ۲ \\ L/B = ۲ \end{cases} \rightarrow \mu_1 = ۰/۷$$

$$* \; S_i = ۰/۹ \times ۰/۷ \times \frac{۱۵۰ \times ۲}{۴۰ \times ۱۰۰۰} = ۴/۷ \text{ mm}$$

② فرض می کنیم هر دو لایه

وجود دارند با $E = ۷۵$

$$\begin{cases} H/B = ۶ \\ L/B = ۲ \end{cases} \rightarrow \mu_1 = ۰/۹$$

$$* \; S_i = ۰/۹ \times ۰/۹ \times \frac{۱۵۰ \times ۲}{۷۵ \times ۱۰۰۰} = ۳/۲ \text{ mm}$$

لایه بالایی زیاد حساب شده باید کم شود .

Subject:
Year. Month. Date.

③ لایه بالایی با E=۷۵

H/B = ۲

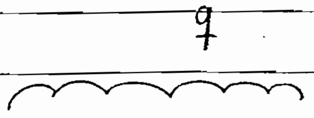
L/B = ۲

* S_{i4} = ۲/۵ mm

⇒ S_i کل = $S_1 + S_2 - S_3$ = ۴/۷ + ۳/۲ − ۲/۵ = ۵/۴ mm

در اینجا لایه بالایی ۲/۷ mm نشست کرده لایه پایینی ۰/۷ که نشان دهنده عمق تأثیر است.

نشست در خاک‌ها با E متغیر :

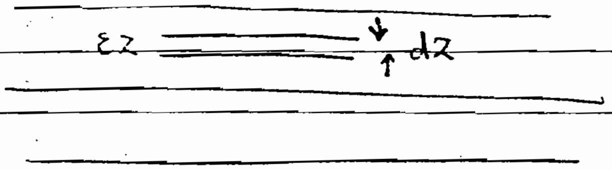


بارگذاری ام روی سطح زمین

انجام می‌شود در خاک زیرین متشکل

از لایه‌هایی است که معمولاً الاستیسیته آنها (E)

متفاوت است ؟



$$S_i = \int_0^{Dinf} \varepsilon_z \, dz$$

ε_z : کرنش قائم

dz : ضخامت لایه به ضخامت

dz

* Dinf = Depth of influence

تا جایی که کرنش‌های ناشی از بارگذاری قابل توجه اند انتگرال می‌گیریم :

* $\varepsilon_z = \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)\right]$

* $\sigma_z = \sigma_v$ قائم - ورتیکال

* $\sigma_y = \sigma_x = \sigma_h$ افقی

در جهت قائم $\varepsilon_v = \varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_v - 2\nu\sigma_h)$

ضریب تأثیر کرنش $I_z = \frac{E\varepsilon_v}{q}$ strain influence factor

* $I_z = \frac{\sigma_v}{q} - 2\nu\frac{\sigma_h}{q}$ Iz تابعی از E نیست :

Iz فقط تابع L است تابع مدول الاستیسیته نیست
E

$$\varepsilon_v = \frac{q I_z}{E}$$

$$\Rightarrow S_i = q \int_0^{D_{inf}} \frac{I_z}{E} dz$$ خاک پیوسته

معادله تغییرات Iz را اگر داشته باشیم و تغییرات E را هم برحسب عمق داشته باشیم انتگرال ما قابل حل خواهد بود ؛

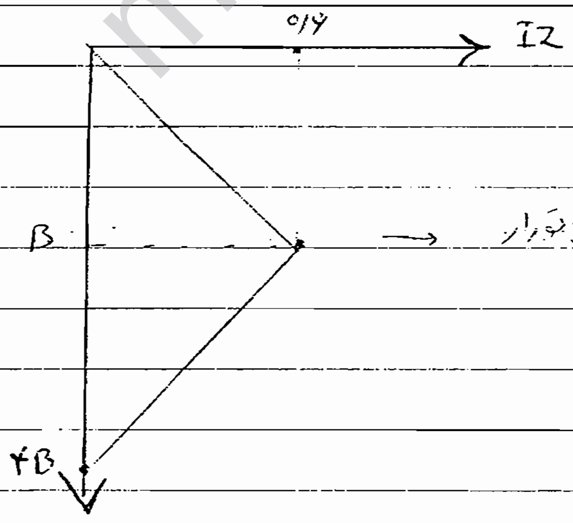
درحالیکه E تابع عمق یعنی z است ، Iz را هم برحسب عمق بنویسیم نشست محاسبه می شود .

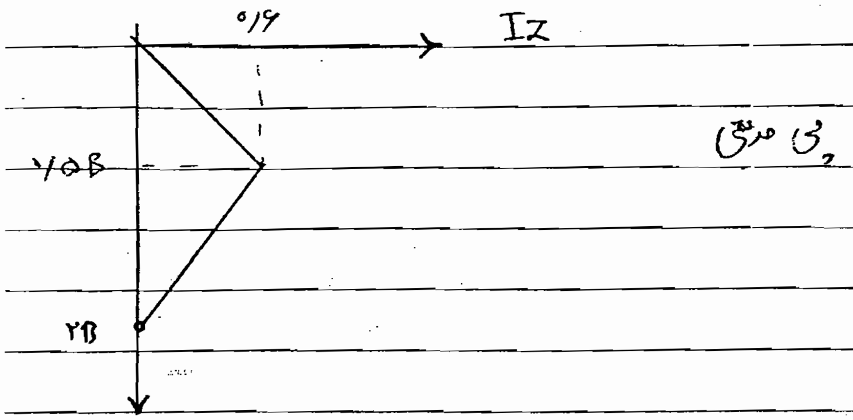
این انتگرال درصورتی قابل حل خواهد بود که خاک پیوسته باشد یعنی E یک تابع پیوسته باشد ؛

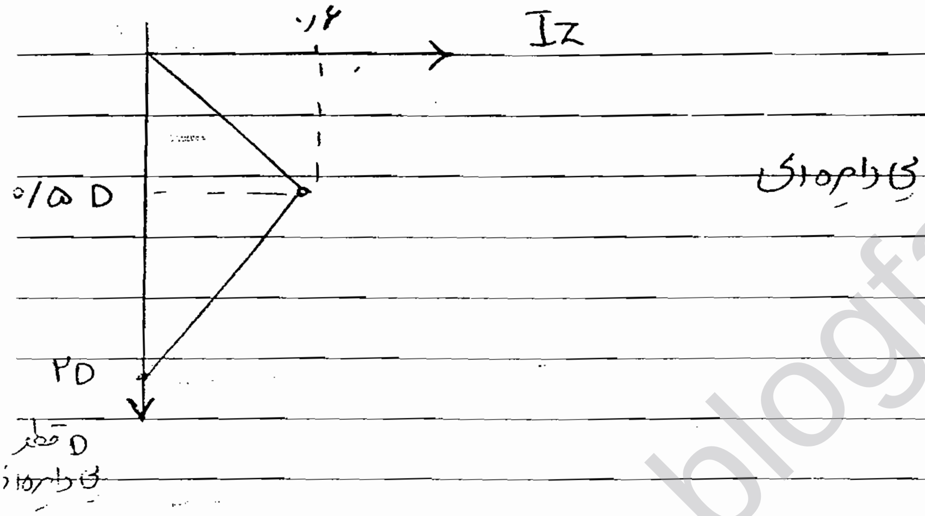
در غیر این صورت باید از رابطه زیر استفاده کنیم ؛

$$S_i = q_0 \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{zi}}{E_{zi}} . \Delta z_i$$ خاک غیر پیوسته

* پی نواری




۰/۶
Iz
۰/۵B
۲B
پی مربعی


۰/۶
Iz
۰/۵ D
۲D
پی دایره‌ای
D قطر پی دایره‌ای

مراحل محاسبه نشست : (خاک غیر چسبنده)

۱ـ رسم منحنی تغییرات Iz برحسب Z ، Ez برحسب Z ؛

۲ـ در محدوده عمق تاثیر تعدادی لایه با ضخامت Δz_i انتخاب می‌شود ؛

۳ـ تعیین E_{zi} ، I_{zi} در وسط هر لایه ؛

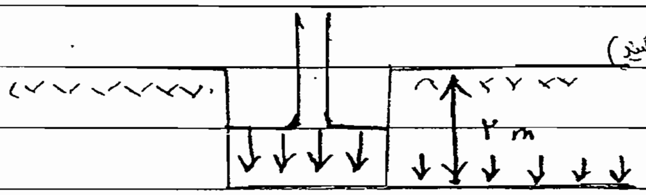
۴ـ محاسبه‌ی : $\sum_{i=1}^{n} \Delta z_i \frac{I_{zi}}{E_{zi}}$

* $S_i = q \cdot \Sigma$ —— نشست مرام خواهد بود

Subject:
Year. Month. Date.

$B = ۲٫۶\ m$ $q_1 = ۱۷۸٫۵۴\ kN/m^۲$

مثال 8 پی مربعی ([illegible] زیر پی فقط را حساب کنید)



$q_0 = ۳۱٫۲۹\ kN/m^۲$ ناشی از وزن ۲ متر خاک است

عمق تأثیر تا $۲B$ است $۵٫۲^m$

ملاک ما برای لایه بندی جایی است که E تغییر می کند یا جایی که I_z تغییر می کند.

q_c یکی از آزمایشهایی برای تعیین خصوصیات مکانیکی خاک ، آزمایش نفوذ مخروط یا CPT

است در یک عمق مورد نظر حفاری می کنند و یک دستگاه نوک تیز فشار لایه مورد نظر را

می گیرد q_c فشار نوک دستگاه cpt است که این q_c را به E هم نسبت می دهند

$c \rightarrow cone$

در ۶ لایه محاسبات انجام شده است 8

لایه	$\Delta z\,(m)$	$E\,(kN/m^۲)$	I_z وسط هر لایه	$\frac{I_z}{E}\Delta z\ (۱۰^{۵})$
۱	۱	۴۹۰۴	۰/۲۴	۴٫۶۹
۲	۰/۳	۶۸۶۷	۰/۵۳	۲٫۳۲
۳	۱٫۷	۶۸۶۷	۰/۴۷	۱۱٫۶۳
۴	۰/۵	۱۳۷۳۴	۰/۳	۱٫۰۹
۵	۱/۰	۵۸۸۶	۰/۱۸۵	۳٫۱۴
۶	۰/۷	۱۶۶۷۶	۰/۰۵۵	۰/۲۳

(5.2) عمق

$\Sigma = ۲۳٫۱ \times ۱۰^{-۵}$

$$S = q \cdot \Sigma \frac{I_z \Delta z}{E}$$

بار ابتدا ۳۱٫۲۹ بود با حذف آن را برداشتیم و به جای آن ۱۷۸٫۵۴ گذاشتیم

پس q خالص می شود تفاوت این دو ؟

Subject:

Year. Month. Date

* $q_{net} = ۱۷۸٫۵۴ - ۴۱٫۳۹ = ۱۳۷٫۱۵ \ kN/m^۲$

چون بار ۴۱٫۳۹ نشست خود را انجام داده بود باید بازای مابه‌التفاوت آن نشست را حساب کنیم ،

* $\delta = ۱۳۷٫۱۵ \times ۲۴٫۱ \times ۱۰^{-۵} = ۳۳ \ mm$

Subject:
Year. Month. Date.

فصل چهارم : (فصل پنجم کتاب امیر امشاری)

* مقاومت برشی

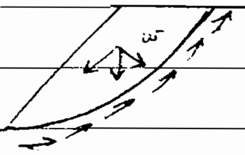
-ch 5 → craig

Shear strength

وقتی با یک شیروانی یا شیب روبرو هستیم چه شیب مصنوعی چه طبیعی ، پایداری این شیروانی یک مسئله هندسی یا خاک است که برای ما پیش می آید .

در این گونه موارد یک گوه ای از خاک را در نظر می گیریم فرض می کنیم که این گوه به طور صلب می خواهد در راستای خط گسیختگی حرکت کند و ضریب اطمینان را نسبت نیروهای محرک به نیروی مقاوم می نامیم

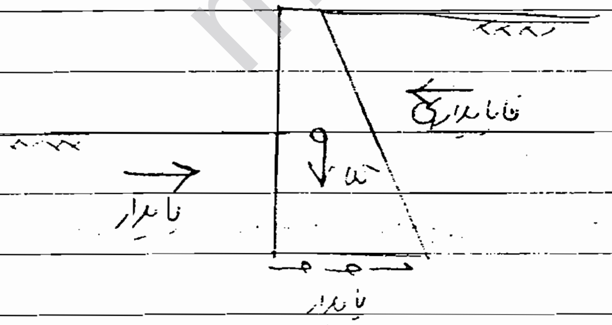
نیروی محرک به ناپایداری شیروانی کمک می کند نیروی وزن است .



گوه می خواهد روی سطح زیری از خاک حرکت کند

نیروی مقاوم ناشی از مقاومت برشی است که در راستای سطح ایجاد می شود .

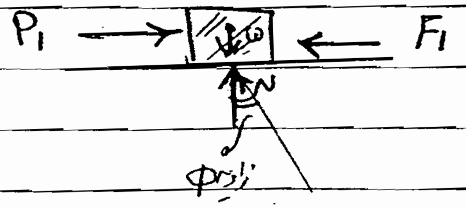
یک شرایط دیگری را در نظر می گیریم .



خاک به دیوار نیرو وارد می کند

این نیرو نیروی مقاوم است

از طرفی در کف دیوار تنش های برشی ایجاد می شود که باعث ایجاد پایداری می شود .



یک قطعه چوب که روی یک میز قرار دارد

اگر w وزن چوب باشد یک نیروی عکس العمل N

وجود دارد که $N = w$

اگر نیروی افقی P_1 را اعمال کنیم در سطح تماس چوب و میز نیروی افقی F_1 ایجاد می شود

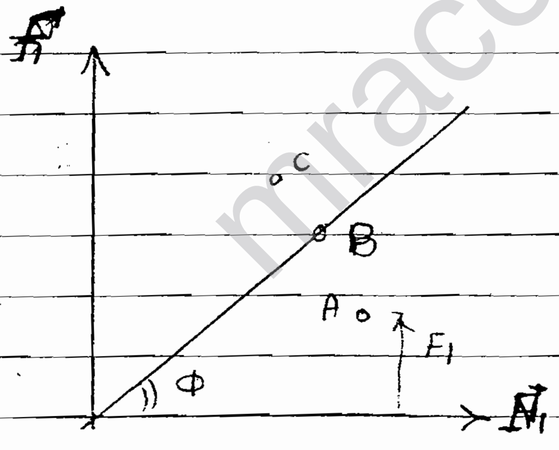
این نیروی F_1 افزایش می یابد تا زمانیکه به آستانه حرکت برسد ؟

$$F_1^{final} = \mu N$$

$$\tan\Phi = \mu$$

- Φ زاویه اصطکاک
- μ ضریب اصطکاک

$$F_1^{final} = \tan\Phi \cdot N$$



این خط زاویه Φ را با افق می سازد

اگر A یک وضعیت تنش باشد بین چوب

و در زیر باشد چوب حرکت نمی کند زیرا

F_1 از $N \cdot \tan\Phi$ کمتر است بنابراین چوب حرکت نمی کند چون F_1 به حد نهایی نرسیده است

از نقطه مورد نظر که وضعیت نیروها را بین چوب و میز معلوم می کند روی خط باشد وضعیت آستانه حرکت

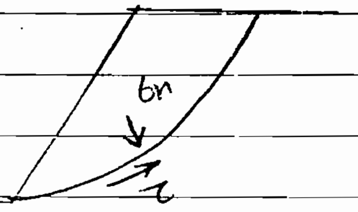
را داریم یعنی $F_1 = N\,tg\Phi$ ؟

Subject:
Year. Month. Date.

- نیروی P_1 می تواند از $N.\tan\Phi$ زیادتر باشد اما F_1 در حد نهایی خود که $N.\tan\Phi$ است ثابت می ماند ؛ یعنی نقطه ای مثل c نمی تواند وجود داشته باشد که در آن $F_1 > N\,tg\Phi$ باشد ؛

مقاومت اصطکاکی تابع نیروی نرمال N در سطح برش است ؛

هرچه N بزرگتر باشد مقاومت نهایی اصطکاکی بزرگتر خواهد بود ؛



دو لایه خاک که می خواهند روی هم بلغزند

در سطح تماسشان مقاومت برشی اصطکاکی ایجاد می شود

$$\boxed{\tau = \sigma_n . \tan\Phi}$$

* σ_n تنش عمود بر سطح برش

* τ تنش برشی

* Φ زاویه اصطکاک داخلی خاک

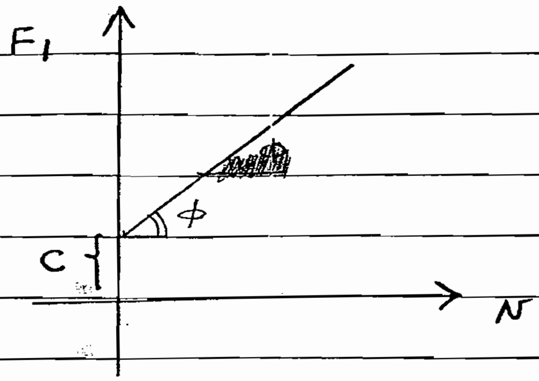
اگر خاک درشت یا خاک سنگی داشته باشیم Φ زاویه اصطکاک بین خاک سنگی یا خاک ریز بیشتر خواهد بود ؛

اگر $N = 0$ باشد مقاومت برشی اصطکاکی صفر خواهد بود .

اگر $\sigma_n = 0$ باشد τ هیچ نخواهیم داشت .

Subject:
Year. Month. Date.

اگر چوب را با چسب به میز بچسبانیم :



وقتی $N = 0$ است

F_1 می تواند مقدار بگیرد زیرا چسبیده

است . در اینجا خاک علاوه بر Φ می تواند خصوصیات دیگری هم داشته باشد مثل C :

$$\boxed{\tau = \sigma_n . \tan\Phi + C}$$

این c از جنس تنش است
و مقدار از جنس نیرو است

— در مکانیک خاک تنش فشاری مثبت است :

* معیار گسیختگی « موهر - کولمب » :

$$\boxed{\tau = C + \sigma_n . \tan\varphi}$$

Mohr - Columb

C چسبندگی
φ زاویه اصطکاک داخلی
σ_n تنش عمود در سطح برش .. « تنش کل »
τ مقاومت برشی

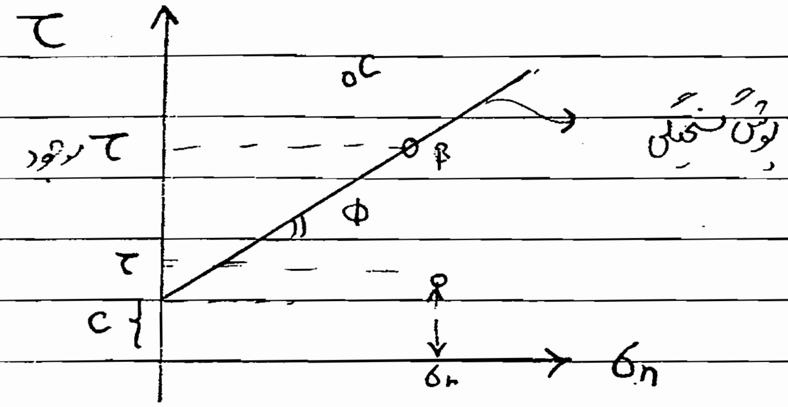
$$\boxed{\tau = c' + \sigma'_n . \tan\varphi'}$$

می توان بر حسب تنش موثر نوشت

c' , φ' در حقیقت از تنش موثر اند

مقاومت برشی کل و موثر ندارد هر چه مقاومت برشی هست توسط خاک تامین می شود چون مقاومت برشی آب صفر است .

Subject:
Year. Month. Date.



وضعیت تنش در یک المان خاک در این صفحه با یک نقطه معین می شود

اگر یک نقطه مثل A زیر خط باشد یعنی خاک گسیخته نشده است چون مقاومت برشی نهایی آن روی خط است

اگر نقطه روی خط باشد $\tau_{\text{موجود}} = \tau_{\text{نهایی}} = c + \sigma_n \tan\phi$ در اینجا خاک گسیخته می شود

نقطه ای مثل C امکان وجود ندارد چون τ موجود نمی تواند از τ نهایی بزرگتر باشد .

* مصالح مختلف به اشکال مختلف گسیخته می شوند یعنی مصالح در فشار، برشی یا کششی رفتار مختلف اند

برای خاک مقاومت کششی قائل نیستیم

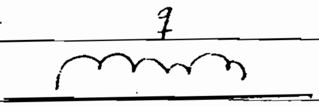
بحرانی نهایی
در خاک مقاومت برشی خود به σ_n بستگی دارد در واقع برشی از τ است که باعث گسیختگی می شود

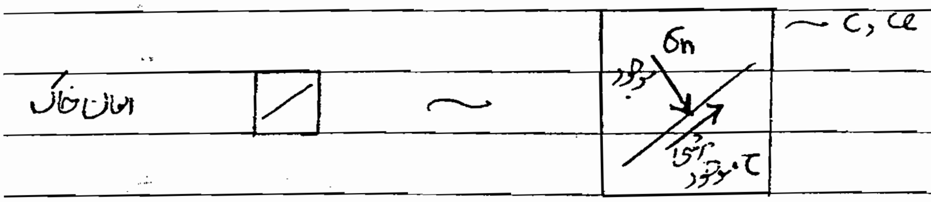
مصالحی نسبت به برش گسیخته می شوند که τ نهایی آنها پایین باشد ، در مورد خاک این طور نیست

(یعنی هرچه σ_n بیشتر شود در نتیجه τ هم بیشتر خواهد شد پس مقاومت خاک هم بیشتر می شود)

* معیار گسیختگی موهر-کولمب ۸

+ $\tau = c + \sigma_n \tan\varphi$





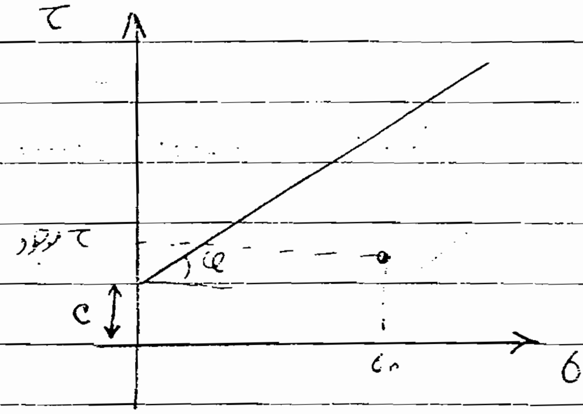
در روی یک سطح دلخواه ناشی از بارگذاری روی سطح خاک این تنش ها وجود دارند

$$\tau = c + \underset{\text{موجود}}{\sigma_n} \tan\varphi$$

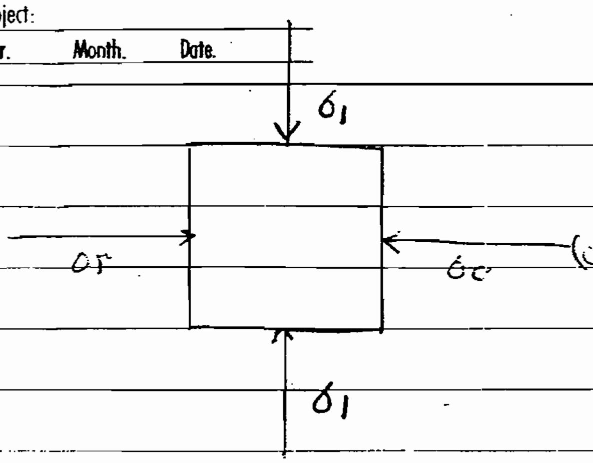
این τ حداکثر تنش برشی است که می تواند در خاک به وجود بیاید

اگر τ موجود از τ بالا کمتر بود خاک به گسیختگی نمی رسد و اگر τ موجود با τ برابر بود می گوییم خاک گسیخته شده است

— معیاری است برای این که بفهمیم تحت تنش های موجود خاک گسیخته می شود یا نه.



می توان با داشتن σn موجود و τ موجود نقطه مورد نظر را در این نمودار مشخص کنیم اگر نقطه زیر خط بود خاک گسیخته نمی شود و اگر روی خط افتاد خاک گسیخته می شود.



σ1, σ3 تنش های اصلی اند

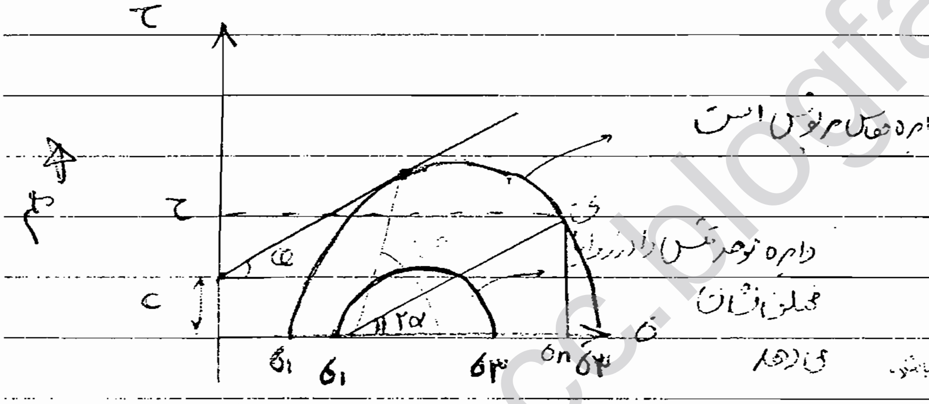
اگر بخواهیم با نمودار ترسیم باید مختصات تنش رسم کنیم (برای هر المان)

و ببینیم نقطه زیر خط است یا روی خط از طرفی اگر در راستای

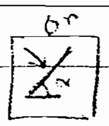
یک خط گسیختگی اتفاق بیفتد دلیلی ندارد که در راستاهای دیگر خاک

به گسیختگی نرسد! (برای هر المان هم ممکن است گسیختگی در یک راستا اتفاق نیفتد ولی باید در تمام راستاها بررسی کنیم.)

راحت ترین راه استفاده از دایره موهر است چون خاک تحت تأثیر یک سری بارگذاری قرار دارد یک المان خاک داریم تحت تأثیر یک سری تنش است c و φ خاک معلوم است.


τ
مهم
τ
φ
c
2α
σ1
σ1
σ3
σn
σ3
σ
دایره موهر تنش را در راستاهای مختلف نشان می دهد

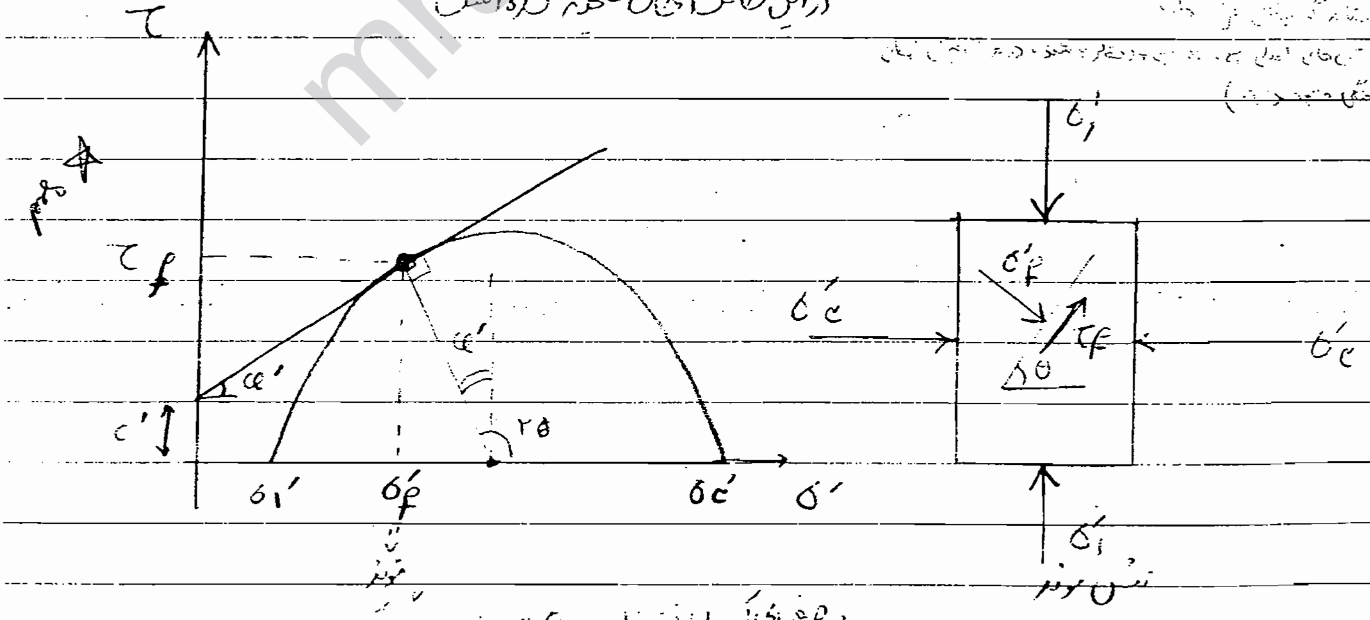
(در آن راستا گسیختگی قرار دارد ⇐ دایره با خط مماس است



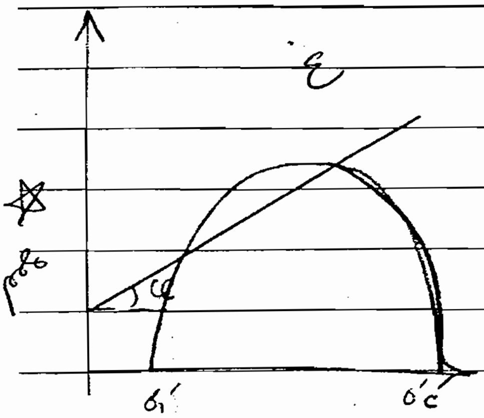
(تفسیر [illegible] قرار باشد
[illegible] در تمام راستاها [illegible] زاویه θ
[illegible] در خاک زاویه φ را در نظر بگیریم در این راستا خاک
[illegible]
[illegible] تنش‌های اصلی [illegible]
گسیختگی [illegible])

⇓

در این حالت خاک گسیخته شده است


τ
مهم
τf
φ'
φ'
c'
2θ
σ1'
σf'
σ3'
σ'
مؤثر
σ3'
σ1'
σf'
τf
θ
σ3'
σ1'
تنش مؤثر

در صفحه‌ای که با افق زاویه θ بسازد به گسیختگی می‌رسیم



مهم

- دایره نمی تواند خط را قطع کند

زیرا در این صورت در یک نقطه

τ_f از τ_{max} کمتر می شود که امکان ندارد

خاک تحت اثر تنش های اصلی موثر است ؛

$$* \quad \tau = c' + \sigma'_n \tan \varphi'$$

* هم‌ارز گسیختگی موهر کلمب بر اساس تنش های اصلی ؛

$$2\theta = \frac{\pi}{2} + \varphi'$$

$$\Rightarrow \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$$

زاویه بین سطح تنش ۱ با
سطح شکست است

$$* \quad \tau_f = R \sin 2\theta$$

$$① \; * \quad \tau_f = \overbrace{\tfrac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}^{R} \sin 2\theta$$

$$② \; * \quad \sigma_f = \tfrac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) + R \cos 2\theta$$

$$= \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

$$③ \quad \tau_f = c' + \sigma_f \tan \varphi'$$

این مقادیر را در معادله می گذاریم ؛

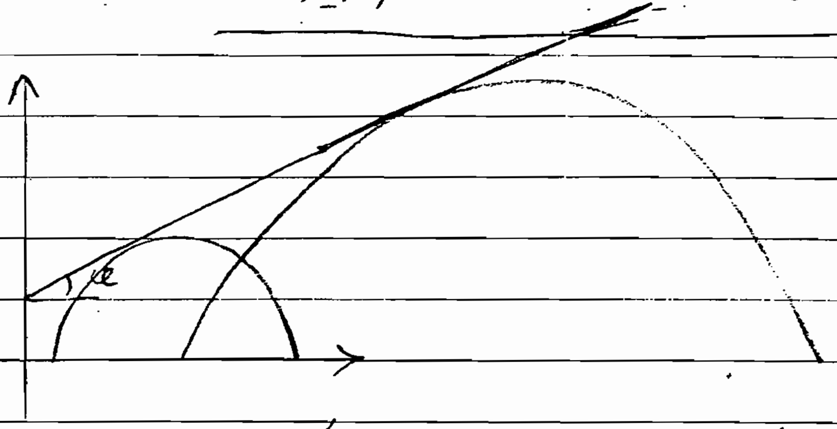
$$1,2 \rightarrow 3 \quad \Longrightarrow$$

$$④ \quad (\sigma'_1 - \sigma'_3) = 2c' \cos \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi'$$

هم‌ارز گسیختگی بر اساس
تنش های اصلی موثر

Subject:
Year. Month. Date.

گفتیم خیلی از خاکها اگر تحت تنش وفشار بیشتری باشند مقاومت آنها بیشتر است



هر چه φ زاویه اصطکاک داخلی کوچکتر باشد اختلاف تنش های برشی حداکثر را با σ های بیشتر زیاد داخل مشاهده نمی

این که خاک تحت تنش های فراوان مقاومت برشی نشان بدهد ناشی از زاویه φ اصطکاک داخلی خاک است.

هر چه σ اصلی بیشتر باشد τ_{max} بیشتر می شود چون قطر دایره خود افزایش می یابد " مطابق شکل "

* تعیین C و φ :

تعیین پارامترهای مقاومت برشی خاک : C , φ

الف — آزمایشهای آزمایشگاهی :

۱ - آزمایش برش مستقیم

۲ - " ۳ محوری

۳ - " تک محوری یا فشاری محدود نشده

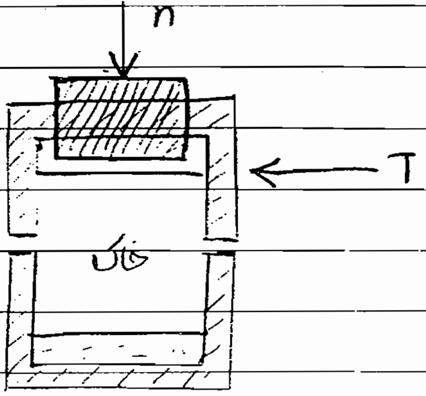
ب — آزمایشهای صحرایی :

۱ - آزمایش SPT یا نفوذ استاندارد

۲- آزمایش برش پره‌ای

۳- آزمایش CPT یا نفوذ مخروط

الف-۱ * آزمایش برش مستقیم 8 Direct shear Test



از جمله ساده‌ترین آزمایشهاست.

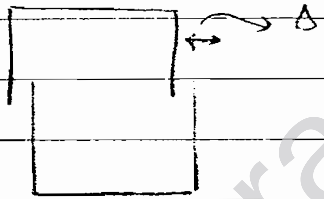
نمونه خاک را داخل جعبه قرار می‌دهند در بالا و پایین

دو صفحه متخلخل قرار می‌دهند که اگر خاک آب دار بود از طریق

این صفحات زهکشی شود و آب خارج شود

([illegible])

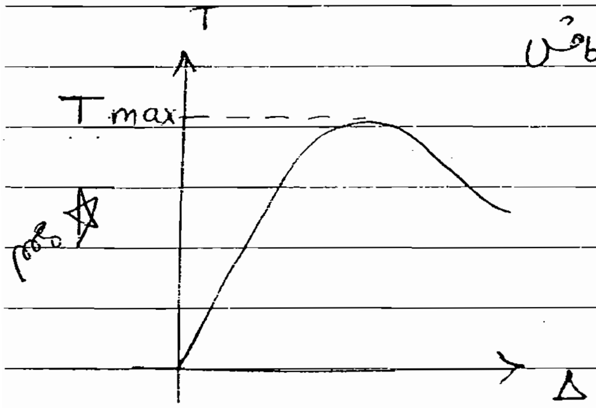
یک بار ثابت n اعمال می‌کنیم و بخش بالایی جعبه را نسبت به بخش پایینی جعبه در راستای افقی حرکت



می‌دهیم یعنی خاک در سطح مشترک دو بخش جعبه

به برش می‌افتد

n ثابت است ولی T خودبخود حسب مقاومتی که خاک از خود نشان می‌دهد تغییر می‌کند تا حد گسیختگی



با افزایش Δ، T افزایش می‌یابد، سپس دوباره T کاهش

خواهیم داشت چون خاک شکسته شده است؛

چون ما در ناحیه گسیختگی هستیم با T_{max} کار داریم

چون c، φ ها مربوط به گسیختگی اند.

با تقسیم T بر سطح مقطع نمونه τ_{max} بدست می‌آید حداقل ۳ بار با n های مختلف آزمایش را تکرار می‌کنیم

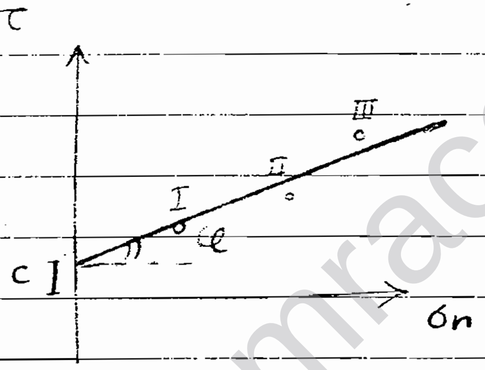
با تقسیم n بر A σ_n را بدست می‌آوریم

$$\begin{cases} \frac{n}{A} = \sigma_n \\ \frac{T}{A} = \tau \end{cases}$$

I آزمایش	σ_n^{I}	τ_{max}^{I}
II ״	σ_n^{II}	τ_{max}^{II}
سوم ״	σ_n^{III}	τ_{max}^{III}

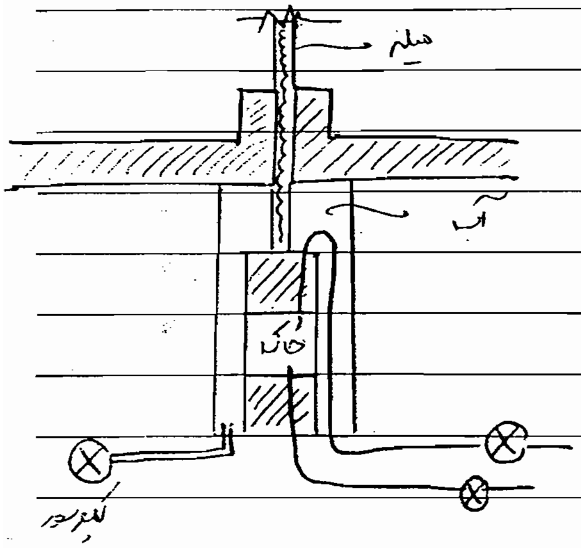
در صفحه τ , σ ۳ نقطه داریم که مربوط به لحظه گسیختگی اند این خط پوش را به ما می‌دهند

بهترین خط را عبور می‌دهیم (Linear Regression)



امکان خطا در آزمایش وجود دارد ولی با دو تا ممکن است این خطا را نفهمیم ولی با ۳ تا این خطا قابل شناسایی است.

الف-2 * آزمایش ۳ محوری 8 Triaxial Test



یک محفظه‌ای از جنسی است که تغییر شکل نمی‌دهد
معمولاً فایبر گلاس است
بیرون محفظه آب داریم

خاک با یک پوشش لاستیکی محافظت می‌شود تا
آب خاک با آب بیرونی قاطی نشود

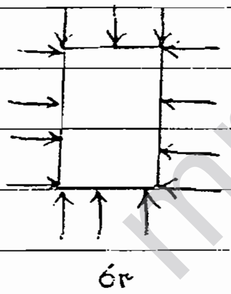
یک میله داریم که بار را اعمال می‌کند

بالا و پایین نمونه لوله‌هایی داریم که هم فشار را
تنظیم می‌کنند هم اندازه می‌گیرند

کمپرسور به آب فشار می‌آورد و آب این فشار را به خاک منتقل می‌کند

وسیله دیگر اعمال فشار میله است که نیروی محوری وارد می‌کند   نمونه خاک که استوانه‌ای است.

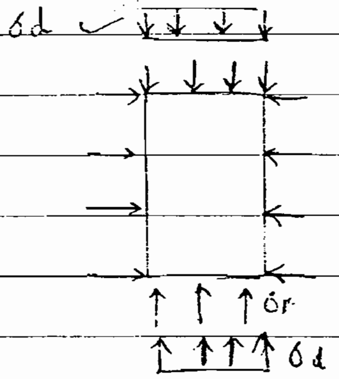
آزمایش در دو مرحله انجام می‌گیرد 8



۱- اعمال فشار همه جانبه

σ_3 از همه جانبه نمونه خاک فشار می‌آورد
$\sigma_1 = \sigma_3$ است و خاک هیچ وقت گسیخته نمی‌شود
چون دایره موهر یک نقطه می‌شود روی محور σ (افقی)

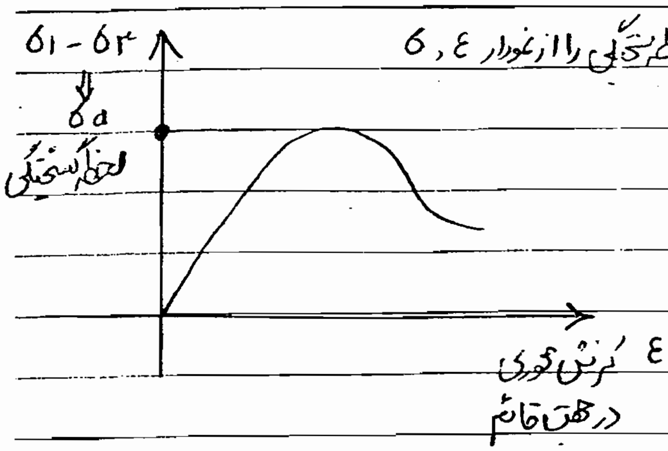
۲- در حالیکه فشار همه جانبه وجود دارد تفاوت تنش را اعمال می‌کنیم



σ_d تفاوت تنش

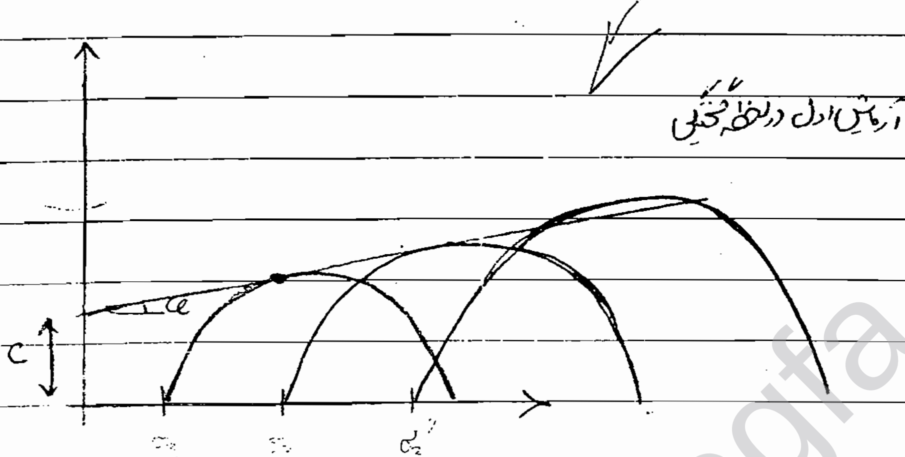
$$\boxed{\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d}$$

Subject:
Year. Month. Date.



حین آزمایش σ_3 ثابت نگه داشته می شود σ_d مربوط به لحظه گسیختگی را از نمودار ε , σ پیدا می کنیم از آنجا σ_1 بدست می شود .

دایره موهر مربوط به گسیختگی مماس بر پوش می افتد
و نقطه مربوط به لحظه گسیختگی روی خط پوش می افتد .



σ_1^{I}	σ_3^{I} آزمایش اول در لحظه گسیختگی
σ_1^{II}	σ_3^{II}
σ_1^{III}	σ_3^{III}

با یک آزمایش مشکل حل نمی شود چون پوش باید مماس بر دایره حاصل شود   در آزمایش دوم یک σ_3 جدید داریم

– با دو دایره امکان رسم پوش وجود دارد؟ حداقل ۳ آزمایش می خواهیم ممکن است یک دایره را قطع کند !

در آزمایش برش مستقیم فشار آب حفره ای را نمی توان اندازه گرفت اما در این آزمایش می توان .

اگر در لحظه گسیختگی u را با دستگاه ها اندازه بگیریم و جداول را بر اساس تنش های مؤثر مرتب کنیم

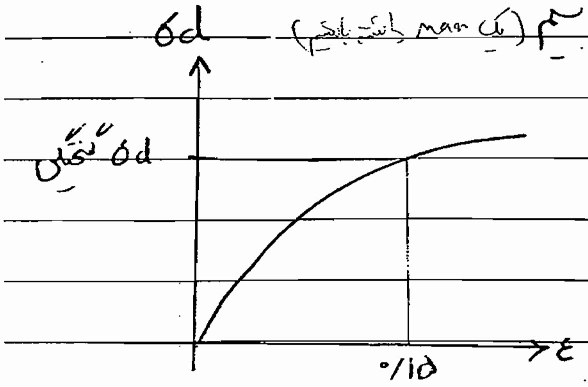
$\sigma_1'^{\,I}$	u^{I}	σ_1^{I}	σ_3^{I}
$\sigma_1'^{\,II}$	u^{II}	σ_1^{II}	σ_3^{II}

و دوایر موهر مربوط به تنش مؤثر را رسم می کنیم

اگر خط پوش را رسم کنیم c' , φ' را به ما می دهد که

با c و φ متفاوت خواهد بود

Subject: 71
Year. Month. Date.



ممکن است رفتار خاک به صورتی نباشد که یک Pick داشته باشیم (یک max داشته باشیم)

در این نمودارها نقطه مربوط به شکست

را بین ۱۵ تا ۲۰٪ کرنش محوری می گیرند

یعنی به اندازه کرنش ۱۵٪ روی نمو σ_d اندازه

می گیریم .

σ_d باید از حلقه بدست بیاید یعنی بار حلقه را به سطح مقطع نمونه تقسیم می کنند که در لحظات مختلف این سطح مقطع

تغییر می کند

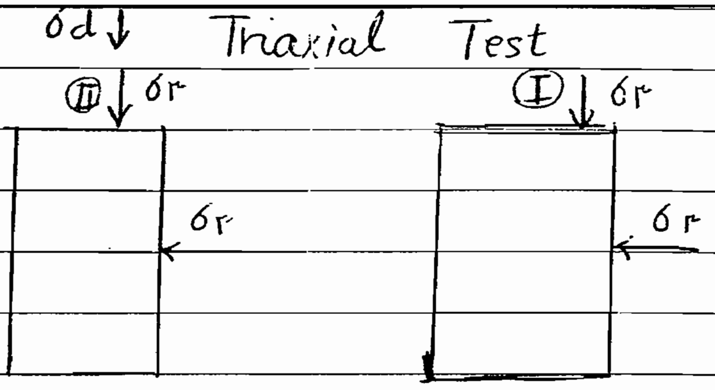
$$A = A_0 \frac{1-\frac{\Delta V}{V_0}}{1-\frac{\Delta l}{l_0}}$$

روی سطح ها علاوه بالا و پایین نمونه، سطح جانبی هم فشار اعمال می شود.

ΔV نمونه ها را از روی حجم نمونه ها می سنجد

بنام خدا

* آزمایش سه محوری : Triaxial Test



اعمال فشار همه جانبه

اعمال تفاوت فشار یا تفاوت تنش یا تنش انحرافی

بسته به این که شیرهای زهکشی باز یا بسته باشند در هر مرحله متفاوت خواهد بود

می‌توان شیرهای زهکشی را بست و آزمایش را در شرایط زهکشی نشده انجام داد، فشار آب نمونه قابل اندازه گیری است

* ۳ نوع آزمایش سه محوری می‌تواند انجام بگیرد :

مربوط به مرحله دوم (اعمال تنش انحرافی)

۱- تحکیم نیافته - زهکشی نشده (UU)

Unconsolidated - Undrained

۲- تحکیم یافته - زهکشی نشده (CU)

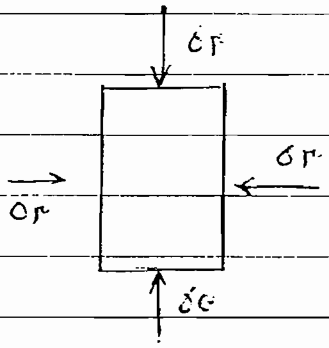
Consolidated - Undrained

۳- تحکیم یافته - زهکشی شده (CD)

Consolidated - drained

~~(UD)~~ نداریم

* تحکیم یافته و ثبات شده :



وقتی فشار همه جانبه σ3 را اعمال می‌کنیم :

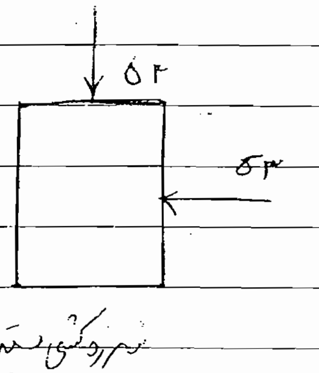
دو حالت وجود دارد ۱- یعنی این که شیرهای زهکشی بسته باشند

در این صورت نمونه تحکیم نمی یابد برای تحکیم باید آب خارج شود تا جایی که نمونه کاهش حجم بدهد

اگر شیر زه‌کشی باز باشد و به نمونه زمان بدهیم نمونه تحکیم پیدا می کند : چون آنا تحکیم انجام نمی گیرد

و باید زمان بگذرد :

وقتی تنش همه جانبه را اعمال می کنیم باعث افزایش فشار آب حفره ای می شود وقتی شیر زه کشی باز باشد آب خارج می شود تا حالی که تنش مؤثر به σ_3 که برسد و فشار آب حفره ای صفر می شود : در این زمان به خاطر تحکیم رسیدیم و نمونه تحکیم شده است .



۱- آزمایش UU :

در مرحله اول آزمایش شیر زهکشی بسته است

در مرحله دوم که تفاوت تنش را اعمال می کنیم باز هم شیرهای زهکشی بسته اند زیرا نمونه تحکیم پیدا نمی کند و آب هم زهکشی نمی شود

۲- آزمایش CU :

در مرحله اعمال فشار همه جانبه شیرهای زهکشی باز است سپس صبر می کنیم تا نمونه تحکیم پیدا کند و فشار آب صفر شود سپس شیرهای زهکشی را می بندیم و شروع به اعمال تفاوت تنش می کنیم .

۳- آزمایش CD : در هر دو مرحله شیرهای زهکشی بازند .

باز بودن شیر زهکشی برای تحکیم لازم است اما کافی نیست. درصورتی در مرحله اول آزمایش تحکیم صورت می‌گیرد که اولاً شیرها باز باشند ثانیاً به نمونه زمان بدهیم.

در مرحله دوم آزمایش اگر بخواهیم شرایط زهکشی برقرار باشد هم باید شیر باز باشد ثانیاً σ_d کم کم زیاد شود و به آهستگی بارگذاری شود تا سرعت آن با سرعت خروج آب و سرعت زهکشی مناسب باشد تا فشار آب حفره‌ای زیاد نشود.

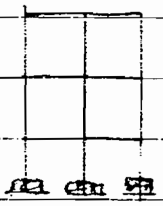
* آزمایش UU: سریع انجام می‌گیرد چون نیاز به زمان برای تحکیم نداریم از طرفی می‌توان سریعتر تفاوت تنش را اعمال کرد و ارزان‌تر است.

آزمایش CU: نیمه سریع است. در مرحله اول باید صبر کنیم تا نمونه تحت σ_3 تحکیم یابد اما در مرحله دوم آزمایش چون زهکشی نشده است مثل UU نیازی نیست که صبر کنیم و بارگذاری را آهسته انجام دهیم.

آزمایش CD: کند است چون باید هم برای تحکیم صبر کنیم هم σ_d را به آرامی اعمال کنیم تا فشار آب حفره‌ای زیاد نشود.

* در مورد خاکهای ماسه‌ای (درشت) فرض اعمال فشار در CD می‌تواند سریع باشد چون زهکشی سریع می‌تواند انجام بگیرد.

- فرض کنیم یک ساختمان بر روی رس اشباع می‌سازیم اگر سریع ساخته شود خاک زیرین آن تحت بارهای جدید نمی‌تواند تحکیم پیدا کند زیرا با نیروی سازه جدید تحکیم نمی‌شود در داخل خاک فشار آب حفره‌ای زیاد شده است.



Subject: 73
Year. Month. Date.

در این نوع خاک ها ، از آزمایش UU برای بررسی کوتاه مدت خاک انجام می دهیم

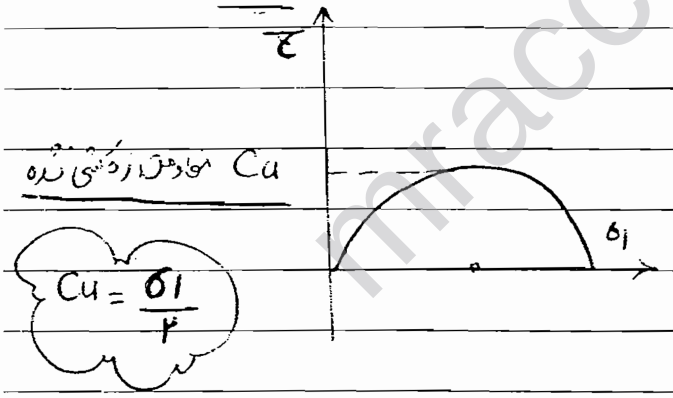
کلاً برای خاک های ریزدانه که نفوذ پذیری کم است و نمی توان زه کشی کرد بررسی پایداری را در دو حالت انجام می دهیم :

- کوتاه مدت بلافاصله بعد از بارگذاری ، UU «ساخت سریع»
- بلند مدت چندین روز بعد از اعمال بار ، CD چون هم تحکیم پیدا کرده هم زه کشی شد

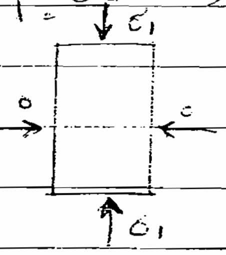
فرض کنیم این سازه ساخته شد بعد از ۲۰ سال یک بارگذاری جدید انجام شده است مثل زلزله :
از آزمایش Cu استفاده می کنیم خاک قبلاً تحکیم شده است تحت اثر وزنش ، اما چون بارگذاری سریع است زه کشی نمی شود :

الف-۳ × آزمایش تک محوری 8 با فشار محدود نشده : Unconfined compression Test

در این آزمایش فقط تنش محوری اعمال می کنیم ، σ_1 را آن قدری افزایش می دهیم تا نمونه گسیخته شود .



$$C_u = \frac{\sigma_1}{2}$$



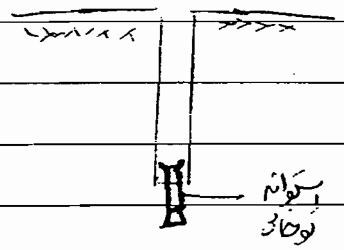
آزمایش سه محوری را انجام می دهیم تا مطمئن شویم :

- شعاع این دایره نشانگر مقاومت برشی زه کشی نشده خاک است ؛ یا حداکثر تنش برشی که خاک در حین گسیختگی تحت اثر آن قرار گرفته است :

Subject:
Year. Month. Date.

ب-2 - آزمایش برش پره ای 8 Vane shear Test

- چرا به دنبال آزمایش های صحرایی هستیم ؟



حفاری می کنیم و به یک عمقی می رویم یکسری نمونه گیرهای هستند که معمولاً استوانه توخالی اند جدار استوانه تیز است در نتیجه نمونه داخل استوانه باقی می ماند

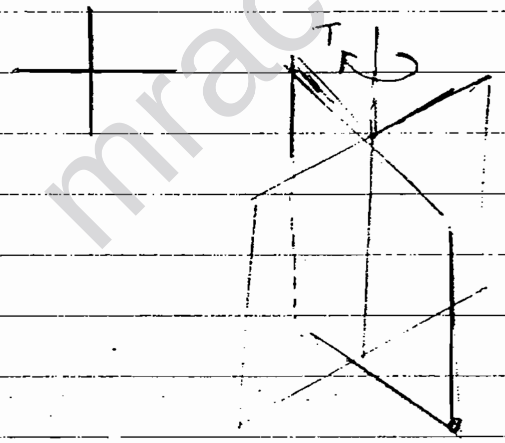
نمونه را با پارافین مسدود می کنند تا رطوبت خارج نشود سپس به آزمایشگاه می برند و نمونه را با اندازه دلخواه می برند

در هر دستگاه ۳ جوری قرار می دهند در بعضی خاکها خوب است مشکلی ندارد و با آزمایش در جا یکسان است

اما در مورد رس های حساس روش های آزمایش محلی بهتر است

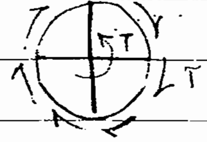
در مورد خاکهای دانه ای مشکلشان این است که نمونه به شکل اول باقی نمی ماند چون دانه ای است

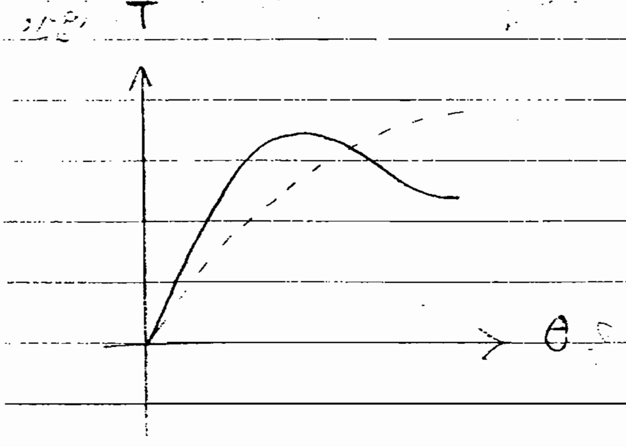
- آزمایش برش پره ای 8



از بالا که نگاه کنیم دو صفحه متقاطع است

این صفحه ها را تا عمق مورد نظر داخل خاک فرو می کنیم سپس یک زوج نیرو ایجاد می کنیم و سعی می کنیم آن را بچرخانیم زمانی که لبه ها برش ایجاد می شود





این زوج نیرو را آنقدر افزایش می دهیم تا خاک گسیخته شود

در یک جای زوج نیروی حداکثر بدست می آید : در این طرف توسط برشی ایجاد شده است

با برقراری معادله تعادل مقاومت برشی محاسبه می شود ؛

زوج نیرو فقط در سطوح جانبی ایجاد نمی شود بلکه در قاعده هم ایجاد می شود ؛

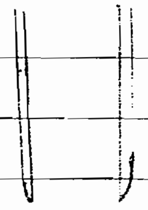
مهم ★ $\{Cu = f(T,$ ابعاد پره $)$

« رس ها » مقاومت زهکشی نشده رس اشباع

ب-۱ ★ آزمایش نفوذ استاندارد SPT

Standard Pentration Test

این آزمایش مخصوص خاک دانه ای است ؛



یک استوانه توخالی با یک وزنه و میله های ،

تا عمق معین حفاری را انجام می دهیم این استوانه را ته

گمانه حفاری می گذاریم

نمونه گیر را تا 15cm داخل خاک در محل ته گمانه فرو می کنیم یک وزنه استاندارد داریم با یک ارتفاع سقوط 75cm

و وزن آن 65kg این وزنه را بالا آورده و آزادانه رها می کنیم تا به اندازه 30cm در خاک فرو رود

تعداد ضربه ها را می شماریم هرچه خاک مقاوم تر باشد تعداد ضربه بیشتر است .

مثلاً SPT حدود ۳۰ تا ۵۰ خاک با مقاومت بالایی است

مهم ★ وقتی N عدد SPT بدست آمد φ زاویه اصطکاک داخلی خاک را به صورت $f(N, \sigma')$

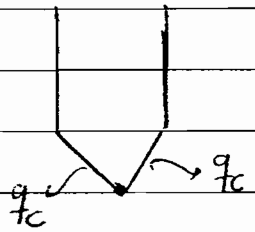
بیان می کنیم σ' تنش موثر قائم در جایی که آزمایش را انجام می دهیم

Subject:
Year. Month. Date.

ب-3 * آزمایش CPT   Cone Penetration Test   یا نفوذ مخروط

در اینجا دیگر استوانه توخالی نیست که هم آزمایش را انجام دهیم هم نمونه بگیریم

در اینجا نوک استوانه مخروطی شکل است



با سرعت ثابتی پایین برده می شود در یک لحظه متوقف می کنیم

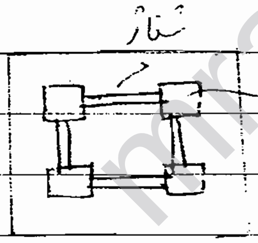
با سرعت ثابتی به داخل خاک فرو می کنیم در جدار نوک مخروط تنش هایی ایجاد می شود که توسط حسگرهایی

اندازه گیری می شود مشخصات خاک تابعی از q_c است مثلاً $E_c = 2q_c$ برای رس ها $E_c = 7q_c$ است.

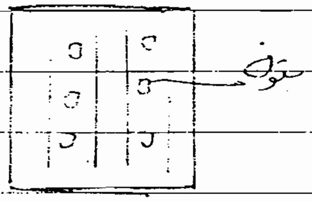
$$\varphi = f(q_c, \sigma')$$

مهم *

وقتی سازه ای را می سازیم اگر خاک مناسب باشد پی منفرد جواب می دهد تا حد ۴ طبقه



اگر مقاومت خاک کمتر شود باید سطح پی را افزایش دهیم در این صورت از پی نواری استفاده می کنیم



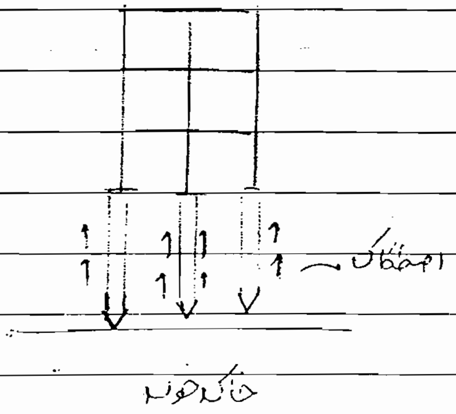
Subject: 75
Year. Month. Date.

دو نوع شمع وجود دارد:

شمع انتهایی و اصطکاکی که یا درجا کوبیده می‌شوند یا به تدریج ریخته می‌شود
1 2

شمع‌های انتهایی بار را به لایه خوب منتقل می‌کنند

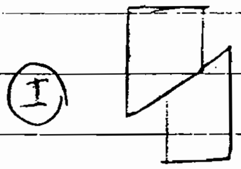
شمع‌های اصطکاکی با ایجاد اصطکاک در جدار شمع با وزن خاک مقابله می‌کنند و پایداری را تأمین می‌کند



* مقایسه بین آزمایش‌های ۳ محوری و برش مستقیم %

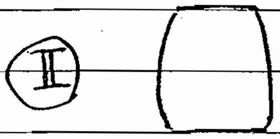
۳ محوری		برش مستقیم
کنترل زهکشی؛ می‌توان به نمونه اجازه زهکشی داد یا نداد	↔	—
اندازه‌گیری مستقیماً آب حفره‌ای	↔	—
نمونه در یک جهت که سستی نسبت به بخش‌های [illegible] شده در آن جهت دارد گسیخته می‌شود	↔	صفحه لغزش معلوم است، به نمونه می‌گوییم که از آن گسیخته شود؛ یعنی از جهت از پیش تعیین شده گسیخته می‌شود.

* نمونه‌های حاصل از آزمایش ۳ محوری شکل گسیختگی آنها به دو شکل است 8



شکل گسیختگی و صفحه برش کاملاً معلوم است.

Subject:
Year. Month. Date.

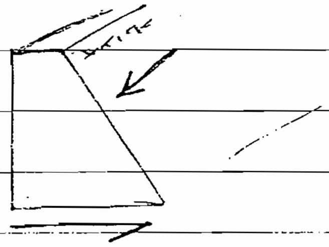


صفحه لغزش دیده نمی شود

برش روی کل نمونه توزیع می شود .

۳ محوری — ⟷ برش مستقیم

امکان اندازه گیری پارامترهای سطح تماس خاک و مصالح دیگر وجود دارد



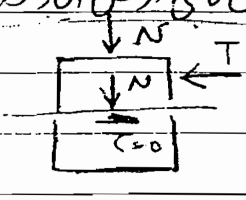
اگر دیوار فلزی باشد در جهت حرکت برشی بین بتن خاک اعمال می شود

در برش مستقیم در قسمت زیرین در قسمت فوقانی می توان استیل ریخت در قسمت تحتانی خاک

چون لغزش در سطح تماس اتفاق می افتد پارامترهای سطح تماس را می توان اندازه گیری کرد

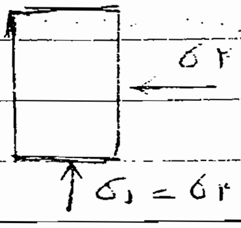
روش آزمایش ها در حین آزمایش :

اول یک نیروی N اعمال می شود τ در لحظه لغزش در شروع صفر است به تدریج این که T اعمال می کنیم τ تغییر می کند تنش های اصلی به صورت تابعی از تنش ایجاد شده می چرخند



در این آزمایش جهات تنش اصلی ثابت می مانند

چون هیچ سطحی برش نداریم از طرفی که آب وجود دارد در مرحله ایجاد نفی کند .



$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$

Subject: 76
Year. ۸۴ Month. ۹ Date. ۱

بنام خدا

ج ۱۴
سم

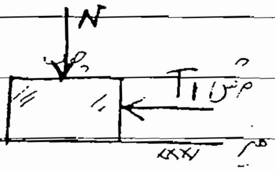
* مقاومت برشی خاک‌ها 8

چگونه بحث به آزمایش های مقاومت برشی خاک را بدست می آوریم ؟

خاک را به دو طبقه مجزا می کنیم ابتدا مقاومت برشی ماسه سپس رس دانه ها و رس ها
① ②

آزمایشها 8

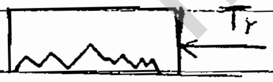
- ۳ محوری
- برش مستقیم



تحت تاثیر نیروی T1 یک مقاومتی

در میز و چوب ایجاد می‌شود به نام اصطکاک .

در آستانه‌ی لغزش $\Rightarrow$ $\varphi_1 = \tan^{-1} \frac{T_1}{N}$



برش
سطح تماس چوب و میز مضرس است

$\mu = cte$ * μ همان μ قبلی است

اگر N ثابت بماند T2 را نگه می‌داریم T2 در مقابل T1 بزرگتر است .

$\varphi_2 = \tan^{-1} \frac{T_2}{N}$

$T_2 > T_1$
$\varphi_2 > \varphi_1$

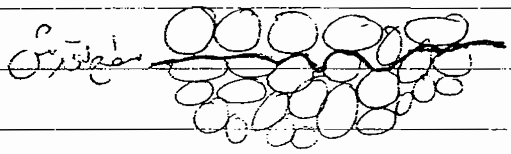
در حالت دوم علاوه بر μ ، قفل و بست بودن میز و چوب هم در اصطکاک دخالت دارد .

$$\begin{cases} \varphi_1 \longrightarrow \mu \\ \varphi_2 \longrightarrow \mu \text{ و Interlocking} \end{cases}$$

چوب نمی تواند مستقیماً و یا حرکت کاملاً افقی روی میز حرکت کند لازمه حرکت چوب روی میز ابتدا یک حرکت قائم است سپس حرکت روی میز

در اینجا به خاطر Interloc. φ های افزایش می یابد .

— در مورد ماسه ها وقتی خیلی متراکم شوند دانه ها داخل هم قرار می گیرند پس دانه ها قفل و بست ایجاد می شود



بخشی از زاویه اصطکاک داخلی به ضریب اصطکاک μ مربوط می گردد
&
بخشی دیگر از φ ناشی از قفل و بست بودن ذرات و داخل هم قرار گرفتن است هرچه قفل و بست بیشتر باشد

با ثابت ماندن μ ، φ افزایش می یابد

وقتی بخش بالای خاک نسبت به پایین حرکت کند نمی تواند یک حرکت کاملاً در راستای خط برش داشته باشد .

یعنی دانه ابتدا باید اندکی بالا برود سپس برش بخورد زیرا که چون دانه ها نمی توانند له شوند چون تنش

شکست خیلی بالا است ، خاک ترجیح می دهد با جابجایی ذرات برش را انجام دهد .

دیگه گفتی یعنی چه؟!!

– این که باید یک مؤلفه قائم داشته باشد تا حرکت کند یعنی چه؟

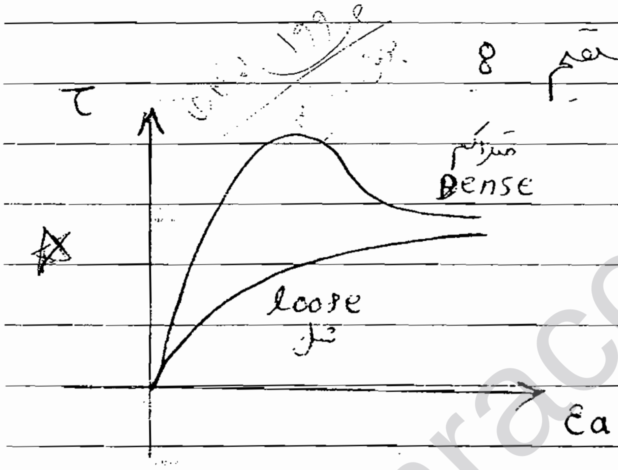
* یعنی افزایش حجم نمونه چون ماسه کاملاً متراکم شده است و اگر بخواهد بالا برود باید ذره بالایی را هم بالا ببرد پس باید افزایش حجم بدهد تا مؤلفه قائم داشته باشد:

* این طور نمونه داریم:

نکته: قفل و بست بشه → بشکنه : له

→ بپره : انبساط ((dilation))

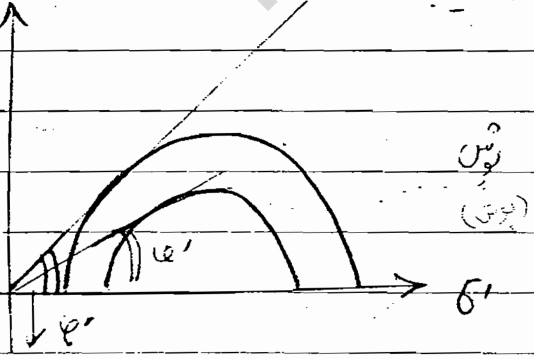
* بررسی رفتار یک خاک ماسه‌ای در آزمایش ۳ محوری یا برش مستقیم:

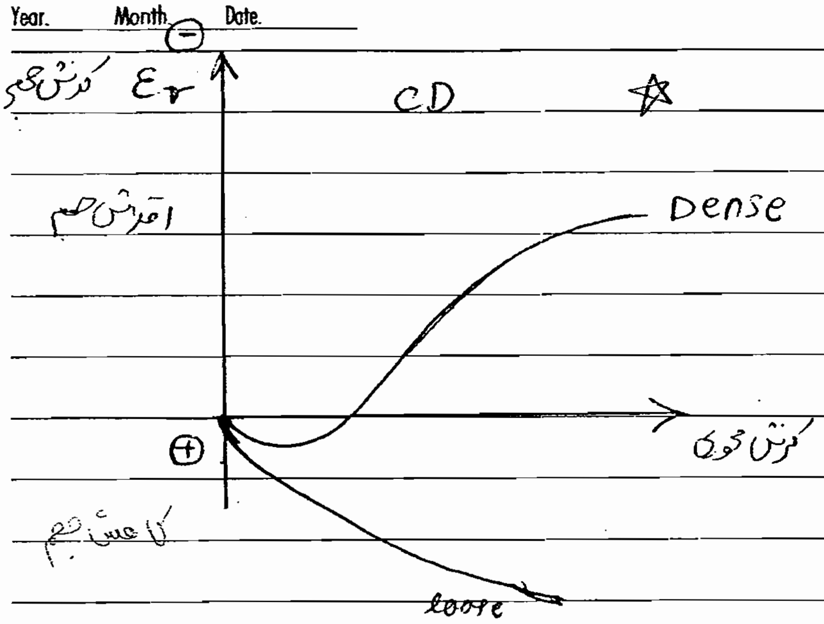


یکی از رفتار بررسی می‌گردد به منحنی کرنش محوری - برش:
(منحنی)

– دو طبقه خاک داریم خاک متراکم و خاک شل

خاک متراکم ابتدا یک مقاومت بیشتری دارد و بعد مقاومت آن کاهش می‌یابد ([illegible])





در مورد ماسه متراکم فرض
کنید آزمایش ۳ محوری است
σ_3 ثابت است ~~[illegible]~~ میانگین
تنش‌ها $\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$ در حال افزایش
است چون میانگین در حال افزایش
است و تنش منفی فشاری است
و فشاری باعث کاهش حجم می‌شود پس کاهش
حجم را ⊕ می‌گیریم

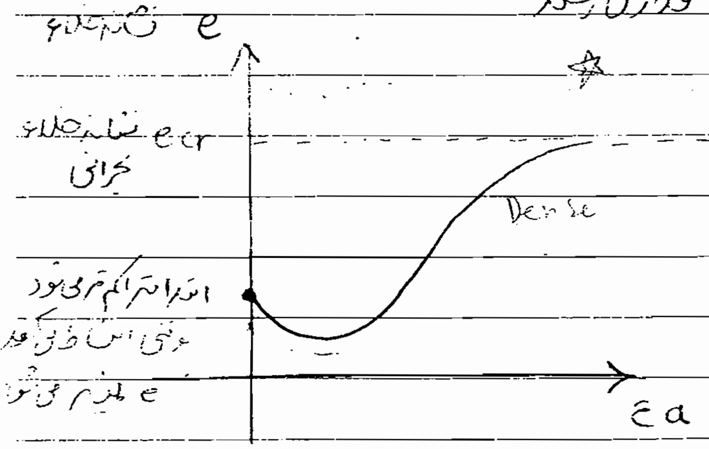
- خاک ماسه‌ای ابتدا کاهش حجم دارد و بعد افزایش حجم چون وقتی ε افزایش یابد به تدریج τ افزایش می‌یابد و برای این افزایش τ حتماً باید در آن راستا گونه‌ای افزایش حجم می‌دهد تا قفل و بست‌ها را فائق آید

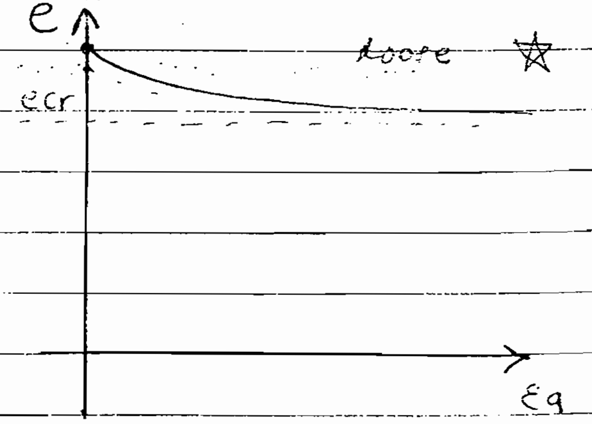
در مورد خاک ~~[illegible]~~ Dense چون قفل و بست‌ها که شکسته شوند دیگر مقاومت خاک کاهش می‌یابد و خاک افزایش حجم می‌دهد

- ماسه شل قفل و بست زیادی ندارد هم چنان که تنش‌ها زیاد می‌شوند کاهش حجم می‌دهد چون میانگین تنش‌های فشاری در حال افزایش است پس کاهش حجم می‌دهد

☆

هر دو نمونه در تغییر شکل‌های زیاد نهایتاً به یک مقاومت می‌رسند آن که شل است با کاهش حجم، متراکم می‌شود و آنکه سفت است در نهایت مقاومت آن کم می‌شود و به یک مقدار می‌رسند





Subject: 78
Year. Month. Date.

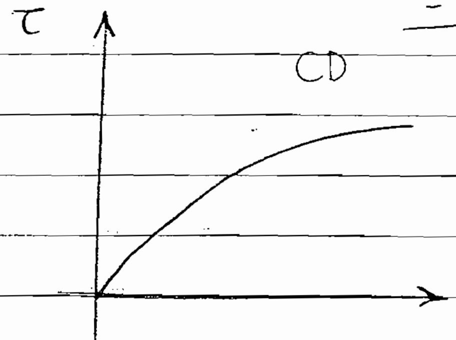
* برای آنکه بفهمیم خاک ماسه‌ای چه رفتاری دارد به e توجه می‌کنیم 8

- اگر $e_{\text{اولیه}} < e_c$ باشد رفتار خاک ماسه‌ای انبساطی است dilative

- اگر $e_{\text{اولیه}} > e_c$ 〃 〃 〃 〃 انقباضی است Contractive

* e_c یعنی جایی که e ثابت می‌ماند ؛

این رفتار انبساطی به شرطی امکان دارد که فشار همه جانبه روی نمونه زیاد نباشد یعنی نمونه نتواند هنگام برش انبساط پیدا کند ممکن است یک نمونه ماسه متراکم داشته باشیم تحت فشار خیلی زیاد



* تحت فشار خیلی زیاد ؛

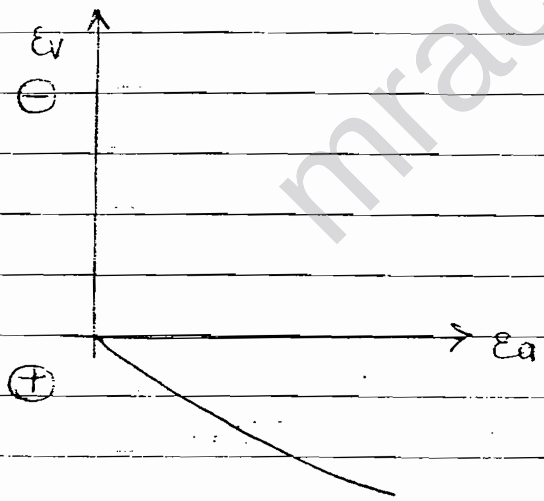
منحنی آن مثل ماسه شل است

چون می‌خواهد افزایش حجم پیدا کند اما فشار زیاد

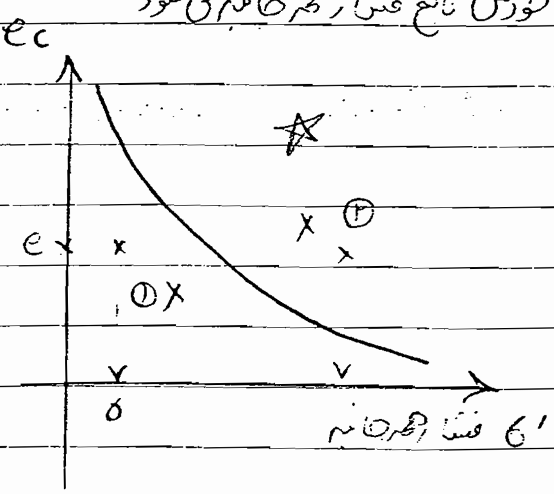
نمی‌گذارد که افزایش حجم پیدا کند

مثل یک آسانسور افرادی می‌توانند جابجا شوند

بدون اینکه کاهش حجم داشته باشیم .



e critical خودش تابع فشار همه جانبه می‌شود



فشار همه جانبه که زیاد می‌شود نشانه حلاء کردن کاهش می‌یابد

اگر e اولیه در منطقه ① باشد رفتار خاک انبساطی است

〃 〃 〃 ② 〃 〃 〃 انقباضی است

Subject:
Year. Month. Date.

سی یک نمونه ماسه بسته به فشار همه جانبه آن (e_c متفاوتی دارد

همه این ها آزمایش ۳ محوری زه‌کشی شده بود سی تغییر حجم داریم ولی فشار آب حفره‌ای تغییر نمی‌کند یا $\Delta u = 0$

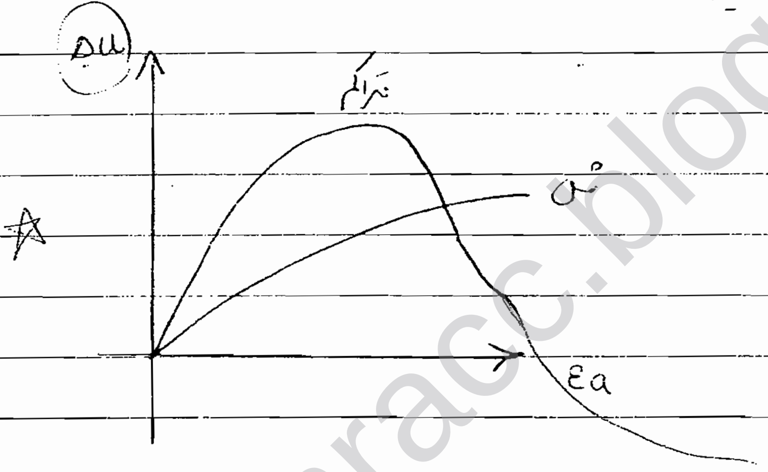
Δu

* اگر آزمایش CU روی ماسه انجام بدهیم چه اتفاقی می‌افتد ؟

$\Delta u = 0$
ΔU داریم > CD

ΔU داریم "آب حفره‌ای"
$\Delta u = 0$ می‌شود . چون برای این که نمونه متراکم شود باید آب خارج شود ولی شیرهای زهکشی بسته است > CU
برای افزایش حجم هم همین طور آب نمی‌تواند وارد شود .

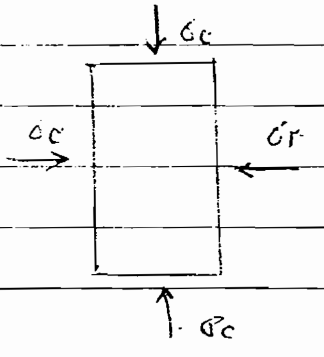
در CU برای ماسه اشباع ε_v دیگر نداریم ؛



پس تغییرات u داریم.

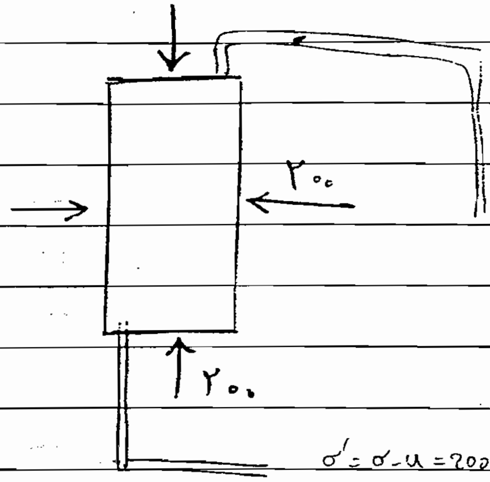
در شرایط معمول ماسه متراکم می‌خواهد حجمش زیاد شود در شل آب باید خارج شود اگر آب خارج نشود افزایش فشار آب پایین می‌رود اما بعد از مدتی می‌خواهد افزایش حجم بدهد می‌خواهد آب را به داخل بکشد ان شرایط شیر بسته است در نتیجه مکش رخ می‌دهد

در مورد ماسه شل چون تمایل به فشرده شدن حجم است در آزمایش CU هم تمایل به خروج آب است اما چون آب نمی‌تواند بیرون برود u زیاد می‌شود .



گاهی اوقات ما در آزمایش ۳ محوری یک فشاری را به نمونه اعمال می‌کنیم به نام (پس فشار یا back pressure) .

فرض کنید می خواهیم آزمایش را تحت فشار $\sigma_3 = 200$ قرار دهیم



می توان ۳۰۰ تا σ_3 وارد از طرفی

۱۰۰ تا هم فشار آب را از طریق لوله ها وارد

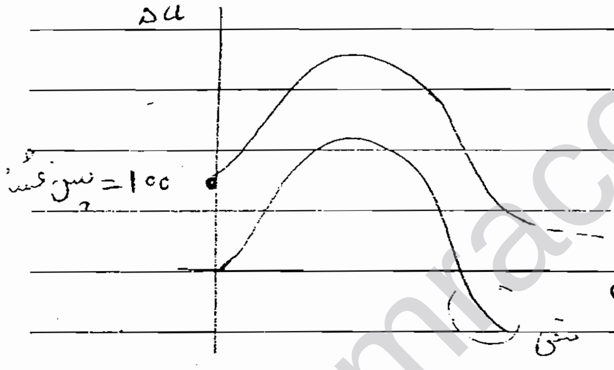
کنیم

بار اول که ۲۰۰ اعمال کردیم تنش مؤثر می شود ۲۰۰ $\sigma' = \sigma - u = 200 - 0 = 200$

در بار دوم ۳۰۰ اعمال کردیم ۱۰۰ فشار آب حفره ای هم از بالا و پایین تنش موثر ۲۰۰ می شود $\sigma' = 300 - 100 = 200$ = بالا و پایین

* برای این، این کار را انجام می شود که Δu منفی نشود مثلاً در CU برای اینکه اشباع اگر در مرحله فشار تراکم باشد

وقتی فشار آب حفره ای زیاد شد و خواست کم شود فشار آب حفره ای منفی می شود که برای دستگاه مشکل ایجاد می کند



وقتی شروع به تعادل می کند Δu ثابت می ماند چون نمونه دیگر

می خواهد کاهش حجم بدهد

* کاربردهای پس فشاره

① در جاهایی که خاک انبساطی است و فشار u کاهش

می یابد ما با ایجاد پس فشار مانع منفی شدن فشار آب می شویم. (حالت مکش [illegible])

با فشار داخل حل و خارج می

② در پس اشباع ما تحت فشار آب را وارد می کنیم فشار آب حفره ای در بالا هم باعث تسریع در اشباع می شود چون آب

هم چنین اگر حباب های هوا وجود داشته باشد تحت فشار آب در آب حل می شوند پس هدف اشباع کردن نمونه است

③ خاک در شرایط طبیعی تحت فشار آب حفره ای است وقتی بارگذاری می کنیم و آن را تحت فشار آب حفره ای قرار می دهیم چون

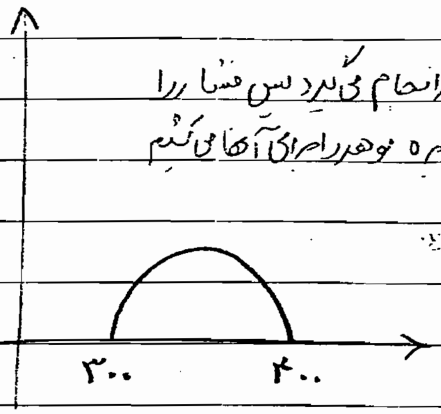
پس می خواهیم خاک در جا را با خاک آزمایشگاه منطبق بدهیم؟

تحت فشار آب [illegible] است

Subject:
Year. Month. Date.

σ_1	σ_3
۴۰۰	۵۰۰

پس فشار ۲۰۰



وقتی آزمایش با پس فشار انجام می‌گیرد پس فشار را از تنش‌ها کم می‌کنیم و دایره موهر را برای آنها می‌کشیم

تا تنش موثر بدست آید

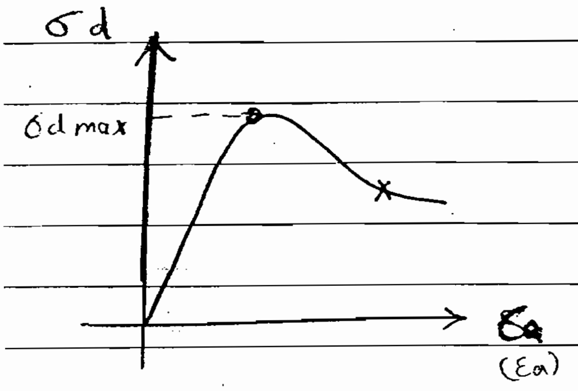
80

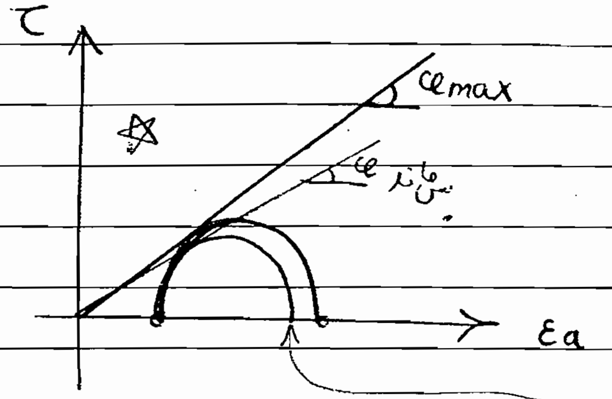
Subject:
Year. ۸۴ Month. ۹ Date. ۸

به نام خدا

ج ۱۷

نکته ①:





← اگر مقاومت پس از Pick را ملاک قرار دهیم

خاک‌هایی که یک مقاومت حداکثر دارند و بعد با افزایش کرنش مقاومت آنها کاهش می‌یابد دو تا φ داریم

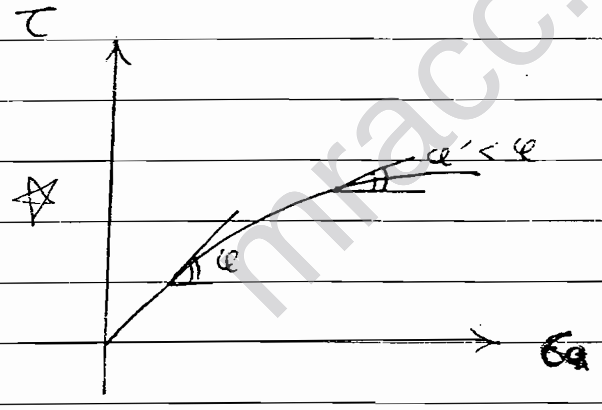
φ پس‌ماند مربوط به نقطه دور از منحنی

* وقتی که تغییر شکل‌ها در خاک کوچک است φ_{max} را اختیار می‌کنیم

تغییر شکل‌ها در خاک بزرگ است φ resedual پس‌ماند را اختیار می‌کنیم

نکته ②:

* در مورد خاک‌های دانه‌ای با افزایش فشار جانبی σ_3، φ کاهش می‌یابد.



کاهش φ به معنای این نیست که مقاومت برشی کاهش می‌یابد بلکه مقاومت برشی افزایش می‌یابد.

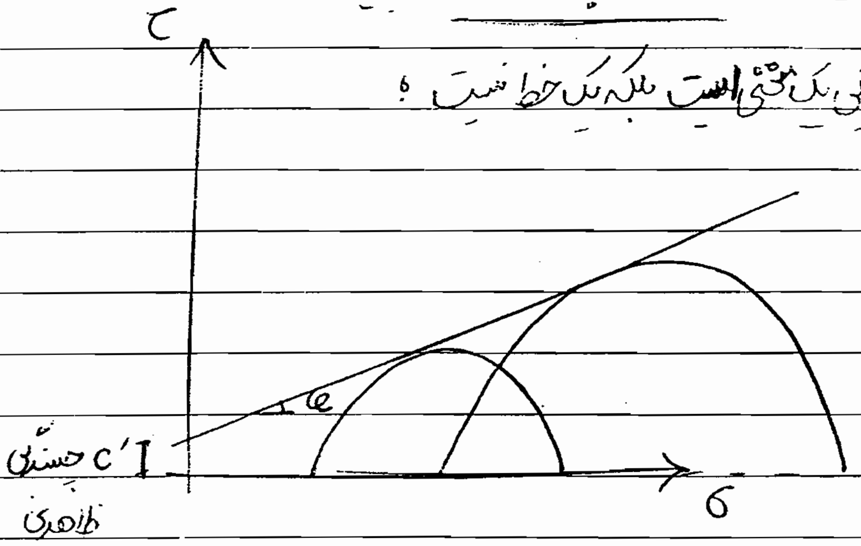
$$\tau = \sigma_n \, tg\, \varphi$$ مرجع

چون φ کاهش یافته ولی σ_n افزایش می‌یابد در مجموع باعث افزایش τ می‌شود

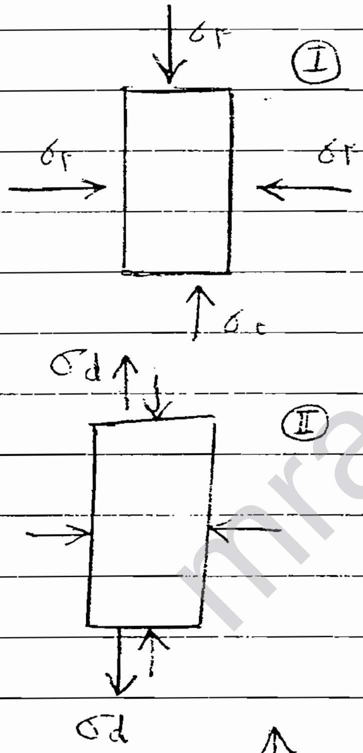
پوش گسیختگی به صورت منحنی در می‌آید

نکته ③ 8 در خاک‌های دانه‌ای اگر σ_3 خیلی زیاد را اعمال کنید چسبندگی ظاهری می‌بینید

در واقع این طور نیست بلکه پوش گسیختگی یک منحنی است بلکه یک خط نیست ؛
اگر خط بکشیم c خواهیم داشت.



* آزمایش ۳ محوری کششی 8



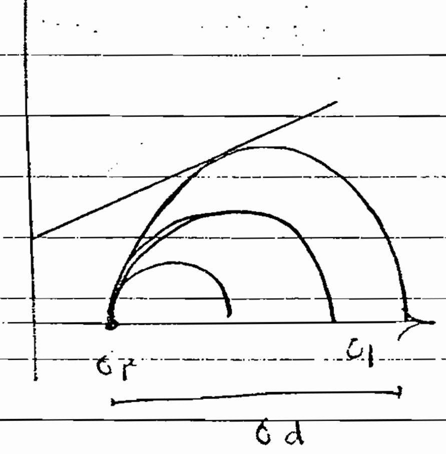
در این آزمایش در مرحله اول هم‌چنان σ_3 را اعمال می‌کنیم ؛

در مرحله دوم آزمایش σ_d در خلاف جهت σ_3 اعمال می‌شود ؛

در حالیکه در آزمایش ۳ محوری فشاری در مرحله دوم σ_d هم جهت با σ_3 اعمال می‌شد

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$$

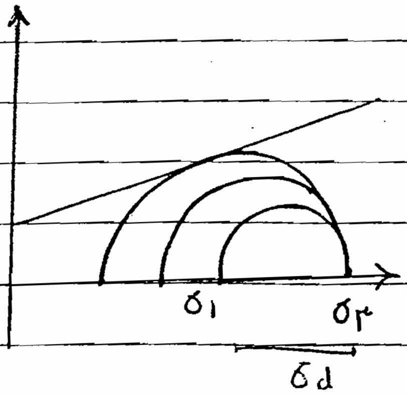
مهم ★



آزمایش فشاری
σ_d را آنقدر افزایش
می‌دادیم تا نمونه به این
شکل گسیخته می‌شد

Subject:
Year. Month. Date.

در آزمایش کششی σ_1 کاهش می یابد



☆ مهم
(مقایسه با نمودار صفحه قبل)

* به عبارتی در آزمایش کششی گردش دوایر به سمت چپ است ، چون σ_1 نسبت به σ_3 در حال کاهش است

$\sigma_1 = \sigma_3 - \sigma_d$

* در اینجا σ_3 تنش اصلی بزرگتر و σ_1 تنش اصلی کوچکتر است .

در هیچ لحظه ای از آزمایش خاک را به کشش نمی اندازیم چون مجموع بر خاک فشار اعمال می کند

چون تنش محوری به طور کششی اعمال می شود آن را کششی گویند .

در طبیعت ممکن است در ۳ جهت تنش های مختلفی داشته باشیم σ_1 ، σ_2 ، σ_3 مختلف

اما آزمایش ۳ محوری تنش ها در ۲ جهت برابرند ولی در ۱ جهت اعمال می کند در بیشتر موارد در خاک اینطوریست

هم همین طور است یعنی تنش های افقی برابرند تنش قائم متفاوت است

* اما اگر تنش ها در ۳ جهت متفاوت باشد چه کنیم ؟

از دستگاه آزمایش ۳ محوری واقعی استفاده می کنیم . True3axial Test

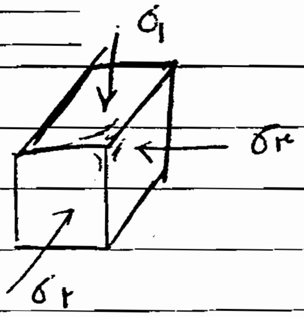
دستگاه مکعبی شکل است نمونه ای که داخل آن قرار می گیرد از هر ۳ جهت به آن تنش های مختلف

اعمال می شود اما دستگاه آن گران است با آزمایش ۳ محوری کششی یا فشاری نقش σ_2 را انکار کنیم

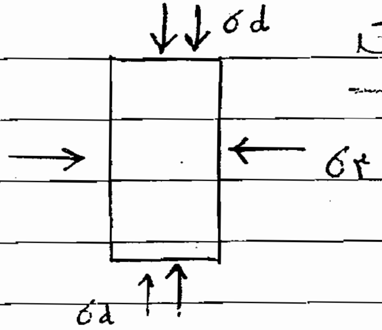
در آزمایش ۳ محوری فشاری $\sigma_2 = \sigma_3$ است در آزمایش فشاری $\sigma_2 = \sigma_3$ است اگر σ_3 را همواره تنش

اصلی بزرگتر بدانیم یا به عبارتی اگر تنش در ۳ جهت برابر نباشند از این دستگاه استفاده می کنیم

Subject:
Year. Month. Date.



$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ True Triaxial Test



در آزمایش فشاری ۳ محوری تنش حد واسط با تنش اصلی کوچکتر برابر است

تنش اصلی حداقل = تنش اصلی حد واسط

در آزمایش کششی تنش اصلی حداقل σ1 است .

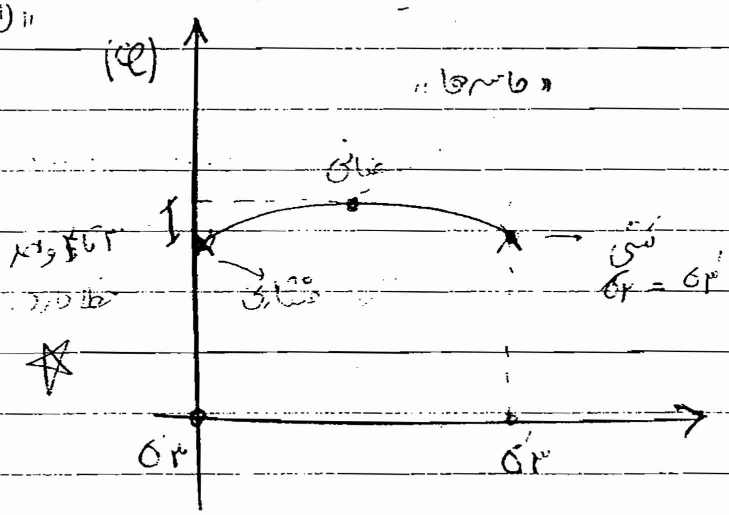
σ3 تنش اصلی بزرگتر است

تنش اصلی حداکثر σ3 = تنش اصلی حد واسط

* برای این که بتوان تأثیر تنش اصلی حد واسط را بسنجیم یک بار آن را با تنش اصلی حداقل برابر می‌کنیم و آزمایش فشاری را انجام می‌دهیم و یک بار آن را با تنش اصلی حداکثر برابر کرده و کششی را انجام می‌دهیم ؟

محققین با دستگاه ۳ بعدی b های متفاوتی را اعمال کرده و خاک را به گسیختگی رساندند ؟
(محققین)

تأثیر تنش اصلی حد واسط را مشخص کردند



در تنش اصلی میانی زاویه‌ی φ بین σ1 و σ2
نگیریم سمت به جانب آن که σ1 یا σ2
را نمی‌توانیم بگذاریم «۳ تا ۴»
خطا دارد به عبارتی محافظه‌کارانه (σ2)
است چون ما کمتری را اختیار کردیم
آنست احتیاط را داشت

* مقاومت برشی رس اشباع :

علاوه بر نوع خاک به :

۱ــ شرایط زهکشی

2ــ نسبت پیش تحکیمی (OCR) [Over consolidation Ratio]

ارتباط دارد .

ــ شرایط زهکشی : ۳ نوع آزمایش را پدید می آورد .

ــ نسبت پیش تحکیمی : هر نمونه خاک رس یک نسبت پیش تحکیمی دارد ؟

* OCR :

اگر * σ'_{max} = حداکثر تنش موثری باشد که
خاک در طول عمر خودش
تحت آن تحکیم یافته باشد

* σ'_0 = تنش موثر فعلی

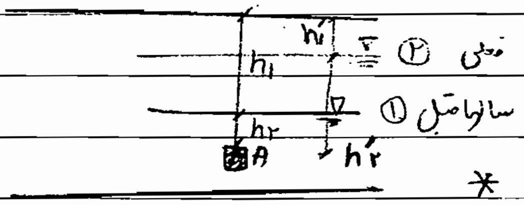
$$\boxed{OCR = \frac{\sigma'_{max}}{\sigma'_0}}$$

یک خاکی تحت یک تنش اصلی موثر بزرگتری تحکیم پیدا کرده و الان تنش موثر آن کمتر است

$OCR > 1$ خاک پیش تحکیم یافته است OC over consolidated

$OCR = 1$ خاک به طور عادی تحکیم پیدا کرده است. NOC . ~~over~~ Normal consol.

هرگاه خاک سطح آب زیرزمینی در آن پایین بود و خاک تحت این تنش مؤثر تحکیم پیدا کرد



$$* \quad \sigma'_{max} = h_1\gamma + h_2\gamma'$$

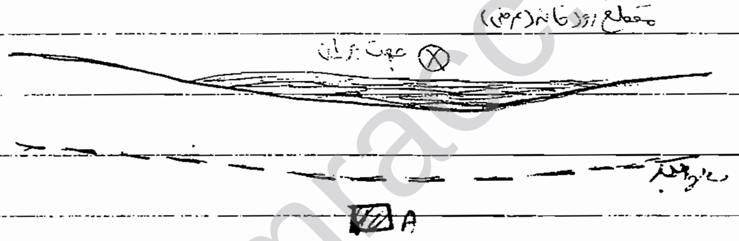
$\gamma' < \gamma$

بعد از تغییر و تحولات سطح آب بالا می آید

$$\sigma'_{فعلی} = h_1'\gamma + h_2'\gamma'$$

$$* \quad \sigma'_{max} > \sigma'_{فعلی} \Rightarrow OCR > 1$$

پیش تحکیم یافته - OC



+ پایین رودخانه ای را بشیم:

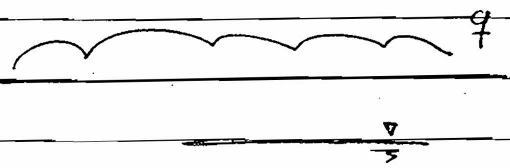
در طی زمان دره فرسایش می یابد خاکی که در زیر آن قرار می گیرد در وضعیت جدیدی است یعنی خاک پیش تحکیم یافته است.

به σ'_{max} تنش پیش تحکیمی هم گفته می شود.

* $OCR < 1$ خاک در حال تحکیم است هنوز تحکیم نیافته است

Subject: 83
Year. Month. Date.

تذکره



یک بارگذاری روی خاک انجام دهیم

دیگر تنش مؤثر را با احتساب q و وزن
خاک و آب بدست آوریم می‌شود تنش مؤثر فعلی
اما تنش قبلی همان σ'_0 بدون q است
به ظاهر $OCR<1$ است اما این روش غلط است

* σ'_0 قبل از بارگذاری
* $\sigma'_t > \sigma'_0$ تنش مؤثر در هر لحظه

چون این بار هنوز باعث تحکیم خاک نشده است به عبارتی در هر لحظه σ'_{max} آن همان σ'_t است و σ' فعلی آن نیز همان σ'_t است پس در واقع خاک NC است؛

به عبارتی خاک‌های در حال تحکیم به نوعی خاک‌های NC هستند.

* آزمایش‌های برش سه‌محوری :

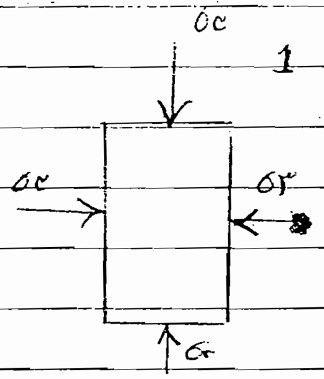
- CU
- UU
- CD

+ مقاومت زهکشی نشده (تنش کل) > UU، CU

+ مقاومت زهکشی شده (تنش مؤثر) > CU، CD

CU: با داشتن فشار آب حفره‌ای u تا با کم کردن از تنش کل σ' را یافته و دوایر موهر را برای σ' رسم کنند

* UU : مرحله اول آزمایش ① یا σ_3 گیر شیرهای زهکشی بسته است. (تحکیم نشده)

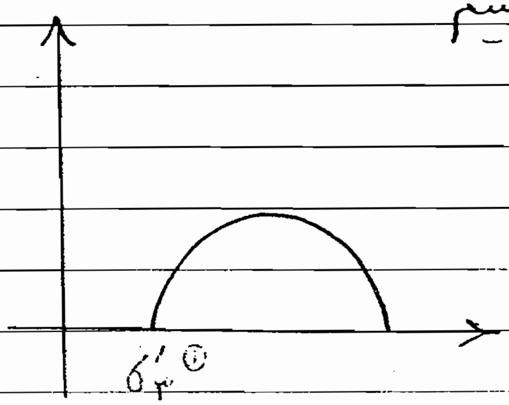


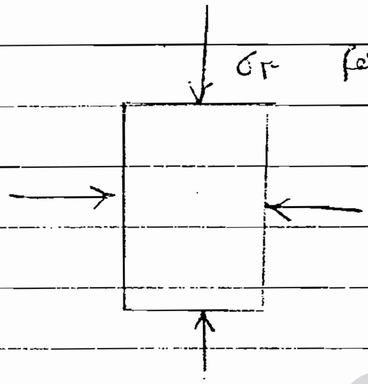
تحت این بارگذاری فشار آب حفره‌ای در نمونه ایجاد می‌شود

$$\sigma_3'^{①} = \sigma_3^{①} - u_1$$

سپس نمونه را به گسیختگی می‌رسانیم و دایره موهر را رسم می‌کنیم

در آزمایش دوم $\sigma_3^{②}$ اختیار می‌کنیم





مرحله اول آزمایش هم
با σ_3 مرکز

در این حالت این افزایش فشار σ_3 نسبت به حالت اول به فشار آب حفره‌ای تبدیل می‌شود

$$* \quad u_2 = u_1 + (\sigma_3^{②} - \sigma_3^{①})$$

$$* \quad \sigma_3'^{②} = \sigma_3^{②} - u_2$$

$$\sigma_3'^{②} = \sigma_3^{①} - u_1 = \sigma_3'^{①}$$

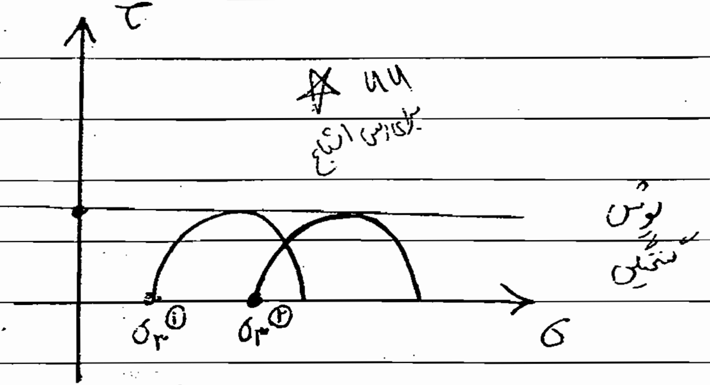
* یعنی در آزمایش دوم نمونه از دیدگاه تحکیم تنش موثر آن فرقی نکرده ؛

تنش موثری که خاک تحت آن تحکیم پیدا کرده عوض نشده ؛ خاک محکم‌تر نشده

قطر دایره موهر عوض نمی‌شود خاک نه شل‌تر شده نه متراکم‌تر بنابراین مقاومت برشی آن در آزمایش دوم برابر با آزمایش اول

مرکز دایره موهر به سمت راست
جابجا می‌شود

مرام است هردو مقاومت برشی یکسانی می دهند.


τ
★ 44
برای رسم انشاع
پوش شکست
σ_3 ①
σ_3 ②
σ

" قطر دو دایره مرام است "

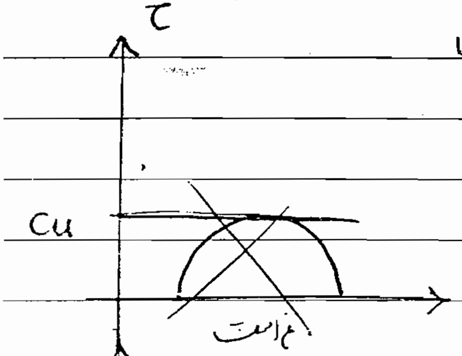
$\varphi u = 0$

Cu = دارم

پوش یک خط افقی خواهد بود ؟

* Cu مقاومت زهکشی نشده خاک رس

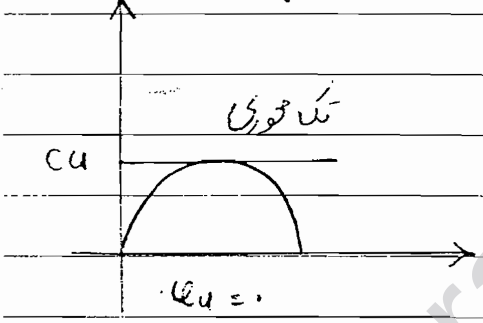
ما Cu ی گرفته شده از آزمایش تک محوری روی رس مرام است



Cu ای که از آزمایش برش پره ای می گیریم هم از این جنس است

چون شرایط زهکشی و بارگذاری مشابه است.

به Cu چسبندگی زهکشی نشده نیز گویند.

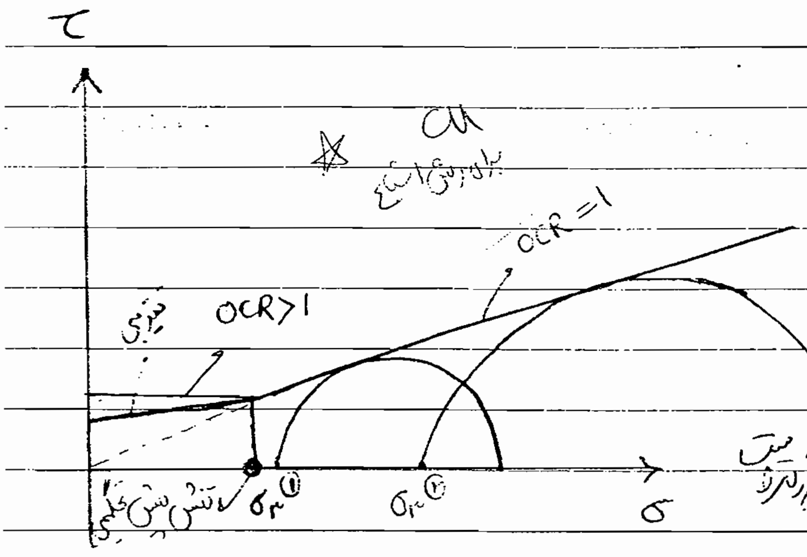

تک محوری
Cu
$\varphi u = 0$

آزمایش برش پره ای درجا انجام می گیرد.

پایداری بلند مدت معمولاً در تحلیل تنش مؤثر انجام می شود

" " " کوتاه مدت " " " کل " "

* آزمایش CU :


τ
Cu
★ برای رسم انشاع
OCR = 1
OCR > 1
خمیدگی
تنش پیش تحکیمی
σ_3 ①
σ_3 ②
σ

در مرحله اول با یک σ_3 خاک را تحکیم می کنیم بعد آن را به گسیختگی می رسانیم

در مرحله دوم آزمایش با یک σ_3 بزرگتری خاک را تحکیم می کنیم

در آزمایش دوم چون بیشتر تحکیم پیدا کرد دایره به سمت راست بزرگتر

Subject:
Year. Month. Date.

هر چه [illegible] بیشتری اعمال کنیم قطر دایره موهر افزایش بیشتری خواهد کرد ؟
چون تحکیم بیشتری پیدا کند در مرحله دوم که زهکشی نشده است خاک محکم‌تر است فشرده‌تر است پس در مرحله دوم مقاومت برشی بیشتری از خود نشان می‌دهد ؟

① تحت تنش های کوچکتر که آزمایش را انجام دهیم پوش تقریباً افقی می‌شود ؟

- چرا راستای پوش از مبدا می‌گذرد ؟

- از یک فاصله‌ای به بعد پوش تقریباً افقی می‌شود چرا ؟

تفسیر نمودار آزمایش CU

قطر دایره موهر تابع تنشی است که به نمونه اعمال می‌شود اگر این تنش را کوچکتر کنیم تنش کمتری از حالتی که در خاک بوده به آن اعمال کنیم مقاومت برشی آن تابع تنش موثر درجای آن است

خاک تحت یک تنش درجایی قبلاً تحکیم یافته بود مقاومت برشی تابع آن تنش پیش تحکیمی می‌شود از آن کوچکتر دیگر نمی‌شود حتی اگر در آزمایش تنش های کوچکتری از تنش تحکیمی به آن اعمال کنیم قطر دایره موهر تقریباً ثابت می‌ماند .

* منحنی این بخش تابع حالتی است که OCR > 1 است یعنی تنش پیش تحکیمی از تنش فعلی بزرگتر است ؟

در قسمت خطی OCR = 1 است چون خاک را از حالت تنش پیش تحکیمی بیشتر تحت اثر تنش قرار می‌دهیم

پیش تنش max یعنی آن همین تنشی است که به آن اعمال کردیم و حداکثر تنش با تنش فعلی برابر است

* خاکهای OCR > 1 هم c دارند و هم φ

* خاکهای عادی تحکیم یافته c ندارند ولی φ دارند ؟
OCR = 1

Subject: 45
Year. Month. Date.

در واقع پوش گسیختگی برای خاک‌های رس دو شیبه است NC و OC

به عبارتی همواره c داریم و خط چین در واقعیت وجود ندارد ؟

* چرا باید امتداد از مبداء بگذرد ؟

اگر قبل از عوارض طبیعی به خاک نگاه کنیم و $\sigma_3 = 0$ به خاک اعمال شود باید $\sigma_3 = 0$ باشد به عبارتی

ذرات خاک در آب غوطه ورند پس باید $\tau = 0$ باشد چون مقاومت برشی ندارد البته این تئوری است

در تنش های کوچک برای $OCR = 1$ تنش موثر فعلی باید با حداکثر تنش برابر باشد اگر این ها به صفر میل کند

پس تنش حداکثر قبلی باید صفر باشد یعنی $\sigma_3 = 0$ است و $\tau = 0$ است

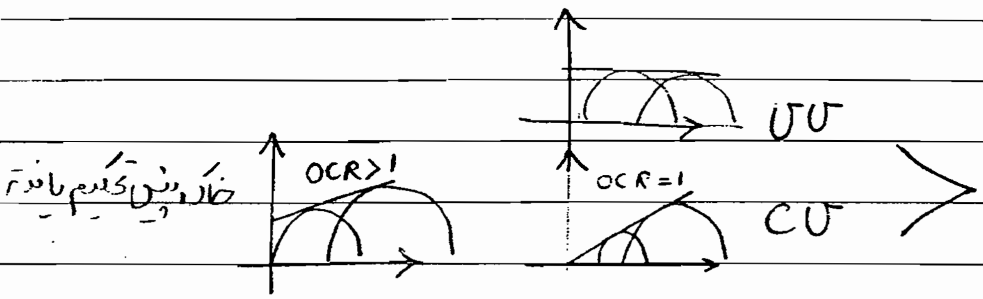
اما در عمل چنین خاکی وجود ندارد و خاک دو شیبه خواهد ماند .

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۹ Date. ۱۲

به نام خدا

مقاومت برشی :
رس اشباع

۱ - زه‌کشی نشده


UU
OCR>1
OCR=1
CU
خاک پیش تحکیم یافته

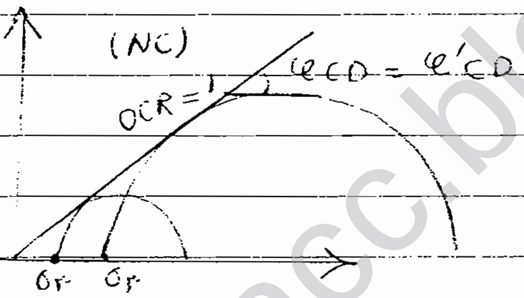
۲ - زه‌کشی شده :

* آزمایش CD : $\Delta u = 0$

آزمایش CU : با این که یک آزمایش زه‌کشی نشده است از نتایج آن می‌توان استفاده کرد به شرطی که فشار آب حفره‌ای اندازه‌گیری شود

$\Delta u \neq 0$ باید باشد

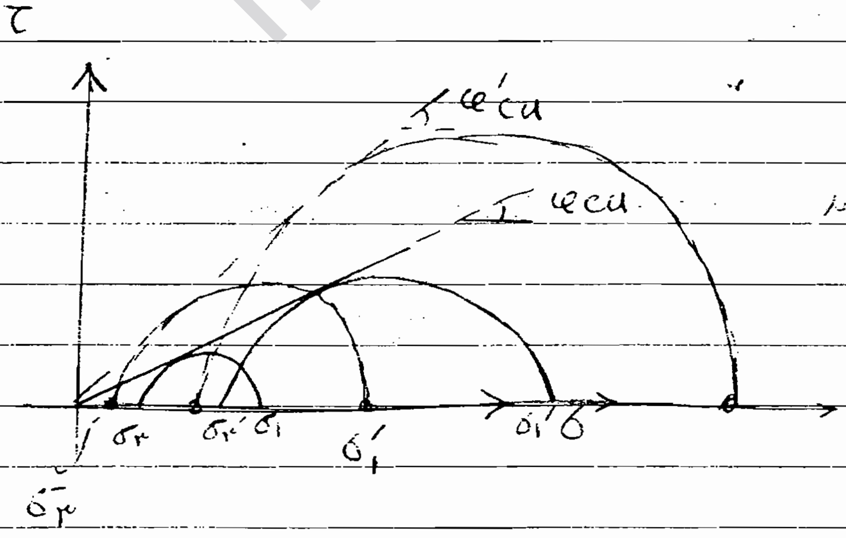
* آزمایش CD :
تنش موثر و کل یکسان است


(NC)
OCR=1
$\varphi_{CD} = \varphi'_{CD}$
σ_3
σ_3

مثل آزمایش CU است چون در مرحله اول تحکیم انجام می‌گیرد هرچه فشار را بیشتری تحکیم کنیم مقاومت برشی افزایش می‌یابد و قطر دوایر موهر زیاد می‌شود

* CU با فشار آب حفره‌ای

دوایر برحسب تنش کل رسم شوند


τ
φ'_{cu}
φ_{cu}
σ_3
σ_3'
σ_1
σ_1'
σ_1'
σ
σ_3'

Subject:
Year. Month. Date.

اگر u اندازه گیری شود و دوایر بر حسب تنش مؤثر رسم شوند φ'_{CD} را به ما می‌دهد؛

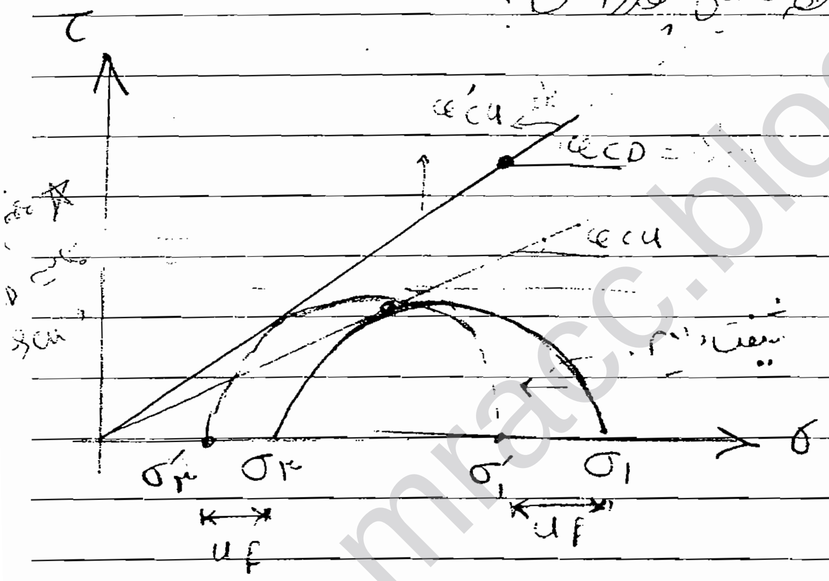
با تجربه ثابت شده که $\boxed{\varphi'_{CU} \simeq \varphi_{CD}}$ برابر است؛

+ این رابطه در اکثر اوقات می‌تواند برقرار باشد اما همیشه الزاماً برقرار نیست باید بررسی شود

آزمایش CD خیلی گران است؛

– بهتر است کنترل کنیم که $\varphi'_{CU} = \varphi_{CD}$ برابر است یا نه؟

* اگر φ_{CD} و φ_{CU} و دایره موهر مربوطه به لحظه گسیختگی در CU را داشته باشیم در آزمایش CU فشار آب حفره‌ای u_f در لحظه گسیختگی چقدر است؟



$\varphi'_{CU} \simeq \varphi_{CD}$ است،
یعنی پوش تنش مؤثر از آزمایش CU داریم:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{CU} = (\sigma'_1 + u_f - (\sigma'_3 + u_f))_{CU}$$

* $$(\sigma_1 - \sigma_3)_{CU} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{CU}$$

قطر دوایر موهر تنش کل
و دایره موهر تنش مؤثر
برابر است،

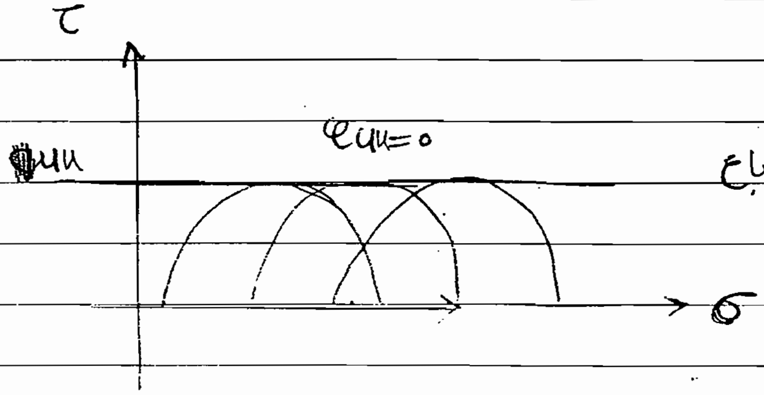
* فاصله افقی دو σ' می‌شود u_f

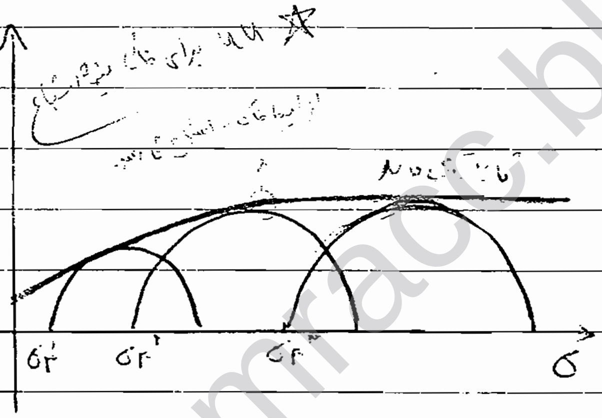
★ مقاومت برشی خاک نیمه اشباع « یا به طور کلی خاک های نیمه اشباع »

- CD
- CU
- UU

توجه شکل حاصل از CU , CD مثل خاکهای اشباع است ؛

اما آزمایش UU کمی متفاوت است





در خاک نیمه اشباع علاوه بر آب، هوا هم داریم
وقتی σ3 بزرگتری اعمال می کنیم کمی از هوا
یا خارج می شود یا فشرده می شود و بخشی از آن حل
می شود یعنی حجم حفرات آن کم می شود
هیچ آبی خارج نمی شود
در اثر مقدار هوا حل می شود پس خاک متراکم تر می شود
پس مقاومت برشی آن افزایش می یابد ؛
اما تا آنجا این روند ادامه پیدا کند تا جایی ادامه دارد
که خاک اشباع شود وقتی خاک اشباع شد اشکال
خاک اشباع تکرار و دوایر موهر ثابت می مانند

تا الان برای آزمایش های قبلی دوایر موهر را رسم می کردیم و سعی می کردیم خطی رسم کنیم که بر این دوایر مماس

باشد روش دیگری وجود دارد که کار را آسان تر می کند در این حالت ۳ نقطه خواهیم داشت که خط از نقاط بگذرد

Subject:
Year. Month. Date.

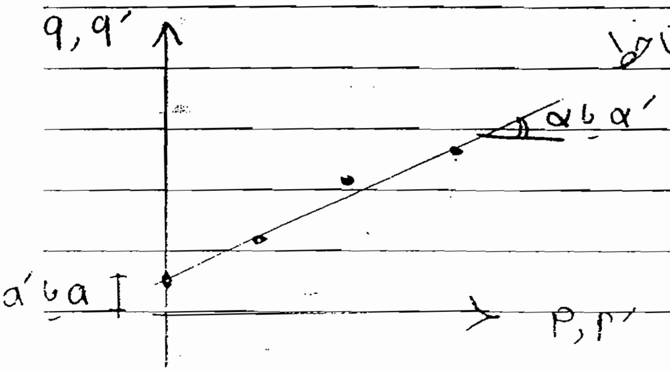
۳ را بدست می آوریم در این حالت وضعیت تنش در نقطه تنشی را به صورت یک نقطه نشان می دهیم در صفحه

P و q · 8

$$* \quad q - q' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

$$* \quad P = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

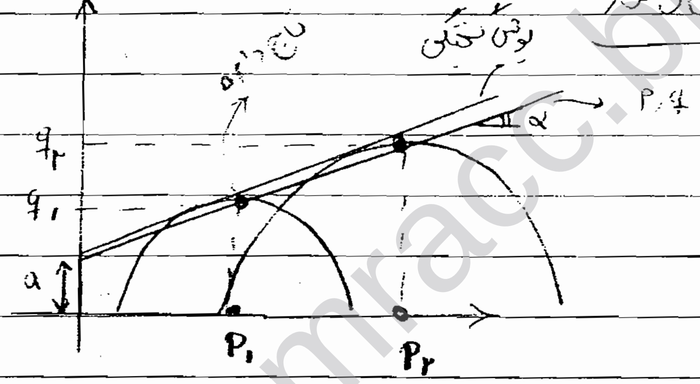
$$* \quad P' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$



* سیستم مختصات اصلاح شده
Modified Failure Envelope

این خط دقیقاً همان c و φ
را به ما می دهد

این خط در واقع تاج دوایر تنشی را هم قطع می کند



$$q = a' + P' \cdot tg\alpha'$$

$$* \quad \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = a' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \tan\alpha' \qquad ①$$

$$* \quad \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = c' \sin\varphi' \cot g\varphi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sin\varphi' \qquad ②$$

$$\sin\varphi' = tg\,\alpha'$$

$$a' = c' \cos\varphi'$$

مثال ۸: نتایج آزمایش بر روی رس به طور عادی تحکیم یافته $NC \rightarrow OCR=1$ با آزمایش CU ارائه شده

No.	σ_3	σ_d	u (فشار آب حفره‌ای)
1	۲۵۰	۱۵۲	۱۲۰
2	۵۰۰	۳۰۰	۲۵۰
3	۷۵۰	۴۵۵	۳۵۰

u مربوط به لحظه گسیختگی است
چون حین آزمایش تغییر می‌کند

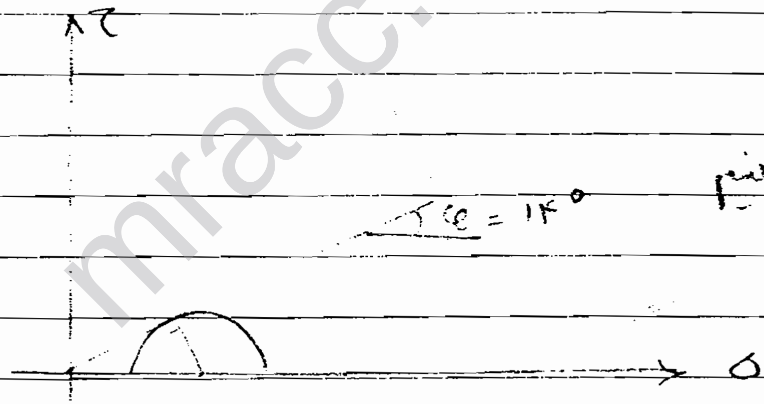
پارامترهای مقاومت برشی خاک هم مؤثر هم کل از هر دو روش؟

$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$

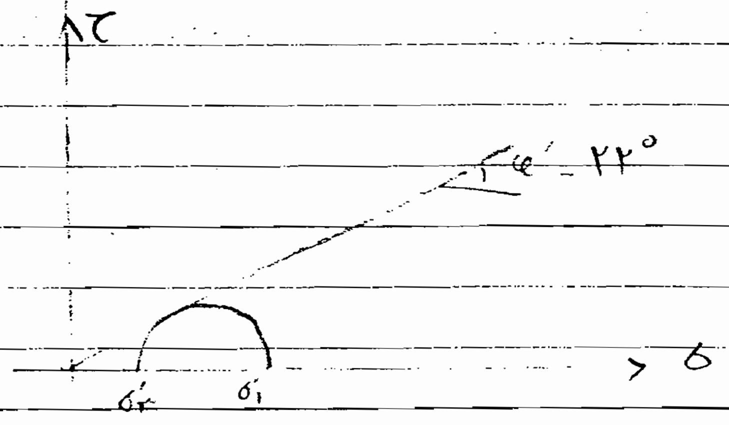
No	σ_1	σ_1'	σ_3'	$q = q'$	p	p'
1	۴۰۲	۲۸۲	۱۳۰	۷۶	۳۲۶	۲۰۶
2	۸۰۰	۵۵۰	۲۵۰	۱۵۰	۶۵۰	۴۰۰
3	۱۲۰۵	۸۵۵	۴۰۰	۲۲۷/۵	۹۷۷/۵	۶۲۷/۵

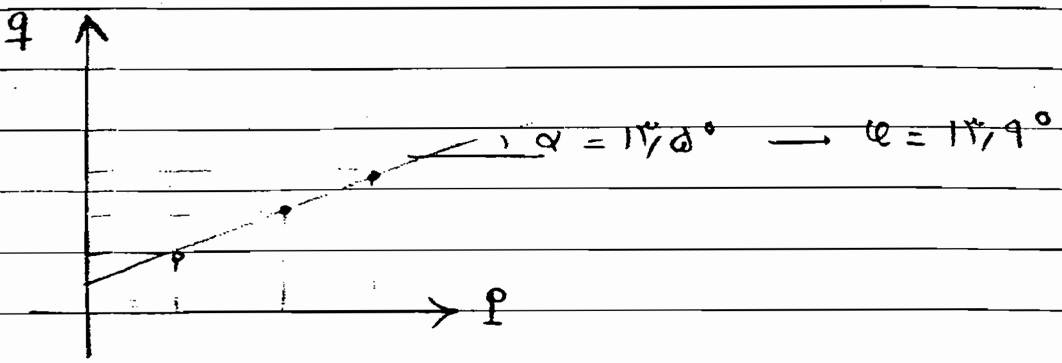
دایره موهر
برحسب تنش کل

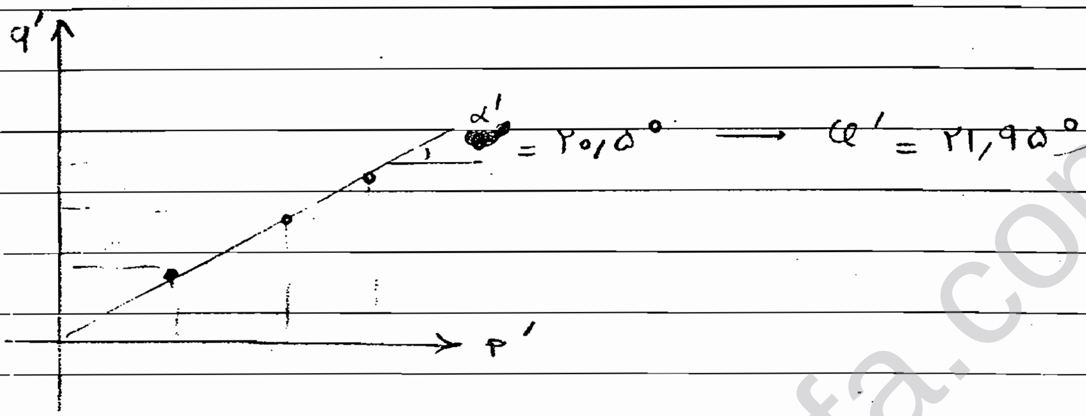
۳ تا دایره را رسم می‌کنیم


τ
$\varphi = 14°$
σ

برحسب تنش مؤثر


τ
$\varphi' = 22°$
σ
σ_3'
σ_1'





چون رس به طور عادی تحکیم یافته است C مقدار کمی دارد یا صفر است ؛

* مسیر تنش 8 stress path

در سیستم مختصات اصلاح شده p و q وضعیت تنش در هر لحظه می تواند با یک نقطه نمایش داده شود

اگر این نقاط را از شروع آزمایش تا انتهای آزمایش به هم وصل کنیم خط حاصل را مسیر تنش می گویند ؛

حین آزمایش نمونه به وسیله مسیر تنش تغییر می شود ؛

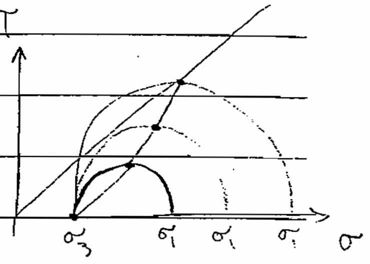
مثال : Test → CU

clay : NC → OCR = 1

$\alpha' = ۳۰°$

$\alpha = ۲۲°$

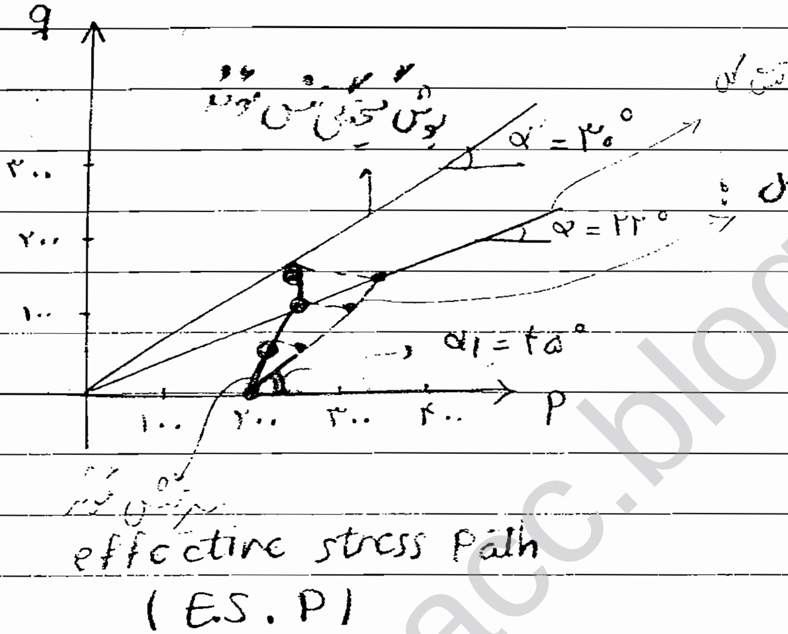
σ_3	σ_1	u	σ'_3	σ'_1	p	p'	q
۲۰۰	۲۰۰	۰	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۰
۲۰۰	۳۰۰	۳۰	۱۷۰	۲۷۰	۲۵۰	۲۲۰	۵۰
۲۰۰	۴۰۰	۶۰	۱۴۰	۳۴۰	۳۰۰	۲۴۰	۱۰۰
۲۰۰	۴۷۰	۱۰۱	۹۹	۳۶۹	۳۳۵	۲۳۴	۱۳۵



این اطلاعات مربوط به کل آزمایش است

$\sigma_1 = \sigma_3 = ۲۰۰$ شروع مرحله دوم آزمایش CU است چون $\sigma_d = ۰$ است

$\sigma_1 = ۴۷۰$ مرحله گسیختگی است



پوش گسیختگی تنش کل

مسیر تنش کل : total stress path
(TSP)

پوش گسیختگی تنش کل همیشه
از نقطه آ صفر می گذرد

NC → C = ۰

نکته :

۱- مسیر تنش کل انتهای آن روی پوش تنش کل قرار می گیرد ؟

۲- 〃 〃 موثر 〃 〃 〃 〃 〃 〃 ؟

۲*- در آزمایشات ۳ محوری فشاری معمولی ، مسیر تنش کل با افق زاویه ۴۵° می سازد ،

نقاط p , q روی تاج دایره قرار می گیرند نقطه ای که تاجها را به هم وصل می کند با افق زاویه ۴۵° می سازد چون σ_3 ثابت است و σ_1 افزایش می یابد

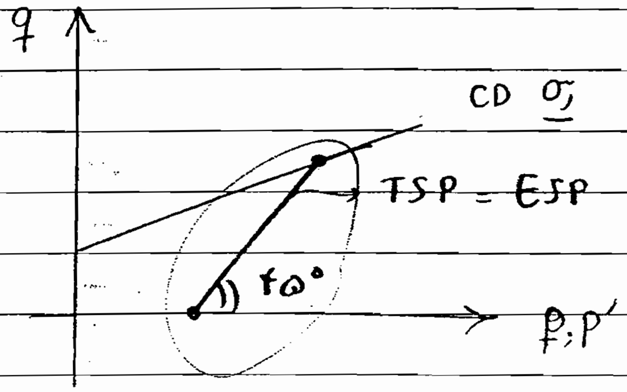
اما در تنش موثر σ'_3 ثابت نمی ماند چون فشار آب حفره ای تغییر می کند پس تنش موثر σ'_3 هم تغییر می کند

افزایش P و q در گام های مختلف آزمایش ثابت است ۵۰ و ۱۰۰ و ۱۳۵

* - فاصله افقی بین دو نقطه متناظر بر روی مسیر تنش کل و تنش مؤثر برابر با فشار آب حفره ای است.

* مسیر تنش :

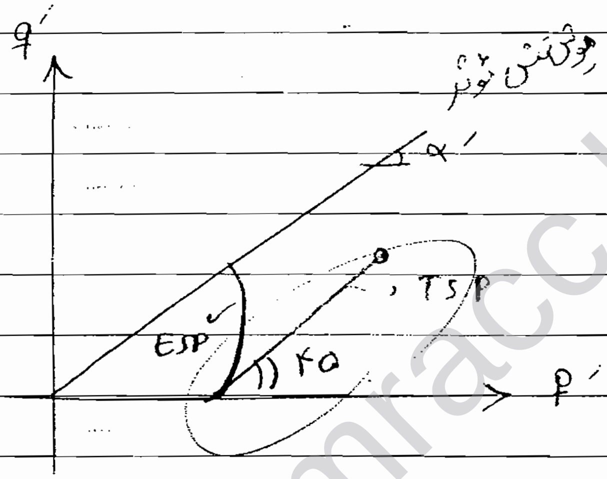
۱- آزمایش CD بر روی رس :


q
CD σ_3
TSP = ESP
۴۵°
P , P'

مسیر تنش کل و تنش مؤثر یکسان است

۲- آزمایش CU رس :

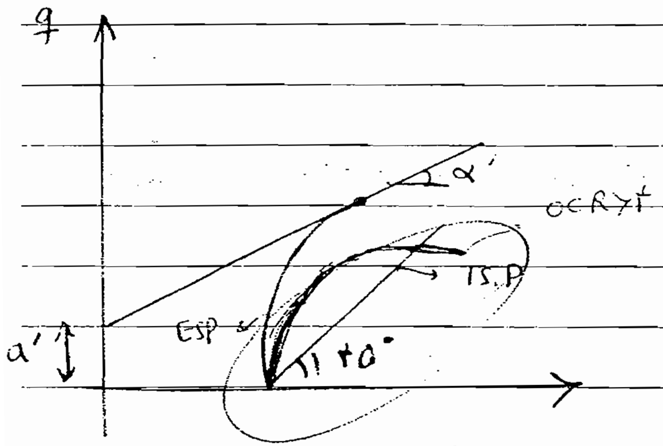
clay → NC

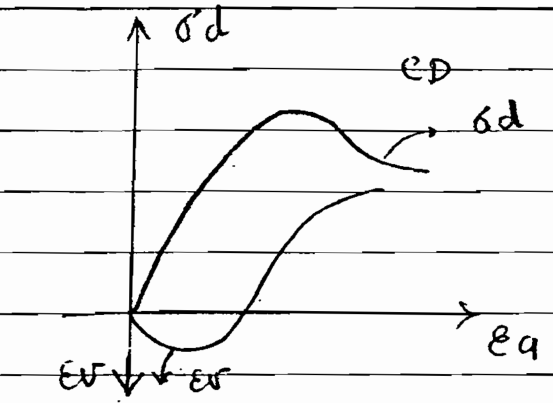

q'
پوش تنش مؤثر
α'
TSP
ESP
۴۵
P'

شرط ① شرط ②

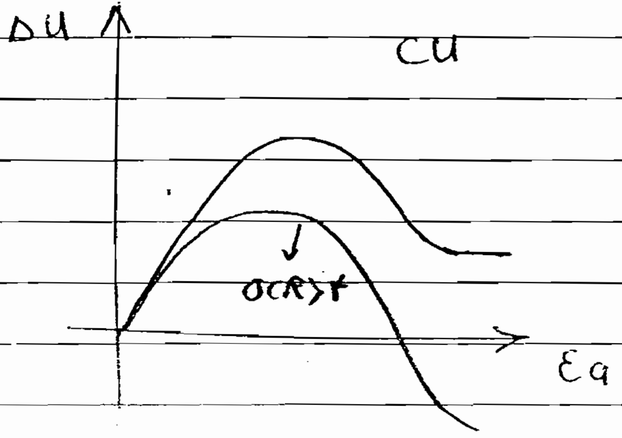
CU - رس بیش تحکیم یافته و OCR > ۲

فشار آب حفره ای اول افزایش یافته بعد کاهش یافت یعنی نمونه مانند ماسه ای عمل کرده که متراکم است.


q
α'
OCR>۲
TSP
ESP
a'
۴۵°



در آزمایش CD اگر خاک پیش تحکیم یافته
با OCR>۲ باشد مثل ماسه متراکم است
اول کاهش حجم بعد افزایش حجم



اگر OCR>۴ باشد فشار آب حفره‌ای
کاهش می یابد تا منفی شود.

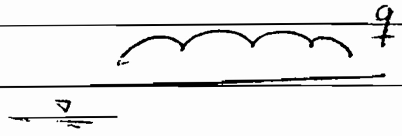
Subject:
Year. ۸۴ Month. ۹ Date. ۱۵

بنام خدا

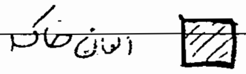
۱۹ ع

ضرایب فشار آب حفره‌ای : 8

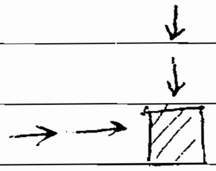
اگر بخواهیم در فضای تنش مؤثر تحلیل را انجام دهیم احتیاج به فشار آب حفره‌ای داریم باید فشار آب حفره‌ای را اندازه گیری یا تخمین بزنیم چون در مرحله طراحی هنوز بارگذاری اتفاق نیفتاده که بخواهیم اندازه بگیریم.



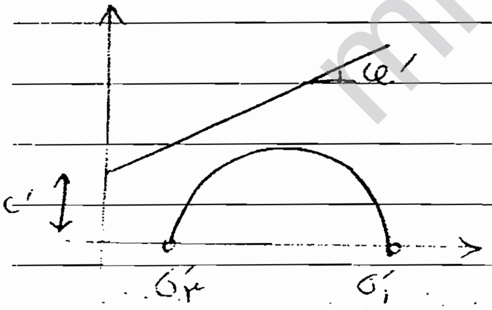
فرض کنیم بارگذاری روی سطح زمین
انجام شده می خواهیم ببینیم یک المان خاص
گسیختگی رخ می دهد یا نه
تنش های درجا را داریم + تنش های ایجاد شده
را هم داریم باید همه تنش های بکار برده شده مؤثر باشد



پارامترهای مورد استفاده c' و φ' در فضای تنش مؤثر است



تنش های ناشی از بارگذاری + تنش های کل اند
این بارگذاری باعث تغییر تنش می شود
از خاک ما نمونه ای یا نمونه دیگر باشد تشکیل های تنش مؤثر
نداریم چون تنش کل را داریم فشار آب حفره ای از رابطه
آب حفره ای بدست می آید σ_1 و σ_3 را داریم از فشار آب حفره ای کم می کنیم σ_1' و σ_3' بدست
می آید دایره موهر را رسم می کنیم با پوش گسیختگی مقایسه می کنیم



اما در مورد دایره های مؤثر تنش امکان ندارد
فشار آب حفره ای را بر حسب اضافه تنش بیان کرد از تنش های ایجاد شده این طور نیست چون بارگذاری اتفاق افتاده
و تحت بارگذاری خاک مانع حرکت آب می شود فشار آب حفره ای هیدرواستاتیک نیست

Subject:
Year. Month. Date.

روش های مختلفی برای خاک های ریزدانه وجود دارد ؟

- استفاده از نرم افزارها Flack , Zsoil نرم افزارهای خاکی

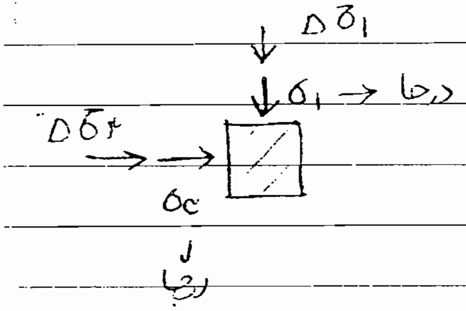
این نرم افزارها مخصوص خاک اند یعنی تنش موثر و کل و فشار آب حفره ای را تحلیل می کنند

- استفاده از رابطه skempton ؟

$$\boxed{\Delta u = B\left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\right]}$$

بلافاصله

تغییرات فشار آب حفره ای ناشی از بارگذاری را به ما می دهد ؟



$\Delta\sigma_1$
$\sigma_1 \to$ درجا
$\Delta\sigma_3$
σ_c
درجا

$\Delta\sigma_1$ ناشی از بارگذاری

$\Delta\sigma_3$ " بارگذاری

A , B ضرایب فشار آب حفره ای

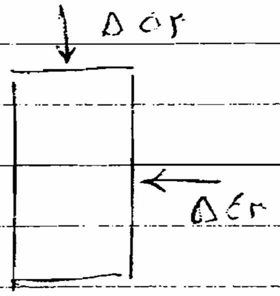
فرضا بارگذاری گسترده یکنواخت است که به اندازه فشار یا تنش اضافی که اعمال می شود Δu در لحظه اول افزایش می یابد

اما در این جا رابطه ی بالا را داریم

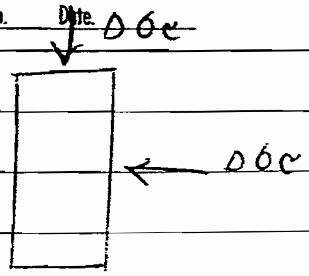
ضرایب را از آزمایشگاه بدست می آوریم با نمونه اشباع است یا غیر اشباع

* اندازه گیری B ؟

در آزمایش ۳ محوری در هر دو جهت $\Delta\sigma_3$ اعمال می کنیم



$\Delta\sigma_3$
$\Delta\sigma_3$



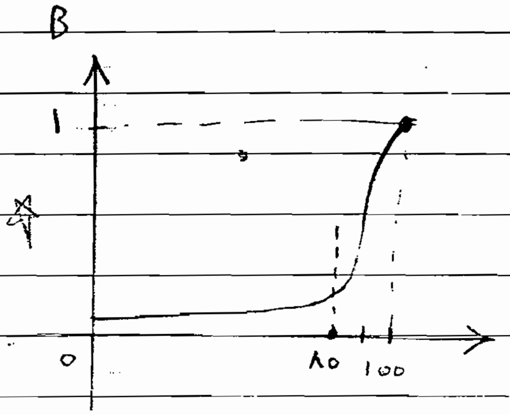
۳ محوری زه‌کشی نشده

$\Delta u = B\cdot\Delta\sigma_3$

$$\boxed{B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3}}$$

* اگر خاک کاملاً اشباع باشد $\underline{B = 1}$ است چون هر فشاری اعمال کنیم به آب وارد می‌شود

اگر خاک کاملاً خشک باشد $B = 0$ است!



رابطه بین Sr درجه اشباع و $\underline{B}$ خطی نیست؟

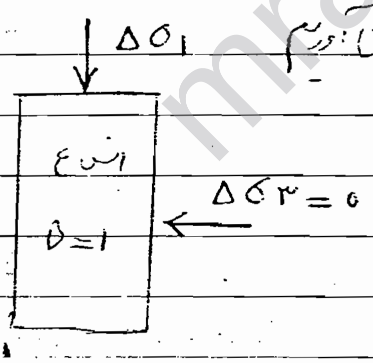
حوالی ۸۰ درصدی اوج می‌گیرد؟

B تابع نوع خاک و درجه اشباع است

* اندازه‌گیری A؟

$$* \quad \Delta u = B\left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\right]$$

خاک را کاملاً اشباع می‌کنیم تا $B=1$ شود و A را بدست می‌آوریم



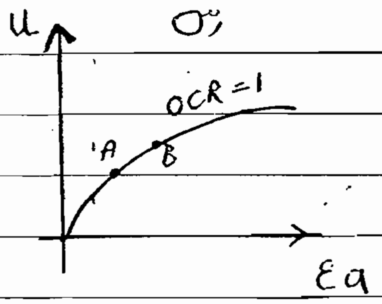
$\Delta u = A\,\Delta\sigma_1$

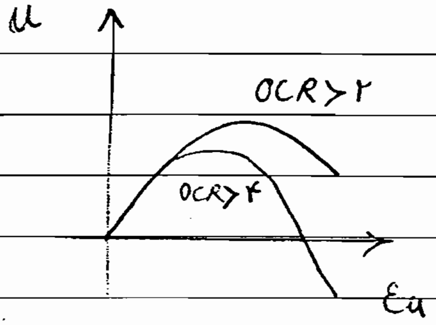
$$\boxed{A = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1}}$$

A به نوع خاک و درجه اشباع بستگی دارد و به $\Delta\sigma_1$ هم بستگی دارد.

در آزمایش CU فقط داریم $\Delta\sigma_1$ را تغییر می‌دهیم رس‌های مختلف رفتار مختلفی دارند

Subject:
Year. Month. Date.





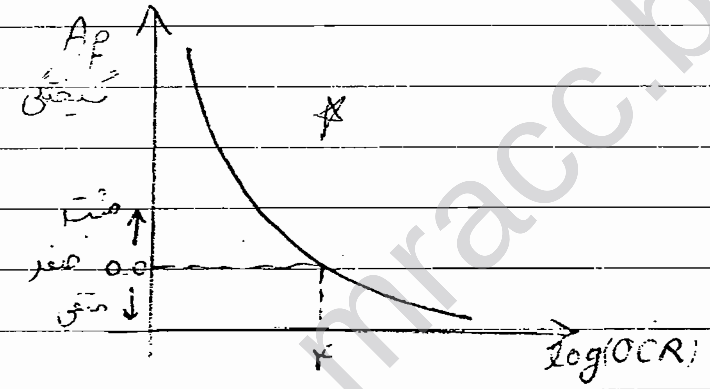
نقطه A در یک لحظه دارای
تغییر Δσ₁ است
نقطه B دارای یک Δσ₁
دیگری است
در لحظات مختلف Δσ
مختلفی داریم و u های مختلفی
داریم در نتیجه A های مختلفی داریم

در OCR>۴ ما یک جایی
A مثبت است اما به یک جایی
می‌رسیم که A منفی می‌شود

نسبت A کاملاً مربوط به خاک و درجه پیش تحکیمی و درجه اشباع
به سطح تنش هم بستگی دارد

* در طول تنش های مختلف A های مختلف می‌گیریم

Af چون زیاد A داریم فقط یک A را اندازه می‌گیریم و آن هم در لحظه گسیختگی است



* رابطه Af با OCR

Af ترکیبی از تنش درجا و بارگذاری است

مثال ۶: در یک آزمایش CU بر روی رس به طور عادی تحکیم یافته (NC)
فشار جانبی ۶۰۰ kN/m² و تنش [illegible] ۴۰۰ kN/m² است

$\sigma_3 = 200 \ kN/m^2$

back pressure = ۴۰۰ kN/m^2 (پشت فشار است)

در مراحل مختلف آزمایش اطلاعات ثبت شده است
- اندازه‌گیری A f
- مسیر تنش
- φ′ و Cu φ

92

Subject:
Year. Month. Date.

از پیش فشار باید کم شود ↑

مثال

$\sigma_d = \Delta\sigma_1$ (kN/m²)	u (kN/m²)	Δu	$A = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1}$	σ_3	σ_1	σ'_3	σ'_1	p'	p	q
۰	۴۰۰	۰	—	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰		
۵۸	۴۱۹	۱۹	۰/۳	۲۰۰	۲۵۸	۱۸۱	۲۳۹	۲۱۰		
۱۰۴	۴۴۱	۴۱	۰/۳۹	۲۰۰	۳۰۴	۱۵۹	۲۶۳	۲۱۱		
۱۴۰	۴۶۳	۶۳	۰/۴۵	۲۰۰	۳۴۰	۱۳۷	۲۷۷	۲۰۷		
۱۵۸	۴۷۹	۷۹	۰/۵	۲۰۰	۳۵۸	۱۲۱	۲۷۹	۲۰۰		
۱۸۰	۴۹۹	۹۹	۰/۵۵	۲۰۰	۳۸۰	۱۰۱	۲۸۱	۱۹۱		
۱۹۲	۵۱۵	۱۱۵	۰/۶	۲۰۰	۳۹۲	۸۵	۲۷۷	۱۸۱		

— مرحله ① نمونه اشباع است ⇒ $B = 1$

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

آزمایش CU است ⇒ $\Delta\sigma_3 = 0$

چون σ_3 ثابت است

$$B = 1,\ \Delta\sigma_3 = 0 \Rightarrow A = \frac{\Delta u}{\sigma_d}$$

$\sigma_d = \Delta\sigma_1$

چون پیش فشار داشتیم. در شروع مرحله اعمال تفاوت تنش، u ما به اندازه پیش فشار است

Δu نسبت به لحظه شروع آزمایش اندازه گیری می شود؛

* $A_f = ۰/۶$

— مرحله ②: $\sin\varphi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{۲۷۷ - ۸۵}{۲۷۷ + ۸۵} = ۰/۵۳$

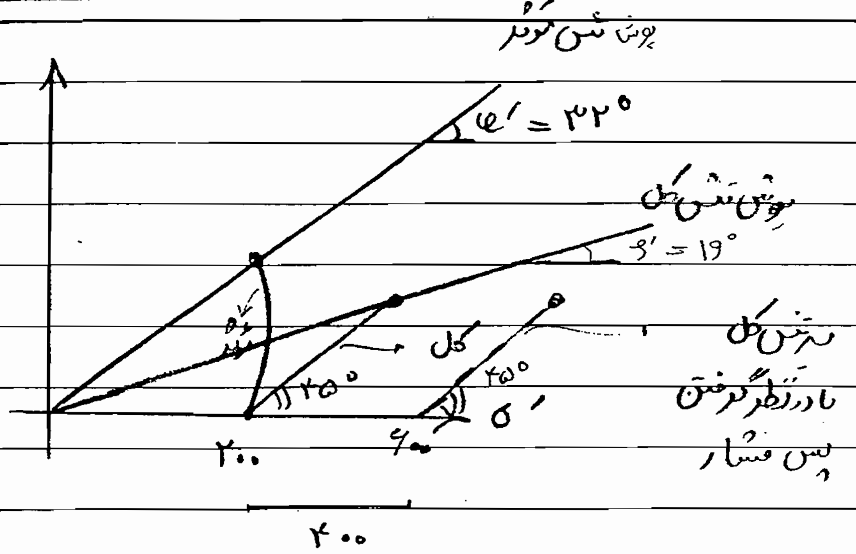
$\varphi' = \cancel{۳۲°}$ 28°

* از نظر تئوری
چسبندگی ۰
اگر $c = 0$
باشد با فرض تنش های کل موثر؛

$$\sin\varphi_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{۳۹۲ - ۲۰۰}{۳۹۲ + ۲۰۰} \Rightarrow \varphi_u = ۱۹°$$

19°

معمولاً φ_u از φ' کمتر است؛


پوش تنش موثر
φ' = ۳۲°
پوش تنش کل
φ' = 19°
تنش کل
با در نظر گرفتن
پس فشار
کل
۲۵۰
۴۵۰
۵۰
۲۰۰
۶۰۰
۴۰۰

* فصل جدید

- تحکیم consolidation

* حالات محتمل برای تراکم خاک 8

۱- تراکم سنگدانه‌ها + تراکم آب موجود بین خاک که مجموعه آنها باعث تراکم توده خاک شود

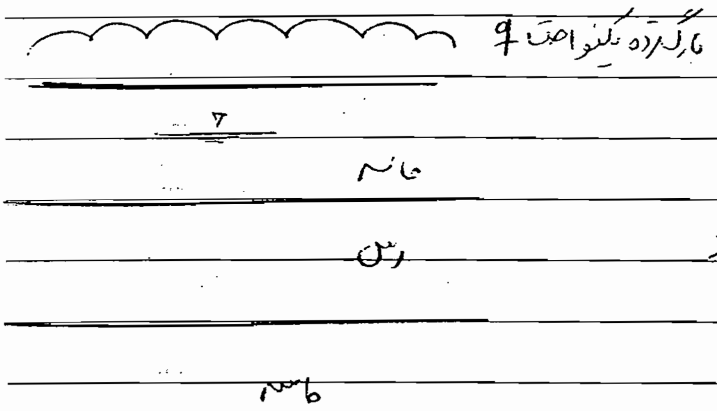
۲- تراکم هوا + رانده شدن هوا — خاک یک محیط ۳ فازه است

۳- خروج آب — اگر آب خارج شود حجم توده خاک کم می‌شود

* ولی مقدارش خیلی ناچیز است عملاً آن را در نظر نمی‌گیرند ؛ به عبارتی نمی‌تواند عامل کاهش حجم کل توده خاک شود

* ولی وقتی انجام می‌شود که خاک هنوز اشباع نیست به عبارتی آنچه که به عنوان تراکم compaction در آن نام می‌بریم از این طریق انجام می‌شود مثل کوبیدن با غلتک

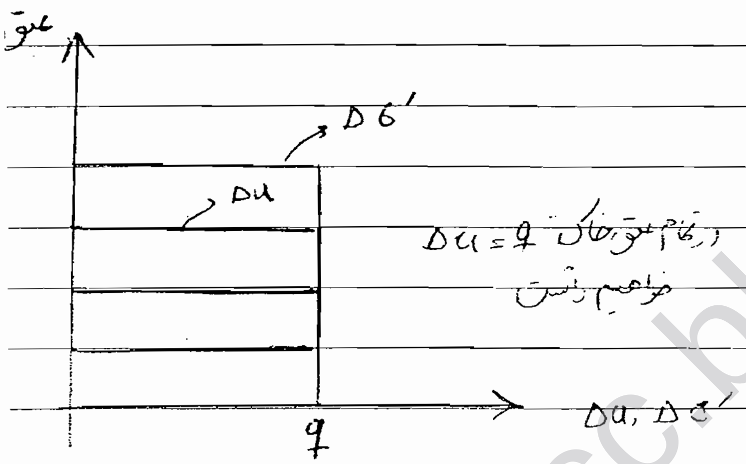
۴- چیزی که به عنوان تحکیم از آن یاد می کنیم سوبی است در خاکهای ریزدانه چون نفوذپذیری کم است تحکیم طی زمان و بارگذاری صورت می گیرد .



رس کاملاً اشباع است بین دولایه ماسه قرار دارد تحت بارگذاره یکنواخت q قرار می گیرد

در لحظه $t = 0$

$\Delta u = q$
$\Delta \sigma' = q$
$\Delta \sigma = q$

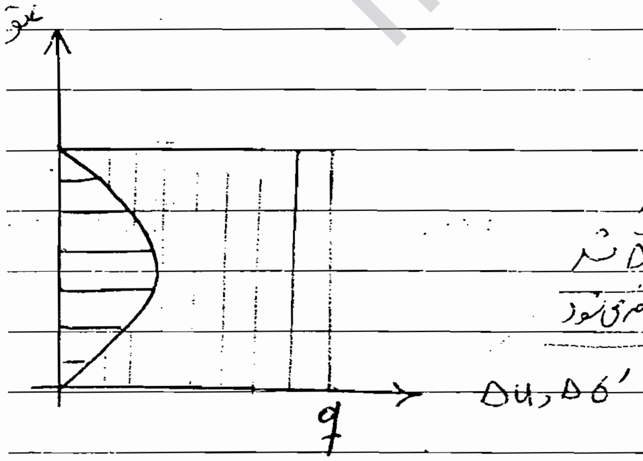


$\Delta u = q$ در تمام عمق خاک خواهیم داشت

در لحظه $t = t_1$:

$\Delta \sigma = q$
$\Delta u < q$
$\Delta \sigma' < q$

$\Delta u + \Delta \sigma' = q$

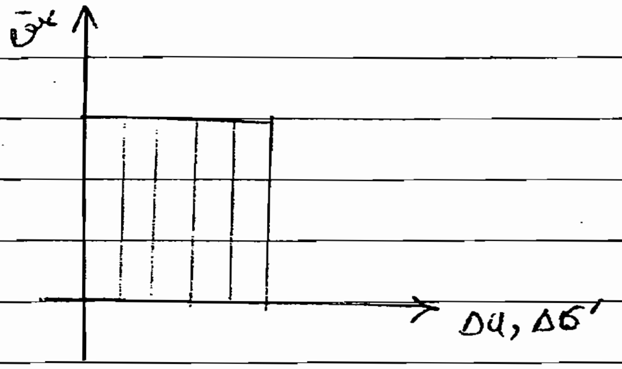


* در طی زمان Δu کاهش می یابد

در مرزها $\Delta u = 0$ شد و $\Delta \sigma' = q$ شد

هر چه از Δu کم شود به $\Delta \sigma'$ اضافه می شود

* در نهایت کار ؛ $t = \infty$



$\Delta u = 0$
$\Delta\sigma' = q$
$\Delta\sigma = q$

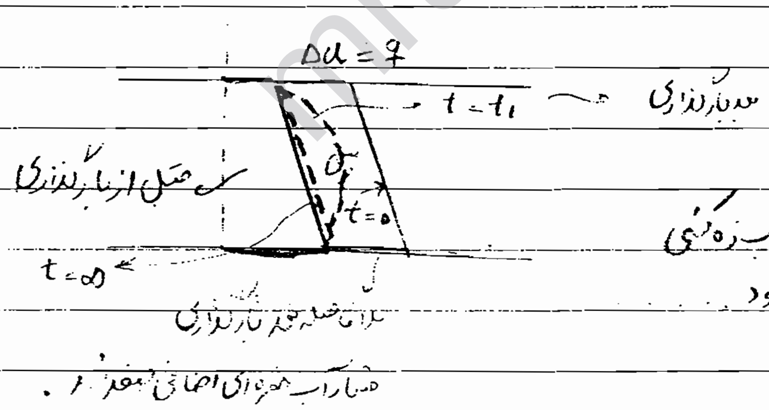
با اعمال بارگذاری یک فشار آب حفره‌ای اضافی در نمونه ایجاد می‌شود در طی زمان فشار آب حفره‌ای اضافی صفر می‌شود فشار آب هنوز می‌توان داشت .

به این روند تحکیم گفته می‌شود ؛

۲ نکته ؛

۱ـ در پایان عمل تحکیم فشار آب حفره‌ای داریم ولی فشار آب حفره‌ای اضافی صفر است

۲ـ پس از پایان تحکیم همه آب خارج نمی‌شود کماکان خاک اشباع است


$\Delta u = q$
$t = t_1$
بعد بارگذاری
قبل از بارگذاری
$t = 0$
$t = \infty$
فاصله طولانی بعد بارگذاری
فشار آب حفره‌ای اضافی صفر .

* در بالا و پایین چون ماسه داریم لایه خوب زهکشی می‌شود پس Δu سریعتر صفر می‌شود

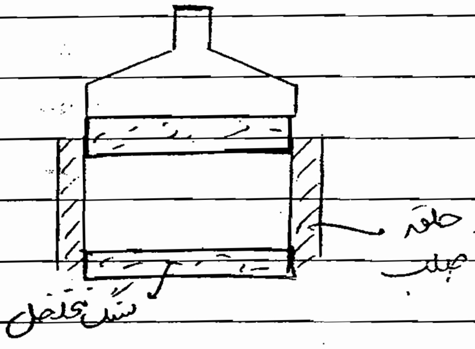
Subject:
Year. ۸۴ Month. ۹ Date. ۱۹

به نام خدا

ج ۲۰

آزمایش تحکیم : oedometer test اودومتر

در این آزمایش به رفتار خاک‌ها حین عمل تحکیم پی می‌بریم :



نمونه استوانه‌ای شکل داخل دستگاه قرار می‌گیرد بالا و پایین
نمونه دو سنگ متخلخل با نفوذپذیری زیاد قرار می‌گیرد تا آبی
که حین عمل تحکیم خارج می‌شود را زه‌کشی کند
نمونه داخل یک حلقه صلب قرار می‌گیرد یعنی حین آزمایش
که فشار به نمونه اعمال می‌شود حلقه صلب هیچ تغییر شکلی نمی‌دهد

* حلقه صلب اجازه تغییر شکل افقی نمی‌دهد نمونه تحت اثر بارهای وارده و خروج آب فقط در جهت قائم تغییر شکل می‌دهد

① تحکیم یک بعدی داریم «اثرات حلقه صلب»

$$\boxed{K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}}$$

② * از طرفی به خاطر این عدم تغییر شکل افقی نسبت تنش‌های مؤثر افقی و قائم از رابطه تبعیت می‌کند

③ * از طرفی بلافاصله بعد از بارگذاری بار حاصل به فشار آب حفره‌ای منتقل می‌شود و باعث تغییر در آن می‌شود

$$\Delta u = \Delta q$$

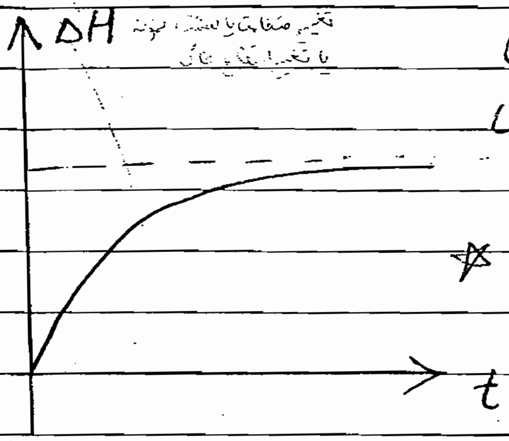
ابعاد نمونه: قطر ۲٫۵ اینچ
ارتفاع ۱ اینچ

برخلاف آزمایش ۳ محوری که ارتفاع از قطر بیشتر بود در اینجا قطر نمونه بیشتر است

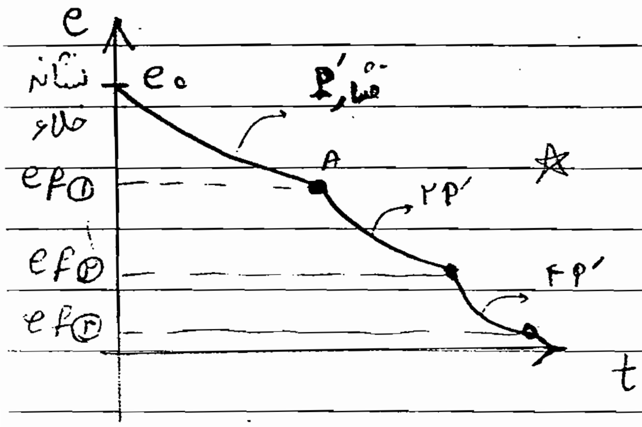
نمونه را داخل دستگاه قرار می‌دهند معمولاً نمونه اشباع است تحت بارگذاری قرار می‌دهیم صبر می‌کنیم تا تحت بارگذاری تحکیم حاصل شود

* از کجا بفهمیم ? ارتفاع نمونه را اندازه می‌گیریم وقتی تغییر مکان‌ها ثابت (در برابر صفر) شدند یعنی تحکیم حاصل شده است
باید تغییر مکان صفر شود تا تحکیم حاصل شود

Subject:
Year. Month. Date.



بار P را اعمال می‌کنیم بلافاصله فشار P به فشار آب حفره‌ای تبدیل می‌شود در طی زمان فشار آب حفره‌ای محو می‌شود و بار P به تنش مؤثر تبدیل می‌شود و تحکیم حاصل می‌شود



حین تحکیم در اثر تراکم $\overset{*}{e}$ کاهش می‌یابد تا به حد ثابتی می‌رسد در نقطه A دیگر فشار آب حفره‌ای نداریم تنش مؤثر داریم.

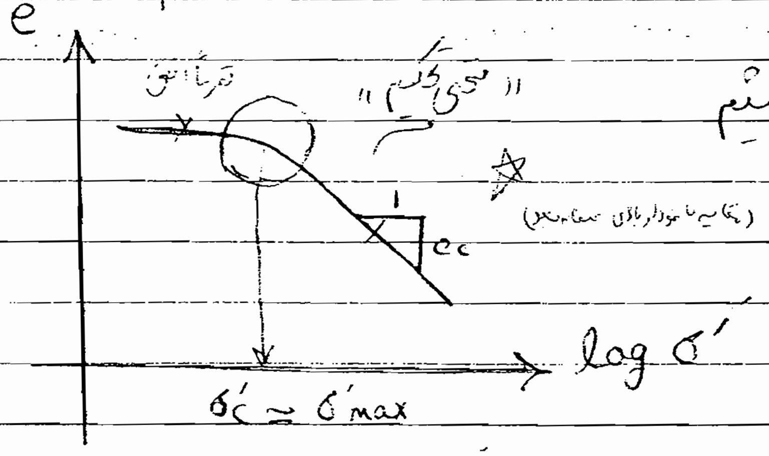
بار را دو برابر می‌کنیم بعد از این که تحکیم تحت بار P انجام شد دو برابر می‌کنیم تا تحت 2P' تراکم انجام شود یک ef خواهیم داشت دفعه سوم دو برابر می‌کنیم ef③ خواهیم داشت در پایان هر مرحله فشار به تنش مؤثر تبدیل می‌شود نتایج را به صورت یک جدول بیان می‌کنیم

$0 = \sigma'$	e_0
P'	ef①
$2P'$	ef②
$4P'$	ef③
$8P'$	ef④

اعداد این جدول به صورت عددی e را در پایان تحکیم در هر یک از مراحل بارگذاری مشخص می‌کند

این اعداد شرایط حین تحکیم را نشان نمی‌دهند اعدادی هستند که در پایان تحکیم هر مرحله ثبت شده‌اند.

(نیم)
در سیستم مختصات نیمه لگاریتمی این دو را رسم می‌کنیم



(تقریباً با موازات بالای [illegible])

$\epsilon = \frac{V_v}{V_s}$ *

* علت عوض شدن شیب منحنی 8

تا قبل از این نقطه شیب ملایم است یعنی با افزایش تنش موثر نمونه کمتر تراکم می شود

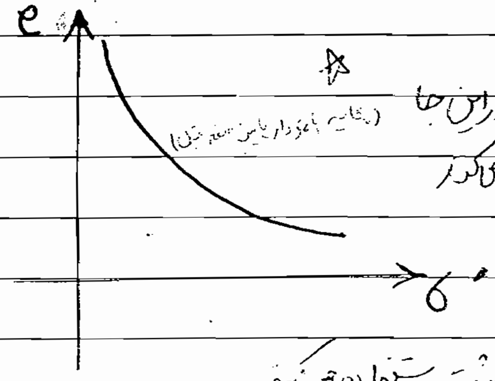
اما از این نقطه به بعد با افزایش تنش موثر نمونه بیشتر تحکیم می یابد

این حول و حوش تنشی را به ما می دهد که به آن تنش پیش تحکیمی می گویند

- اگر تنش های کمتر از این σ'_c اعمال کنیم تغییر در مقدار تحکیم کمتر است
- اما در تنش های بیشتر مقدار تحکیم بیشتر خواهد بود.

این تغییر در شیب ناشی از فشار پیش تحکیمی است

در رسم لگاریتمی $e-\log\sigma'$ یک خط مستقیم خواهیم داشت اما اگر $e-\sigma'$ رسم کنیم منحنی هیچگاه یک خط مستقیم نخواهد داشت انحنا خواهد داشت



شیب منحنی در این جا پیوسته تغییر می کند

در محورهای نیمه لگاریتمی فقط ۲ شیب داریم

از این شیب ها برای تعیین نشست استفاده می کنیم

وقتی $\Delta\sigma$ اعمال می کنیم خاک را فقط فشرده می کنیم هر چی می خواهد جمع شود هیچ عکس العمل دیگری از خاک انتظار نیست آب باید بیرون برود منشا آب حفره ای زیاد می شود.

$\Delta\sigma$ که اعمال می شود بستگی به رفتار خاک دارد یعنی خاک ها می خواهند منبسط شوند منشا آب حفره ای کم می شود یعنی خاک ها به [illegible] می آیند و تابع رفتار خاک چیزی است که u تغییر می کند.

* ضریب تغییر حجم (mv) 8

- میزان تغییر حجم واحد حجم بازای تنش موثر واحد:

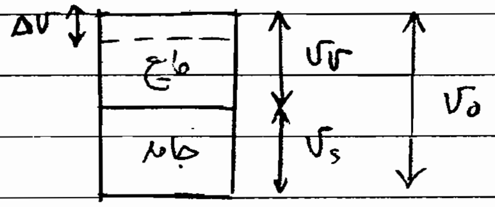
$$m_v = \frac{\frac{\Delta V}{V_0}}{\Delta\sigma'}$$

تنش موثر

چون $\Delta\sigma'$ را داریم سعی می کنیم $\frac{\Delta V}{V_0}$ را برحسب e بنویسیم

Subject:

Year. Month. Date.



ΔV : کاهش حجم ناشی از کاهش حجم مایع است.

اندیس صفر برای مشخصات خاک قبل از شروع تحکیم

" یک " " " " در پایان تحکیم

$$* \quad e_0 = \frac{V_v}{V_s} \qquad * \quad e_1 = \frac{V_v - \Delta V}{V_s}$$

نسبت خلاء در خاتمه تحکیم

$$* \quad e_0 - e_1 = \frac{V_v - V_v + \Delta V}{V_s} = \frac{\Delta V}{V_s} = \Delta e \quad ①$$

$$* \quad 1 + e_0 = \frac{V_v}{V_s} + \frac{V_s}{V_s} = \frac{V_0}{V_s} \rightarrow V_s = \frac{V_0}{1+e_0} \quad ②$$

$$\xRightarrow{②,①} \quad \boxed{\Delta e = \frac{\Delta V}{V_0}(1+e_0)}$$

تغییر حجم یا نشست تحکیم و تغییر ارتفاع خاک

$$\boxed{\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}} \xRightarrow{A = cte \text{ سطح مقطع}} \boxed{\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}}$$

ارتفاع اولیه

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \cdot \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} = \boxed{\frac{1}{1+e_0} \cdot \frac{e_1 - e_0}{\sigma'_1 - \sigma'_0}}$$

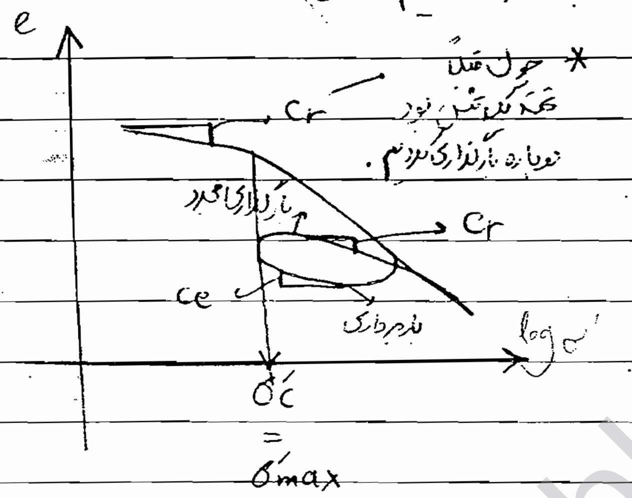
m_v شیب منحنی $\|e-\sigma'\|$ ضربدر $\frac{1}{1+e_0}$

Subject:
Year. Month. Date.

Compression Index * شاخص تراکم : شیب بخش مستقیم منحنی تحکیم

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log \sigma'_1 - \log \sigma'_0} = \frac{e_0 - e_1}{\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}}$$

ممکن است حین آزمایش تحکیم یک بار باربرداری یا بارگذاری مجدد انجام دهیم در این صورت


e
Cr
* چون قبلاً تحت این تنش بوده دوباره بارگذاری کردیم.
بارگذاری مجدد
Cr
Ce
باربرداری
log σ'
σ'c
=
σ'max

$C_e \simeq C_r$

C_r بارگذاری مجدد

C_e ضریب انبساط

C_r یعنی قبلاً تحت یک باری تحکیم پیدا کرده بود اکنون دوباره بارگذاشتیم.

بار را که برمی‌داریم یک مقدار تورم در خود داریم که باعث می‌شود e افزایش یابد.

وقتی روی خاکی بارگذاری می‌کنیم تغییرات تنش موثر داریم

σ'_0 زیاد می‌شود تا به σ'_1 برسد.

تنش $\sigma'_0 \rightarrow \sigma'_1$

C_c از آزمایش بدست می‌آید از روی رابطه* $e_0 - e_1$ بدست می‌آید از روی آن ΔH بدست می‌آید.

رابطه Peck and Terzaghi: $C_c = 0/009\,(LL - 10)$

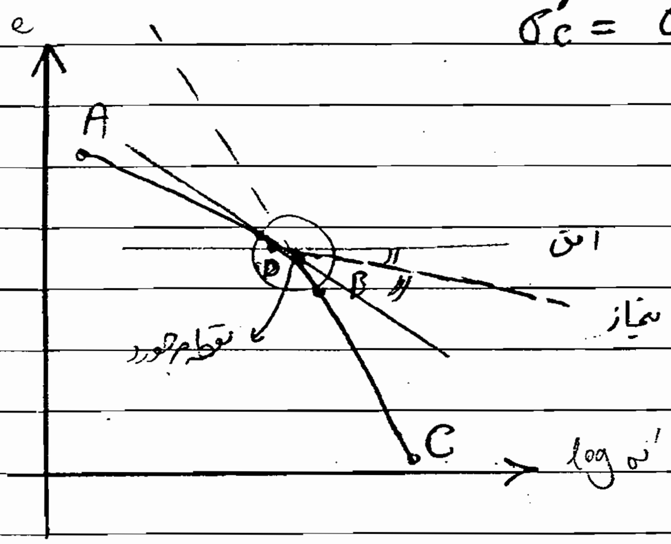
حالت دست خورده

$C_r \simeq (\frac{1}{10} - \frac{1}{5})C_c$

C_r همیشه از C_c کوچکتر است.

Subject:
Year. Month Date.

* فشار پیش تحکیمی : $\sigma'_c = \sigma'_{max}$



مراحل : روش کاساگرانده

۱- امتداد بخش مستقیم BC

۲- بر روی AB نقطه ای که بیشترین انحنا را دارد مشخص می کنیم «نقطه D»

۳- از D خطی مماس بر منحنی رسم می شود

۴- نیمساز زاویه ای که خط مماس و خط افق می سازند رسم شود

۵- نقطه تلاقی BC و نیمساز ، σ'_c را بدست می دهد

وقتی نمونه را از خاک بیرون می آوریم به آزمایشگاه می بریم آن را آماده می کنیم سپس آن را در دستگاه می گذاریم

در نتیجه نمونه نسبت به خاک درجا فرق خواهد کرد

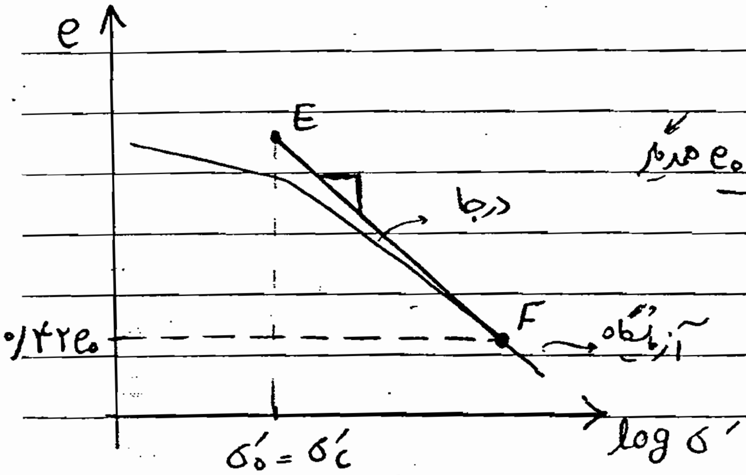
- از جمله تفاوت ها : تفاوت در نتایج آزمایش تحکیم است منحنی هایی که از آزمایش بدست می آیند با شرایط درجا فرق دارد

* منحنی $(e-\log\sigma')$ درجا :

چون حین آماده سازی نمونه / نمونه گیری > دست خوردگی ایجاد می شود که باعث می شود منحنی تحکیم در آزمایشگاه و درجا یکسان نباشد

الف) $OCR = 1$:

$\sigma'_0 = \sigma'_c$



* روش Schmertmann

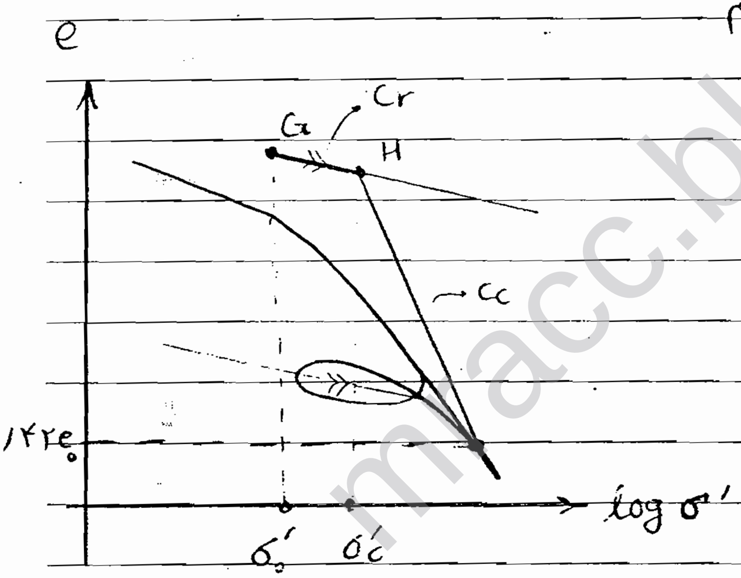
تجربه دیده که منحنی درجا و آزمایشگاهی یکدیگر را در $e_0(0/42)$ همدیگر را قطع می کند.

مراحل :

۱ـ پیدا کردن F

۲ـ پیدا کردن نقطه E به مختصات $(e_0 , \log \sigma'_0)$ E

از صفر تا σ'_0 خاک درجا نشست نمی کند قبل از آن (σ'_0) تغییرات e نداریم
ریزش های بقیه تحکیم صورت می گیرد
چون در بخش دوم منحنی است خط مستقیم می کشیم



ب ـ OCR > 1

شیب منحنی تحکیمی آزمایش نمونه حقیقی بزرگتر است

نیاز به یک باربرداری و بارگذاری مجدد داریم

مراحل :

۱ـ نقطه G به مختصات $G(\log \sigma'_0 , e_0)$

۲ـ GH را به موازی منحنی باربرداری و بارگذاری می کشیم

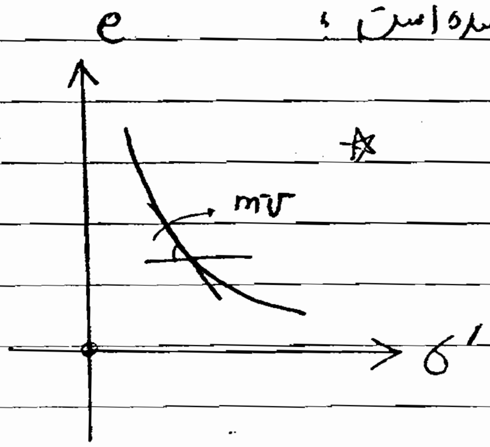
۳ـ از H روی σ'_c بدست می آید

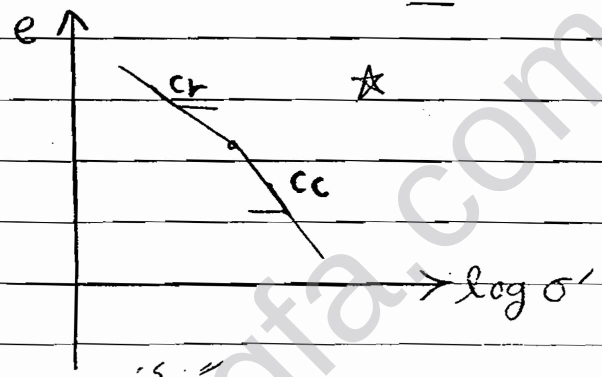
۴ـ نقطه F با بازه $0/42e_0$ را پیدا می کنیم.

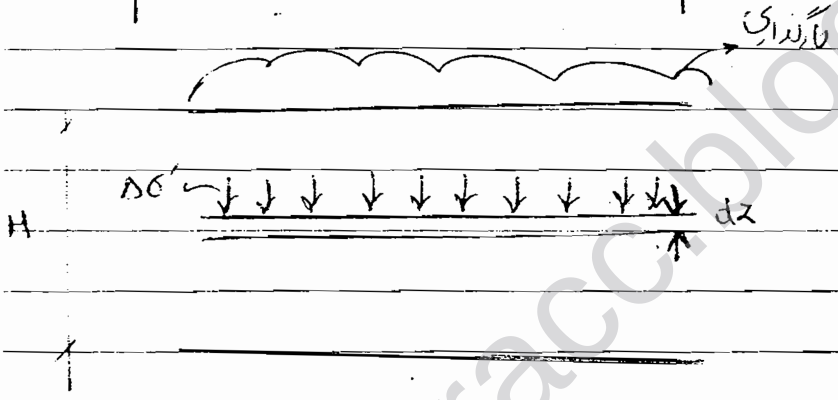
نشست های حاصل از تحکیم :

تحکیم پدیده ای است که در طی زمان اتفاق می افتد بلافاصله بعد بارگذاری شروع می شود و تا مدتها بعد ادامه می یابد. طی تحکیم تنش موثر افزایش می یابد و به مقدار ماکزیمم خودش می رسد و فشار آب اضافی صفر می شود

در پایان عمل تحکیم یک نشست داریم که عمل تحکیم به طور کامل انجام شده است :







فرض کنیم یک بارگذاری روی خاک داریم
به ضخامت H
یک جزء لایه در نظر می گیریم به ضخامت dz
با افزایش بارگذاری هر کدام از جزء لایه ها
با افزایش تنش Δσ' روبرو خواهند بود
و نشست dsc را دارند

$$dz \xrightarrow{\text{نشست}} dS_c$$

✓ برای کل لایه H یک نشست کلی داریم با اندازه Sc نشستی که برای کل لایه می بینیم مجموع نشست های ریز

$$* \quad \frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1+e_0}{H_0}$$

لایه های با ضخامت $\sigma_0' + \Delta\sigma' = \underset{\text{پایان عمل تحکیم}}{\sigma_1'}$

ضخامت لایه $H_0 = dz$

$$\Delta H = ds_c \Longrightarrow ds_c = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0}\, dz$$

با انتگرال گیری
می توان رابطه کلی را نوشت

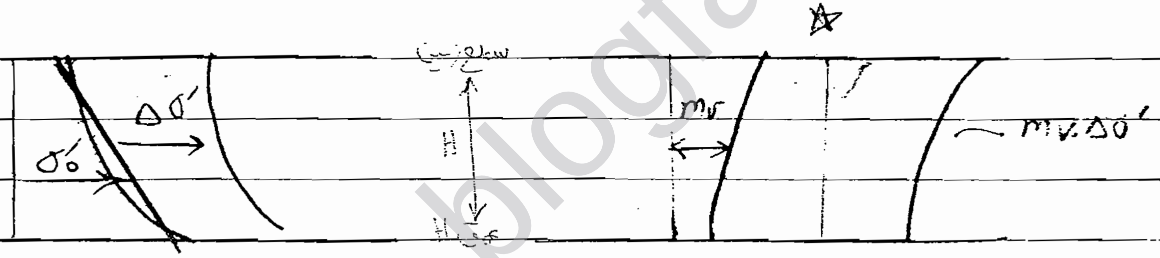
ولی ما می‌خواهیم تغییرات تنش مؤثر را در این رابطه داشته باشیم پس صورت و مخرج را در $\sigma'_1 - \sigma'_0$ ضرب می‌کنیم

$$dS_c = \left(\frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0}\right)\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_0}{1+e_0}\right) dz \quad ①$$

می‌دانیم : ② $m_v = \frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \cdot \frac{1}{1+e_0}$ و

$$①,② \Longrightarrow dS_c = m_v . \Delta\sigma' . dz$$

$$\Longrightarrow \boxed{S_c = \int_0^H m_v \Delta\sigma' dz}$$



با داشتن m_v و $\Delta\sigma'$ می‌توان منحنی حاصل ضرب را رسم کرد که نشست می‌شود سطح زیر منحنی $m_v . \Delta\sigma'$ که برای به دست آوردن سطح زیر منحنی می‌توان آن را به مستطیل‌هایی تقسیم کرد و مساحت مستطیل‌ها را به دست آورد.

اگر بارگذاری گسترده یکنواخت بود $\Delta\sigma' = q$ در عمق یکسان بود اما در این جا باید از روابط بوسینسک استفاده کرد و $\Delta\sigma'$ تعیین می‌شد.

راه حل کلی این است که توابع را به دست آوریم و انتگرال بگیریم. اگر ضخامت H کم باشد و از تغییرات m_v و $\Delta\sigma'$ صرف‌نظر کنیم داریم

$$* \boxed{S_c = m_v . \Delta\sigma' . H}$$

(ضخامت لایه H کم است و m_v، $\Delta\sigma'$ مقادیر آن در وسط لایه H)

در این حالت می‌توانیم m_v و $\Delta\sigma'$ را برای ضخامت H کوچک برای وسط لایه محاسبه می‌کنیم و کار برای Hهای بزرگ آن را به چند زیر لایه تقسیم می‌کنیم.

$$dS_c = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0}\,dz$$

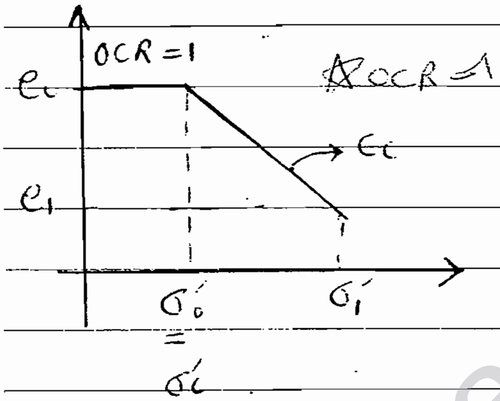
$$\Rightarrow S_c = \int_0^H \frac{e_0 - e_1}{1+e_0}\,dz \Rightarrow S_c = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0}\,H \qquad ①$$

در صورتی از انتگرال خارج می شود که از z مستقل باشد

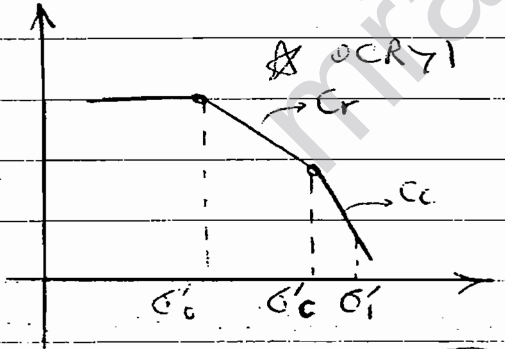
می دانیم ؛ $C_c = \dfrac{e_0 - e_1}{\log \dfrac{\sigma'_1}{\sigma'_0}}$

جایگذاری در ①
$$S_c = \frac{H}{1+e_0}\, C_c \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$$

اگر ضخامت H زیاد باشد باید لایه لایه کرد اما اگر ضخامت H کم باشد می توان میانگین را برای e_0 و e_1 حساب کرد



* این روابط برای حالتی بود که خاک عادی تحکیم یافته بود و از C_c استفاده کردیم چون مسیر تنش σ'_0 تا σ'_1 را که روی یک شیب هستیم طی می کنیم ؛



* اگر خاک پیش تحکیم یافته باشد OCR > 1 در این حالت σ'_0 و σ'_c روی یک خط نیستند وقتی در این مسیر می خواهیم حرکت کنیم دو تا شیب داریم و از این فرمول نمی شود استفاده کرد از یک فرمول خاص استفاده می کنیم ؛

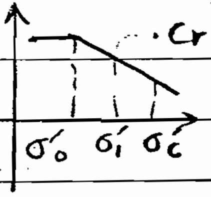
گزینشت
$$S_c = \frac{H}{1+e_0}\left[C_r \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_c} \right]$$

از σ'_0 تا σ'_c شیب نمودار نشان دهنده C_r است
از σ'_c تا σ'_1 〃 〃 〃 C_c است

mrracc.blogfa.com

مثال 8 اگر $\sigma'_0 = ۲۰$ و $\sigma'_c = ۵۰$ و $\sigma'_1 = ۷۵$ باشد از کدام فرمول می‌بریم

☆ مهم از فرمول C_c که داریم و C_r : فرمول آخری



اگر $\sigma'_0 = ۲۰$ و $\sigma'_c = ۵۰$ و $\sigma'_1 = ۴۵$ باشد از کدام فرمول می‌بریم

در این حالت در واقع C_r هستیم پس فرمول می‌شود * $S_c = \frac{H}{1+e_0} C_r \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}$

مثال 8 یک لایه رس داریم به ضخامت ۲^m که کاملاً اشباع است (در وسط لایه $\sigma'_0 = ۵۰ \left(\frac{kN}{m^۲}\right)$ و $\Delta\sigma' = ۴۰$, $e_0 = ۱/۴$, $\sigma'_c = ۷۵ \left(\frac{kN}{m^۲}\right)$, $C_r = ۰/۰۵$, $C_c = ۰/۲۵$ ، S_c را بیابید؟

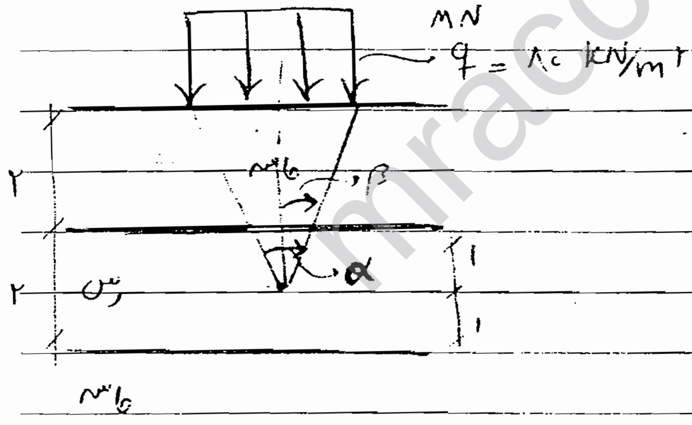
* $\sigma'_0 = ۵۰ \Rightarrow \sigma'_1 = ۴۰ + ۵۰ = ۹۰ \ \frac{kN}{m^۲}$

⟹ از فرمول آخر

$$\Rightarrow S_c = \frac{H}{1+e_0}\left[C_r \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_c \log\frac{\sigma'_1}{\sigma'_c}\right]$$

$$= \frac{۲}{۱+۱/۴}\left[۰/۰۵ \log\frac{۷۵}{۵۰} + ۰/۲۵ \log\frac{۹۰}{۷۵}\right] = ۲۴ \ mm$$

مثال ۹ یک پی ۴x۴ روی یک لایه ماسه مطابق شکل قرار گرفته است $m_v = ۰/۵ \ m^۲$ لایه رس



H , $\Delta\sigma'$, m_v , S_c را داریم

$\Rightarrow S_c = m_v \Delta\sigma' H$

$\Delta\sigma'$ را از روابط بوسینسک می‌رویم :

و مقدار $\Delta\sigma'$ را وسط لایه رس و درست زیر مرکز پی

می‌یابیم تا بیشترین تنش را داشته باشیم

$\alpha = ۱/۱۷۶ \ rad$, $\beta = ۰/۵۸۸ \ rad$

$$\Delta\sigma' = \frac{q}{\pi}\left[\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + ۲\beta)\right] \Rightarrow \Delta\sigma' = ۰/۰۳ \ \frac{MN}{m^۲}$$

فقط ضخامت لایه رس

$$\Rightarrow S_c = m_v \Delta\sigma' H = ۰/۵(۰/۰۳)(۲) = ۳۰^{mm}$$

* در سه حالت کلی داریم : زیر مرکز پی محاسبه کردیم و وسط لایه رس تا [illegible]

مثال ۶ نتایج یک آزمایش تحکیم به صورت زیر است $H_0 = ۲\text{cm}$ ، $G_s = ۲/۶۶$ ، $\omega = ٪۳۱/۷$ در ابتدای آزمایش ☆ مهم

الف - منحنی $e - \sigma'$ را رسم کرده m_v را بیابید و با توجه به تغییرات تنش $\sigma'_0 = ۲۲۰$, $\sigma'_1 = ۳۶۰$

ب - منحنی $e - \log\sigma'$ را رسم کرده و σ'_c و C_c را بیابید

ج - نشست تحکیمی را از دو راه بیابید " با m_v و C_c " $\sigma'_0 = ۲۲۰$, $\sigma'_1 = ۳۶۰$

فشار $(\frac{kN}{m^2})$	۰	۲۵	۵۰	۱۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۸۰۰	۰
ضخامت نمونه	۱۹/۶	۱۹/۲۵	۱۸/۹۸	۱۸/۶۱	۱۸/۱۴	۱۷/۶۸	۱۷/۲۴	۱۷/۹۲

مطابق جدول بار را در هر بار ۲ برابر کرده و در پایان عمل تحکیم ضخامت را در هر مرحله اندازه گرفتیم در انتهای نمونه بار را صفر کردیم و باربرداری کردیم اما به ضخامت اولیه نرسیدیم نمونه تورم می‌کند اما تورم ناشی از باربرداری هیچ وقت بیشتر از تحکیم نیست ضخامت نمونه به حالت اول نرسید برای همین C_c از C_r بزرگتر است .

الف - $e - \sigma'$ در هر گام باید نسبت خلاء را بیابیم

خاک کاملاً اشباع $S_r = 1$: $G_s \cdot \omega = S_r \cdot e$

$$۲/۶۶ \times ۳۱/۷۷ \times ۱۰^{-۲} = ۱ \times e$$

$$\Rightarrow e_1 = ۰/۸۴۲$$ * در پایان عمل تحکیم

در بقیه مراحل $\frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1 + e_0}{H_0} \Rightarrow \frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1 + e_1 + \Delta e}{H_0}$

در هر مرحله نسبت به مرحله قبل تغییرات ضخامت معلوم است :

مثلاً در مرحله اول $\Rightarrow \Delta H = ۱۹/۶ - ۱۷/۹۲ = ۱/۶۸$

$$\frac{\Delta e}{۱/۶۸} = \frac{1 + ۰/۸۴۱ + \Delta e}{۱۹/۶}$$

$$\Rightarrow \Delta e = ۰/۱۷۲ \Rightarrow e_0 = ۰/۱۷۲ + ۰/۸۴۲$$

$$\Rightarrow \boxed{e_0 = ۱/۰۱۴}$$ در شروع آزمایش

* m_v در جاهای مختلف متفاوت است اما در منحنی ج خواسته شده بین ۲۲۰ , ۳۶۰ :

$$\sigma'_0 = ۲۲۰ \Rightarrow \text{از روی} \longrightarrow e = ۰/۸۵۸$$

$$\sigma'_1 = ۳۶۰ \Rightarrow \quad // \quad \longrightarrow e = ۰/۸۲۵$$

$$\Rightarrow m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0} \Rightarrow m_v = ۱/۲۷ \times ۱۰^{-۴} \frac{m^2}{kN}$$

ب) C_c در محدوده مورد نظر مقدارش ثابت است؛
باید محدوده ای را که خط است انتخاب کنیم این جا می شود
بین ۲۰۰ و ۸۰۰

$$\Rightarrow C_c = \frac{\overset{e_{۸۰۰}}{۰/۸۶۴} - \overset{e_{۲۰۰}}{۰/۷۷۲}}{\log ۸۰۰ - \log ۲۰۰} = ۰/۱۵۴$$

$$\Rightarrow \sigma'_c = ۴۳\ \frac{kN}{m^۲}$$ ∼ از روش کاساگرانده

ج) راه ① $\Rightarrow S_c = m_v \Delta\sigma' H$

$$= ۱/۲۷ \times ۱۰^{-۴} (۳۶۰ - ۲۲۰)(\overset{m}{۴})$$

$$= ۷۱\ mm$$

راه ② $\Rightarrow S_c = \frac{H}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}$

$$= \frac{۴}{۱ + ۰/۸۵۲} \times ۰/۱۵۳ \times \log \frac{۳۶۰}{۲۲۰}$$

$$= ۷۰\ mm$$

Subject:
Year. ۸۴ Month. ۹ Date. ۲۹

«به نام خدا»

تحکیم یک پروسه زمان بر است و به تدریج انجام می شود؛

* سؤال هایی که پیش می آید:

گفتیم پروسه تحکیم مدت ها طول می کشد چقدر طول می کشد تا پروسه تحکیم از ابتدا تا انتها حاصل شود؟

نشست نهایی را حساب کردیم فرض کنیم این نشست نهایی طی ۶ سال اتفاق می افتد این سوال ممکن است مطرح شود بعد از ۳ سال این نشست چقدر است؟

ارتباط زمان و درجه تحکیم برای ما مهم است

ابتدا با استفاده از تئوری یک بعدی تحکیم ترزاقی معادله دیفرانسیل حاکم بر درجه تحکیم را استخراج کرده بعد

حل این معادله دیفرانسیل را می نویسیم:

در طی زمان فشار آب حفره ای اضافی تغییر می کند اگر این تغییرات را به صورت تابعی از زمان بنویسیم می توانیم

اثر زمان را روی تحکیم ببینیم.

* فرضیات:

۱- خاک همگن و همسان است

۲- خاک کاملاً اشباع است

۳- بخش جامد و مایع خاک تراکم ناپذیرند

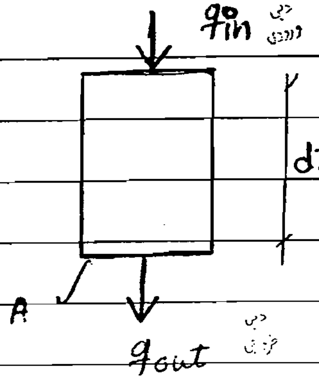
۴- k و m_v «ضریب تغییر حجم» در حین تحکیم ثابت هستند

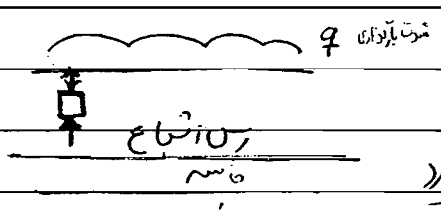
۵_ قانون دارسی حاکم است

۶_ خاک فقط در جهت قائم نشست می‌کند

۷_ تغییرات نشانه خلاء به تنش مؤثر ثابت است

$$* \quad a_v = \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = cte$$





یک المان خاک را در نظر می‌گیریم

رس اشباع تحت بارگذاری قرار می‌گیرد

فشار آب حفره‌ای اضافی ایجاد می‌شود

برای این که این فشار آب صفر شود

باید آب خارج شود

معمولاً در جهت بالا آب به سطح زمین می‌رود و در پایین به سمت ماسه می‌رود

وقتی آب خارج می‌شود یک دبی ورودی یک دبی خروجی داریم از طرفی این المان طی عمل تحکیم کاهش حجم می‌دهد به علت خروج آب و پیشرفت پروسه تحکیم.

چون کاهش حجم خاک فقط ناشی از خروج آب است

$$q_{in} - q_{out} = \frac{\partial V}{t} \quad ①$$

$$* \quad V = V_w = V_v = eV_s \quad ②$$

حجمی که توسط آب اشغال شده است

$$\frac{\partial q}{\partial z} \cdot dz = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot V_s$$

در واقع حفره‌های خالی با آب پر شده است

تا این جا از فرض ③ استفاده کردیم

کاهش حجم خاک فقط ناشی از خروج آب است

$$q = -k \frac{\partial h_t}{\partial z} \cdot A$$

فرض ۵ از قانون دارسی

$$V_s = \frac{V_t}{1+e_0} = \frac{dz \cdot A}{1+e_0}$$

V_t: حجم کل نمونه

$$V_t = V_s + V_w = V_v + V_s$$

فرض ۲: خاک کاملاً اشباع

$$kA\frac{\partial^2 h_t}{\partial z^2}dz = -\frac{\partial e}{\partial t}\cdot\frac{dz\cdot A}{1+e_0}$$

« جاگذاری در مقادیر مربوط »

$$\frac{\partial e}{\partial t}=\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v}\cdot\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}=a_v\Big(\underbrace{\frac{\partial \sigma_v}{\partial t}-\frac{\partial u}{\partial t}}_{\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}}\Big) \quad ①$$

$$\frac{\partial^2 h_t}{\partial z^2}=\frac{\partial^2}{\partial z^2}\Big(h_{el}+\underset{\text{فشار آب هیدرواستاتیک}}{h_s}+\underset{\text{فشار آب اضافی}}{h_{ex.u}}\Big)$$

$$h_t = h_e + \boxed{h_p}$$

$$h_{el}+\overbrace{h_s+h_{ex}}$$

* h_p خودش دو قسمت است، فشار آب هیدرواستاتیک و فشار آب اضافی،

h_e نسبت به z خطی است

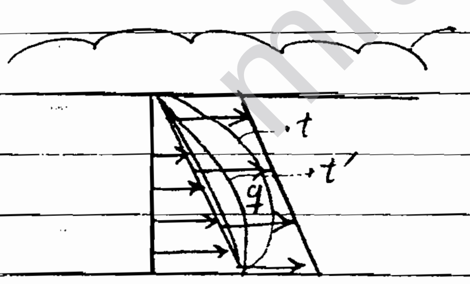
h_s هم نسبت به z خطی است

$$* \quad \frac{\partial^2}{\partial z^2}(h_{ex.u})=\frac{\partial^2 h_t}{\partial z^2}$$

$$\Rightarrow \frac{\partial^2 h_t}{\partial z^2}=\frac{\partial^2}{\partial z^2}\left(\frac{u_e}{\gamma_w}\right)$$

$$① \Rightarrow = a_v\left(\frac{\partial \sigma_v}{\partial t}-\frac{\partial}{\partial t}(u_s+u_e)\right)$$

U_s فشار آب هیدرواستاتیک
در طی زمان ثابت است



فشار آب حفره‌ای اضافی
در طی زمان در طی تحکیم به تدریج
کم می‌شود تا جایی که صفر شود
ولی فشار آب هیدرواستاتیک به زمان ربطی ندارد

حال در رابطه اولیه جاگذاری می‌کنیم

Subject:

Year. Month. Date.

معادله دیفرانسیل تحکیم

$$\left(\frac{k(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_w}\right) \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t}$$

$$\left(\frac{k(1+e_0)}{a_v \cdot \gamma_w}\right) = \text{ضریب تحکیم} = C_v$$

تغییرات فشار آب حفره‌ای

را هم برحسب زمان و هم مکان

داریم

σ_v را هم برحسب زمان داریم

اگر $\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = 0$ باشد معادله می‌شود

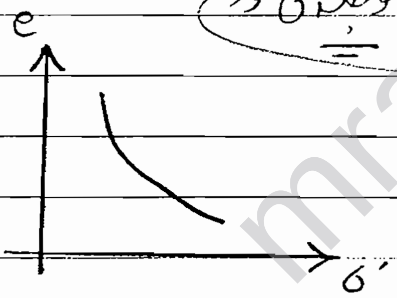
$$C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t}$$

نکات :

۱- خاک اگر همگن نباشد ، آن را لایه لایه می‌کنیم در هر لایه فرض می‌کنیم همگن است و برای هر لایه

پدیده تحکیم را تکرار می‌کنیم .

۲- k , m_v ثابت اند ؛ خاک در طی تحکیم متراکم می‌شود پس k کوچک می‌شود



$\text{شیب} \times \frac{1}{1+e_0} = m_v$

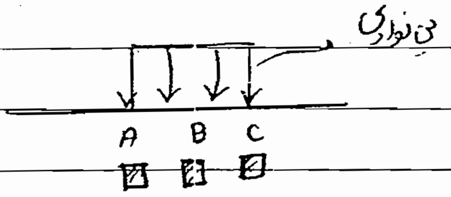
، m_v هم در طی تحکیم تغییر می‌کند

* برای این که این فرضیه دچار اشکال نشود k , m_v را میانگین آن را حساب می‌کنیم

۳- در رس ها معمولاً قانون دارسی وقتی حاکم نیست که گرادیان خیلی کم باشد ؛

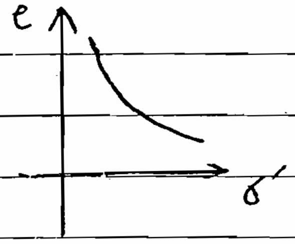
۴- خاک فقط در جهت قائم نشست می‌کند به عبارتی تحکیم یک بعدی است فقط در جهت قائم خروج آب داریم

همیشه تحکیم یک بعدی نیست اما اگر بارگذاری گسترده یکنواخت باشد تحکیم یک بعدی است ؛



C به سمت راست حرکت می کند
A حرکت جانبی به سمت چپ است
B حرکت جانبی ندارد

در پی نواری اگر یک المان درست در زیر وسط پی بگیریم حرکت جانبی نداریم تحکیم یک بعدی است



av شیب منحنی مقابل است

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \cdot a_v$$

* av هم ثابت نمی ماند برای این که تقریب کم شود av میانگین را انتخاب می کنیم ؛

حفظ کنیم

$$C_v = \frac{K}{m_v \gamma_w} \qquad ; \quad m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$$

* معادله تحکیم 8

$$* \quad C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \qquad ③$$

معادلاتی که در آن یک پدیده فیزیکی تحت یک گرادیان در محیط منتشر شود به معادلات دیفیوژن معروفند
در اینجا u منتشر می شود ؛

معادله گرادیان حرارت $K \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \frac{\partial T}{\partial t}$

$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = 0$ را در تراوش حل کرده بودیم آنجا فشار به زمان مستقل بودند.

Subject

Year. Month. Date.

* درجه تحکیم 8 چگونه تحکیم است ؟

* در طی تحکیم فشار آب حفره ای اضافی و تنش موثر تغییر می کند ؟
هم چنین نشانه خلاء و نشست هم در طی تحکیم تغییر می کند ؛

اندیس 0 شروع تحکیم
اندیس 1 خاتمه تحکیم
اندیس t $\infty > t > 0$ زمانی که بر حسب آن درجه تحکیم محاسبه می شود .

درجه تحکیم

$$* \quad U_z = \frac{e_0 - e_t}{e_0 - e_1} = \frac{\sigma'_0 - \sigma'_t}{\sigma'_1 - \sigma'_0} = \frac{u_0 - u_t}{u_0 - \textcircled{u_1}} = 1 - \frac{u_t}{u_0}$$

صفر

مخرج تغییر کل هر پارامتر است

صورت مقدار تغییری است که تا زمان t انجام شده است .

منظور از U فشار اضافی است
U_1 پس در خاتمه تحکیم صفر است

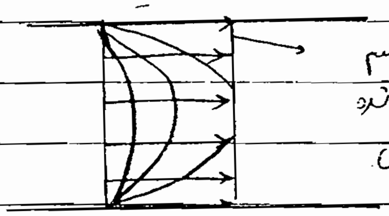
$$* \quad \bar{U} = \frac{\Delta H_t - \Delta H_0}{\Delta H_1 - \Delta H_0} = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_1}$$

درجه تحکیم متوسط

$\Delta H_0 = 0$ چون در شروع تحکیم نشست نداریم .

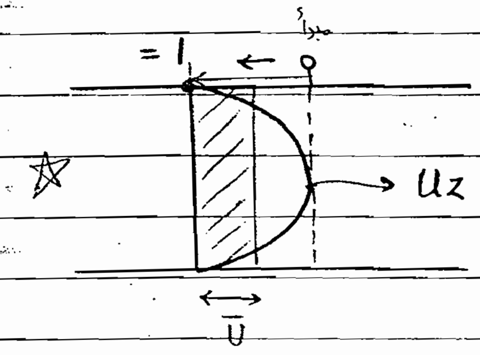
ماهیت این دو درجه تحکیم فرق دارد

اولی برای یک z معین است در یک نقطه است اما دومی برای تحکیم متوسط یک لایه است



در انتهای تحکیم
کامل انجام شده
است پس
فشار آب حفره‌ای
اضافی صفر است

اما نشست مربوط به یک لایه است و مقدار متوسط برای کل لایه است یک عدد متوسط به ما می‌دهد


مبدأ
= 1
o
uz
$\bar{U}$

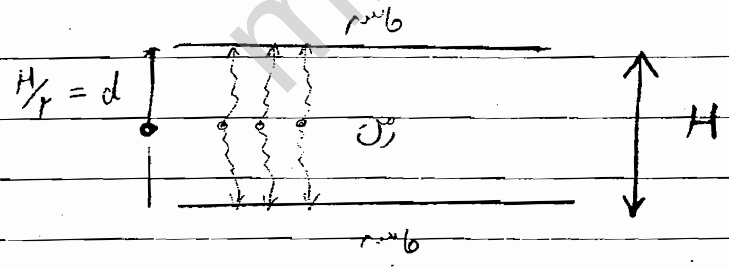
توزیع درجه تحکیم برای
یک لایه خاک

در وسط تحکیم متوسط ~~کمتر~~ بیشتر از uz است
در مرزها تحکیم متوسط کمتر از uz است

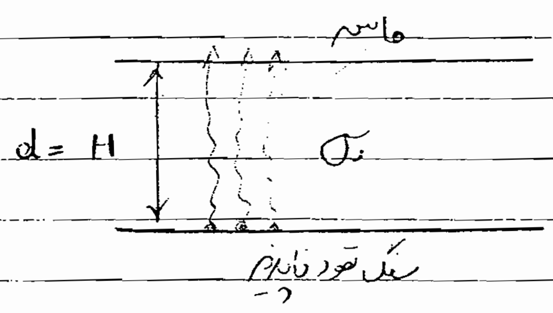
تحکیم متوسط سطح زیر منحنی uz تقسیم بر ضخامت لایه یا به عبارتی یک مستطیلی بسازیم که سطح آن مثل uz باشد و ضخامت آن ضخامت لایه باشد.

دو تا پارامتر بدون بعد معرفی می‌کنیم

* $Z = \frac{z}{d}$ ①   d بزرگترین مسیر زهکشی


ماسه
$H/2 = d$
رس
H
ماسه

بزرگترین مسیر زهکشی در این
حالت $\frac{H}{2}$ است


ماسه
$d = H$
رس
سنگ نفوذناپذیر

Subject:
Year. Month. Date.

ضریب زمان $T_v = \frac{C_v t}{d^2}$ ②

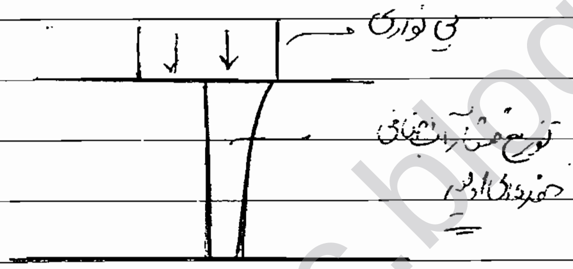
①, ②, ③ $\Longrightarrow$ $$\frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{\partial u}{\partial T_v}$$ Z عمق بی بعد است

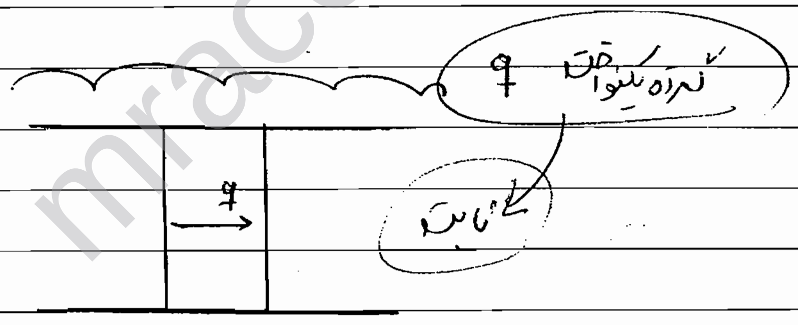
با استفاده از سری فوریه حل می‌شود.

هر معادله دیفرانسیل را بخواهیم حل کنیم باید شرایط مرزی داشته باشیم

شرط مرزی: مثلاً فشار آب حفره‌ای اضافی در لحظه + روی مرزها صفر است در شکل عمل به عبارتی خارج زمین با هر چیزی است.

شرط اولیه: توزیع فشار آب حفره‌ای اضافی اولیه در لایه که می‌تواند هر شکلی داشته باشد.


پی نواری
توزیع فشار آب اضافی حفره‌ای اولیه


q
گستره یکنواخت
q
ثابت

* حل معادله 8

شرط اولیه $(t=0)$ $u_i = u_e = u_{e0}$ $(0<z<2)$

شرط مرزی $(t>0)$ $u_e=0$, $(Z=0\ ,\ Z=2)$

- فشار آب حفره ای اضافی در زمان ۰ ثابت است (شرط اولیه)

در لایه های دو طرف $Z \rightarrow 0 , 2$
چون $Z = 0 \rightarrow H$

- در مرزها فشار آب حفره ای صفر است (شرط مرزی)

$$\begin{cases} U_e = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2U_i}{M}(\sin mz)\, e^{-M^2T_v} \\ M = \frac{\pi}{2}(2m+1) \end{cases}$$

U_e تابع Z ، $\overset{u_i}{\overset{\uparrow}{U}}$ اولیه، زمان است

معادله برحسب درجه تحکیم

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M}(\sin mz)\, e^{-M^2T_v}$$

هرچه T_v بزرگ می شود درجه تحکیم افزایش می یابد

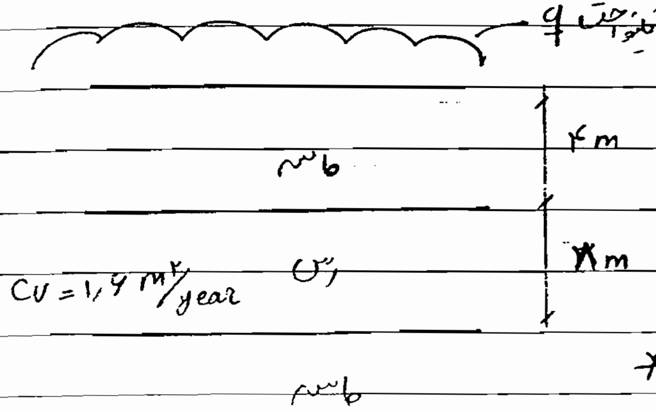
جواب معادله دیفرانسیل به شرایط مرزی و اولیه بستگی دارد — ص ۲۱۹ کتاب

* اگر توزیع فشار آب اولیه ثابت بود و طرفین زهکش بود از نصف عمق استفاده می کنیم ها

$$* \quad \bar{U} = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_1} = 1 - \frac{\int_0^{2d} u\,dz}{\int_0^{2d} u_i\,dz}$$

مثال ۸

q یکنواخت $q = 20\ kN/m^2$



الف) $t = 0$

ب) $t = 2$ سال $> u_e$ ، 2s وسط لایه رس

ج: اگر نشست نهایی 10^{cm} باشد، $S_c = 10^{cm}$

$* \quad S_c \big|_{t=2\,year} \longrightarrow ?$

حل - الف) بارگذاری گرچه یکنواخت است، u_e به اندازه بارگذاری زیاد می‌شود:

$u_e = 20\ kN/m^2$

ب) باید T_v ، Z را داشته باشیم

(دو طرف زهکش) $Z = \frac{z}{d} = \frac{4}{4} = 1$ ، z وسط لایه رس

منحنی $\Rightarrow \boxed{U_z = 0.23}$

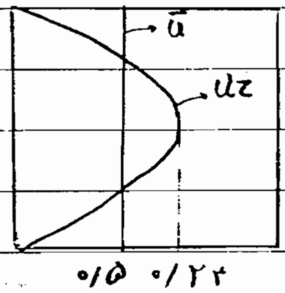
$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} = \frac{1.6 \times 2}{4^2} = 0.2$$

$u_e = (1 - 0.23)(20)$ ٪۲۳ از فشار اضافی اولیه محو شده است

* Z از سطح بالایی لایه رس

ج) $T_v = 0.2 \Rightarrow \bar{U} = \%50$

از منحنی ① استفاده می‌کنیم $\Rightarrow S_c \big|_{t=2} = 0.5 \times 10 = 5^{cm}$



در وسط درجه تحکیم کمتر از متوسط است
در کرانه‌ها درجه تحکیم بیش از متوسط است

$$* \quad C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t}$$ معادله تحکیم

* حل عددی به روش اختلاف محدود:

برای این کار از سری تیلور استفاده می‌کنیم

$$* \quad u(z,t+\Delta t) = u(z,t) + \Delta t \cdot \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} + \frac{\Delta t^2}{2} \cdot \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} + \dots$$

با صرف‌نظر از جملات مرتبه دوم

$$* \quad \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u(z,t+\Delta t) - u(z,t)}{\Delta t} \qquad ①$$

$$* \quad \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u(z+\Delta z,t) - 2u(z,t) + u(z-\Delta z,t)}{\Delta z^2} \qquad ②$$

اندیس i ⟵ عمق
اندیس j ⟵ زمان

① رابطه $$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_{i(j+1)} - u_{ij}}{\Delta t}$$

$z+\Delta z = i+1$
$z-\Delta z = i-1$

② ״ $$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u_{(i+1)j} - 2u_{ij} + u_{(i-1)j}}{\Delta z^2}$$

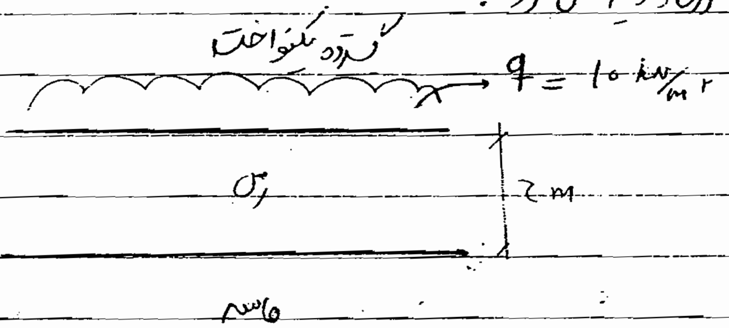
با جایگذاری ① و ② در معادله دیفرانسیل:

$$* \quad u_{i(j+1)} = \underbrace{\boxed{\frac{C_v \Delta t}{\Delta z^2}}}_{B} \left(u_{(i+1)j} - 2u_{ij} + u_{(i-1)j} \right) + u_{ij}$$

(از شرایط مرحله‌ی قبلی می‌خواهیم شرایط در زمان بعدی را پیدا کنیم)

با این روابط می‌توان مسئله تحکیم را برای شرایط مرزی و اولیه حل کرد.

مثال



$$C_v = 1\ \frac{m^2}{year}$$

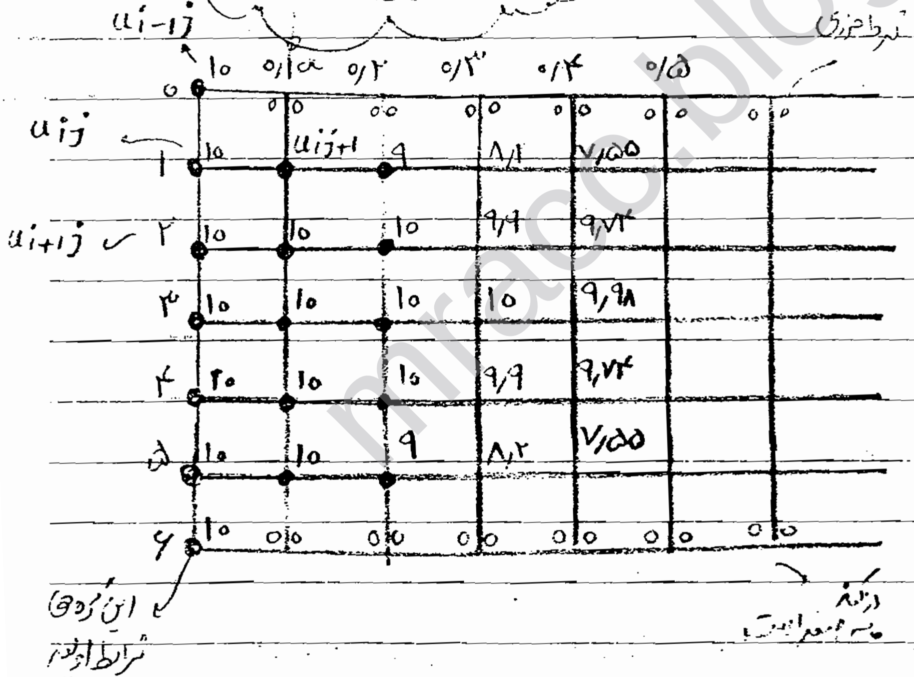
می‌خواهیم ببینیم فشار آب حفره‌ای
در زمان‌های مختلف و عمق‌های مختلف
چقدر است

$$\beta = \frac{C_v \Delta t}{\Delta z^2}$$

$$* \quad u_{ij+1} = \beta\left(u_{i+1j} - 2u_{ij} + u_{i-1j}\right) + u_{ij}$$

با فرض یک Δt و ΔZ انتخاب می‌کنیم در اینجا $\Delta t = 0/1\ year$, $\Delta Z = 1\ m$

$$\Rightarrow \boxed{\beta = \frac{C_v \Delta t}{\Delta z^2} = 0/1}$$



	10	0/1	0/2	0/3	0/4	0/5	
0		0	0	0	0	0	0
1	10	u_{ij+1}	9	8/1	7/55		
2	10	10	10	9/9	9/74		
3	10	10	10	10	9/98		
4	20	10	10	9/9	9/74		
5	10	10	9	8/2	7/55		
6	10	0	0	0	0	0	0

این گره‌ها شرایط اولیه را بیان می‌کند

$\xrightarrow{\quad} \Delta t$

$\downarrow \Delta Z$

جدول ما U هستند
زمان‌های ۲ سری z
و t.

تقارن

نقاط روی گره‌ها
فشار آب حفره‌ای
اضافی هستند.

* همگی در عمق ۲ متر در فاصله
زمانی ۰/۱ سال تقریباً
ما داریم -

در لحظه $t = 0$ فشار آب اضافی در اعماق 10 است ؛ (شرایط اولیه)

شرایط مرزی ← در مرزها فشار آب حفره‌ای صفر است (چون زهکشی می‌شود)

$$u_{ij+1} = \beta(10 - 20 + 10) + 10$$

$$u_{ij+1} = 10$$

Subject:
Year. Month. Date.

* نسبت به وسط لایه در جدول تقارن داریم ؟

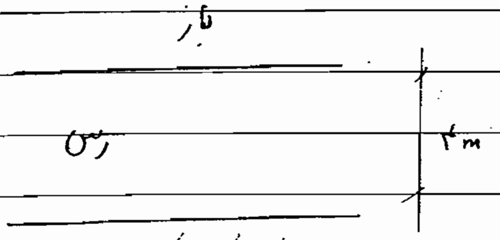
هر چه زمان بیشتری می گذرد فشار آب حفره ای در مرزها زودتر به صفر میل می شود ؟

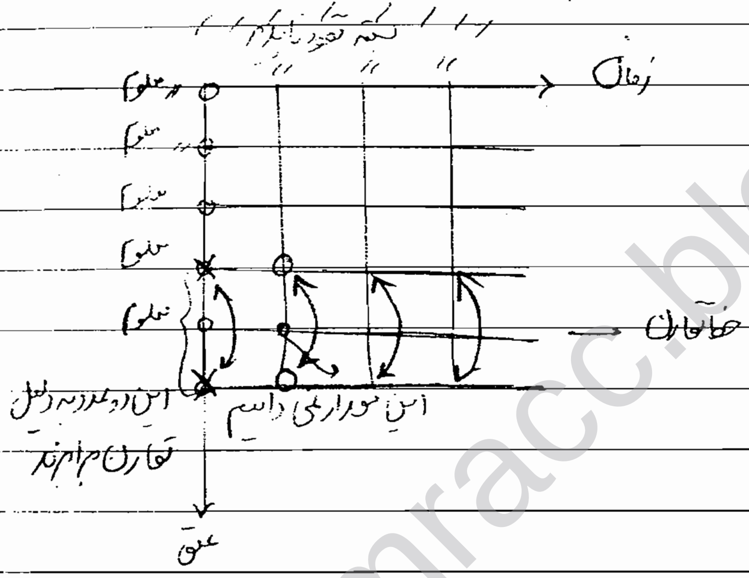
این جدول را آنقدر ادامه می دهیم تا اعداد صفر شوند

* مثلاً الان می دانیم فشار آب اضافی در عمق ۵ متری در طی ۲۴ سال بعد تحکیم تمام است با $7{,}55\ \frac{kN}{m^2}$

نکته :

در اینجا شرایط مرزی معلوم نیست



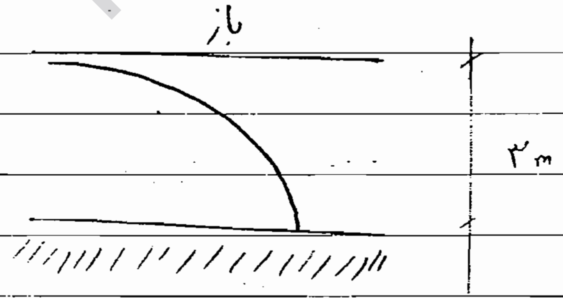

نقطه نامعلوم
زمان
معلوم
معلوم
معلوم
معلوم
معلوم
خط تقارن
این دو عدد به دلیل تقارن برابرند
این مورد را می دانیم
عمق

در اینجا از شرط آینه استفاده می کنیم

یعنی نقطه نامعلوم دقیقاً روی خط تقارن می افتد

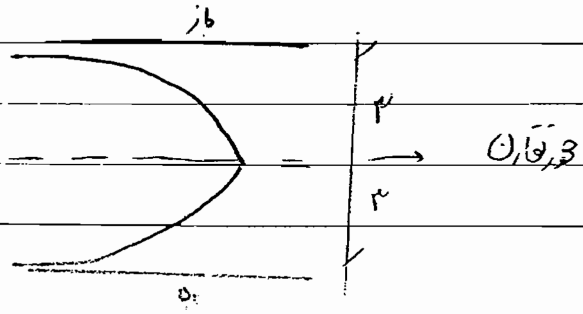
در بالا و پایین خط تقارن اعداد با هم برابرند.

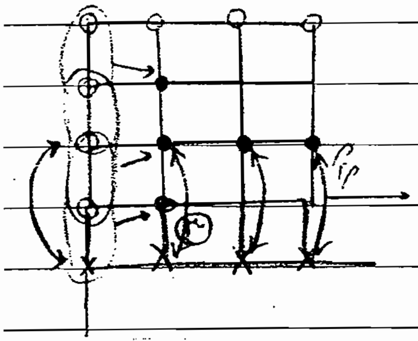
مثال :



توزیع فشار آب در این لایه شبیه فشار آب در لایه زیرین آن است

در قسمت بالای خط تقارن :


باز
۳
۳
محور تقارن
باز



o معلوم

نقطه ③ را نمی توان بدست آورد

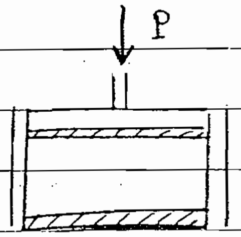
ردیف سوم $0 = x$ ردیف جدید

با داشتن ۳ نقطه نقطه ③ بدست می آید ؟

~~مهم~~

* تعیین ضریب تحکیم C_v < لگاریتم زمان / جذر زمان

مبنای ما برای تعیین C_v تشابه منحنی { T_v و $\bar{U}$ / t و قرائت اندازه گیر } است

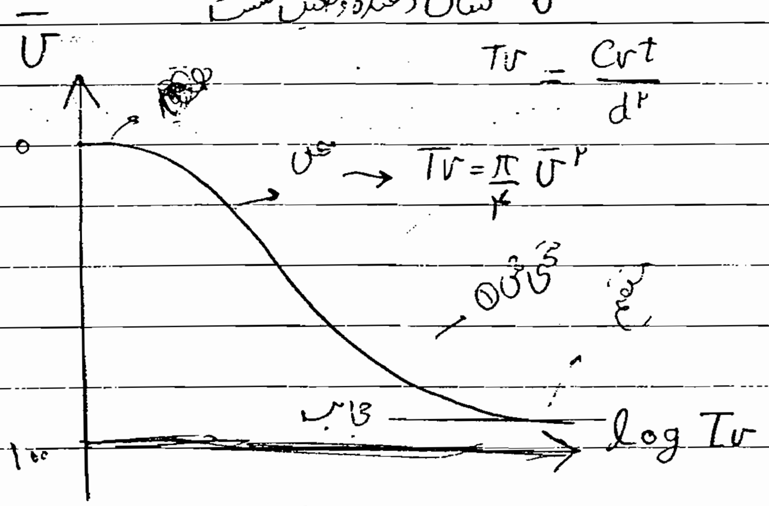


«آزمایش تحکیم»

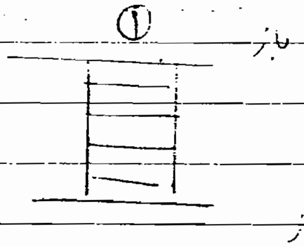
وقتی بار P_1 را اعمال می کنیم
می توانیم قرائت اندازه گیر «[illegible]»
را برحسب t داشته باشیم
که شبیه منحنی $\bar{U}$ و T_v است چون وقتی بخواهیم ببینیم در زمان
t چقدر نشست انجام شده T_v را یافته از روی منحنی $\bar{U}$ بدست می آید
، $\bar{U}$ برحسب درصد $\times S_{c\,Real} =$ $S_c(t)$ در زمان t

$\bar{U}$ نشان دهنده درصد نشست

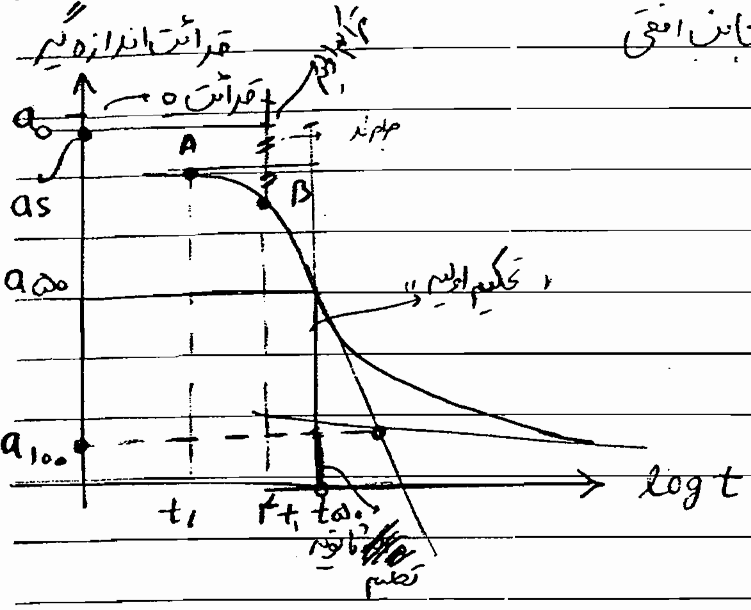
$$T_v = \frac{C_v t}{d^2}$$



$$T_v = \frac{\pi}{4}\bar{U}^2$$



این منحنی ۳ بخش دارد : مستقیم، سهمی، مجانب افقی



منحنی قرائت اندازه گیر

برای این که Cv را بیابیم
باید تغییر شکل هایی را که اندازه گیر قرائت
کرده را از تغییر شکل هایی که تحکیم کرده
جدا کنیم چون تغییر ضخامت فقط به دلیل تحکیم
نیست مثلاً در بوتر هوا داریم به محض بارگذاری
هوا خارج می‌شود و نشست می‌کند این تحکیمی نیست عامل اصلی آن اشباع نبودن کامل نمونه است !
نشست تحکیمی اولاً زمان بر است ثانیاً فشار آب حفره ای باید کاهش یابد

* نشست تحکیمی را از کجا بفهمیم ؟

از خاصیت سهمی بودن قسمت بالای منحنی استفاده می‌کنیم :

- مشخص کردن دو نقطه A(t_1) و B($4t_1$) در قسمت فوقانی منحنی
اختلاف قائم A,B را مشخص کرده به آن اندازه بالا می‌رویم سپس خط موازی با log t رسم کرده محل برخورد با محور قائم
as می‌شود چون t را ۴ برابر کنیم y هم ۲ برابر می‌شود
شروع تحکیم نقطه as است
* از a_0 تا as تراکم اولیه است نشست تحکیمی نیست :

- وقتی تحکیم اولیه تمام شد دیگر تغییر شکل دیگر ممکن است داشته باشیم که تحکیمی نیستند وقتی فشار آب اضافی صفر شد ما کماکان
ممکن است نشست داشته باشیم که تحکیمی نیستند

محل برخورد دو بخش مستقیم می‌شود a_{100} یعنی تحکیم پایان یافته

حین تحکیم ثانویه فشار آب حفره ای اضافی تغییر نمی‌کند :

* عوامل ایجاد تغییر شکل بعد از تحکیم اولیه : (عوامل تحکیم ......)

- شکستن سوزن‌های
- خروج آب جذب سطحی
- جابجایی ذرات رس

باعث تغییر شکل می‌شوند؛

a_{50} را بدست آورده با منحنی تطابق داده محل مورد را با منحنی که یافتیم t را از روی خط افقی یافتیم

t_{50} بدست می‌آید؛ بین a_{50} و a_s و t_{50} ؛ t_{50} زمانی است که ۵۰٪ تحکیم انجام شده است

$$* \quad C_v = \frac{T_v d^2}{t}$$

$$U = 0/5 \xrightarrow{\text{منحنی}} T_v = 0/196$$

$$\boxed{C_v = \frac{0/196\, d^2}{t_{50}}}$$

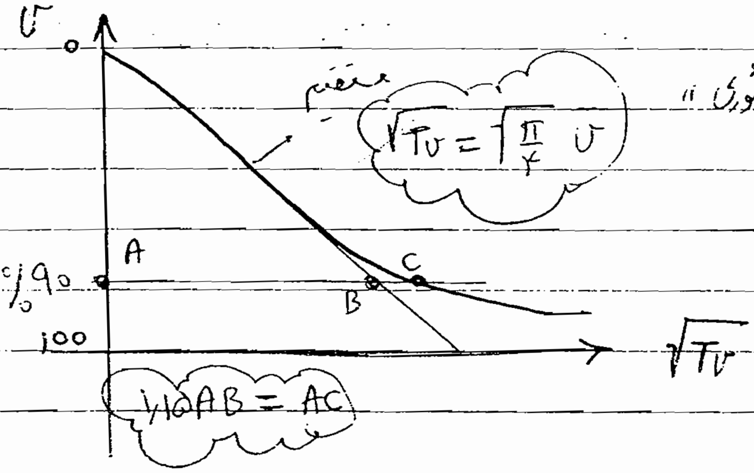
این روش را روش لگاریتم زمان می‌گویند

این C_v فقط برای یک گام بارگذاری است

در آزمایش ما P_1 را می‌گذاریم صبر می‌کنیم تا تحکیم انجام شود بعد بار را ۲ برابر می‌کنیم در هر گام C_v منحنی جدید بدست می‌آید به عبارتی در هر گام بارگذاری یک C_v بدست می‌آوریم که ممکن است با هم متفاوت باشند

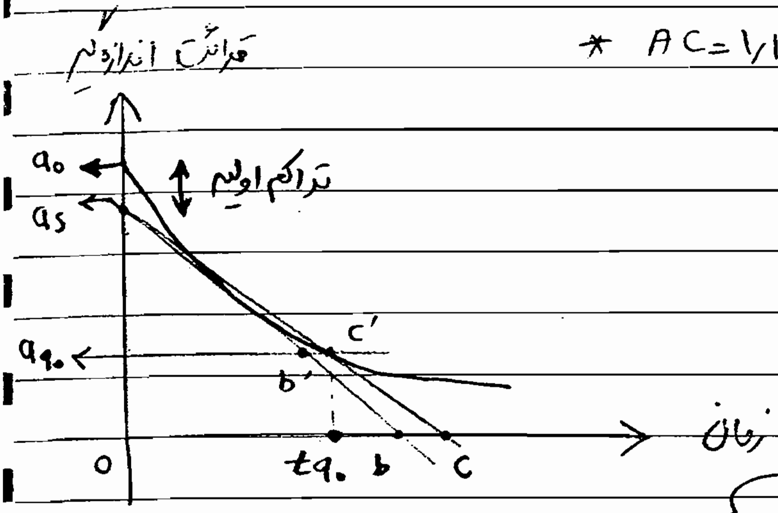
در عمل باید ببینیم بارگذاری در چه محدوده‌ای است متناسب با آن C_v مربوط را انتخاب می‌کنیم.

۲ - جذر زمان؛ «منحنی تئوری»



① خصوصیت این منحنی این است که یک بخش مستقیم دارد
$\sqrt{T_v}$ و $\bar{U}$ رابطه خطی دارند

② برروی ۹۰٪ تحکیم $* \quad AC = 1/15\,AB$



قسمت مستقیم را ادامه داریم
محل تقاطع با محورها ختم می شود a_s

خط مماس را ادامه می دهیم
و C را طوری روی منحنی افقی انتخاب می کنیم که داشته باشیم

$$\boxed{OC = 1/15\,Ob}$$

OB امتداد بخش مستقیم منحنی

از C به a_s وصل می کنیم «خطی مستقیم» نقطه تقاطع این خط با منحنی مشخص کننده a_{90} می باشد

$$a_{90}b' = \frac{1}{1/15}(a_{90})(c')$$

با داشتن a_{90} و t_{90} را داریم

$$\bar{U} = \%90 \Longrightarrow T_v = 0/848$$

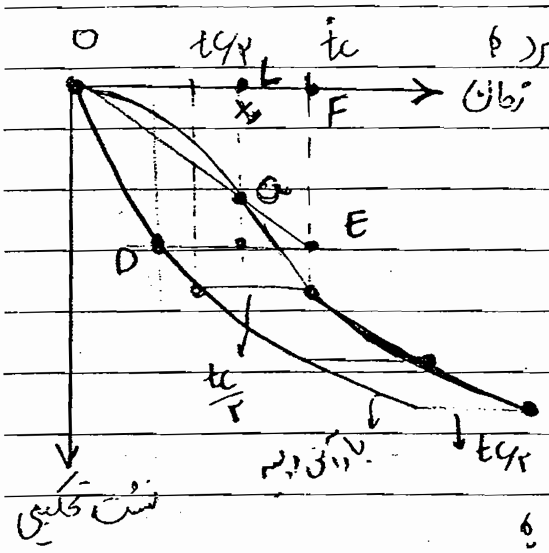
$$\boxed{C_v = \frac{0/848\,d^2}{t_{90}}}$$

این دو روش از لحاظ دقت تفاوت چندانی ندارند

در این دو روش منحنی آزمایش را با منحنی تئوری مقایسه کردیم؟

* تصحیح برای مدت ساختمان :

می توان برای یک مسأله دلخواه نشست تحکیمی را بر حسب زمان رسم کرد :



تا به حال $S_{c\,final}$ را می توانستیم حساب کنیم

$$* \quad S_{c\,final} = \frac{H}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \qquad OCR=1$$

نشست در طی زمان را هم بلدیم حساب کنیم

$T_V = \frac{C_V t}{d^2}$ از روی منحنی $\bar{U}$ را بدست می آوریم :

t	T_V	$\bar{U}$	S_c
t_1	T_{V1}	$\bar{U}_1$	$S_c(t=t_1)$
t_2			
$\vdots$			
t_n			

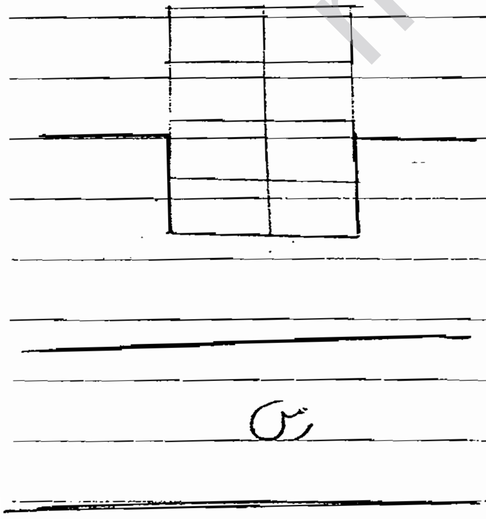
$$* \quad S_c(t=t_1) = \bar{U} \times S_{c\,final}$$

$t > t_c$: $S(t) = S(t - t_c/2)$ زمان ساخت t_c

با استفاده از این جدول منحنی را می کشیم

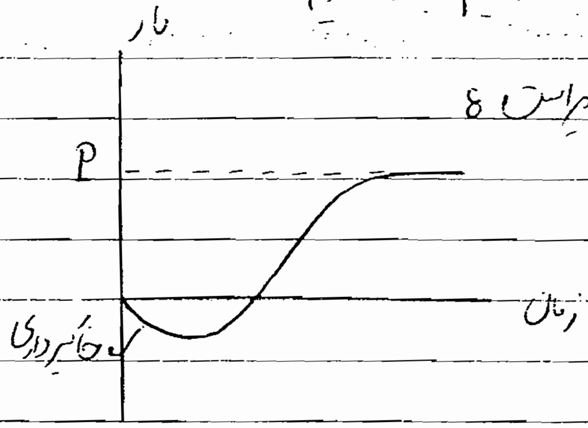
$$t < t_c \quad S(t) = S(t/2) \cdot \frac{t}{t_c}$$

این منحنی را که رسم می کنیم فرض بر این است که بار ناگهانی وارد شده است مثلاً یک ساختمان ناگهان روی خاک گذاشته شده است اما واقعیت این طور نیست

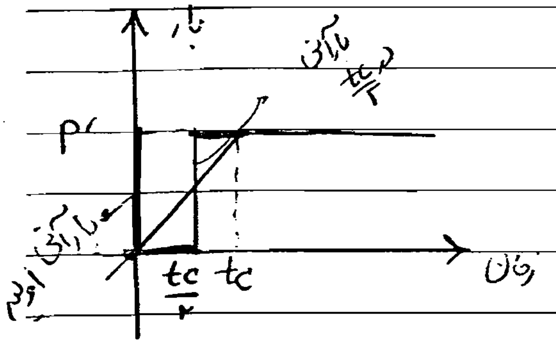


اول گود برداری می کنیم بعد می سازیم

* منحنی بار به صورت زیر است :



Subject:
Year. Month. Date.



این دو منحنی معادل اند   * $P' = P -$ بار ناشی از گود برداری

منحنی نشست برحسب زمان آنی بود

* اما بار واقعی معادل منحنی دوم است

* تعریف دوم آن است که بار بزرگی ناگهانی وارد می شود اما در زمان $\frac{t_c}{2}$

اصلاح منحنی نشست 8

۱ـ نشست در زمان t_c برابر است با نشست در زمان $\frac{t_c}{2}$ با بار آنی در زمان ۰ ،، منحنی اولیه

۲ـ نشست در زمان $t > t_c$ اختلاف زمانی برابر با $\frac{t_c}{2}$ با منحنی بار آنی دارد چون $\frac{t_c}{2}$ دیرتر آن اعمال شده است

۳ـ نشست در زمان $t < t_c$ با استفاده از نشست در $\frac{t}{2}$ با آنی بدست می آید ولی باید آن را تصحیح کرد زیرا هنوز بار P' کاملاً وارد نشده است. به عبارتی بار هنوز کامل نشده است t t_c

نکته   از طریق تشابه مثلثات

۱ـ خط افقی DE رسم می شود

۲ـ خط OE رسم می شود

۳ـ نشست در زمان t برابر است با LG که می شود $= FE \cdot \frac{t}{t_c}$

FE نشست در زمان $\frac{t}{2}$ با بار اولیه (منحنی اولیه)

← * $\frac{t}{t_c}$ تصحیح نشست برای زمان t

به نام خدا

ج ۲۴

تحکیم قبل از ساختمان :

در خاک های دانه ای اگر تراکم مناسب نداشته باشند با چند روش می شود آنها را در عمق های زیاد متراکم کرد

تحکیم دینامیکی ، انفجار ، لرزه ای شناوری

روش دینامیکی برای ریزدانه امکان پذیر نیست چون خاک های دانه ای تحت اثر بارگذاری دینامیکی حرکت می کند و دانه ها طوری حرکت می کنند که کمترین فاصله بین آنها پیش می آید.

اگر یک خاک ریزدانه داشتیم و می خواستیم کیفیت آن را بهبود ببخشیم هم از نظر مقاومت برشی و هم از نظر

کاهش تراکم پذیری :

ریزدانه

روشی که برای آن بکار می رود تحکیم قبل از ساختمان است

یعنی قبل از اینکه سازه را بسازیم با روش های خاک را تحکیم کنیم و بعد سازه اصلی را روی آن بنا کنیم

دو روش وجود دارد :

۱- پایین آوردن سطح آب زیرزمینی

در این صورت تنش موثر افزایش می یابد و خاک تحکیم می یابد

۲- پیش بارگذاری خاک

به این شکل است که لایه مورد نظر را در وسعت زیاد خاکریز به ارتفاع معین روی آن می ریزیم و اجازه می دهیم

که این وزن خاک تحکیم پیدا کند و بعد خاک خاکریز را بر می داریم و بعد سازه اصلی را بنا می کنیم

این روش برای ساختمان های کاربرد دارد که وسیع هستند مثلاً برای خانه ها وجود ندارد

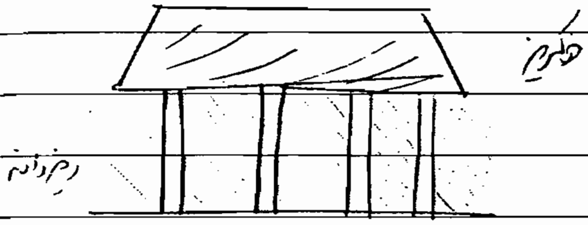
(مساحت)

Subject:
Year. Month. Date.

چون برای خانه وقتی خاک تحکیم پیدا می کند خانه های مجاور هم نشست می کند بیشتر برای این ها ، فرودگاه و بندرها بکار می رود ؟

مشکلی که در این روش وجود دارد این است که این تحکیم زمان بر است که این زمان در واقع اتلاف هزینه است

به خاطر همین روش هایی بکار می برند که تحکیم را تسریع کند



معمولاً اگر خاک نفوذ ناپذیر باشد خاکریزی یک لایه زهکش اجرا می شود

چاهک های ماسه ای تعبیه می شود بدین صورت که چاه هایی حفر می شود و داخل آن با ماسه پر می شود که باعث می شود تحکیم با سرعت بیشتری ادامه یابد

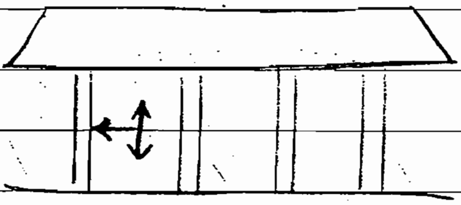
با این عمل دیگر نمی توان از تئوری یک بعدی ترزاقی استفاده کرد چون آب در ۳ جهت حرکت می کند

در جهت قائم برای رسیدن به زهکش بالایی ، در جهت افقی برای رسیدن به چاهک های ماسه ای

به همین دلیل از تئوری ۳ بعدی استفاده می شود ؟

* اگر خاک ها طوری باشند که بخشی از تحکیم را تحکیم ثانویه شامل شود تحکیم ثانویه آن زیاد باشد اجرای چاهک های زهکش ماسه ای زیاد مؤثر نیست ؟

- چون در تحکیم ثانویه نشست با کاهش فشار آب همراه نیست و جریان تراوش به آن صورت وجود ندارد



باید معادلات تحکیم ۳ بعدی را در مختصات استوانه ای بنویسیم که محور چاه محور تقارن آن است ؟

$$* \quad \frac{\partial u}{\partial t} = \overbrace{C_h \left(\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)} + \underbrace{C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}}$$

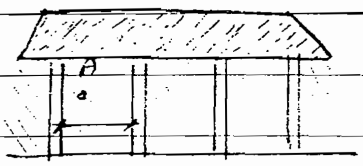
معادله دیفرانسیل تحکیم
در مختصات استوانه ای

$$* \quad \boxed{\frac{C_h}{C_v} \simeq \frac{K_h}{K_v}}$$

ضریب های
نفوذپذیری
در جهت افقی و قائم

C_h ضریب تحکیم افقی
C_v 〃 〃 قائم

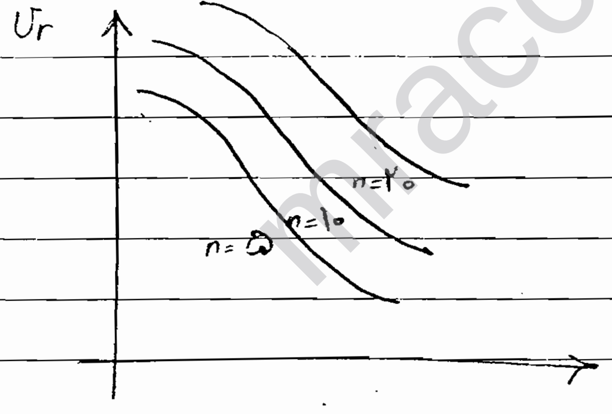
* اگر فاصله چاه های زهکش افقی از ضخامت لایه بیشتر باشد آیا اجرای چاه زهکش موثر هست یا نه ؟



* چونکه در این جا موثر است آبی که در A هست
تمایل دارد به سمت چاه برود

* معمولاً ضریب تحکیم افقی از ضریب تحکیم قائم بیشتر است چون
نفوذپذیری افقی بیشتر از نفوذپذیری قائم است اگر حرکت آب در جهت افق هم داشته باشیم حجم مربوط زیادتر می‌شود در نتیجه
مدت زمان مورد نیاز تغییر می‌کند و فشار آب حفره ای سریعتر تغییر می‌کند و کاهش می‌یابد.

حل معادله دیفرانسیل



$$\boxed{n = \frac{R}{r_d}}$$

$$\boxed{T_r = \frac{C_h \cdot t}{4R^2}}$$

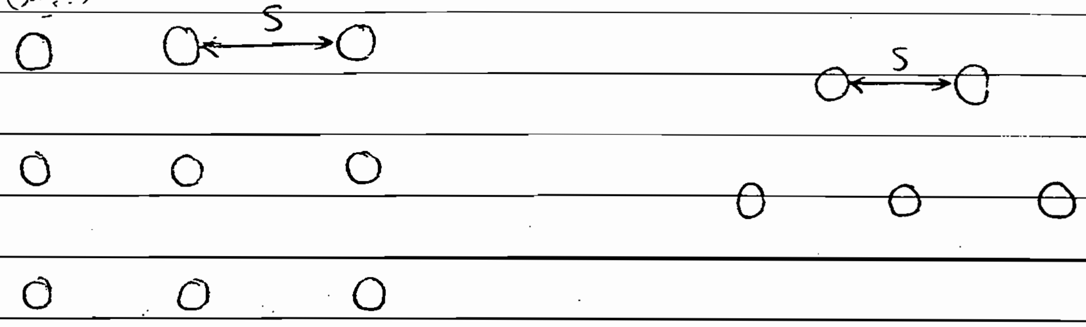
- ۰.۲ اندیس شعاعی تحکیم شعاعی
- $\bar{U}_r$ تحکیم متوسط شعاعی
- r_d شعاع چاه زهکش

$$\boxed{R = f(S)}$$

R مسیر زهکشی شعاعی
S فاصله محور تا محور چاه ها

r تابعی از S است چون نحوه چیدمان چاه‌ها در پلان فرق دارد (هم ممکن است مربعی بچینند

(بچینند) (ممکن)



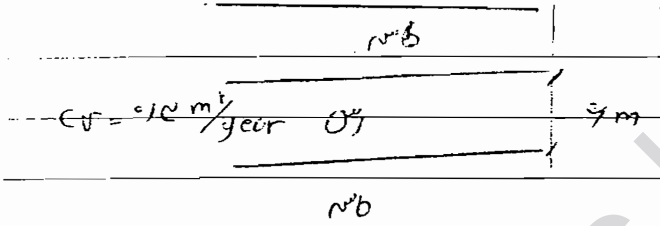
با توجه به هر شکل قرارگیری r متفاوت است

با وجود این که S یکسان است

$$\boxed{\text{تحکیم متوسط}\quad \bar{U} = 1-(1-\bar{U}_v)(1-\bar{U}_r)}$$

مثال ۶: الف سرباری در خاک اعمال می‌شود ☆

اگر نشست نهائی تحکیم ناشی از این بارگذاری ۶۰cm باشد پس از چه زمانی ۴۰cm نشست خواهیم داشت؟



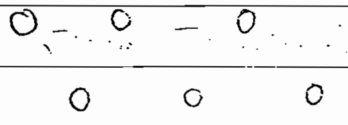
$* \quad \bar{U}_v = \frac{۴۰}{۶۰} = ۰/۶۷ \longrightarrow$ از منحنی T_v را می‌خوانیم؛

$T_v = ۰/۳۶$

$C_v = \frac{T_v d^2}{t} \Rightarrow \boxed{t = ۱۰/۸ \text{ months}}$

ب - اگر چاه ماسه‌ای استوانه‌ای بسازیم $rd = ۰/۳m$ ، $S = ۳m$ مرکز به مرکز بعد از ۵ ماه نشست تحکیمی چقدر خواهد بود

آرایش زهکش‌ها ماسه‌ای مثلثی است؟



$R = ۰/۵۲۵\,S$

$C_h = ۱/۵\ m^2/months$

$R = ۰/۵۲۵\,S \rightarrow R = ۱/۵۷۵\ m$

$$\begin{cases} n = \frac{R}{rd} = \frac{۱/۵۷۵}{۰/۳} = ۵/۲۵ \\ T_r = C_h \frac{t}{4R^2} = ۰/۲۲۷ \end{cases} \Longrightarrow \text{منحنی} \ \boxed{U_r = ۰/۸۵}$$

$T_v = \frac{C_v t}{d^۲} = \frac{۰/۳ \times ۱/۵}{۳^۲} = ۰/۰۵ \Rightarrow \boxed{\bar{U}_v = ۰/۲۵}$ $\qquad d = H/۲ = ۶/۲ = ۳$

$U = ۱ - (۱ - ۰/۲۵)(۱ - ۰/۸۵) = ۰/۸۸۷۵$

$\Rightarrow S_c = ۰/۸۸۷۵ \times ۶۰ = ۵۳/۲۶ \text{ cm}$

در حالت قبلی بعد از ۱۱ ماه ۴۰ cm نشست داشتیم :

Subject:
Year. Month. Date.

درجلد دوم هستا
از گرنه بخوانید
Craige

فصل ششم

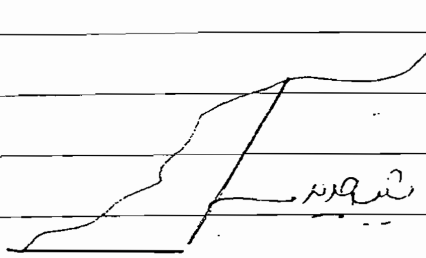
* پایداری شیروانی ها :

* شیروانی ها به اشکال مختلف وجود دارند ؟

1 – شیروانی های طبیعی : مثلاً یک جاده را از جائی عبور می دهیم منتهی به جاده شیبی (شیبی) وجود دارد یا سدی ساختیم در دریاچه ای رود این شیروانی ها قبلاً خشک بودند و الان تر شده اند که خشک نیستند باید این پایداری شیروانی را بررسی کرد

2 – شیروانی های ناشی از خاکبرداری :

مثلاً یک شیب طبیعی وجود دارد ما آن را بر می داریم مثلاً برای جاده سازی

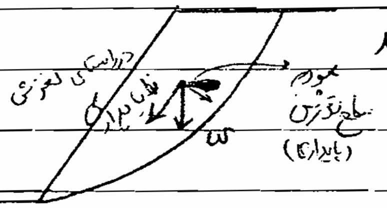


3 – شیروانی های ناشی از خاکریزی :

مثلاً سدهای خاکی را با خاکریزی می سازیم شیب ایجاد شده باید از نظر پایداری مورد بررسی قرار بگیرد.

* مکانیزم ناپایداری در شیروانی ها ناشی از چیست ؟

– وزن و نیروهای اینرسی



مولفه وزن در ۲ جهت عمل می کند

یک مولفه درراستای سطح لغزش است که خراب می کند

یک مولفه عمود بر سطح لغزش وجود دارد که به پایداری کمک می کند

این مولفه مقاومت برشی را درراستای سطح لغزشی افزایش می دهد

$\tau = \sigma_n \, tg\, \varphi + C$ مقاومت برشی درراستای سطح لغزشی

پس وجود خاک دو عملکرد دارد ؟

- یک مولفه درجهت ناپایداری
- یک 〃 〃 پایداری

با تغییر این شیب این مولفه ها توازن عملکردشان تغییر می کند؛

* کار ما این است که یک شیب طوری پیدا کنیم تا پایداری لازم را برای شرایط داشته باشیم

ضریب اطمینان در اینجا تعریف می شود

مولفه درراستای سطح لغزش یک تنش برشی ایجاد می کند τ موجود

از طرفی خود خاک یک مقاومت برشی دارد τ مقاومت برشی

$$Fs = \frac{\tau_{\text{مقاومت برشی}}}{\tau_{\text{موجود}}}$$

هرچه Fs بزرگتر باشد شیب ها پایدارتر است

ممکن است Fs را براساس نیروی مقاوم و نیروی محرک ناشی شود

$$Fs = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}}$$

مولفه وزن = نیروی محرک

می توان از نیروها حول یک نقطه دلخواه لنگر گرفت و نسبت لنگرها را بگیریم

$$F_s = \frac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}}$$

کار ما این است که در مورد یک شیروانی یک سطح لغزش فرضی در نظر بگیریم و هر یک از این حالات را حساب کرده ضریب اطمینان را بدست آوریم

- در شیروانی دو نکته مهم است 8

۱- فرض یک سطح لغزش

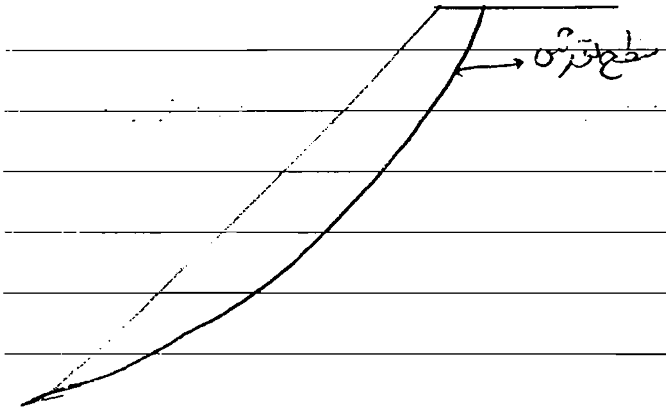
۲- روش بدست آوردن نیروها

۳- بدست آوردن یک ضریب اطمینان

باید یک حاشیه اطمینان برای Fs داشته باشیم چون در روش تحلیل یا در پارامترهای خاک نااطمینانی هایی وجود دارد

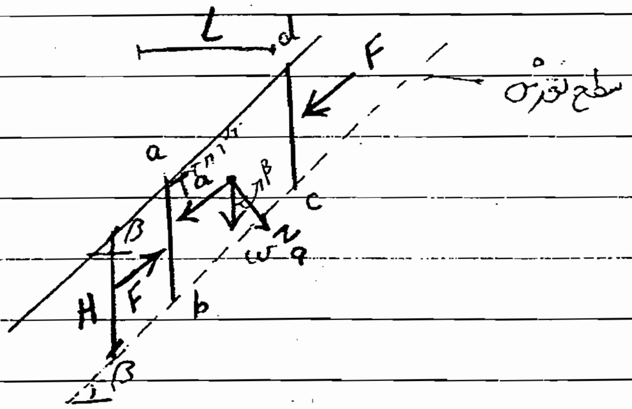
پس ضرایب تحلیلی را می‌دهیم گاهی اوقات ضریب اطمینان یک را هم می‌دهیم مثلاً در زلزله

I * پایداری شیروانی نامحدود 8



در این روش سطح لغزش را طوری رسم می کنیم که با سطح خاک موازی است (شکل صفحه ..)

خاک : اشباع نیست



β زاویه شیب با افق

یک بلوک dcab جدا می‌کنیم

L طول L

H ارتفاع ab

* تعادل قطعه abcd را بررسی می‌کنیم :

* یکی از فرضیات ما در اینجا این است که F در هر دو طرف بلوک برابر است همراستا و مقدار یکسان دارند

$$* \quad W = \gamma L H \begin{cases} W\cos\beta = \gamma L H\cos\beta = N_a \\ W\sin\beta = \gamma L H\sin\beta = T_a \end{cases}$$

تنش قائم در bc $\quad \sigma = \dfrac{N_a}{L/\cos\beta} = \gamma H\cos^2\beta$

تنش برشی موجود در bc $\quad \tau = \dfrac{T_a}{L/\cos\beta} = \gamma H\cos\beta\sin\beta$

مقاوم $\quad \tau = C + tg\alpha\,\sigma = C + \gamma H\cos^2\beta\tan\varphi$

* ضریب اطمینان $\quad F_s = \dfrac{\tau_{\text{مقاوم}}}{\tau_{\text{موجود}}} = \dfrac{C + \gamma H\cos^2\beta\tan\varphi}{\gamma H\cos\beta\sin\beta}$

$$= \frac{C}{\gamma H\cos\beta\sin\beta} + \frac{\gamma H\cos^2\beta\tan\varphi}{\gamma H\cos\beta\sin\beta}$$

$$= \frac{C}{\gamma H\cos\beta\sin\beta} + \boxed{\frac{\tan\varphi}{\tan\beta}}$$

Subject:
Year. Month. Date.

نکات ؛

۱- اگر چسبندگی صفر باشد و خاک دانه ای باشد

$$* \quad F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

اگر بخواهیم ضریب اطمینان را ① بگیریم باید $\beta = \varphi$

۲- ضریب اطمینان به H بستگی دارد هر چه سطح لغزش را در عمق بیشتری بگیریم ضریب اطمینان کمتر می شود ؟

$H \longrightarrow$ افزایش می یابد $\longrightarrow F_s \longrightarrow$ کاهش می یابد

* H بحرانی وقتی است که $F_s = 1$ باشد

$$* \quad H_{critical} \Rightarrow F_s = 1$$

$$F_s = 1 \ , \ H_{cr} = H \Rightarrow \boxed{H_{cr} = \frac{C}{\gamma \cos^2\beta(\tan\beta - \tan\varphi)}}$$

اگر خاک چسبنده باشد در اعماق زیاد احتمال لغزش بیشتر است ؛

ما در بررسی پایداری به دنبال بحرانی ترین سطح لغزش هستیم

ممکن است H_{cr} را یک عددی بدست آوریم اما شرایط به گونه ای باشد که خاک نتوانیم در شکل یک شیب تعادل داشته باشیم.

۳- اگر شرایطی را در نظر بگیریم که سطح آب زیرزمینی منطبق بر سطح زمین و جهت تراوش در جهت شیب باشد ؛

$$* \quad \boxed{F_s = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos\beta \sin\beta} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \times \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}}$$

(اثبات رابطه در کتاب امیراشاری ص 237)

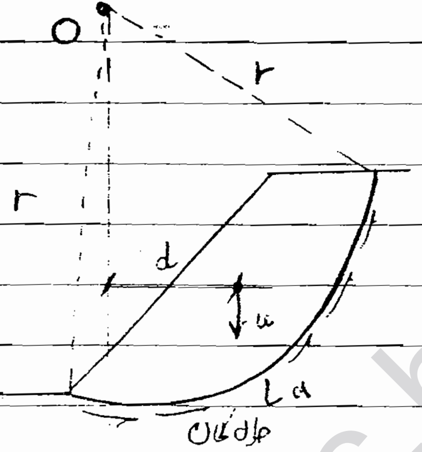
* در هر دو ~~حالت~~ حالت وجود آب ~~تقریباً~~ ضریب اطمینان را کم می‌کند ؟ ← (اطمینان شیب شیروانی کاهش می‌یابد.)

$$\gamma_{sat} = ۲۰ \qquad \gamma_w = ۱۰ \Rightarrow \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \overset{\text{حدود}}{\simeq} \frac{1}{۲}$$

• حدس خیلی جالبی خواهد بود اگر $c = 0$ باشد ؟

$$c = 0 \Rightarrow \boxed{F_s = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}}$$

نسبت به ضریب اطمینان قبلی حدود $\frac{1}{۲}$ می‌شود این نشان دهنده اهمیت اشباع نبودن شیروانی‌هاست



که چرا شیروانی خشک پایدار است ؟

II * سطح لغزش کمانی از دایره باشد ؟

فرض کنیم خاک در شرایط UU است

پس C_u داریم اما $\varphi_u = 0$ است ؛

* $\tau = C_u$

نیروی مقاوم $F = C_u\,(L_a \times \overset{\text{واحد طول}}{1})$

لنگر مقاوم $M = C_u\,(L_a \times r)$ نسبت به O

ضریب اطمینان $\boxed{F_s = \dfrac{\text{لنگر مقاوم}}{\text{لنگر محرک}} = \dfrac{C_u L_a r}{W \cdot d}}$

اگر $c \neq 0$ بود آن وقت σ_n را باید در τ دخیل کنیم از طرفی هر نقطه روی سطح لغزش σ_n آن متفاوت است پس رابطه کمی پیچیده‌تر می‌شود

* ضریب اطمینان برای یک سطح گسیختگی فرضی کافی نیست باید تعداد زیادی سطح گسیختگی فرضی بگیرید

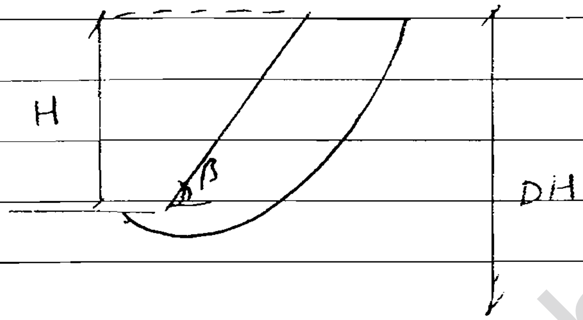
در هر کدام از این ها F_s متفاوت است باید F_s را که کمترین مقدار را دارد انتخاب کرده و مقدار بحرانی را بنامیم

گراف تایلور

$$\boxed{N_s = \frac{C_u}{F \gamma H}}$$

$\beta \rightarrow$ شیب شیروانی

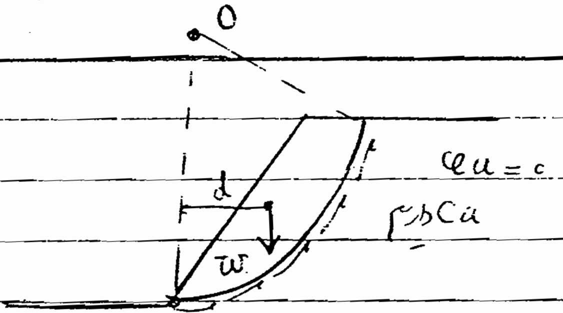
برای $d \times H$ متفاوت شیب های مختلفی داریم



F بدست آمده از چارت تیلور بحرانی ترین F است

به نام خدا

ج ۲۵



پایداری شیروانی φ

این روش برای بررسی پایداری کوتاه مدت شیب‌های رسی اشباع مورد استفاده قرار گیرد

$$F_s = \frac{\text{نیروی مقاوم}}{\text{نیروی محرک}} = \frac{C_u \cdot L \cdot r}{W d}$$

$$\tau = C_u \Rightarrow \text{نیروی برشی} = C_u(\overset{\text{طول کمان دایره}}{l} \times 1)$$

اگر $\varphi_u \neq 0$ بود نیروی مقاوم برشی به این صورت نبود باید به شکل کلی بیان می‌شد :

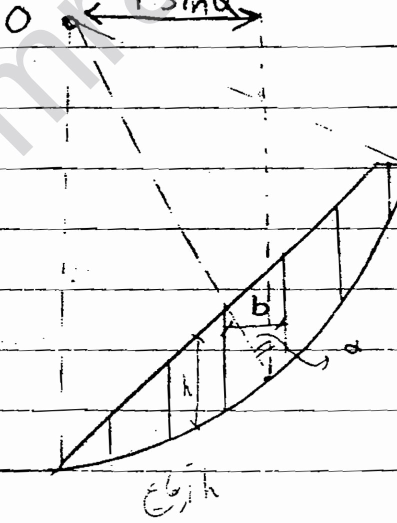
$\varphi \neq 0$ ؛ $\tau = c + \sigma_n \tan\varphi$

* راه دیگر این است که شیب را به قطعاتی تقسیم کنیم و نیروی برشی هر base را حساب کنیم :

این روش اساس کار روش‌های کلی پایداری شیروانی است که به روش قطعات معروف است :

* Slice Method

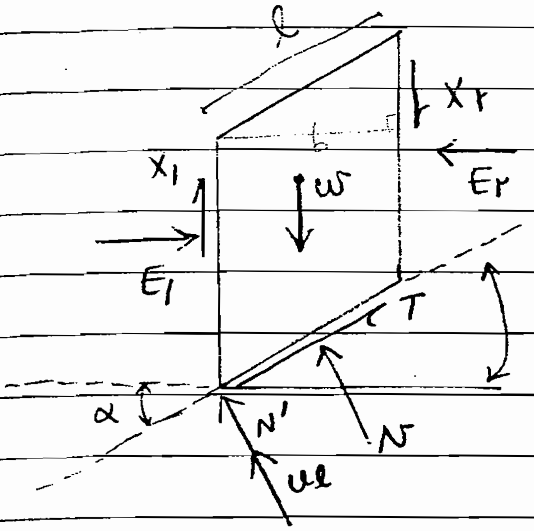
روش قطعات



شیب را به قطعاتی تقسیم کردیم

عرض هر قطعه را برای محاسبات ساده‌تر
می‌گیریم برابر با b

یک قطعه را بیرون آورده
نیروها را بررسی می‌کنیم



N را به دو نیروی N′ و ul (فشار آب) تقسیم کردیم

N' = وزن موثر از σ' ناشی می‌شود
ul = فشار آب

$$N = N' + ul$$

$$* \quad F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$ = مقاومت برشی / تنش برشی موجود

N′ از σ_n ناشی می‌شود ؛

هر قطعه $W = \gamma b h$

$$N \begin{cases} \to ul \\ \to \sigma'_n l = N' \end{cases}$$

$$T = \tau_m l$$

* در طول قطعه برش باید تعادل لنگرها برقرار باشد ؛

$$* \quad \underbrace{\sum T r}_{\text{لنگر مقاوم}} = \underbrace{\sum W r \sin\alpha}_{\text{لنگر محرک}}$$ تعادل کلی لنگرها ؛

$$* \quad T = \tau_m l = \frac{\tau_f}{F} l$$

$$* \quad \sum \frac{\tau_f}{F} l = \sum w \sin\alpha \Rightarrow F = \frac{\sum \tau_f l}{\sum w \sin\alpha}$$

$$* \quad F = \frac{\sum (c' + \sigma' tg\varphi') l}{\sum w \sin\alpha} = \boxed{\frac{c' l_a + tg\varphi' \sum N'}{\sum w \sin\alpha}}$$

* در اینجا N' معلوم نیست ؛

پس باید یک سری فرض بکنیم تا بتوان معادلات را نوشت و مجهولات را یافت ؛

اولین فرض را Fellenius بکار برد ؛

۱- برآیند نیروی بین قطعات ، اثر x_2 , E_1 ; E_2 موازی سطح تحتانی قطعه است « موازی T »

برآیند نیروها در جهت عمود بر سطح تحتانی قطعه نوشته شود ؛

$$* \quad N' + ul = w\cos\alpha$$

$$\Rightarrow N' = w\cos\alpha - ul \Rightarrow$$ جایگذاری در Fs

$$\boxed{F = \frac{c' l_a + tg\varphi' \sum (w\cos\alpha - ul)}{\sum w \sin\alpha}}$$ در حالت تنش موثر

$$\boxed{F = \frac{c_u l_a + tg\varphi_u (\sum w\cos\alpha)}{\sum w \sin\alpha}}$$ در حالت تنش کل

Subject:
Year. Month. Date.

* فرد دیگری به نام Bishop روش دیگری را بیان کرد با یک فرض :

فرض کرد : « روش بیشاپ اصلاح شده » Modified Bishop

۲- $x_1 = x_2$ از لحاظ مقدار مطلق برابرند

$$* \quad T = \frac{\tau_f}{F} l = \frac{1}{F}\left[c' + \sigma' tg\varphi'\right] l$$

$$* \quad T = \frac{1}{F}\left(c'l + N' tg\varphi'\right)$$

تعادل در راستای قائم

$$\begin{cases} W = [N\cos\alpha] + (T\sin\alpha) \\ W = [N'\cos\alpha + ul\cos\alpha] + \left(\frac{c'l}{F}\cdot\sin\alpha + \frac{N'}{F} tg\varphi' \sin\alpha\right) \end{cases}$$

$$N' = \frac{\left(W - \frac{c'l\sin\alpha}{F} - ul\cos\alpha\right)}{\left(\cos\alpha + \frac{tg\varphi'\sin\alpha}{F}\right)} \quad ; \quad l = b\sec\alpha$$

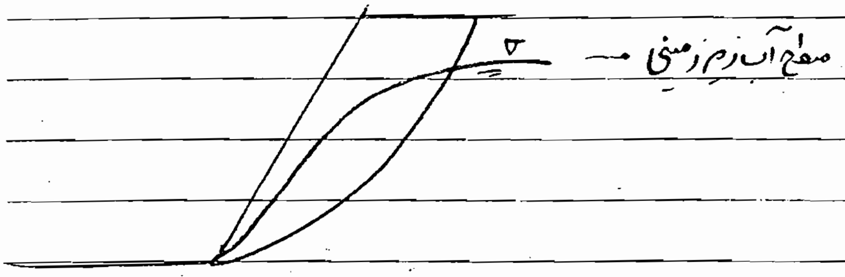
N' را در F جایگذاری می‌کنیم

$$F = \frac{1}{\sum W\sin\alpha}\sum\left\{c'b + (W - ub)\, tg\varphi'\right\}\frac{\sec\alpha}{1 + \frac{tg\alpha\, tg\varphi'}{F}}$$

این معادله با سعی و خطا حل می‌شود یک F می‌گذاریم در طرف دوم برابری می‌کنیم آیا همان F است یا خیر؟

$$r_u = \frac{u}{\gamma h}$$ فشار آب حفره‌ای / فشار کل ضریب فشار آب حفره‌ای

برای هر قطعه r_u متفاوت داریم ؛



- γh فشار کل
- h ارتفاع قطعه
- u فشار آب در زیر قطعه در ته قطعه

$u = \gamma_w h = 10h$
$\gamma h \cong 20h \Rightarrow r_u \cong 1/2$
γsat حدود ۲۰ است

* اگر خاک اشباع نباشد $r_u = 0$
* اگر خاک کاملاً اشباع باشد، فشار آب حفره‌ای هیدرواستاتیکی باشد $r_u = 1/2$
* اگر $r_u = 1$ باشد یعنی $\gamma h = u$ یعنی فشار آب حفره‌ای با تنش کل برابر است؛ تنش مؤثر صفر است؛

رابطه را بر حسب r_u می‌نویسیم؛

$$\boxed{F = \frac{1}{\sum W \sin\alpha} \sum \left[\left\{ c'b + W(1-r_u)\, tg\varphi' \right\} \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{tg\alpha\, tg\varphi'}{F}} \right]}$$

* این F ای که بدست می‌آید برای یک سطح لغزش است باید بی‌شمار سطح گسیختگی را امتحان کرد

* تعداد زیادی روش تعادل وجود دارد با هم تفاوت‌هایی دارند؛

- از جمله این تفاوت‌ها فرضیاتی است که می‌کنیم؛

- دیگر تعریف ضریب اطمینان است که می‌تواند لنگرها یا نیروها باشد.

- دیگر شکلی است که برای سطح گسیختگی فرض می‌کنند ما برای یک کمان از دایره در نظر گرفتیم؛

- دیگر معادلاتی که هر روش به خدمت می‌گیرد؛ در اینجا از تعادل کلی لنگرها و تعادل در راستای قائم را نوشتیم
تعادل نیروها برای هر قطعه بود تعادل لنگر برای کل سطح گسیختگی
به ۴ شکل می‌توان معادلات تعادل را نگاه کرد

بعضی روش‌ها هم مجهولات را به دست می‌آورند حل معادلات بیشتری به کار می‌گیرند

مثال $\gamma = ۲۰\ kN/m^3$ شکل در صفحه

$c' = 10\ kN/m^2$

$\varphi' = ۲۹^\circ$

مرحله ①: ستاپی از h بدست آوردیم؛

$\omega = \gamma b h = ۲۰(۱/۵)(h)$

$= ۳۰h\ kN/m$

مرحله ②: $h\sin\alpha$ و $h\cos\alpha$ را بدست آورده به صورت ترسیمی

مرحله ③ محاسبه فشار آب حفره‌ای

$u = \gamma_w . z_w$

فاصله وسط تحتانی هر قطعه تا سطح آب

مرحله ④ $La = ۱۴/۳۵\ m$

مرحله ⑤

$$F = \frac{c' la + tg\varphi' \sum(\omega\cos\alpha - ul)}{\sum \omega\sin\alpha}$$

$\sum \omega\cos\alpha = \sum ۳۰h\cos\alpha = ۳۰(۱۷/۵) = ۵۲۵\ kN/m$

$\sum \omega\sin\alpha = \sum ۳۰h\sin\alpha = ۳۰(۸/۴۵) = ۲۵۴\ kN/m$

$\sum(\omega\cos\alpha - ul) = ۵۲۵ - ۱۳۲ = ۳۹۳$

$F = ۱/۴۲$

قطعه ۷ $u = ۰$ دارد چون که سطح آب برای وسط هر قطعه است .