



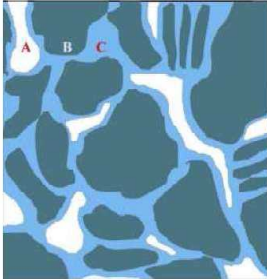
دانشگاه آزاد اسلامی
واحد تهران شرق
دانشکده فنی و مهندسی
گروه مهندسی عمران

مکانیک خاک

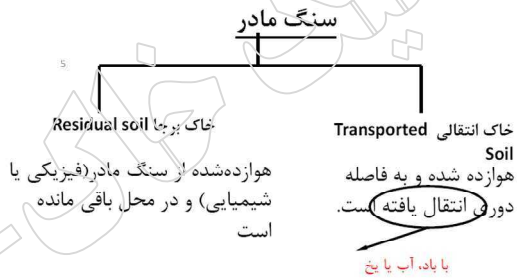
نام استاد:
دکتر امید توسلی

فک چیست؟

- خاک به عنوان سنگدانه سیمانی نشده می باشد که از دانه های کانی و از تجزیه مواد آلی تشکیل شده و فضای بین دانه ها با مایع و/یا گاز پر شده است
- (A) گاز (اغلب هوا)
- (B) ذرات جامد (کانی ها)
- (C) سیال (آب، سیال آلاینده و ...)



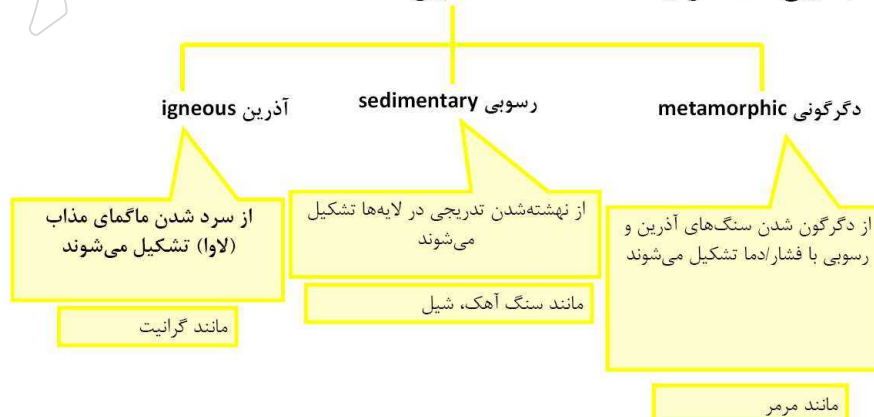
تشکیل فک



2

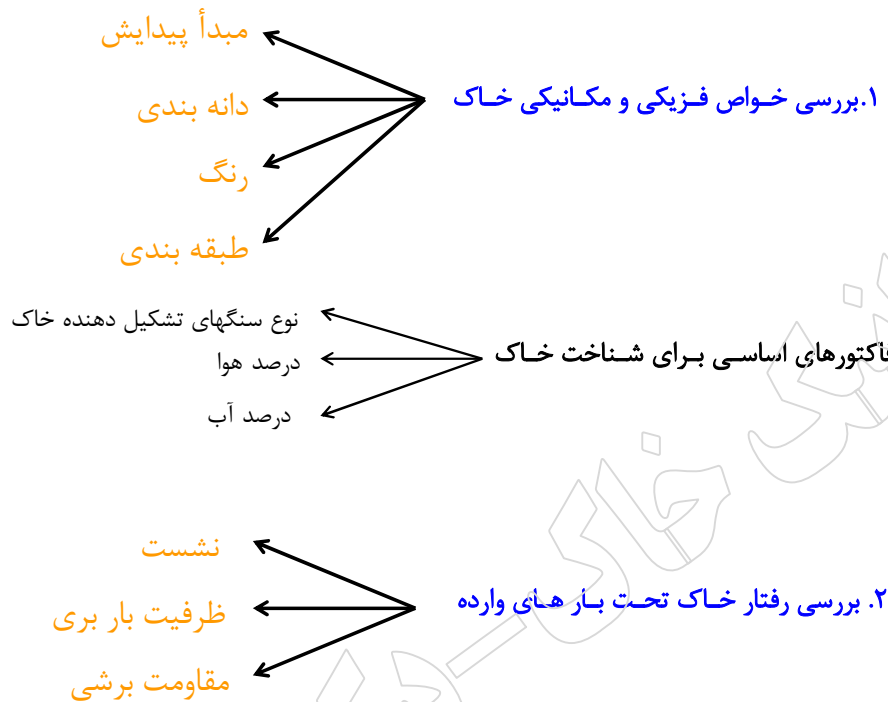
سنگ مادر

با این سه فرایند مختلف تشکیل شده اند



3

مکانیک خاک:



4

هوازگی

فرایند خرد شدن سنگها به قطعات کوچکتر بوسیله ی فعل و انفعالات مکانیکی و شیمیایی

هوازگی مکانیکی عبارت است از انقباض و انقباض به علت تغییر درجه حرارت هوا ، یخبندان ، باد ، آب و موج

هوازگی شیمیایی بر خلاف حالت قبل ، ترکیب شیمیایی کانی تغییر یافته ، مثلاً بر اثر بارانهای اسیدی ، کانی های جدید حاصل میشود

5

انواع خاک

۱- خاکهای برجا :

- دانه بندی مشخص دارند که با محیط از یک جنس می باشد
- خاک ریز دانه در سطح قرار می گیرد و اندازه ذرات با عمق افزایش می یابد
- در اعماق بیشتر، قطعه سنگهای تیز گوشه مشاهده می گردد.

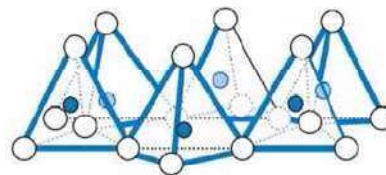
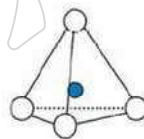
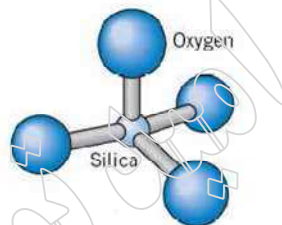
۲- خاکهای حمل شده :

این خاکها بر حسب نوع حمل و نوع رسوب گذاری شامل انواع زیر می باشند:

- ۱- رسوبات یخچالی
- ۲- رسوبات آبرفتی
- ۳- رسوبات دریاچه ای
- ۴- رسوبات دریایی
- ۵- رسوبات بادی
- ۶- رسوبات واریزه ای یا زمین لرزه ای

6

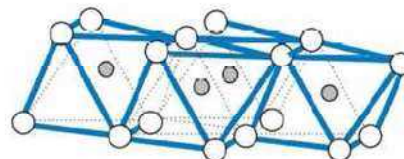
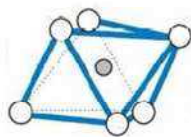
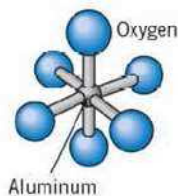
خاک رس



○ and ○ = Oxygen ● and ● = Silicon

چهار وجهی سیلیکا

ورقه های سیلیکا



○ and ○ = Oxygen or Hydroxyl ● = Aluminum

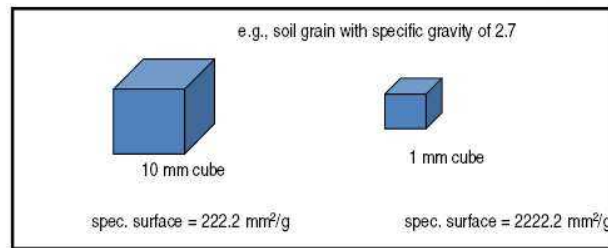
هشت وجهی آلومینا

ورقه های گیبسیت

سطح مخصوص Specific Surface

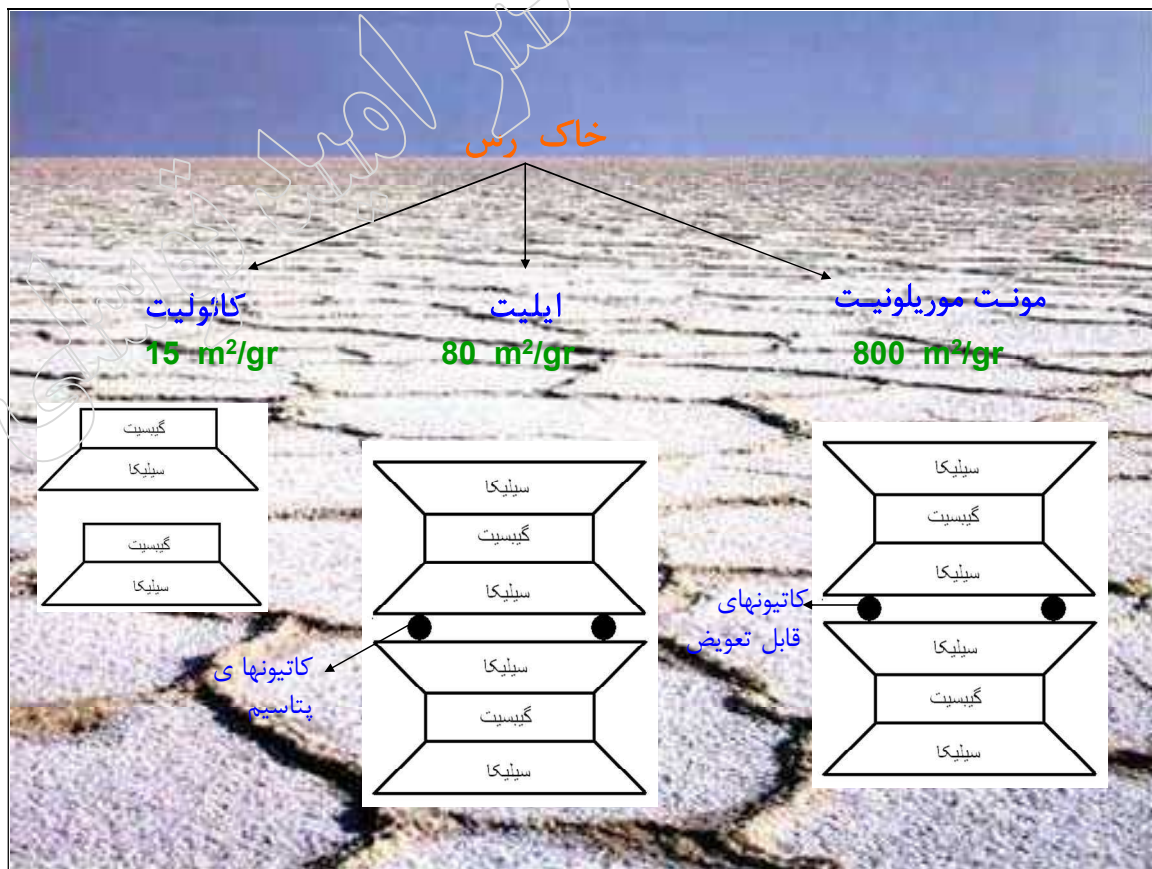
مساحت سطح در واحد جرم (m^2/g)

هر چه دانه‌ها ریزتر باشند، سطح مخصوص بیشتر است.

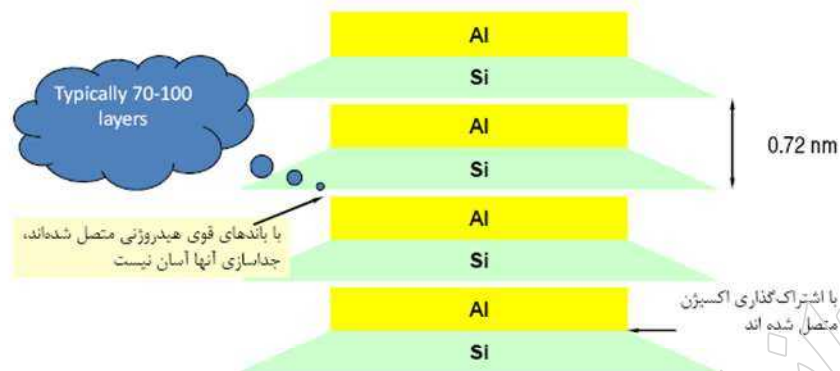


نوع رس	کائولینیت Kaolinite	ایلیت Illite	مونت موریلونیت Montmorillonite
سطح مخصوص (m^2/g) نسبت مساحت جانبی به وزن (Specific surface)	10-20	80-100	800
پد جانبی A^0	1000 - 2000	1000 - 5000	1000 - 5000
شخامات A^0	100 - 1000	50 - 500	10 - 50
چگالی بار سطحی ($meq/100g$)	25	50	100
چگالی ویژه ماده ای G_s	2.60	2.80	2.65 - 2.80

8



Kaolinite



• کائولینیت در رس‌های در نواحی گرم مرطوب متداول است.

10

Montmorillonite



- مونت موریلونیت ساختاری شبیه ایلیت دارد اما لایه‌ها با نیروهای ضعیف واندروالسی و یون‌های تعویض‌پذیر کنار هم نگه داشته شده‌اند.
- در مونت‌موریلونیت، آب می‌تواند به راحتی به باند بین لایه‌ها وارد شده و آنها را جدا کرده و باعث تورم **swell** شود. مونت‌موریلونیت اغلب رس متورم یا منبسط‌شونده **expansive** نامیده می‌شود.

• رس بسیار واکنش‌پذیر (متسع‌شونده Expansive)

$(OH)_4Al_4Si_8O_{20} \cdot nH_2O$ هنگام تماس با آب متورم می‌شود (Swelling)

بنتونیت

Bentonite

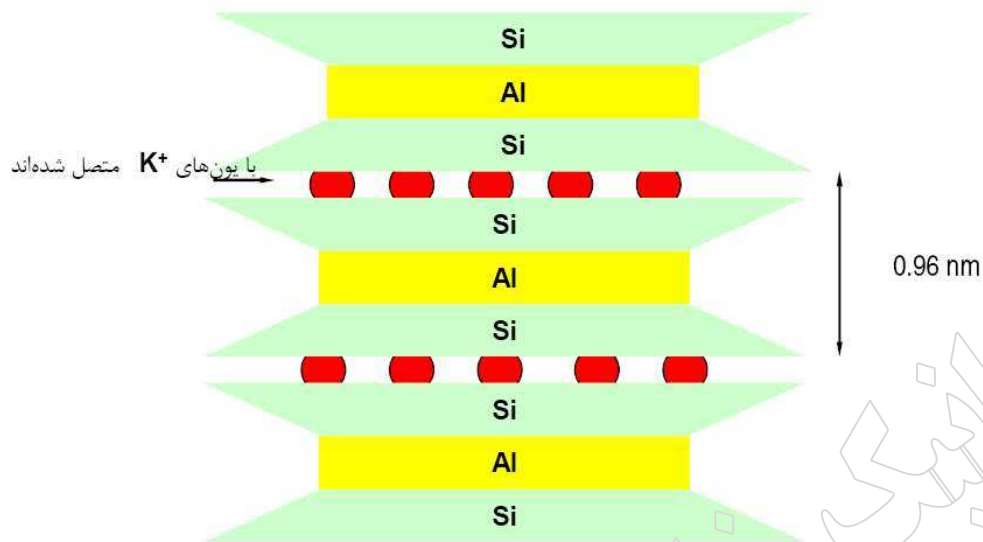
قابلیت جذب آب زیاد

• از خانواده مونت‌موریلونیت

• به عنوان گل حفاری استفاده می‌شود.

11

Illite



12

مقایسه خصوصیات کانیهای رسی:

خاصیت خمیری: کائولینیت > ایلیت > مونت مورینیت

ابعاد ذره کانی: کائولینیت < ایلیت < مونت مورینیت

میل به جذب آب: کائولینیت > ایلیت > مونت مورینیت

پایداری ترکیب شیمیایی: کائولینیت < ایلیت < مونت مورینیت

پتانسیل تورم زایی: کائولینیت > ایلیت > مونت مورینیت

13

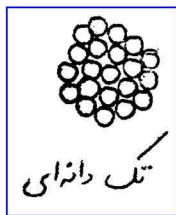
ساختار خاک و ساختمان خاک

۱- **ساختار خاک - (Fabric):** طرز قرارگیری ذرات یا گروه ذرات و فضاهای خالی نسبت به یکدیگر درون خاک است.

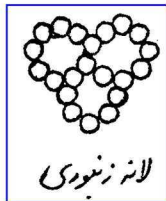
۲- **ساختمان خاک (نیروهای بین ذرات + Fabric)**

ساختمان خاکهای دانه ای : ۱- تک دانه ای ۲- لانه زنبوری

۱- تک دانه ای : کل خاک از ذرات مستقل تشکیل شده است.



۲- لانه زنبوری: مجموعه ای از دانه های خاک تشکیل حفرات به صورت لانه زنبوری را می دهند.



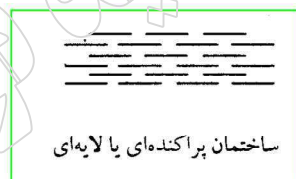
14

ساختار خاکهای چسبنده:

۱- ساختمان مجتمع، فولکوله، لخته ای : ذرات نسبت به هم بصورت متقابل قرار می گیرند.



۲- ساختمان پراکنده یا لایه ای :



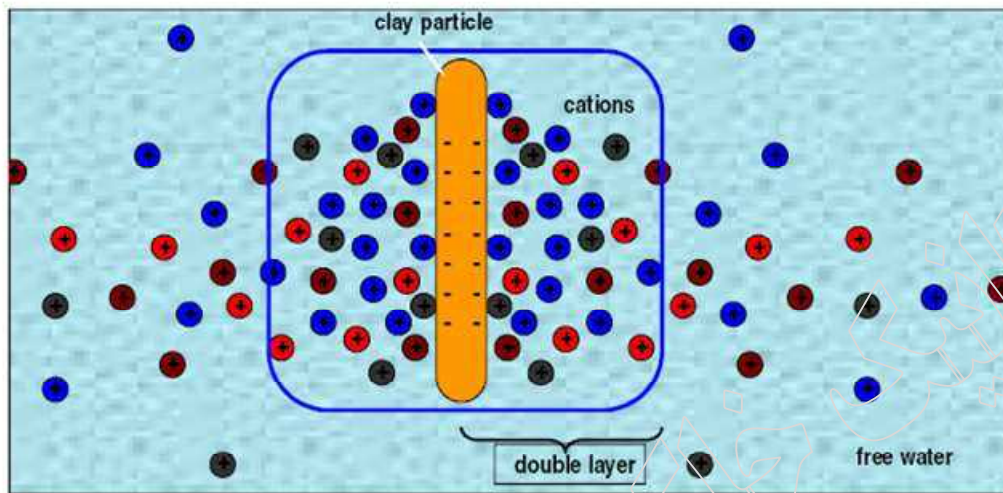
ساختار مجتمع: این نوع ساختمان زمانی در خاک اتفاق می افتد که برآیند نیروهای الکتریکی موجود در خاک حالت جاذبه داشته باشند.

ساختار پراکنده: هنگامی که برآیند نیروهای الکتریکی موجود در خاک حالت دافعه داشته باشد.

15

غلظت کاتیون‌ها در آب

غلظت کاتیون‌ها با فاصله از ذره رسی کم می‌شود



16

نیروهای سطحی و آب جذب سطحی شده

- در ماسه‌ها، سطح در واحد جرم (سطح مخصوص) تقریباً 0.01m^2 در گرم است، در حالی که در رس‌ها به بیش از 1000m^2 در گرم (مونت‌موریلونیت) می‌باشد. به دلیل این سطح بزرگ، نیروهای سطحی به شدت رفتار خاک‌های ریزدانه را در مقایسه با خاک‌های درشت‌دانه تحت تأثیر قرار می‌دهند.

- بار سطحی خاک‌های ریزدانه منفی است (آنیون). این بار منفی باعث جذب کاتیون‌ها در آب می‌شود. در نتیجه یک لایه نازک یا یک لایه آب، به نام **adsorbed water** روی سطح کانی تشکیل می‌شود. لایه باریک یا لایه آب، **diffuse double layer** نامیده می‌شود.
- خشک کردن اغلب خاک‌ها، به استثنای گچ، با استفاده از گرم‌خانه، نمی‌تواند آب جذب سطحی شده را بردارد. این آب در رفتار خاک مؤثر است.

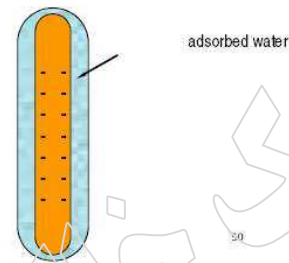
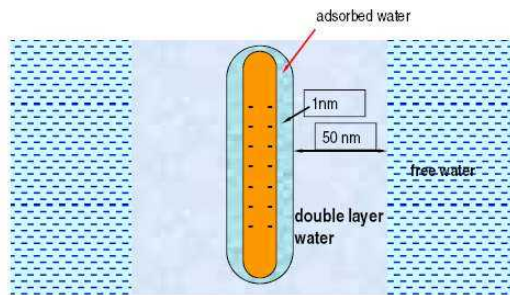
17

آب جذب شده سطحی Adsorbed Water

یک لایه باریک از آب که شبیه یک پوست به ذره خیلی محکم چسبیده است

۴-۱ ملکول آب (۱ نانومتر ضخامت)

از آب آزاد، لزج تر است



18

دوم:

دانه بندی خاک

1

دو بخش عمده خاکها...

طبقه بندی بر اساس اندازه دانه ها

Boulders	12 in, 350 mm
Cobbles	3.0 in, 75 mm
Gravel شن	No.4; 4.76 mm
Sand ماسه	No.200; .075mm
Silts & Clays لای و رس	



انواع خاکها

خاک	غیر خاک
Gravel شن	Boulders تخته سنگ
Sand ماسه	Cobbles قلوه سنگ
Silt لای	
clay رس	

2

دانه بندی :

منظور از دانه بندی، یک خاک که تعیین درصد وزنی دانه های با اندازه های مختلف است که خاک مورد نظر را تشکیل می دهد.

آزمایشهای دانه بندی: ۱- تجزیه مکانیکی (الک) ۲- هیدرومتری.

۱- آزمایش هیدرومتری: اصول آن بر اساس تفاوت سرعت سقوط ذرات کروی با قطرهای مختلف است طبق قانون استوکس برای تعیین دانه بندی خاکهای ریزدانه یا بخش ریزدانه خاکهای درشت دانه بکار می رود.

خطاها:

- فرض کروی بودن ذرات در قانون استوکس - در حالی که ذرات رس صفحه ای هستند.

- قانون استوکس در ذرات کوچکتر از 2μ دقت کافی ندارد.

در این آزمایش برای جلوگیری از لخته شدن از یک مایع مخصوص جداکننده استفاده می شود.

نتیجه آزمایش به این صورت است که برای قطرهای مختلف درصد ریزتر مشخص می شود.

۲- آزمایش الک: روش کار به این صورت است که یک سری الک روی هم قرار می گیرند. سپس روی دستگاه Shaker قرار می گیرند،

نهایتاً وزن خاک روی هر الک اندازه گیری می شود، سپس درصد باقیمانده روی الک و درصد عبوری از الک محاسبه شده روی نمودار وارد می شود.

3

آنالیز الک Sieve Analysis

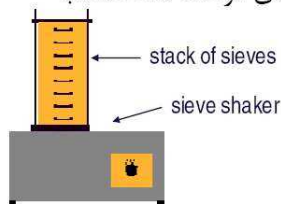
این روش برای خاک‌های درشت دانه مناسب است.

الک‌های مرسوم:

No. 4

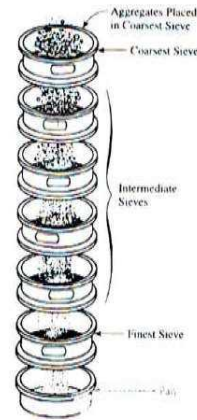
No. 40

No. 200



Sieve Analysis

خاک‌هایی که درصد عبوری از الک ۲۰۰ کمتر از ۵ درصد باشد، تمیز نامیده می‌شوند. مثلاً ماسه تمیز clean sand ماسه‌ای است که مقدار رس و لای آن کمتر از ۵ درصد است.



$$\% \text{ Retained on } i\text{th sieve} = \frac{W_i}{W} \times 100$$

The percent finer is

$$\% \text{ Finer than } i\text{th sieve} = 100 - \sum_{i=1}^i (\% \text{ Retained on } i\text{th sieve})$$

You can use mass instead of weight. The unit of mass is grams or kilograms.

آنالیز الک

4



5

الک‌ها

TABLE 4.7 ASTM STANDARD SIEVES (per ASTM D422 and E100)

Sieve Identification	Opening Size		Sieve Identification	Opening Size	
	(in)	(mm)		(in)	(mm)
3 inch	3.00	76.2	#16	0.0465	1.18
2 inch	2.00	50.8	#20	0.0335	0.850
1½ inch	1.50	38.1	#30	0.0236	0.600
1 inch	1.00	25.4	#40	0.0167	0.425
¾ inch	0.75	19.0	#50	0.0118	0.300
⅜ inch	0.375	9.52	#60	0.00984	0.250
#4	0.187	4.75	#100	0.00591	0.150
#8	0.0929	2.36	#140	0.00417	0.106
#10	0.0787	2.00	#200	0.00295	0.075

6

شماره گذاری الک ها:

۱- با سوراخ بزرگ با استفاده از قطر سوراخ الک:

$\frac{3}{8}$ " ← الکی است که قطر سوراخ چشمه $\frac{3}{8}$ " است.

"4" ← الکی است که قطر سوراخ چشمه "4" است.

۲- با سوراخ ریز با استفاده از نمره الک:

4 ← در هر اینچ طول 4 سوراخ وجود دارد.

الک های استاندارد:

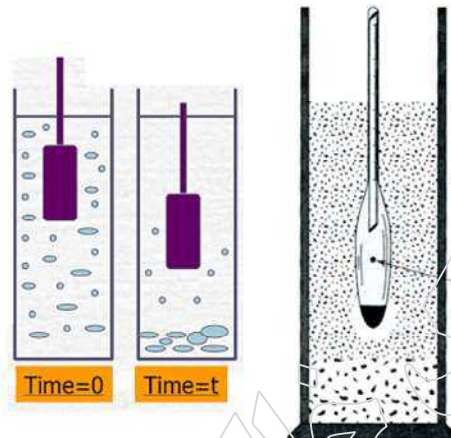
- از بین الک های استاندارد دانستن خصوصیات دو الک نمره 4 و 200 الزامی است

7

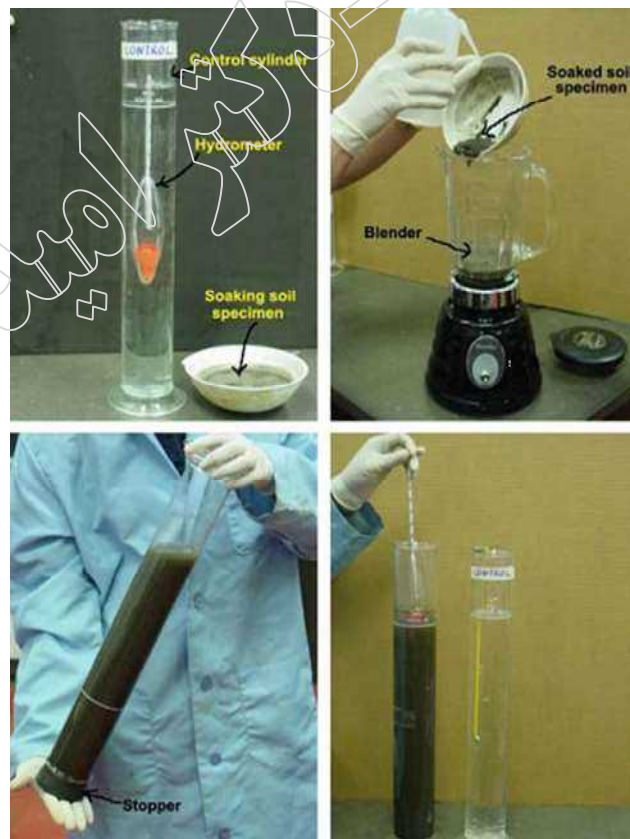
آنالیز هیدرومتری برای خاک‌های ریزدانه

- برای ذرات ریزتر از الک ۲۰۰
- روش رسوب گذاری، اجازه داده می‌شود که ذرات خاک در محلول رسوب کنند.
- ذرات بزرگ‌تر سریع‌تر رسوب می‌کنند
- استفاده از قانون استوکس برای دانه‌های دایره‌ای در یک سیال
- استفاده از برخی فرضیات سوال برانگیز

$$v = \frac{D^2 \gamma_w (G_s - G_L)}{18\eta}$$

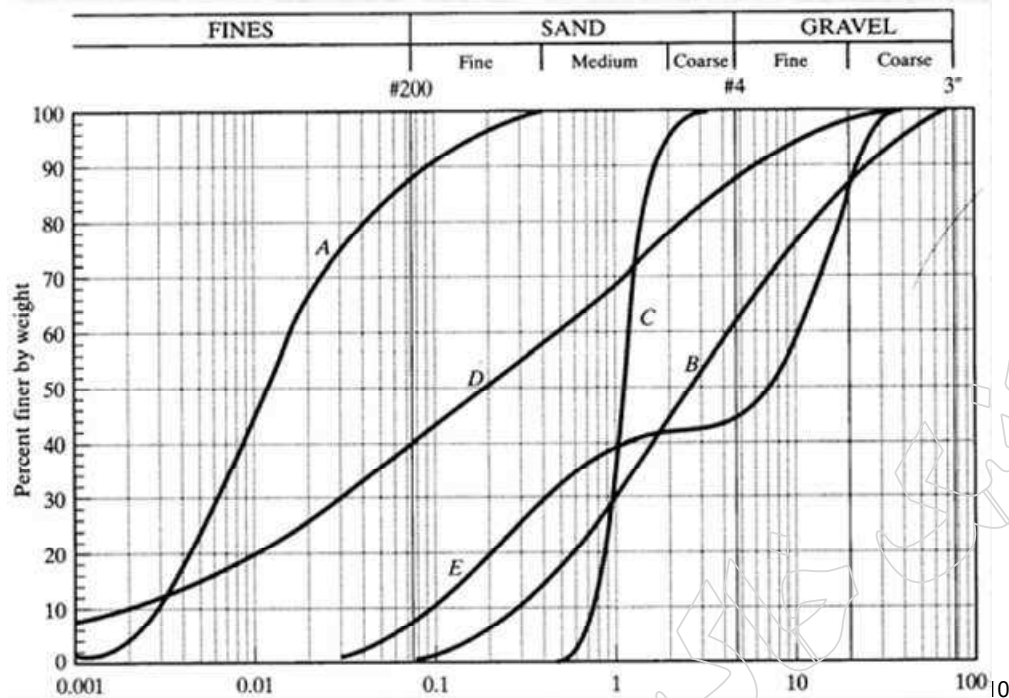


8



9

منحنی توزیع اندازه دانه‌ها



Well Graded Soils

Wide range of grain sizes present

Gravels: $C_c = 1-3$ & $C_u > 4$

Sands: $C_c = 1-3$ & $C_u > 6$

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

Poorly Graded Soils

Others, including two special cases:

(a) **Uniform** soils – grains of same size

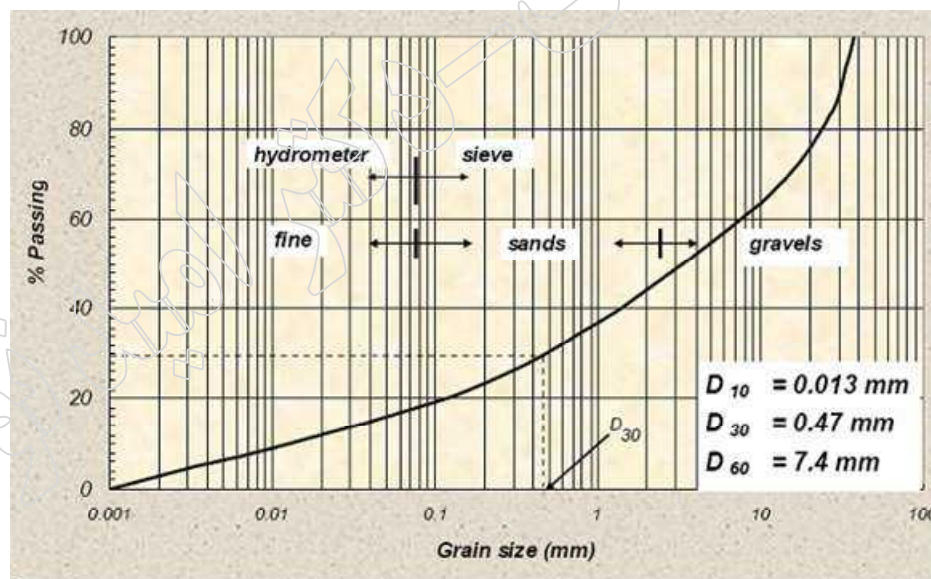
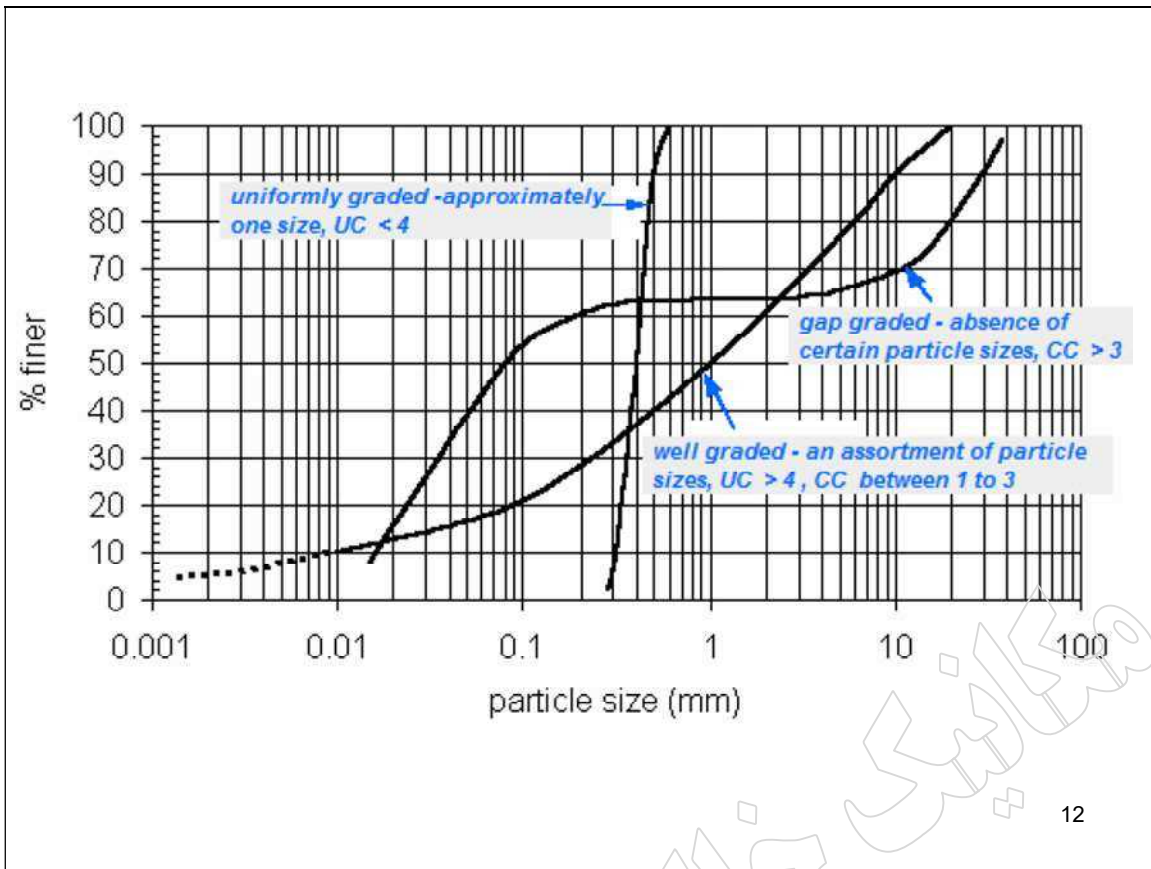
(b) **Gap** graded soils – no grains in a specific size range

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

قطری که در منحنی دانه بندی مربوط به ۱۰٪ ریزتر (رد شده) است به نام اندازه (بعد) موثر یا D_{10} نامیده میشود.

ضریب یکنواختی Coefficient of Uniformity, $C_u = D_{60}/D_{10}$

ضریب انحنا Coefficient of Curvature, $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$



از منحنی دانه بندی می توان:

۱- مشخص کردن درصد شن، ماسه، لای و رس

۲- تعیین کردن D_{10} ، D_{30} و D_{60}

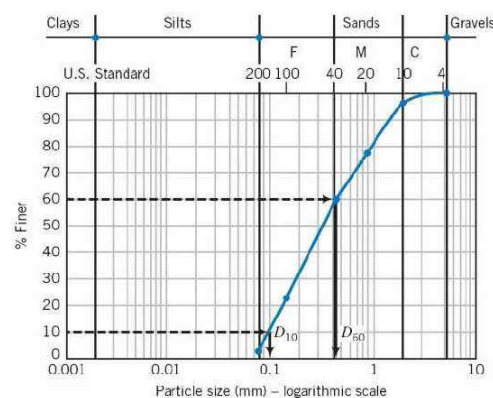
مثال

- یک نمونه خاک درشت دانه خشک جرم ۵۰۰ گرم داشته و با نتایج آزمایش الک به صورت زیر است. منحنی دانه‌بندی را رسم کنید. اندازه مؤثر دانه‌ها، اندازه متوسط دانه‌ها و ضرایب یکنواختی و انحنای را حساب کنید. مقادیر شن، ماسه و ریزدانه را نیز تعیین کنید.

Sieve no.	Opening (mm)	Mass retained (grams)
4	4.75	0
10	2.00	14.8
20	0.85	98
40	0.425	90.1
100	0.15	181.9
200	0.075	108.8
Pan		6.1

14

Sieve no.	Mass retained (grams) M_r	% Retained $(M_r/M) \times 100$	$\Sigma(\% \text{ Retained})$	% Finer
4	0	0	add 0	100 - 0 = 100
10	14.8	3.0	3.0	100 - 3.0 = 97.0
20	98.0	19.6	22.6	100 - 22.6 = 77.4
40	90.1	18.0	40.6	100 - 40.6 = 59.4
100	181.9	36.4	77.0	100 - 77 = 23.0
200	108.8	21.8	98.8	100 - 98.8 = 1.2
Pan	6.1	1.2	check 100	
Total mass $M = 499.7$		100		



15

Step 4: Extract percentages of gravel, sand, silt, and clay.

Gravel = 0%

Sand = 98.8%

Silt and clay = 1.2%

Step 5: Calculate C_u and C_c .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.45}{0.1} = 4.5$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} = \frac{0.18^2}{0.1 \times 0.45} = 0.72$$

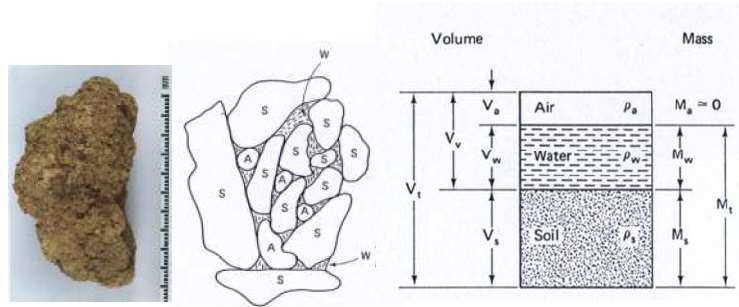
16

م:

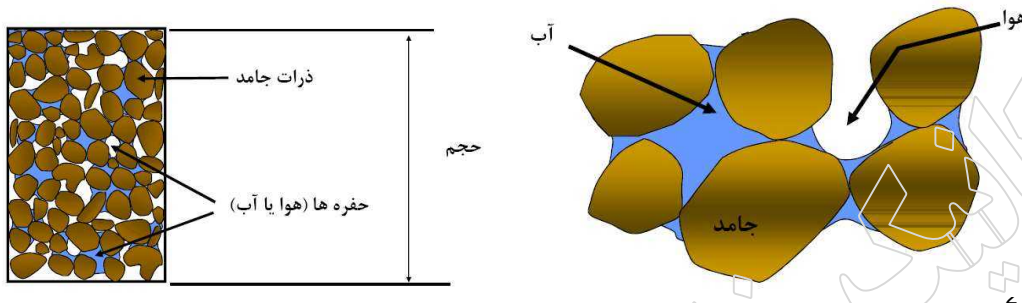
روابط وزنی و حجمی در خاک

1

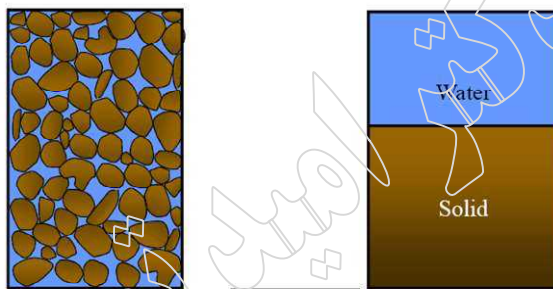
فازک مصالحی سه فازه



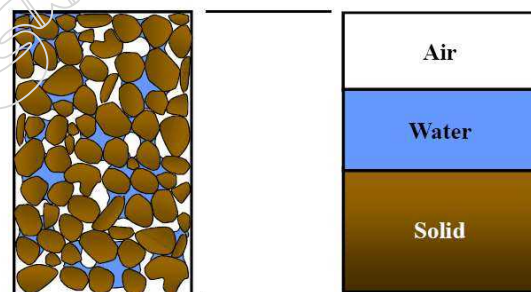
استخوان بندی کانی



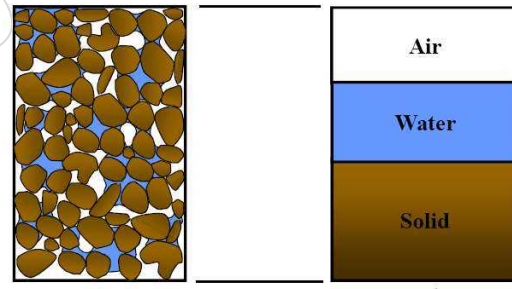
فازهای کاملاً اشباع



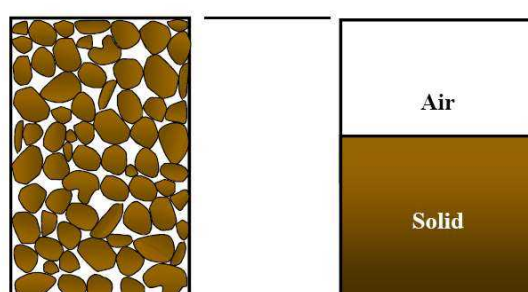
فازهای نیمه اشباع

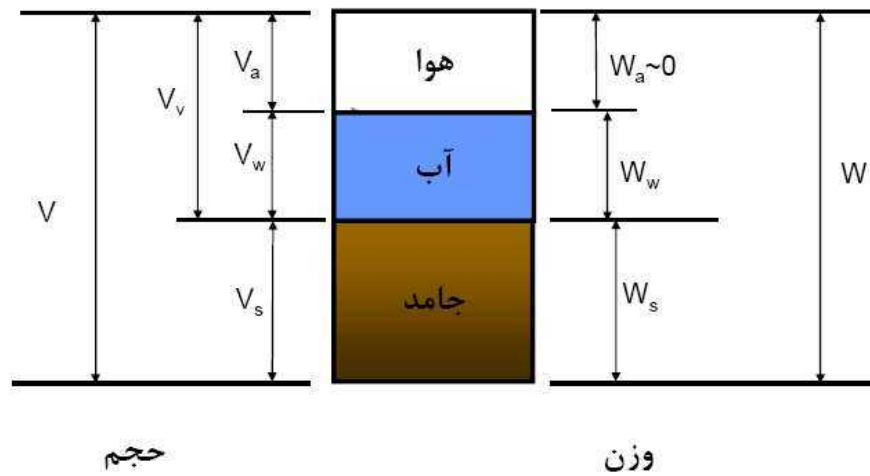


فازها



فازهای خشک

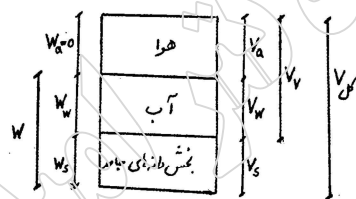




$$\text{Volume of Voids} = V_v = V_a + V_w$$

4

روابط وزنی - حجمی در خاک:



$$V_v = V_a + V_w$$

$$V = V_v + V_s = V_a + V_w + V_s$$

$$W = W_a + W_w + W_s$$

رئوس مطالب:

۱- دیاگرام سه فازی

۲- کمیت‌های وزنی - حجمی

۳- روابط وزنی - حجمی مهم

۳-۱- دیاگرام سه فازی:

V_a - حجم هوا
 V_w - حجم آب
 V_s - حجم حفرات
 V - حجم کل
 W_w - وزن آب
 W_s - وزن دانه‌های جامد

۳-۲- کمیت‌های وزنی - حجمی:

این کمیت‌ها را به سه دسته تقسیم می‌کنیم:

۱- کمیت‌های معرف میزان حفرات موجود در داخل خاک:

- نسبت منافذ e

- پوکی n

- درجه هوا A

- دانسیته نسبی D_r

- رطوبت نسبی w

- درجه اشباع S_r

۲- کمیت‌های معرف وضعیت آب در خاک:

۳- وزن مخصوص:

- وزن مخصوص طبیعی خاک γ

- وزن مخصوص اشباع γ_{sat}

- وزن مخصوص خشک γ_d

- وزن مخصوص دانه‌های جامد خاک γ_s

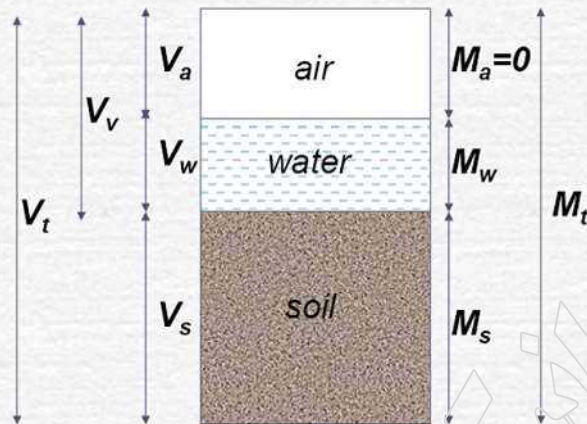
- وزن مخصوص غوطه‌ور γ'

5

تخلخل (نسبت منافذ)

Void ratio (e) is a measure of the void volume.

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

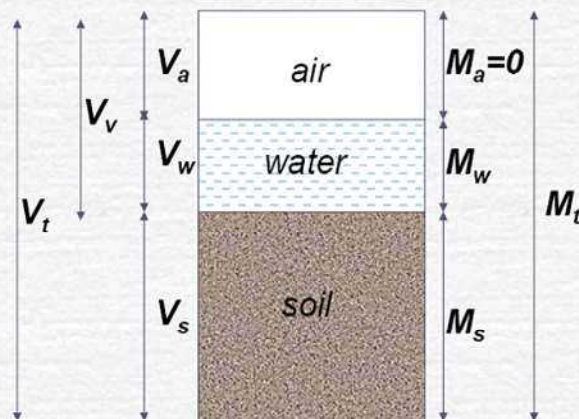


پوکی

Porosity (n) is also a measure of the void volume, expressed as a percentage.

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100\%$$

Theoretical range: 0 – 100%

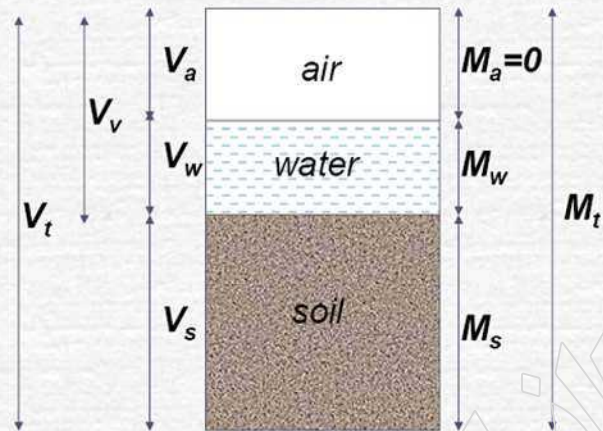


درصد هوا

Air content (A) is a measure of the air present in the soil.

$$A = \frac{V_A}{V_t} \times 100\%$$

Expressed as percentage.



دانسیتة (چگالی) نسبی

■ Measure of how densely the grains are packed in a coarse grain soil in %.



$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\min)}}{\gamma_{d(\max)} - \gamma_{d(\min)}} \right) \left(\frac{\gamma_{d(\max)}}{\gamma_d} \right)$$

Also known as **density index** (I_D).

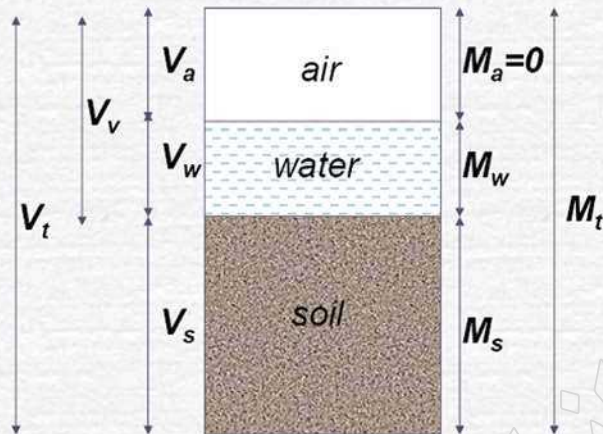
درصد رطوبت

Water content (w) is a measure of the water present in the soil.

$$w = \frac{M_w}{M_s} \times 100\%$$

Expressed as percentage.

Range = 0 – 100+%.



10

درجه اشباع

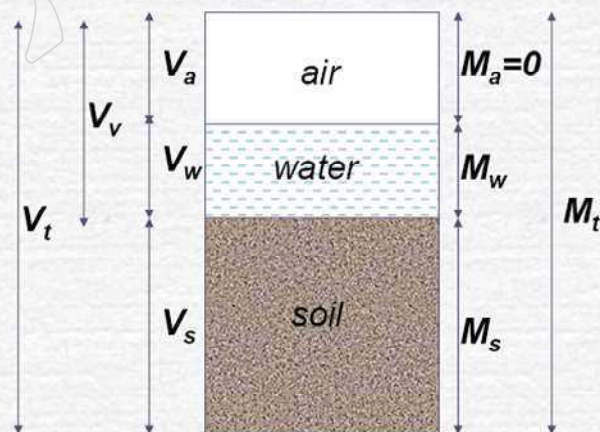
Degree of saturation (S) is the percentage of the void volume filled by water.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100\%$$

Range: 0 – 100%

Dry

Saturated



11

وزن مخصوص

- وزن واحد γ , unit weight, $\gamma = \frac{W}{V}$
- وزن واحد نمونه‌های دست‌نخورده را به آسانی می‌توان با تعیین ابعاد فیزیکی و وزن آنها در آزمایشگاه به دست آورد.
- واحد وزن واحد می‌تواند kN/m^3 باشد.

- وزن واحد خشک γ_d , dry unit weight, $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$
- وزن واحد آب γ_w

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

- معمولاً

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3 = 62.4 \text{ lb/ft}^3 \text{ for fresh water}$$

$$\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3 = 64 \text{ lb/ft}^3 \text{ for sea water}$$

- برای خاک‌های زیر تراز آب زیرزمینی، بعضی مواقع از وزن واحد غوطه‌ور استفاده می‌شود:

$$\text{Buoyant unit weight} = \gamma - \gamma_w$$

12

جرم مخصوص

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

$$\text{Dry Density } \rho_d = \frac{M_s}{V}$$

$$\text{Density of water } \rho_w = \frac{M_w}{V_w}, \text{ for fresh water: } \rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3 = 62.4 \text{ lb/ft}^3$$

$$\gamma = \rho g \text{ where } g = \text{acceleration of gravity} = 9.81 \text{ m/s}^2 = 32.2 \text{ ft/s}^2$$

- بسیاری از مهندسين از کلمه چگالی استفاده می‌کنند در حالی که منظور آنها وزن واحد است. بنابراین باید در بیان این دو دقت شود و یکی به اشتباه به جای دیگری به کار نرود.

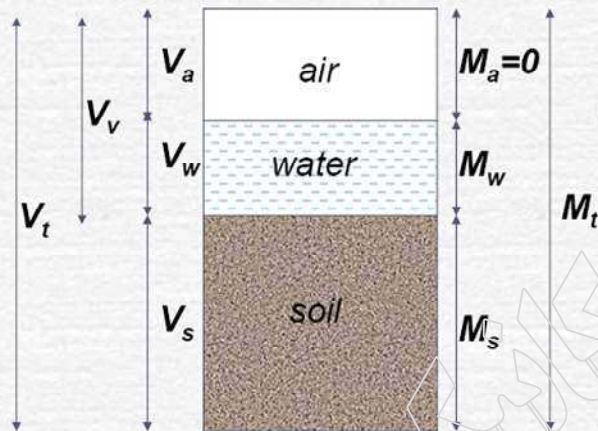
13

جرم مخصوص

Bulk density (ρ_m) is the density of the soil in the current state.

$$\rho_m = \frac{M_T}{V_T}$$

Units: t/m^3 , g/ml , kg/m^3



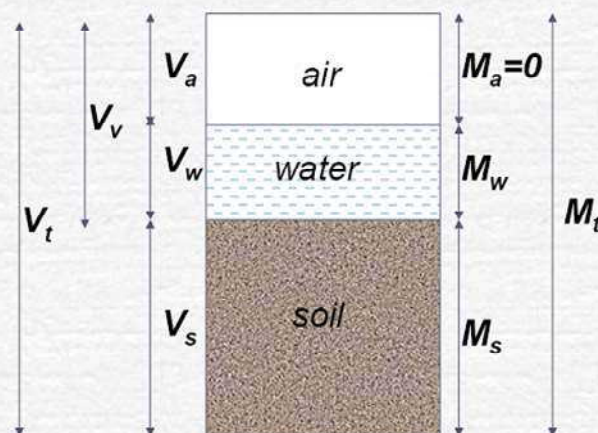
14

جرم مخصوص خشک

Dry density (ρ_d) is the density of the soil in dry state.

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_T}$$

Units: t/m^3 , g/ml , kg/m^3



15

جرم مخصوص اشباع

Saturated density (ρ_{sat}) is the density of the soil when the voids are filled with water.

جرم مخصوص غوطه ور

Submerged density (ρ') is the effective density of the soil when it is submerged.

$$\rho' = \rho_{\text{sat}} - \rho_w$$

16

وزن مخصوص

Bulk, saturated, dry and submerged unit weights (γ) are defined in a similar manner.

Here, use weight (kN) instead of mass (kg).

$$\gamma = \rho g$$

N/m^3 kg/m^3 m/s^2

Specific gravity of the soil grains (G_s) typically varies between 2.6 and 2.8.

17

چگالی ویژه ذرات جامد

چگالی ویژه (مخصوص) ذرات جامد خاک G_s : عبارتست از نسبت جرم (یا وزن) ذرات جامد به جرم (وزن) آب هم حجم آن در ۴ درجه سانتیگراد.

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

➤ Iron	7.86
➤ Aluminum	2.55-2.80
➤ Lead	11.34
➤ Mercury	13.55
➤ Granite	2.69
➤ Marble	2.69
➤ Quartz	2.60
➤ Feldspar	2.54-2.62

18

Specific Gravity وزن مخصوص

- Iron 7.86
- Aluminum 2.55-2.80
- Lead 11.34
- Mercury 13.55
- Granite 2.69
- Marble 2.69
- Quartz 2.60
- Feldspar 2.54-2.62

TABLE 4.2 SPECIFIC GRAVITY OF SELECTED NON-CLAY MINERALS

Mineral	G_s
Quartz	2.65
Feldspar	2.54 - 2.76
Hornblende	3.00 - 3.50
Mica	2.76 - 3.20
Calcite	2.71
Hematite	5.20
Limonite	3.6 - 4.0
Gypsum	2.32
Talc	2.70 - 2.80
Olivine	3.27 - 4.50

TABLE 4.3 SPECIFIC GRAVITY OF SELECTED CLAY MINERALS

Mineral	G_s
Kaolinite	2.62 - 2.66
Montmorillonite	2.75 - 2.78
Illite	2.60 - 2.86
Chlorite	2.60 - 2.96

19

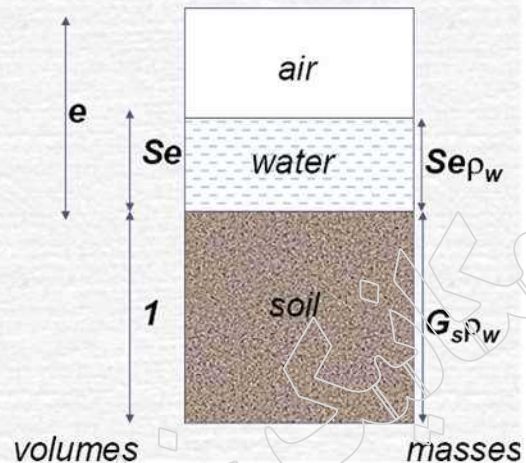
Phase Relations

Consider a fraction of the soil where $V_s = 1$

The other volumes can be obtained from the previous definitions.

The masses can be obtained from:

$$\text{Mass} = \text{Density} \times \text{Volume}$$

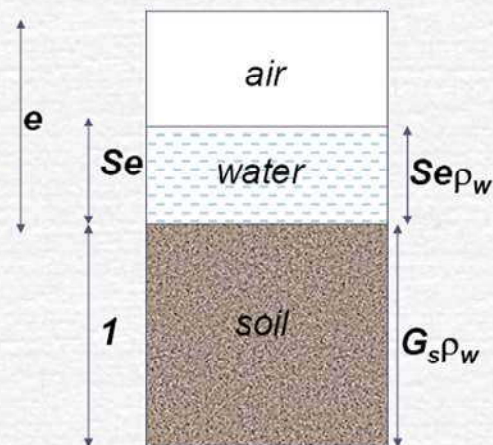


20

From the previous definitions,

$$w = \frac{M_w}{M_s} = \frac{Se}{G_s}$$

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

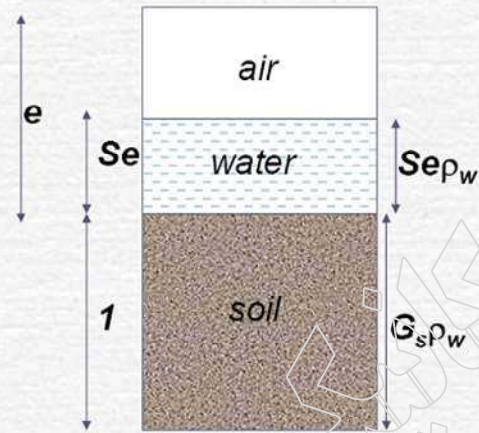


21

$$\rho_m = \frac{M_T}{V_T} = \frac{G_s + Se}{1 + e} \rho_w$$

$$\rho_{sat} = \frac{M_T}{V_T} = \frac{G_s + e}{1 + e} \rho_w$$

$$\rho_d = \frac{M_S}{V_T} = \frac{G_S}{1+e} \rho_w$$



22

اشکال مختلفی از روابط γ ، γ_d و γ_{sat}

رابطه	شماره رابطه	وزن مخصوص اشباع	وزن مخصوص خشک
$\gamma = \frac{(1+w)G_s \gamma_w}{1+e}$	(۱۵-۲)	$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e}$ (۱۸-۲)	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$ (۱۲-۲)
$\gamma = \frac{(G_s + Se)\gamma_w}{1+e}$	(۲۶-۲)	$\gamma_{sat} = [(1-n)G_s + n]\gamma_w$ (۲۴-۲)	$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e}$ (۱۶-۲)
$\gamma = \frac{(1+w)G_s \gamma_w}{1 + \frac{wG_s}{S}}$	(۲۷-۲)	$\gamma_{sat} = \left(\frac{1+w}{1+wG_s} \right) G_s \gamma_w$ (۳۳-۲)	$\gamma_d = G_s \gamma_w (1-n)$ (۲۲-۲)
$\gamma = G_s \gamma_w (1-n)(1+w)$	(۲۸-۲)	$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{w} \right) \left(\frac{1+w}{1+e} \right) \gamma_w$ (۳۴-۲)	$\gamma_d = \frac{G_s}{1 + \frac{wG_s}{S}} \gamma_w$ (۲۹-۲)
		$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$ (۳۵-۲)	$\gamma_d = \frac{eS\gamma_w}{(1+e)w}$ (۳۰-۲)
		$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e} \right) \gamma_w$ (۳۶-۲)	

23

روابط وزنی حجمی مهم

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

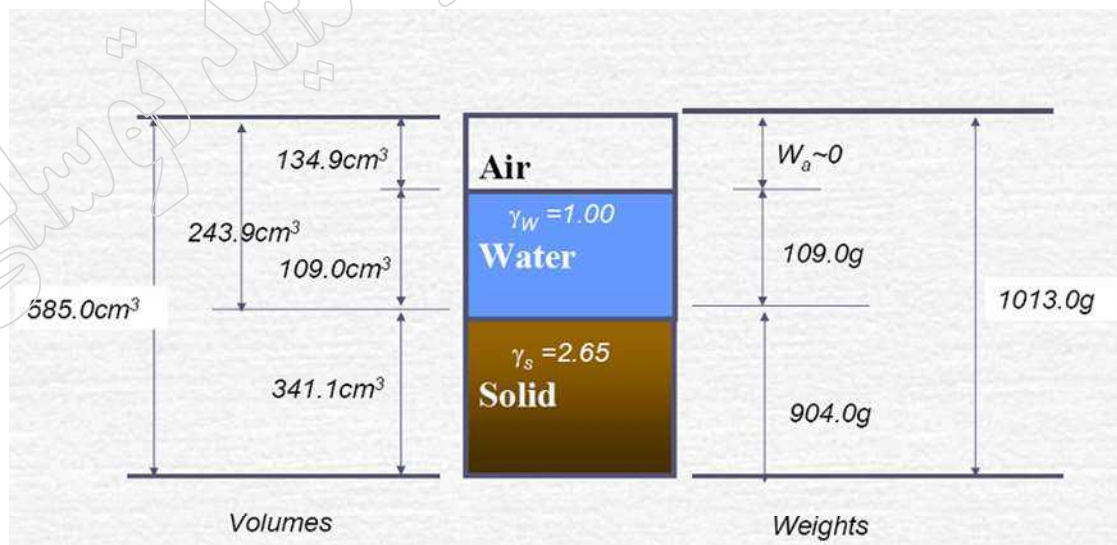
$$\gamma = \frac{(1+w) G_s}{1+e} \gamma_w$$

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

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

24

مثال: مطلوبست محاسبه تخلخل، پوکی، درصد هوا، درصد رطوبت، درجه اشباع، جرم مخصوص، وزن مخصوص.



25

مثال

۵ کیلوگرم از خاکی در میزان رطوبت ۳ درصد بایستی با آب مخلوط شود تا به میزان رطوبت ۱۲ درصد برسد. چه میزان آب بایستی به این خاک اضافه شود.

Let the mass of the dry soil be x kg.

$$w = 0.03 = \frac{5 - x}{x}$$

$$\therefore x = 4.854 \text{ kg}$$

$$\text{At } w = 12\%, \quad M_w = (4.854)(0.12) = 0.582 \text{ kg}$$

$$\text{At } w = 3\%, \quad M_w = (4.854)(0.03) = 0.146 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{amount of water to add} &= 0.582 - 0.146 \text{ kg} \\ &= 436 \text{ g} = 436 \text{ ml} \end{aligned}$$

26

زم:

حدود اتربری و خواص پلاستیسیته خاک

1

مفهوم استحکام Consistency خاک

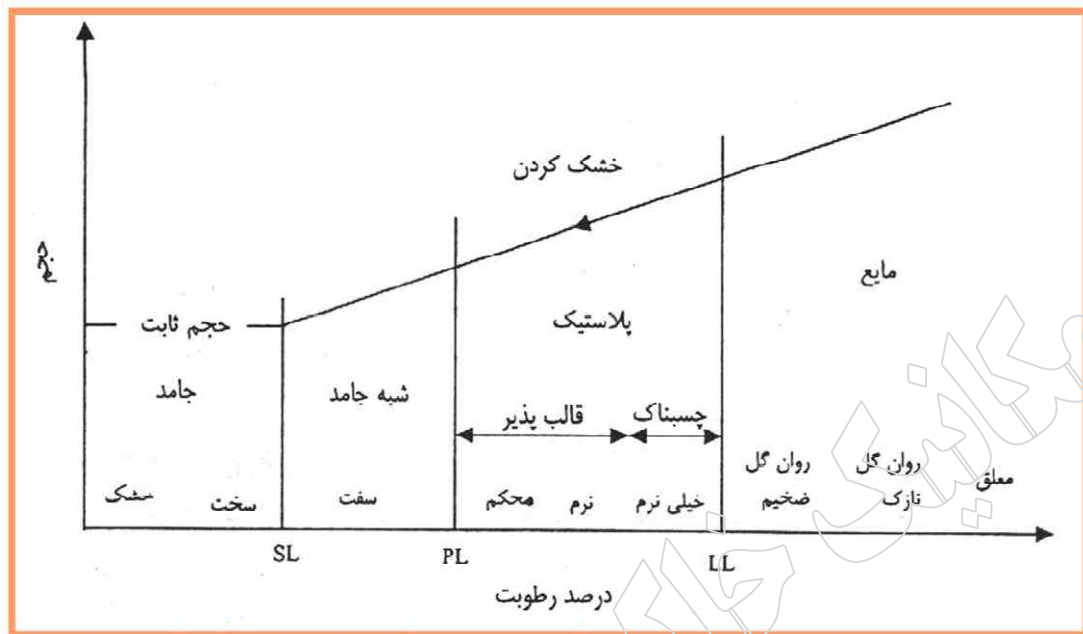
- استحکام خاک مفهومی است که برای توصیف درجه و نوع چسبندگی **cohesion** و جاذبه سطحی **adhesion** بین ذرات خاک که به مقاومت خاک در برابر تغییر شکل یا گسیختگی مرتبط است، به کار می‌رود.
- چون استحکام با میزان رطوبت تغییر می‌کند، می‌تواند به عنوان استحکام خشک، استحکام مرطوب **moist** و استحکام تر **wet** توصیف شود.
- ارزیابی استحکام شامل مقاومت گسیختگی و چسبندگی می‌باشد.
- مقاومت گسیختگی عبارت است از اندازه‌گیری صحرایی توانایی خاک برای تحمل تنش یا فشار اعمالی توسط شست یا انگشت سبابه.
- استحکام خاک به صورت سادگی نسبی تغییر شکل خاک است و با عبارت نرم **soft**، سفت **firm** یا سخت **hard** توصیف می‌شود.
- استحکام به کانی‌های خاک و میزان رطوبت آن خیلی وابسته است.

2

پلاستیسیته

- از نظر مکانیک خاک پلاستیسیته خاصیتی است که به توده خاک اجازه می‌دهد سریعاً تغییر شکل بدهد بدون آنکه از هم گسیخته شود و یا حجم آن تغییر نماید و به علاوه، این تغییر شکل، حالت الاستیک یا ارتجاعی نیز ندارد.
- در رسهای مونت موریلونیتی شدیدتر از انواع دیگر مانند کائولینیتی می‌باشد.
- عامل پلاستیسیته وجود ذرات پولکی شکل هستند که در سطح خود بار الکتریکی حمل می‌نمایند.

3



4

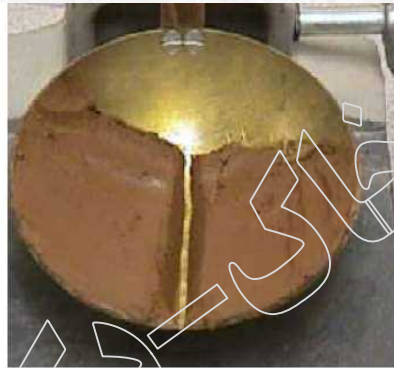
حد روانی :

دستگاه کاساگرانده



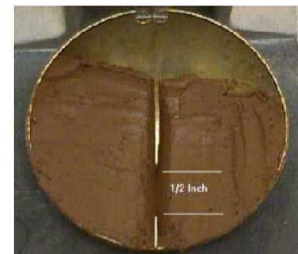
کاساگرانده نتیجه گیری کرد که هر ضربه در یک دستگاه استاندارد حد روانی بیانگر مقاومت برشی در حدود 1gr/cm^2 برای خاک است.

بنابراین حد روانی یک خاک ریز دانه درصد رطوبتی که در آن مقاومت برشی خاک تقریباً برابر 25gr/cm^2 می باشد را بدست می دهد.



6

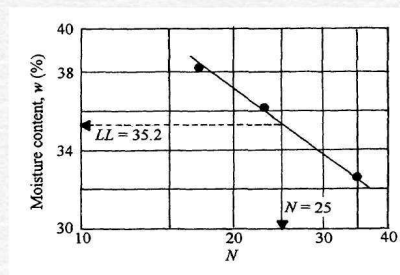
حد روانی درصد رطوبتی است که شیار خاک در دستگاه کاساگراند با ۲۵ ضربه حدود ۱۳ میلی متر بسته شود.



$$IF = (W_1 - W_2) / \log(N_2 / N_1)$$

IF = نشانه جریان

Casagrande Apparatus



- Usually acceptable range of N varies between 15-35
- In practice we need 4 test for LL determination

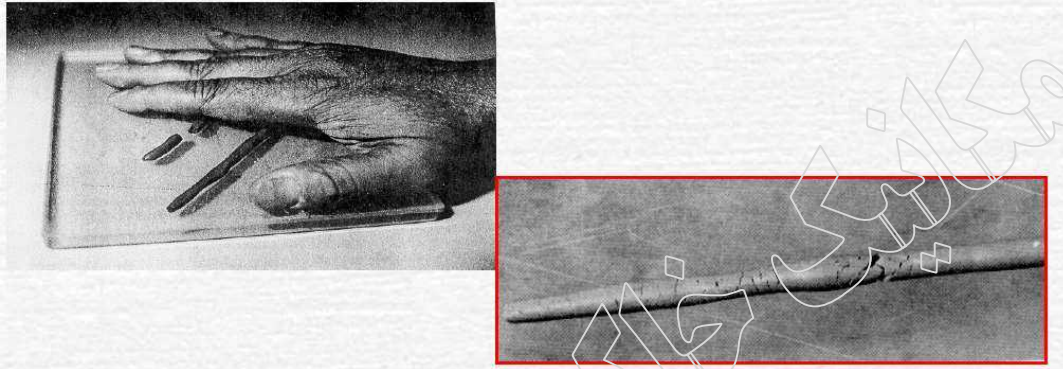
به خط برازش شده، خط جریان flow line گفته می شود.

7

Plastic Limit (PL, w_p)

حد خمیری :

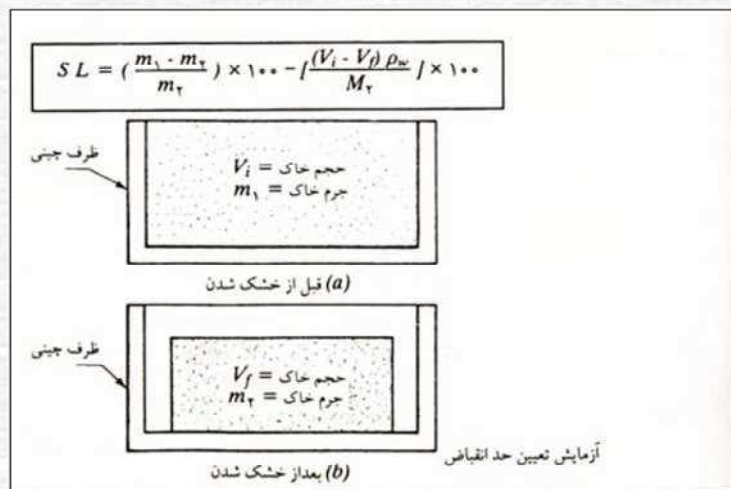
➤ میزان رطوبتی که در آن یک فتيله خاک به قطر ۳ میلیمتر شروع به ترک خوردن می‌کند.



8

حد انقباض :

❑ در صد رطوبتی که در آن درصد رطوبت، تغییر حجم خاک متوقف می‌شود بعنوان حد انقباض نامیده می‌شود.



9

شاخص خمیری (PI, I_p) Plasticity Indexشاخص روانی I_L Liquidity index

$$PI = LL - PL \blacksquare$$

$$\text{or } I_p = w_l - w_p$$

$$I_L = (w - w_p) / I_p$$

نشانه خمیری (PI) اختلاف بین حد مایع (LL) و حد خمیری (PL) است.

سفتی نسبی یک خاک چسبنده در وضعیت طبیعی را می توان توسط نسبتی که نشانه مایع نامیده می شود بیان نمود. که در آن W میزان رطوبت در جای خاک است.

□ شاخص خمیرایی بزرگ، همراه حد روانی بزرگ نشان دهنده این است که پتانسیل انقباض و انبساط خاک بر اثر کاهش یا افزایش رطوبت زیاد است.

۱۰

فعالیت خاک های رسی

این عدد در مورد خاکهای پلاستیک و برای نشان دادن استعداد آنها به تغییر حجم بر حسب تغییر درصد رطوبت به کار می رود.

$$\text{Activity} = A = \frac{PI(\%)}{\text{clay fraction}(\%)} = \frac{PI}{\% < 0.002mm}$$

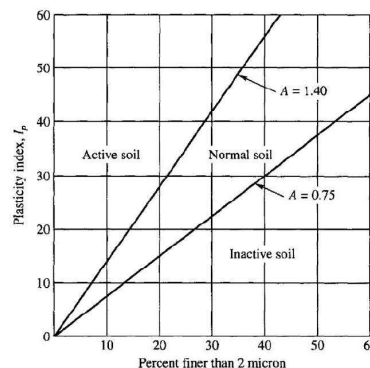
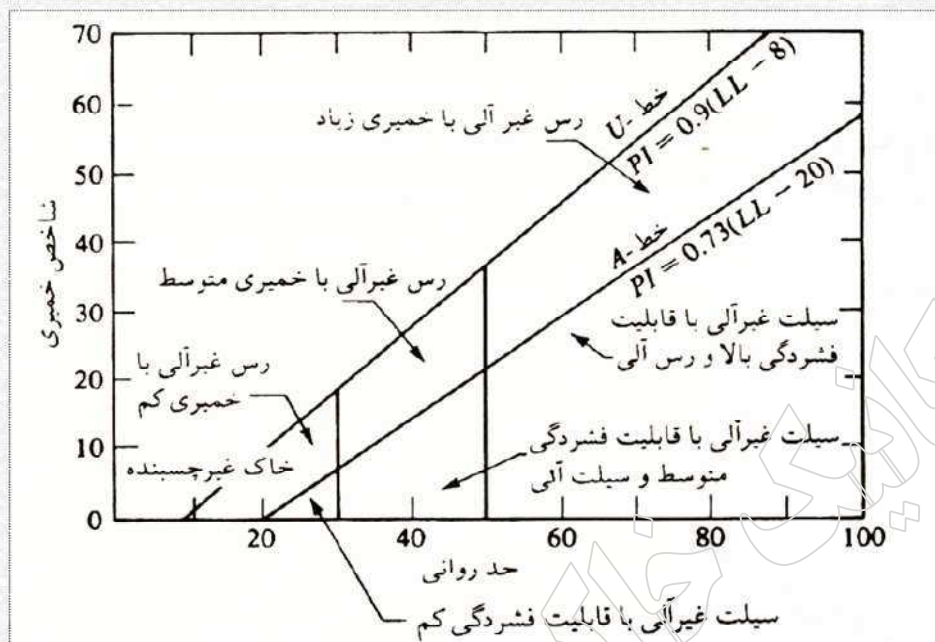


Figure 3.18(a) Classification of soil according to activity

11

نمودار ارائه شده از سوی کاساگرانده (۱۹۳۲)



12

فواص خمیری خاک بستگی دارند به...

- ☐ مقدار رس موجود در خاک
- ☐ نوع رس (مونت موریلونیت، کائولینیت و ...)
- ☐ نوع کاتیون در محلول

اهمیت بررسی حدود اتربرگ

- حد روانی بستگی دارد به
- ترکیبات معدنی خاک
- بار الکتریکی موجود در سطح ذرات خاک و شدت آنها
- ضخامت لایه آب در اطراف ذرات خاک
- نسبت مساحت سطح ذرات به حجم
- شکل ذرات

فواص خمیری زیاد معمولاً بیانگر ...

- ☐ تراکم پذیری زیادتر
- ☐ مصالح ضعیف تر یا مقاومت کمتر
- ☐ نفوذپذیری کمتر (به راحتی زهکشی نمی شوند)
- ☐ پتانسیل انقباض بیشتر
- ☐ حساسیت بیشتر در برابر رطوبت، بنابراین در کارایی آنها مؤثر است.

ویژگی های خاکهای رسی

- حد روانی نشان دهنده تراکم پذیری خاک
- اگر سختی خمیری خاک در حد خمیری خیلی زیاد باشد خاک دارای درصد زیادی ذرات رس کلونیدی است.
- برعکس، سستی خاک و فقدان چسبندگی ذرات نشان می دهد که خاک رسی غیر ارگانیک با پلاستیسیته پایین می باشد.
- خاکهای رس غیر ارگانیک در حد خمیری نسبتاً سست اند و حالت اسفنجی دارند.

13

●

طبقه بندی خاک

1

۲-۲-۲ طبقه بندی خاک به روش Unified :

هر خاک، در طبقه بندی خاک به روش یونیفاید با یک کد در حرفی مشخص می شود.

حرف اول (جنس خاک)

حرف دوم (صفت خاک)

G شنی	W خوب دانه بندی شده
S ماسه ای	P بد دانه بندی شده
C رسی	M لای دار
M سلیتی	C رس دار
O ارگانیك	H حد روانی بالا
pt خاک با منشاء نباتی	L حد روانی پایین

خاکهای لای دار : خاکهای ارگانیك

ML
OH

خاکهای رسی :

CL رس با حد روانی پایین
CH رس با حد روانی بالا

خاکهای ماسه ای :

SW ماسه خوب دانه بندی شده.
SP ماسه بد دانه بندی شده
SM ماسه لای دار
SC ماسه رس دار

خاکهای شنی:

GW شن خوب دانه بندی شده
GP شن بد دانه بندی شده
GM شن لای دار
GC شن رس دار

3

نحوه طبقه بندی خاک به صورت زیر است:

۱- تشخیص ریزدانه یا درشت دانه بودن خاک ← استفاده از F_{200}

خاک درشت دانه $F_{200} < 50\%$

خاک ریزدانه $F_{200} > 50\%$

۲- در صورتی که $F_{200} > 50\%$ باشد خاک ریزدانه است و باید از نمودار خمیری استفاده کنیم

در مرحله اول: در صورتی که بالای خط A باشد خاک رس است C

در صورتی که زیر خط A باشد خاک لای است M

در مرحله دوم: $LL < 50\% \rightarrow L$

$LL > 50\% \rightarrow H$

4

۳- طبقه بندی یک خاک درشت دانه:

a- تشخیص شن یا ماسه بودن خاک:

برای این کار باید نسبت زیر را محاسبه کنیم:

$$S.P = \frac{F_4 - F_{200}}{100 - F_{200}} \times 100$$

درصد ماسه در بخش درشت دانه خاک

خاک شنی $S.P < 50\%$

خاک ماسه ای $S.P \geq 50\%$

b - طبقه بندی خاکهای شنی:

اولین کار کنترل شرط تمیز بودن خاک است:

$F_{200} < 5\%$ خاک تمیز $\rightarrow$ GW یا GP

با دو سمبل نشان داده می شود $\rightarrow$ خاک شنی حد واسط $5 \leq F_{200} \leq 12\%$

$F > 12\%$ خاک غیر تمیز $\rightarrow$ GC - GM یا GC

5

GW, GP

• در صورتی که $F_{200} < 5$ باشد داریم:

$$\left. \begin{array}{l} Cu \geq 4 \\ \text{و} \\ 1 < Cc < 3 \end{array} \right\} \rightarrow GW$$

GP → در صورت برقرار نبودن شرط GW

• در صورتی که $F_{200} > 12$ باشد داریم: GC-GM یا GM یا GC

GC → بالای خط A و $PI > 7$

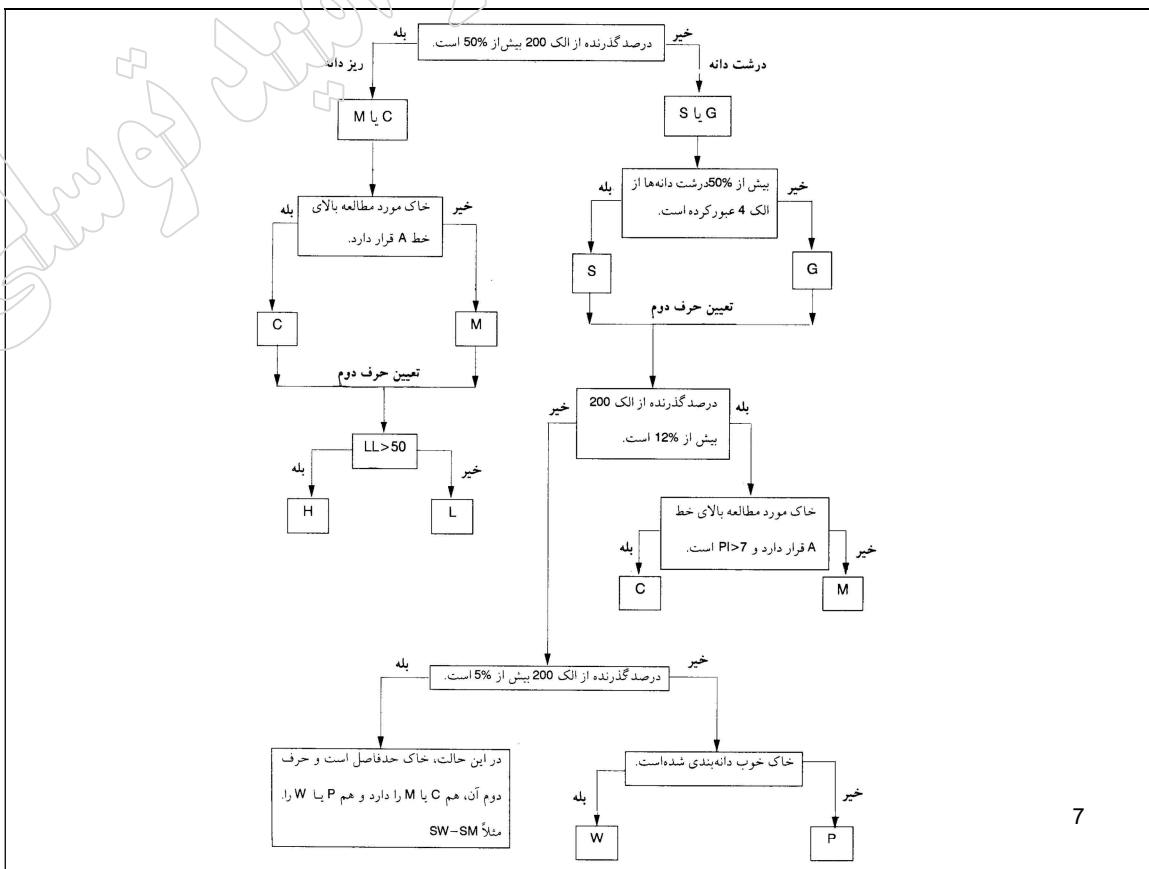
GM → زیر خط A یا $PI < 4$

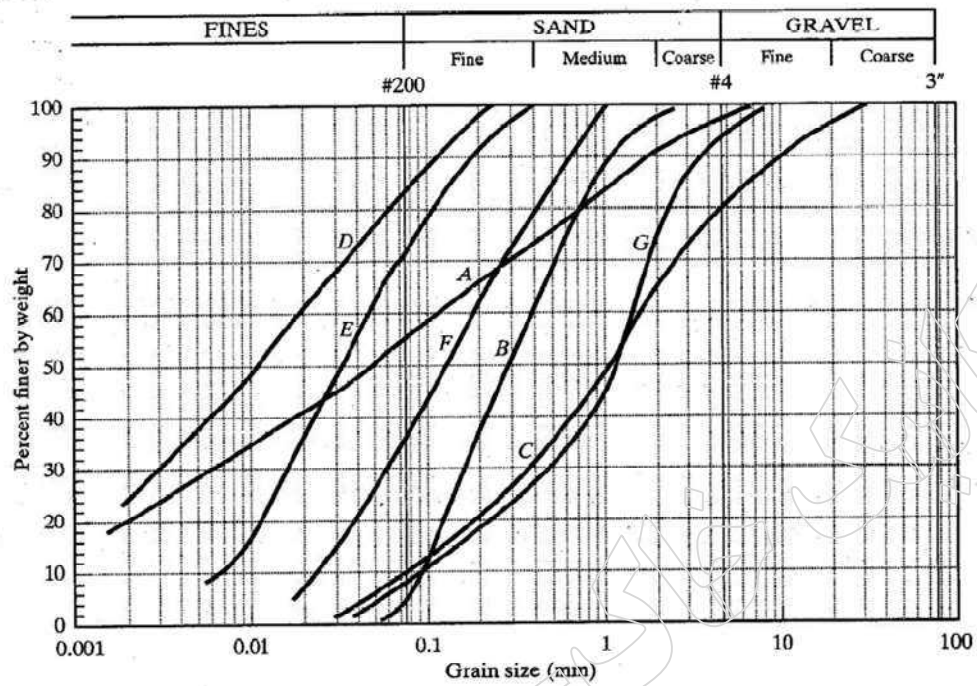
GC-GM → بالای خط A و $4 \leq PI \leq 7$

• در صورتی که $5 < F_{200} < 12$ باشد:

خاک حد واسط است و با کد دو کلمه‌ای بیان می‌شود.

در صورتی که خاکی شرایط GW و GC را داشته باشد، GC-GW است.





8

• داده‌ها:

- نمونه خاک غیر آلی
- آنالیز الک مطابق منحنی A
- حد روانی ۴۴ و حد خمیری ۲۱

9

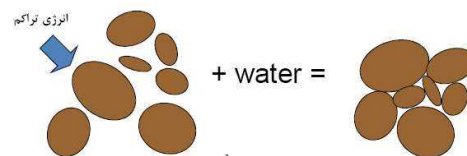
:

تراکم در خاک

1

تراکم چیست؟

یک روش ساده بهسازی زمین که در آن خاک با استفاده از انرژی خارجی متراکم می‌شود.



اهداف تراکم

- افزایش ظرفیت باربری پی‌ها
- کاهش نشست نامطلوب سازه‌ها
- کنترل تغییرات حجم نامطلوب
- کاهش نفوذپذیری
- افزایش پایداری شیب‌ها

- در کل، متراکم کردن خاک شامل **تراکم compaction** و **تحکیم consolidation** می‌باشد.

- **تراکم** یک نوع افزایش چگالی خاک است که در آن ذرات خاک بدون خروج آب از آنها به هم نزدیک می‌شوند. این کار با اعمال انرژی مکانیکی انجام می‌شود. این عمل شامل جریان آب نیست اما ممکن است میزان رطوبت عوض شود.
- **تحکیم** نوع دیگری از روش‌های متراکم کردن خاک با خروج آب است. تحکیم عمدتاً برای خاک‌های رسی است. آب تحت بار از درون حفرات خارج می‌شود.
- در ساخت خاکریز بزرگراه‌ها، سدهای خاکی و بسیاری از سازه‌های مهندسی دیگر، خاک‌های سست بایستی برای بهبود مقاومت آنها با افزایش وزن واحد آنها تراکم یابند.
- **تراکم** - متراکم کردن خاک با از بین بردن حفرات هوا با استفاده از تجهیزات مکانیکی
- درجه تراکم بر حسب وزن واحد خشک سنجیده می‌شود.

2

اثر آب روی تراکم

- در خاک‌ها تراکم تابعی از میزان رطوبت است.
- افزودن آب به خاک هنگام تراکم به عنوان یک ماده نرم‌کننده روی ذرات خاک عمل می‌کند
 - در رطوبت خشک - فقط قدری متراکم می‌شود
 - با افزودن کمی آب - تراکم شدن کمی بهتر انجام می‌شود
 - کمی آب بیشتر - تراکم کمی بهتر
 - آب بیش‌تر از اندازه - خاک شروع به جریان یافتن می‌کند
- کدام رطوبت بهتر است؟
 - وزن واحد خشک γ_d با افزایش میزان رطوبت تا نقطه‌ای افزایش می‌یابد.
 - بعد از میزان رطوبت بخصوصی، هر گونه افزایش میزان رطوبت تمایل به کاهش وزن واحد خشک دارد.

3

تراکم خاک

تراکم عملی است که طی آن هوای خاک بیرون رانده می‌شود و باعث می‌گردد دانه‌ها بهم نزدیک شده و درگیری بین آنها افزایش یابد.

- تراکم یا فشردگی خاک موجب

افزایش مقاومت برشی
کاهش نشست خاک
کم شدن تورم دانه‌ها

- برای مطالعه تراکم خاک، آزمایش‌های گوناگونی انجام می‌شود که یکی از آنها آزمایش پروکتور استاندارد است
- هدف از انجام این آزمایش تعیین میزان رطوبتی است که به ازای آن، خاک بهترین تراکم را داشته باشد.
- این رطوبت را رطوبت بهینه می‌نامند و با w_p نشان می‌دهند.

4

وزن مخصوص طبیعی نمونه متراکم شده بصورت زیر محاسبه می شود:

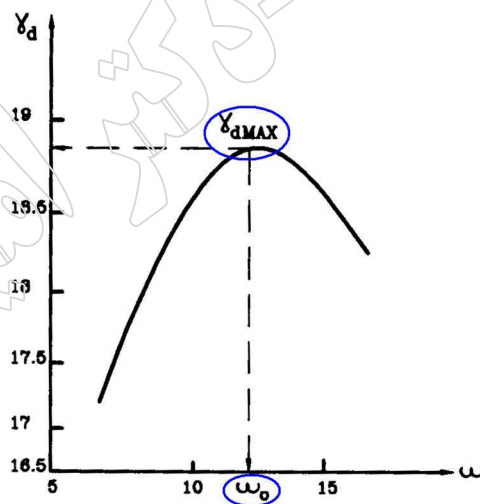
$$\gamma = \frac{W}{V}$$

که در آن W وزن خاک متراکم شده در قالب و V حجم قالب می باشد.

پس از تعیین وزن مخصوص مرطوب نمونه خاک، آنرا از قالب بیرون آورده و برای مشخص کردن رطوبت خاک، تکه ای کوچک از آن جدا می کنند و بقیه خاک را خرد کرده با مقدار بیشتری آب مخلوط و مجدداً متراکم می نمایند.

وقتی رطوبت خاک برای هر آزمایش تعیین شد با استفاده از رابطه $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$ وزن مخصوص خشک خاک نیز تعیین می شود. سپس مقدار γ_d بدست آمده را می توان در برابر میزان رطوبت مربوطه رسم کرد و از روی آن حداکثر وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت بهینه نظیر را برای خاک مورد آزمایش بدست آورد. به منحنی به دست آمده، منحنی تراکم یا فشردگی گفته می شود که در شکل (۱۷-۱) برای یک نمونه خاک رس لای دار نشان داده شده است. آنچه در این منحنی مشاهده می شود آن است که با افزایش رطوبت ابتدا وزن مخصوص خشک افزایش و سپس کاهش می یابد.

5



شکل (۱۷-۱)

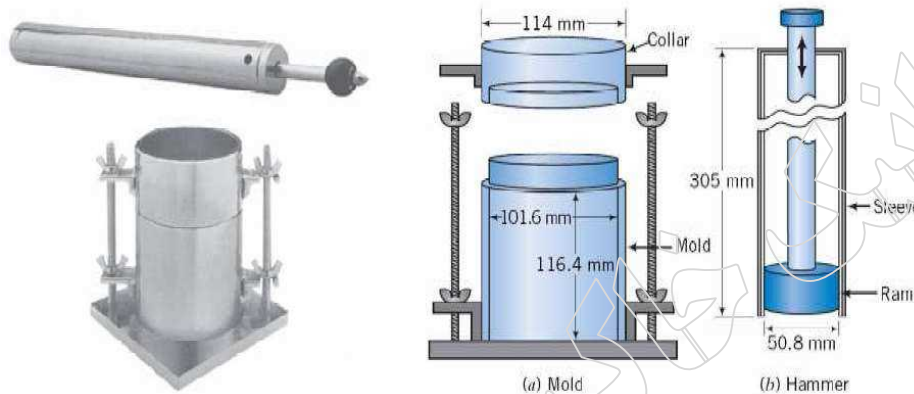
تذکر (۱) علت استفاده از وزن مخصوص خشک بجای استفاده از وزن مخصوص طبیعی در منحنی تراکم آن است که مقاومت خاک فشرده به اسکلت ذرات جامد یا وزن مخصوص خشک بستگی دارد نه به وزن مخصوص طبیعی.

تذکر (۲) دلیل آنکه وزن مخصوص خشک ابتدا با اضافه شدن درصد آب افزایش می یابد آن است که وقتی خاک خشک باشد تراکم آن بعلت آنکه ذرات با هم اصطکاک دارند مشکل است. با اضافه کردن آب، نواری دور ذرات را می گیرد و در نتیجه ذرات براحتی رویهم حرکت می کنند و متراکم تر می شوند.

6

روش‌های تراکم آزمایشگاهی

نوع آزمایش	وزن چکش (N)	ارتفاع سقوط (mm)	تعداد لایه‌ها	تعداد ضربه در هر لایه	قطر قالب (cm)	ارتفاع قالب (cm)	واحد حجم خاک (kJ/m^3)
تراکم استاندارد	24.4	305	3	25	10.2	11.6	592
تراکم اصلاح شده	44.5	457	5	25	10.2	11.6	2695



7

عوامل موثر در تراکم

انرژی تراکم نوع خاک میزان رطوبت

$$E = \frac{(\text{ارتفاع سقوط}) \times (\text{وزن چکش}) \times (\text{تعداد لایه}) \times (\text{تعداد ضربه به هر لایه})}{\text{حجم قالب}}$$

$$E_{\text{استاندارد}} = \frac{25 \times 3 \times 2.5 \times 9.81 \times 0.3}{0.943 \times 10^{-6}} = 585 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{\text{اصلاح شده}} = \frac{25 \times 5 \times 4.5 \times 9.81 \times 0.45}{0.943 \times 10^{-6}} = 2630 \text{ kN/m}^2$$

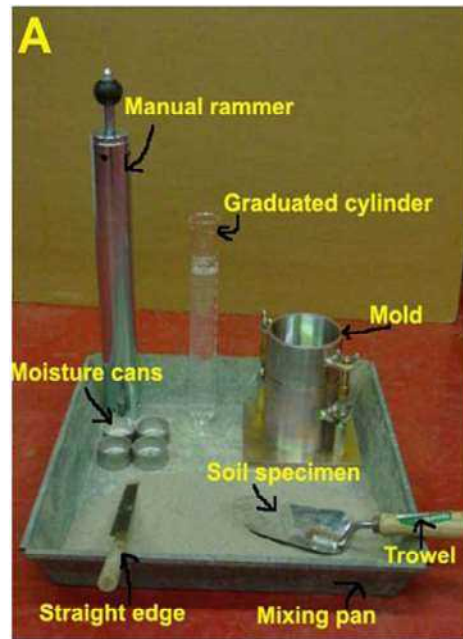
E غلطک چرخ صاف فلزی : 310 kN/m^2 الی 380 kN/m^2

E غلطک چرخ صاف لاستیکی : 600 kN/m^2

E غلطک چرخ صاف پاچه بزی : 1400 kN/m^2 الی 7000 kN/m^2

E غلطک چرخ صاف فلزی ارتعاشی (ویبره ای) : حدود ۱۰ برابر غلطک بدون ارتعاش یعنی $380 \times 10 = 3800$

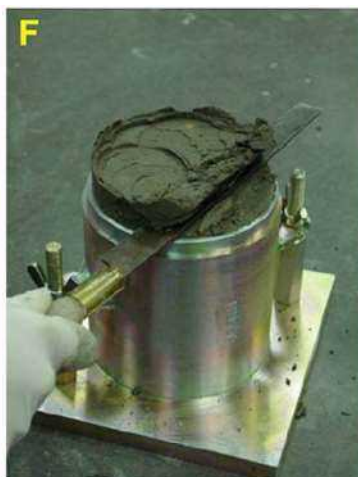
8



9



10

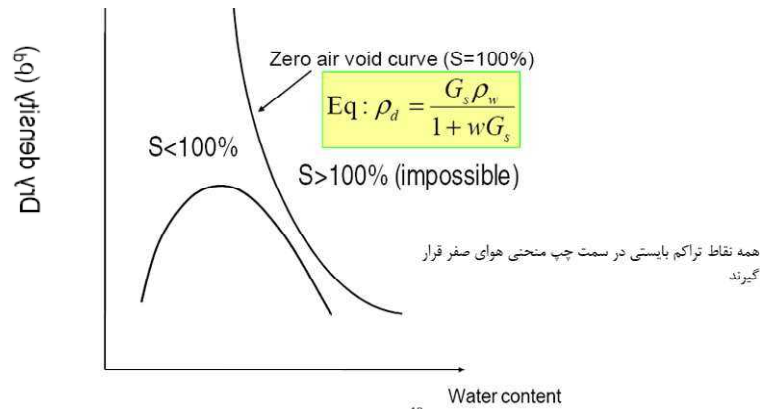


11



12

Zero Air Void Curve منحنی هوای صفر

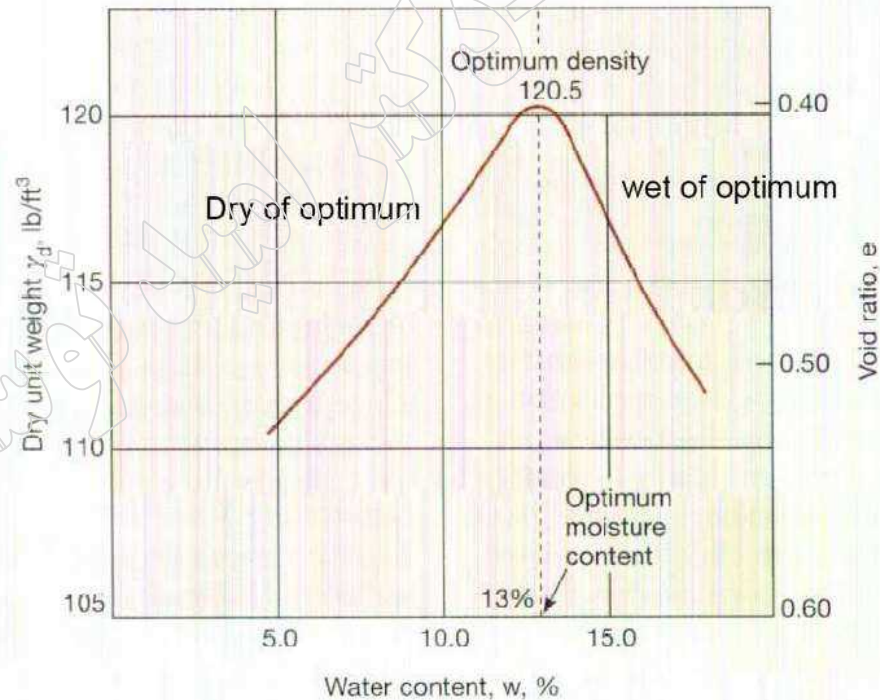


- اگر درجه اشباع در معادله بالا ۱ فرض شود، منحنی هوای صفر حاصل می شود.
- برای یک خاک بخصوص و میزان رطوبت، بهترین تراکم ممکن، توسط منحنی هوای صفر قابل بیان است.
- منحنی تراکم واقعی همیشه زیر منحنی هوای صفر واقع خواهد شد.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \gamma_w \frac{G_s}{1 + G_s w / S_r}$$

منحنی هوای صفر

13



14

اثر تراکم روی خواص خاک

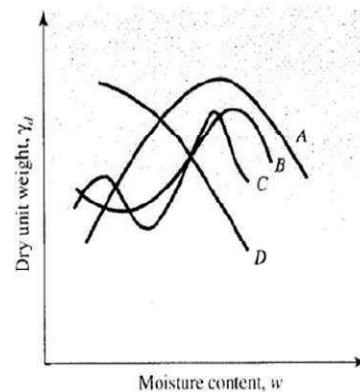
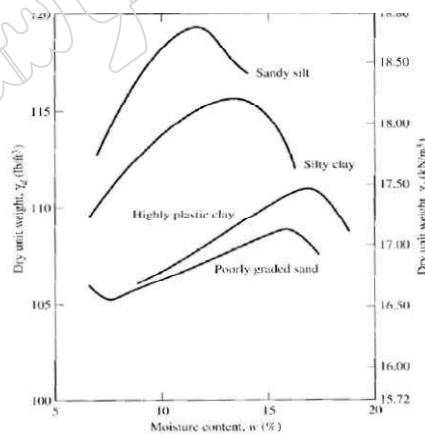
• چهار عامل مهم است:

- نوع خاک
- دانه بندی مصالح
- میزان رطوبت
- انرژی تراکم

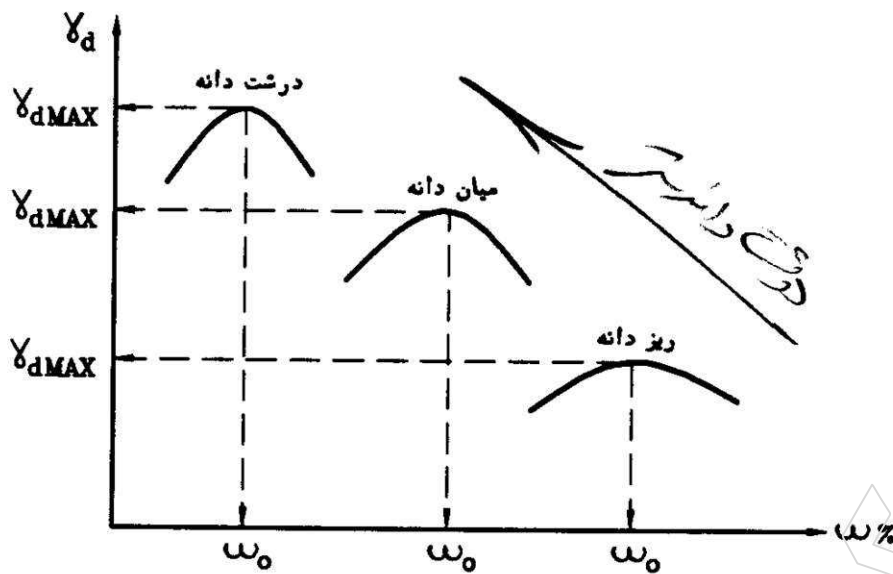
15

نوع خاک

- خاک‌های غیر چسبنده مانند ماسه‌ها و شن‌ها با استفاده از تجهیزات تراکم ارتعاشی یا لرزه‌ای به خوبی متراکم می‌شوند.
- تراکم خاک‌های چسبنده مانند رس‌ها و لای‌ها مشکل‌تر است و احتیاج به تجهیزات تراکمی مثل غلتک پاچه بزی دارند.
- اگر خاک دارای ذرات بزرگ مانند شن یا قلوه‌سنگ باشد، باعث ایجاد مزاحمت برای تراکم شده و کارایی تراکم را برای ذرات ریزدانه کاهش می‌دهند.
- منحنی‌های تراکم **A** دارای یک قله هستند. معمولاً خاک‌هایی این نوع منحنی تراکم را دارند که حد روانی آنها بین ۳۰ و ۷۰ باشد.
- منحنی‌های تراکم **B** و **C** را معمولاً خاک‌هایی دارند که حد روانی کمتر از حدود ۳۰ دارند.
- منحنی تراکم **D** هیچ قله ندارد. خاک‌هایی که دارای حد روانی بزرگ‌تر از حدود ۷۰ دارند ممکن است منحنی‌های تراکمی شبیه **C** یا **D** داشته باشند. چنین خاک‌هایی نادر هستند.



16



17

دانه بندی مصالح

- خاک‌های خوب دانه بندی شده بهتر از خاک‌های بد دانه بندی شده متراکم می‌شوند و وزن واحد خشک بیشتری می‌توانند حین تراکم به دست بیاورند.

میزان رطوبت

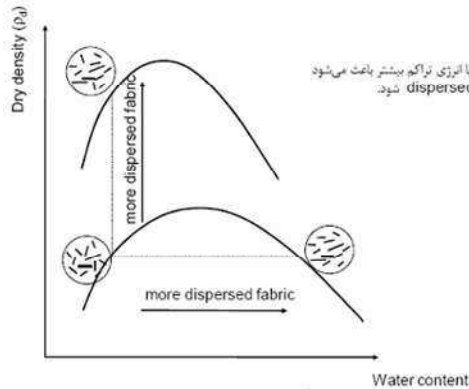
- آب دور ذرات خاک را گرفته و کمک می‌کند که در هم فرو روند و متراکم تر شوند.
- اما آب بیش از حد، باعث اشباع شدن خاک شده و عمل تراکم را مشکل‌تر می‌کند. برای یک انرژی تراکم مشخص، درصد رطوبت بهینه ای وجود دارد که در آن درصد رطوبت خاک می‌تواند به بالاترین میزان تراکم خود دست یابد.
- میزان رطوبت بهینه تخمینی در آزمایش پروکتور اصلاح شده برای خاک‌های مختلف به شرح زیر است:
 - رس با پلاستیسیته زیاد CH : میزان رطوبت بهینه بزرگتر یا مساوی ۱۸ درصد
 - رس با پلاستیسیته کم CL : میزان رطوبت بهینه مساوی ۱۲ تا ۱۸ درصد
 - ماسه خوب دانه بندی شده SW : میزان رطوبت بهینه مساوی ۱۰ درصد
 - شن خوب دانه بندی شده GW : میزان رطوبت بهینه مساوی ۷ درصد

18

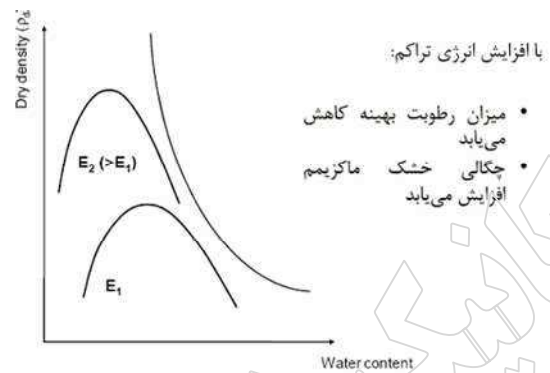
انرژی تراکم

انرژی تراکم میزان انرژی اعمالی به خاک است. معمولاً با افزایش انرژی تراکم میزان تراکم خاک افزایش می یابد. استثنائاتی نیز وجود دارد، مانند خاک های مکشی (رس های اشباع) که با افزایش انرژی تراکم نمی توانند متراکم تر شوند.

تراکم و فابریک رس

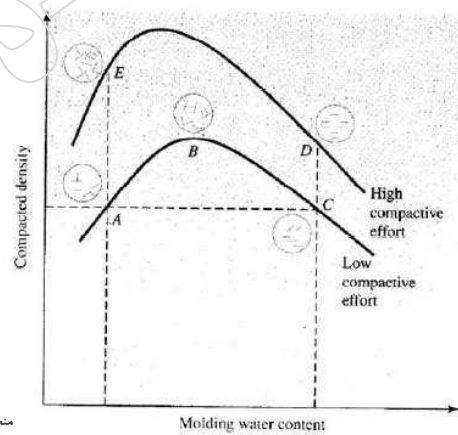


اثر انرژی تراکم

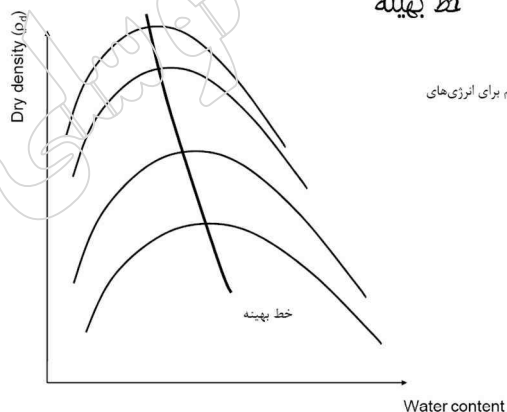


19

تغییر سائتار خاک ها بر اثر تراکم



خط بهینه



20

آزمایش کنترل تراکم

مقایسه!

مشخصات تراکم

$\rho_{d,field} = ?$
 $W_{field} = ?$

زمین متراکم شده

21

تست تراکم آزمایشگاهی

- این آزمایش توسط مهندس پروکتور برای کنترل عملیات تراکم پیشنهاد شد.
- بر اساس نظر پروکتور میزان تراکم خاک، تابع عوامل زیر است:
 - ۱- رطوبت خاک ۲- انرژی که صرف خاک می شود ۳- نوع خاک (دانه بندی، وجود ذرات لای و رس و ...)

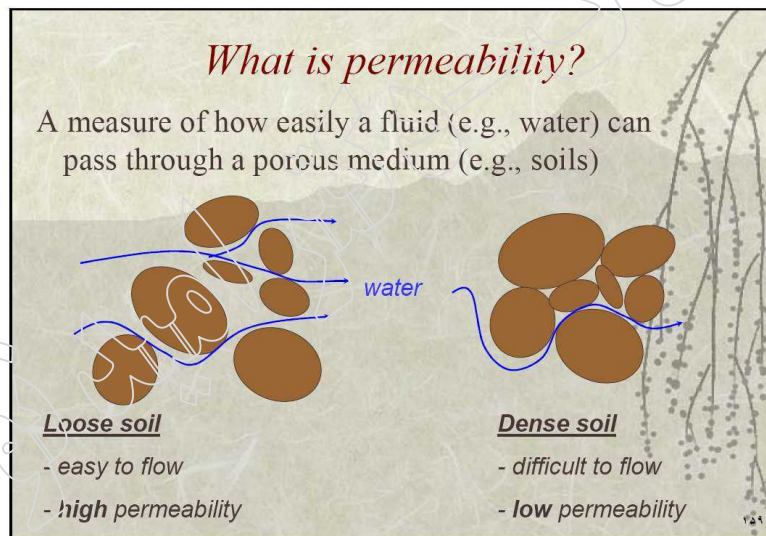
تراکم نسبی (Relative Compaction)

$$RC = \frac{\gamma_d (Field)}{\gamma_{d_{max}} (Lab)} * 100$$

:

ذری و آب دری

1



خاک مجموعه‌ای از ذرات جامد و حفرات بین آنهاست. در نتیجه آب می‌تواند از یک نقطه پراوری به نقطه کم‌انرژی‌تر جریان پیدا کند. مطالعه جریان آب در محیط متخلخل خاک اهمیت زیادی در مکانیک خاک دارد. این مسئله از نقطه نظر تخمین میزان جریانهای زیرزمینی تحت شرایط هیدرولیکی مختلف، زهکشی در حین اجرای ساختمانها در داخل سفره‌های آب زیرزمینی، مطالعه پایداری سدهای خاکی و سازه‌های حایل خاک تحت نیروهای نشست، و همچنین تحکیم خاکهای رسی، حائز اهمیت می‌باشد.

2

■ چه عاملی باعث حرکت آب درون خاک می‌شود؟
 ■ جواب:

اختلاف در هد کلی

No Flow!

هد کلی = هد فشار + هد ارتفاع

جریان از چپ به راست!

جریان از چپ به راست!

3

گرادیان (شیب) هیدرولیکی

طبق رابطه برنولی، بار آبی کل یک نقطه آب در حال جریان، مجموع بار فشار، بار سرعت و بار ارتفاعی می‌باشد. یعنی:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z$$

که در آن:

h = بار آبی کل
 p = فشار
 v = سرعت

بار فشار در هر نقطه ارتفاع ستون آب در پیژومتر نصب شده در آن نقطه است.

بار ارتفاعی هر نقطه فاصله قائم آن نقطه تا یک تراز مبنا می‌باشد.

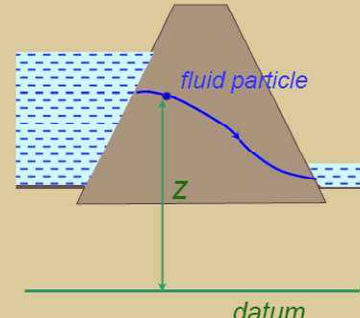
هد کل = تراز آب آزاد تا سطح مبنا

تراز مبنا

فشار، ارتفاع و بار آبی کل برای جریان در داخل خاک

4

چنانچه رابطه برنولی که آب از داخل لایه خاک متخلخلی عبور می کند استفاده شود از عبارت مربوط به هد (انرژی) سرعت می توان صرف نظر کرد. علت آنست که سرعت نشست کم بوده و لذا هد (انرژی) کل در هر نقطه از خاک عبارت از:



Total head = Velocity head + Pressure head + Elevation head

Total head = Pressure head + Elevation head → $h = \frac{P}{\gamma_w} + Z$

5

گرادیان هیدرولیکی یا شیب هیدرولیکی یا افت هد یا افت انرژی

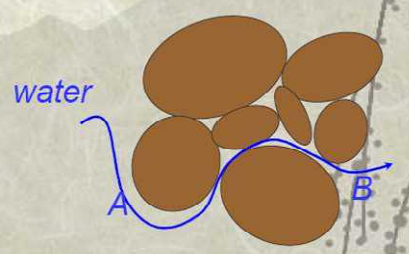
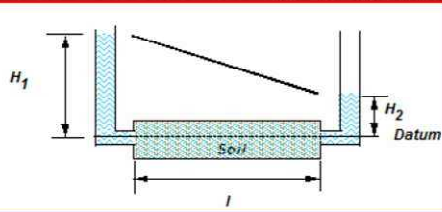
Hydraulic gradient (i) between A and B is the total head loss per unit length.

$$i = \frac{TH_A - TH_B}{l_{AB}}$$

length AB, along the stream line

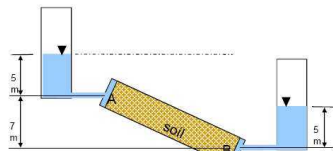
گرادیان هیدرولیکی بدون بعد است

Head loss, $\Delta H = H_1 - H_2$
The hydraulic gradient is:
 $i = \frac{\Delta H}{l}$

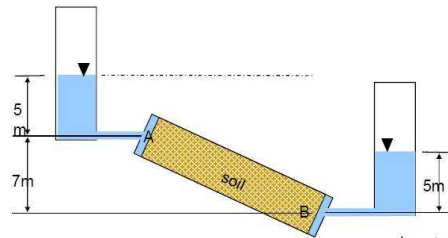



6

چگونه نرخ جریان را حساب می‌کنیم؟



Quantity of Flow, Q Cu.m
Flow Rate, $q = Q/t$ Cu.m/min
Flux, $v = q/A$ Cu.m/min/sq.m = m/min

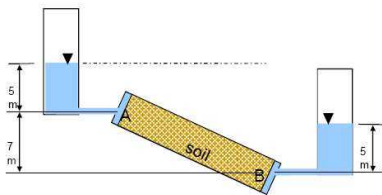


نرخ جریان کنترل می‌شود با ...

* اختلاف هد کلی بین نقطه A و نقطه B

* فاصله بین نقطه A و نقطه B

* نوع خاک



Hydraulic Gradient, i (no units) گرادینان هیدرولیکی

$$i = \left(\frac{H_A - H_B}{L_{AB}} \right) = \left(\frac{\Delta h}{L} \right) = - \frac{dh}{dl}$$

7

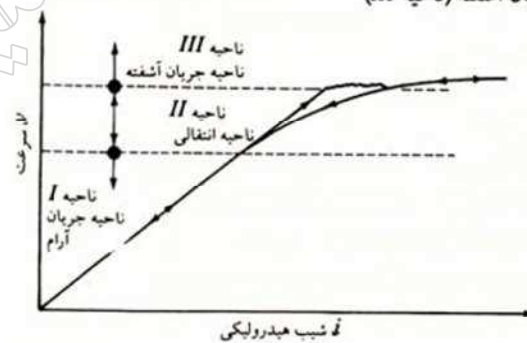
تعاریف

به طور کلی تغییرات سرعت v را نسبت به شیب هیدرولیکی i در شکل (۲) می‌توان نشان داد. این شکل به سه ناحیه تقسیم شده است:

الف - ناحیه جریان آرام (ناحیه I)

ب - ناحیه جریان انتقالی (ناحیه II)

ج - ناحیه جریان آشفته (ناحیه III)



شکل ۲ - وضعیت و طبیعت تغییرات سرعت v نسبت به شیب هیدرولیکی i

در غالب خاکها جریان آب از بین منافذ می‌تواند بصورت آرام در نظر گرفته شود
بنابراین $v \propto i$

8

قانون دارسی



$$v = k i$$

$$v = \frac{q}{A} = \frac{(Q/t)}{A}$$

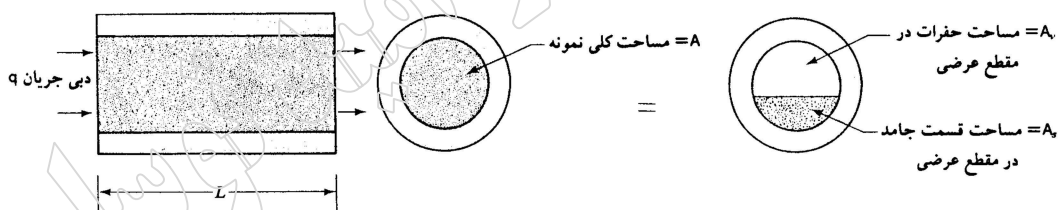
$$i = \left(\frac{\Delta h}{L} \right)$$

k = coefficient of permeability

i = hydraulic gradient ($i \leq 5$, laminar flow)

9

سرعت خروج آب از سطح مقطع خاک است. به همین دلیل سرعت واقعی آب (یعنی سرعت نشست) که از بین منافذ خاک عبور می کند از V بزرگتر است.



$$v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \quad (9-4)$$

رابطه ۹-۴ را می توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$v_s = v \left[1 + \left(\frac{V_v}{V_s} \right) \right] = v \left(\frac{1+e}{e} \right) = \frac{v}{n} \quad (10-4)$$

e = نسبت تخلخل
که در آن:
 n = پوکی

10

ضریب نفوذپذیری دارای همان واحد سرعت است. عبارت ضریب نفوذپذیری غالباً توسط مهندسين ژئوتکنیک بکار میرود و زمین شناسان همین مفهوم را با نام **ضریب هدایت هیدرولیکی** می دانند. زمانیکه واحد انگلیسی استفاده میشود ضریب نفوذپذیری معمولاً به فوت در دقیقه یا فوت در روز و مقدار دبی به فوت مکعب و در واحدهای SI به متر بر ثانیه و مقدار دبی (بده) به متر مکعب بیان میشود.

- ضریب نفوذپذیری خاکها به عوامل متعددی بستگی دارد از جمله: ۱-غلظت سیال
- ۲-اندازه منافذ ۳-دانه بندی ۴-نسبت منافذ ۵-زبری ذرات معدنی ۶-درجه اشباع خاک.
- در خاکهای رسی ساختمان و ساختار خاک نقش مهمی را در مورد ضریب نفوذپذیری ایفا می کند.
- عوامل عمده دیگری که بر نفوذپذیری تاثیر می گذارند عبارتند از: غلظت یونی و ضخامت لایه آبی که توسط ذرات رس جذب شده است.

11

الف) آزمایش با بار آبی ثابت در آزمایشگاه:

در شکل (۲-۳) اصول کلی دستگاه آزمایش نشان داده شده است. این آزمایش بر روی نمونه دست نخورده ای از خاک درشت دانه انجام می گیرد. به این ترتیب که نمونه استوانه ای از خاک را داخل محفظه دستگاه آزمایش قرار داده و مدتی از آن آب عبور می دهند تا همه هوای آن خارج شود. بعد از خروج کامل هوای خاک، حجم آب گذرنده از آن در زمانی معین، مشخص می شود و سپس بر اساس آن ضریب نفوذپذیری طبق رابطه زیر تعیین می گردد:

$$K = \frac{QL}{Aht}$$

که در آن:

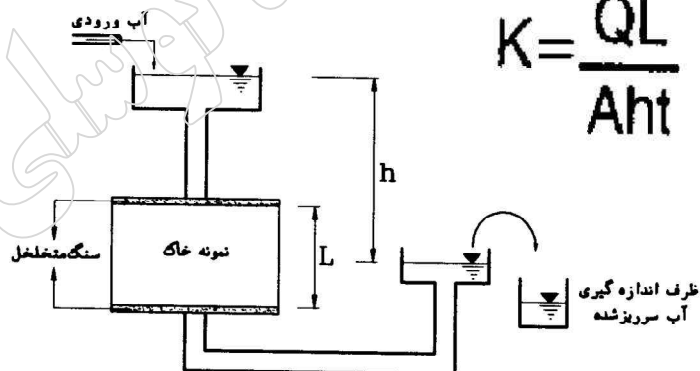
Q = حجم آب جمع شده در ظرف

L = طول نمونه مورد آزمایش

A = مساحت مقطع نمونه خاک

h = اختلاف بار آبی بین ابتدا و انتهای نمونه

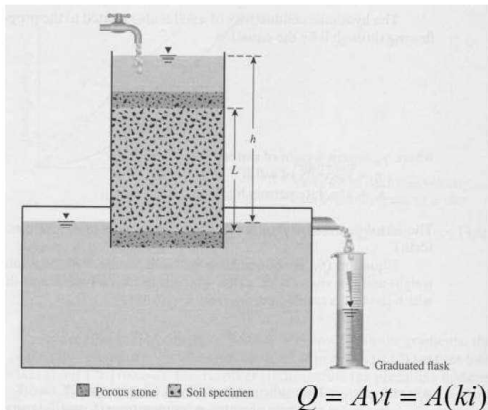
t = مدت زمان جمع آوری آب



شکل (۲-۳)

12

آزمایش هد ثابت

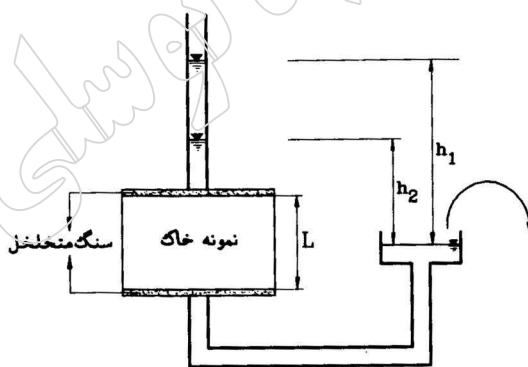


$$Q = Avt = A(ki)t$$

13

ب) آزمایش با بار آبی متغیر در آزمایشگاه:

در شکل (۴-۲) اصول کلی دستگاه آزمایشگاه نشان داده شده است. این آزمایش بر روی نمونه دست نخورده‌ای از خاک ریزدانه انجام می‌گیرد. به این ترتیب که نمونه استوانه‌ای را داخل محفظه دستگاه آزمایش قرار داده و از آن آب عبور می‌دهند تا همه هوای آن خارج شود. بعد از خروج کامل هوای خاک، در زمانی مشخص، افت سطح آب در لوله نازک بالای نمونه اندازه‌گیری می‌شود و سپس بر اساس آن ضریب نفوذپذیری از رابطه زیر تعیین می‌شود:



شکل (۴-۲)

$$K = \frac{aL}{At} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

که در آن:

a = سطح مقطع لوله قائم

L = طول نمونه خاک

A = سطح مقطع نمونه خاک

t = زمان آزمایش

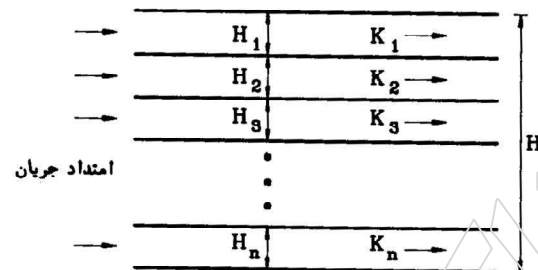
h_1 = اختلاف بار آبی بین ابتدا و انتهای نمونه در لحظه $t = 0$

h_2 = اختلاف بار آبی بین ابتدا و انتهای نمونه در لحظه t

نفوذپذیری معادل در خاک‌های لایه بندی شده

در یک خاک لایه بندی شده که در آن ضریب نفوذپذیری برای جریان در یک امتداد مشخص، برای لایه‌های مختلف، متفاوت است، لازم است یک ضریب نفوذپذیری معادل تعیین شود. برای تعیین ضریب نفوذپذیری معادل در یک خاک لایه بندی شده باید امتداد جریان در توده خاک مشخص باشد. امتداد جریان می‌تواند افقی یا قائم باشد.

۱- امتداد جریان افقی: در این حالت شیب هیدرولیکی در کلیه لایه‌ها یکسان بوده و برابر شیب هیدرولیکی معادل می‌باشد. همچنین دبی معادل از مجموع دبی تک تک لایه‌ها بدست می‌آید. برای بدست آوردن ضریب نفوذپذیری معادل برای کل لایه‌ها بترتیب زیر عمل می‌کنیم:



شکل (۸-۲)

15

دبی گذرنده از مقطع می‌تواند بصورت زیر نوشته شود:

$$q = v \cdot A \cdot H$$

$$= v_1 \cdot A \cdot H_1 + v_2 \cdot A \cdot H_2 + \dots + v_n \cdot A \cdot H_n$$

با استفاده از قانون داریسی می‌توان نوشت:

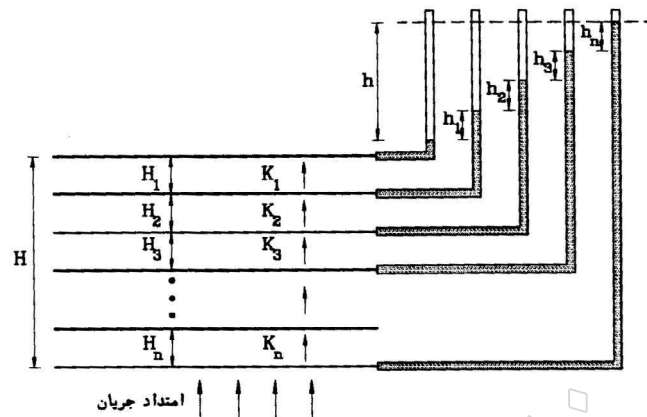
$$v = k \cdot i \quad ; \quad v_1 = k_1 \cdot i_1 \quad ; \quad v_2 = k_2 \cdot i_2 \quad ; \quad v_3 = k_3 \cdot i_3 \quad ; \quad \dots \quad ; \quad v_n = k_n \cdot i_n$$

با جایگذاری روابط قبل و با توجه به اینکه: $i = i_1 = i_2 = i_3 = \dots = i_n$ ، بدست می‌آید:

$$K = \frac{H_1 K_1 + H_2 K_2 + H_3 K_3 + \dots + H_n K_n}{H}$$

16

۲- امتداد جریان قائم: در این حالت دبی گذرنده از کلیه لایه‌ها یکسان بوده و برابر دبی معادل می‌باشد. همچنین افت بار کلی در طول مسیر برابر مجموع افت بار در تک تک لایه‌هاست. برای بدست آوردن ضریب نفوذپذیری معادل برای کل لایه‌ها بترتیب زیر عمل می‌کنیم:



شکل (۹-۲)

شکل (۹-۲) یک خاک n لایه را با جریان در امتداد قائم نشان می‌دهد. مقطعی با طول و عرض واحد و عمود بر امتداد جریان در هر لایه در نظر گرفته می‌شود.

17

دبی گذرنده از این مقاطع می‌تواند بصورت زیر نوشته شود:

$$q = q_1 = q_2 = q_3 = \dots = q_n$$

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n$$

با توجه به یکسان بودن مساحت مقاطع:

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n$$

از طرفی داریم:

با استفاده از رابطه دارسی ($v = k \cdot \frac{h}{H}$) و جایگذاری آن در رابطه فوق خواهیم داشت:

$$\frac{Hv}{K} = \frac{H_1 v_1}{K_1} + \frac{H_2 v_2}{K_2} + \frac{H_3 v_3}{K_3} + \dots + \frac{H_n v_n}{K_n}$$

$$\frac{H}{K} = \frac{H_1}{K_1} + \frac{H_2}{K_2} + \frac{H_3}{K_3} + \dots + \frac{H_n}{K_n}$$

با توجه به مساوی بودن سرعت‌ها می‌توان نوشت:

و از آنجا بدست می‌آید:

$$K = \frac{H}{(H_1/K_1) + (H_2/K_2) + (H_3/K_3) + \dots + (H_n/K_n)}$$

18

در شکل ۴-۱۸ لایه‌هایی از خاک در داخل لوله‌ای با مقطع $100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$ نشان داده شده است. جریان آب برای ایجاد یک اختلاف هد (انرژی) ثابت به مقدار ۳۰۰ میلیمتر ایجاد شده است. ضریب نفوذ پذیری خاکها در جهت جریان به صورت زیر آمده است:

خاک	$k(\text{cm/sec})$
A	1×10^{-3}
B	3×10^{-3}
C	$4/9 \times 10^{-3}$

مقدار دبی (ده) آب رابه ساعت cm^3/hr تعیین کنید.

شکل ۴-۱۸

$$k_{eq} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3}} = \frac{150\text{ mm}}{\frac{150}{1 \times 10^{-3}} + \frac{150}{3 \times 10^{-3}} + \frac{150}{4/9 \times 10^{-3}}}$$

$$= 0.0001212\text{ cm/sec} = 0.0001212\text{ cm/sec}$$

$$q = k_{eq} i A = (0.0001212\text{ cm/sec}) \left(\frac{100\text{ mm}}{10\text{ mm}} \right) \left(\frac{100}{10} \times \frac{100}{10} \text{ cm}^2 \right)$$

$$= 0.0001212\text{ cm}^3/\text{sec} = 0.436\text{ cm}^3/\text{hr}$$

19

با توجه به شکل زیر مطلوب است تعیین k_1 و k_2 و k_3 . (قطر استوانه حاوی خاکها ۱۰ cm است)

$$K = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{K_1} \right) + \left(\frac{H_2}{K_2} \right) + \left(\frac{H_3}{K_3} \right)} \rightarrow K = \frac{50}{15 \left(\frac{1}{K_1} \right) + \left(\frac{1}{2K_1} \right) + \left(\frac{1}{6K_1} \right)} = 1/8 K_1$$

$$v = ki \rightarrow \frac{q}{A} = k \cdot \frac{h}{H} \rightarrow k = \frac{q \cdot H}{A \cdot h}$$

$$\frac{300 \times 50}{\pi \times \left(\frac{10^2}{4} \right) \times 50} = 1/8 K_1 \rightarrow K_1 = 1/91\text{ cm/min}$$

$$K_2 = 2K_1 = 2 \times 1/91 = 2/91\text{ cm/min}$$

$$K_3 = 6K_1 = 6 \times 1/91 = 6/91\text{ cm/min}$$

20

•

ن در ک

1

کسپینگی سد-نشت اولیه

• حدود 7.00am در June 5,1976 پرسنل سد یک نشت را حدود ۳۰ متر از بالای سد پیدا کردند.

شکست سد (11:59 AM)



نتایج کلی:

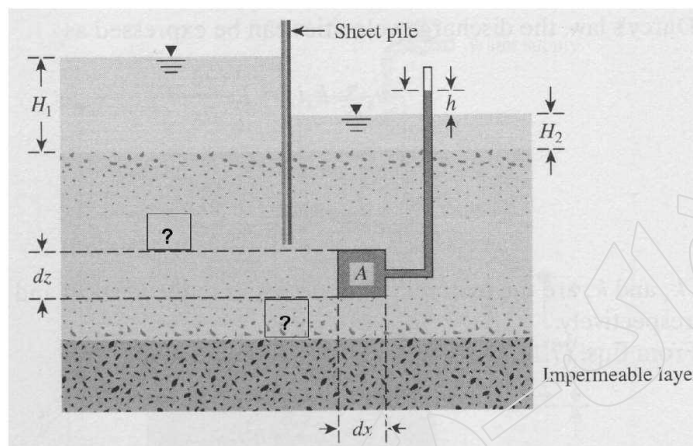
- پاپینگ تراوش و فرسایش داخلی
- گسیختگی هیدرولیکی
- رگه‌های رطوبت
- نشست نسبی و ترک خوردگی
- نشست در سنگ بستر
- تراوش از درون بازشدگی‌های سنگ

مطالعات پس از شکست

2

معادله لاپلاس

- در واقعیت، جریان همیشه سه بعدی اتفاق می افتد.
- معادله لاپلاس ترکیبی از معادله پیوستگی و قانون دارسی است.
- فرضیات:
 - قانون دارسی صادق است.
 - خاک کاملاً اشباع است ($S=100\%$).
 - ابعاد دانه ها ثابت باقی می ماند (یعنی بدون انقباض و انبساطی)
 - خاک همگن است (نفوذپذیری در همه جا یکسان است).



3

Flow in:

$$v_x dydz, v_y dx dz, v_z dx dy$$

Flow out:

$$(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dydz, (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial x} dy) dx dz, (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial x} dz) dx dy$$

by Flow in = Flow out:

$$[(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dydz + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial x} dy) dx dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial x} dz) dx dy]$$

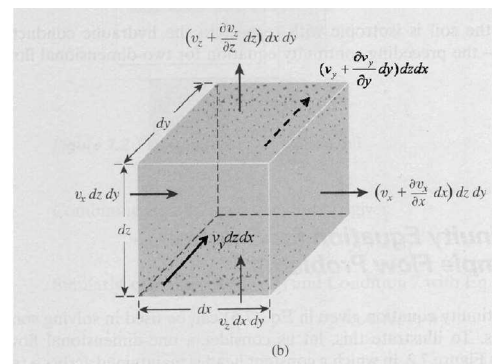
$$- [v_x dydz + v_y dx dz + v_z dx dy] = 0$$

we get the equation of continuity:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_y}{\partial x} dy dx dz + \frac{\partial v_z}{\partial x} dz dx dy = 0$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

در حالت سه بعدی



By Darcy's Law:

$$v_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}, v_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y}, v_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Put into the continuity relation we get:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

When the soil is isotropic, we have

$$k_x = k_y = k_z = k$$

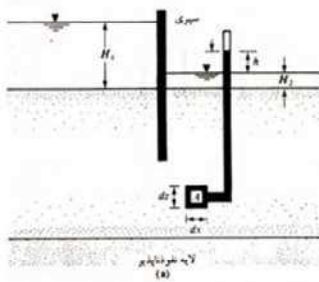
then we get

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (7.5)$$

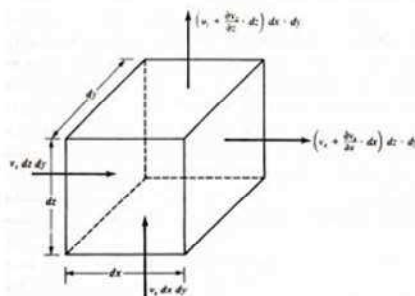
This is the Laplace equation.

4

معادله پیوستگی



در بسیاری از حالات جریان آب عبوری از خاک صرفاً در یک جهت نبوده (جریان یک بعدی) و نیز در کل مقطع عمود بر جهت جریان نیز یکنواخت نمی باشد. در چنین مواردی محاسبه جریان آب زیرزمینی معمولاً با کمک شبکه جریان صورت می گیرد. مفهوم شبکه جریان مبتنی بر معادلات پیوستگی لاپلاس میباشد که شرایط و وضعیت جریان آرام برای نقطه ای معلوم در توده خاک را بیان میکند.

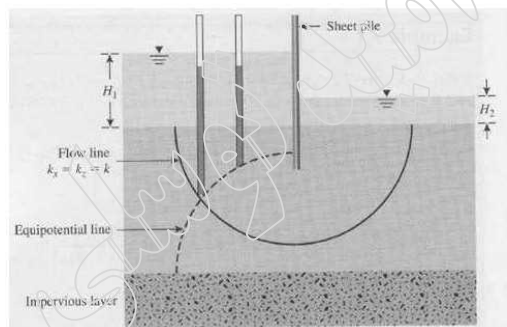


$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

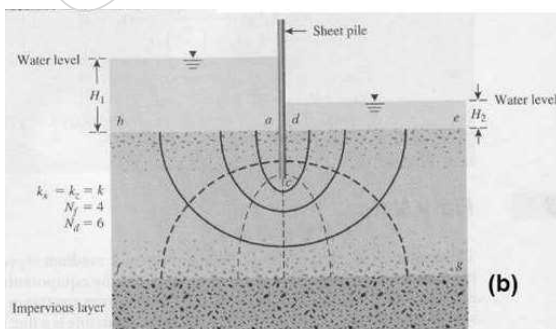
$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

$$\text{If } K_x = K_z \Rightarrow \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

شبکه جریان



(a)



(b)

• در خاک ایزوتروپ $k_x = k_y = k_z = k$

• در این حالت معادله لاپلاس دو گروه منحنی نشان می دهد:

1. خطوط جریان Flow lines: خطی که یک ذره آب از طریق آن از بالادست به پایین دست در خاک نفوذپذیر جریان می یابد.

2. خطوط همپتانسیل: خطی که در تمام نقاط روی آن هد ثابت است.

شبکه جریان ترکیبی از این دو دسته خطوط است.

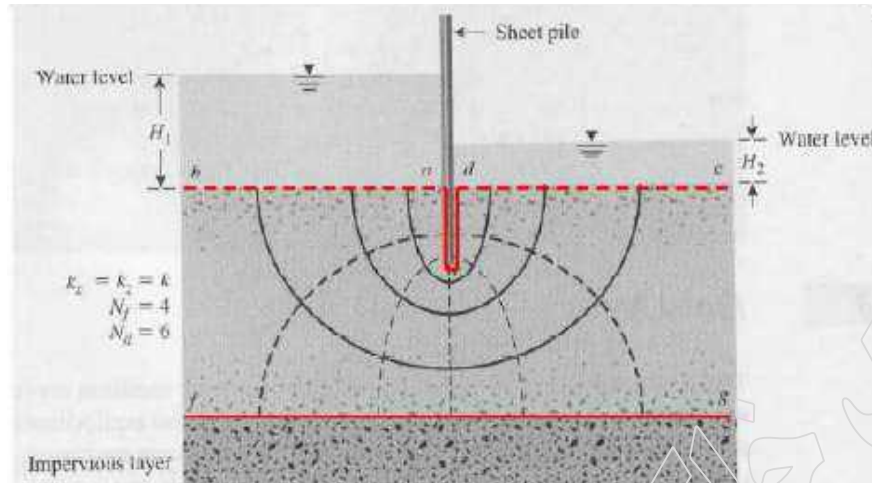
• برای رسم شبکه جریان خطوط جریان و پتانسیل به نحوی رسم می شوند که:

— خطوط جریان و پتانسیل با زاویه قائمه برخورد کنند.

— سلول های شبکه جریان تقریباً مربع منحنی الخط باشند.

ترسیم شبکه جریان با سعی و خطا انجام می‌شود. هنگام رسم شبکه جریان مرزها را در ذهن داشته باشید. مثلاً برای رسم شبکه جریان زیر:

- سطوح نفوذپذیر بالادست و پایین دست (خطوط ab و de) خطوط پتانسیل هستند.
- چون خطوط ab و de خطوط پتانسیل هستند، همه خطوط جریان با آنها با زاویه قائمه برخورد می‌کنند.
- مرز لایه نفوذناپذیر -خط fg - یک خط جریان است. همچنین سطح سپر یعنی خط acd نیز یک خط جریان است.
- خطوط هم پتانسیل acd و fg را با زاویه قائمه قطع می‌کنند.



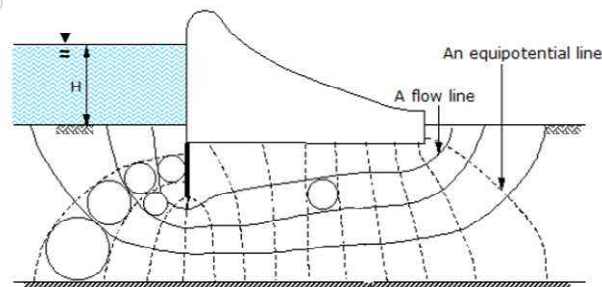
7

شبکه جریان

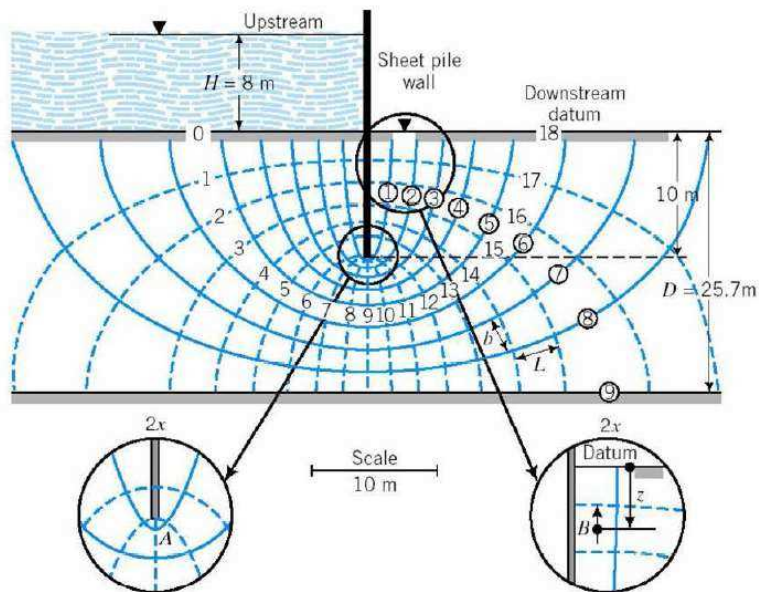
➤ معادله پیوستگی در لایه های ایزوتروپ (همسان) بیانگر دو سری منحنی عمود برهم می‌باشد. یعنی خطوط جریان و خطوط هم فشار.

➤ خط جریان خطی است که یک ذره آب در داخل لایه نفوذپذیر خاک از سمت بالا دست به سمت پایین دست طی می‌کند.

➤ خط هم فشار خطی است که هد (انرژی) فشار در تمام نقاط آن یکسان می‌باشد. پس چنانچه پیزومترها (فشارسنجها) در نقاط مختلفی در روی خط هم فشار قرار داده شوند ارتفاع آب در تمام آنها در تراز ی یکسان خواهد ایستاد.



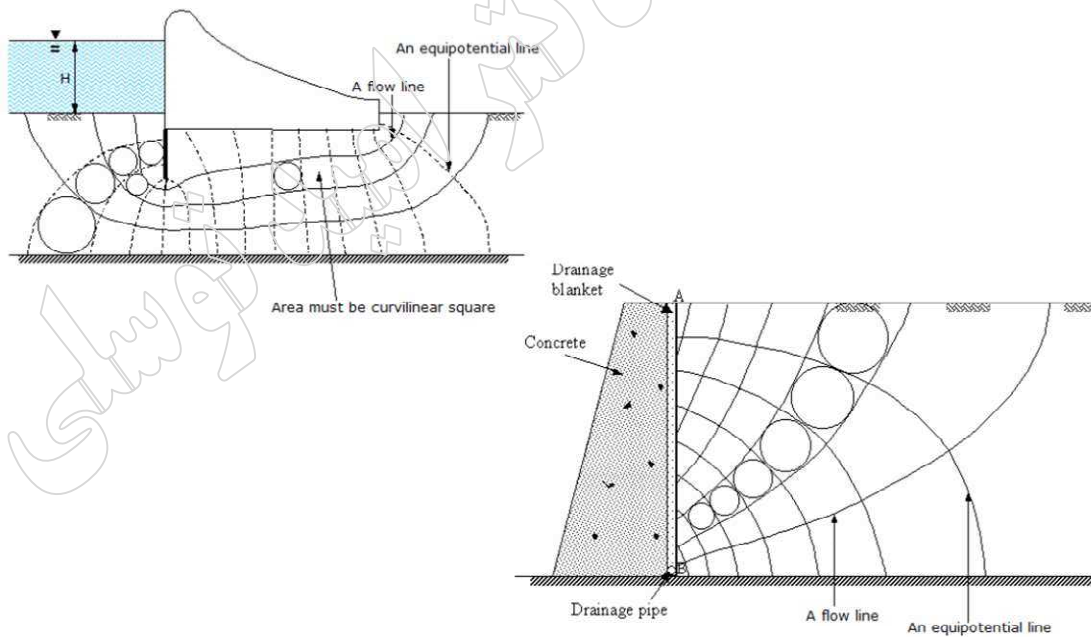
8



تعداد خط جریان منهای یک = تعداد مجرای جریان = N_f

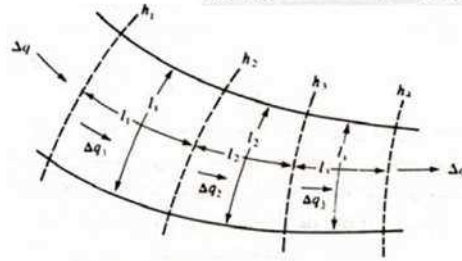
تعداد خطوط هم پتانسیل منهای یک = تعداد افت پتانسیل = N_d

9



10

محاسبه نشت بکمک شبکه جریان - (حالت مربعی)



در هر شبکه جریان بین دو خط جریان مجاور هم را به نام کانال جریان می نامند.

نشت عبوری از یک کانال جریان دارای المانهای مربعی

$$Q = k h_L \frac{N_f}{N_d}$$

of flow channels
...per unit length normal to the plane
of equipotential drops

$$Q = V \cdot A = K \cdot i \cdot A = K \cdot (h_L / N_d) / L_1 \cdot (L_1 \cdot \text{عرض}) = K \cdot (h_L / N_d) \cdot \text{عرض}$$

$$Q_T = K \cdot h_L (N_f / N_d) \cdot n \cdot \text{عرض}$$

n: نسبت عرض به طول چشمه های مستطیلی

11

شبکه جریان خاکهای غیر ایزوتروپ (غیر همسان)

رسم شبکه جریان که ذکر آن رفت و روابط ارائه شده قبلی که برای محاسبه نشت استفاده میشوند مبتنی بر این فرض است که خاک ایزوتروپ (همسان) میباشد. مع ذلک اغلب خاکها با درجاتی از **غیر ایزوتروپ (غیر همسان بودن)** روبرو هستند. پس برای منظور کردن غیر ایزوتروپ (غیر همسانی) خاکها در ارتباط با نفوذپذیری آنها اصلاحاتی در رسم شبکه جریان ضرورت دارد.

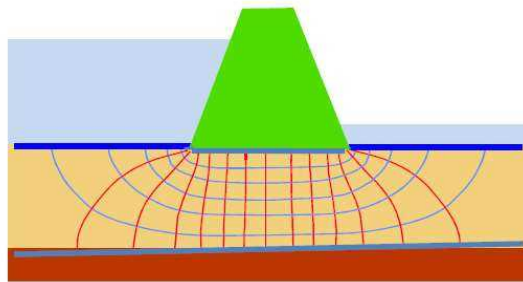
$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

در خاکهای غیر ایزوتروپ (غیر همسان) که K_z مخالف K_x میباشد. در این حالت معادله فوق دوسری منحنی شبیه به هم را که همدیگر را با زاویه ۹۰ درجه قطع نمی کنند، بدست خواهد آمد. ولی می توان:

$$\frac{\partial^2 h}{K_z \partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \Rightarrow \text{if } x' = x \sqrt{\frac{K_z}{K_x}} \Rightarrow \frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

$$K = \sqrt{K_x K_z}$$

12



$$\begin{aligned} h_1 &= 13.0 \text{ m} \\ h_2 &= 2.5 \text{ m} \\ k_v &= 10^{-6} \text{ m/s} \\ k_H &= 4 \times 10^{-6} \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$k_{eq} = \sqrt{(4 \times 10^{-6}) \times (10^{-6})} = 2 \times 10^{-6} \text{ m/sec} \quad (8a)$$

$$\Delta h = \frac{(13 - 2.5)}{14} = 0.75 \text{ m} \quad (8b)$$

$$\Delta Q = (2 \times 10^{-6}) \times (0.75) = 1.5 \times 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

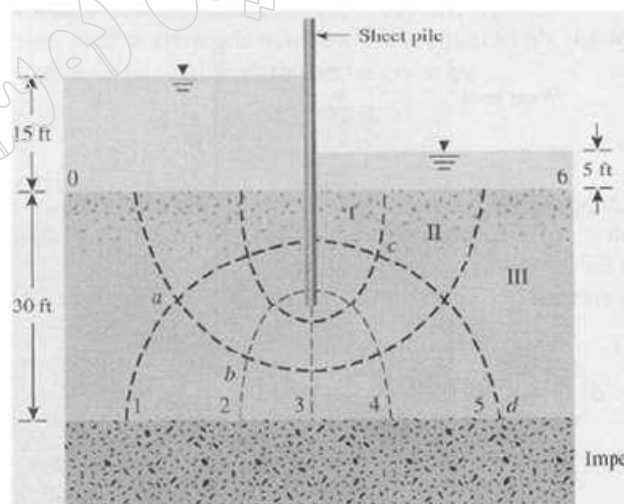
thus

$$Q = 6 \times 1.5 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m} = 9 \times 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

13

A flow net for flow around a single row of sheet piles in a permeable soil layer is shown in Figure 7.9. Given that $k_x = k_y = k = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$, determine

- How high (above the ground surface) the water will rise if piezometers are placed at points *a*, *b*, *c*, and *d*
- The rate of seepage through flow channel II per unit length (perpendicular to the section shown)
- The total rate of seepage through the permeable layer per unit length

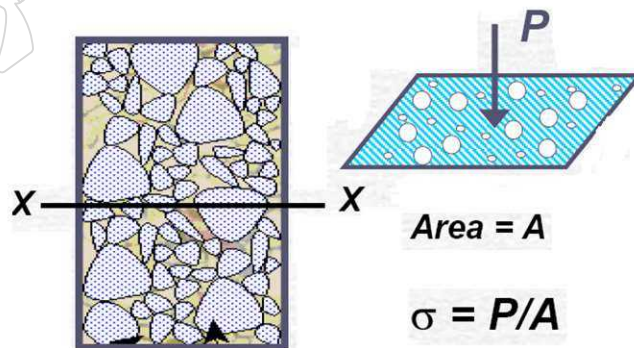
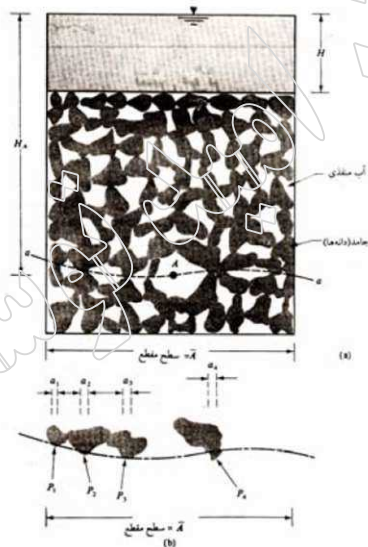


14

در ک

1

تنش در خاک اشباع (بدون وجود جریان)



Soil Unit

- ۱- قسمتی که توسط آب موجود در منافذ مرتبط به هم، تحمل می شود. این قسمت با شدت مساوی در تمام جهات عمل می کند.
 - ۲- بقیه تنش کل توسط قسمت جامد خاک در نقاط تماسشان تحمل می شود.
- مجموع مولفه های قائم نیروهای وارده در نقاط تماس ذرات جامد در سطح مقطع واحد خاک به نام تنش مؤثر نامیده می شود.

2

اصل تنش مؤثر در ابتدا به وسیله ترزاقی (۱۹۳۶-۱۹۲۵) ارائه شد.

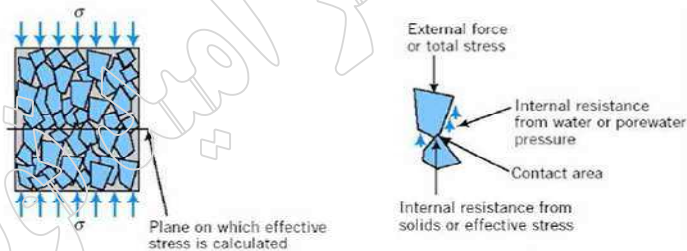
اسکمپتون (۱۹۶۰) کار وی را تکمیل کرد و رابطه‌ای را بین تنش کل و تنش مؤثر پیشنهاد داد.

$$\sigma' = \sigma - u$$

به طور خلاصه، تنش مؤثر به طور تقریبی، نیروی وارد بر واحد سطح است که توسط اسکلت خاک تحمل می‌شود. تنش مؤثر است که در خاک تغییر حجم و مقاومت آن را کنترل می‌کند و افزایش مقدار تنش مؤثر بزرگتر باعث می‌شود که خاک به حالت فشرده و متراکمتری نسبت به قبل درآید.

3

Effective stress اصل تنش مؤثر

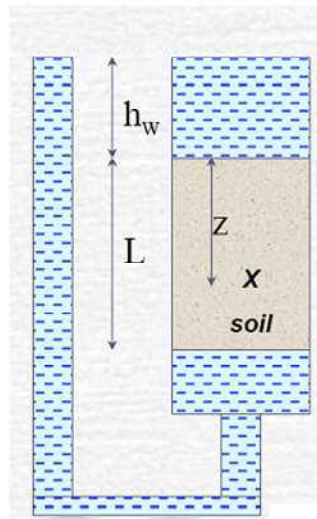


$$\sigma = \sigma' + u \quad \rightarrow \quad \sigma' = \sigma - u$$

- معادله $\sigma' = \sigma - u$ اصل تنش مؤثر نامیده می‌شود و توسط ترزاقی ارائه شد. این اصل، مهم‌ترین اصل در مکانیک خاک است.
- تغییر شکل در خاک تابعی از تنش مؤثر است نه تنش کل.
- تنش مؤثر فقط به تنش نرمال اعمال می‌شود نه به تنش برشی. بنابراین $\tau = \tau'$
- تنش مؤثر تنش تماسی بین دانه‌های خاک نیست، بلکه تنش متوسط در صفحه‌ای درون توده خاک است.
- خاک کشش تحمل نمی‌کند. بنابراین تنش مؤثر نمی‌تواند منفی باشد.

4

تنش در خاک اشباع (با وجود جریان آب) - بدون جریان آب



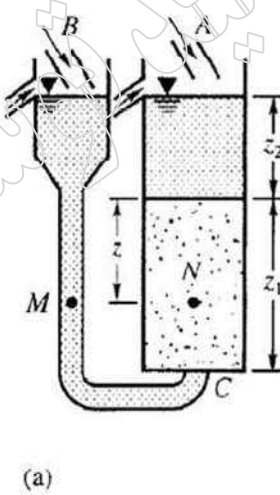
At X,

$$\sigma_v = \gamma_w h_w + \gamma_{sat} z$$

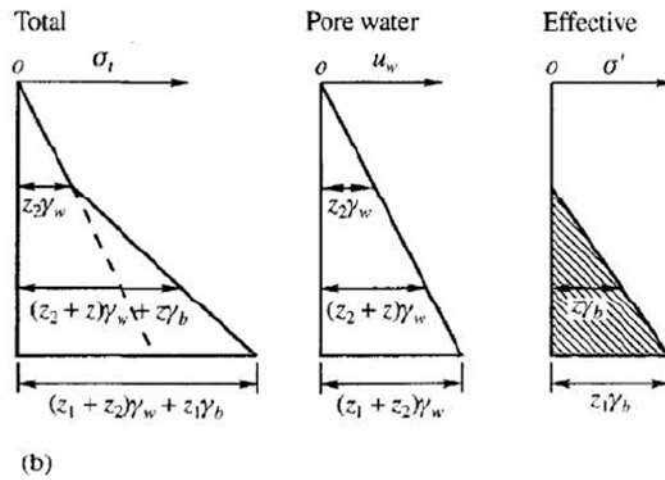
$$u = \gamma_w (h_w + z)$$

$$\sigma_v' = \gamma' z$$

5



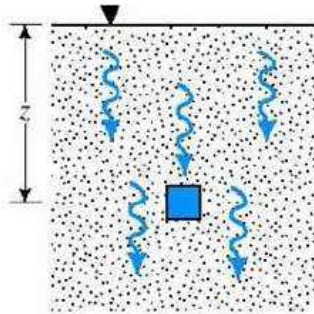
Stress diagrams



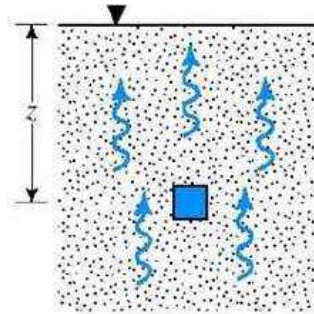
6

اثر تراوش

$$\text{Seepage force: } j_s = \frac{\Delta h \gamma_w}{L} = i \gamma_w$$



(a) Downward seepage



(b) Upward seepage

$$\sigma'_z = \gamma' z + i z \gamma_w = \gamma' z + j_s z$$

$$\sigma'_z = \gamma' z - i z \gamma_w = \gamma' z - j_s z$$

9

7

تنش در خاک اشباع (با وجود جریان آب) - جریان آب به سمت پایین

At X,

$$\sigma_v = \gamma_w h_w + \gamma_{sat} z$$

... as for static case

$$u = \gamma_w h_w + \gamma_w (L - h_L)(z/L)$$

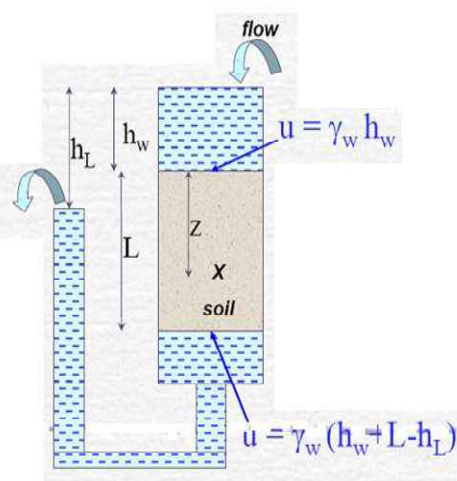
$$= \gamma_w h_w + \gamma_w (z - iz)$$

$$= \gamma_w (h_w + z) - \gamma_w iz$$

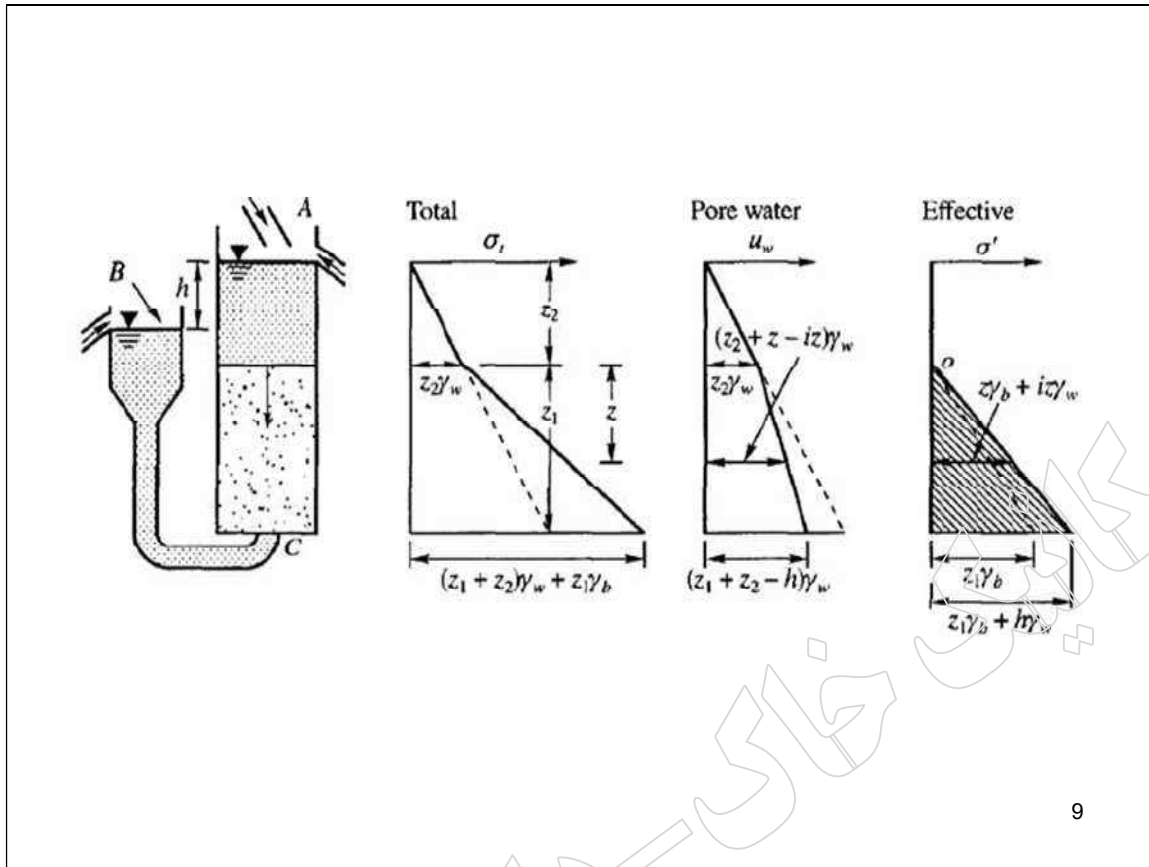
Reduction due to flow

$$\sigma'_v = \gamma' z + \gamma_w iz$$

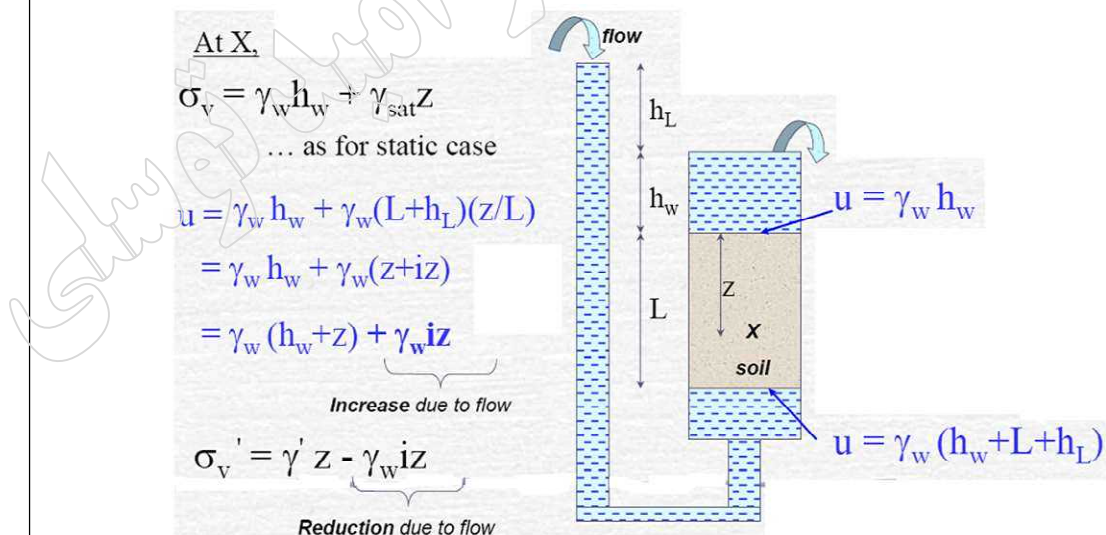
Increase due to flow

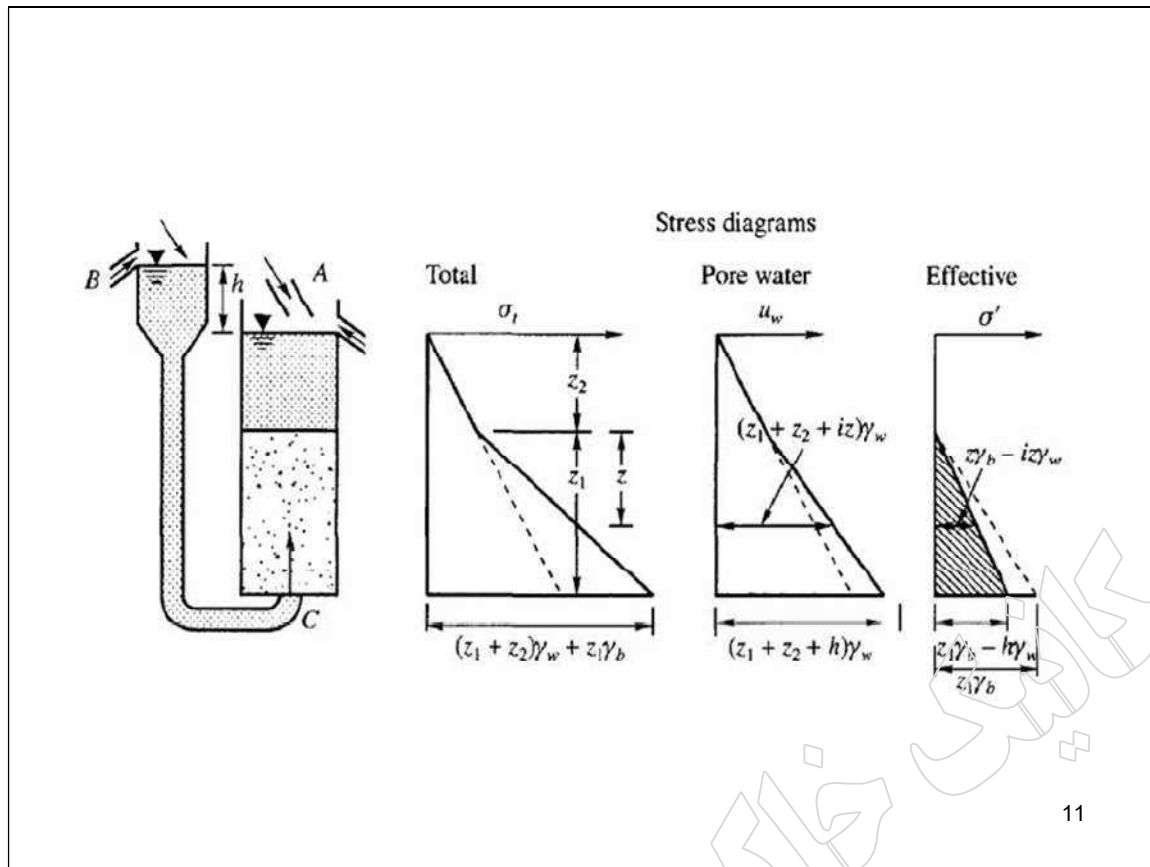


8



تنش در خاک اشباع (با وجود جریان آب) - جریان آب به سمت بالا





جوشش

همانطور که اشاره شد حرکت رو به بالای آب در یک توده خاک باعث کاهش تنش مؤثر به اندازه $P = iz\gamma_w$ خواهد شد. اگر دبی گذرنده از مقطع نمونه خاک را افزایش دهیم، بعلت ثابت بودن سطح مقطع نمونه و ضریب نفوذپذیری خاک، گرادیان هیدرولیکی افزایش می‌یابد و این افزایش باعث بیشتر شدن مقدار فشار نفوذ می‌گردد. در نتیجه مقدار بیشتری از تنش مؤثر کسر خواهد شد. حال اگر دبی را آنقدر افزایش دهیم که باعث گردد تنش مؤثر صفر شود در آن صورت وضعیت پایدار خاک از بین می‌رود و پدیده جوشش (روانگرایی - سیلان - زیرشویی) رخ خواهد داد و خواهیم داشت:

$$\sigma'_A = 0$$

$$\gamma'_z - iz\gamma_w = 0$$

$$i = \frac{\gamma'_w}{\gamma_w}$$

گرادیان هیدرولیکی بدست آمده از رابطه فوق را گرادیان هیدرولیکی بحرانی می‌گویند و با i_{cr} نمایش می‌دهند. پس خواهیم داشت:

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

تذکر i_{cr} بین ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی در حدود ۱ تغییر می‌کند.

ضریب اطمینان در برابر جوشش

برای ایجاد ایمنی در برابر جوشش فشار نفوذ را در ضریبی موسوم به ضریب اطمینان ضریب می‌کنند. ضریب اطمینان (ایمنی) در برابر جوشش را بصورت‌های زیر می‌توان بدست آورد:

$$\sigma'_A = 0 \text{ (شرط جوشش)} \rightarrow F.S = \frac{\sigma'_A \text{ بدون اثر تراوش}}{P \text{ (فشار نفوذ)}} \rightarrow F.S = \frac{\sigma'_A}{P}$$

$$\gamma'Z - (F.S) i \gamma_w = 0 \rightarrow F.S = \frac{\gamma'}{i \cdot \gamma_w}$$

که در این رابطه:

$\gamma' =$ وزن مخصوص غوطه ور خاک

$i =$ شیب هیدرولیکی

$\gamma_w =$ وزن مخصوص آب

$$\sigma'_A = 0 \text{ (شرط جوشش)} \rightarrow F.S = \frac{\sigma_A}{u_A}$$

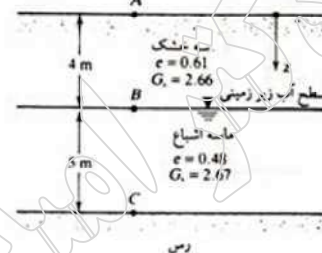
که در آن:

$\sigma_A =$ تنش کل وارد بر نقطه مورد نظر در توده خاک

$u_A =$ فشار آب حفره‌ای در نقطه مورد نظر با در نظر گرفتن اثر تراوش

13

نیمرخ خاکی در شکل ۵-۵ نشان داده شده است. تنش کلی، فشار آب منفذی و تنش موثر در نقاط A و B را تعیین کنید.



شکل ۵-۵

حل:

تعیین وزن مخصوص:

برای Z از صفر تا ۴ متر:

برای Z از ۴ تا ۹ متر:

تعیین تنشها:

در نقطه A:

در نقطه B:

در نقطه C:

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{2.66 \times 9.81}{1 + 0.61} = 16.21 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.66 + 0.61) 9.81}{1 + 0.61} = 20.18 \text{ kN/m}^3$$

تنش کل:

$u_A = 0$ فشار آب منفذی،

$\sigma'_A = 0$ تنش موثر:

$$\sigma_B = \gamma_d \times 4 = 64.84 \text{ kN/m}^2$$

$$u_B = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_B = 64.84 - 0 = 64.84 \text{ kN/m}^2$$

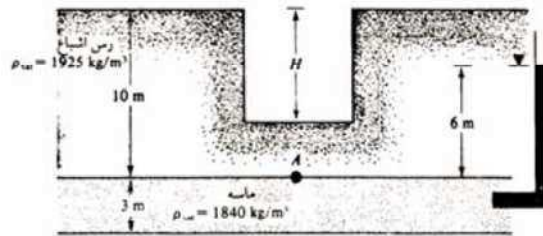
$$\sigma_C = \gamma_d \times 4 + \gamma_{sat} \times 5 = 64.84 + 100.9 = 165.74 \text{ kN/m}^2$$

$$u_C = \gamma_w \times 5 = 49.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_C = 165.74 - 49.05 = 116.69 \text{ kN/m}^2$$

14

لایه‌ای از رس سخت اشباع به ضخامت ۱۰ متر که در زیر آن لایه‌ای ماسه‌ای قرار دارد در شکل (۵.۶) نشان داده شده است. حداکثر عمق H را که در داخل رس می‌توان حفر کرد و خاک را برداشت به دست آورید.



شکل ۵.۶. خاک رس اشباع بر روی لایه‌ای از ماسه

حل:

مقدار زیر معلوم است:

$$\rho_{sat} = 1925 \text{ kg/m}^3$$

بنابراین:

$$\gamma_{sat} = \frac{1925 \times 9.81}{1000} = 18.88 \text{ kN/m}^3$$

به دلیل خاکبرداری، کاهش در فشار سربار خواهیم داشت. عمق خاکبرداری را H می‌نامیم، عمقی که در کف آن تورم خاک را داریم. پایداری نقطه A را در آن لحظه به صورت زیر بررسی می‌کنیم:

$$\sigma_A = (10 - H) \gamma_{sat} \text{ (رس)}$$

$$u_A = 6 \gamma_w$$

برای آنکه مسأله تورم بیش بیاید، σ'_A باید برابر یا صفر باشد لذا:

$$\sigma_A - u_A = (10 - H) \gamma_{sat} - 6 \gamma_w$$

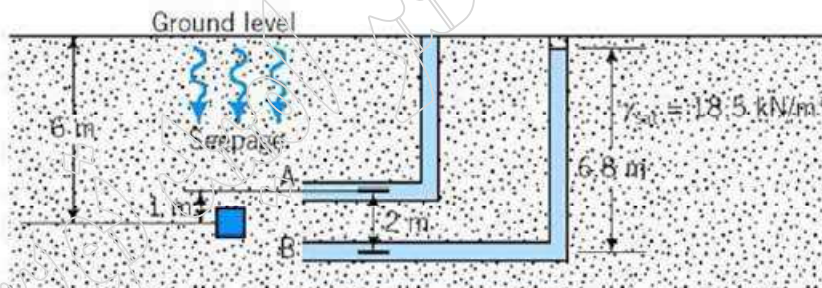
یا به عبارتی:

$$(10 - H) 18.88 - 6 \times 9.81 = 0$$

$$H = \frac{10 \times 18.88 - 6 \times 9.81}{18.88} = 6.88 \text{ m}$$

15

مثال: تنش مؤثر در ۶ متری زیر سطح زمین چقدر است؟



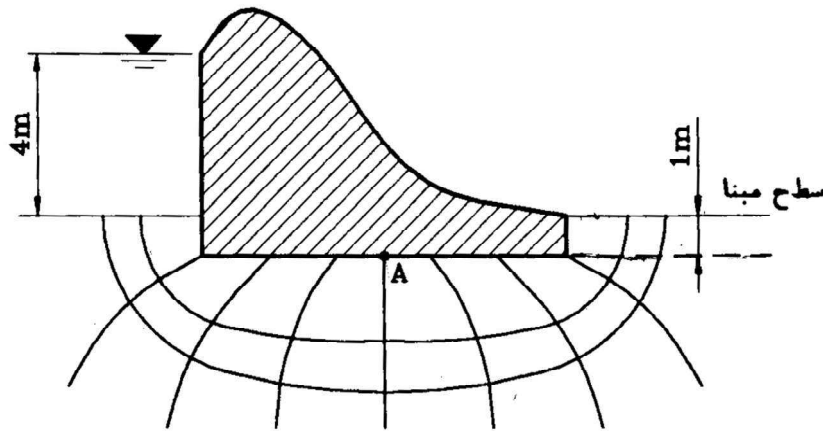
$$\Delta H = 0.2 \text{ m}; \quad L = 2 \text{ m}; \quad i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{0.2}{2} = 0.1$$

Assume the hydraulic gradient is the average in soil mass:

$$\sigma'_z = (\gamma_{sat} - \gamma_w) z + i z \gamma_w = (18.5 - 9.8) 6 + 0.1 \times 9.8 \times 6 = 58.1 \text{ kPa}$$

16

با توجه به شکل زیر، مطلوب است تعیین فشار بالا برنده در نقطه A.

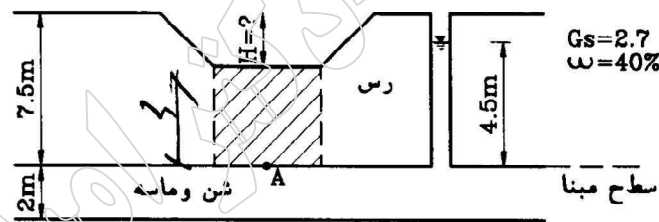


$$U_A = \gamma_w (h_A - z_A)$$

$$U_A = 1000 \left[\left(4 - 4 \times \frac{4}{8} \right) - (-1) \right] = 3000 \text{ kg/m}^2$$

17

در زمینی به شرح شکل، مطلوب است حداکثر عمق گودبرداری بطوری که جوشش رخ ندهد.



شکل (۲۵-۲)

$$\gamma_{sat} = \gamma_w \frac{G_s + w G_s}{1 + w G_s} = \frac{2/7 + 0.4 \times 2/7}{1 + 2/7 \times 0.4} = 1817/3 \text{ kg/m}^3$$

شروع جوشش در تراز نقطه A می باشد و آن لحظه ای است که $\sigma'_A = 0$

$$\sigma'_A = 0 \rightarrow \sigma_A - 1 \times U_A = 0 \rightarrow \sigma_A = U_A \quad \text{روش اول:}$$

$$(7/5 - H) \times 1817/3 = 1000 \times (4/5 - 0) \rightarrow H = 5/0.2 \text{ متر}$$

$$\sigma'_A = 0 \rightarrow \gamma' - \gamma_w \times i = 0 \rightarrow \gamma' = \gamma_w i \quad \text{روش دوم:}$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{4/5 - (7/5 - H)}{7/5 - H} = \frac{H - 3}{7/5 - H}$$

$$1817/3 - 1000 = 1000 \left(\frac{H - 3}{7/5 - H} \right) \rightarrow H = 5/0.2 \text{ متر}$$

18

د :

در روی (در ک)

1

تنش ژئواستاتیک

$$\sigma_z = \frac{W}{A} = \sum \gamma H$$

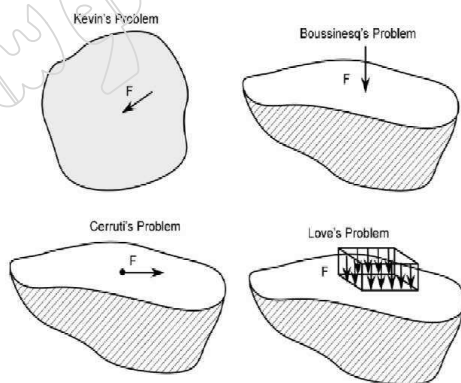
- تنش قائم
- تنش برشی: اگر سطح زمین افقی باشد، تنش‌های برشی ژئواستاتیک روی صفحات افقی و عمودی صفر است. اما تنش‌های برشی در بقیه صفحات موجود است. اگر سطح زمین مایل باشد، تنش برشی ژئواستاتیک پیچیده‌تر است.

تنش در خاک

- تنش ژئواستاتیک: تنش ایجاد شده در خاک به علت وزن خاک. این تنش به صورت طبیعی در خاک وجود دارد. فعالیت‌های بشری مانند ساختن خاکریز یا حفاری باعث تغییر این تنش‌ها می‌شود.
- تنش القایی **induced stress**: به علت بارهای خارجی ایجاد می‌شود مانند پی‌های ساختمان، وسایل نقلیه و یا سیال درون یک تانک. این تنش‌ها معمولاً به علت فعالیت‌های بشری ایجاد می‌شوند.

تنش القایی

- پروژه‌های مهندسی عمران اغلب بارهای خارجی به سطح زمین اعمال می‌کنند و بنابراین تنش‌های القایی به خاک وارد می‌کنند.
- تنش القایی متوجه، اغلب مهم است و می‌تواند به عنوان منشأ تنشست زیاد، گسیختگی برشی و سایر مسائل باشد.

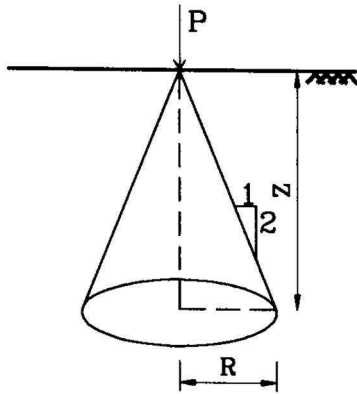


2

روش تقریبی دو به یک در محاسبه تنش

این روش را می‌توان برای محاسبه تقریبی تنش ناشی از بار متمرکز، بار دایره‌ای و بار مستطیلی بصورت زیر بکار برد:

۱- تنش اضافی قائم ناشی از بار متمرکز:

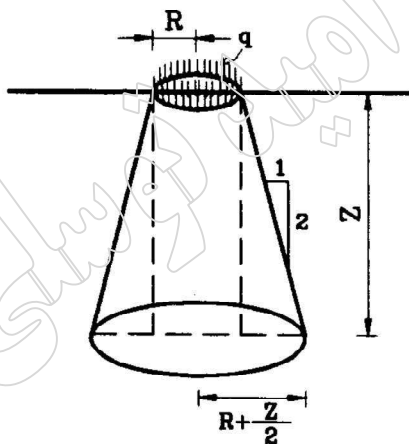


در این حالت مطابق شکل رو به رو، فشار بصورت یک مخروط که شیب سطح جانبی آن ۱ به ۲ است، در خاک پخش می‌شود و اضافه تنش در عمق Z در محدوده قاعده مخروط برابر است با:

$$\begin{cases} \frac{R}{Z} = \frac{1}{2} \\ \Delta \sigma_z = \frac{P}{\pi R^2} \end{cases} \longrightarrow \Delta \sigma_z = \frac{4P}{\pi Z^2}$$

3

۲- اضافه تنش قائم به علت بار دایره‌ای:

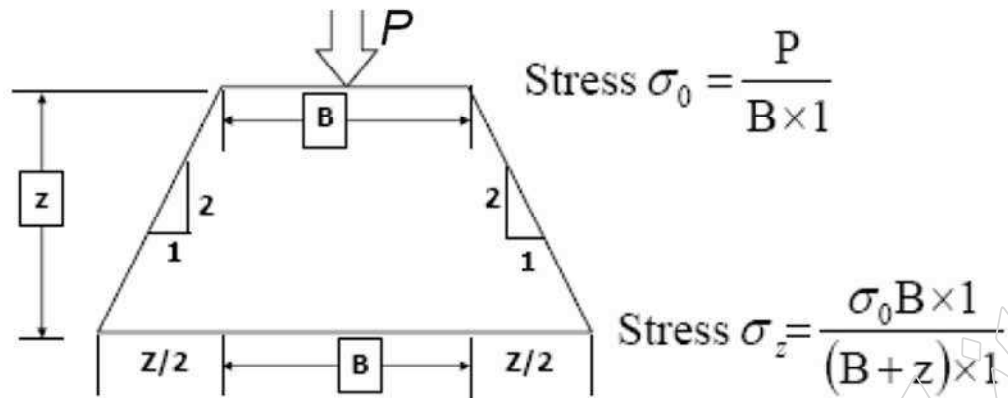


در این حالت مطابق شکل رو به رو، فشار بصورت یک مخروط ناقص که شیب سطح جانبی آن ۱ به ۲ است، در خاک پخش می‌شود و اضافه تنش در عمق Z در محدوده قاعده مخروط برابر است با:

$$\begin{cases} P = q \times \pi \times R^2 \\ \Delta \sigma_z = \frac{P}{\pi (R + Z/2)^2} \end{cases} \longrightarrow \Delta \sigma_z = \frac{q R^2}{(R + Z/2)^2}$$

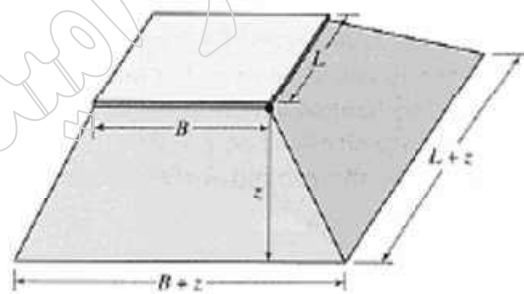
4

روشهای تقریبی تعیین تنش (بار نواری)



5

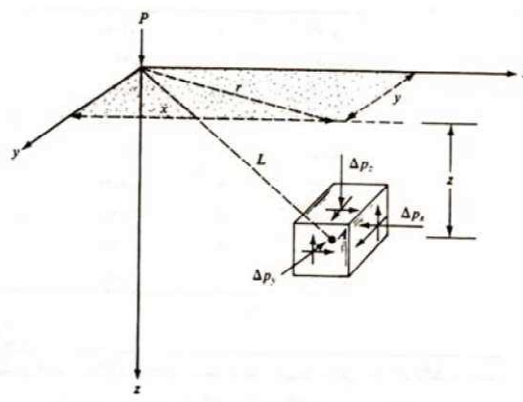
روشهای تقریبی تعیین تنش (بار مربعی)



$$\Delta\sigma_z = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}$$

6

**تنش بر اثر بار نقطه ای
نظری بوسینسک**



$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

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

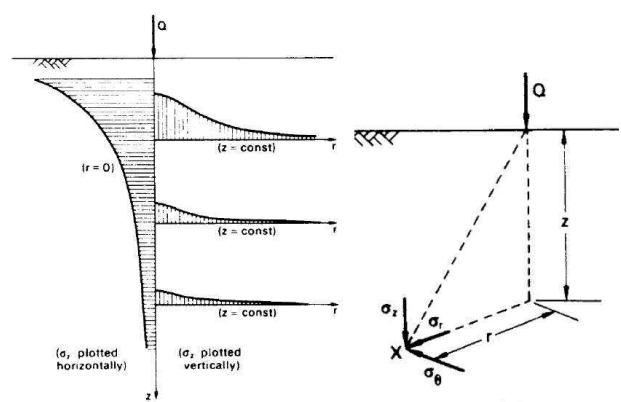
تنشهای موجود در داخل یک لایه ارتجاعی (الاستیک) در اثر اعمال بار نقطه‌ای

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

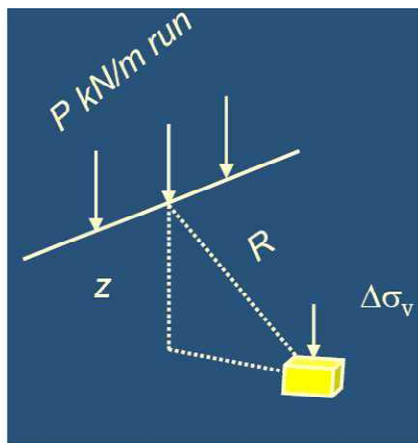
7

$$\sigma_z = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

$$\sigma_x = \frac{3Q}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{R^3(R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right] \right\}$$

$$\sigma_y = \frac{3Q}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{R^3(R+z)^2} - \frac{z}{R^3} \right] \right\}$$


8



تنش در اثر اعمال یک بار خطی

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi r} \cos^3 \theta = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

$$\sigma_x = \frac{2qx^2z}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

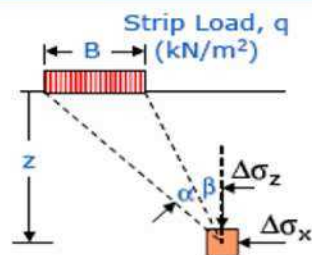
$$\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$$

9

تنش در اثر اعمال بار نواری (با عرض محدود و طول نامحدود)

Uniform Strip Load

- A strip load is transmitted by a structure of finite width but infinite length.
- An example of a strip load is the foundation for a long, cantilever retaining wall.
- The increase in vertical, horizontal and shear stresses due to a strip load q are:



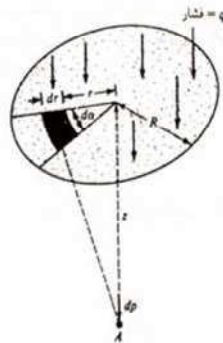
$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta)]$$

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

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

10

تنش قائم در زیر مرکز یک سطح دایره ای (منعطف) دارای بار یکنواخت



✓ رابطه ذیل فقط برای محاسبه تنش در زیر مرکز پی دایره ای منعطف می باشد.

$$\Delta \sigma_v = q(I_c) = q \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

تنش قائم در زیر مرکز سطح دایره ای (منعطف) دارای بار یکنواخت

تنش قائم dp در نقطه A ناشی از اعمال بار (که فرض شده است یک بار متمرکز است) بر روی سطح اولیه، می تواند از رابطه ۶-۱۱ به دست آید.

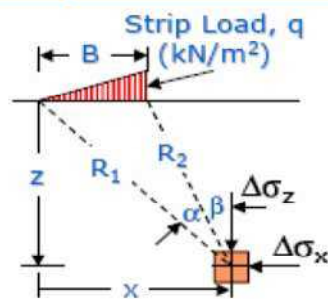
$$dp = \frac{q(r dr da)}{\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

11

تنش در اثر اعمال بار مثلی (با عرض محدود و طول نامحدود)

Linearly Increasing Strip Load

- A linearly increasing strip load is applied, for example, by the side slopes of a long highway embankment.
- The increase in vertical, horizontal and shear stresses due to a linearly increasing strip load q are:

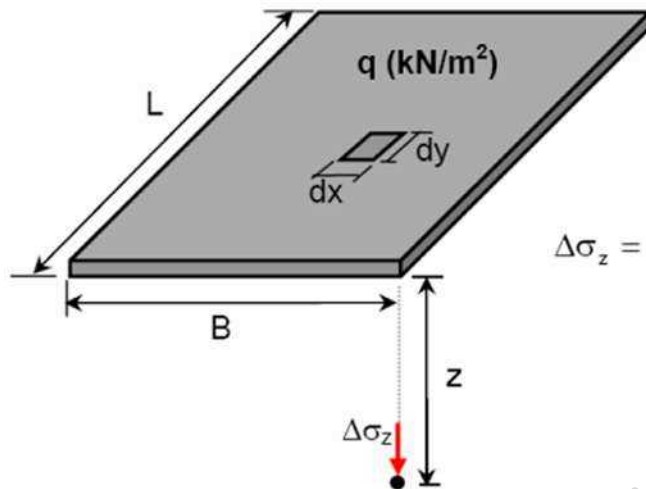


$$\Delta \sigma_z = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right] \quad \Delta \sigma_x = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{B} \alpha - \frac{z}{B} \ln \left(\frac{R_1^2}{R_2^2} \right) + \frac{1}{2} \sin 2\beta \right]$$

$$\Delta \tau_{zx} = \frac{q}{2\pi} \left[1 + \cos 2\beta - \frac{2z\alpha}{B} \right]$$

12

تنش قائم ناشی از اعمال بار یک سطح مستطیلی شکل



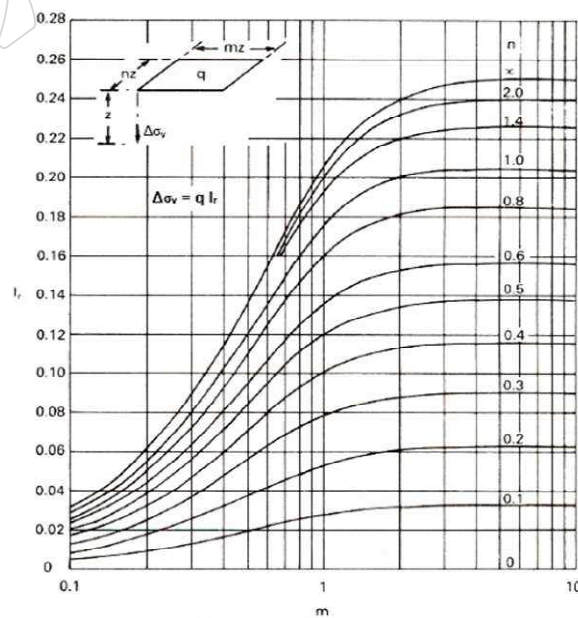
$$\Delta\sigma_z = \frac{3qz^3}{2\pi} \int_0^L \int_0^B \frac{dy dx}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

13

Fadum's chart

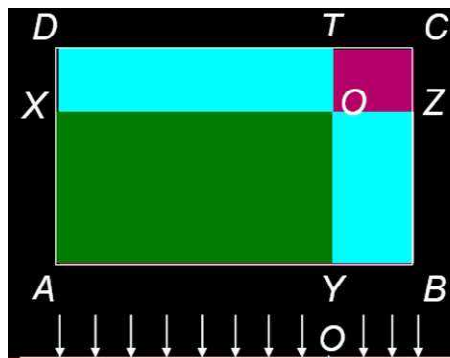
$$\Delta\sigma_z = q I_R$$

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{and} \quad n = \frac{L}{z}$$



□ For points other than the corner, it may be obtained by superpositions of rectangles.

14

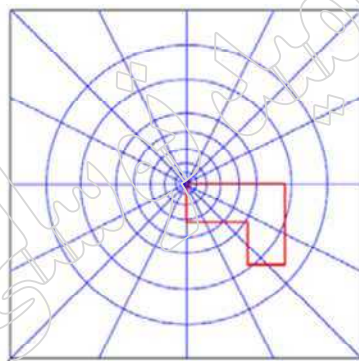


تعیین تنش در زیر یک پی مستطیلی

مطلوبست تعیین تنش در عمق Z در نقطه O ؟

$$\Delta\sigma_{zz}(ABCD) = \Delta\sigma_{zz}(OXAY) + \Delta\sigma_{zz}(OYBZ) + \Delta\sigma_{zz}(OZCT) + \Delta\sigma_{zz}(OTDX)$$

15



z
 $1 = 0.008$

نمودار نیومارک برای تعیین تنش قائم

روش به دست آوردن فشار قائم در نقطه‌ای در زیر سطح بارگذاری شده به صورت زیر می‌باشد:

۱- عمق z زیر سطح دارای بار یکنواخت، که در آن عمق افزایش تنش مورد نظر است، تعیین می‌شود.

۲- سطح بارگذاری شده با قراردادن طول واحد نمودار ($\bar{AB}$) برابر با z و با این مقیاس ترسیم می‌شود.

۳- سطح رسم شده در بند ۲ بر روی نمودار نیومارک قرار داده می‌شود به صورتی که نقطه‌ای که مقدار تنش در زیر آن مورد نظر است در مرکز نمودار واقع شود.

۴- تعداد قطعات (M) نمودار که در داخل سطح قرار می‌گیرند شمرده می‌شوند. افزایش فشار برای نقطه مورد نظر برابر خواهد بود با:

$$\Delta p = (IV)qM$$

که در این رابطه:

IV = ضریب تأثیر

q = فشار موجود بر روی سطح بارگذاری شده، می‌باشند.

16

زده :

در ک

1

تغییرات تنش مؤثر عمودی

- عمده نشست به علت تغییرات تنش مؤثر عمودی رخ می دهد.
- تنش مؤثر عمودی اولیه σ'_{z0} در یک نقطه خاک، تنش مؤثر عمودی قبل از رویدادی است که منجر به نشست می شود.
- تنش مؤثر عمودی نهایی σ'_{z0} تنش بعد از رویداد ایجاد کننده نشست و پس از کامل شدن نشست است.
- افزایش تنش مؤثر عمودی ممکن است به سه علت در خاک رخ دهد:

- ریختن یک خاکریز
- بارگذاری خارجی
- تغییرات تراز آب زیرزمینی

2

نشست در خاک:

۱- نشست تحکیم، که ناشی از کاهش حجم خاک اشباع بر اثر خروج آب داخل منافذ می باشد.

۲- نشست آبی، که ناشی از تغییر شکل الاستیک خاک خشک و نیز ناشی از تغییر شکل الاستیک خاکهای مرطوب و اشباع بدون هیچگونه تغییری در میزان رطوبت آنها، می باشد. تعیین نشست آبی معمولاً مبتنی بر روابط متکی بر تئوری الاستیسیته، انجام می پذیرد.

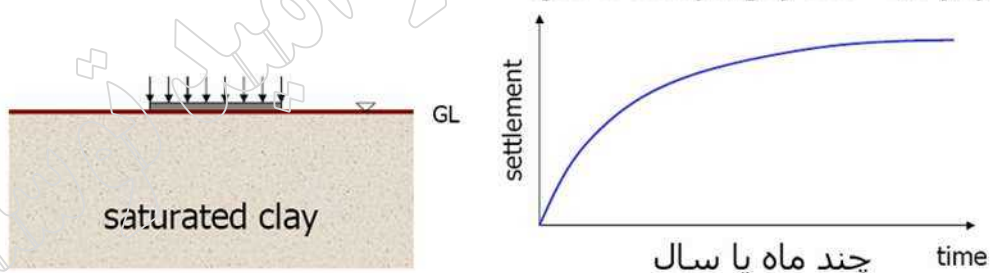
**نشست آبی:**

در خاک های درشت دانه بدلیل نفوذ پذیری بالا؛ آب سریعاً زهکش شده و نشست ها بصورت آبی اتفاق می افتد

3

Consolidation **تحکیم**

اگر بر لایه خاک رس بار اعمال شود



فشار آب نفوذی تولید شده در اثر اعمال بار در سطح خاک به مرور زمان (بدلیل نفوذ پذیری کم خاک رس) محو شده و بار اعمالی بر دانه های خاک اعمال شده و تنش موثر در خاک بالاتر رفته و در نتیجه نشست در خاک اتفاق می افتد

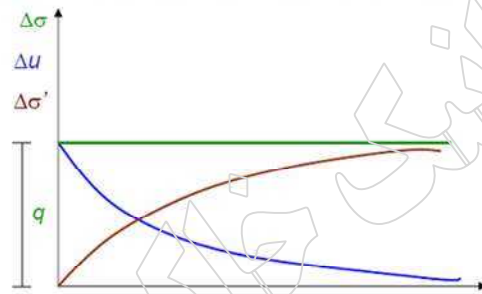
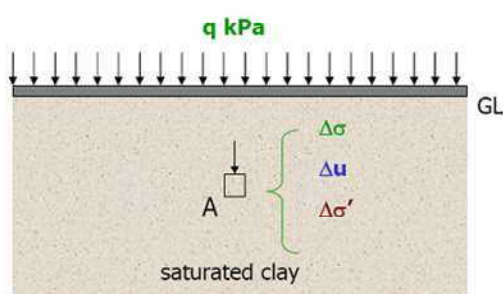
4

در طول تحکیم:

$\Delta\sigma$: تنش کل در تمام مدت ثابت می ماند

Δu : فشار آب نفذی بعلت زهکشی کم می شود

$\Delta\sigma'$: تنش موثر افزایش می یابد، بار از آب به خاک انتقال می یابد.



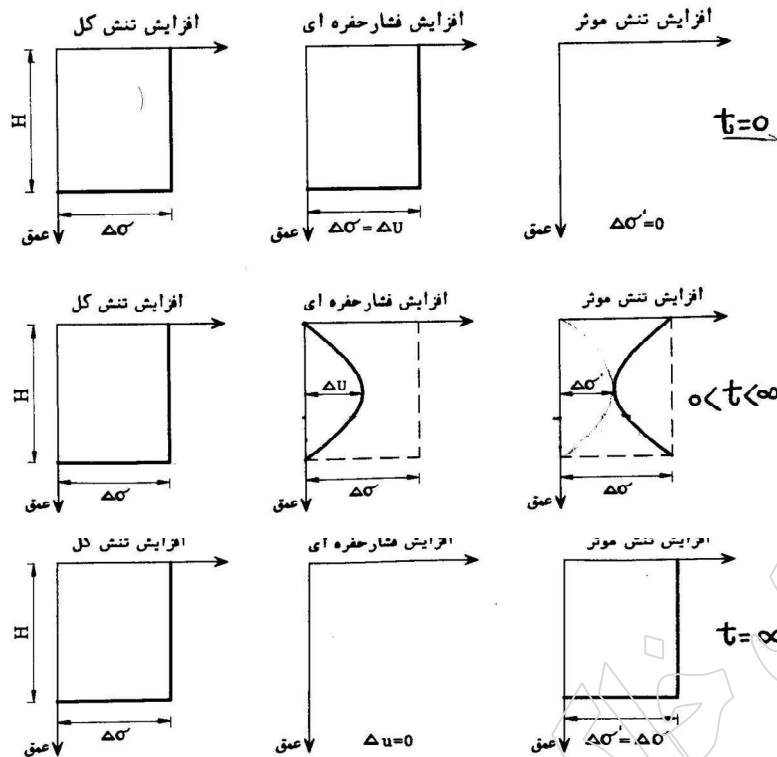
5

نشست تحکیم

۱- تحکیم اولیه - نشست تحکیم، تغییر حجم خاک اشباع به علت خروج آب حفره‌ای از خاک می‌باشد. در خاک‌های درشت دانه (ماسه) به علت نفوذپذیری بالا، خروج آب به سرعت انجام می‌گیرد و نشست تحکیم و آنی همزمان رخ می‌دهند. لذا در اینگونه خاک‌ها، تحکیم، چندان مورد توجه قرار نمی‌گیرد ولی در ریزدانه‌ها (رس) به علت نفوذپذیری پایین و جاذب آب بودن کانیهای رس، خروج آب از خاک پس از گذشت مدت زمانی طولانی انجام می‌پذیرد، بنابراین مطالعه نشست تحکیم در اینگونه خاک‌ها حائز اهمیت می‌شود.

6

شکل (۴-۱) نحوه تبدیلات اضافه تنش در توده خاک اشباع را بهنگام نشست تحکیم نشان می دهد:



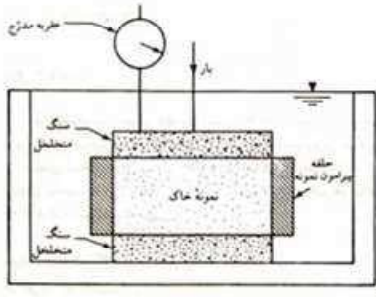
7

وقتی یک لایه خاک اشباع تحت تأثیر افزایش تنشی مانند $\Delta\sigma$ قرار می گیرد، آب بعنوان یک مایع غیر قابل تراکم ابتدا تمام این اضافه تنش را دریافت می کند و فشار حفره ای آن بطور ناگهانی افزایشی برابر $\Delta\sigma$ خواهد یافت. با گذشت زمان، بتدریج آب تحت اضافه تنش، از خاک خارج شده و معادل آب خارج شده، خاک نشست می کند. با خروج آب از خاک، دانه های جامد خاک نیز در تحمل اضافه تنش وارد، سهیم می شوند و همان مقدار که از اضافه فشار آب حفره ای کاسته می شود، به تنش مؤثر افزوده می گردد. روند خروج آب و تبدیل اضافه فشار آب حفره ای به اضافه تنش مؤثر، تا صفر شدن اضافه فشار حفره ای ادامه دارد و هنگامی که اضافه فشار آب حفره ای صفر شده، تحمل اضافه تنش $\Delta\sigma$ بر عهده دانه های جامد خاک خواهد بود، این مرحله یعنی تبدیل اضافه فشار آب حفره ای به اضافه تنش مؤثر خاک را مرحله تحکیم اولیه می گویند.

نکته قابل توجه اینکه نحوه تبدیلات فشار حفره ای به تنش مؤثر در عمق خاک یکسان نیست. اگر خاک از دو طرف زهکشی شود، آب بسرعت از ابتدا و انتهای لایه زهکشی می شود و تنش اضافی سریعاً از اضافه فشار حفره ای به اضافه تنش مؤثر تبدیل می گردد ولی در وسط لایه چون زهکشی دیرتر انجام می شود این تبدیلات کندتر صورت گرفته و مدت زمانی طولانی لازم است تا اضافه فشار حفره ای در وسط لایه صفر گردد.

8

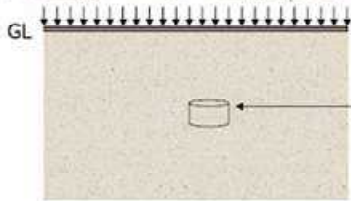
آزمایش تحکیم یک بعدی:



این آزمایش توسط ترزاقی پیشنهاد شد.
به آزمایش اودومتر نیز مشهور است

شکل ۷.۵.۵: تحکیم سنج

نمونه خاک در داخل یک حلقه فلزی بین دو سنگ متخلخل قرار داده می شود معمولاً نمونه خاک دارای قطر ۲ اینچ (۵۲/۵mm) و ضخامت ۱ اینچ (۲۵/۴ mm) است.



undisturbed soil specimen
Diameter = 50-75 mm
Height = 20-30 mm

9

آزمایش تحکیم یک بعدی:

Laboratory Consolidation Test

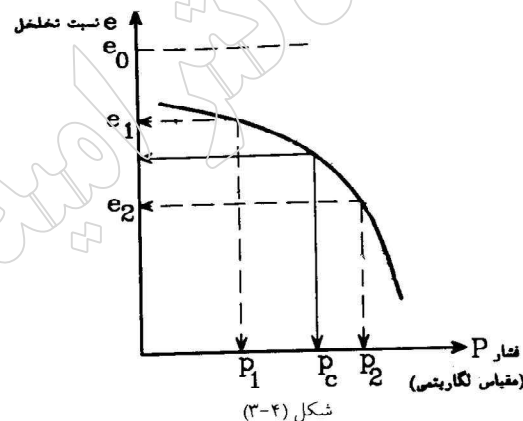



10

برای انجام آزمایش ادنومتر، نمونه‌ای از خاک مورد نظر به قطر ۲/۵ اینچ و به ارتفاع ۱ اینچ مطابق شکل (۲-۴) در محفظه دستگاه ادنومتر قرار داده می‌شود و محفظه با آب پر می‌گردد تا خاک کاملاً اشباع شود. سپس به مدت ۲۴ ساعت نمونه توسط یک اهرم، بارگذاری شده و میزان فشردگی توسط یک میکرومتر عقربه‌ای اندازه‌گیری می‌شود. بعد از این مرحله بار ۲ برابر می‌شود و ۲۴ ساعت دیگر به ترتیب فوق سپری می‌شود و باز هم در مرحله‌ای دیگر بار را ۲ برابر می‌کنند و این روند آنقدر ادامه می‌یابد تا فشار ناشی از بارگذاری در آزمایشگاه، برابر فشاری شود که خاک در اثر ساخته شدن سازه بر روی آن تحمل خواهد کرد.

در آخرین مرحله، خاک را خشک کرده، وزن خشک آنرا تعیین می‌کنند و بعد از آن با توجه به روابط زیر، نسبت تخلخل خاک در پایان هر کدام از ۲۴ ساعت‌ها را محاسبه کرده و بر اساس فشار وارده در هر ۲۴ ساعت و تخلخل پایان آن ۲۴ ساعت، نمودار نسبت تخلخل - لگاریتم فشار (منحنی تحکیم) مطابق شکل (۳-۴) رسم می‌گردد:

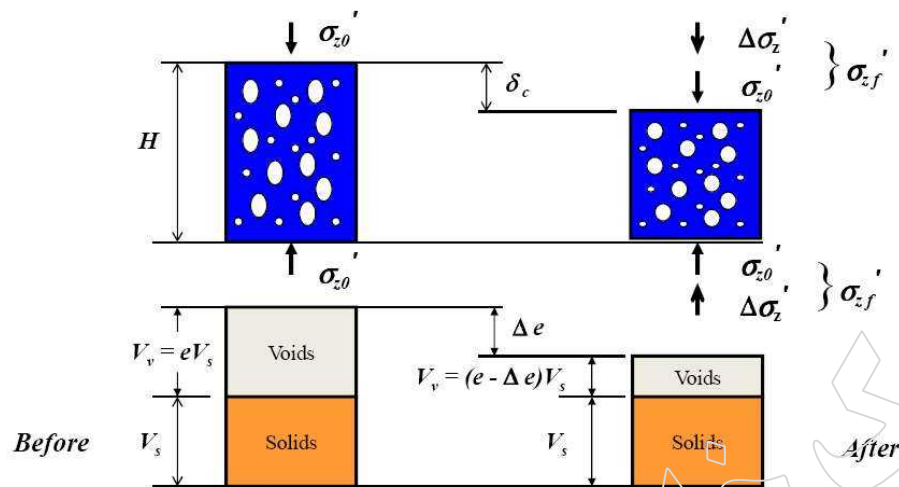
11



با توجه به نمودار شکل (۳-۴) مشاهده می‌شود که قسمت فوقانی این نمودار، یک منحنی با شیب ملایم است که با یک قسمت تقریباً خطی و دارای شیب تند ادامه می‌یابد. قسمت کم شیب مربوط به فشاری است که خاک در طول عمر خود قبلاً آنرا تجربه کرده است ولی در موقع آزمایش تحکیم و بارگذاری مجدد، این فشار بر روی خاک وجود ندارد و قسمت پر شیب فشاری را نشان می‌دهد که خاک تاکنون آنرا تجربه نکرده است و بواسطه آزمایش تحکیم و بارگذاری ناشی از آن، برای نخستین بار این فشار را متحمل می‌شود.

تذکر (۱) Δe و ΔH نشست و کاهش نسبت تخلخل تا پایان روز ام می‌باشند. حالت اگر روی ام را آخرین روز آزمایش تحکیم در نظر بگیریم، در آنصورت Δe و ΔH به ترتیب نشست و کاهش نسبت تخلخل در پایان عمل تحکیم خواهند بود.

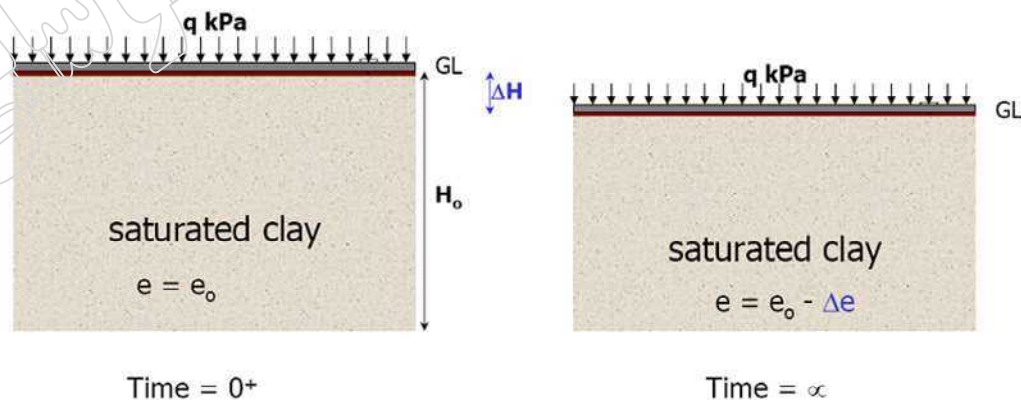
نشست تحکیم-فرایند فیزیکی



13

رابطه $\Delta H - \Delta e$

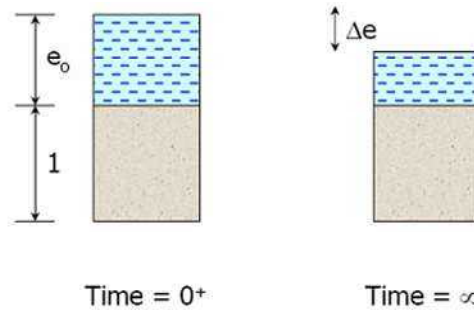
average vertical strain = $\frac{\Delta H}{H_o}$



14

رابطه $\Delta H - \Delta e$

Consider an element where $V_s = 1$ initially.



$$\therefore \text{average vertical strain} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

15

رابطه $\Delta H - \Delta e$

Equating the two expressions for average vertical strain,

consolidation
settlement

change in void ratio

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

initial thickness of
clay layer

initial void ratio

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\frac{\Delta V_v}{V_s}}{1 + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{\frac{\Delta V_v}{V_s}}{\frac{V_s + V_v}{V_s}} = \frac{\frac{\Delta V_v}{V_s}}{\frac{V}{V_s}} = \frac{\Delta V_v}{V} = \frac{A \Delta H}{A H_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \Rightarrow \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta H}{H_0}$$

16

تمرین ۱) در اثر عمل تحکیم وزن مخصوص اشباع یک لایه ده متری رس که از هر دو طرف زهکشی می‌شود، از ۲۰۰۰ به ۲۰۲۰ کیلوگرم بر متر مکعب رسیده است. اگر چگالی دانه‌ها ۲/۶۵ باشد، مطلوب است نشست لایه رس.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \cdot \gamma_w$$

$$2000 = \frac{2/65 + e_0}{1 + e_0} \times 1000 \rightarrow e_0 = 0/65$$

$$2020 = \frac{2/65 + e_1}{1 + e_1} \times 1000 \rightarrow e_1 = 0/617$$

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \rightarrow \frac{\Delta H}{10} = \frac{0/65 - 0/617}{1 + 0/65} \rightarrow \Delta H = 0/2 \text{ متر}$$

17

رس عادی تحکیم یافته و رس پیش تحکیم یافته

با توجه به تاریخچه زمین‌شناسی، نمونه رس بدست آمده از عمق خاک را می‌توان در یکی از دو گروه زیر قرار داد:

۱- رس عادی تحکیم یافته: اگر فشار سربار موجود در هنگام نمونه‌گیری (P_0) با حداکثر فشار سربار مؤثری که نمونه در گذشته تحت تأثیر آن بوده است (P_c)، برابر باشد، آنگاه گوییم رس عادی تحکیم یافته است. این حالت نشانگر آن است که سربار موجود بر روی نمونه از گذشته تا حال کاهش نداشته است.

۲- رس پیش تحکیم یافته: اگر فشار سربار موجود در هنگام نمونه‌گیری (P_0) از حداکثر فشار سربار مؤثری که نمونه در گذشته تحمل کرده است (P_c)، کمتر باشد، آنگاه نمونه رس مذکور را رس پیش تحکیم یافته می‌گوییم. این حالت بیانگر این مطلب است که با گذشت زمان سربار موجود بر روی نمونه کاهش پیدا کرده است. کاهش سربار می‌تواند عامل طبیعی مانند فرسایش و یا عامل انسانی نظیر خاکبرداری داشته باشد.

تذکر (۱) نسبت پیش تحکیم برای یک خاک بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$OCR = \frac{P_c}{P_0}$$

که در آن:

P_c = فشار پیش تحکیم در روی نمونه

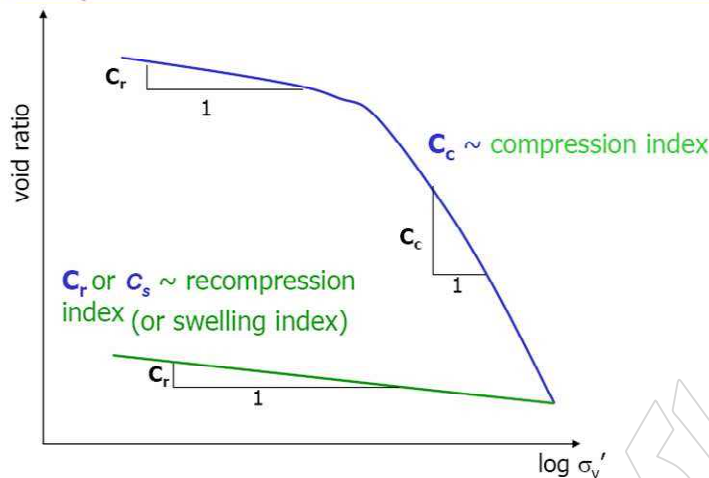
P_0 = فشار سربار موجود در روی نمونه

18

شاخص فشردگی و شاخص تورم

$C_c = \text{Coefficient of COMPRESSION}$

$C_s \text{ or } C_r = \text{Coefficient of SWELLING or RECOMPRESSION}$



19

شاخص فشردگی (C_c)

این شاخص را برای تعیین نشست ناشی از تحکیم خاک محل استفاده می‌کنند. آن را می‌توان از طریق ترسیم (همان طور که در شکل ۷-۱۲ نشان داده شده است) بعد از آنکه نتایج آزمایش برای تعیین نسبت منافذ و فشار در آزمایشگاه به دست آمد، مشخص کرد. تروانکی و پک (۱۹۷۶) رابطه‌ای تجربی برای تعیین این شاخص ارائه کردند: برای خاکهای رسی دست نخورده:

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (7-29)$$

برای خاکهای رسی دست‌خورده:

$$C_c = 0.007 (LL - 10) \quad (7-30)$$

LL ، حد روانی و به درصد می‌باشد.

در نبود اطلاعات مربوط به تحکیم آزمایشگاهی، رابطه ۷-۲۹ غالباً برای تعیین تقریبی تحکیم اولیه در محل استفاده می‌شود.

روابط متعددی برای تعیین شاخص فشردگی وجود دارد. این روابط با آزمایش بر روی رسهای مختلف به دست آمده و تکمیل شده است. بعضی از این روابط در جدول ۷-۱ نشان داده شده است.

جدول ۷-۱. روابط مربوط به تعیین شاخص فشردگی C_c

روابط	مرجع	حوزه کاربرد
$C_c = 0.009(LL - 10)$	اسکپتون	رسهای دست‌خورده
$C_c = 0.01 W_N$		رس شیکاگو
$C_c = 1/15 (e_0 - 0.27)$	(نیشیدا)	نماد رسها
$C_c = 0.23 e_0 - 0.27$	هاف	خاکهای چسبنده غیرآلی: سبیل، رس میلنی، رس
$C_c = 0.0115 W_N$		خاکهای آلی، پست (کودگیاهی)، سبیل آبی و رس
$C_c = 0.005 (e_0 - 0.5)$		خاکهای دارای پلاستیسیته کم
$C_c = 0.0026 (LL - 9)$		رس برزیل
$C_c = 0.0083 (e_0 - 0.1) + 0.0083$		رس شیکاگو
$C_c = 0.0083 (e_0 - 0.1) + 0.0083$		نماد رسها

e_0 = نسبت منافذ در محل و W_N = درصد رطوبت در محل

20

شاخص تورم (C_s)

این شاخص به طور محسوسی از شاخص فشردگی کوچکتر می باشد و معمولاً می تواند از طریق آزمایشات آزمایشگاهی تعیین شود. در غالب اوقات مقدار آن به صورت زیر است:

$$C_s = \frac{1}{5} \text{ تا } \frac{1}{10} C_c \quad (۷-۳۳)$$

شاخص تورم نیز توسط ناگارج و مرنی (۱۹۸۵) با رابطه زیر تعریف شده است:

$$C_s = 0.0463 e_L = 0.0463 / \frac{LL(\%)}{100} / G_s \quad (۷-۳۴)$$

مقادیر مربوط به حد روانی، حد خمیری، شاخص فشردگی و شاخص تورم برای چند خاک طبیعی در جدول ۷-۲ آورده شده است.

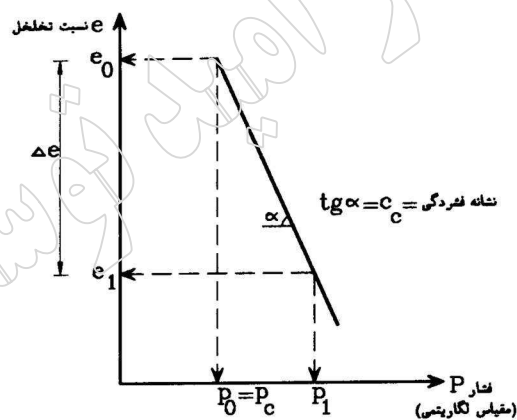
جدول ۷-۲. شاخص فشردگی و تورم بعضی از خاکهای طبیعی

خاک	حد روانی	حد خمیری	شاخص فشردگی	شاخص تورم
رسی، آبی بوستون	۴۱	۲۰	۰/۲۵	۰/۰۷
رسی شیکاگو	۶۰	۲۰	۰/۴	۰/۰۷
رسی چشده گوردون	۵۱	۲۶	۰/۱۲	
رسی نیوارلکان	۸۰	۲۵	۰/۳	۰/۰۵
رسی مزنخانا	۶۰	۲۸	۰/۲۱	۰/۰۵

21

محاسبه نشست تحکیم اولیه یک بعدی

الف) نشست تحکیم رس عادی تحکیم یافته



شکل (۸-۴)

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \begin{aligned} C_c &= \operatorname{tg} \alpha = \frac{\Delta e}{\log p_1 - \log p_0} && \text{ (با توجه به شکل) } \\ \Delta e &= \frac{(1+e_0) \Delta H}{H_s} && \text{ (مطابق بند ۲-۲-۴) } \\ \log(p_1) - \log(p_0) &= \log\left(\frac{p_1}{p_0}\right) && \text{ (با توجه به شکل) } \end{aligned} \right. \longrightarrow C_c = \frac{(1+e_0) \Delta H}{H_s \log\left(\frac{p_1}{p_0}\right)} \longrightarrow \Delta H = \frac{H_s C_c \log\left(\frac{p_1}{p_0}\right)}{1+e_0}
 \end{aligned}$$

محاسبه مقدار نشست ناشی از تحکیم اولیه یک بعدی

نشست خاک رس NC

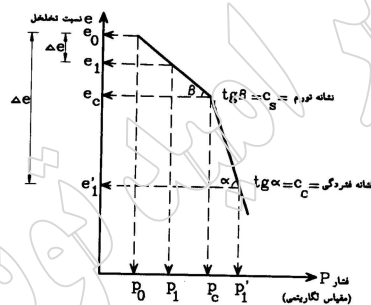
$$S = \Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{vo}} \right)$$

نشست خاک رس NC چند لایه یا برای دقت بیشتر خاک را چند لایه در نظر بگیریم

$$S = \Delta H = \sum \frac{C_c H_i}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{vo(i)} + \Delta \sigma'_{(i)}}{\sigma'_{vo(i)}} \right)$$

23

ب) نشست تحکیم رس پیش تحکیم یافته



شکل (۹-۲)

$$P_1 < P_c \leftarrow (I)$$

$$\begin{cases} C_s = \frac{\Delta e}{\log p_1 - \log p_c} & \text{(با توجه به شکل)} \\ \Delta e = \frac{(1+e_c) \Delta H}{H_s} & \text{(مطابق بند ۲-۲-۲)} \\ \log(p_1) - \log(p_c) = \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) & \text{(با توجه به شکل)} \end{cases}$$

$$\rightarrow C_s = \frac{(1+e_c) \Delta H}{H_s \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right)} \rightarrow \Delta H = \frac{C_s H_s \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right)}{1+e_c} \quad (۸-۲)$$

$$P_1 > P_c \leftarrow (II)$$

$$\begin{cases} e_c - e_1 = \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) C_s & \text{(مطابق شکل)} \\ e_c - e'_{11} = \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) C_c & \text{(مطابق شکل)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_c - e'_{11} = \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) C_s + \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) C_c & \text{(جمع دو رابطه بالا)} \\ e_c - e'_{11} = \Delta e = \frac{(1+e_c) \Delta H}{H_s} & \text{(با توجه به بند ۲-۲-۲)} \rightarrow \frac{(1+e_c) \Delta H}{H_s} = C_s \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) + C_c \log\left(\frac{P_1}{P_c}\right) \end{cases}$$

24

محاسبه مقدار نشست ناشی از تحکیم اولیه یک بعدی**نشست خاک در حالتی که در اثر بارگذاری دو حالت NC و OC را بخود بگیرد**

$$\Delta S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_{vo}'} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{vo}' + \Delta \sigma'}{\sigma_p'}$$

25

محاسبه نشست تحکیم زیر یک شالوده

همانطور که نشان داده شد، با افزایش عمق از اثر سربار کاسته خواهد شد و اضافه تنش ناشی از سربار در اعماق بیشتر، کمتر خواهد بود.

در محاسبه نشست تحکیم لایه‌ای که در زیر یک شالوده قرار دارد، اضافه تنش ناشی از سربار در آن لایه، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\Delta \sigma_{av} = \frac{\Delta \sigma_t + 4\Delta \sigma_m + \Delta \sigma_b}{6}$$

که در آن:

 $\Delta \sigma_{av}$ = اضافه تنش متوسط لایه $\Delta \sigma_t$ = اضافه تنش در بالای لایه $\Delta \sigma_m$ = اضافه تنش در وسط لایه $\Delta \sigma_b$ = اضافه تنش در پایین لایه

مقادیر اضافه تنش‌های فوق را می‌توان با استفاده از روش‌های ذکر شده بدست آورد.

26

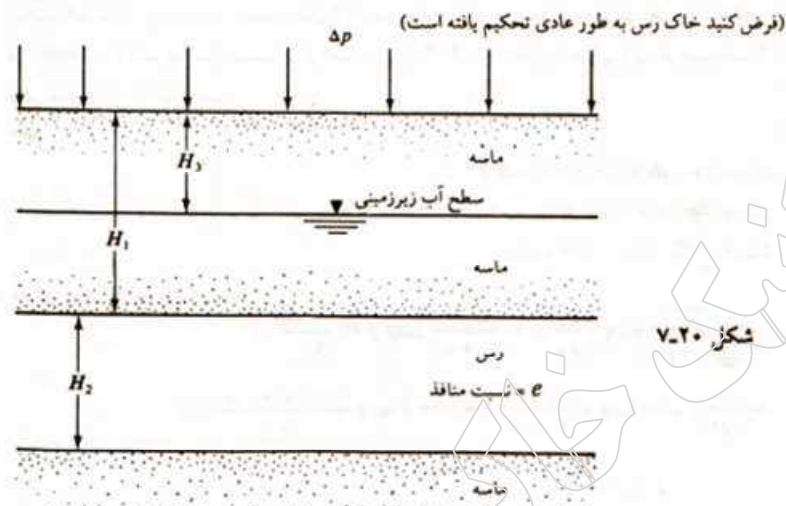
مثال ۷-۳

نیمرخ خاکی در شکل ۷-۲۰ نشان داده شده است. چنانچه یک بار یکنواخت بر روی سطح زمین وارد شود، مقدار نشست لایه رسی ناشی از تحکیم اولیه چه مقدار خواهد بود؟ فرض کنید ماسه بالای سطح آب زیرزمینی خشک می باشد. مقادیر زیر نیز معلومند:

$$\Delta p = 1000 \text{ lb/ft}^2, H_1 = 23 \text{ ft}, H_2 = 17 \text{ ft}, H_3 = 8 \text{ ft}$$

$$\gamma_d = 110 \text{ lb/ft}^3, \gamma_{sat} = 115 \text{ lb/ft}^3$$

$$\gamma_{sat} = 120 \text{ lb/ft}^3, LL = 50, e = 0.9$$



27

مثال ۷-۴

چنانچه لایه خاک رس نشان داده شده در مثال ۷-۳ پیش تحکیم شده بوده و مقدار آشار متوسط پیش تحکیمی آن 2600 lb/ft^2 باشد چه مقدار نشست در اثر اعمال سربار 1000 lb/ft^2 ناشی از تحکیم اولیه خواهیم داشت؟ فرض کنید $C_s = \frac{1}{6} C_c$ است.

حل:

$$p_o = 2600 \text{ lb/ft}^2 > 2158/6 \text{ lb/ft}^2$$

$$p_o + \Delta p = 2158/6 + 1000 = 3158/6 \text{ lb/ft}^2 > p_c$$

$$C_s = \frac{1}{6} C_c = \frac{1}{6} \times 0.36 = 0.06$$

بنابراین با کمک رابطه ۷-۲۸ داریم:

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_c}{p_o} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_o + \Delta p}{p_c} \right)$$

$$= \frac{17}{1/9} \left[0.06 \log \left(\frac{2600}{2158/6} \right) + 0.36 \log \left(\frac{2158/6 + 1000}{2600} \right) \right]$$

$$= 0.3156 \text{ ft} = 3.79 \text{ in}$$

28

مثال ۷-۵:

نیمرخ خاکی در شکل ۷-۲۱a نشان داده شده است. آزمایش تحکیم بر روی نمونه‌ای که از وسط لایه رسی گرفته شده است در آزمایشگاه انجام گرفته است. منحنی صحرایی تحکیم که با میان بومی (کنترل‌شده کردن) از طریق نتایج آزمایش آزمایشگاهی (شکل ۷-۱۳) به دست آمده در شکل ۷-۲۱b نشان داده شده است. مقدار نشست را در محل ۰ در اثر تحکیم اولیه برای سرباری به میزان 48 kN/m^2 که در سطح زمین قرار دارد تعیین کنید.

حل:

$p_0 = \sigma'_{sat} - \gamma_w = 5(18 - 9/81)$
 $= 20/95 \text{ KN/m}^2$
 $e_0 = 1/1$
 $\Delta p = 48 \text{ KN/m}^2$
 $p_0 + \Delta p = 20/95 + 48 = 88/95 \text{ KN/m}^2$
 نسبت منافذ مربوط به فشار $88/95 \text{ KN/m}^2$ (شکل ۷-۲۱b) برابر با $1/0.25$ می‌باشد.

$\Delta e = 1/1 - 1/0.25 = 0.75$

رابطه $S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} [v - 23]$

$S = 10 \times \frac{0.75}{1 + 1/1} = 3.75 \text{ m} = 375 \text{ mm}$

شکل ۷-۲۱. (a) نیمرخ خاک، (b) منحنی صحرایی تحکیم

29

مثال ۷-۶:

اطلاعات مربوط به یک آزمایش تحکیم که در آزمایشگاه بر روی نمونه رسی دست نخورده‌ای انجام پذیرفته به قرار زیر است:

$e_1 = 1/1$
 $e_2 = 0.9$
 $p_1 = 95 \text{ KN/m}^2$
 $p_2 = 475 \text{ KN/m}^2$
 نسبت منافذ در فشار 600 KN/m^2 چقدر است؟ (توجه کنید که $P_c < 95 \text{ kN/m}^2$ می‌باشد).

حل:

درجه به شکل ۷-۲۲ داریم:

$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{1/1 - 0.9}{\log 475 - \log 95} = 0.286$

$e_1 - e_2 = C_c (\log p_2 - \log p_1)$
 $e_2 = e_1 - C_c \log \frac{p_2}{p_1}$
 $= 1/1 - 0.286 \log \frac{600}{95} = 0.87$

شکل ۷-۲۲

30

سرعت تحکیم

نخستین تئوری در خصوص سرعت تحکیم یک بعدی در خاک‌های رسی، توسط ترزاقی در سال ۱۹۲۵ ارائه گردید و او این تئوری را بر پایه مفروضات زیر قرار داد:

- ۱- سیستم آب - رس همگن است.
- ۲- خاک کاملاً اشباع است.
- ۳- آب غیر قابل تراکم است.
- ۴- دانه‌های خاک غیر قابل تراکم است.
- ۵- جریان آب فقط در یک امتداد است.
- ۶- قانون دارسی معتبر است.

طبق آنچه در مورد نشست تحکیم ذکر گردید، مرور زمان باعث تکمیل تحکیم و افزایش نشست خاک می‌شود و برای اینکه ببینیم با گذشت زمان چند درصد از تحکیم صورت گرفته است از درجه تحکیم استفاده می‌کنیم.

درجه تحکیم معمولاً برای یک نقطه از خاک تحکیم‌پذیر تعیین می‌گردد ولی در کارهای عملی بجای تعیین درجه تحکیم در یک نقطه، درجه تحکیم متوسط لایه محاسبه می‌گردد.

31

اضافه فشار آب حفره ای ناشی از تنش اعمالی که از حل معادله دیفرانسیل بدست می‌آید تابع دو عامل فاکتور زمان و فاکتور عمق است.

$$Z = z / H_{dr} \quad \text{فاکتور عمق}$$

$$T_V = \frac{C_v t}{H_{dr}^2} \quad \text{فاکتور زمان}$$

32

ضریب قابلیت فشردگی بنا به تعریف برابر است با؛ تغییرات نسبت تخلخل به ازای واحد افزایش تنش مؤثر. ضریب قابلیت فشردگی را با a_v نمایش می‌دهند و داریم:

$$\left\{ \begin{array}{l} a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \\ \frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1+e_0}{H_0} \end{array} \right. \longrightarrow \boxed{\Delta e = a_v \Delta \sigma'} \quad (13-4)$$

$$\longrightarrow a_v = \frac{\Delta H(1+e_0)}{H_0 \cdot \Delta \sigma'} \longrightarrow \boxed{\Delta H = \frac{a_v H_0 \cdot \Delta \sigma'}{1+e_0}} \quad (14-4)$$

که در رابطه فوق:

ΔH = نشست تحکیم

H_0 = ارتفاع اولیه نمونه

e_0 = تخلخل اولیه نمونه

$\Delta \sigma'$ = اضافه تنش مؤثر

33

ضریب قابلیت فشردگی حجمی که آنرا با m_v نمایش می‌دهند، طبق تعریف برابر است با؛ تغییر نسبی حجم خاک به ازای واحد افزایش تنش مؤثر. بنابراین خواهیم داشت:

$$m_v = \frac{\Delta v}{v_0 \cdot \Delta \sigma'} = \frac{\Delta H \times \delta}{H_0 \times \delta \times \Delta \sigma'} \longrightarrow \boxed{\Delta H = m_v \cdot H_0 \cdot \Delta \sigma'} \quad (15-4)$$

که در رابطه فوق:

ΔH = نشست تحکیم

H_0 = ارتفاع اولیه نمونه

$\Delta \sigma'$ = اضافه تنش مؤثر

m_v = ضریب قابلیت فشردگی حجمی

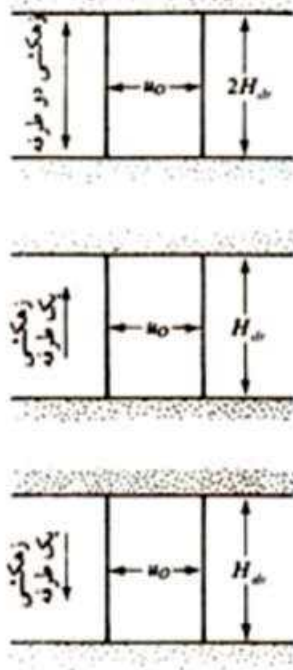
تذکر $\Rightarrow$ رابطه بین ضریب قابلیت فشردگی با ضریب قابلیت فشردگی حجمی را بصورت زیر می‌توان بدست آورد:

$$\Delta H_v = \Delta H_r$$

$$m_v \cdot H_0 \cdot \Delta \sigma' = \frac{a_v \cdot H_0 \cdot \Delta \sigma'}{1+e_0} \longrightarrow \boxed{m_v = \frac{a_v}{1+e_0}} \quad (16-4)$$

34

تذکر (۱) همانطور که اشاره شد H_{dr} حداکثر مسافت زهکشی است. پس اگر لایه مورد نظر از ۲ طرف زهکشی شده باشد (مانند نمونه آزمایشگاهی)، در این صورت H_{dr} برابر نصف ضخامت لایه خواهد بود. ولی اگر لایه مورد بحث از یک طرف زهکشی شده باشد، H_{dr} برابر ضخامت لایه است.



35

تذکر (۲) ضریب تحکیم بستگی به جنس خاک دارد و معمولاً با افزایش حد مایع در خاک کاهش می یابد. ضریب تحکیم را از رابطه زیر می توان بدست آورد:

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{K}{\gamma_w \cdot \left(\frac{a_v}{1 + e} \right)} \quad (2-25)$$

که در این رابطه:

K = ضریب نفوذ پذیری خاک

γ_w = وزن مخصوص آب

m_v = قابلیت فشردگی حجمی

a_v = قابلیت فشردگی

e = نسبت تخلخل اولیه نمونه

36

عامل زمان در تحکیم:

در عمل تحکیم عامل بدون بعدی بنام عامل زمان وجود دارد که قادر است در شرایط مشابه آزمایشگاه و طبیعت، رابطه بین زمان و حداکثر مسافت زهکشی را در دو نمونه آزمایشگاهی و طبیعی بیان کند. این عامل را می توان بصورت زیر محاسبه کرد:

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

که در این رابطه:

t = مدت زمانی که از شروع تحکیم گذشته است.

H_{dr} = حداکثر مسافت زهکشی

C_v = ضریب تحکیم

T_v = عامل زمان نظیر لحظه t

37

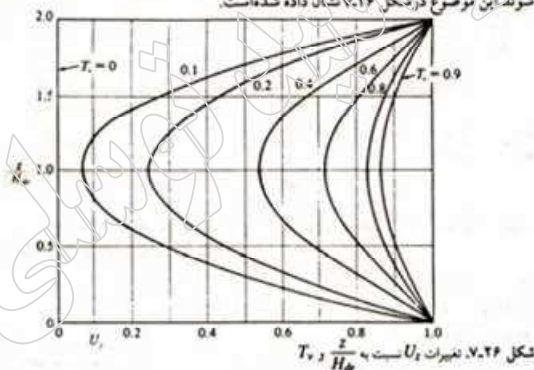
تئوری تحکیم ترزاقی:

به دلیل آنکه تحکیم خاک با محور و از بین رفتن فشار آب منفذی اضافی سرعت می یابد، درجه تحکیم در فاصله z و در زمان t برابر است با:

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0}$$

و فشار آب منفذی اضافی در زمان t می باشد.

در رابطه ۷.۲۶ و ۷.۲۷ برای تعیین درجه تحکیم در عمقی مانند z می توانند با هم ترکیب شوند این موضوع در شکل ۷.۲۶ نشان داده شده است.



میانگین درجه تحکیم تمامی لایه رس در زمانی مانند t از رابطه ۷.۲۷ می تواند تعیین شود:

$$U = \frac{S_t}{S} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{\sqrt{H_{dr}}} \right) \int_0^{H_{dr}} u_z \cdot dz}{u_0}$$

$$U_z = \frac{U_0 - U_z}{U_0} = 1 - \frac{U_z}{U_0}$$

یا به عبارت دیگر:

در این رابطه:
 U = میانگین درجه تحکیم
 S_t = نشست لایه در زمان t
 S = نشست نهایی لایه در اثر تحکیم اولیه

38

تئوری تحکیم ترزاقی:

با جایگذاری عبارت مربوط به فشار آب منفذی اضافی u که توسط رابطه ۷-۴۶ ارائه شده است، در رابطه ۷-۴۸ خواهیم داشت:

$$U = 1 - \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \frac{e^{-M^2 T_v}}{M^2} e^{-M^2 T_v}}{\sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{M^2}} \quad (7-49)$$

تغییرات میانگین درجه تحکیم خاک نسبت به عامل زمان بدون بعد T_v در جدول ۷-۳ آورده شده‌اند. این جدول حالتی را بیان می‌کند که u در تمام عمق لایه تحت تحکیم پیکان است (به شکل ۷-۲۷ نیز توجه داشته باشید).

جدول ۷-۴ مقادیر T_v را برای وقتی که تغییرات فشار آب منفذی اضافی اولیه در داخل لایه رس (حالتی که زهکشی در یک جهت است) خطی می‌باشند در اختیار می‌نهد. مقادیر مربوط به عامل (فاکتور) زمان و میانگین درجه تحکیم مربوط به آنها برای حالتی که در جدول ۷-۳ بیان شده است، با کمک روابط ساده زیر نیز می‌تواند به طور تقریبی مشخص شوند:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U/L}{1.00} \right)^2, \quad \text{برای } U \leq 0.60 \quad (7-50)$$

$$T_v = 1/781 - 0.933 \log(1.00 - U/L), \quad \text{برای } U > 0.60 \quad (7-51)$$

میسوارام و سوامی (Sivaram, Swamee, ۱۹۷۷) رابطه‌ای تجربی برای تعیین T_v و U (برای وقتی که U بین صفر تا صد درصد تغییر کند) ارائه کردند:

$$\frac{U(L)}{1.00} = \frac{\left(\frac{T_v}{\pi} \right)^{0.5}}{1 + \left(\frac{T_v}{\pi} \right)^{0.5/1.79}}$$

(7-52)

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U/L}{1.00} \right)^2 \frac{1}{1 - \left(\frac{U/L}{1.00} \right)^{0.5/1.79}}$$

(7-53)

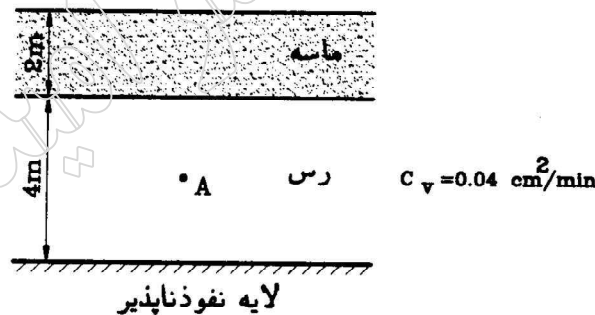
جدول ۷-۳. تغییرات عامل زمان نسبت به درجه تحکیم

درجه تحکیم	عامل زمان
$U\%$	T_v
۰	۰
۱۰	۰/۰۰۸
۲۰	۰/۰۳۱
۳۰	۰/۰۷۱
۴۰	۰/۱۲۶
۵۰	۰/۱۹۷
۶۰	۰/۲۸۷
۷۰	۰/۴۰۳
۸۰	۰/۵۶۷
۹۰	۰/۸۲۸
۱۰۰	∞

و u در تمام عمق ثابت است.

39

تمرین (در اثر احداث ساختمان، فشار حفره‌ای در نقطه A $2/5 \text{ kg/cm}^2$ افزوده خواهد شد. پس از چند سال 2 kg/cm^2 از مقدار فشار حفره‌ای کاسته خواهد شد؟



$$u_s = 2/5 \text{ kg/cm}^2$$

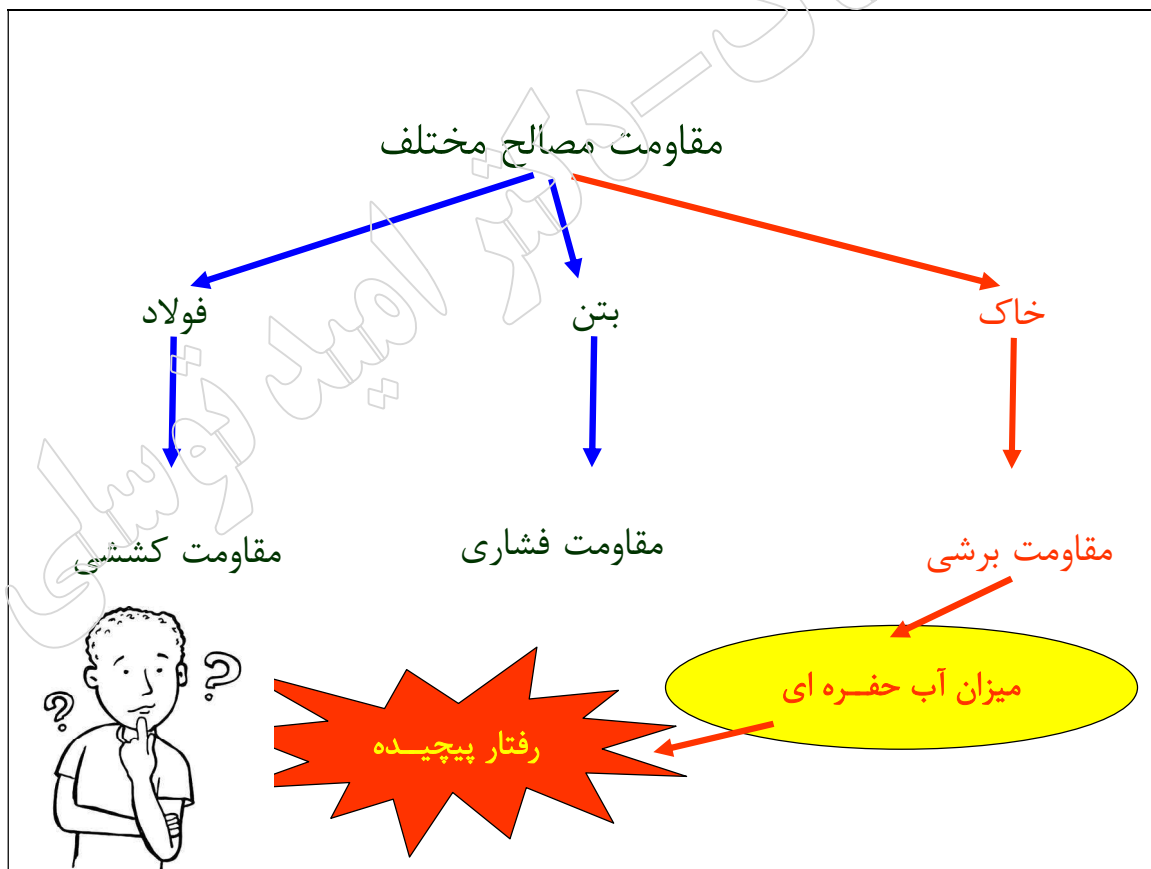
$$\bar{U}_{z,t} = 1 - \frac{u_t}{u_s} \longrightarrow \bar{U} = 1 - \frac{(2/5 - 2)}{2/5} = 0/8 \longrightarrow T_v = 0/567$$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_{dr}^2} \longrightarrow 0/567 = \frac{0/4 \times t}{(400)^2} \longrightarrow t = 2268000 \text{ min} = \frac{2268000}{60 \times 24 \times 365} = 4/32 \text{ سال}$$

40

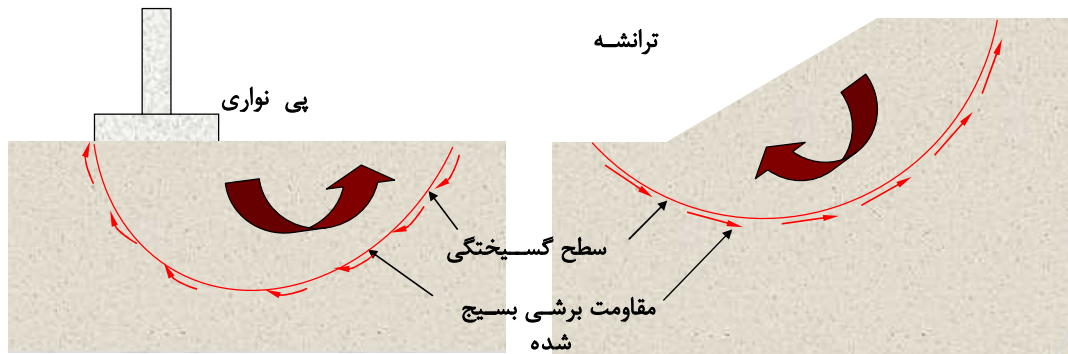
دوازده :

و



گسیختگی برشی در خاکها

گسیختگی در خاکها به صورت گسیختگی برشی می باشد



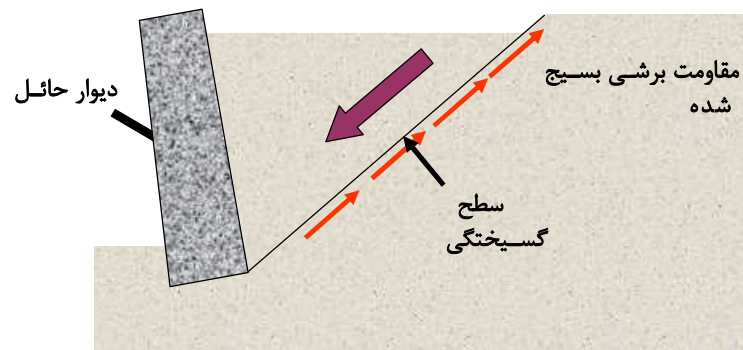
گسیختگی برشی در خاکها

گسیختگی در خاکها به صورت گسیختگی برشی می باشد



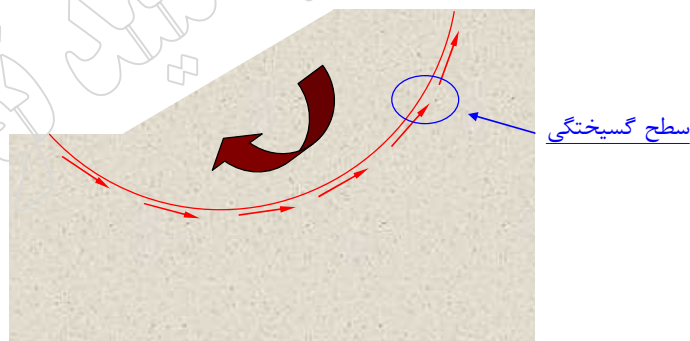
گسیختگی برشی در خاکها

گسیختگی در خاکها به صورت گسیختگی برشی می باشد



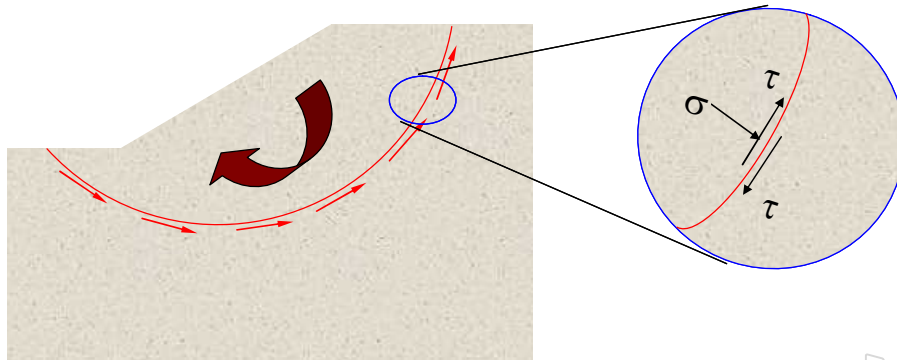
در لحظه گسیختگی، تنشهای برشی بر روی سطح گسیختگی به مقاومت برشی خاک می رسند.

مکانیسم گسیختگی برشی



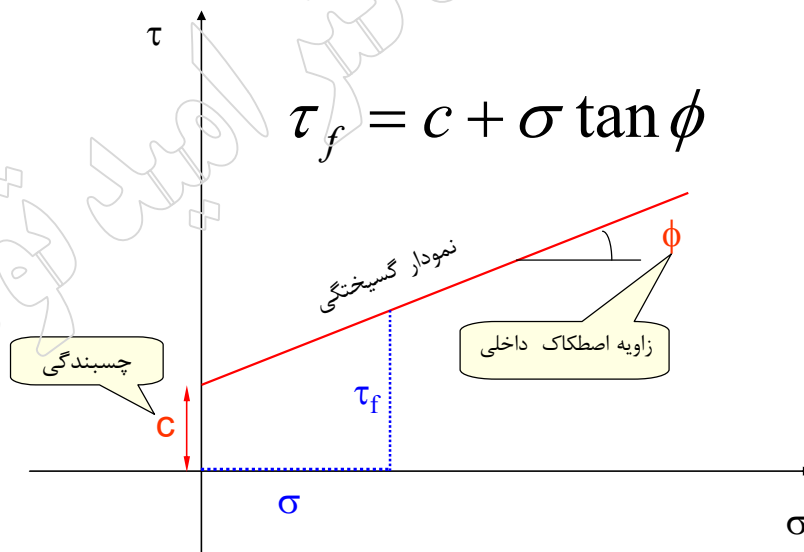
ذرات خاک در هنگام گسیختگی بر روی یکدیگر در سطح گسیختگی می لغزند.

مکانیسم گسیختگی برشی



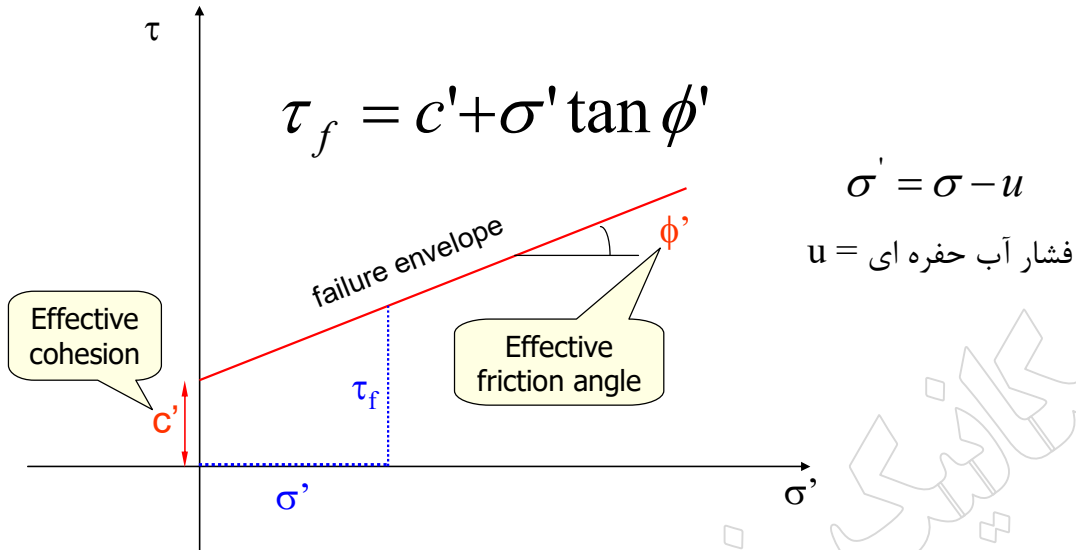
در لحظه گسیختگی، تنشهای برشی (τ) بر روی سطح گسیختگی به مقاومت برشی خاک (τ_f) می‌رسند.

معیار گسیختگی موهر-کولمب (در فضای تنش کل)



τ_f ، ماکزیمم تنش برشی خاک بدون ایجاد گسیختگی در آن است که بر اثر تنش قائم σ بوجود می‌آید.

معيار گسيختگی موهر- کولمب (در فضای تنش موثر)



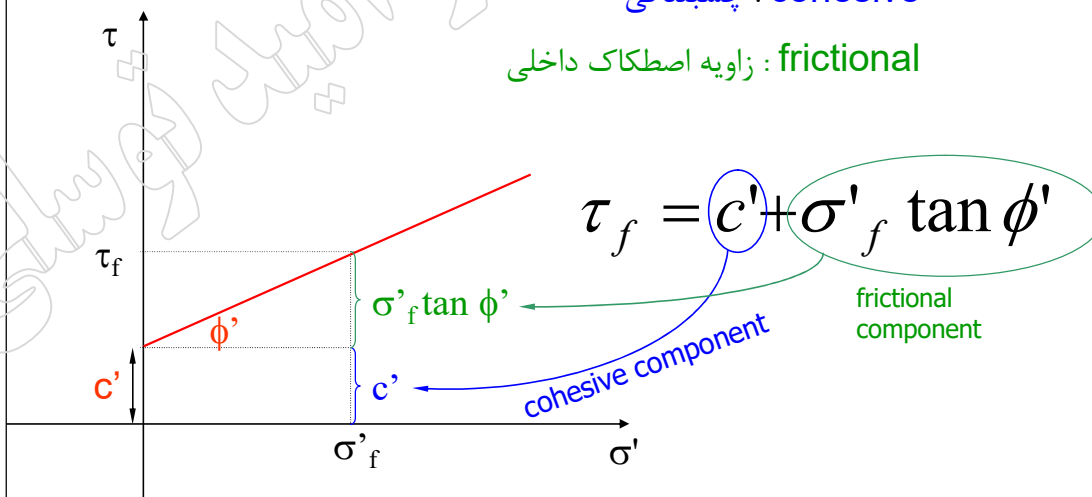
τ_f ، ماكزيمم تنش برشی خاک بدون ایجاد گسيختگی در آن است که بر اثر تنش موثر قائم σ' موجود می آید.

معيار گسيختگی موهر- کولمب

مقاومت برش خاکها شامل دو پارامتر است:

cohesive: چسبندگی

frictional: زاویه اصطکاک داخلی

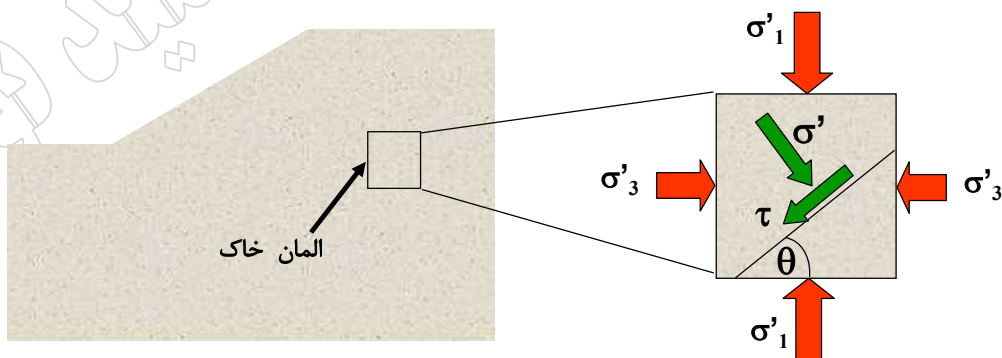




نکته ۱: چسبندگی (C) و زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) پارامترهای مقاومت برشی خاکها هستند.

نکته ۲: هر چه مقادیر این دو پارامتر بیشتر باشد، مقاومت برشی خاک بیشتر می باشد.

دایره موهر تنش

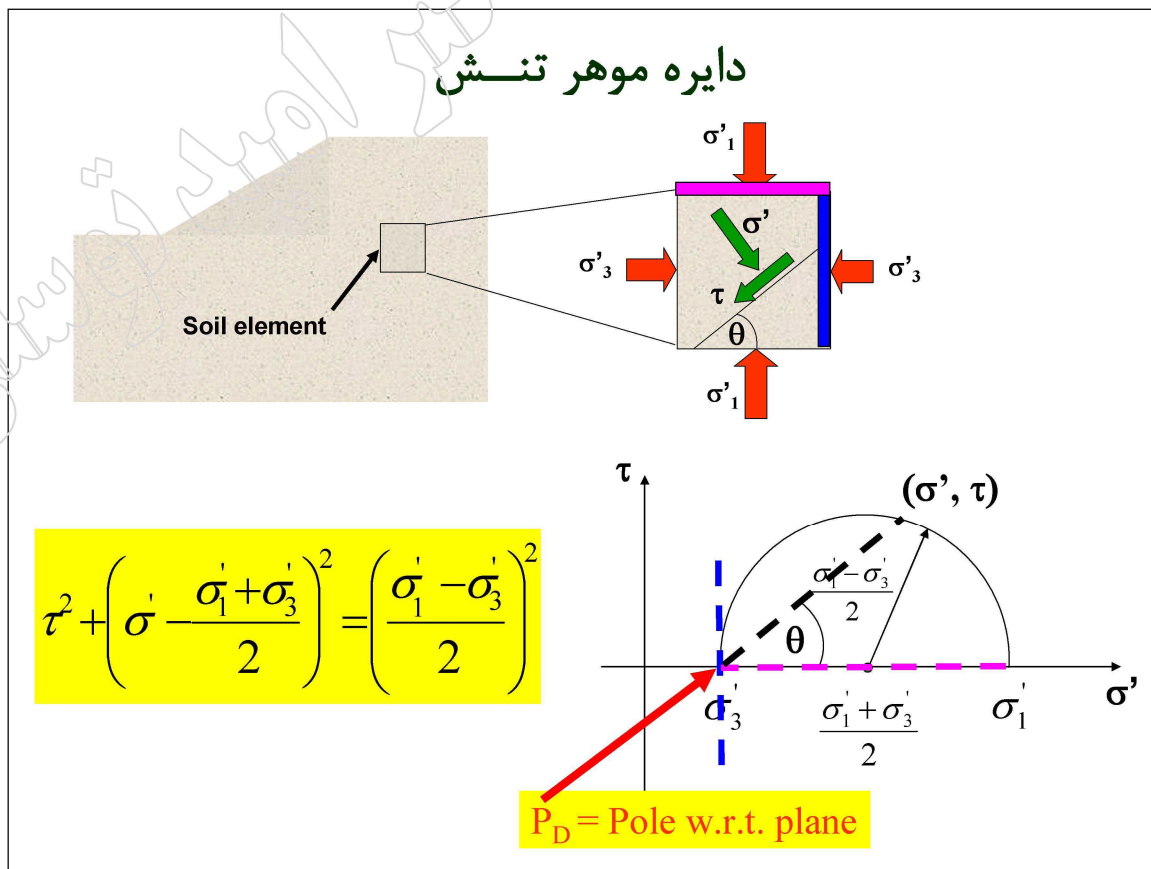
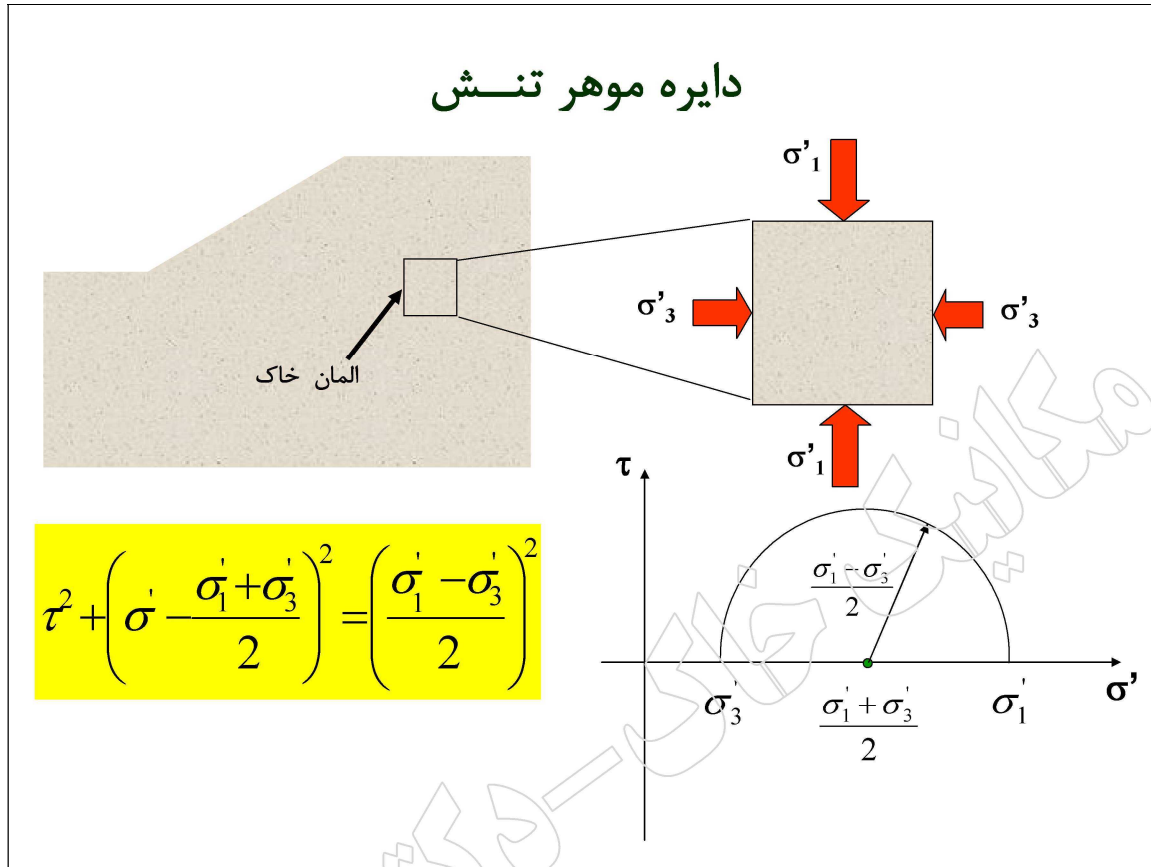


Resolving forces in σ and τ directions,

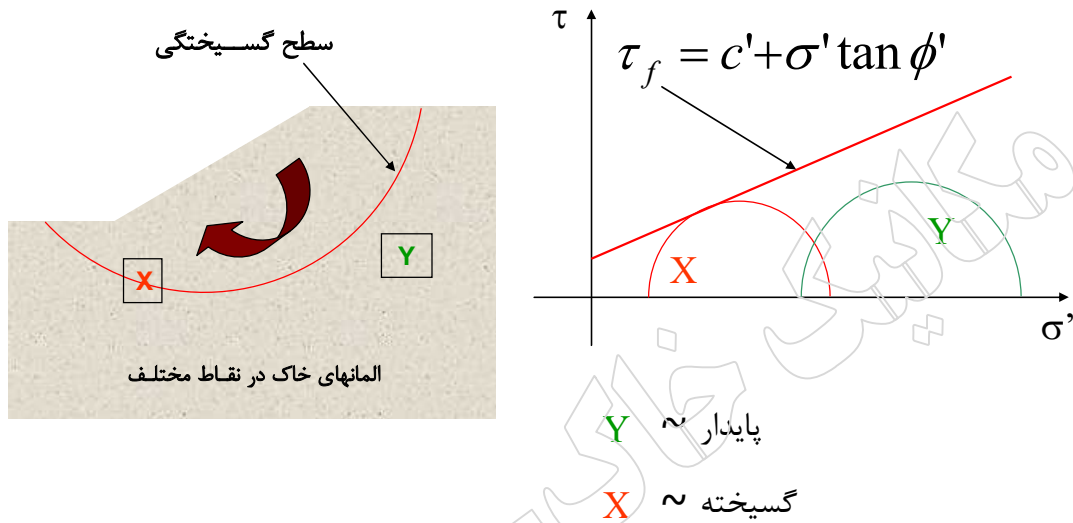
$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta$$

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

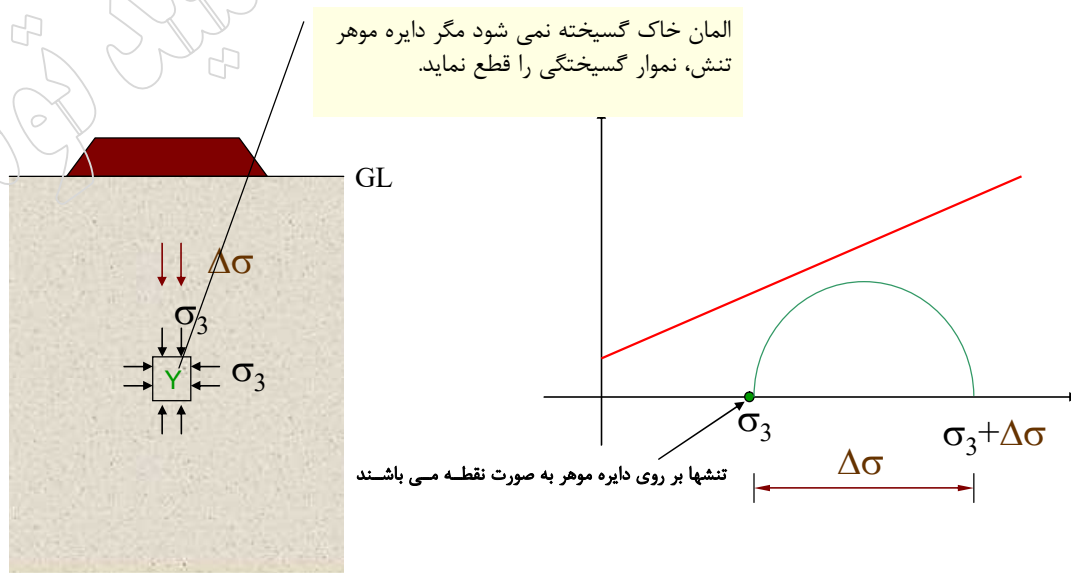
$$\tau^2 + \left(\sigma' - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)^2 = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)^2$$



دایره موهر و نمودار گسیختگی خاک

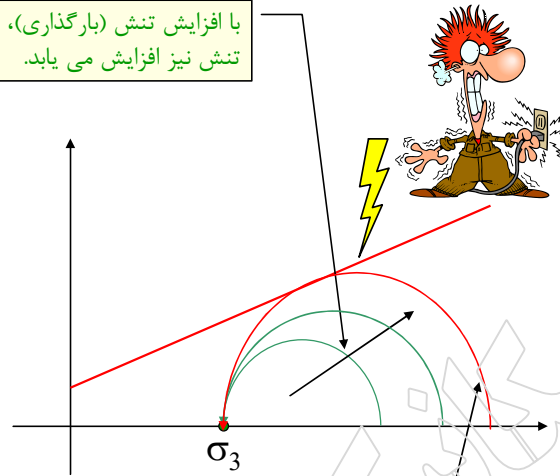
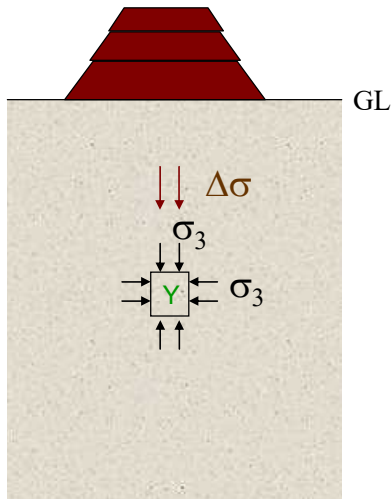


دایره موهر و نمودار گسیختگی خاک



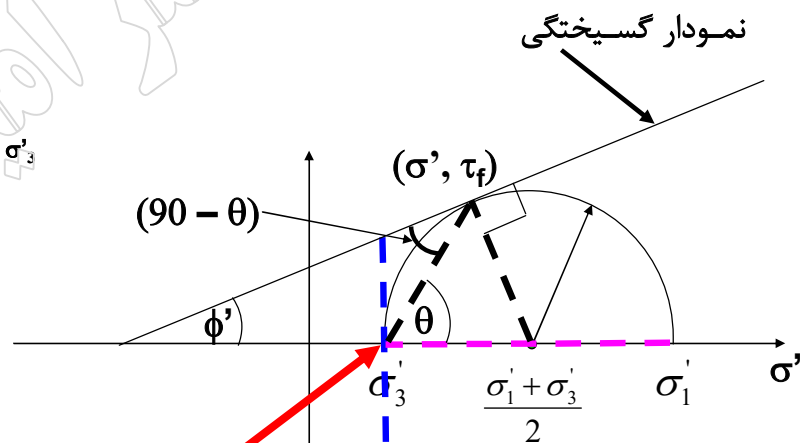
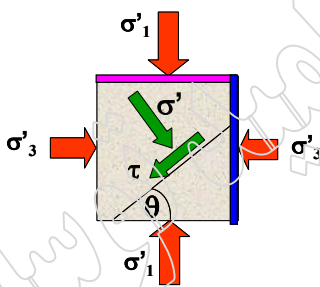
دایره موهر و نمودار گسیختگی خاک

با افزایش تنش (بارگذاری)، دایره موهر تنش نیز افزایش می یابد.



... و گسیختگی در لحظه ای که دایره موهر تنش، نمودار گسیختگی را قطع می کند، اتفاق می افتد.

مشخصات صفحه گسیختگی



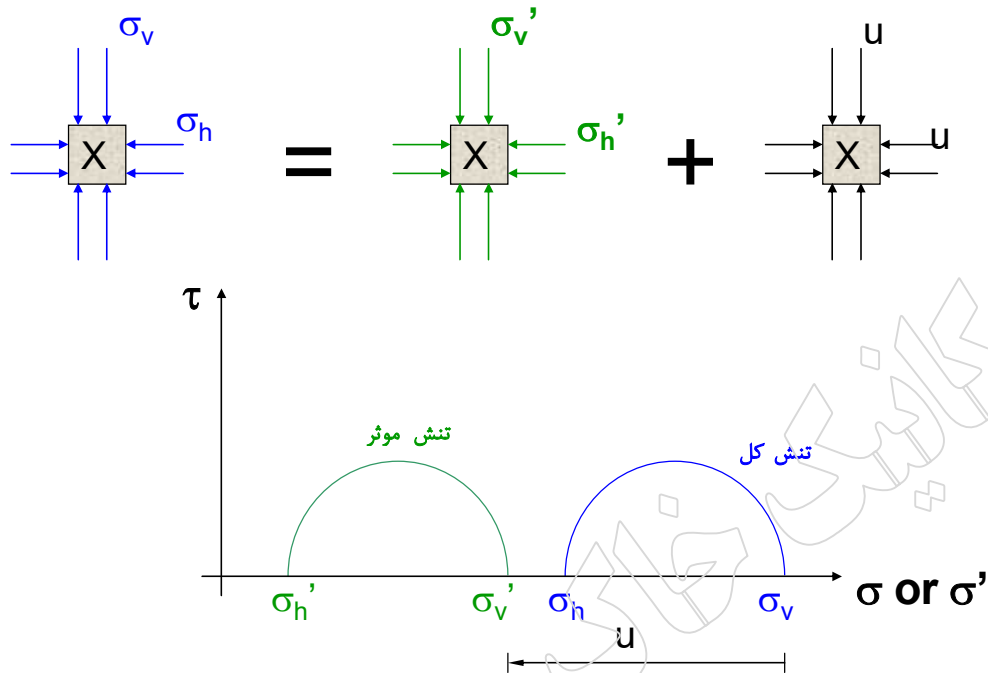
$P_D = \text{Pole w.r.t. plane}$

Therefore,

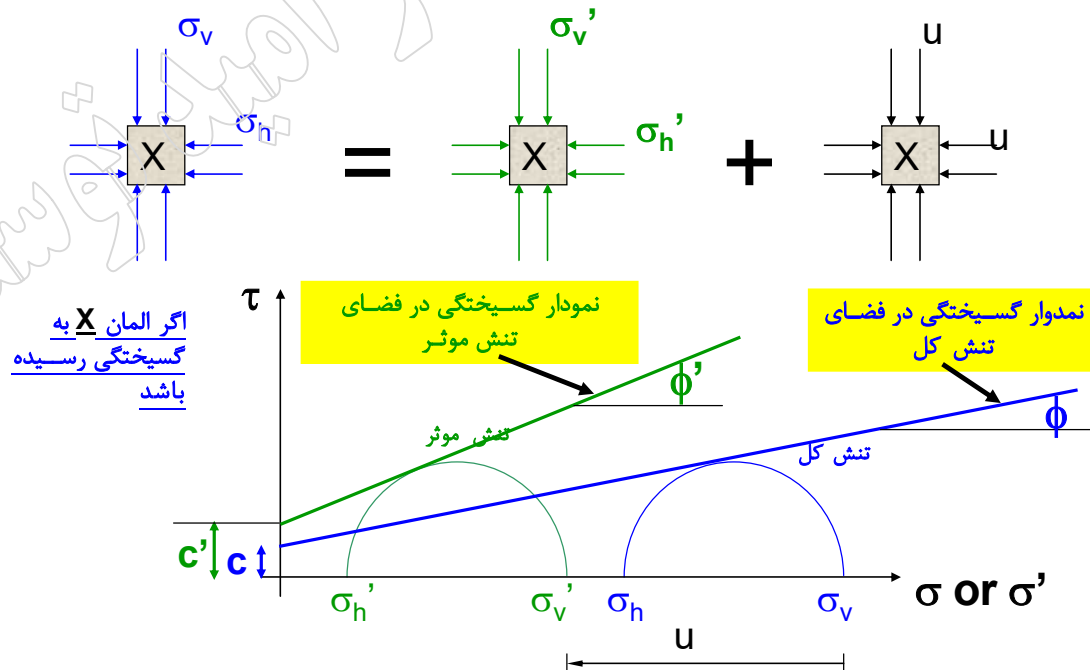
$$90 - \theta + \phi' = \theta$$

$$\theta = 45 + \phi'/2$$

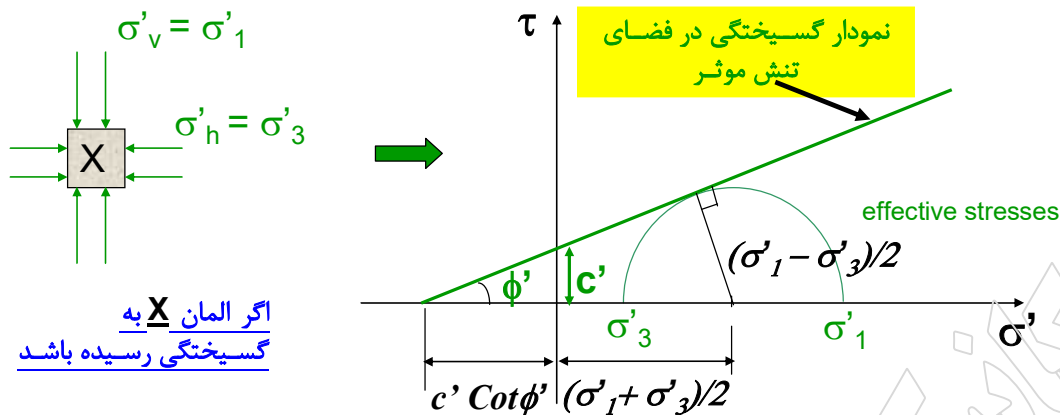
دایره موهر در فضای تنش کل و تنش موثر



دایره موهر در فضای تنش کل و تنش موثر



معيار گسيختگی موهر- کولمب و دایره موهر تنش



Therefore,

$$\left[c' \cot \phi' + \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \right] \sin \phi' = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)$$

معيار گسيختگی موهر- کولمب و دایره موهر تنش

$$\left[c' \cot \phi' + \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \right] \sin \phi' = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right)$$

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' + 2c' \cos \phi'$$

$$\sigma'_1 (1 - \sin \phi') = \sigma'_3 (1 + \sin \phi') + 2c' \cos \phi'$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \right)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاکها (c, ϕ or c', ϕ')

تست های صحرایی

تست های آزمایشگاهی

بر روی نمونه های خاک

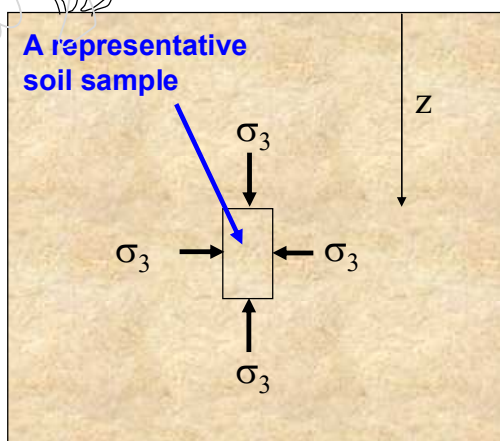
تستهای معمول برای محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاک در آزمایشگاه عبارتند از:

1. Direct shear test آزمایش برش مستقیم
2. Triaxial shear test آزمایش سه محوری

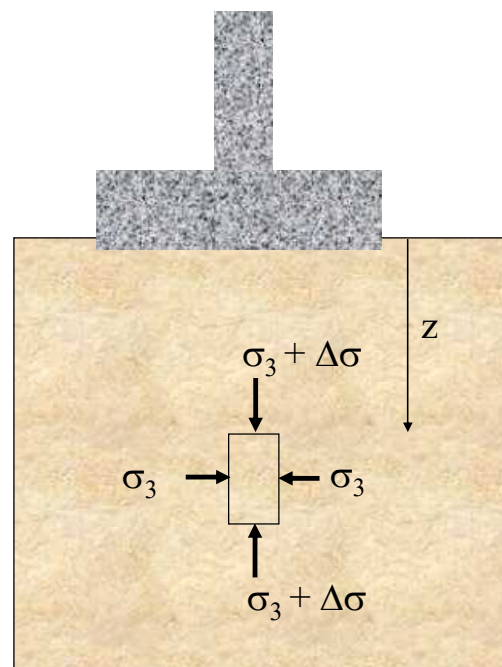
1. Vane shear test
2. Torvane
3. Pocket penetrometer
4. Ball cone
5. Pressuremeter
6. Static cone penetrometer
7. Standard penetration test

تست های آزمایشگاهی

شرایط محیطی



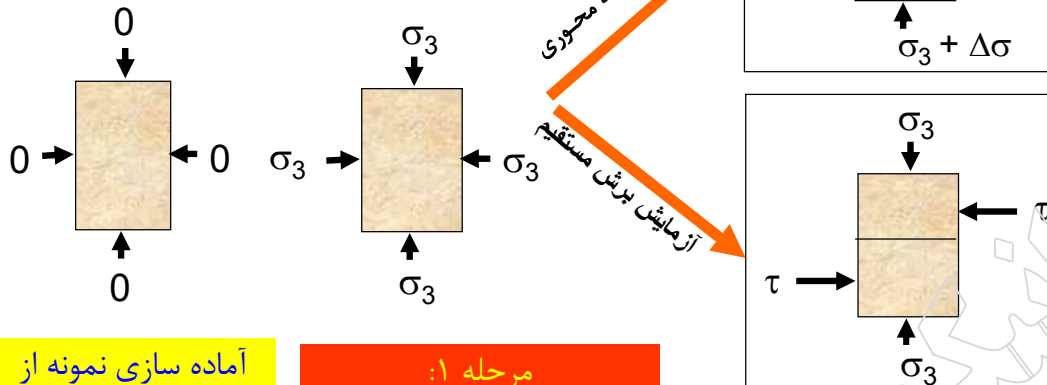
قبل از ساخت



در حین ساخت یا بعد از ساخت

تست های آزمایشگاهی

مدلسازی شرایط محیط (واقعی خاک)
در آزمایشگاه



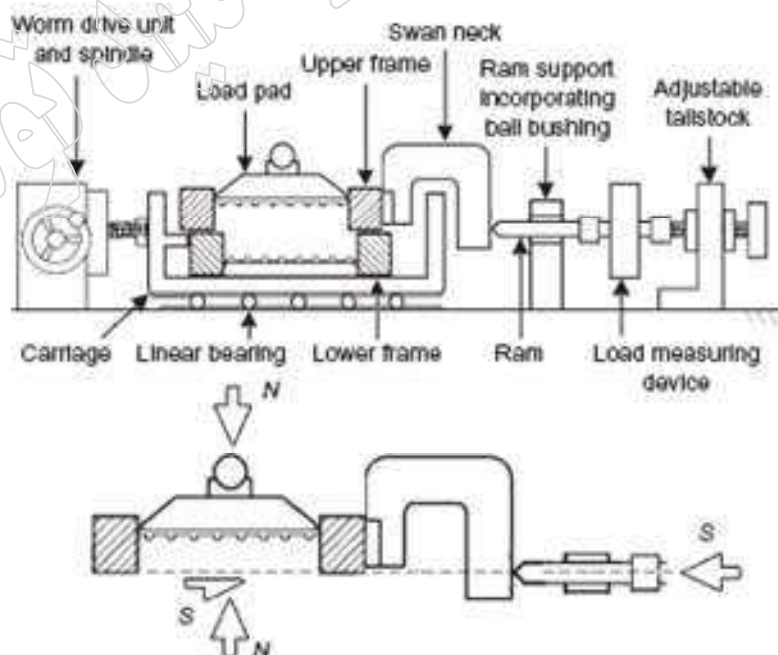
آماده سازی نمونه از
خاک محیط

مرحله ۱:
اعمال شرایط اولیه به نمونه
خاک

مرحله ۲:
اعمال شرایط آزمایش

آزمایش برش مستقیم

نمای شماتیک دستگاه آزمایش برش مستقیم



آزمایش برش مستقیم

آزمایش برش مستقیم معمولاً برای تستهای تحکیم یافته زهکشی شده مانند خاکهای دانه ای مناسب می باشد.



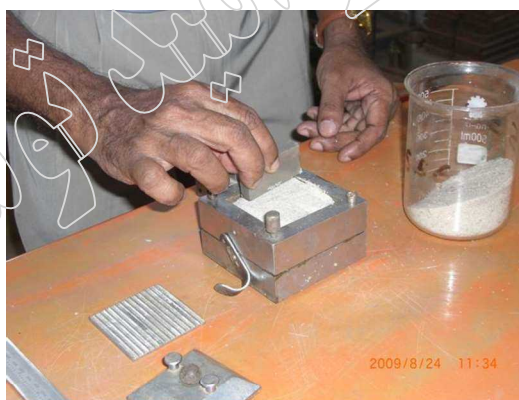
متعلقات نمونه آزمایش



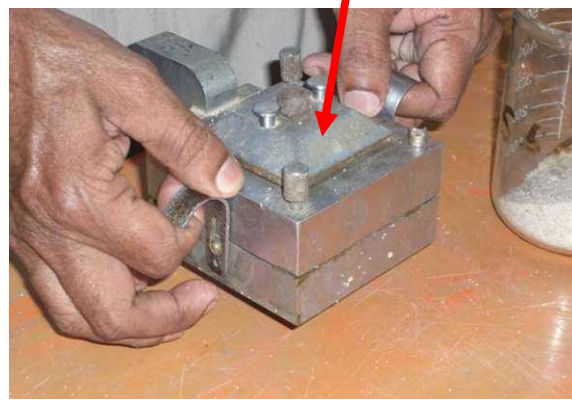
آماده سازی نمونه ماسه (۱)

آزمایش برش مستقیم

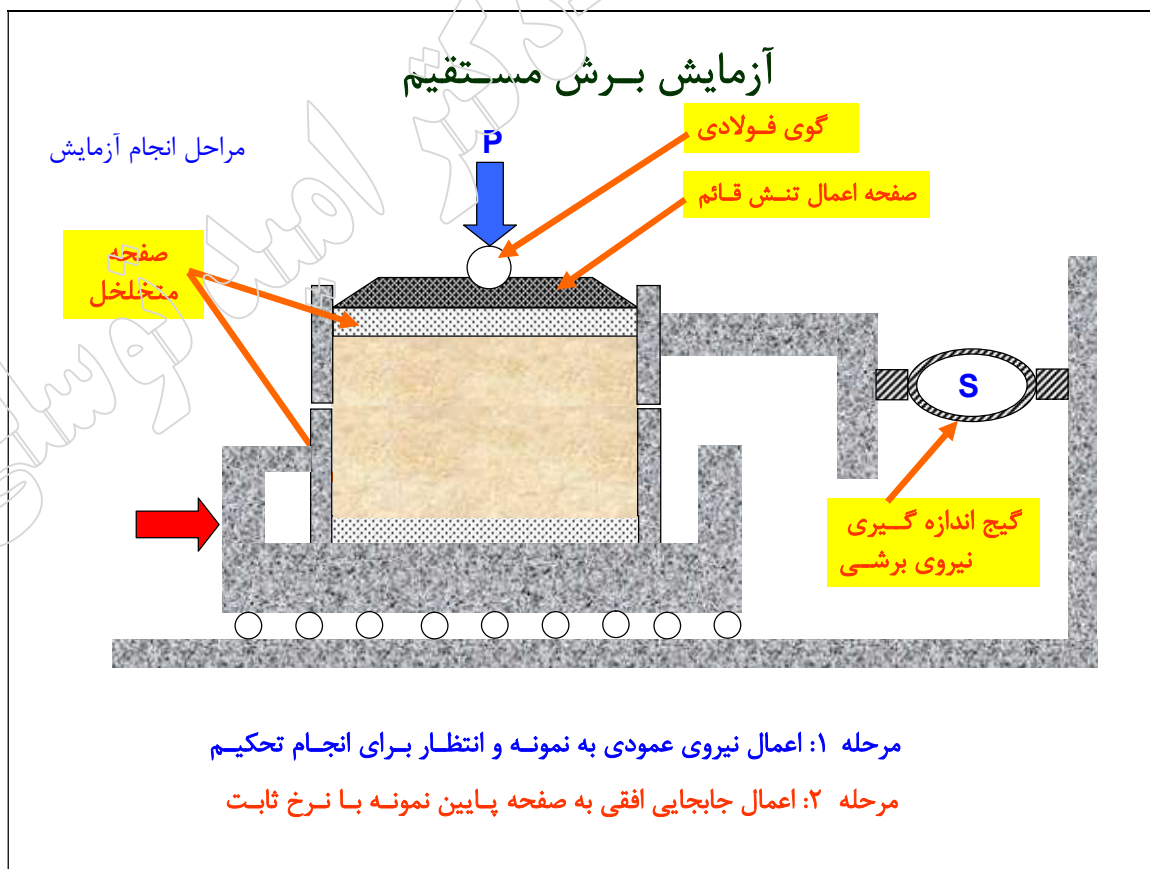
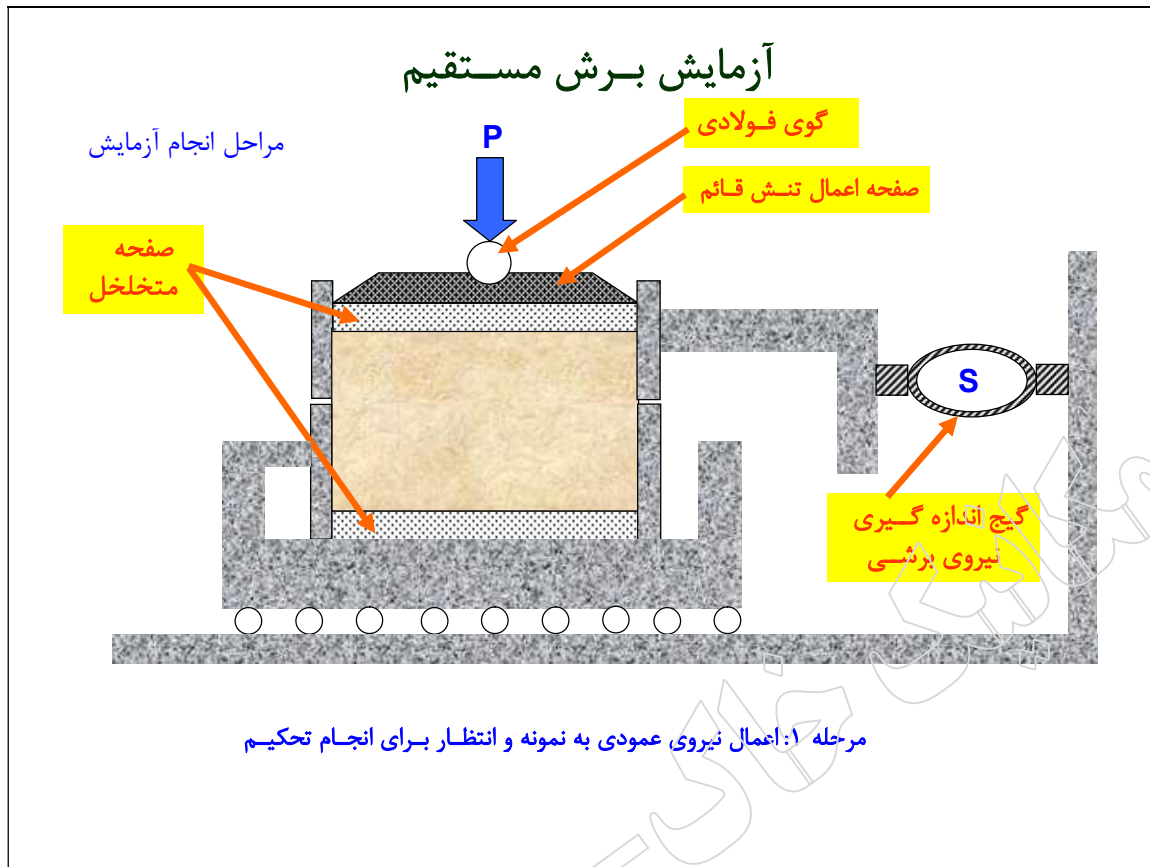
صفحه اعمال تنش قائم



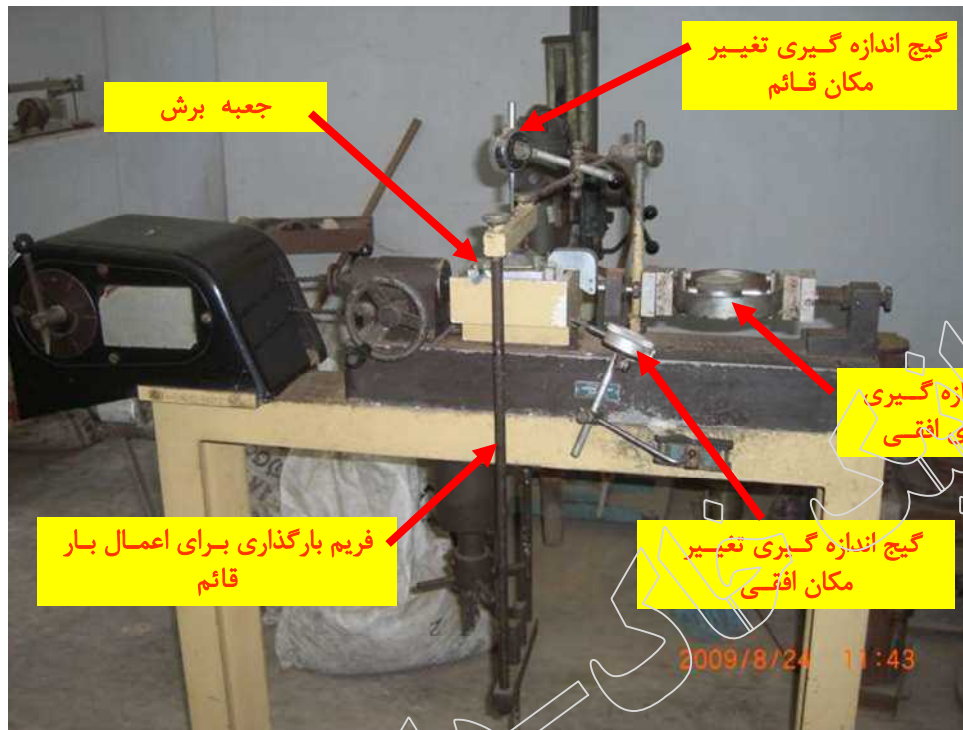
آماده سازی نمونه ماسه (۲)



آماده سازی نمونه ماسه (۳)



آزمایش برش مستقیم



آزمایش برش مستقیم

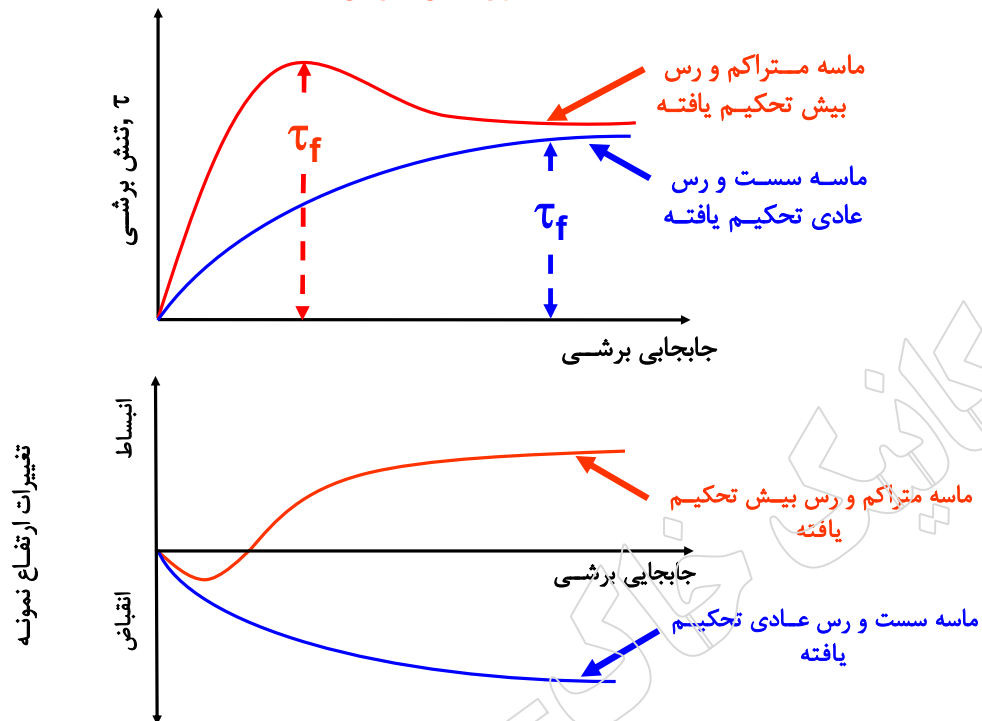
تحلیل نتایج آزمایش

$$\sigma = \text{Normal stress} = \frac{\text{Normal force (P)}}{\text{Area of cross section of the sample}}$$

$$\tau = \text{Shear stress} = \frac{\text{Shear resistance developed at the sliding surface (S)}}{\text{Area of cross section of the sample}}$$

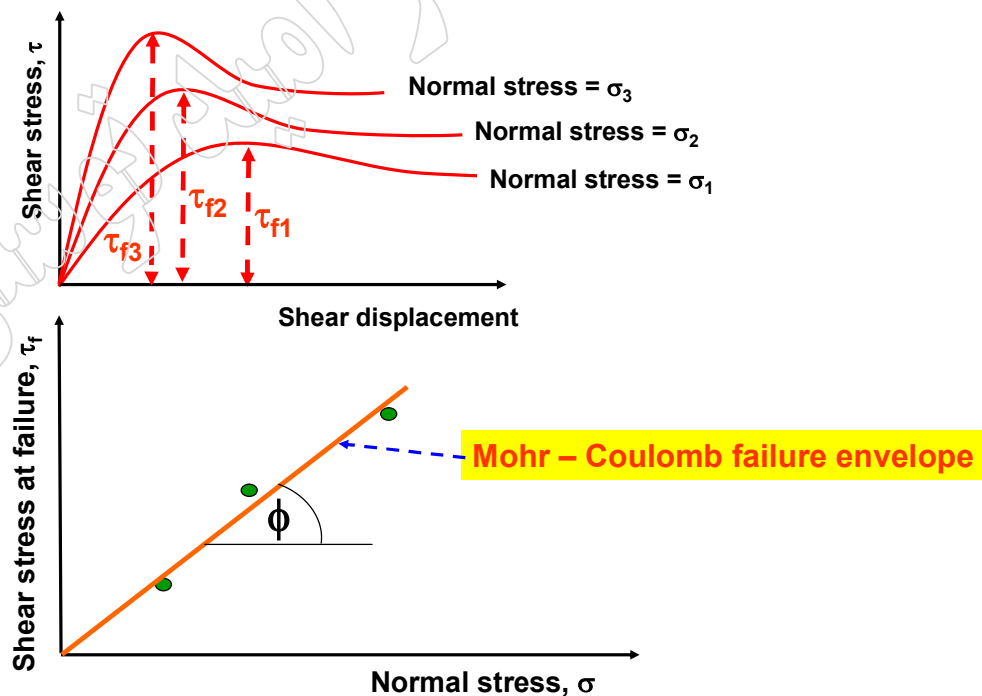
آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه ها

نموار تنش- کرنش



آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه ها

چگونگی محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاک ϕ و c



آزمایش برش مستقیم بر روی ماسه ها

نکاتی در خصوص پارامترهای مقاومت برشی ماسه ها:

ماسه فاقد چسبندگی است

لذا: $c = 0$

آزمایش برش مستقیم به صورت
زهکشی شده می باشد و فشار آب
حفره ای مستهلک می شود. لذا: $u = 0$

در نتیجه:

$\phi' = \phi$ و $c' = c = 0$



A GENTLE REMINDER

مزایای آزمایش برش مستقیم

q با توجه ضخامت کوچک نمونه، زهکشی سریع می تواند روی دهد.

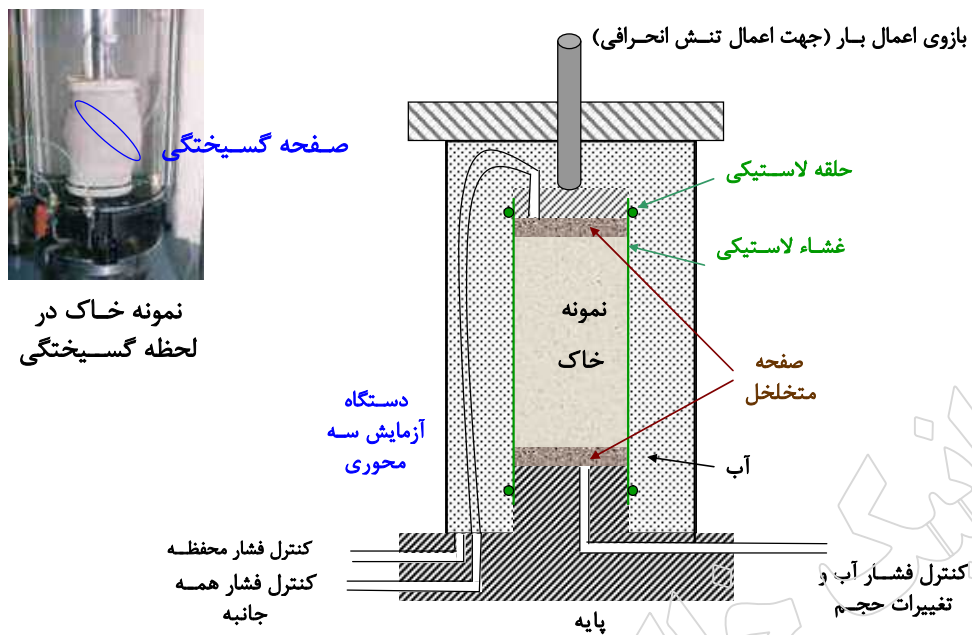
معایب آزمایش برش مستقیم

q اجازه داده نمی شود که خاک در امتداد ضعیف ترین صفحه گسیخته گردد.

q گسیختگی اجباراً در صفحه جدایی دو نیمه فوقانی و تحتانی جعبه برش رخ می دهد.

q توزیع تنش برشی در روی سطح گسیختگی یکنواخت نیست.

آزمایش سه محوری



آزمایش سه محوری

آماده سازی نمونه دست نخورده



نمونه های خاک



نمونه گیر

آزمایش سه محوری

آماده سازی نمونه دست نخورده



آماده سازی نموده خاک



قرار دادن نمونه خاک بر روی
محفظه آزمایش

آزمایش سه محوری

آماده سازی نمونه دست نخورده



پوشاندن نمونه خاک با غشاء
لاستیکی



پر کردن کامل محفظه با
آب

آزمایش سه محوری

آماده سازی نمونه دست نخورده

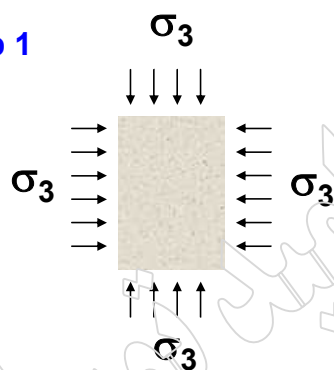


گیج اندازه گیری
تنش انحرافی

گیج اندازه گیری
جابجایی قائم

انواع آزمایش سه محوری

Step 1



اعمال تنش همه جانبه σ_3

آیا شیر زهکشی باز است؟

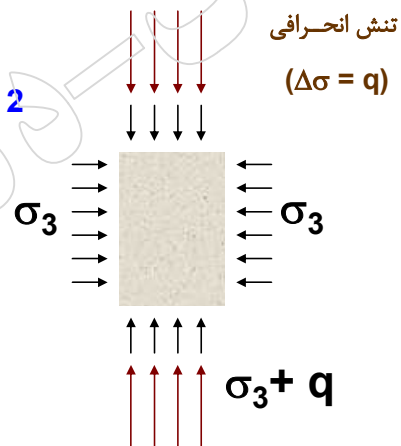
بلی

خیر

Consolidated
sample

Unconsolidated
sample

Step 2



تنش انحرافی
($\Delta\sigma = q$)

بارگذاری (اعمال تنش
انحرافی)

آیا شیر زهکشی باز است؟

بلی

خیر

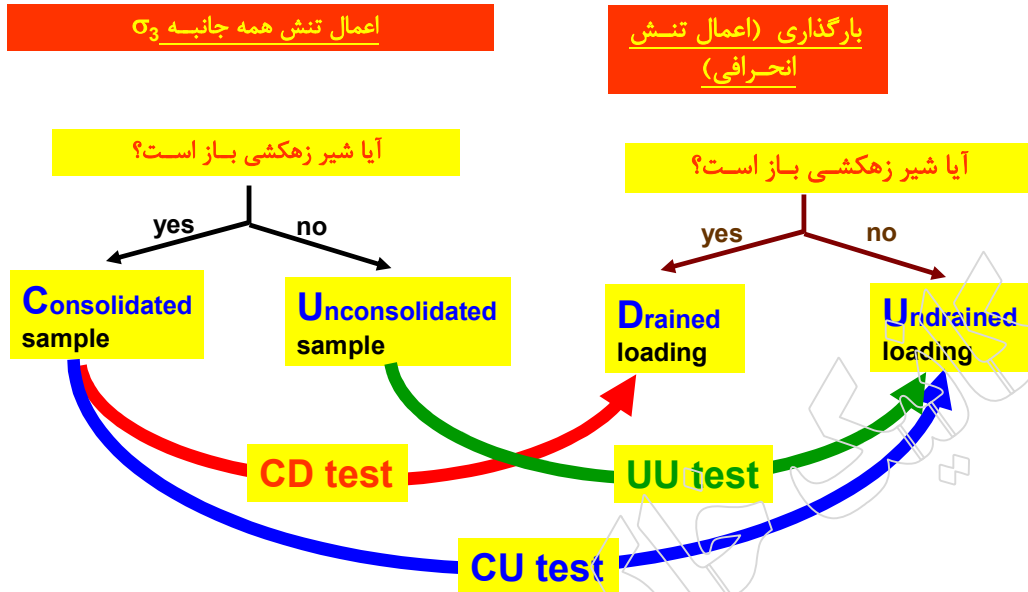
Drained
loading

Undrained
loading

انواع آزمایش سه محوری

Step 1

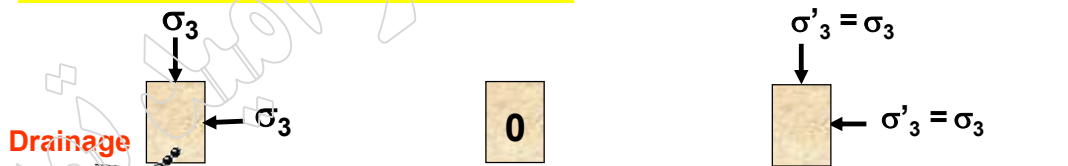
Step 2



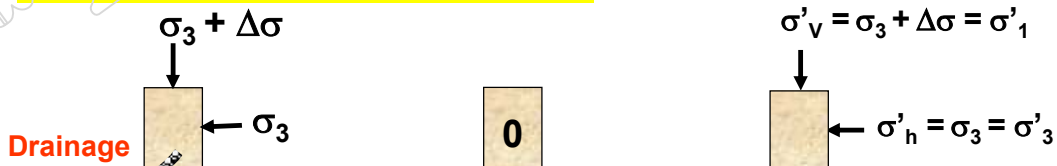
آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (CD Test)

$$\text{Total, } \sigma = \text{Neutral, } u + \text{Effective, } \sigma'$$

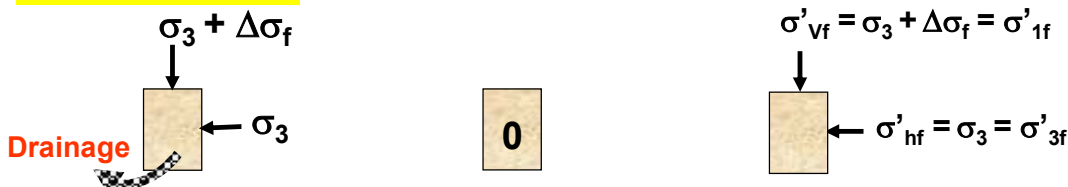
Step 1: At the end of consolidation



Step 2: During axial stress increase

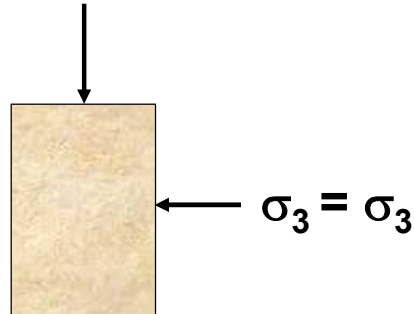


Step 3: At failure



آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (CD Test)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma \quad \text{تنش انحرافی}$$

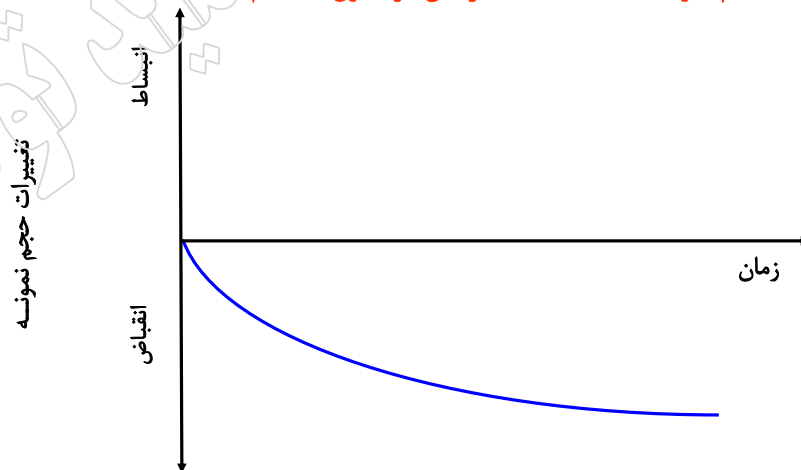


$$\text{Deviator stress (q or } \Delta\sigma_d) = \sigma_1 - \sigma_3$$

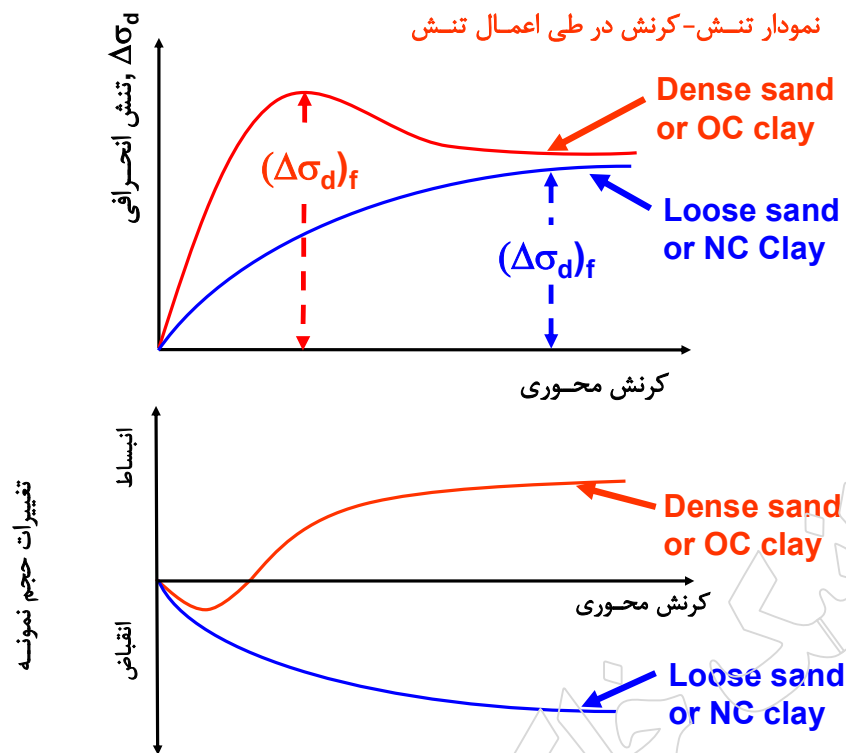
تنش انحرافی

آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (CD Test)

نمودار تغییرات حجم نمونه خاک نسبت به زمان در طول تحکیم

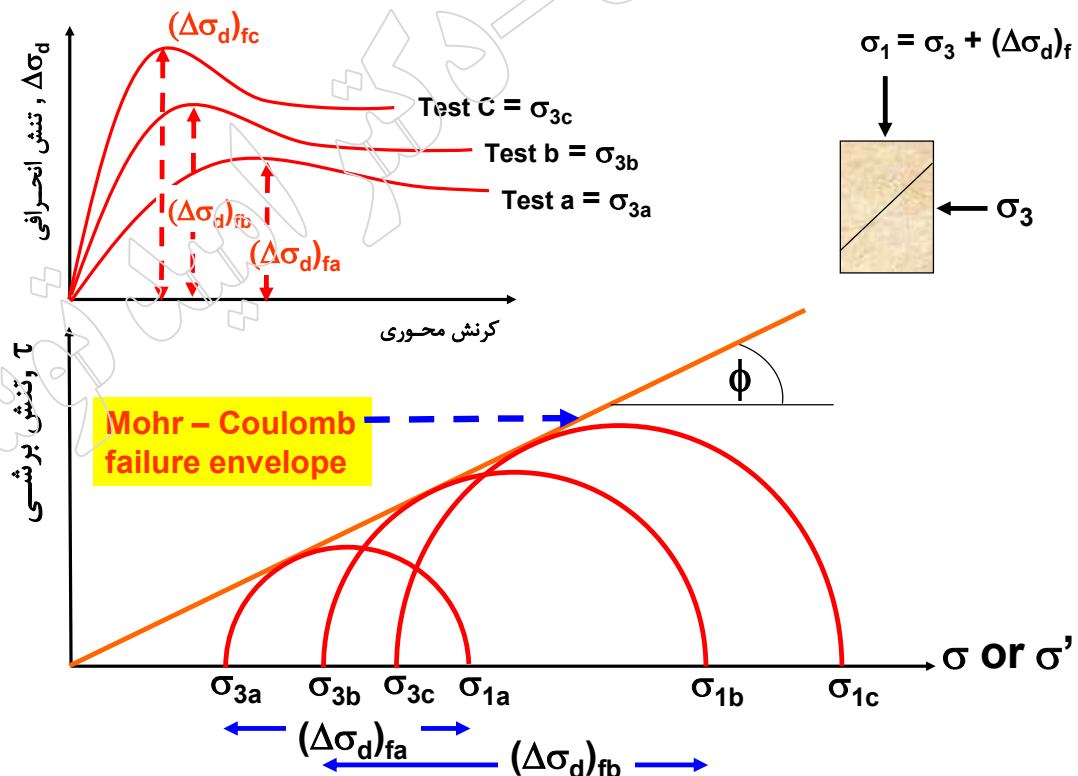


آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده (CD Test)



CD Test

چگونگی محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاک ϕ و c



CD Test

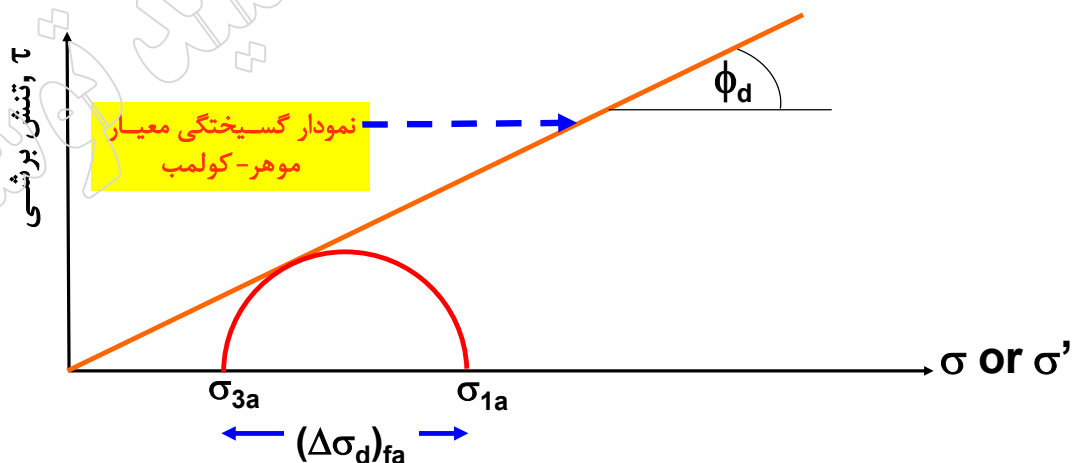
پارامترهای c و ϕ از آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی شده بدست می آیند



CD Test

نمودار گسیختگی

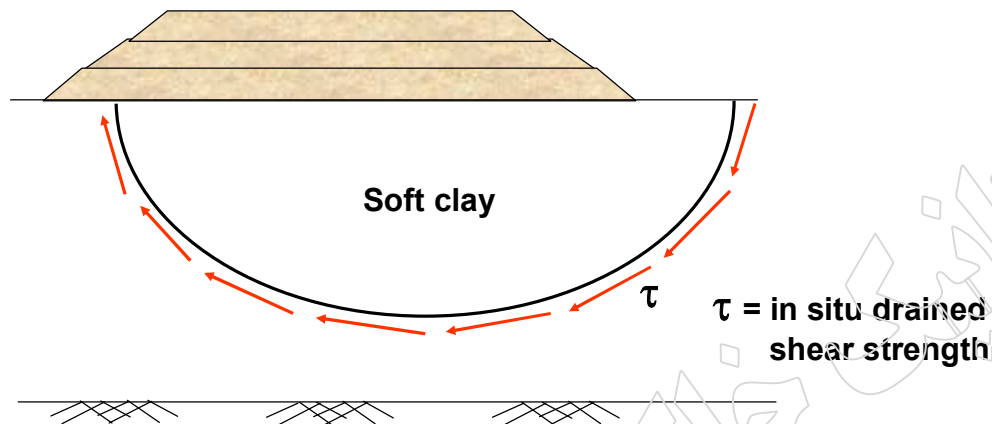
برای ماسه ها و رسهای عادی تحکیم یافته: $c_d = 0$



نتیجه: برای محاسبه پارامترهای مقاومت برشی خاکهای ماسه ای و رسهای عادی تحکیم یافته، کافی است یکبار آزمایش سه محوری CD انجام شود.

نمونه هایی از کاربرد آزمایش CD بر روی خاکهای رسی

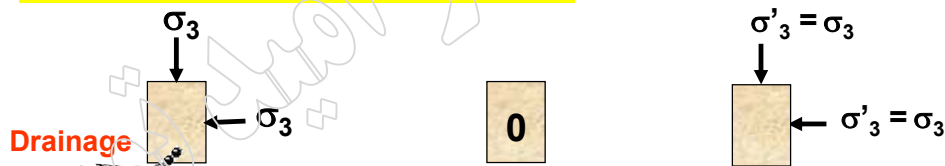
ساخت خاکریز با لایه های رسی در مدت زمان بسیار طولانی



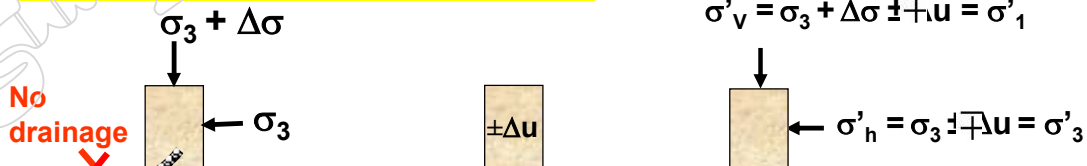
آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده (CU Test)

$$\text{Total, } \sigma = \text{Neutral, } u + \text{Effective, } \sigma'$$

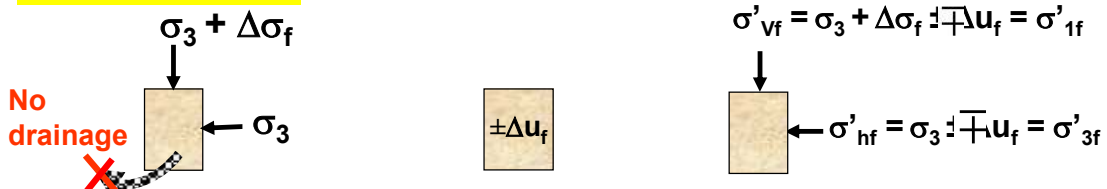
Step 1: At the end of consolidation



Step 2: During axial stress increase

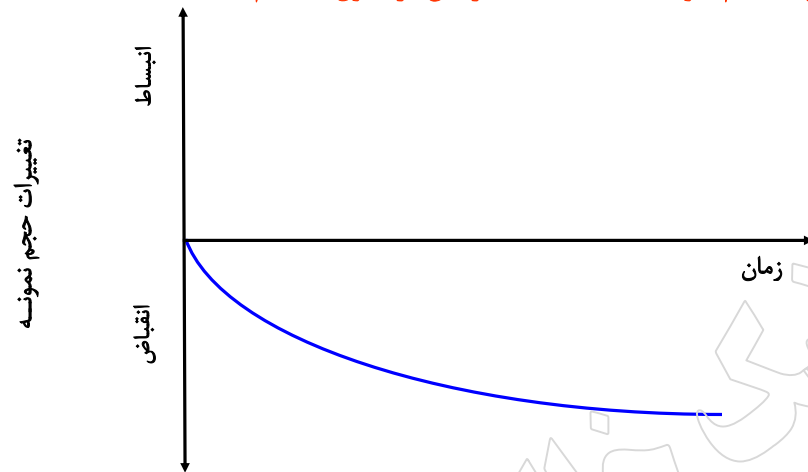


Step 3: At failure



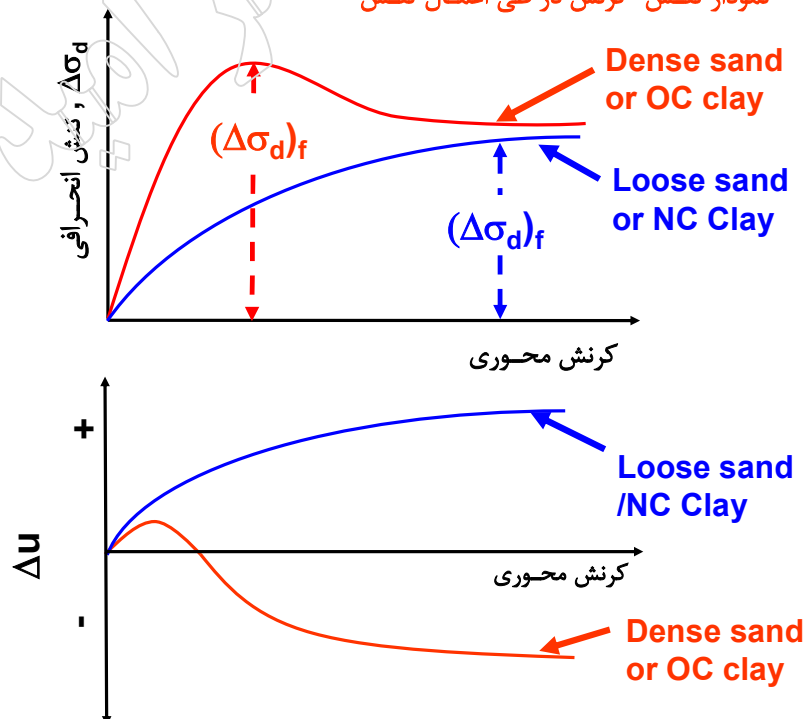
آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده (CU Test)

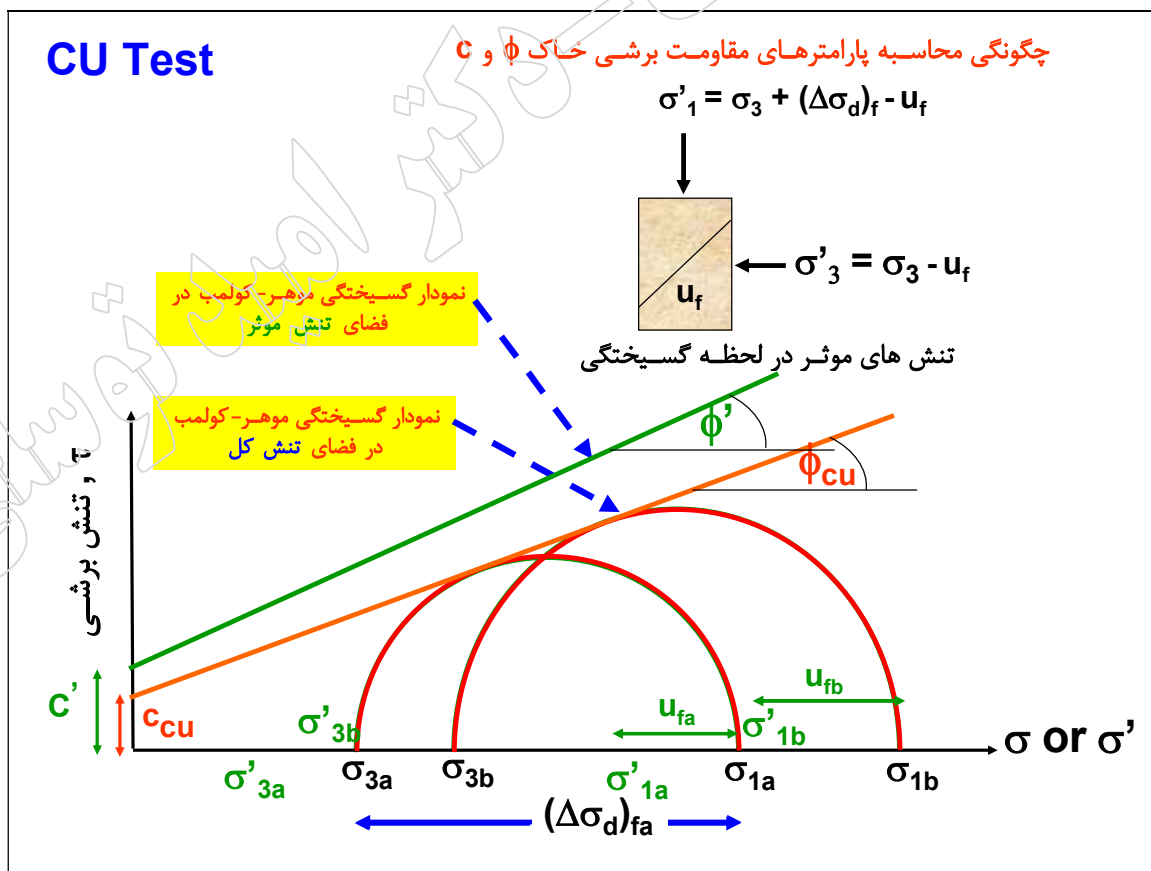
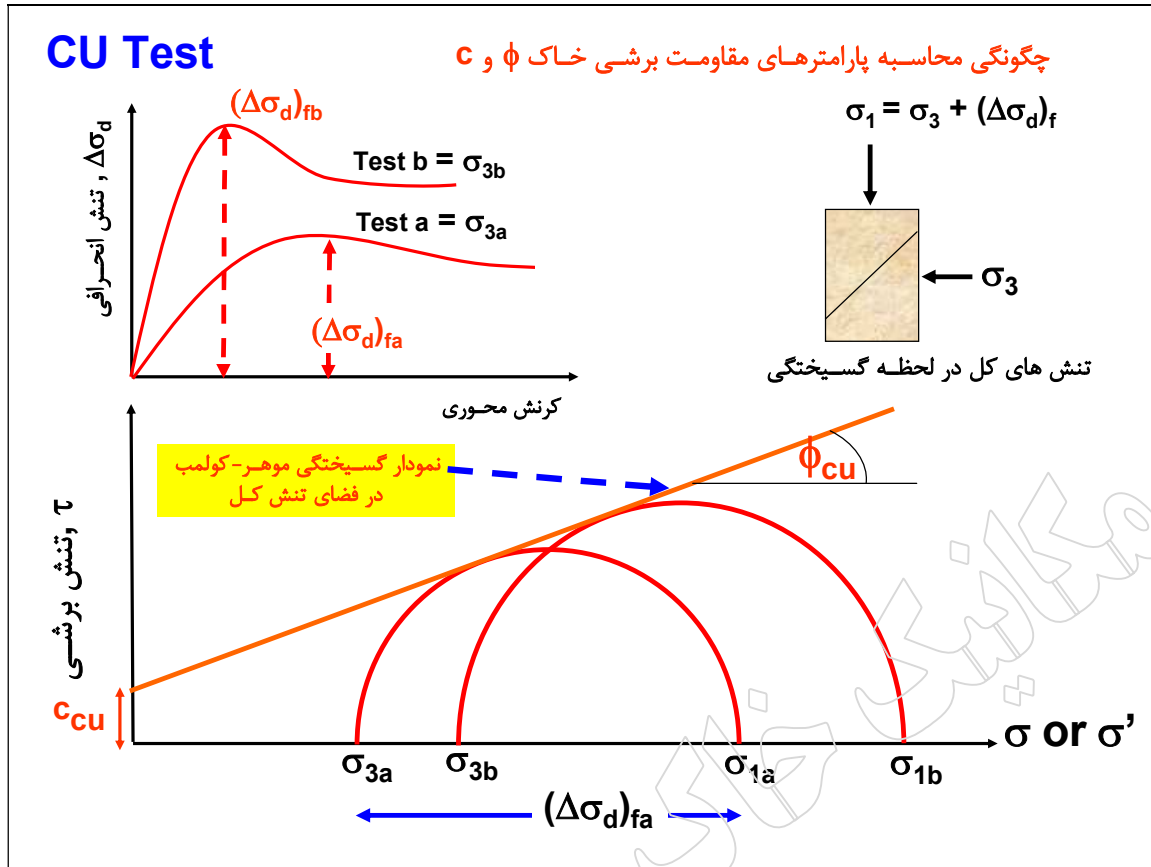
نمودار تغییرات حجم نمونه خاک نسبت به زمان در طول تحکیم



آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده (CU Test)

نمودار تنش-کرنش در طی اعمال تنش





CU Test

پارامترهای c و ϕ از آزمایش سه محوری تحکیم یافته زهکشی نشده بدست می آیند

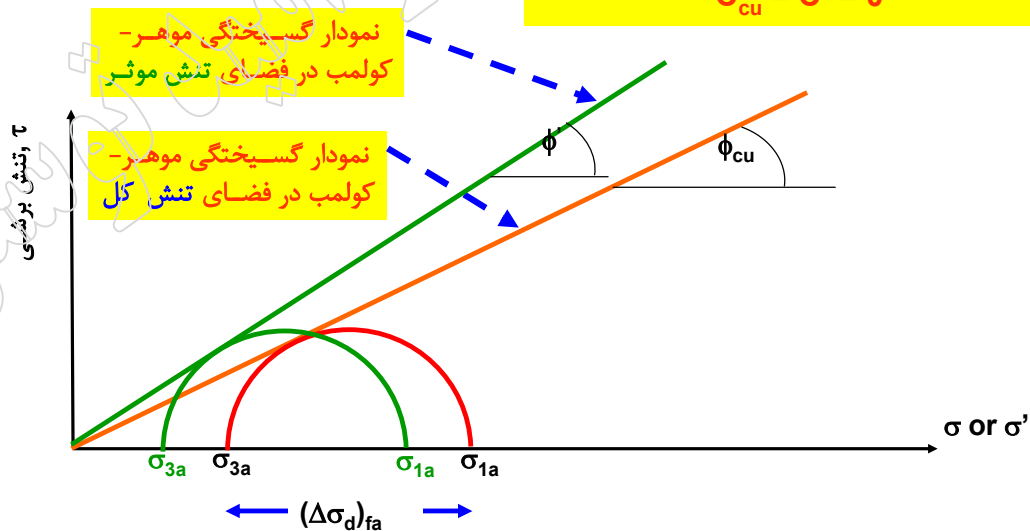


CU Test

نمودار گسیختگی

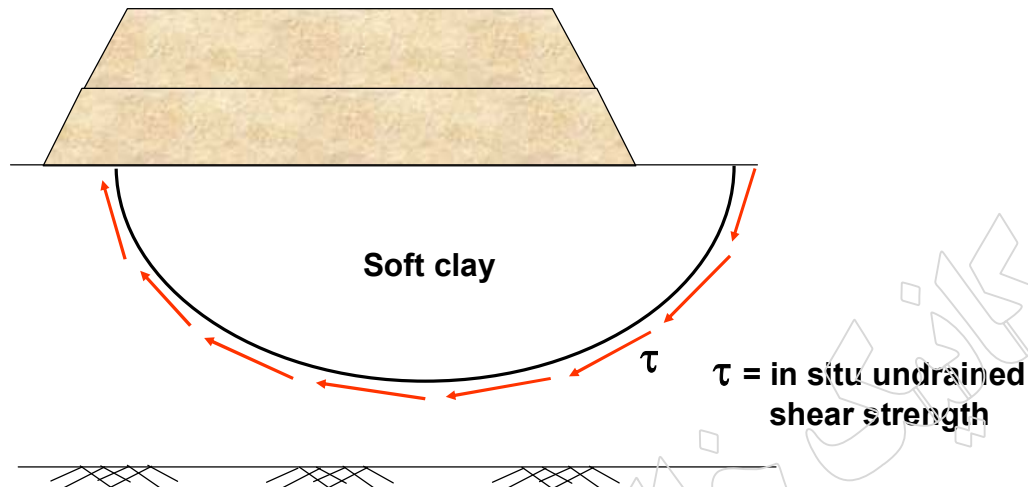
برای ماسه ها و رسهای عادی تحکیم یافته:

$$c_{cu} = c' = 0$$



نمونه هایی از کاربرد آزمایش CU بر روی خاکهای رسی

ساخت خاکریز با لایه های رسی در مدت زمان بسیار سریع



آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

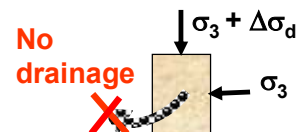
شرایط اولیه نمونه



$$\text{حجم اولیه نمونه} = A_0 \times H_0$$

$$\text{حجم نمونه در حین اعمال تنش انحرافی} = A \times H$$

شرایط نمونه در حین اعمال تنش انحرافی



با توجه به انجام آزمایش در شرایط زهکشی نشده خواهیم داشت:

$$A \times H = A_0 \times H_0$$

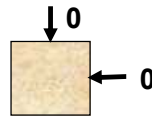
$$A \times (H_0 - \Delta H) = A_0 \times H_0$$

$$A \times (1 - \Delta H/H_0) = A_0$$

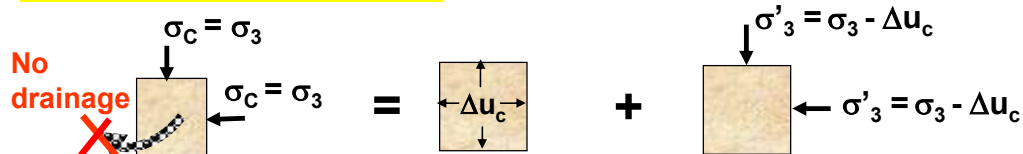
$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_z}$$

آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

Step 1: بلافاصله پس از ساخت نمونه



Step 2: بعد از اعمال تنش انحرافی



$$\Delta u_c = B \Delta \sigma_3$$

افزایش فشار آب حفره ای نمونه بر اثر اعمال فشار داخل نمونه

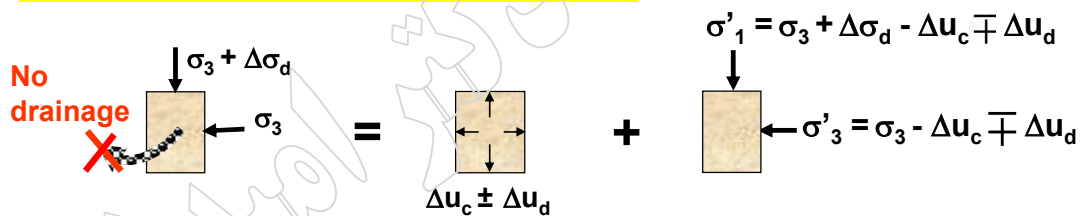
پارامتر فشار آب حفره ای B
Skempton

افزایش فشار داخل نمونه (تنش همه جانبه اعمالی)

نکته: در حالتی که خاک کاملاً اشباع باشد، $B = 1$ است و در نتیجه $\Delta u_c = \Delta \sigma_3$ می باشد.

آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

Step 3: در حین اعمال تنش انحرافی



$$\Delta u_d = AB \Delta \sigma_d$$

افزایش فشار آب حفره ای نمونه بر اثر اعمال تنش انحرافی

پارامتر فشار آب حفره ای A
Skempton

افزایش تنش انحرافی

آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

با ترکیب فشار آب حفره ای حاصل از مراحل ۲ و ۳

$$\Delta u_c = B \Delta \sigma_3$$

$$\Delta u_d = AB \Delta \sigma_d$$

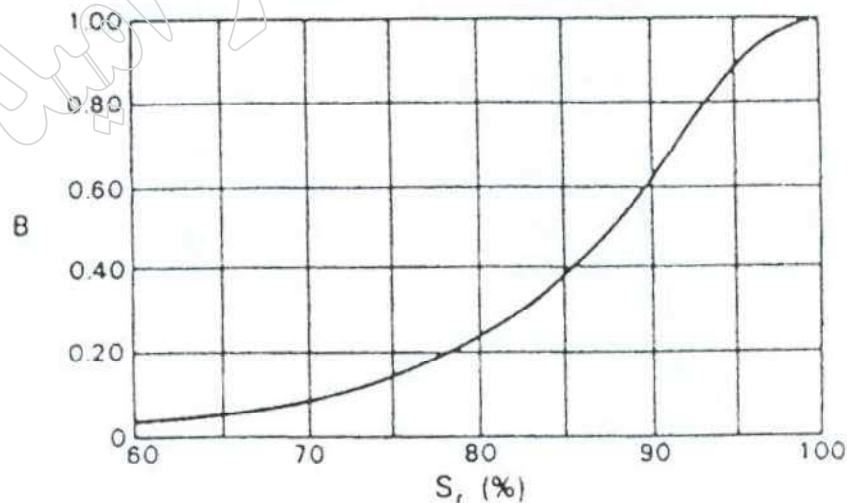
فشار آب حفره های کل Δu خواهد شد:

$$\Delta u = \Delta u_c + \Delta u_d$$

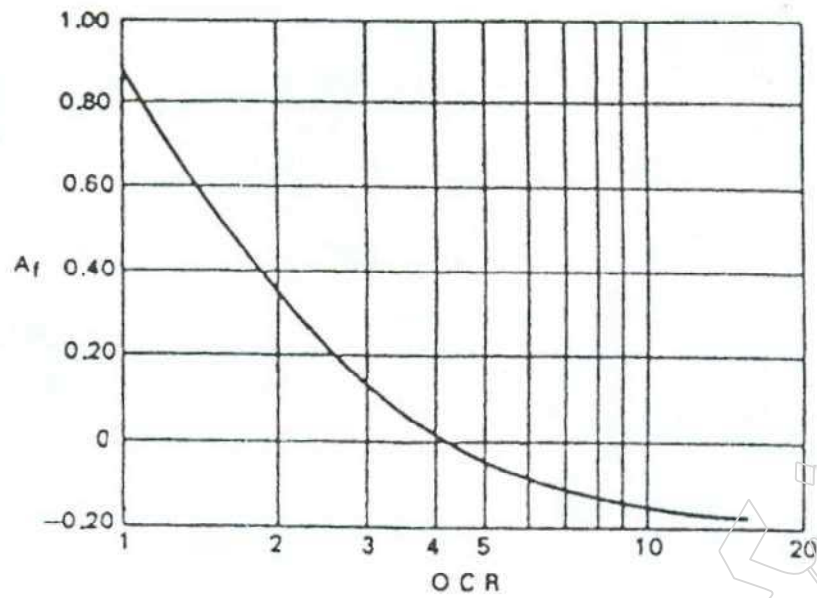
$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A \Delta \sigma_d]$$

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

معادله فشار آب حفره ای اسکمپتون

مقادیر پارامتر B اسکمپتونTypical relationship between B and degree of saturation.

مقادیر پارامتر A اسکمپتون

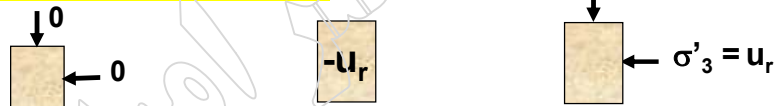


Typical relationship between A at failure and overconsolidation

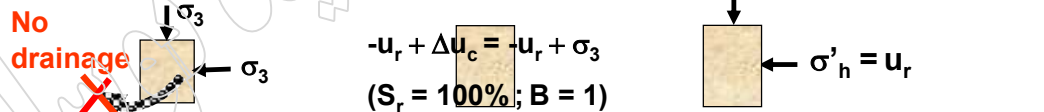
آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

$$\text{Total, } \sigma = \text{Neutral, } u + \text{Effective, } \sigma'$$

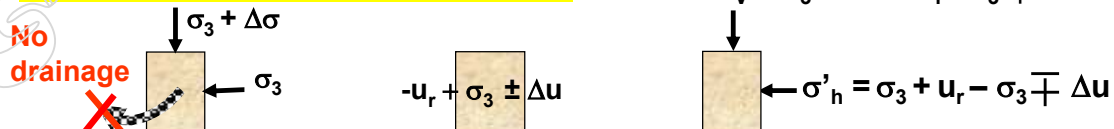
Step 1: Immediately after sampling



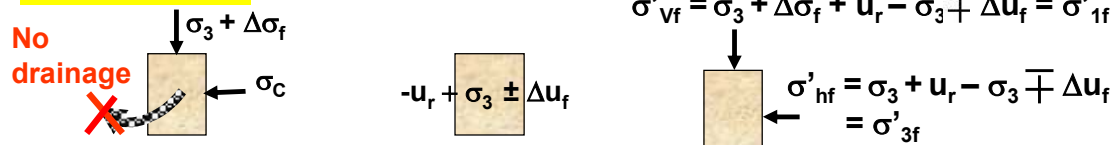
Step 2: After application of hydrostatic cell pressure



Step 3: During application of axial load



Step 3: At failure

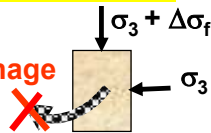


آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

$$\text{Total, } \sigma = \text{Neutral, } u + \text{Effective, } \sigma'$$

Step 3: At failure

No drainage



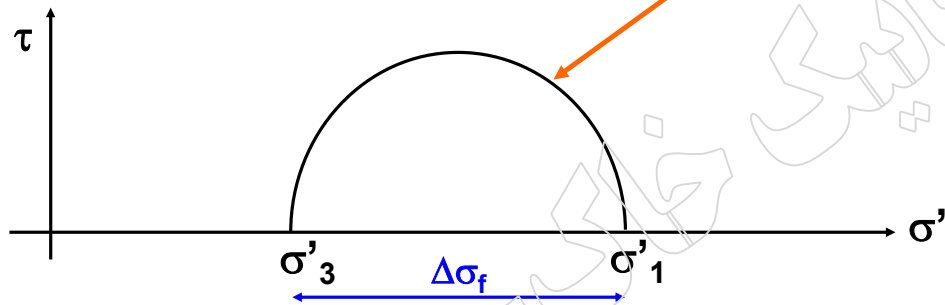
$$-u_r + \sigma_3 \pm \Delta u_f$$

$$\sigma'_{vf} = \cancel{\sigma_3} + \Delta \sigma_f + u_r - \cancel{\sigma_3} \mp \Delta u_f = \sigma'_{1f}$$

$$\sigma'_{hf} = \cancel{\sigma_3} + u_r - \cancel{\sigma_3} \mp \Delta u_f = \sigma'_{3f}$$

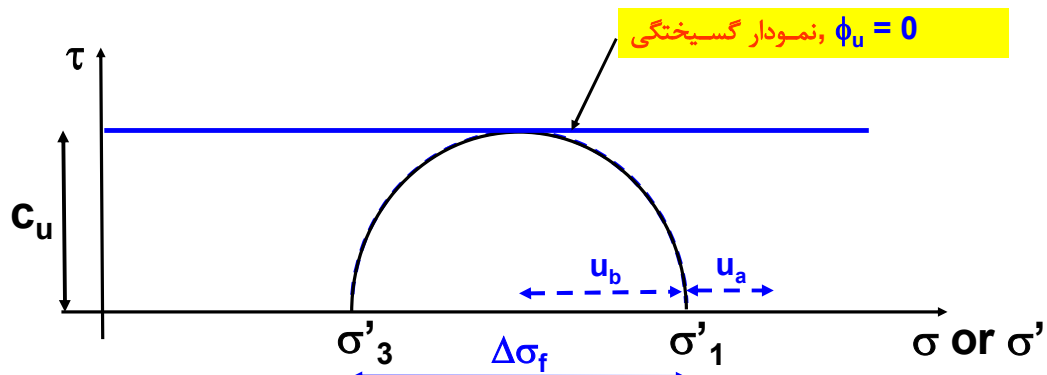
دایره موهر تنش در فضای موثر به فشار همه جانبه نمونه بستگی ندارد.

بنابراین، فقط یک دایره موهر در فضای تنش موثر برای تنشهای همه جانبه مختلف وجود دارد.



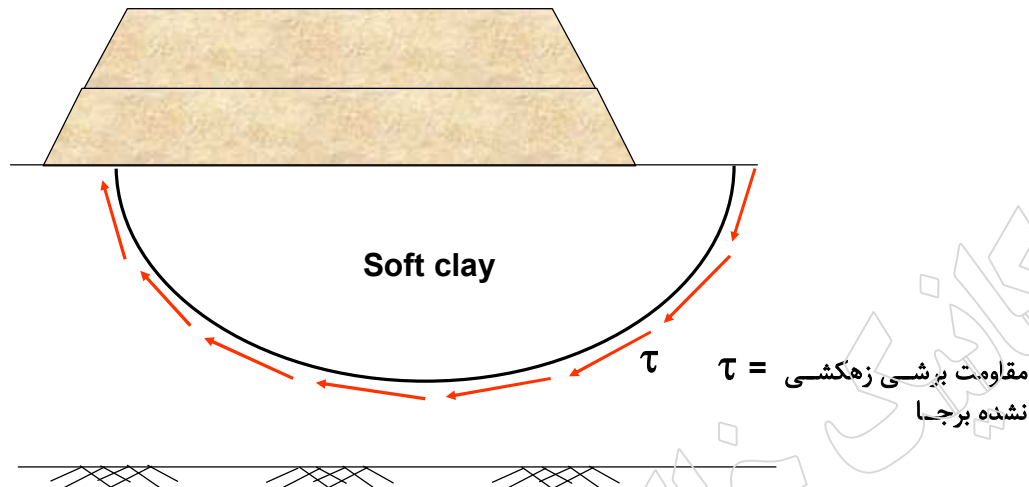
آزمایش سه محوری تحکیم نیافته زهکشی نشده (UU Test)

دایره موهر در فضای تنش کل:



نمونه هایی از کاربرد آزمایش UU بر روی خاکهای رسی

ساخت سریع خاکریز بر روی یک نهشته رسی



نتایج زیر مربوط به آزمایش سه محوری CU بر روی یک نمونه خاک رس پیش تحکیم یافته می باشد. مطلوب است تعیین پارامترهای مقاومت برشی خاک.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{آزمایش اول} : \sigma_3 = 191/67 \text{ KN/m}^2 \text{ و } \sigma_1 = 375/67 \text{ KN/m}^2 \\ \text{آزمایش دوم} : \sigma_3 = 383/34 \text{ KN/m}^2 \text{ و } \sigma_1 = 636/34 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$375/67 = 191/67 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{الف) — آزمایش اول}$$

$$636/34 = 383/34 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{ب) — آزمایش دوم}$$

$$\text{روابط الف) و ب) } \rightarrow \phi_{cu} = 8/77^\circ \text{ و } C_{cu} = 49/3 \text{ KN/m}^2$$

نکته: اگر اضافه فشار آب حفره ای در لحظه گسیختگی $(\Delta\sigma_d)_f$ ثبت شده باشد، می توان تنش های کلی آزمایش CU را به تنش های مؤثر تبدیل کرد.

به عبارت دیگر می توان از نتایج آزمایش CU، نتایج آزمایش CD را بدست آورد و با رسم دواير مور نظیر با تنش های مؤثر بدست آمده، خط گسیختگی مربوطه را رسم نمود و در نهایت پارامترهای مقاومت برشی خاک در حالت زهکشی شده را تعیین کرد.

آزمایش سه محوری تحکیم شده - زهکشی شده‌ای بر روی یک رس تحکیم عادی یافته انجام و نتایج زیر به دست آمده است :

$$\sigma_r = 276 \text{ KN/m}^2$$

$$(\Delta\sigma_d)_f = 276 \text{ KN/m}^2$$

مقادیر زیر را به دست آورید :

الف - زاویه اصطکاک داخلی ϕ

ب - زاویه θ که صفحه گسیختگی با صفحه اصلی بزرگتر می‌سازد

ج - تنش قائم σ' و تنش برشی τ_f بر روی صفحه گسیختگی

حل :

در خاکهای تحکیم عادی یافته رابطه پوش گسیختگی به صورت زیر است :

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi$$

$$(c = 0 \text{ چون})$$

در این آزمایش سه محوری تنشهای موثر اصلی بزرگتر و کوچکتر در زمان گسیختگی به شکل زیر هستند:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_r + (\Delta\sigma_d)_f = 276 + 276 = 552 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma'_3 = \sigma_r = 276 \text{ KN/m}^2$$

قسمت الف :

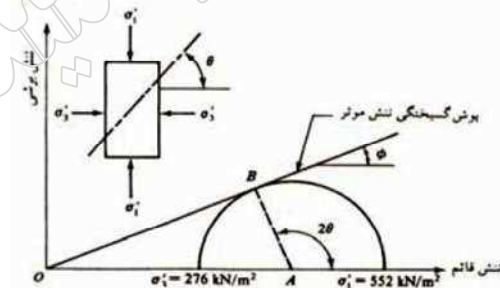
از دایره موهر و پوش گسیختگی که در شکل ۸-۲۱ نشان داده شده‌اند داریم :

$$\sin \phi = \frac{AB}{OA} = \frac{(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2})}{(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2})}$$

$$\sin \phi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{552 - 276}{552 + 276} = 0.333$$

لذا :

$$\phi = 19.45^\circ$$



شکل ۸-۲۱

قسمت ب :

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{19.45^\circ}{2} = 54.72^\circ$$

قسمت ج :

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta$$

$$\sigma' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2} \cos (2 \times 54.72^\circ) = 368.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_f = \frac{552 - 276}{2} \sin (2 \times 54.72^\circ) = 130.12 \text{ KN/m}^2$$

در آزمایش مثال قبل موارد زیر را نیز تعیین کنید و توضیح دهید:
الف - تنش موثر قائم بر روی صفحه تنش برشی حداکثر
ب - چرا گسیختگی برشی در امتداد صفحه‌ای با زاویه $\theta = 54/73^\circ$ اتفاق می‌افتد و در امتداد صفحه تنش برشی حداکثر رخ نمی‌دهد؟

حل:

قسمت الف:

از رابطه ۶-۹ می‌توان دریافت که تنش برشی حداکثر در صفحه‌ای با زاویه $\theta = 45^\circ$ به وجود می‌آید.
از رابطه ۶-۸ داریم:

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

با جایگذاری مقدار $\theta = 45^\circ$ در رابطه قبل خواهیم داشت:

$$\sigma' = \frac{552 + 276}{2} + \frac{552 - 276}{2} \cos 90^\circ = 414 \text{ KN/m}^2$$

قسمت ب:

تنش برشی‌ای که باعث گسیختگی در امتداد صفحه‌ای با زاویه $\theta = 45^\circ$ می‌شود به قرار زیر است:
 $\tau_f = \sigma' \tan \phi = 414 \tan (19/25) = 146/2 \text{ KN/m}^2$
در حالی که تنش برشی موجود در این صفحه به صورت زیر است:

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta = \frac{552 - 276}{2} \sin 90^\circ = 138 \text{ KN/m}^2$$

به دلیل آنکه $\tau = 138 \text{ KN/m}^2 < 146/2 \text{ KN/m}^2 \approx \tau_f$ می‌باشد، نمونه در امتداد صفحه تنش برشی حداکثر گسیخته نمی‌شود.

نمونه‌ای از ماسه اشباع تحت فشار همه جهانه (محیطی) 60 lb/in^2 زهکیم شده است. سپس تنش محوری بدون آنکه اجازه خروج آب از نمونه داده شود اعمال و افزایش می‌یابد. زمانی که تنش انحرافی (کاتیم) به مقدار 50 lb/in^2 رسید نمونه گسیخته می‌شود. فشار آب منفذی در این زمان $21/25 \text{ lb/in}^2$ می‌باشد. موارد زیر را تعیین کنید:

الف - زاویه اصطکاک داخلی حالت تحکیم شده - زهکشی نشده
ب - زاویه اصطکاک داخلی حالت زهکشی شده، ϕ

