

## ЛЕКЦИЯ 2

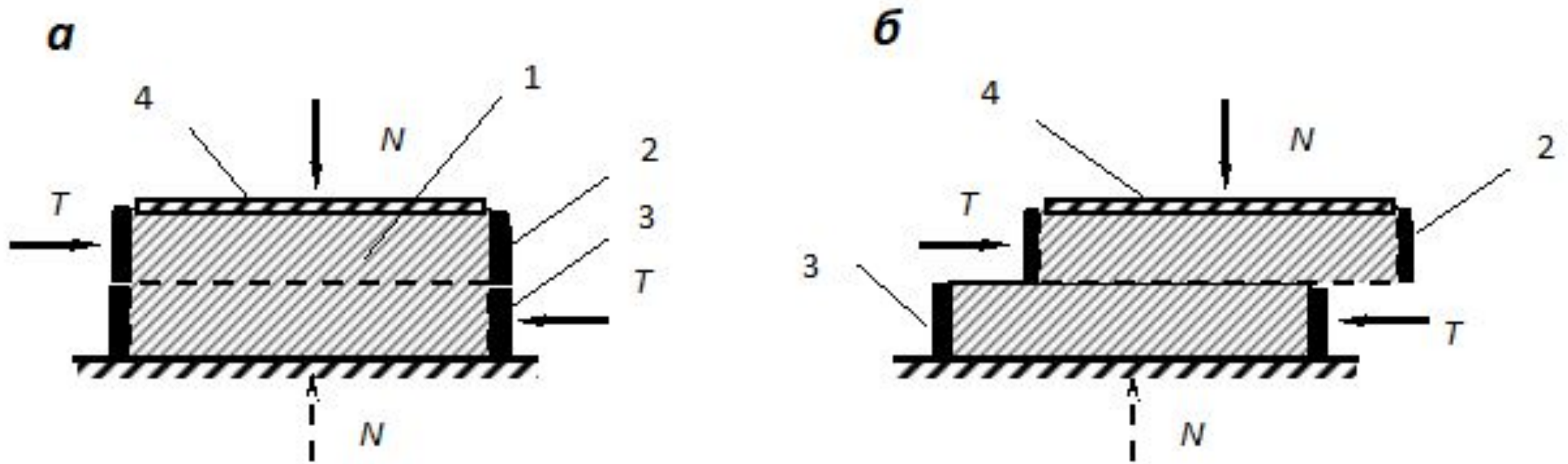
Механические свойства грунта отражают его способность сопротивляться механическим воздействиям. Такие свойства разделяют на прочностные и деформационные.

Под прочностью дисперсного грунта понимают его сопротивляемость сдвигу (срезу). Ш. Кулон установил еще в 1773г., что предельные касательные напряжения  $\tau_{пр}$  у несвязных грунтов прямо пропорциональны нормальным напряжениям  $\sigma$ , а у связных являются линейной функцией  $\sigma$  (рис. 9).

Эта зависимость называется законом Кулона, аналитически выражаемая формулами:

- для несвязных грунтов (пески и проч.)  $\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \phi$ , (I)
- для связных грунтов (глины, суглинки, супеси)  $\tau_{пр} = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$ , (Ia)

Параметры линейной зависимости « $\tau_{пр} \sim \sigma$ », т.е.  $\phi$  и  $c$ , являются прочностными характеристиками грунта. При этом параметр  $\phi$  называется углом внутреннего трения,  $c$  – удельным сцеплением.



◆ **Схема испытания грунта на срез (сдвиг):**

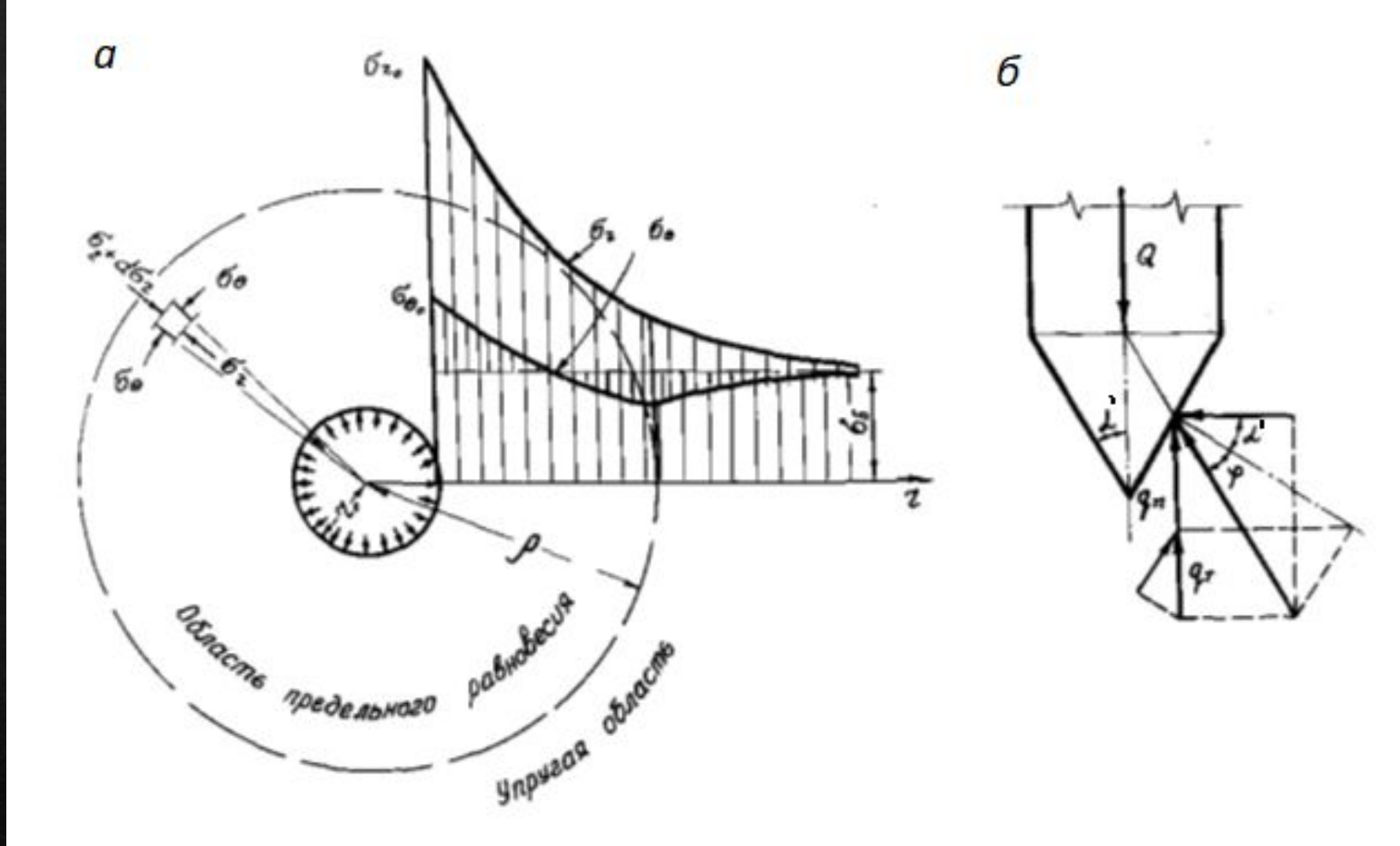
- ◆ а – начало испытания, б – окончание испытания; 1 – грунт, 2 и 3 – соответственно верхнее подвижное и нижнее неподвижное кольца, 4 – диск, передающий вертикальную нагрузку (штампик)

- ◆ **Деформативностью грунта** называют его способность деформироваться под нагрузкой без разрушения (без образования в нем поверхностей скольжения). Зависимость деформаций  $\varepsilon$  от напряжений  $\sigma$  в грунте криволинейна, но при небольших напряжениях ее можно считать линейной. Расчеты деформаций основания производятся, как правило, только для первой фазы, когда деформации можно считать линейными. На это ориентированы нормативные документы по расчету оснований.
- ◆ Деформативность грунта в этой фазе оценивается двумя характеристиками. Это **модуль деформации**  $E$ , характеризующий связь деформаций  $\varepsilon$  с напряжениями  $\sigma$ , и коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона)  $\nu$ , характеризующий отношение поперечных деформаций  $\varepsilon_{\text{поп}}$  к продольным  $\varepsilon_{\text{прод}}$ .

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}, \quad \nu = \frac{\varepsilon_{\text{поп}}}{\varepsilon_{\text{прод}}}, \quad (2), (2a)$$

- ◆ За рубежом большинство специалистов считает статическое зондирование чисто **эмпирическим** методом, т.е. методом, не имеющим теоретической основы. Такая точка зрения возникла из-за многочисленных неудач получения теоретического решения задачи о проникании зонда в идеализированную среду, моделирующую реальный грунт. Всякий раз при решении таких задач исследователи сталкивались с исключительными математическими трудностями, которые удавалось преодолеть за счет упрощения исходных данных и многочисленных допущений.
- ◆ В качестве модели грунта принималась **линейно-деформирующаяся среда** или **идеально сыпучая среда**, но ничего полезного это не давало.
- ◆ В XX веке были опубликованы десятки теоретических статей на эту тему, но все получаемые результаты оказывались далекими от реальности. Реальность отображали только эмпирические зависимости, причем по-разному в разных регионах

- ◆ При использовании в качестве модели грунта сыпучей среды получались зависимости типа  $q_c = f(\phi, c)$ , при модели линейно-деформируемой среды – зависимости  $q_c = f(E)$ , где  $\phi$ ,  $c$ ,  $E$  – соответственно угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации грунта. В реальных условиях эти зависимости подтверждались плохо, причем фактическая связь  $q_c$  со свойствами грунта была различной в каждом генетическом типе грунта. Таким образом, в теоретическом направлении образовался тупик.
- ◆ Выход был найден в нашей стране в 60-е годы XX века. В качестве модели грунта была принята упруго-пластическая среда, способная деформироваться линейно (по закону Гука) и разрушаться в соответствии с законом Кулона. Задача о проникании зонда в такую среду была математически неразрешимой, но выходом оказалось использование идеи, высказанной К. Терцаги 20-е годы XX века. Он заметил, что напряженное состояние грунта вокруг зонда почти такое же, как и вокруг расширяющейся цилиндрической скважины от радиуса  $r = 0$  до  $r = r_0$  (где  $r_0$  – радиус зонда). Такая задача (о расширяющейся скважине) была решена еще в начале XX века, в связи с чем в описанной постановке задача сводилась к использованию уже известных решений, перестроенных на новые условия – погружение зонда.



◆ Схема проникания зонда в упруго-пластическую среду:

- ◆ а – горизонтальное сечение грунта, окружающего зонд ( $r_0$  – радиус наконечника зонда,  $r$  – радиус области предельного равновесия); б – схема сил, действующих на конус ( $q_r$  и  $q_n$  – части общего удельного сопротивления грунта, отражающие соответственно трение на поверхности конуса и деформации окружающего грунта)

◆ Решение рассматриваемой задачи было получено в 60-х годах, тогда же и опубликовано. Это была «смешанная задача» теории упругости и теории предельного равновесия. Решение было сложным и очень громоздким (как все решения в этих областях механики). В обобщенном виде оно имело следующий вид:

$$q_c = \beta \psi \tau_g, \quad (3)$$

где  $q_c$  – удельное сопротивление грунта под конусом зонда (кПа, МПа);

$$\beta = \frac{\operatorname{tg}(\alpha' + \varphi)}{\operatorname{tg} \alpha'}, \quad (3a)$$

для глинистых грунтов  $\beta=1$ ;

$$\psi = \left\{ \left( \frac{E}{\tau_g} \right)^{1-\xi} \frac{2}{1-\xi} \left[ \frac{(1+\xi)^2 \xi}{2\sqrt{\xi}(1+2\xi) \left( 2-\xi - \xi^2 \frac{c}{\tau_g} \right)} \right]^{1-\xi} - 1 \right\} \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad (3b)$$

$$\tau_g = \sigma_g \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3в)$$

$\varphi$ ,  $c$ ,  $E$  – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление и модуль деформации грунта;

$\sigma_g$  – «природное» давление (от собственного веса грунта), кПа;

$\alpha'$  – половина угла заострения конуса;

$$\xi = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

## Значения функции $\psi$

$E/\tau_g$	Угол внутреннего трения $\varphi^\circ$				
	$0^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$	$40^\circ$
25	12	9	8	5	3
50	14	12	11	10	8
100	15	17	18	17	14
200	17	22	28	38	26
400	18	28	40	45	44
800	20	35	58	73	78



◇ Угол внутреннего трения грунта  $\phi$  при высоких нормальных напряжениях близких к  $q_c$ ; для глин, суглинков, супесей может приниматься равным нулю, для песков, гравия он не снижается. По этой причине величина  $\beta$  в формуле (3а) у глинистых грунтов будет равна 1, для песчаных вычисляется по формуле (3 а) в зависимости от  $\phi$  или принимается по табл. 2;

**Значения  $\beta$**

$\phi^\circ$	26°	28°	30°	32°	35°	38°
$\beta$	2,6	2,8	3,0	3,3	3,8	4,3

**СПАСИБО ЗА  
ВНИМАНИЕ!!!**