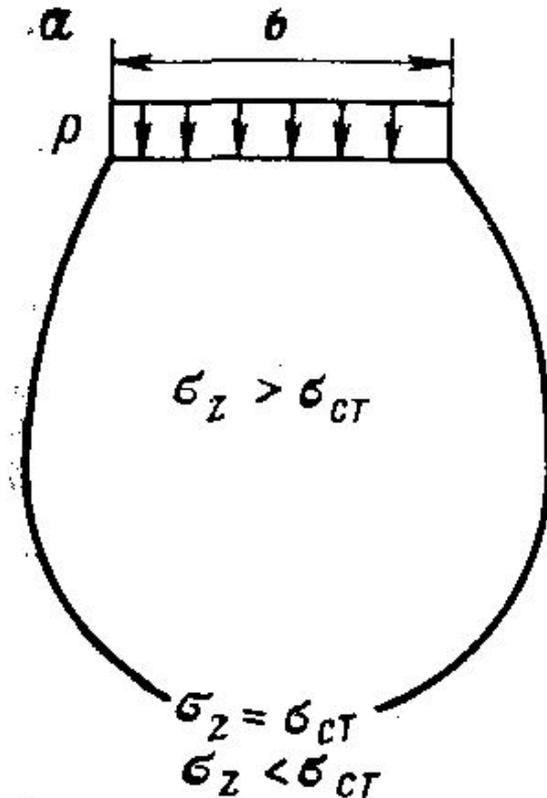


Понятие о размерах зоны основания сооружений

Границей зоны естественного основания сооружения считается совокупность точек, в которых напряжения от действия сооружения не вызывают деформаций горной породы или эти деформации настолько малы, что ими можно пренебречь. Поскольку в основании значительная часть деформаций обусловлена действием нормальных напряжений σ_z , то размер зоны основания сооружения определяется исходя из соотношения величины действующих напряжений σ_z и структурной прочности пород на сжатие ($\sigma_{стр}$), превышение которой приводит к развитию деформаций.



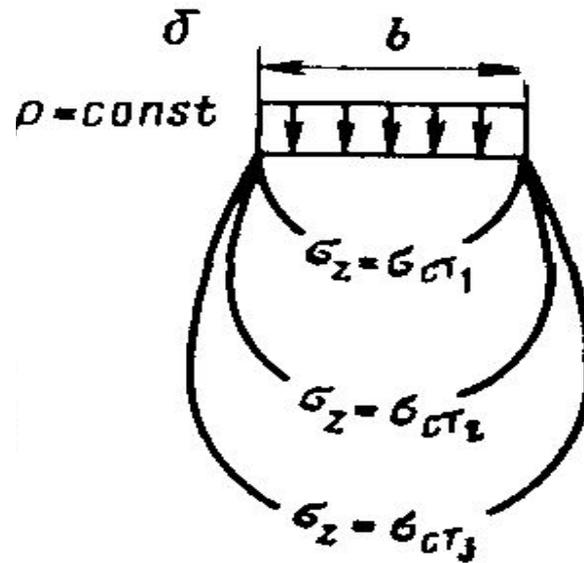
Границей зоны основания сооружения является совокупность точек в толще пород, в каждой из которых выполняется условие:

Для нетрещиноватых пород

$$\sigma_z = \sigma_{стр}$$

Для трещиноватых пород

$$\sigma_z = \sigma_{стр}^T$$



Чем прочнее порода, тем меньше будет при прочих равных условиях (одном и том же давлении, типе фундаментов, единой технологии строительства и эксплуатации) зона основания сооружения.

Задание на самостоятельное изучение, подготовка конспекта:

- Типы структурных связей в грунтах.
- Природа прочности глинистых грунтов. Стадий формирования и категорий по степени уплотнения (литификации) глинистых грунтов по В.Д. Ломтадзе.

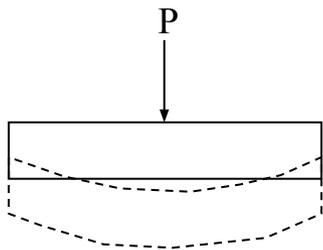
Литература:

- Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л.: Недра. 1984. 511 с.
- Грунтоведение /Под. ред. В.Т. Трофимова. М., МГУ, 2005.
- Осипов В.И., Соколов В.Н. Глины и их свойства. Состав, строение и формирование свойств – М., ГЕОС. 2013. 576 с.

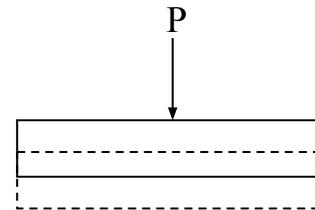
Расчет напряжений под различными типами фундаментов.

Объемная задача	Плоская задача
$l/b < 3$	$l/b > 3(10)$
Плитные и свайно-плитные фундаменты	Для определения напряжений в основании ленточных фундаментов, плит, земляных сооружений (насыпи, дамбы, плотины) большой протяженности

Гибкая передача нагрузки



Жесткая передача нагрузки



Гибкий фундамент работает как на сжатие так и на изгиб. В этом случае не возникает зон концентрации напряжений за счет деформации материала фундамента, поэтому напряжения под гибким фундаментом никогда не превышают величины внешнего давления. Если внешняя нагрузка передается через гибкий фундамент, то подошва фундамента должна следовать за породами основания.

Жесткий фундамент работает только на сжатие, подошва фундамента не меняет свое очертание.

Относительно жестким фундаментом можно считать такой фундамент, жесткость которого превосходит жесткость пород основания и его можно считать относительно недеформирующимся по сравнению с породой основания. М.И. Горбунов-Посадов предложил оценивать сравнительную жесткость фундамента Γ следующим выражением:

$$\Gamma = \frac{\pi E_0 b (1 - \nu^2) l_1^3}{4 E (1 - \nu_0^2) I} \approx 10 \frac{E_0 l_1^3}{E h_1^3}, \text{ где}$$

E_0, ν_0 – модуль общей деформации и коэффициент поперечного расширения грунта несущего слоя; E, ν – модуль упругости и коэффициент Пуассона материала фундамента; l_1 – полудлина фундамента; h_1 – высота (толщина) фундамента; I – момент инерции сечения полосы, равный $bh_1^3/12$.

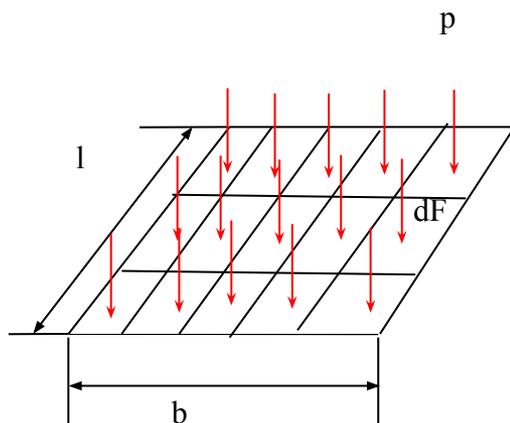
При $\Gamma < 1$ фундамент абсолютно жесткий,

При $\Gamma = 1-10$ – полоса с конечной жесткостью.

Расчет сопоставим с наблюдаемыми деформациями для большинства железобетонных фундаментов, плитных и ленточных, земляных сооружений на песчано-глинистых грунтах.

Подтверждается для квадратных и круглых фундаментов, дымовые трубы, элеваторы, фундаменты на слабых грунтах.

Определение напряжений под квадратными и прямоугольными фундаментами.
Объемная задача.



$P = p \, dF$ – сила, действующая на
каждую площадку

Для точек, расположенных на вертикали, которая проходит через центр загруженной площадки ($x=y=0$), вертикальная нормальная составляющая напряжений определяется по формуле:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{lb}{2z\sqrt{l^2 + b^2 + 4z^2}} + \frac{2blz(l^2 + b^2 + 8z^2)}{(l^2 + 4z^2)(b^2 + 4z^2)\sqrt{l^2 + b^2 + 4z^2}} \right],$$

p — равномерно-распределенная нагрузка,
 b и l соответственно ширина и длина фундамента.

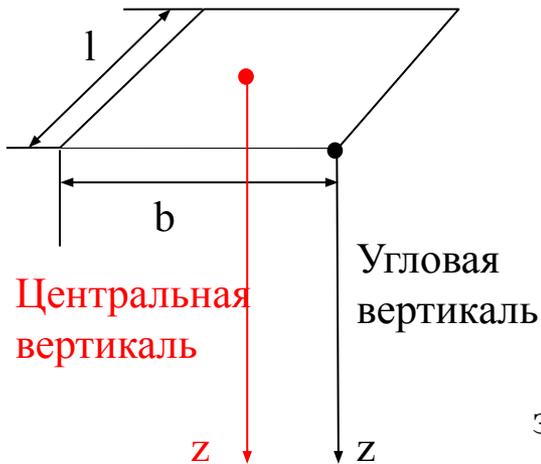
Для точек, расположенных на вертикали, проходящей через угол загруженной площади, т. е. $x=\pm l/2$, $y=\pm b/2$, вертикальная нормальная составляющая напряжения записывается следующим образом:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{lbz(b^2 + l^2 + 2z^2)}{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \operatorname{arctg} \frac{lb}{z\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right].$$

В объемной задаче следует учитывать 6 составляющих напряжений:

σ_z , τ_{zx} и τ_{zy} не зависят от свойств грунта.

σ_x , σ_y , τ_{xy} зависят от свойств среды коэффициента поперечного расширения ν .



В расчетные формулы были введены обозначения $m=l/b$ – *относительный размер загруженной площади*; $n=z/b$ – *относительная глубина точки, в которой напряжения рассчитываются*.

По центральной вертикали:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\frac{2mn}{\sqrt{1+m^2+4n^2}} \cdot \frac{1+m^2+8n^2}{(1+m^2+4n^2)4n^2+m^2} + \arcsin \frac{m}{\sqrt{(m^2+4n^2)(1+4n^2)}} \right]$$

По угловой вертикали:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{mn(m^2+2n^2+1)}{\sqrt{m^2+n^2+1}(1+m^2+n^2)n^2+m^2} + \arcsin \frac{m}{\sqrt{(m^2+n^2)(1+n^2)}} \right]$$

Формулы табулированы и сведены в таблицу, пользуясь которой можно рассчитать значение напряжения под угловыми точками загруженной площади.

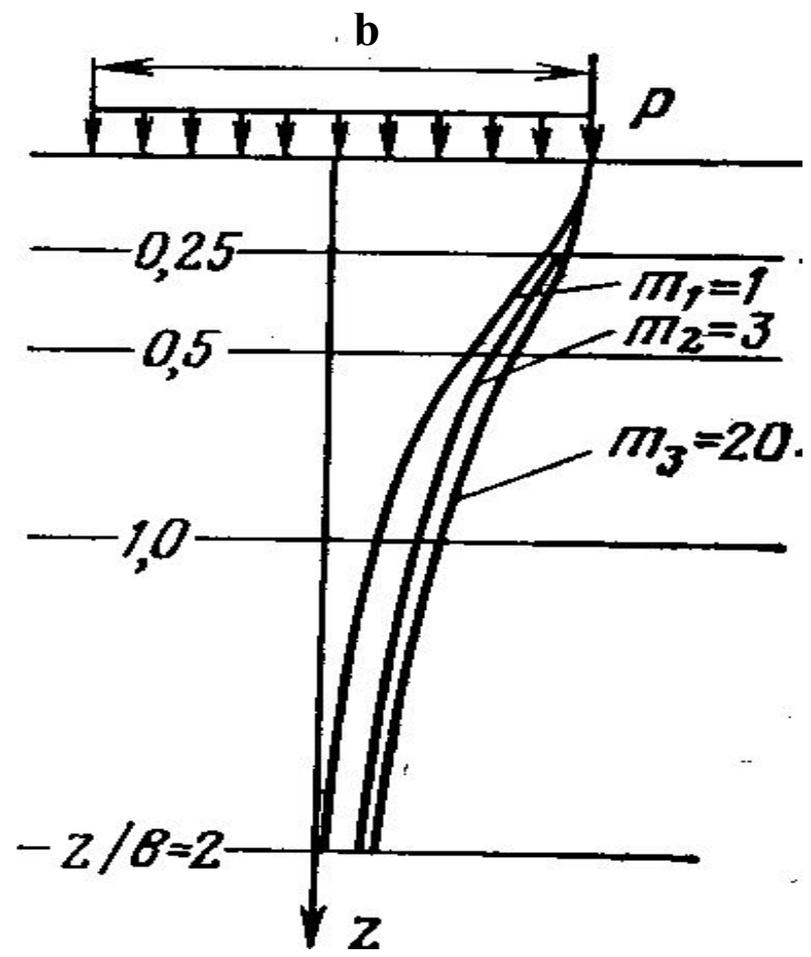
Значения вертикальных нормальных составляющих напряжений по угловой вертикали (σ_z , МПа) при различных m и n и внешнем давлении равном 0,1 МПа

Относительная глубина $n=z/b$	Относительный размер фундамента, $m=l/b$				
	1	2	3	4	8
0,0	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250	0,0250
0,2	0,0249	0,0249	0,0249	0,0249	0,0249
0,4	0,0240	0,0244	0,0244	0,0244	0,0244
0,6	0,0223	0,0233	0,0234	0,0234	0,0234
0,8	0,0200	0,0218	0,0220	0,0220	0,0220
1,0	0,0175	0,0200	0,0203	0,0204	0,0205
1,2	0,0152	0,0182	0,0187	0,0188	0,0189
1,4	0,0131	0,0164	0,0171	0,0173	0,0179
1,6	0,0112	0,0148	0,0157	0,0159	0,0160
1,8	0,0100	0,0133	0,0143	0,0146	0,0148
2,0	0,0082	0,0120	0,0131	0,0135	0,0137
3,0	0,0045	0,0073	0,0087	0,0093	0,0098
4,0	0,0027	0,0047	0,0060	0,0067	0,0075
5,0	0,0018	0,0033	0,0044	0,0050	0,0060
7,0	0,0009	0,0018	0,0025	0,0031	0,0041
10,0	0,0005	0,0009	0,0013	0,0017	0,0026

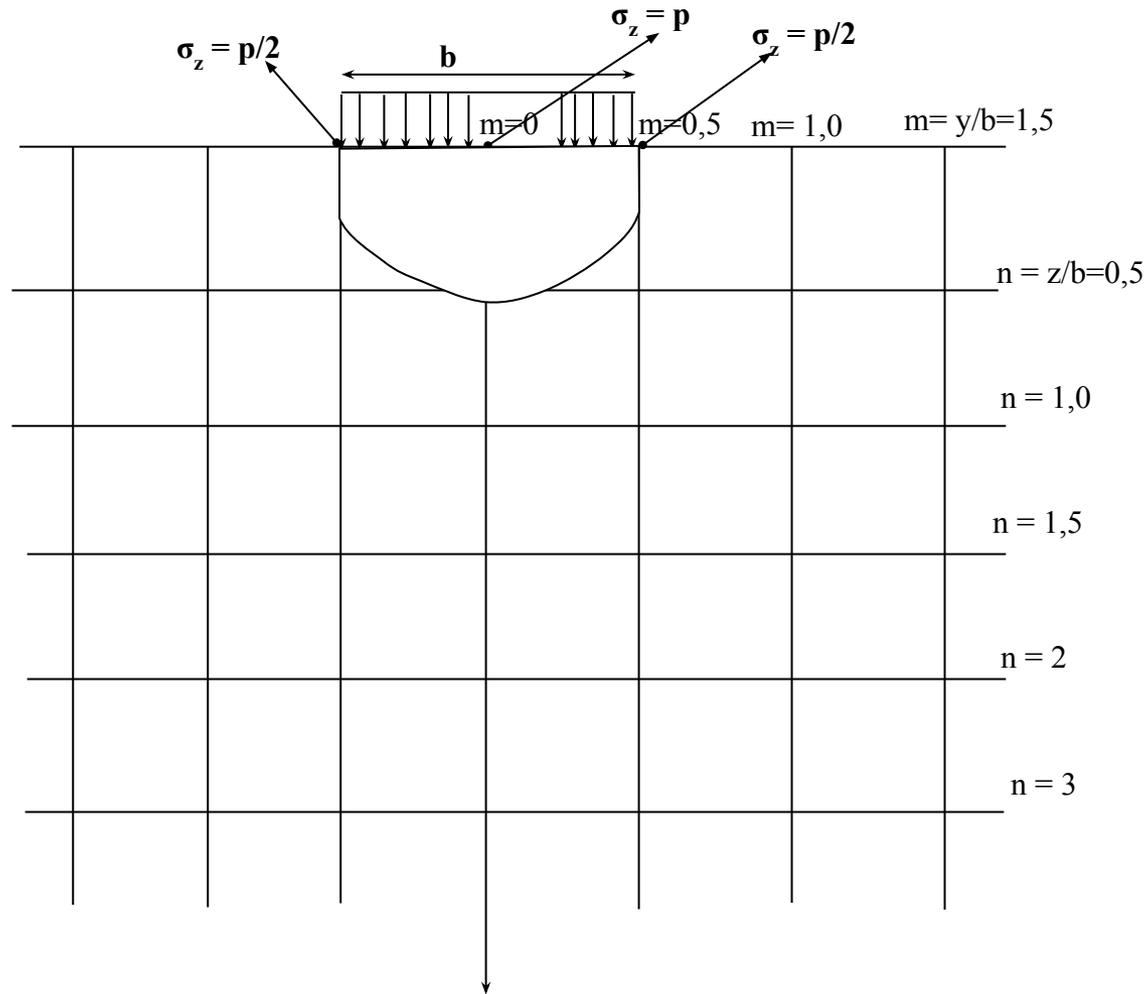
$$\left. \begin{matrix} \sigma_z \\ \tau_{zx} \\ \tau_{zy} \end{matrix} \right| = f(p; m=l/b; n=z/b)$$

$$\left. \begin{matrix} \sigma_y \\ \sigma_x \\ \tau_{xy} \end{matrix} \right| = f(p; v; m=l/b; n=z/b)$$

Из анализа таблицы следует, с ростом m напряжения по глубине затухают менее интенсивно.



Эпюра контактных напряжений σ_z в основании гибкого прямоугольного фундамента



Гибкий фундамент изгибается максимально в центральной части, где напряжения в контактной плоскости σ_z центральной вертикали равны давлению p по подошве фундамента, по краевым вертикалям напряжения в контактной плоскости равны $\sigma_z = p/2$.

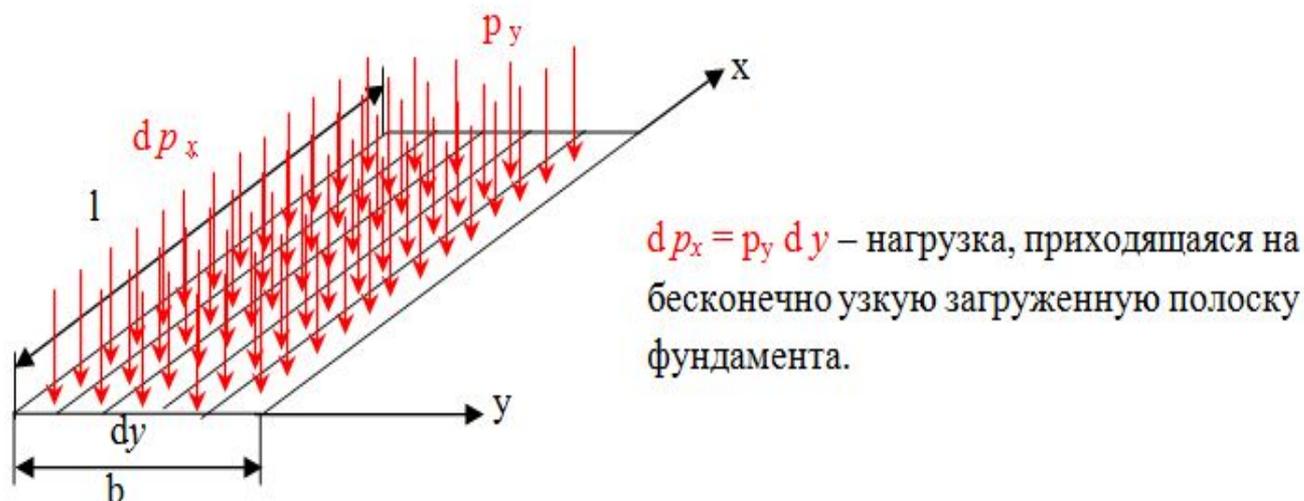
Касательные напряжения τ_{zy} для гибкого фундамента объемная задача, определяют зоны выдавливания и составляют $\tau_{zy} = (0,1-0,15)p$.

Определение напряжений от действия равномерно распределенной полосовой нагрузки.

Плоская задача. Гибкая передача нагрузки.

Случай соответствует напряженному состоянию под ленточными фундаментами, подпорными стенками, насыпями и т.д., для сооружений длина которых значительно превосходит их ширину.

Схема равномерно распределенной полосовой нагрузки.



b – Ширина полосы

l – Длина полосы

p_y – нагрузка распределенная по ширине полосы

**В плоской задаче определяют три составляющие напряжения
две нормальные σ_z , σ_y и одну касательную τ_{zy}**

Если выразить m через y/b и n через z/b , то в прямоугольной системе координат выражения нормальных вертикальных составляющих напряжений могут быть представлены в виде

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} - \frac{n \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2 n^2} \right];$$

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} + \frac{n \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2 n^2} \right];$$

$$\tau_{zy} = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{2mn^2}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2 n^2},$$

где m — относительное горизонтальное расстояние, а n — относительная глубина.

Значения напряжений $\sigma_z, \sigma_y, \tau_{zy}$ (в МПа) от действия равномерно распределенного давления равного 0,1 МПа в точках, расположенных внутри и вне полосы загрузки (плоская задача)

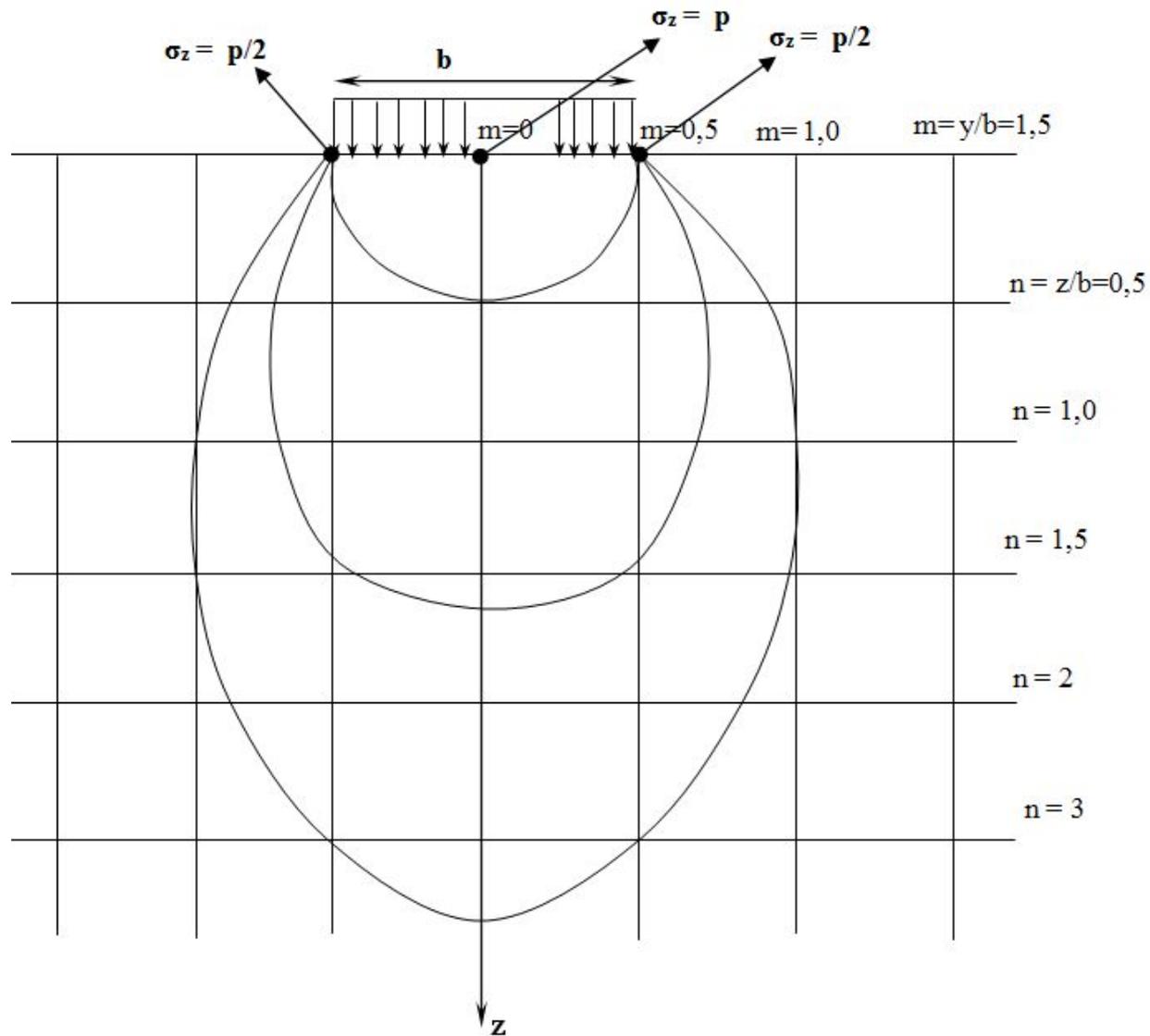
Относительная глубина, $n=z/b$	Относительное горизонтальное расстояние, $m=y/b$														
	0,00			0,25			0,50			1,00			1,50		
	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}	σ_z	σ_y	τ_{zy}
0,00	0,100	0,100	0,000	0,100	0,100	0,000	0,050	0,050	0,032	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,25	0,096	0,045	0,000	0,090	0,039	0,013	0,050	0,035	0,032	0,002	0,017	0,005	0,000	0,007	0,001
0,50	0,082	0,018	0,000	0,074	0,019	0,016	0,048	0,023	0,026	0,008	0,021	0,013	0,002	0,004	0,000
0,75	0,067	0,004	0,000	0,061	0,010	0,013	0,045	0,014	0,020	0,015	0,022	0,016	0,004	0,007	0,002
1,00	0,055	0,001	0,000	0,051	0,005	0,010	0,041	0,009	0,016	0,019	0,015	0,016	0,007	0,014	0,010
1,50	0,040	-	0,000	0,038	0,002	0,006	0,033	0,004	0,010	0,021	0,008	0,013	0,011	0,010	0,010
2,00	0,031	-	0,000	0,031	-	0,003	0,028	0,002	0,006	0,020	0,005	0,010	0,014	0,007	0,010
3,00	0,021	-	0,000	0,021	-	0,002	0,020	0,001	0,003	0,017	0,002	0,006	0,013	0,003	0,007
4,00	0,016	-	0,000	0,016	-	0,001	0,015	-	0,001	0,014	0,001	0,003	0,012	0,002	0,005
5,00	0,013	-	0,000	0,013	-	-	0,012	-	-	0,012	-	-	0,011	-	-
6,00	0,011	-	0,000	0,010	-	-	0,010	-	-	0,010	-	-	0,010	-	-

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_z \\ \sigma_y \\ \tau_{zy} \end{array} \right| = f(p; m=y/b; n=z/b)$$

В плоской задаче следует учитывать 3 составляющих напряжений:

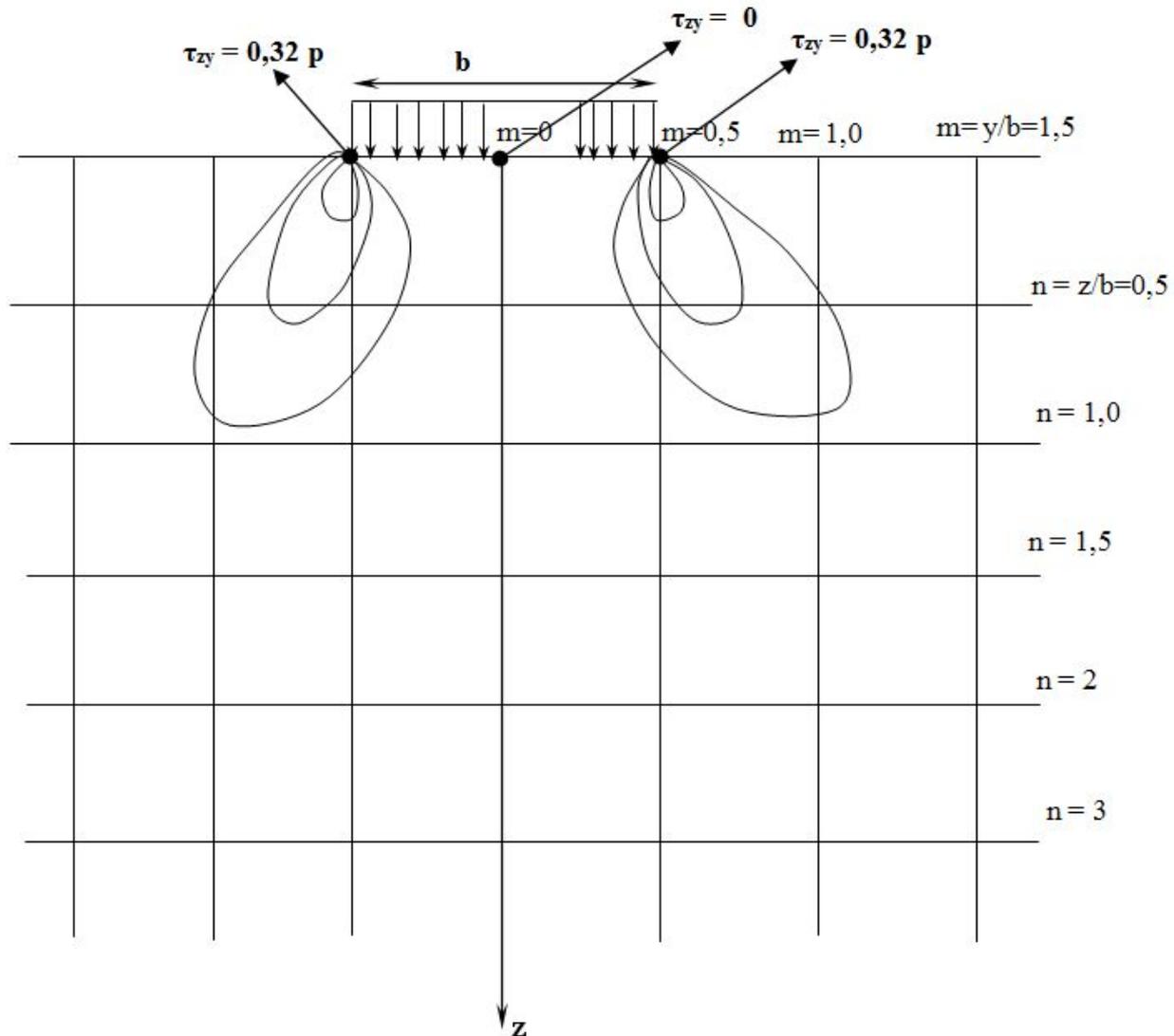
$\sigma_z, \sigma_y, \tau_{zy}$ не зависят от свойств грунта.

Изобары напряжений σ_z в основании гибкого ленточного фундамента. Плоская задача



Напряжения σ_z медленно убывают по глубине и быстро в стороны.

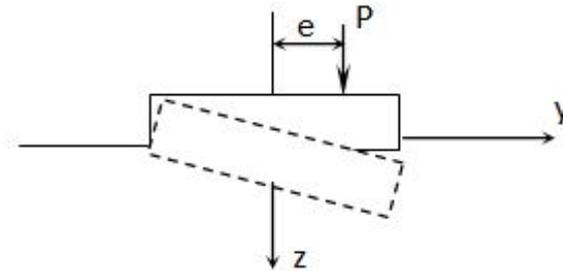
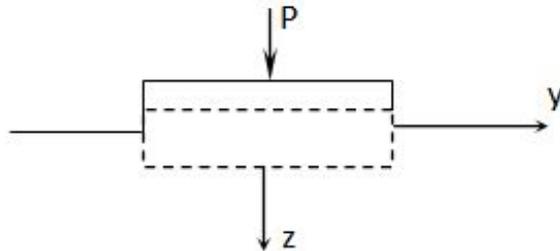
Плоская задача. Изобары напряжений τ_{zy}



Касательные напряжения τ_{zy} возникают в угловых частях под фундаментом.

Жесткая передача нагрузки

Жесткий фундамент предполагает, что фундамент работает только на сжатие. Если на жесткий фундамент действует вертикальная нагрузка приложенная в центре, то вертикальные перемещения всех точек породы в контактной плоскости с фундаментом должны быть равны между собой.



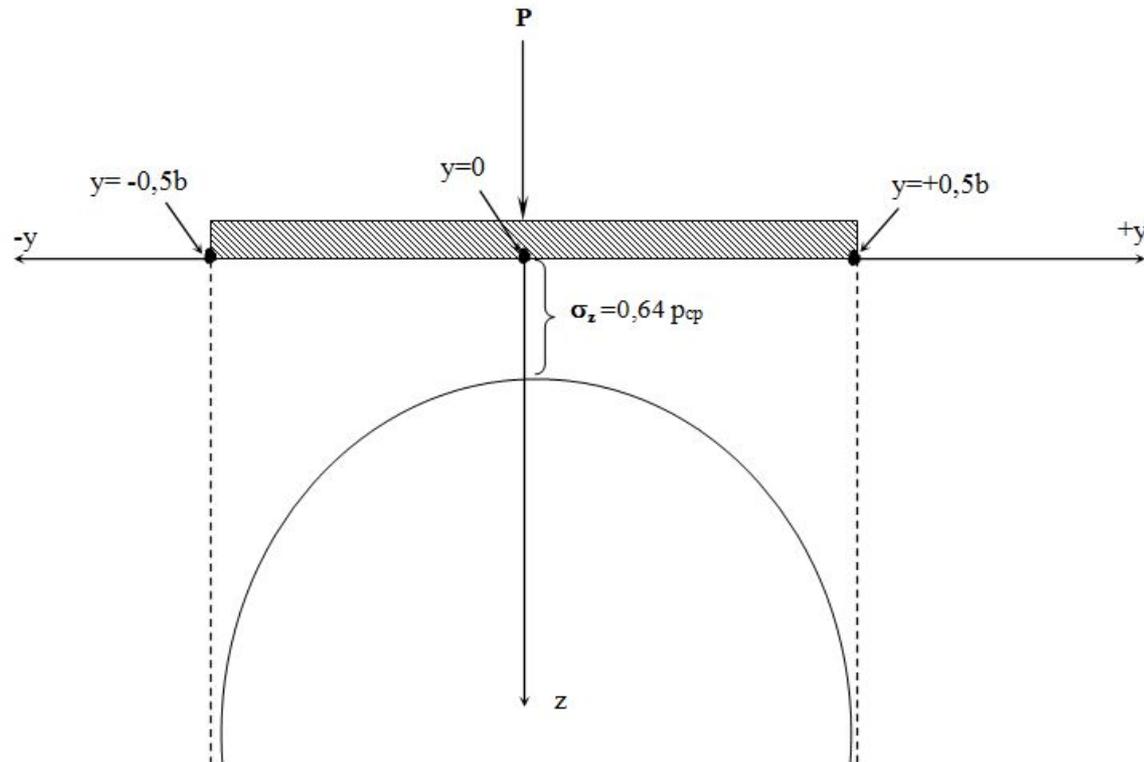
Задача о распределении напряжений в контактной плоскости от нагрузки приложенной в центре была решена немецким математиком Садовски. В результате была получена расчетная формула для контактных напряжений.

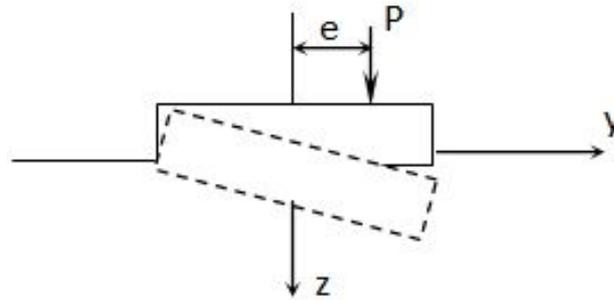
$$\sigma_{z_{z=0}} = p_y = \frac{P}{\pi b \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{y^2}{b^2}}} = \frac{P_{cp}}{\pi \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{y^2}{b^2}}}, \text{ где } p_{cp} = \frac{P}{b} - \text{среднее давление } \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \frac{\text{тс}}{\text{м}^2}, \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Из формулы:

$$\text{При } y = 0 \quad \sigma_{z_{z=0}} = p_y = \frac{2p_{cp}}{\pi} \cong 0,64 p_{cp}$$

$$\text{При } y = \pm 0,5 b \quad \sigma_{z_{z=0}} = p_y \rightarrow \infty \quad \text{В практике} \quad \sigma_{z_{z=0}} = p_y = (3 - 4) p_{cp}$$





В случае приложения нагрузки с эксцентриситетом в формулу для расчета напряжений σ_z вводится множитель (решение Егорова К.Е.):

$$\sigma_{z_{z=0}} = p_y = \frac{P_{cp}}{\pi \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{y^2}{b^2}}} \left(1 + 8 \frac{ey}{b^2} \right), \text{ где необходимо учитывать знак координаты } y.$$

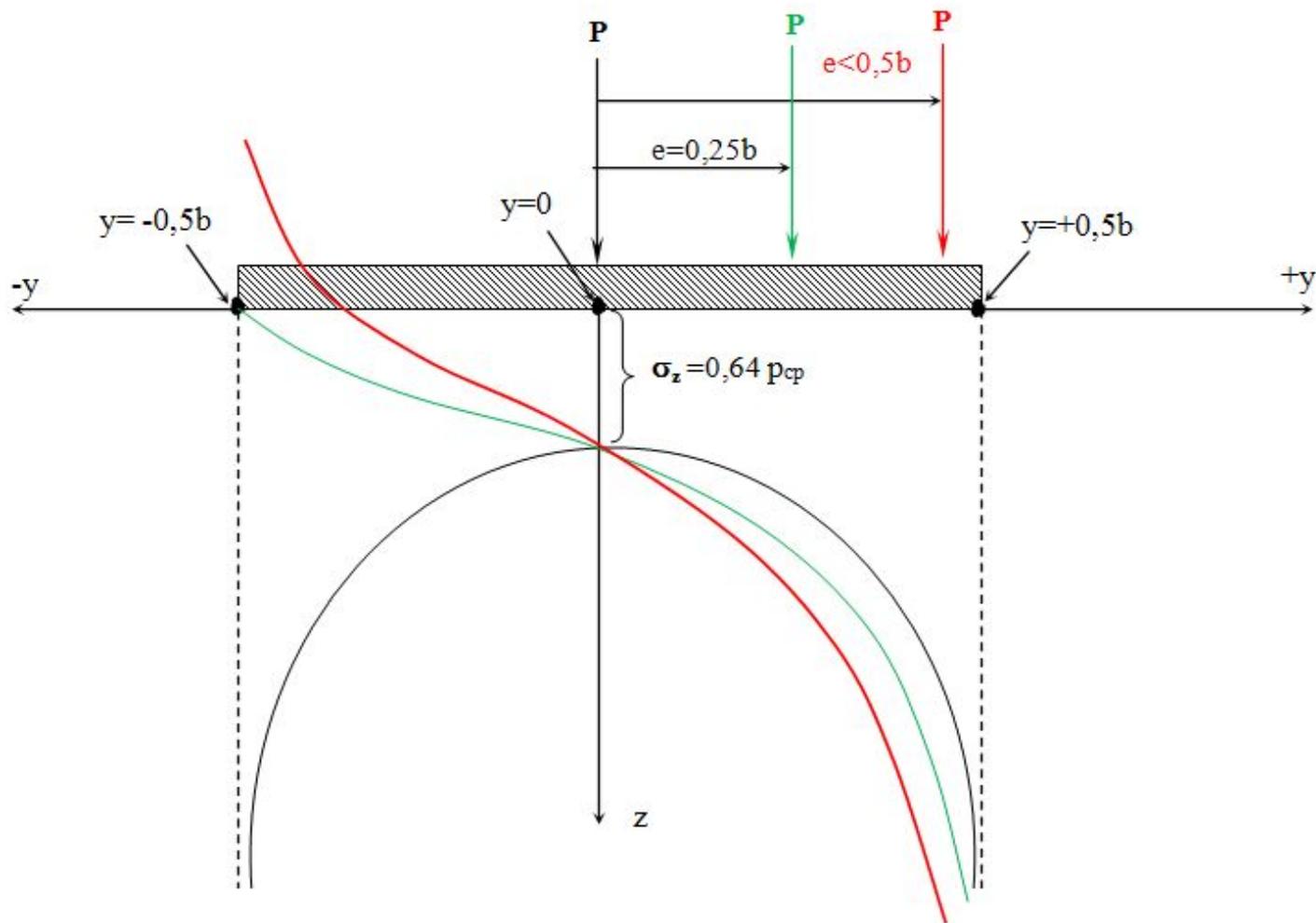
Если y со знаком «+», то напряжения возрастают, если со знаком «-», то напряжения уменьшаются.

Заметим, что при любом эксцентриситете

$$\text{в точке с координатой } z = 0, y = 0 \quad \sigma_{z_{z=0}} = p_y = \frac{2P_{cp}}{\pi} \cong 0,64 P_{cp}$$

При $e=0,25b$, в точке с координатой $z=0, y = -b/2$ $\sigma_{z_{z=0}} = 0$

При $e > 0,25b$, в точке с координатой $z=0, y = -b/2$ $\sigma_{z_{z=0}} = -\infty$ опрокидывание фундамента



Черная при $e=0$

Зеленая при $e=0,25b$

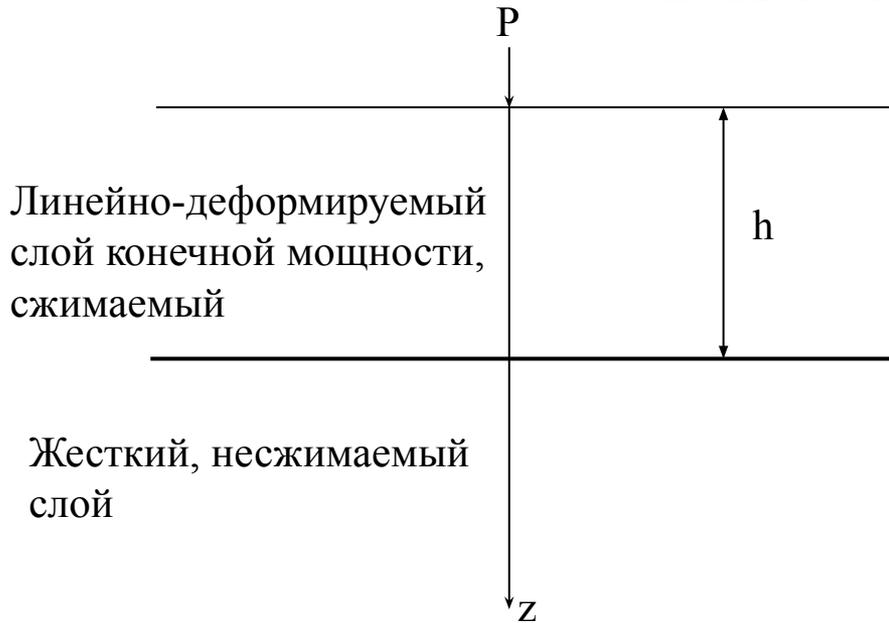
Красная при $e > 0,25 b$ – опрокидывание фундамента

Величины нормальных сжимающих напряжений (в МПа) под жестким и гибким ленточными фундаментами при давлении 0,1 МПа (по данным К.Е. Егорова)

Относительное горизонтальное расстояние $m=y/b$	Относительная глубина $n=z/b$							
	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0	0,1	0,082	0,055	0,04	0,031	0,021	0,016	0,013
	0,064	0,058	0,051	0,038	0,030	0,021	0,016	0,013
0,5	0,05	0,048	0,041	0,033	0,028	0,020	0,015	0,012
	∞	0,054	0,041	0,033	0,027	0,020	0,015	0,012
1,0	0	0,008	0,018	0,021	0,020	0,017	0,014	0,012
	0	0,01	0,019	0,022	0,021	0,017	0,014	0,012
2,0	0	0,005	0,003	0,006	0,008	0,010	0,010	0,009
	0	0,006	0,003	0,006	0,008	0,010	0,010	0,009

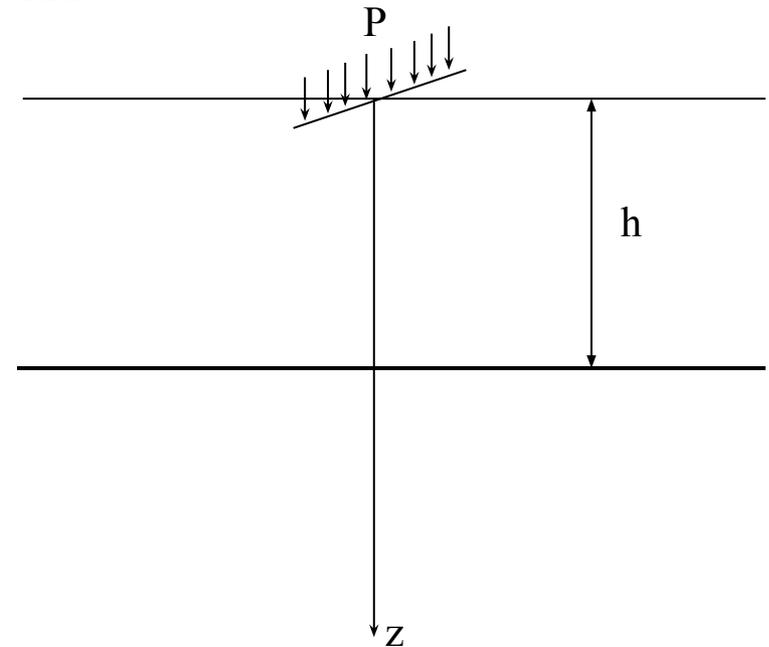
В числителе приведены напряжения под гибким фундаментом, в знаменателе под жестким.

Распределение напряжений в слое грунта ограниченной толщины на несжимаемом основании



Максимальное сжимающее напряжение по оси Z на глубине несжимаемого жесткого подстилающего слоя для сосредоточенной нагрузки при $\nu=0,5$ однородного и изотропного массива, составляет:

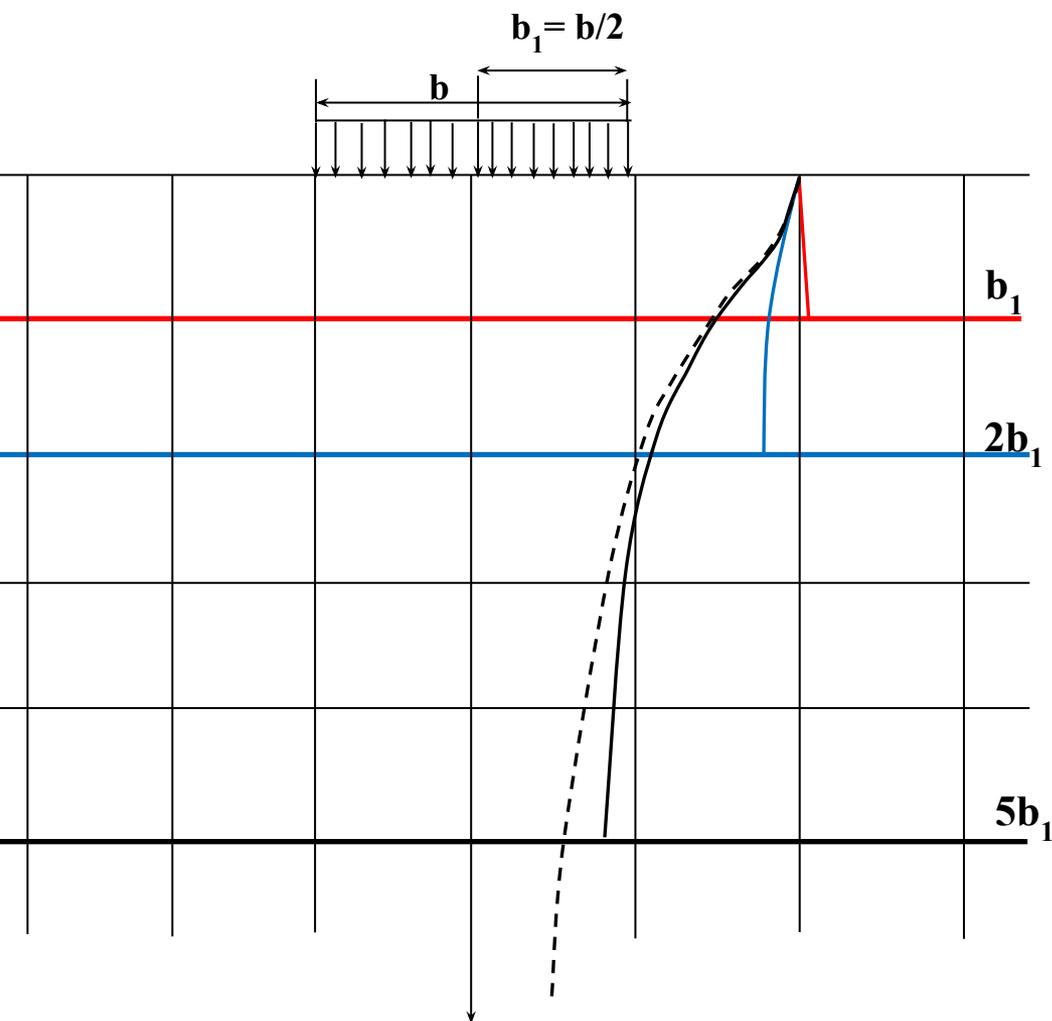
$$\sigma_n = 0,822 \frac{P}{h} \text{ (По Био)}$$



Максимальное сжимающее напряжение по оси Z для распределенной нагрузки, однородного и изотропного массива при $\nu=0,5$, составляет:

$$\sigma_n = 0,636 \frac{P}{h} \text{ (По Файлону)}$$

Величины максимальных сжимающих напряжений (в долях от p) в слое грунта на несжимаемом основании под ленточным фундаментом (По Егорову К.Е.).



$\frac{z}{h}$	При залегании несжимаемого слоя на глубине		
	$h=b_1$	$h=2b_1$	$h=5b_1$
1	1	1	1
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0	1,022	0,76	0,36

z – расстояние по оси Z от контактной плоскости (граница между сжимаемым и несжимаемым слоем) до координаты центра тяжести горизонтальной площадки на которой определяется напряжение.

h - мощность сжимаемого слоя.

b_1 – полуширина равномерно распределенной полосовой нагрузки.

Красный – глубина залегания несжимаемого слоя $h=b_1$

Синий – глубина залегания несжимаемого слоя $h=2b_1$

Черный – глубина залегания несжимаемого слоя $h=5b_1$

Пунктир – грунт однородный при $h \rightarrow \infty$

Величины максимальных сжимающих напряжений (в долях от p) в слое грунта на несжимаемом основании под равномерно распределенной нагрузкой в зависимости от l/b (По М.И. Горбунову-Посадову).

h/b_1	Круг (радиус b_1)	Прямоугольник			
		$(l/b)=1$	$(l/b)=2$	$(l/b)=3$	$(l/b)=4$
0	1	1	1	1	1
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059
1	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025
1,5	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902
2	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761
2,5	0,335	0,395	0,593	0,651	0,636
3	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560
4	0,148	0,186	0,314	0,392	0,439
5	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359
7	0,051	0,065	0,113	0,170	0,262
10	0,025	0,032	0,064	0,098	0,181
20	0,006	0,008	0,016	0,024	0,068
50	0,001	0,001	0,003	0,005	0,014

Изменение напряжений в слое несжимаемого грунта при залегании на некоторой глубине слабых, гибких прослоек.

При наличии *тонкой* гибкой нерастяжимой прослойки, параллельной ограничивающей полупространство плоскости, максимальное сжимающее напряжение на контакте несжимаемого слоя и слабого слоя:

$$\sigma_n = 0,45 \frac{P}{h^2} \text{ (По Био)}$$

Для самостоятельного изучения, законспектировать:

- **Влияние анизотропии свойств, на особенности распределения напряжений (Дашко Р.Э. параграф 7 стр.97),**
 - **Экспериментальные исследования распределения напряжений в основании сооружений (Дашко Р.Э., параграф 6 стр. 93).**
 - **Распределение напряжений в двухслойном разрезе. Учет свойств слабого грунта в пределах сжимаемой толщи. Стр.285.**
- Цытович Н.А. Механика грунтов: Полный курс. Изд. 5-е.-М., 2014**

В зависимости от соотношения глубины заложения фундамента h и его ширины b различают (по Березанцеву В.Г.):

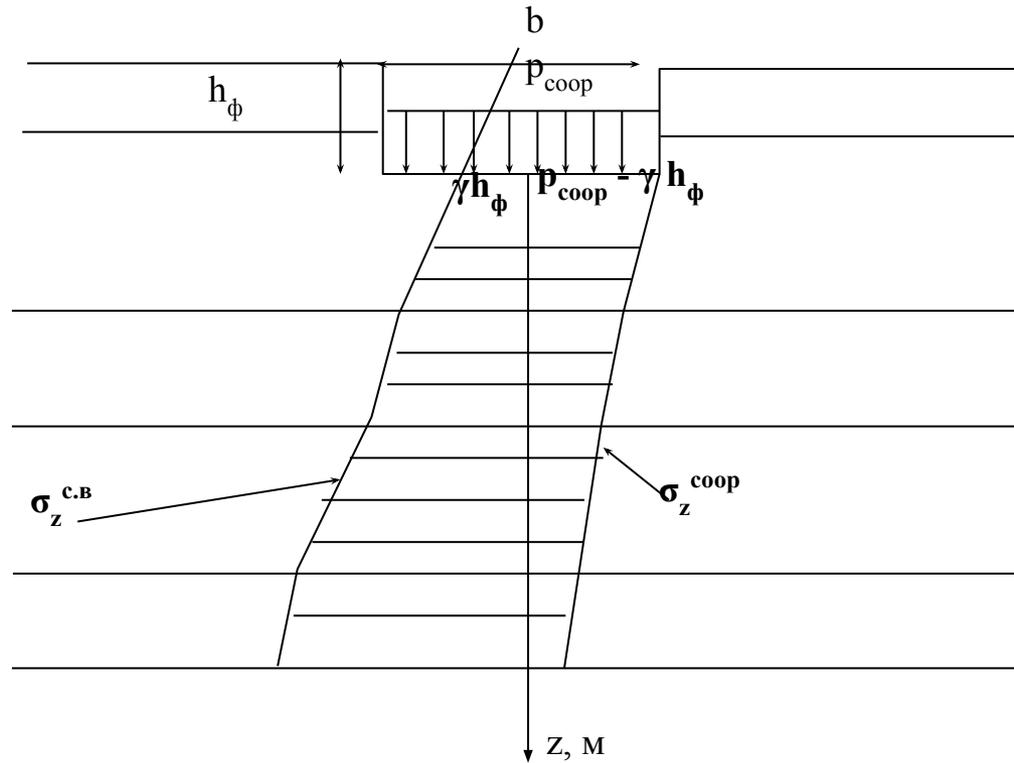
фундаменты мелкого заложения $(h/b) < 0,5$,

средней глубины $(h/b) = 0,5-2,0$;

глубокого $(h/b) = 2-4$;

очень глубокого $(h/b) > 4$

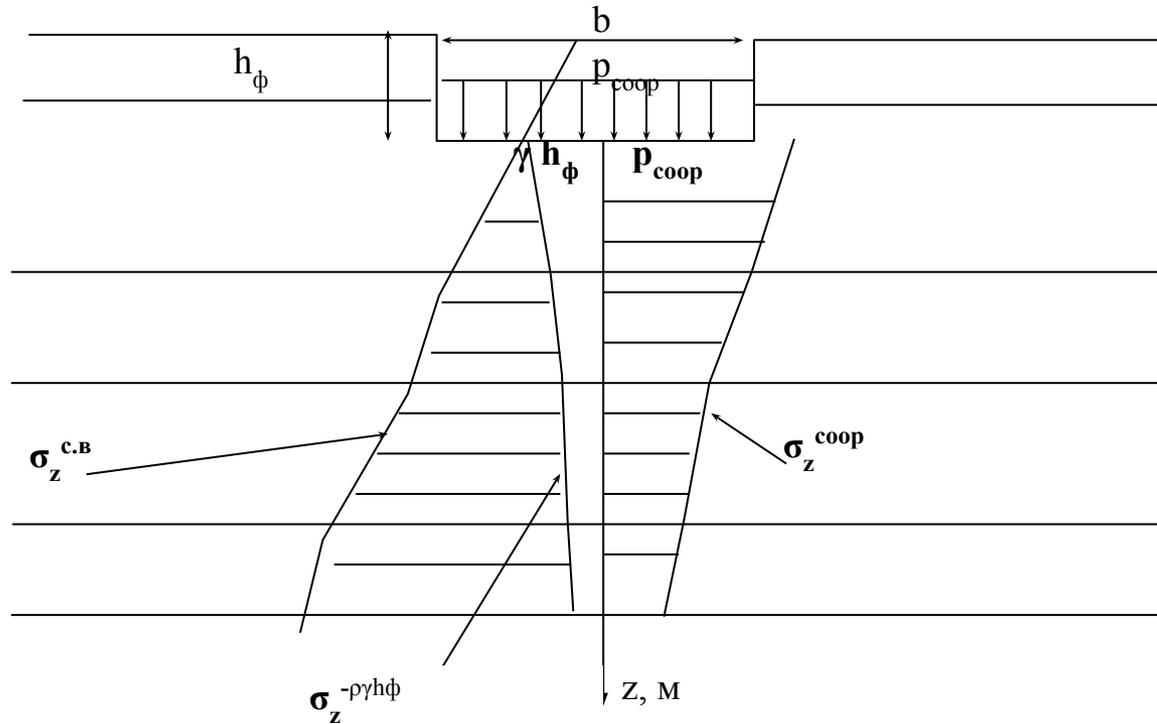
Случай быстрой замены веса породы вынудой из котлована весом сооружения.



$$\sigma_z^{\text{соор}} = f(p_{\text{соор}} - \gamma h_{\phi}), \text{ плоская } (m = y/b, n = z/b), \text{ объемная } (m = l/b, n = z/b)$$

$$\sigma_z^{\text{полное}} = \sigma_z^{\text{соор}} + \sigma_z^{\text{с.в}}$$

Случай медленной замены веса породы вынутой из котлована весом сооружения.



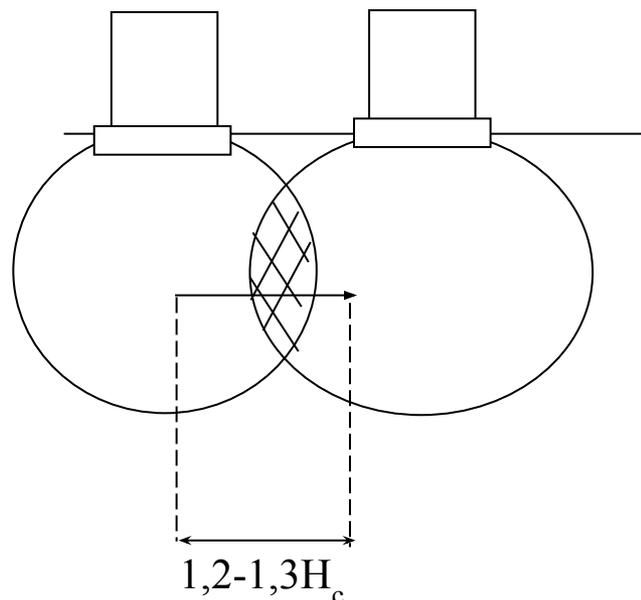
$$\sigma_z^{-\gamma h_{\phi}} = f(p^{-\gamma h_{\phi}}, \text{плоская } (m = y/b, n = z/b), \text{объемная } (m = l/b, n = z/b))$$

$$\sigma_{z \text{ остаточные}}^{\text{с.в.}} = \sigma_z^{\text{с.в.}} - \sigma_z^{-\gamma h_{\phi}}$$

$$\sigma_z^{\text{соор.}} = f(p_{\text{соор}}), \text{плоская } (m = y/b, n = z/b), \text{объемная } (m = l/b, n = z/b))$$

$$\sigma_z^{\text{полное}} = \sigma_z^{\text{соор}} + \sigma_{z \text{ остаточное}}^{\text{с.в.}}$$

Учет взаимного влияния фундаментов.



Вертикальные нормальные напряжения σ_z на глубине z от подошвы фундамента по вертикали проходящей через центр рассчитываемого фундамента, с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади определяют по формуле (СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.):

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i}$$

σ_z – нормальное вертикальное напряжение на глубине z рассчитываемого фундамента с учетом влияния соседних фундаментов,

σ_{zp} – нормальное вертикальное напряжение на глубине z ,

$\sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i}$ - сумма вертикальных напряжений на глубине z от соседних влияющих фундаментов, n – число влияющих фундаментов.

Проектирование по предельным состояниям

По несущей способности:

$$N \leq \frac{\gamma_c \cdot R_{np}}{\gamma_q}$$

N – заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации;

R_{np} – несущая способность (предельная нагрузка) основания для данного направления нагрузки N ;

γ_c – коэффициент условия работы основания (<1);

γ_q – коэффициент надежности (>1).

По предельным деформациям:

$$\begin{aligned} S_{рас.} &\leq S_{u.s.} \\ \Delta S_{рас.} &\leq \Delta S_{u.s.} \end{aligned}$$

$S_{рас.}$ – расчетная абсолютная осадка фундамента;

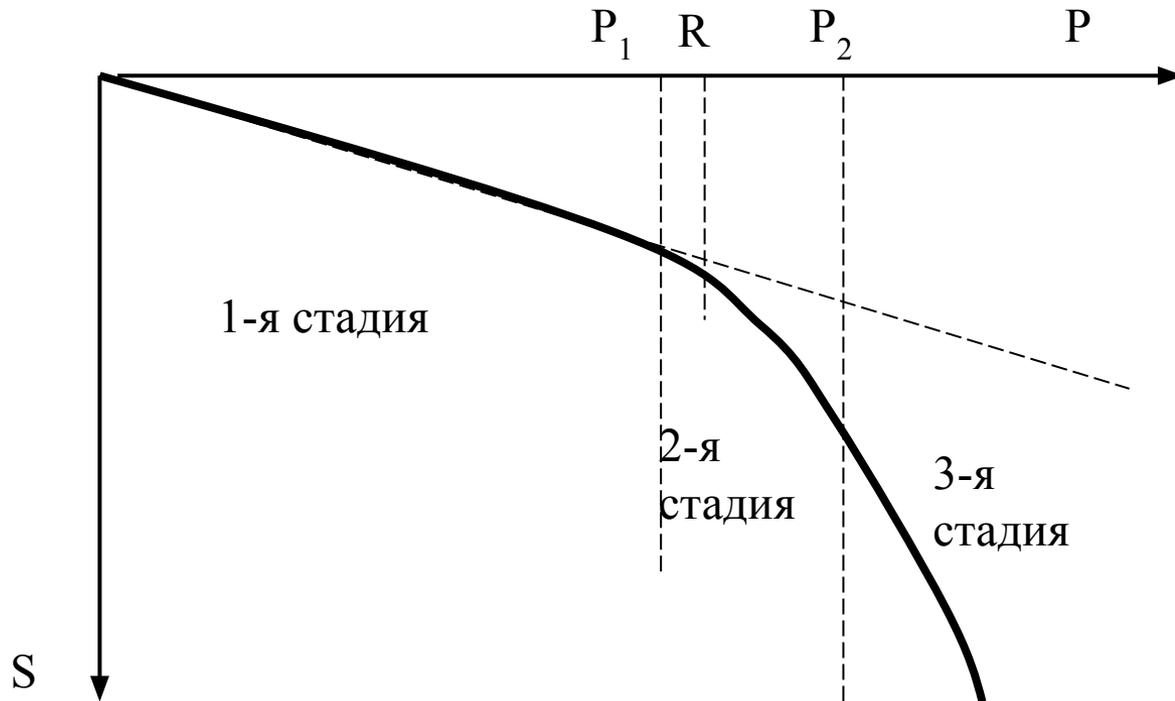
$\Delta S_{рас.}$ – расчетная относительная разность осадок фундамента;

$S_{u.s.}$; $\Delta S_{u.s.}$ – предельные величины, соответственно абсолютной и относительной разности осадок фундамента

Сведения о допустимых деформациях некоторых сооружений По СП 22.13330.2011

Сооружения и элементы конструкций	Относительная разность осадок (перекос) $\Delta S/L$	Крен i	Средняя или (в скобках) максимальная осадка, S_{max} , см
СП 22.13330.2011 (Приложение Д)			
1. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)
2. Производственные и гражданские одно- и многоэтажные здания с полным каркасом (здесь L – расстояние между осями фундаментов):	железобетонным	0,002	-
	то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003	-
	стальным	0,004	-
	то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-
	3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами (здесь L – полудлина здания):		
из крупных панелей	0,0016	-	(12)
из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,002	-	(12)
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	-	(18)

Стадии деформирования грунта (классический случай)



P_1 – первая критическая нагрузка (безопасное давление).

R – расчетное сопротивление грунта.

P_2 – вторая критическая нагрузка

При $P=R$ зоны предельного равновесия формируются в локальной зоне (в угловых под фундаментом) на глубину $\frac{1}{4} b$.

Получено выражение расчетного сопротивления R для грунтов с $\varphi > 5—7^\circ$, используемое в СП 22.13330.2011 для здания без подвала:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma K_z b \gamma + M_q h_\varphi \gamma' + M_c c)$$

γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы;

K — коэффициент, принимаемый равным единице, если характеристики прочности породы определяются непосредственно и 1,1, если они назначаются по специальным таблицам рассматриваемого СП;

K_z — безразмерный коэффициент, зависящий от ширины фундамента b (при $b < 10$ м $K_z = 1$, при $b \geq 10$ м $K_z = 8/b + 0,2$);

c — сцепление породы несущего слоя;

γ и γ' — плотность породы соответственно ниже или выше подошвы фундамента;

M_γ , M_z , M_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения пород несущего слоя (φ), которые, исходя из формулы, рассчитываются из выражений:

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}; \quad M_q = 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}; \quad M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}.$$

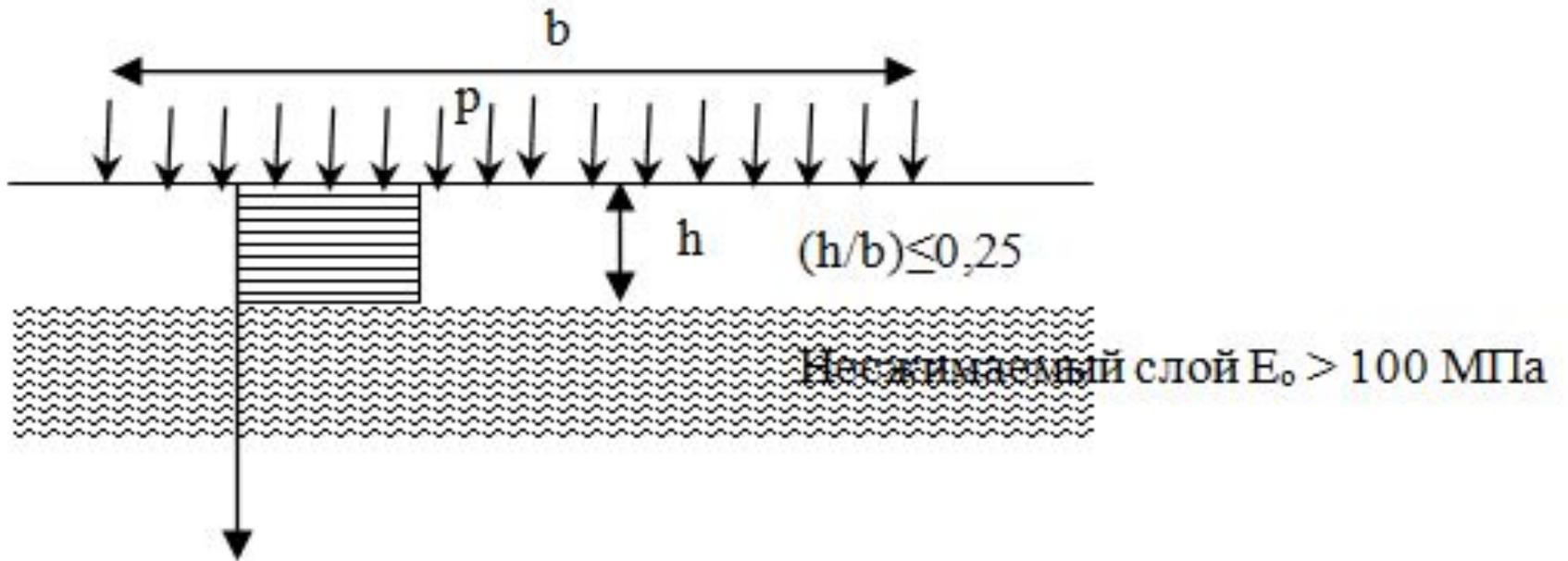
Все субаквальные отложения проходят через несколько стадий формирования и делятся на 5 категорий по степени уплотнения (литификации) по В.Д. Ломтадзе.

Стадии литификации	Категории по степени литификации	Тип породы		Глубина формирования от поверхности земли	Влажность	Показатель консистенции, I_L	Типы структурных связей
		Генетический	Литологический				
I стадия Диагенез	Предельно малая	Осадочная порода	Переход от стадии ила, затухание биохимических процессов.	0-15(20)м	Для илов: $W \approx (2-3)W_T$ $W \geq W_T$	$I_L \geq 1$	Магнитные, молекулярные, кулоновские
II стадия Катагенез	Малая		Молодые четвертичные образования. Пластичная глинистая порода	до 2,5-3,0 км	$W_T > W > W_p$	$0,5 \leq I_L < 1,0$	Магнитные Молекулярные Кулоновские Ионные Редко цементационные
	Средняя		Среднеуплотненная глинистая порода		$W_T > W \geq W_p$	$0,5 > I_L > 0$	Молекулярные Ионные Кулоновские Цементационные
	Высокая		Высокоуплотненная глинистая порода. Аргиллиты		$W \leq W_p$	$I_L \leq 0$	Цементационные Молекулярные Ионные
	Предельно высокая	Сланцеватые аргиллиты	$W < W_p$		$I_L < 0$	В основном цементационные	
III стадия Метаморфизм	Метаморфическая порода		более 2,5-3,0 км		-		

Все субаквальные отложения проходят через несколько стадий формирования и делятся на 5 категорий по степени уплотнения (литификации) по В.Д. Ломтадзе. Примечание:

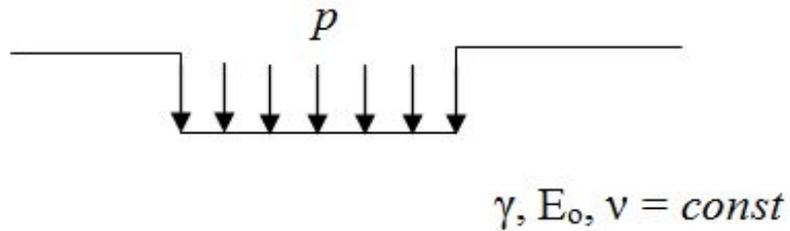
- Геостатическое давление в процессе формирования пород возрастает, а влажность уменьшается.
- Основные типы структурных связей 1 и 2 категории малой и предельно малой степени литификации называются тиксотропно-коагуляционные.

Модель одномерного сжатия

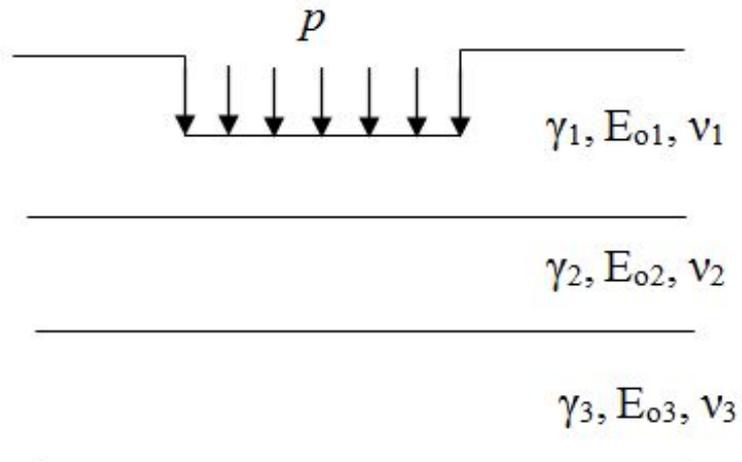


Различают методы расчета осадки:

- однородного основания

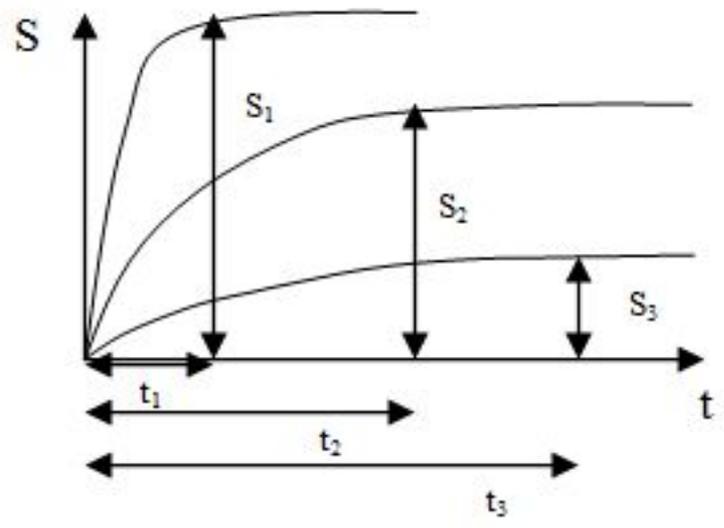


- неоднородного основания



- конечная осадка S_K .

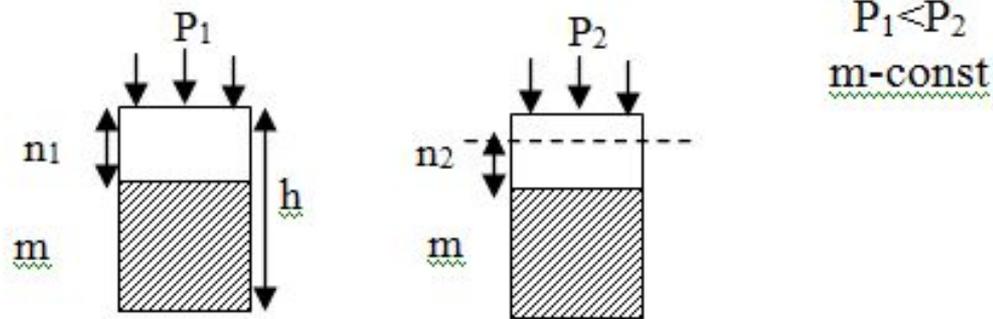
- расчет осадки во времени $S(t)$.



Методы расчета конечной осадки

- 1) Расчет конечной осадки при одномерном сжатии, однородном и неоднородном основании
- 2) Расчет конечной осадки при однородном основании 2-х и 3-х мерное сжатие
- 3) Расчет конечной осадки при неоднородном основании 2-х и 3-х мерное сжатие

Одномерное сжатие



Задача рассчитать осадку: $S = n_1 - n_2$

Через коэффициент пористости $e = n/m$: $S = e_1 m - e_2 m = m(e_1 - e_2)$

Определяем чему равно m : $h = m + n_1 = m + e_1 m = m(1 + e_1)$, $m = h / (1 + e_1)$

Отсюда $S = \frac{(e_1 - e_2)}{(1 + e_1)} h$

Через коэффициент сжимаемости $a = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1)$

$S = \frac{a(p_1 - p_2)}{(1 + e_1)} h$

Расчет конечной осадки при однородном основании, 2-х и 3-х мерное сжатие.

Метод Шлейхера – Польшина

$$S = \frac{\omega p b (1 - \nu^2)}{E_0}$$

p - Принимается с учетом заглубления фундамента

ω - Для круглых фундаментов 0,79, для прямоугольных зависит от $m=l/b$, формы и жесткости фундамента.

Формула используется для определения осадки различного типа грунтов скальных, песчано-глинистых, но следует помнить, что формула имеет ограниченное применение:

- 1) Давления менее 2-3 кгс/см²
- 2) Ширина фундамента менее 2-3 м, площадь менее 12-15 м²
- 3) Мощность сжимаемой толщи менее 6-8 м

$m=l/b$	1	3	10
Тип ф-та			
гибкий	1,12	1,78	2,53
жесткий	0,88	1,44	2,12
	Объемная задача		Плоская задача

Расчет конечной осадки при неоднородном основании 2-х и 3-х мерное сжатие.

В случае неоднородного основания, когда в пределах сжимаемой толщи залегают грунты, различающиеся по происхождению, литологическому составу и показателям сжимаемости используется метод послойного суммирования.

Суть метода: Общая осадка основания представляет собой сумму осадок всех слоев:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i,$$

где n – число слоев, на которое разделена вся толща.

Выделяют 2 расчетные схемы метода послойного суммирования в зависимости от конкретных инженерно-геологических условий:

1) Метод линейно-деформируемого слоя конечной мощности.

Применяется в случае если:

а) $b > 10$ м и $E_0 > 10$ МПа

б) если в пределах сжимаемой толщи основания залегает порода с $E > 100$ МПа.

Соответственно для выбора схемы расчета осадки нужно оценить мощность сжимаемой толщи H .

$$\bar{s} = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}$$

Мощность линейно-деформируемого слоя H , м, вычисляется по формуле

$$H = (H_0 + \psi b)k_p,$$

где H_0 и ψ - принимаются соответственно равными для оснований, сложенных: глинистыми грунтами 9 м и 0,15; песчаными грунтами - 6 м и 0,1;

k_p - коэффициент, принимаемый равным: $k_p = 0,85$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p = 0,150$ МПа; $k_p = 1,2$ при $p = 0,500$ МПа, а при промежуточных значениях - по интерполяции.

Если основание сложено глинистыми и песчаными грунтами, значение H , м, определяется по формуле

$$H = H_s + h_{cl} / 3$$

где H_s - толщина слоя, вычисленная по предыдущей формуле в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами;

h_{cl} - суммарная толщина слоев глинистых грунтов в пределах сжимаемой толщи, вычисленной по предыдущей формуле.

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$. При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше H_{\min} , равной $b/2$ при $b \leq 10$ м, $(4 + 0,1b)$ при $10 < b \leq 60$ м и 10 м при $b > 60$ м.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E \leq 7$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за H_c принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

2) Метод линейно-деформируемого полупространства.

Применяется в случае если:

а) в основании больших в плане фундаментов с $b > 10$ м залегают породы с $E < 10$ МПа;

б) в основании фундаментов шириной $b < 10$ м в пределах сжимаемой толщи отсутствует практически несжимаемый слой с $E > 100$ МПа.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}$$

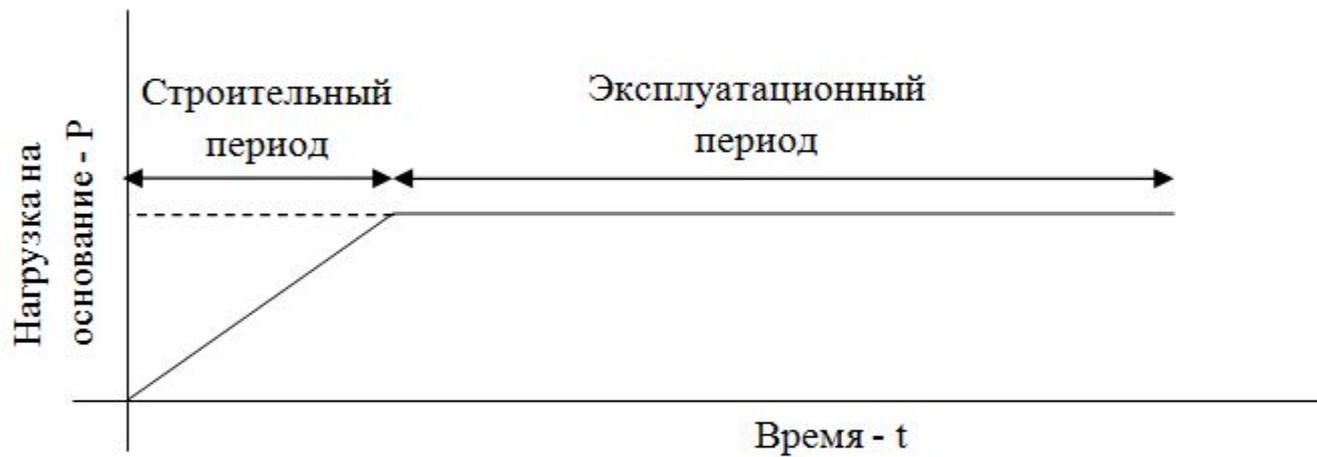
При заглублении фундаментов более 5 м в формулу расчета осадки вводится дополнительное слагаемое по СП 22.13330.2011

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}},$$

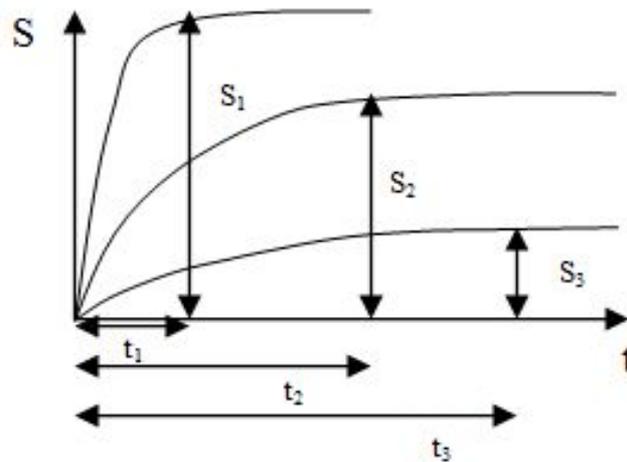
где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;

- $\sigma_{zp,i}$ — среднее значение вертикального нормального напряжения (далее — вертикальное напряжение) от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (см. 5.6.32), кПа;
- h_i — толщина i -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;
- E_i — модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;
- $\sigma_{z\gamma,i}$ — среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта (см. 5.6.33), кПа;
- $E_{e,i}$ — модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;
- n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Расчет осадки во времени



Развитие осадки во времени под мгновенной нагрузкой



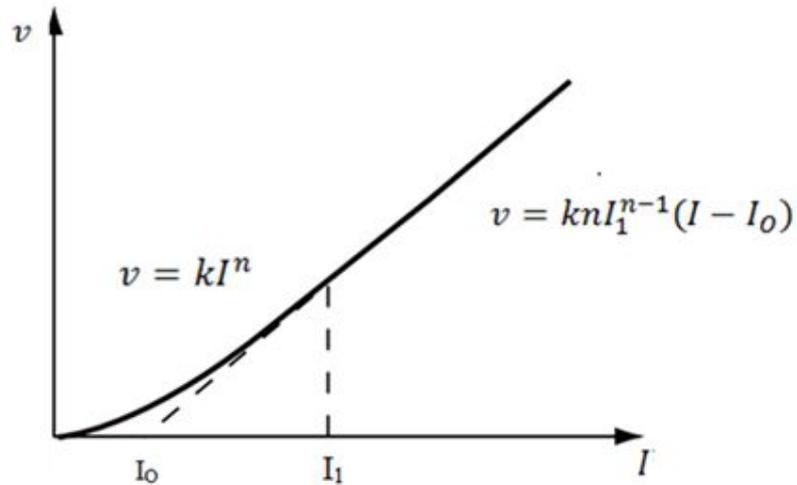
Необходимо рассматривать два случая:

- Давление от веса сооружения равно или меньше структурной прочности $p \leq \sigma_{\text{стр}}$.
- Давление от сооружения больше структурной прочности $p > \sigma_{\text{стр}}$ (остается в области линейной связи).

Общий характер развития деформаций в водонасыщенной глинистой породе с учетом перераспределения давления между скелетом и поровой водой.



Отклонение от закона Дарси, взаимосвязь скорости фильтрации и градиента фильтрации.



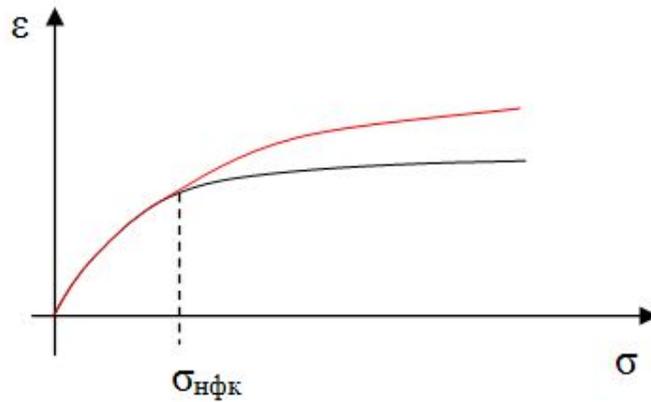
$v = kI^n$ – экспоненциальная зависимость при $I \leq I_1$
 $n=1,5-2,0$

$v = nI_1^{n-1}(I - I_0)$ – линейная зависимость, когда $I > I_1$

$$I_0 = I_1 (n-1)/n$$

Начальный градиент напора для глинистых грунтов в зависимости от температуры
(по Дашко Р.Э.)

Наименование породы	Влажность, %	Коэф. пористости	Число пластичности	Начальный градиент при температуре				
				20°C	30°C	40°C	50°C	60°C
Гидрослюдистая глина	45	0,89	21	3,2	2,5	1	0	0
	40	0,74		3,5	2,9	2	0	0
	38	0,68		3,6	3,10	2,3	1,0	–
Монтмориллонитовая глина	120	2,95	54	5,0	3,0	1,5	–	–
	97	2,23		8,8	6,7	5,0	1,5	–
	82	1,99		10,2	8,5	4,8	3,0	0
Каолинитовая глина	34	0,71	16	2,2	–	–	–	–
	31	0,65		2,0	–	–	–	–
	29	0,58		2,4	1,0	–	–	–



$$I_{\text{нфк}} = A\sqrt{M_c}$$

- A = 70-100 (малая степень литификации, пылеватые грунты, гидрослюдистый состав)
- A = 50-70 (малая степень литификации, непывеватые грунты, гидрослюдистый состав)
- A = 120-150 (средняя степень литификации, пылеватые грунты, гидрослюдистый состав)
- A = 100-120 (средняя степень литификации, непывеватые грунты, гидрослюдистый состав).

Величина осадки пород основания во времени:

$$S(t) = S^{\Phi}(t) + S^{\Pi}(t), \text{ где}$$

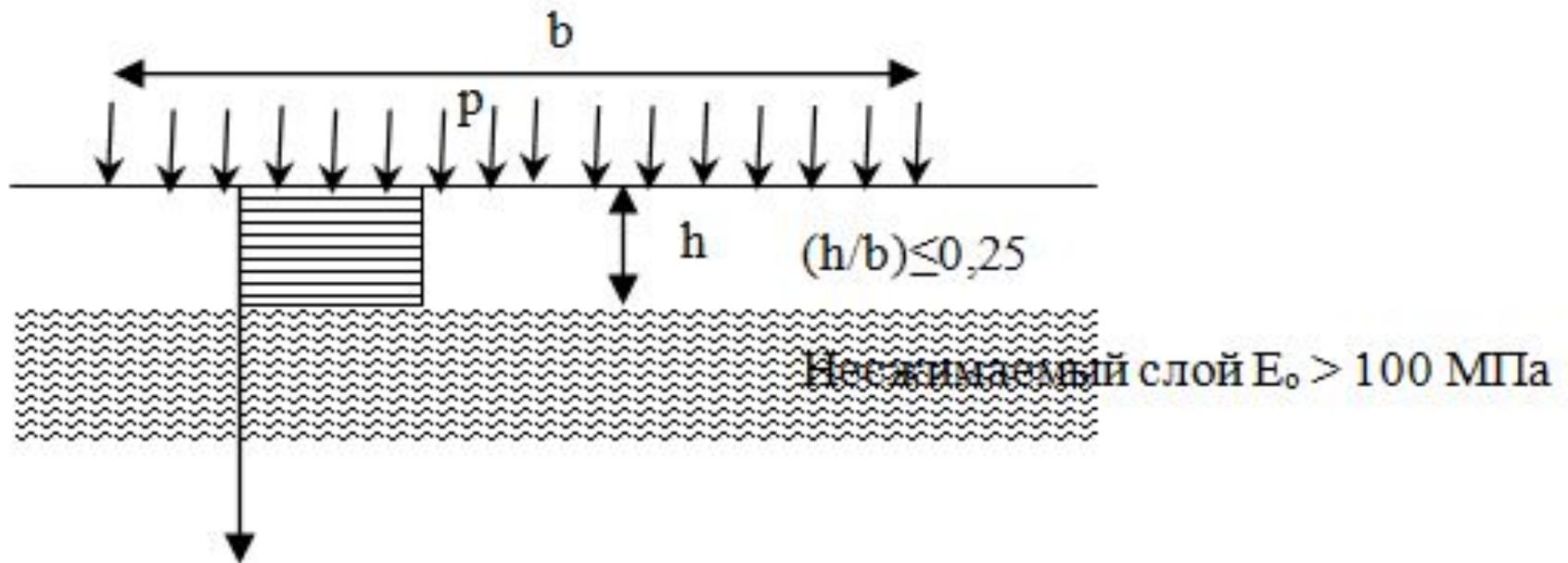
$S^{\Phi}(t)$ – осадка за счет фильтрации (оттока) воды из породы;
Расчет осадки с использованием теории фильтрационной консолидации.

$S^{\Pi}(t)$ – осадка за счет ползучести скелета.

Оценка осадки во времени с использованием теории фильтрационной консолидации.

К. Терцаги (1925 г.) положил начало развитию теории фильтрационной консолидации, которая в дальнейшем была развита Н.М. Герсевановым, В.А. Флориным, Н.А. Цытовичем, С.А. Роза, М.Н. Гольштейном, Н.Н. Масловым, А.И. Ксенофонтовым и другими.

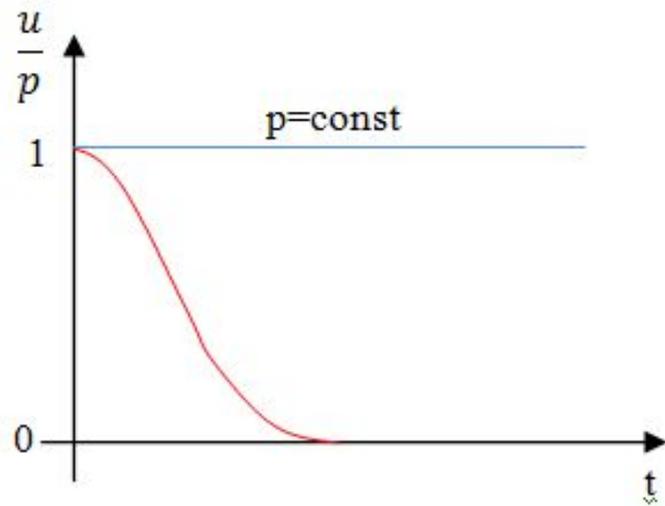
Модель одномерного сжатия



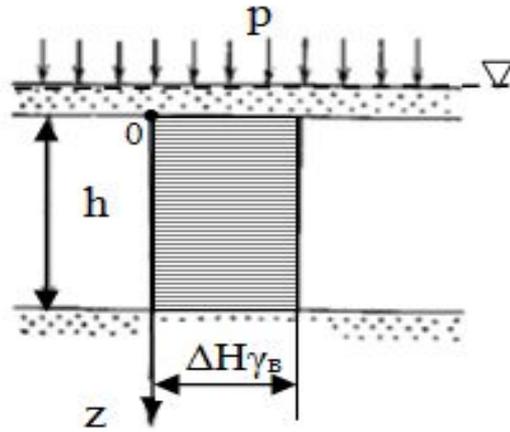
Исходные положения к расчету осадки по теории фильтрационной консолидации К. Терцаги:

- Порода полностью водоносаченная, $G=0,95-1,0$ (В случае если содержание воздуха в породе более 5% теория фильтрационной консолидации не работает, наблюдается резкое снижение порового давления).
- Содержит свободную воду.
- Фильтрация по линейному закону Дарси, коэффициент фильтрации величина постоянная, начальный градиент отсутствует.
- В грунте отсутствуют структурные связи, внешнее давление мгновенно передается на поровую воду.
- В скелете отсутствует ползучесть, после рассеивания порового давления, осадка стабилизируется.

Характер изменения относительного порового давления ($\frac{u}{p}$) во времени без учета ползучести скелета.



Прямоугольная эпюра поровых давлений в слое глинистой породы при $t=0$



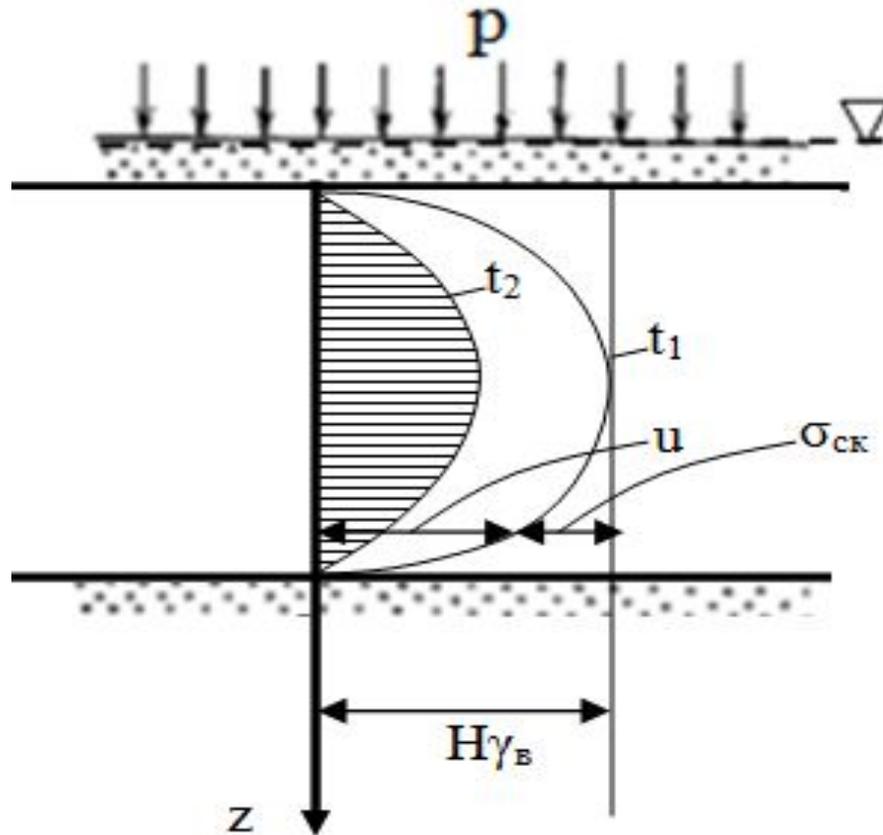
$p = (p_2 - p_1)$ – напряжение от сооружения

p_1 – начальное напряжение в кровле слоя глинистого грунта (напряжение собственного веса пород в кровле глинистого слоя)

$p_2 = (p + p_1)$ – конечное напряжение в кровле слоя

$H = (p_2 - p_1) / \gamma_B$ – избыточный напор в поровой воде

Эпюры поровых давлений в слое глинистого грунта на различные моменты времени t .



По мере оттока воды часть внешнего давления p (σ) будет передаваться на скелет породы и вызывать напряжение в скелете ($p_{ск}$), а часть на воду ($u = \Delta H\gamma_B$). В любой момент времени при $t \neq 0$, будет справедливо равенство:

$$p = u + p_{ск},$$

где $p_{ск}$ – напряжение в скелете глинистого грунта

$u = \Delta H\gamma_B$ – поровое давление.

Для упрощения решения задачи неравномерной фильтрации в решение вводятся приведенная высота слоя, приведенное расстояние от кровли слоя до горизонтального сечения и приведенный коэффициент фильтрации:

$$h_o = \frac{h}{1 + e_o}$$

$$z_o = \frac{z}{1 + e_o}$$

$$k_o = \frac{k}{1 + e_o}$$

e_o – начальный коэффициент пористости.

Зависимость скорости фильтрации от градиента напора по закону Дарси будет иметь вид:

$$v = -kI = -k_o \frac{dH}{dz_o}$$

v – скорость фильтрации воды;

k - коэффициент фильтрации;

I – приращение избыточного напора к высоте фильтрующего слоя, градиент фильтрации.

$$-\frac{dv}{dz_o} = \frac{de}{dt}$$

$$\frac{de}{dt} = a\gamma_B \frac{dH}{dt}$$

$$de = -a dp$$

$$\frac{dv}{dz_o} = -k_o \frac{d^2 H}{dz_o^2}$$

$$\frac{de}{dt} = -a \frac{dp}{dt}$$

$$k_o \frac{d^2 H}{dz_o^2} = a\gamma_B \frac{dH}{dt}$$

$$(p_2 - p_1) = \Delta H \gamma_B + p_{CK}$$

$$\frac{k(1 + e_o)}{a\gamma_B} \frac{d^2 H}{dz_o^2} = \frac{dH}{dt}$$

$$\frac{dp_{CK}}{dt} = -\gamma_B \frac{dH}{dt}$$

$$\frac{k(1 + e_o)}{a\gamma_B} \frac{d^2 H}{dz_o^2} = \frac{dH}{dt}$$

$$c_u = \frac{k(1 + e_o)}{a\gamma_B}$$

Граничные условия для решения следующие:

- 1) В момент передачи давления ($t=0$) на глинистый слой избыточные напоры постоянны по величине слоя и равны:

$$H = H_o = \frac{p_2 - p_1}{\gamma_B}$$

- 2) Для следующих моментов ($t \neq 0$) избыточные напоры в кровле и подошве слоя равны:

$$H = 0$$

Результат решения для H (см. стр. 144):

$$H = H_0 f(T_u), \text{ где}$$

T_u – фактор времени, переменная пропорциональная времени t ,

$$T_u = \frac{\pi^2 k(1+e_0)}{a\gamma_v h^2} t = \frac{\pi^2 c_u}{h^2} t, \text{ б.р.}$$

Результат решения для S (см. стр. 144):

$$S(t) = S_k U, \text{ где}$$

S_k – величина конечной осадки

U – степень уплотнения слоя, б.р.

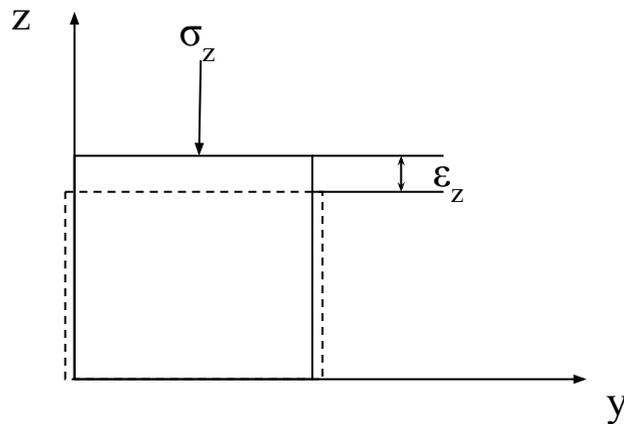
$U = f(T_u)$, зависит от фактора времени, функция табулирована:

T_u	0,005	0,02	0,04	0,08	0,12	0,17	0,24	0,31	0,39	0,49
U	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
T_u	0,59	0,71	0,84	1,0	1,18	1,40	1,69	2,09	2,08	-
U	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0

Напряжения и деформации при сжатии и сдвиге на горизонтальных и вертикальных площадках. Концепция теории упругости.

При сжатии.

Сжатие элементарного параллелепипеда в направлении оси z обычно сопровождается его поперечным расширением, которое в направлении осей x и y меньше деформации сжатия вдоль оси z — (ε_z).



$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E};$$

$$\varepsilon_y = -\nu \varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_z}{E}$$

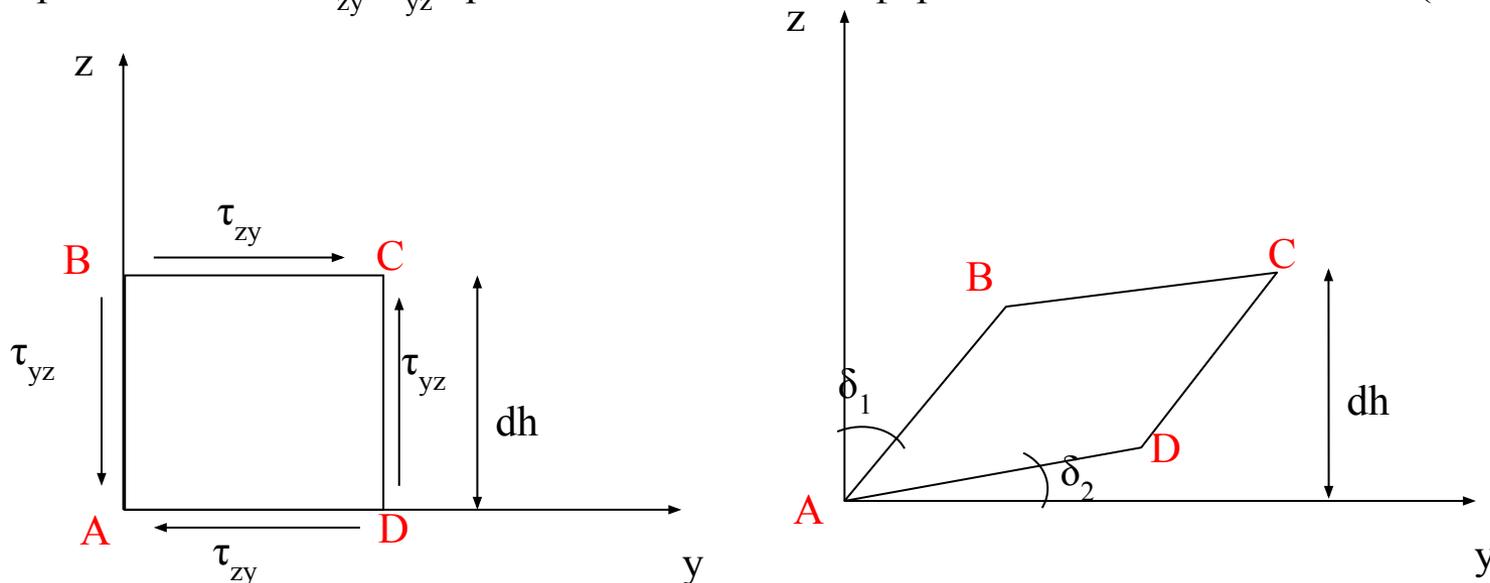
$$\varepsilon_x = -\nu \varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_z}{E};$$

$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \right| = \left| \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \right|$$

Напряжения и деформации при сжатии и сдвиге на горизонтальных и вертикальных площадках. Концепция теории упругости.

При сдвиге.

Под действием касательных составляющих напряжений, приложенных к граням элементарного параллелепипеда $\tau_{zy} = \tau_{yz}$ происходит изменение формы без изменения объема (чистый сдвиг).



Мерой сдвига является угол сдвига δ_{zy} (γ_{zy}). $\delta_{zy} = \delta_1 + \delta_2$
В однородном изотропном массиве $\delta_1 = \delta_2$

Зависимость между касательными напряжениями и соответствующими сдвиговыми деформациями описывается законом аналогичным закону Гука.

$$\delta = \frac{\tau}{G}$$

Коэффициент пропорциональности G – модуль сдвига.

Коэффициент пропорциональности G – модуль сдвига.

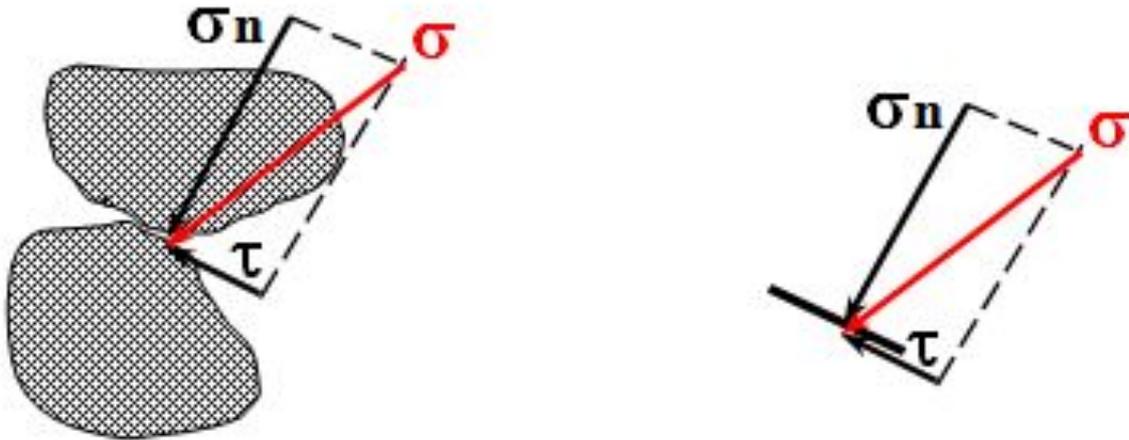
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\delta_{zy} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{zy}$$

$$\delta_{zx} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{zx}$$

$$\delta_{xy} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{xy}$$

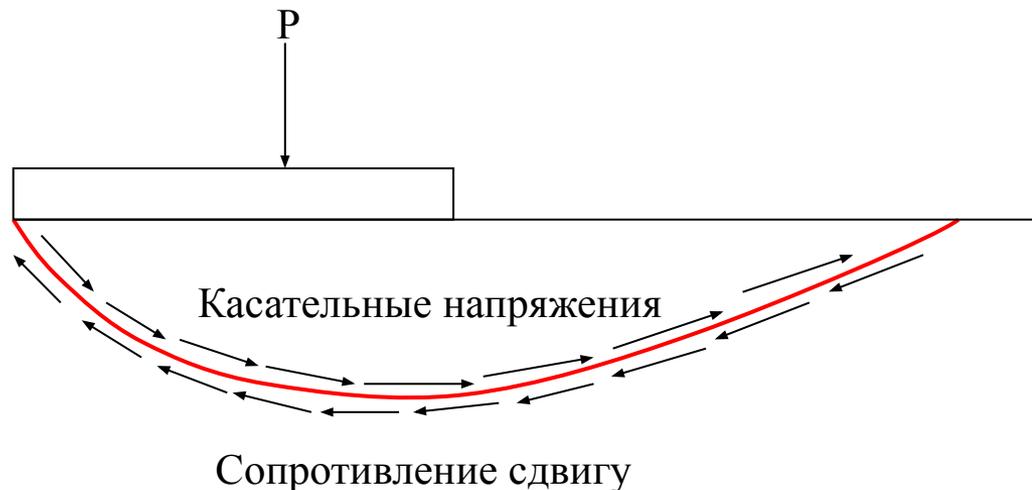
Рассмотрение напряжений на наклонных площадках



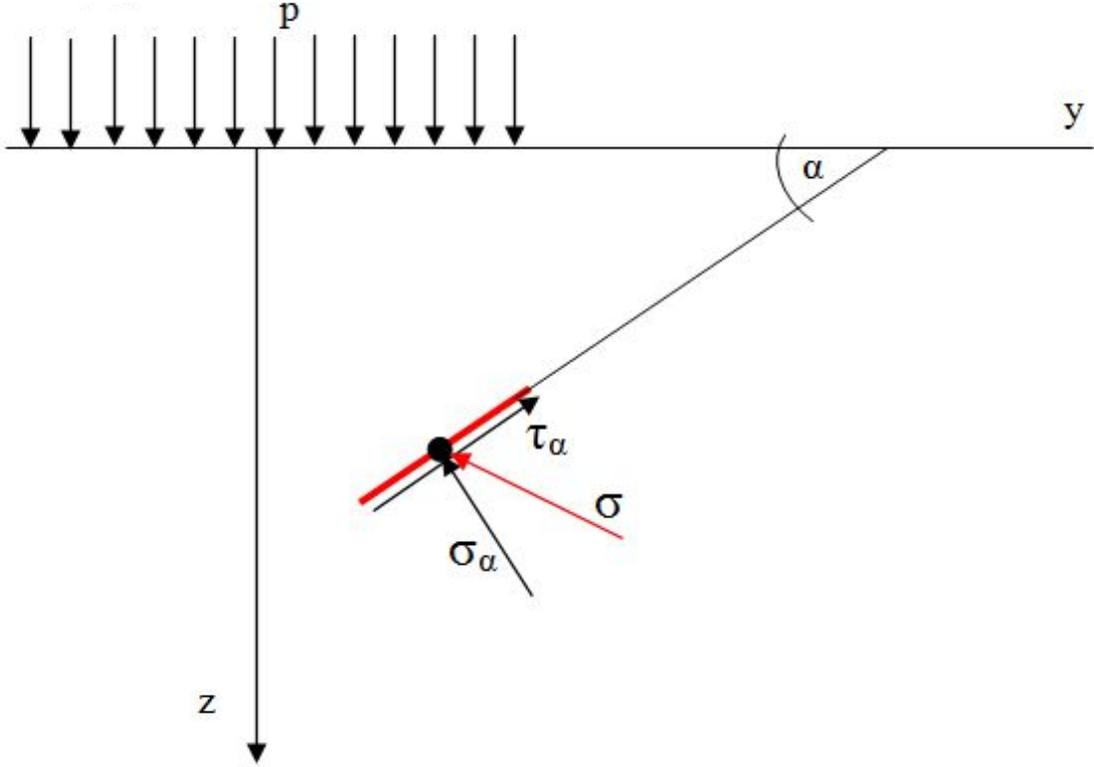
В расчетах (по теории упругости) сжатие рассматривают как деформацию изменения объема грунта (за счет уменьшения объема пор), а деформацию сдвига – как деформацию формоизменения (или скашивания), но без изменения объема пор.

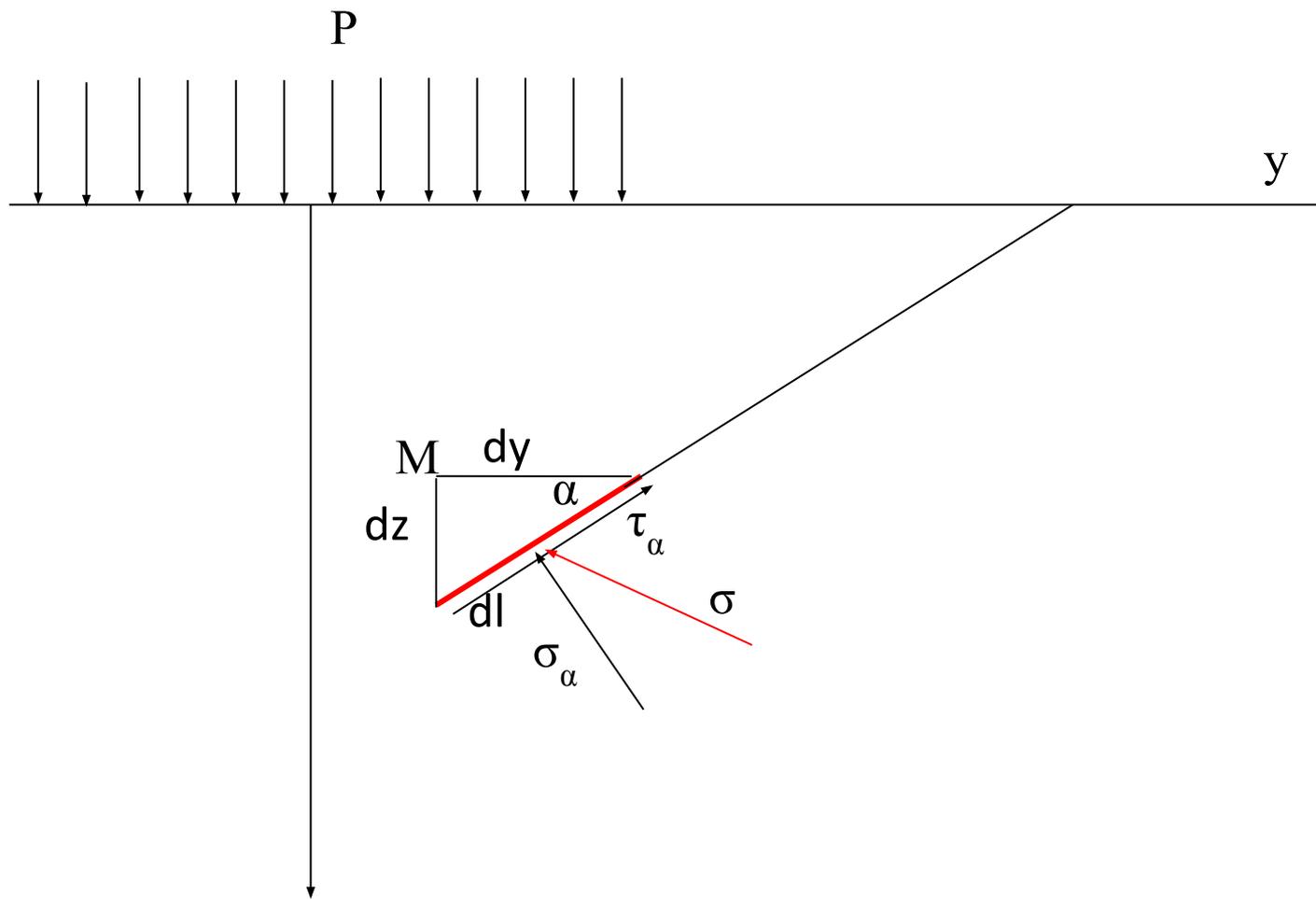
Деформация сдвига имеет несколько видов и зависит от конкретных условий: величины давления, скорости приложения давления, условий дренирования и др.:

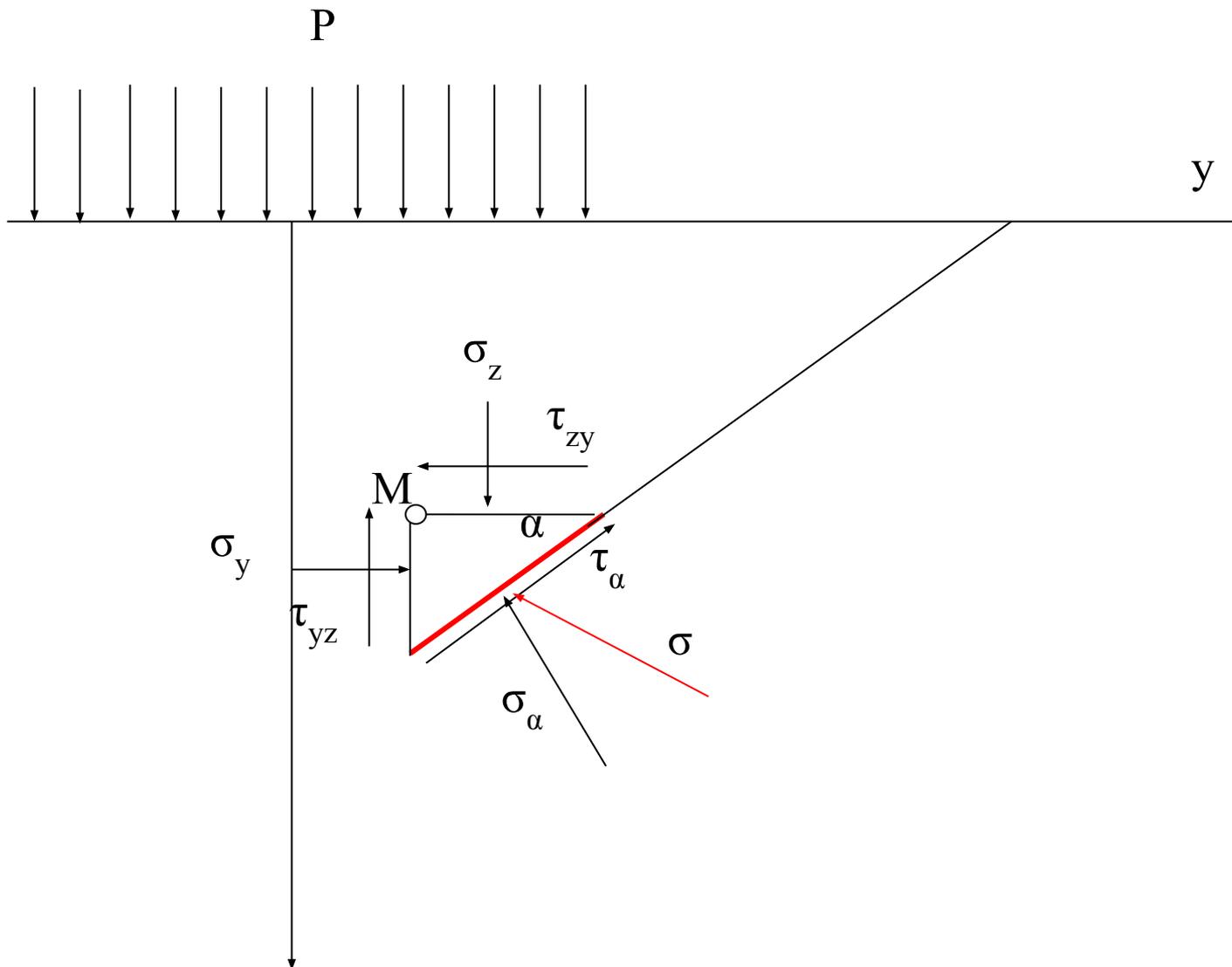
- $\tau < \tau_{пр}$ **Формоизменение массива (перекашивание) как упругое, так и остаточное без образования поверхностей скольжения.**
- $\tau < \tau_{пр}$, но действуют длительное время:
 - 1 вариант – деформация грунта стабилизируется во времени (затухающая ползучесть),
 - 2 вариант – деформации нарастают со временем (незатухающая ползучесть) и грунт разрушается.
- $\tau > \tau_{пр}$ – порода разрушается с образованием поверхностей скольжения.



Предельное напряженное состояние. Плоская деформация.

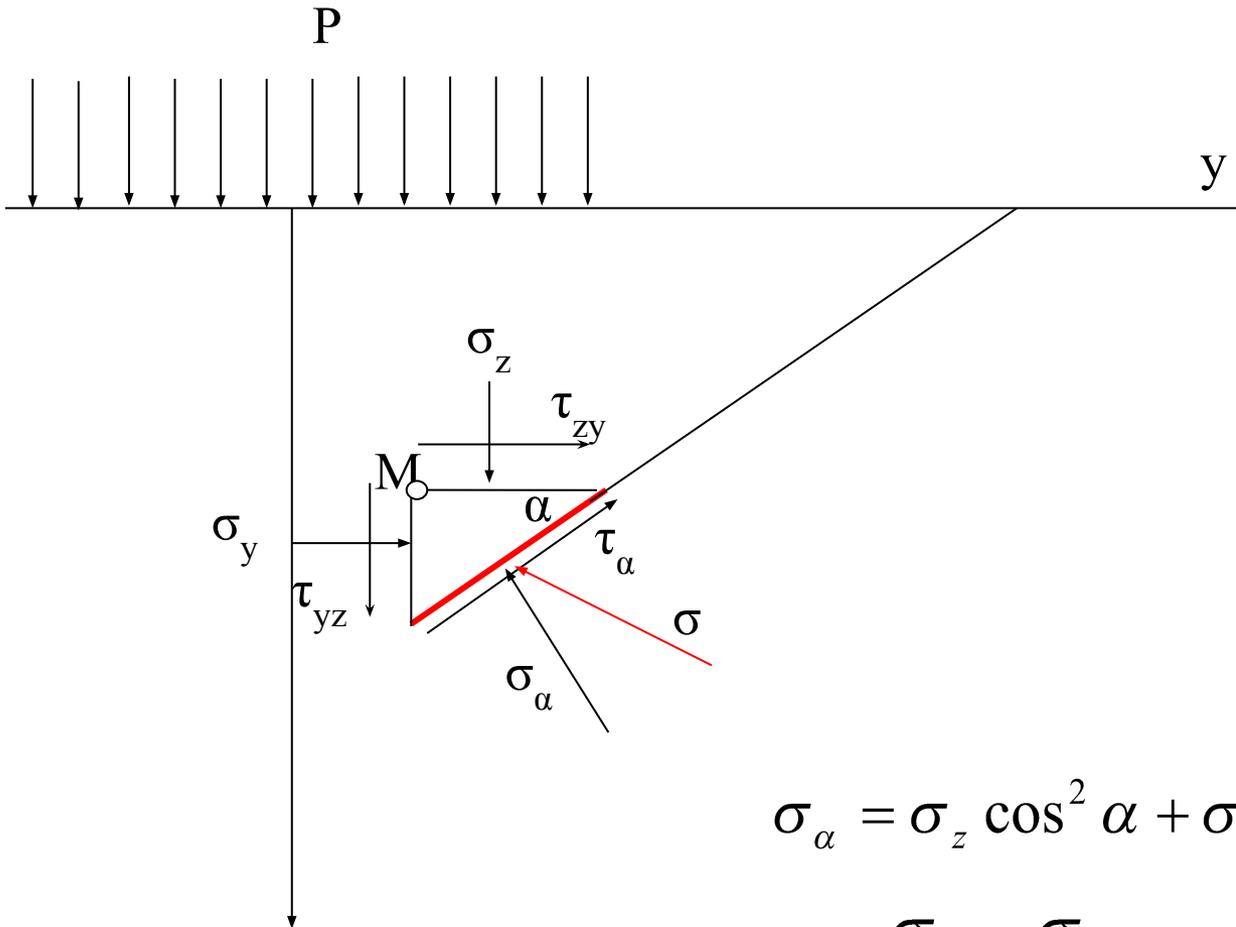






Силы, действующие на грани призмы:

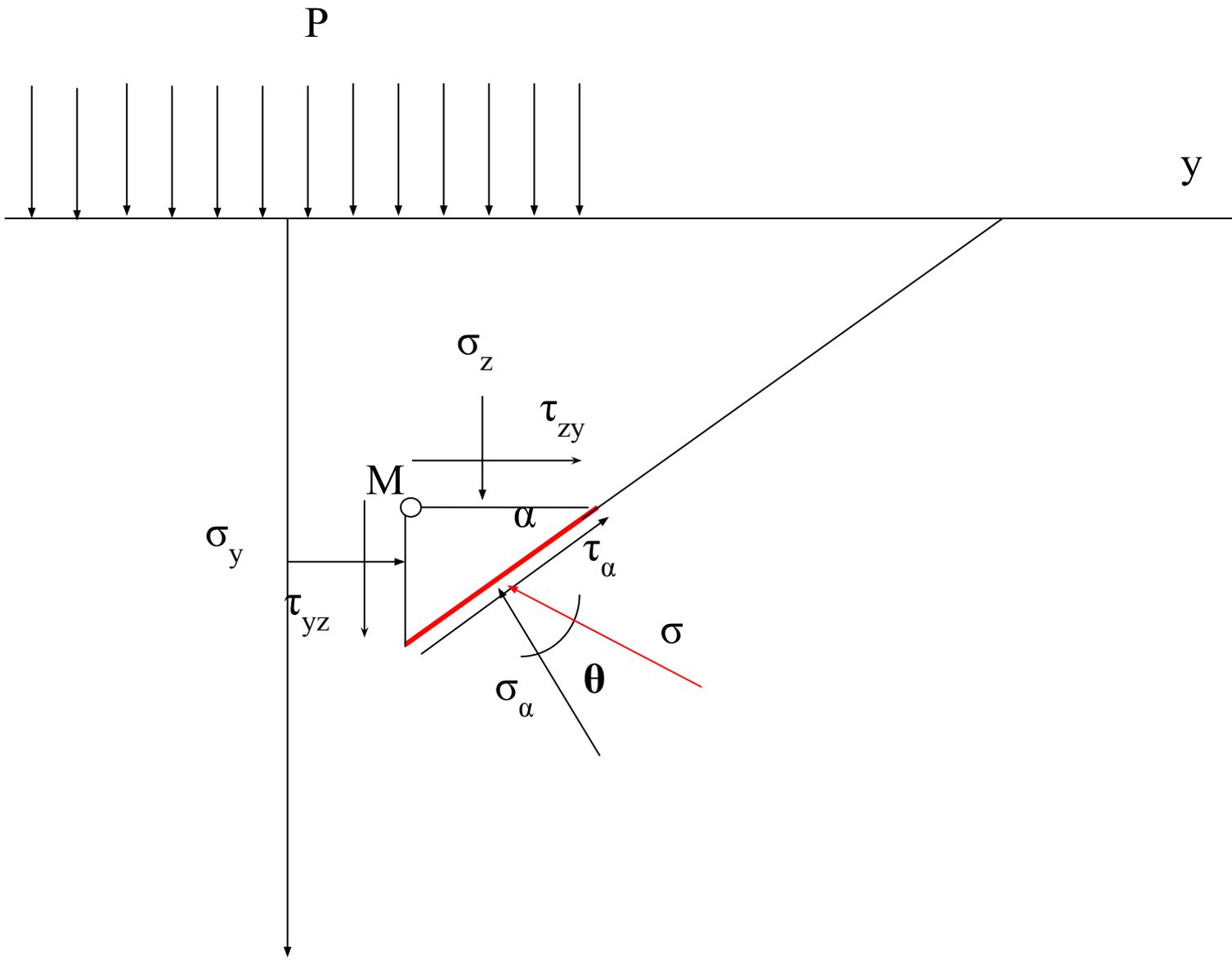
$\sigma_z (dy \cdot l)$; $\tau_{zy} (dy \cdot l)$; $\sigma_y (dz \cdot l)$; $\tau_{yz} (dz \cdot l)$, $\sigma_\alpha (dl \cdot l)$; $\tau_\alpha (dl \cdot l)$.



$$\sigma_\alpha = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{zy} \sin 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{zy} \cos 2\alpha$$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_\alpha^2 + \tau_\alpha^2)}$$



- **Нахождение площадок, где действуют наибольшие и наименьшие нормальные напряжения**

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{zy} \sin 2\alpha$$

$$\frac{d\sigma}{d\alpha} = 0$$

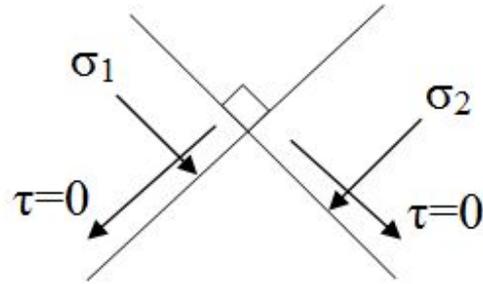
$$\operatorname{tg} 2\alpha_n = \frac{2\tau_{ZY}}{\sigma_Z - \sigma_Y}$$

Для нахождения угла наклона площадок, где касательные напряжения равны нулю, необходимо в выражение для τ_{α} подставить $\tau_{\alpha} = 0$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_Z - \sigma_Y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{zy} \cos 2\alpha$$

Получим

$$\operatorname{tg} 2\alpha_n = \frac{2\tau_{ZY}}{\sigma_Z - \sigma_Y}$$



$$\sigma_1 > \sigma_2$$

Подставив в уравнение $\sigma_\alpha = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{zy} \sin 2\alpha$

$\operatorname{tg} 2\alpha_n = \frac{2\tau_{zy}}{\sigma_z - \sigma_y}$ получим:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}$$

$$\tau = 0$$

Важным выводом из формулы является:

Для горизонтальной и вертикальной площадки сумма главных напряжений равна сумме нормальных напряжений.

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_z + \sigma_y$$

•Нахождение площадок, где действуют наибольшие и наименьшие касательные напряжения.

Для определения положения площадок, на которых действуют наибольшее и наименьшее касательные напряжения, продифференцируем выражение для τ_α по α :

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{zy} \cos 2\alpha$$

и приравняем результат к нулю.

$$d\tau_\alpha/d\alpha = (\sigma_z - \sigma_y) \cos 2\alpha + 2\tau_{zy} \sin 2\alpha = 0, \text{ отсюда}$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha_t = -\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2\tau_{zy}}$$

Из уравнений $\operatorname{tg} 2\alpha_n = \frac{2\tau_{zy}}{\sigma_z - \sigma_y}$ и $\operatorname{tg} 2\alpha_t = -\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2\tau_{zy}}$ видно, что углы α_n и α_t , определяемые

этими выражениями, отличаются на 45° .

$$\tau_{\frac{\max}{\min}} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}$$

Заменим в выражении $\frac{\sigma_z + \sigma_y}{2}$ составляющие касательных напряжений на значение максимальных и минимальных касательных напряжений, получим:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \tau_{\max}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \tau_{\min}$$

В случае когда, направление действия напряжения σ_1 будет совпадать с направлением OZ, а направление σ_2 будет совпадать с OY, то выражения для нормальных и касательных напряжений на выделенной площадке, расположенной к главной под углом α

$$\sigma_\alpha = \sigma_z \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{zy} \sin 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{zy} \cos 2\alpha$$

Переписываются через главные напряжения с учетом отсутствия на касательных напряжений на главных площадках.

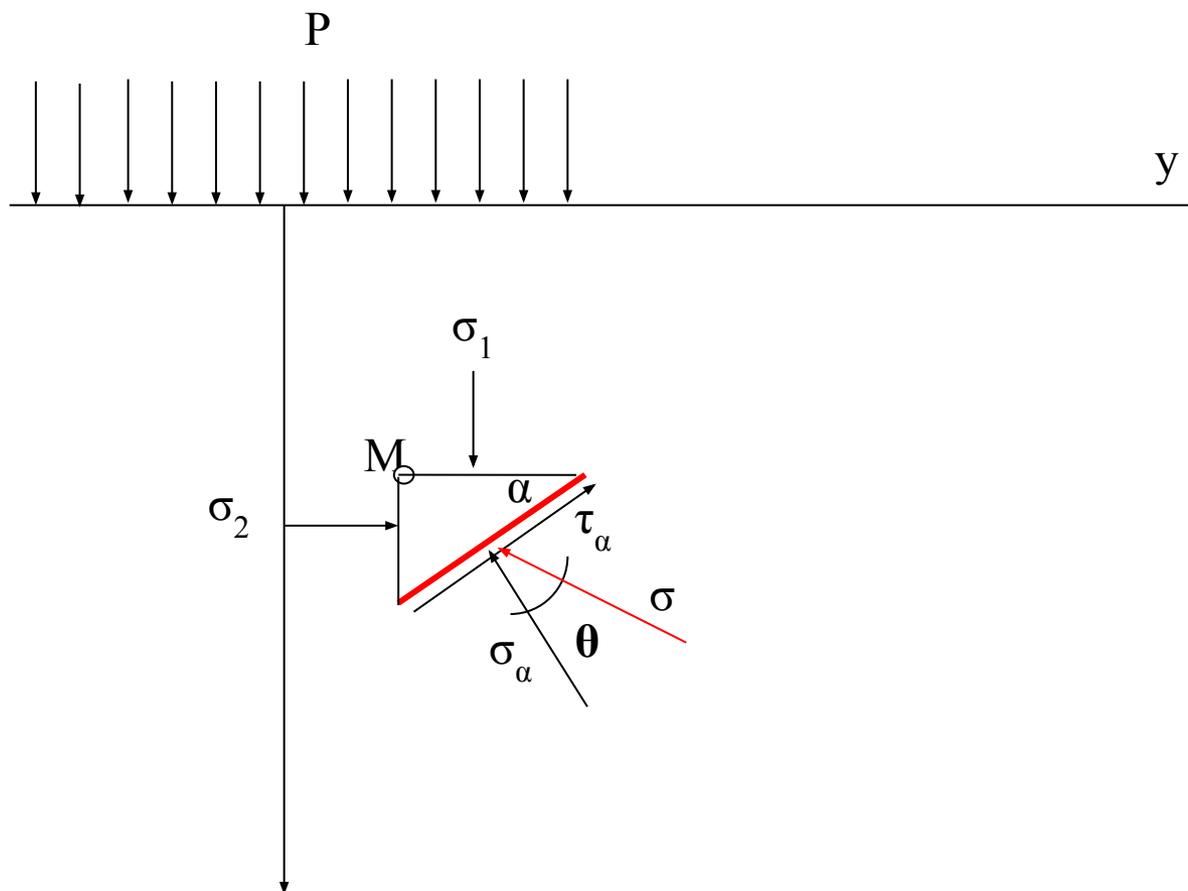
$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

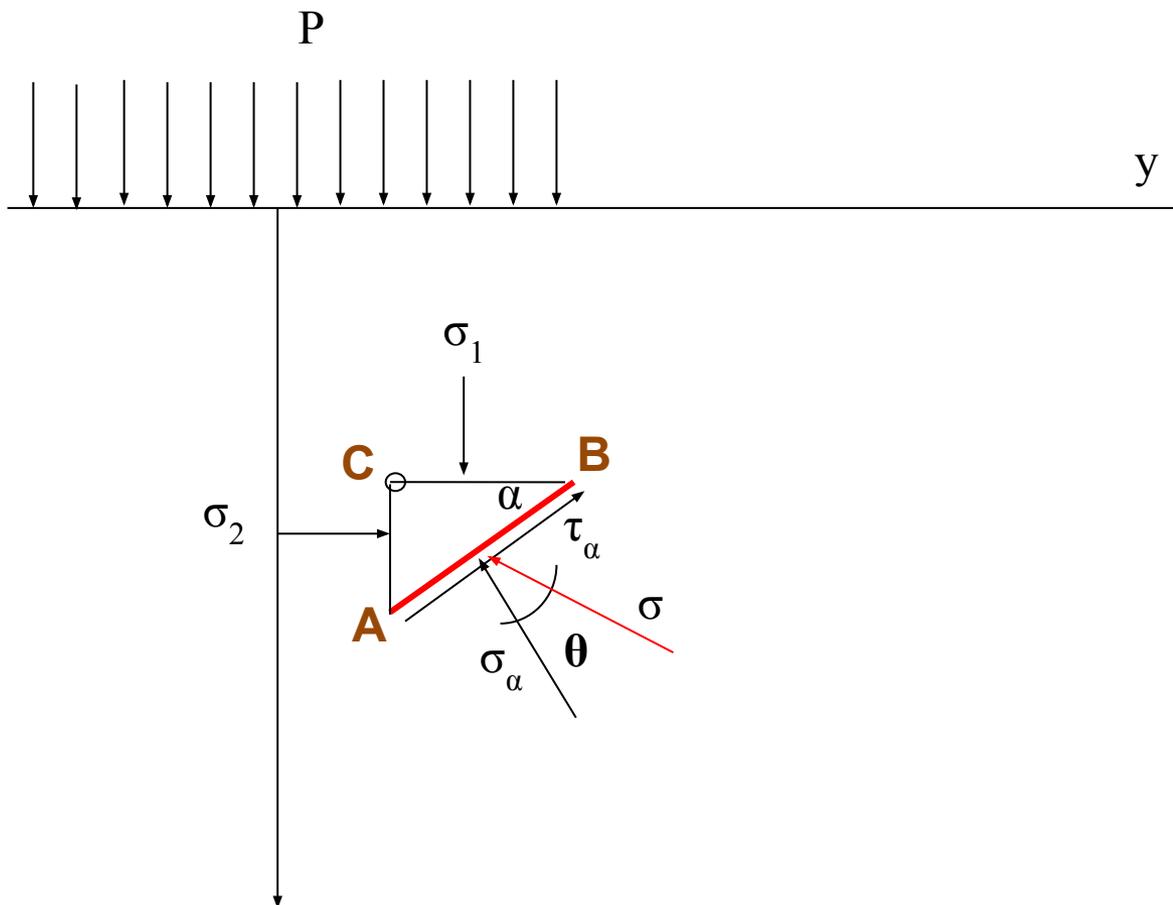
Круг напряжений Мора

Для построения Круга напряжений Мора по оси абсцисс откладывают нормальные составляющие напряжения, а по оси ординат – касательные.

Расположим некоторую площадку под углом альфа по отношению к главной площадке, где действует максимальное главное напряжение (σ_1)



Обозначим площадки буквами АВС



$$\sigma_{\alpha} = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

Перепишем уравнение для нормального напряжения, учитывая, что

$$\cos^2 \alpha = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \quad \sin^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2}$$

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_1 \left(\frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \right) + \sigma_2 \left(\frac{1 - \cos 2\alpha}{2} \right)$$

Раскроем скобки и сделаем группировку:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$$

Решим систему уравнений:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

Для этого представим их в виде:

$$\sigma_{\alpha} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau_{\alpha} - 0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

$$\left(\sigma_\alpha - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right)^2 + (\tau_\alpha - 0)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2$$

Это уравнение окружности (круга Мора):

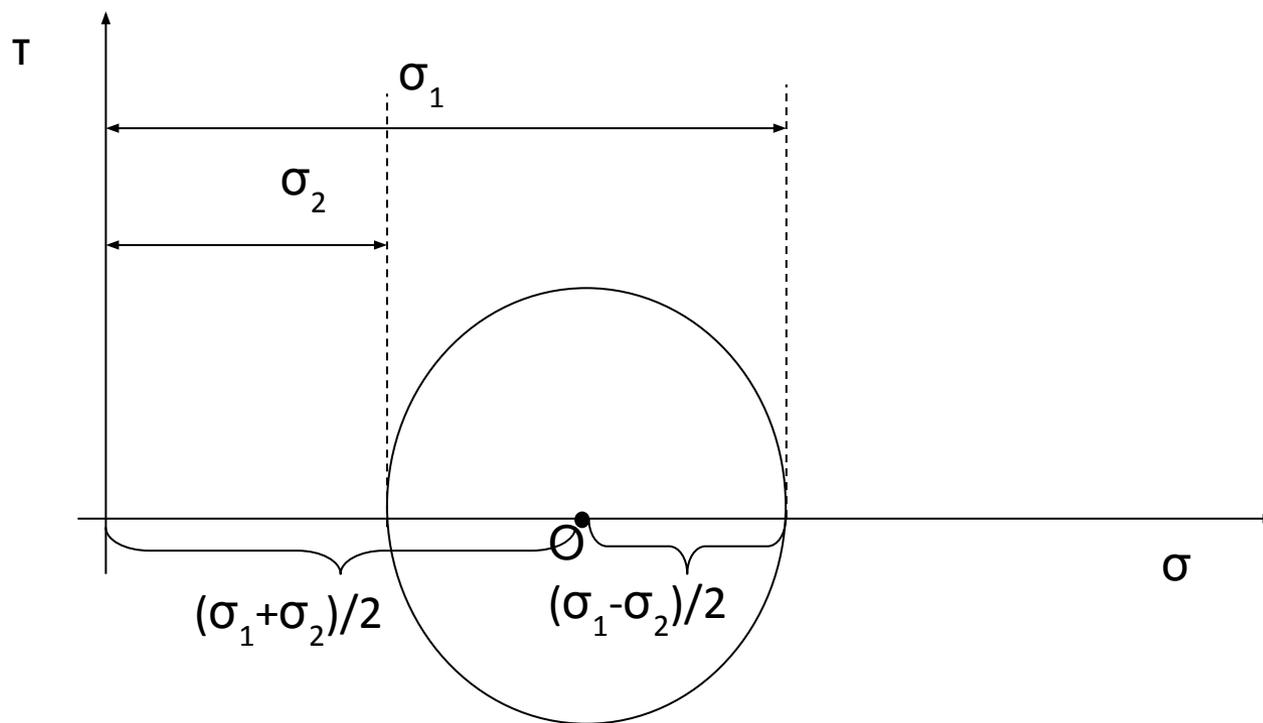
$$(x - A)^2 + (y - B)^2 = R^2$$

Круг Мора это окружность с центром в точке O с координатами

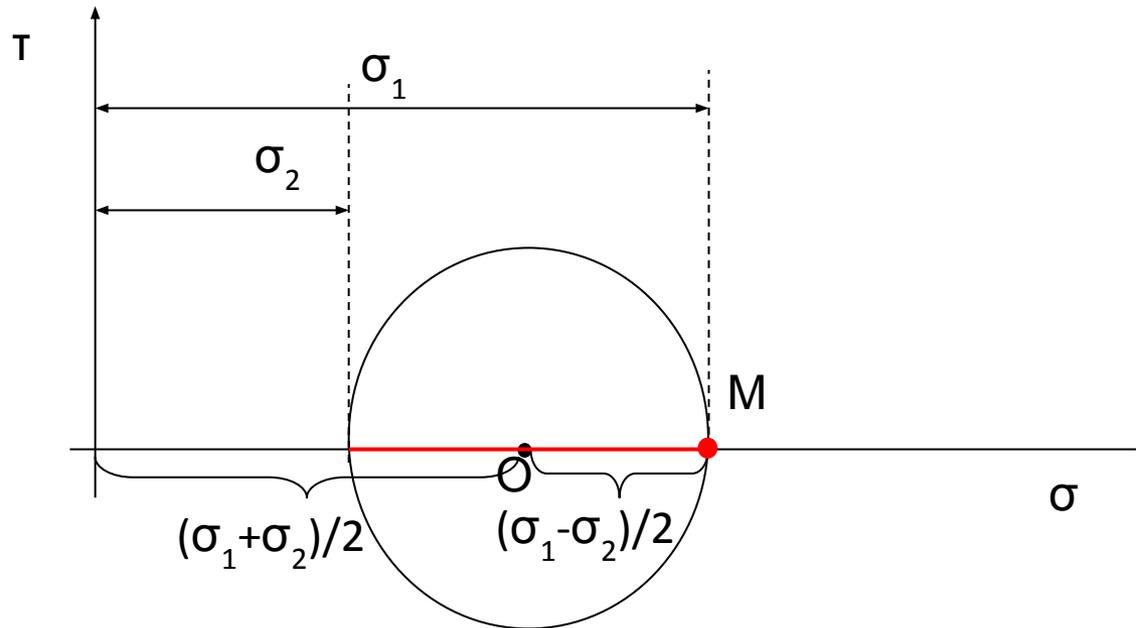
$(\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2)/2; \tau = 0)$ и радиусом $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$.

Круг Мора это окружность с центром в точке O с координатами

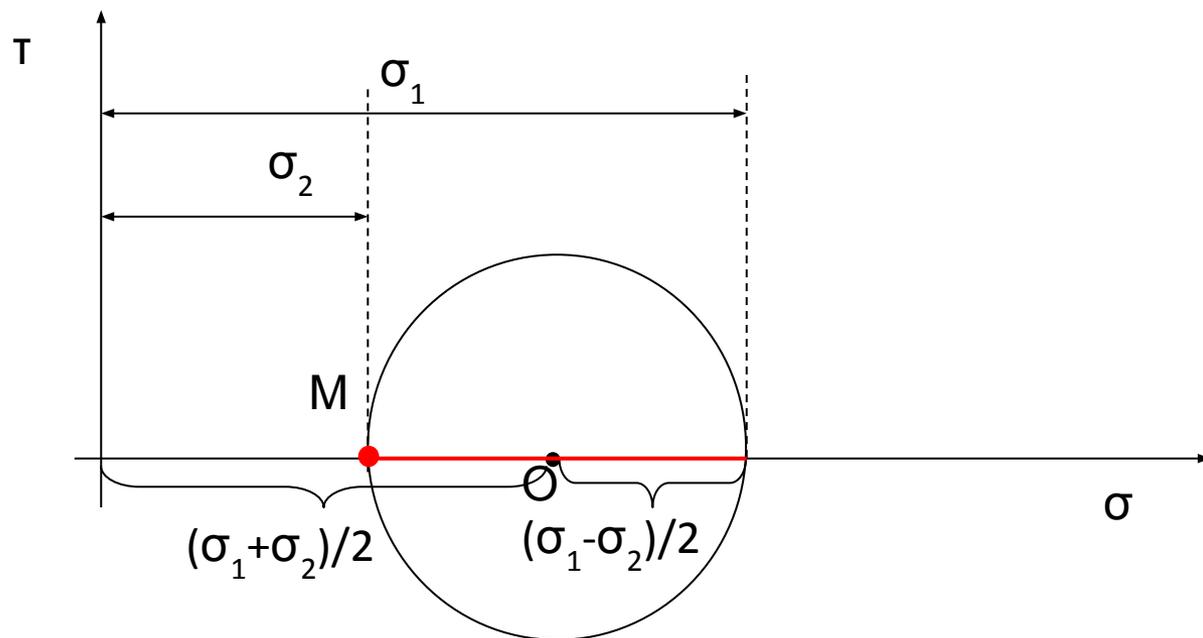
$(\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2)/2; \tau = 0)$ и радиусом $(\sigma_1 - \sigma_2)/2$.



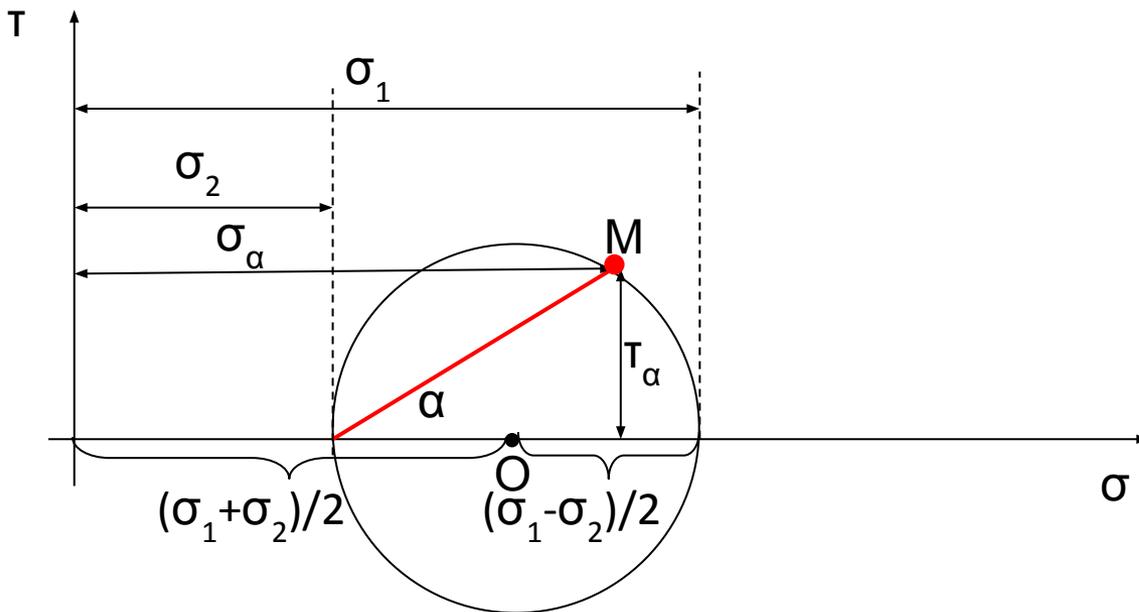
При $\alpha=0^\circ$ точка М будет расположена на оси σ в точке, соответствующей напряжению σ_1 (горизонтальная площадка), касательные напряжения здесь будут равны 0, а следовательно разрушение невозможно.



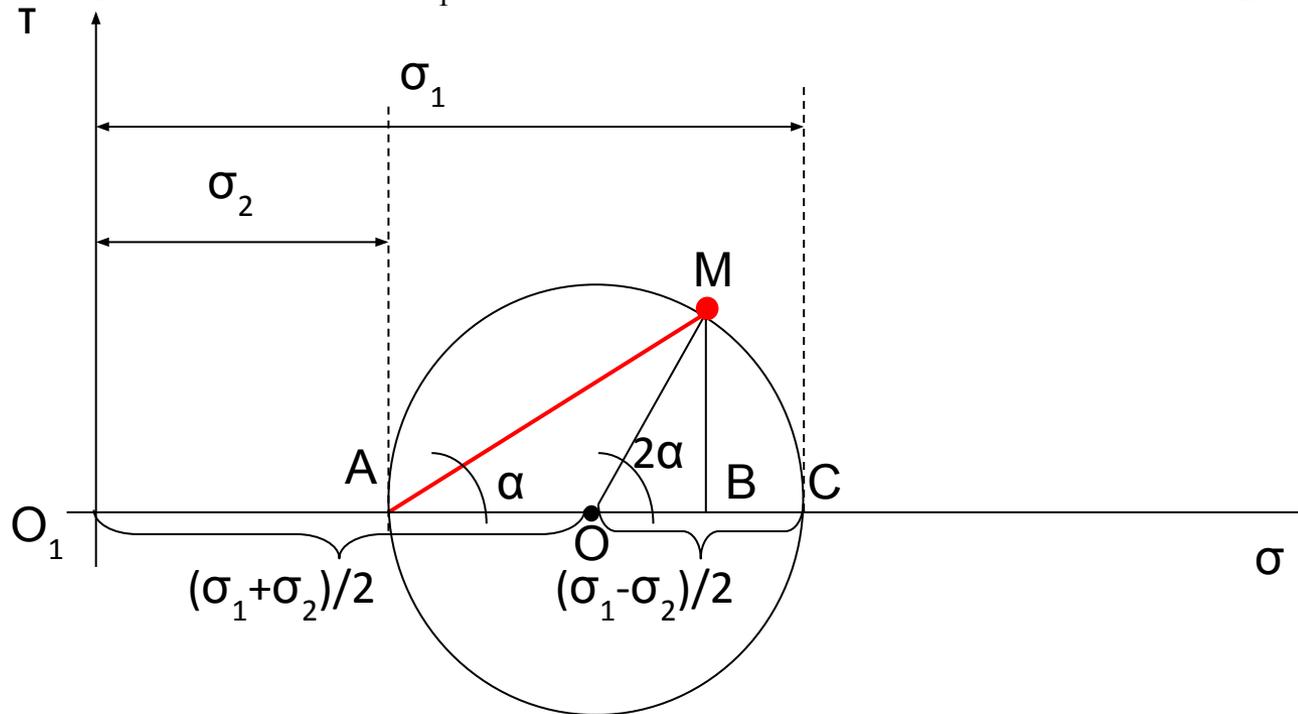
При $\alpha=90^\circ$ точка М также будет расположена на оси σ в точке, соответствующей напряжению σ_2 (вертикальная площадка), касательные напряжения здесь будут равны 0, а следовательно разрушение невозможно.



Один круг Мора характеризует напряженное состояние в одной точке, в нашем случае точки М. Координаты точки на круге Мора характеризуют нормальную σ_α и касательную τ_α составляющие напряжения на площадке АВ, проведенной к направлению главных площадок под углом альфа.



Для доказательства этого соединим точку М с центром круга Мора точкой О и с началом координат точкой O_1 . Угол MOB как внешний к углу MAV равен 2α .

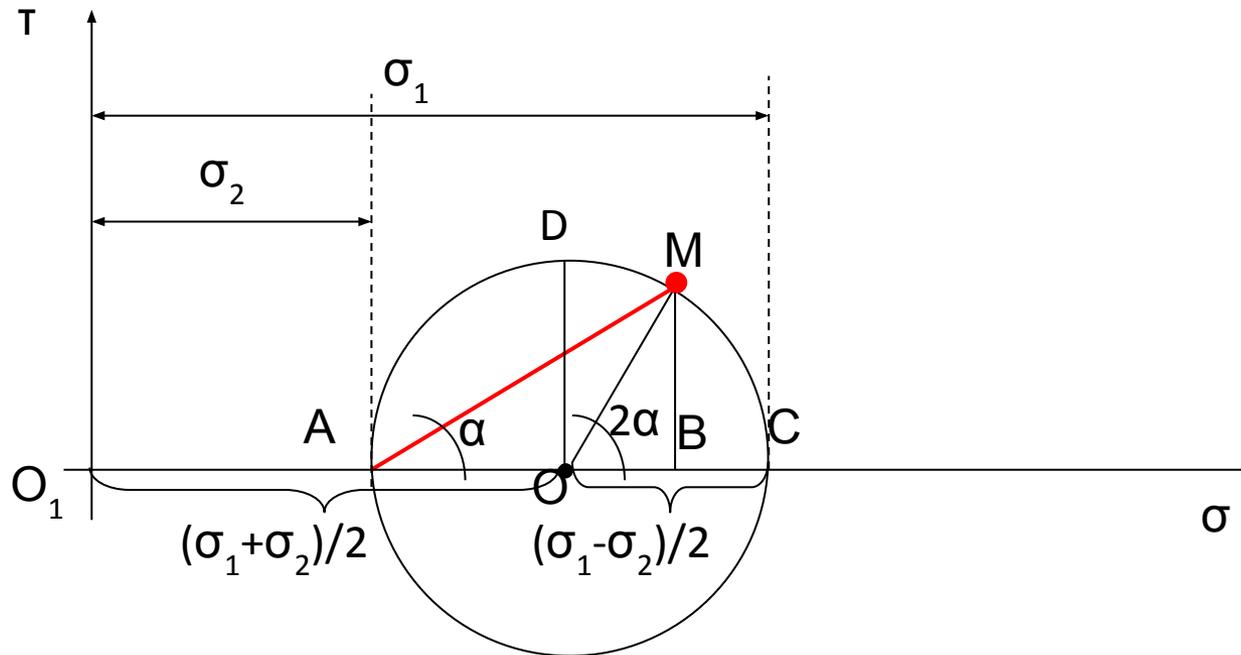


Из треугольника OMB

$$\tau_{\alpha} = MB = OM \sin 2\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

$$\sigma_{\alpha} = O_1B = O_1O + OB = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$$

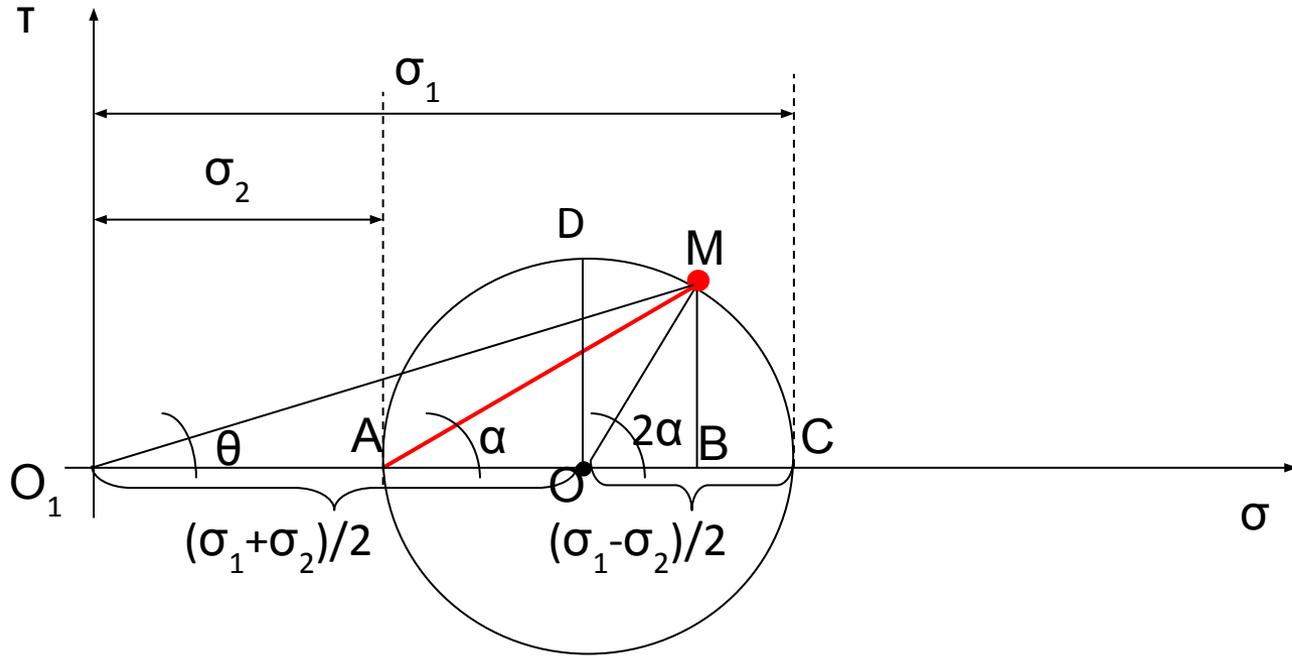
В пределах круга Мора наибольшее касательное напряжение $\tau_{max}=OD$ соответствует отрезку OD, т.е. радиусу круга:



$$\tau_{max} = OD = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

Максимальное касательное напряжение Действует по площадке AD наклоненной под углом 45 град к главной площадке.

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_{\alpha}^2 + \tau_{\alpha}^2)}$$

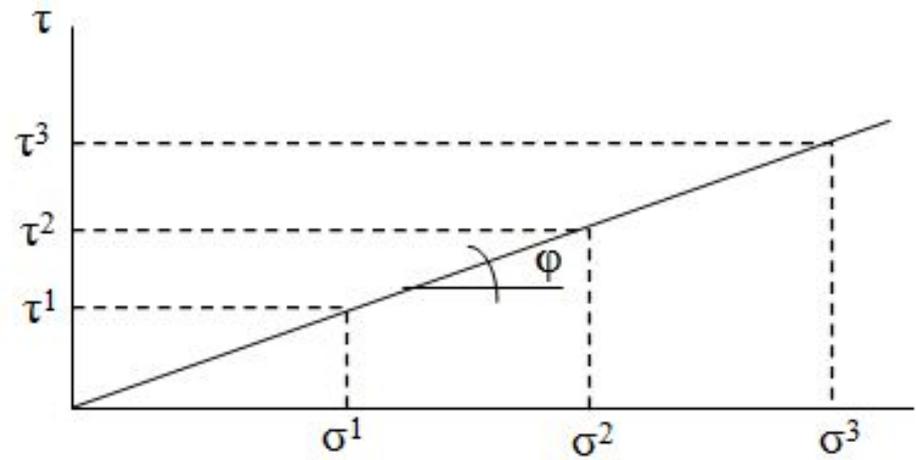
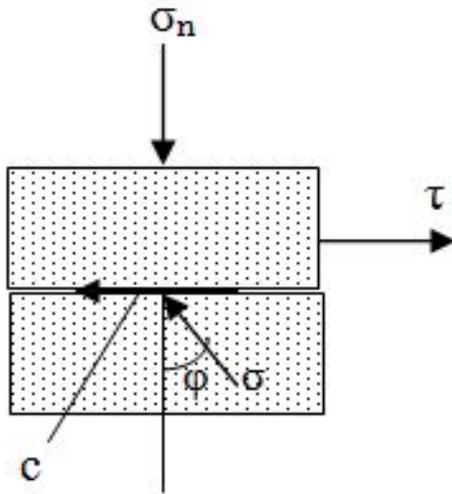


$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau_{\alpha}}{\sigma_{\alpha}}$$

1. Для несвязных грунтов (пески), $\varphi \neq 0$, $c=0$:

Уравнение прочности Кулона:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$$



Условие прочности Кулона-Мора для несвязных грунтов.

1. Совместное решение системы уравнений:

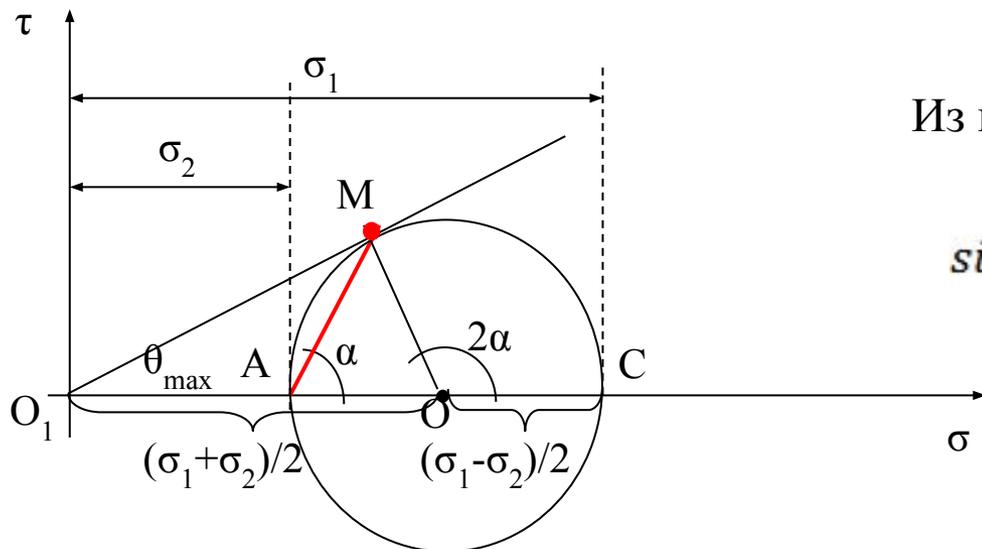
$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$$

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha$$

2. Графический способ по кругу Мора.

Найдем условие прочности Кулона – Мора для несвязных грунтов графически:



Из прямоугольного треугольника O_1OM :

$$\sin \theta_{max} = \sin \varphi = \frac{OM}{O_1O} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$180 - 2\alpha = 90 - \theta_{max}$$

$$\alpha = 45 + \theta_{max}/2 \quad \text{или} \quad \alpha = 45 + \varphi/2$$

Проводим из точки O_1 касательную к кругу Мора, находим точку M , которой соответствует площадка OM под углом альфа к главной. Такому положению площадки соответствует максимальный угол отклонения, по этой площадке произойдет разрушение – наступит предельное состояние.

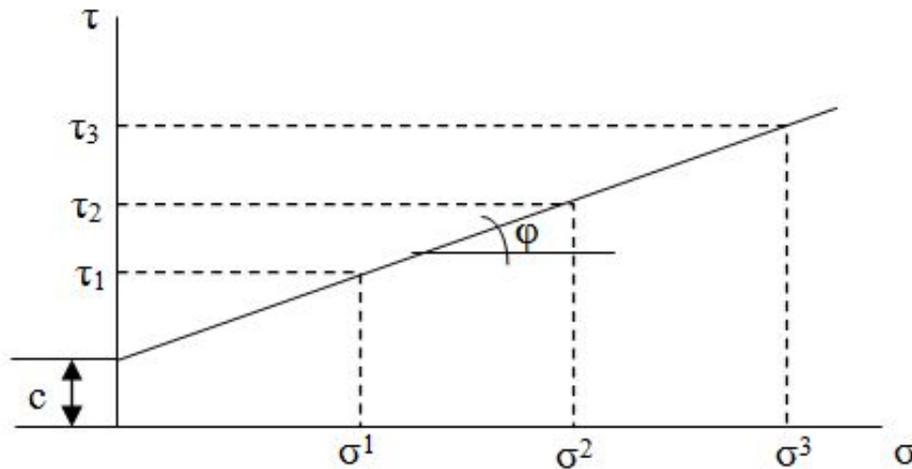
$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$$

φ равен максимальному углу отклонения θ_{max}

$$\varphi = \theta_{max}$$

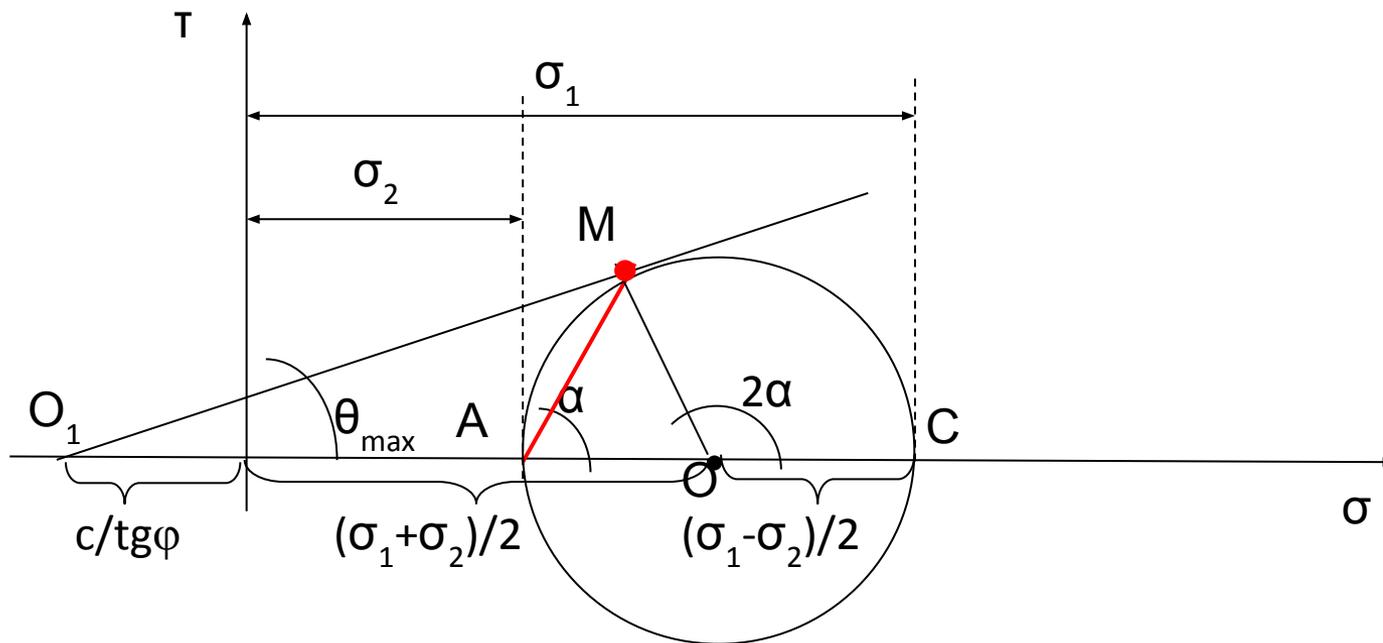
2. Для связных грунтов $\varphi \neq 0, c \neq 0$:

Для связных грунтов уравнение прочности Кулона $\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$



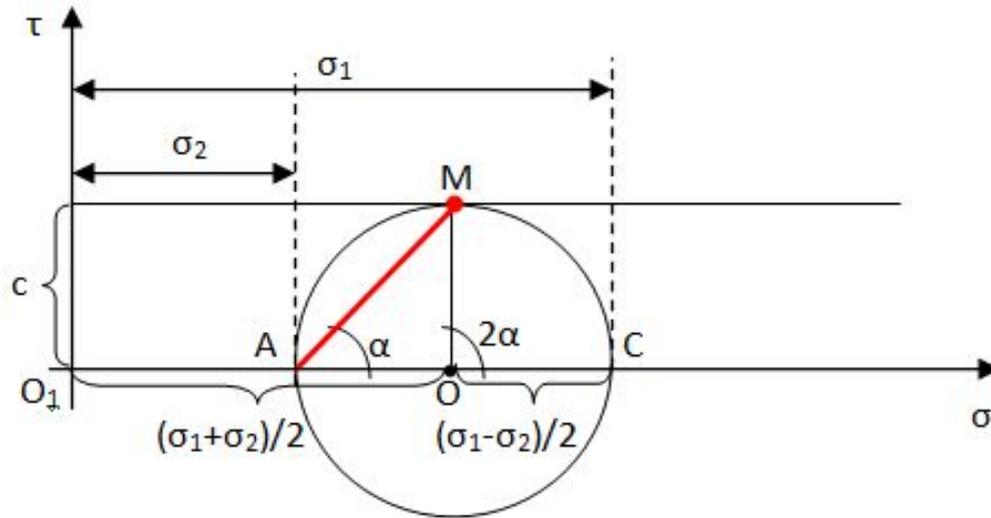
Путем совместного решения уравнения прочности Кулона $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$ и полученных ранее уравнений для определения величин нормальной и касательной составляющих напряжения на площадке, расположенной под углом альфа к главной площадке $\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha$ и $\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$ либо графического решения по кругу Мора, можно получить условие прочности грунта, известное как условие прочности Кулона-Мора.

Найдем условие прочности Кулона – Мора для связных грунтов графически:



$$\sin\theta_{\max} = \sin\varphi = \frac{OM}{O_1O} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c/\operatorname{tg}\varphi}$$

3. Для грунта как квазипластичной среды $\varphi=0$, $c \neq 0$:



Уравнение прочности Кулона:

$$\tau = c$$

Условие прочности Кулона-Мора:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = c$$

$$2c = \sigma_1 - \sigma_2$$

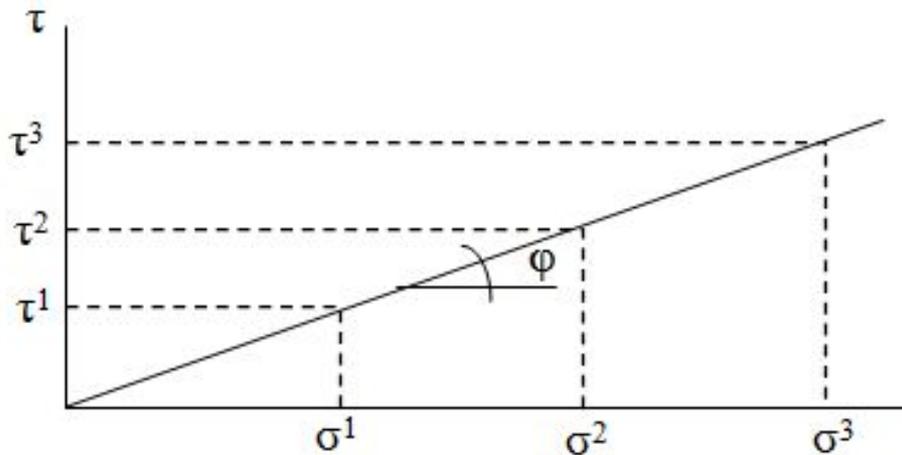
Определение параметров прочности грунтов

К основным параметрам прочности относят:

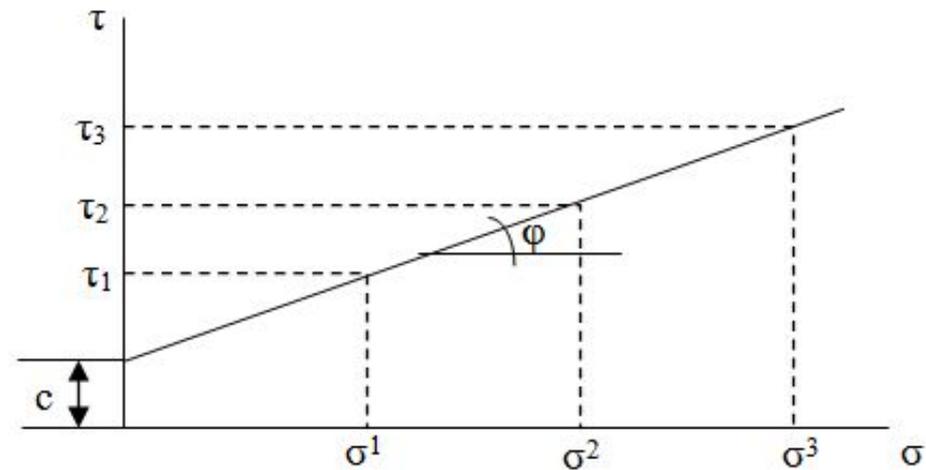
- сопротивление сдвигу (τ), сцепление (c), угол внутреннего трения (φ)

Прямой сдвиг в сдвижном приборе.

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$$

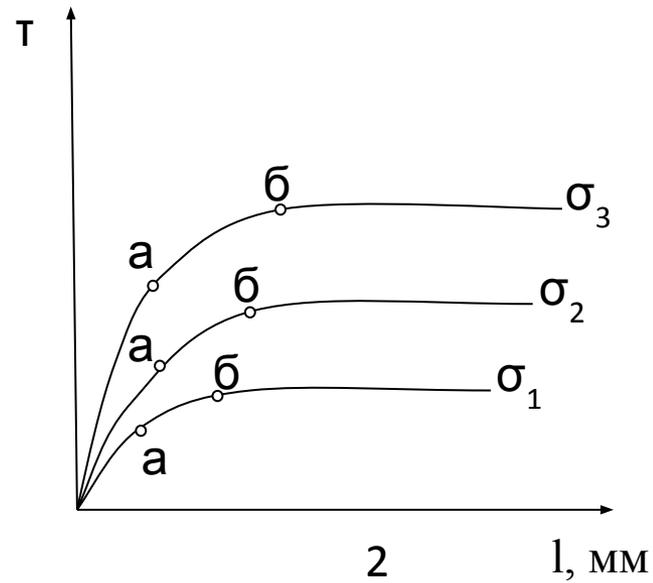
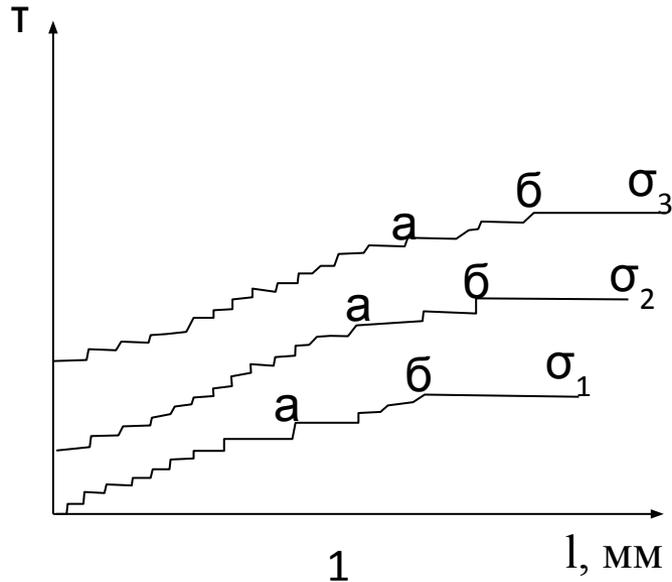


$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$$



Методы определения критерия сдвига.

- Получение точек для построения диаграммы прочности (по В.Д. Ломтадзе)



$$\tau^a = (0,7-0,8) \tau^b$$

1 - Приложение сдвигающих усилий ступенями.

2 - Непрерывное увеличение сдвигающих усилий с заданной скоростью.

- Считать сдвиг наступившим в момент развития незатухающей деформации сдвига (по М.Н. Гольштейну), недостаток сопряжен с трудностью определения характера сдвига затухающего или нет, необходимы длительные испытания.
- Деформация сдвига превышает 2 мм – сдвиг закончившийся (по Ломтадзе В.Д.)
- 3-4 мм (Ничипорович А.А.)
- 5 мм (Чаповский Е.Г.)
- 3,5-4,0 мм – максимальная деформация сдвига (Дашко Р.Э.)

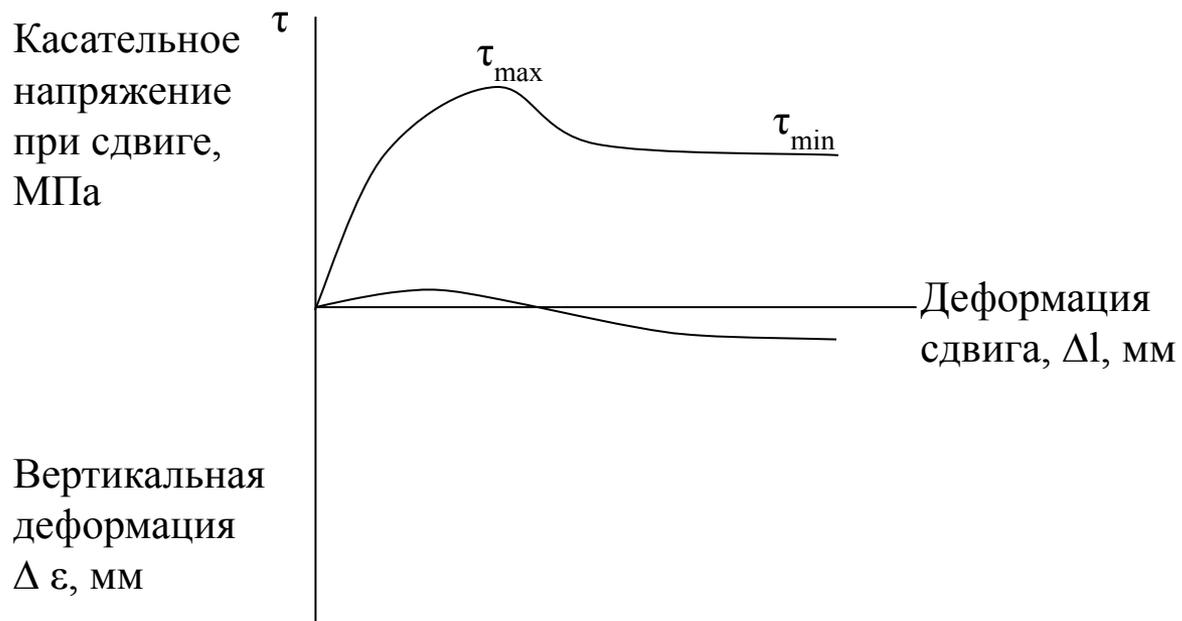


а – 2 мм
 б – 3 мм
 в – 4 мм
 г – 5 мм

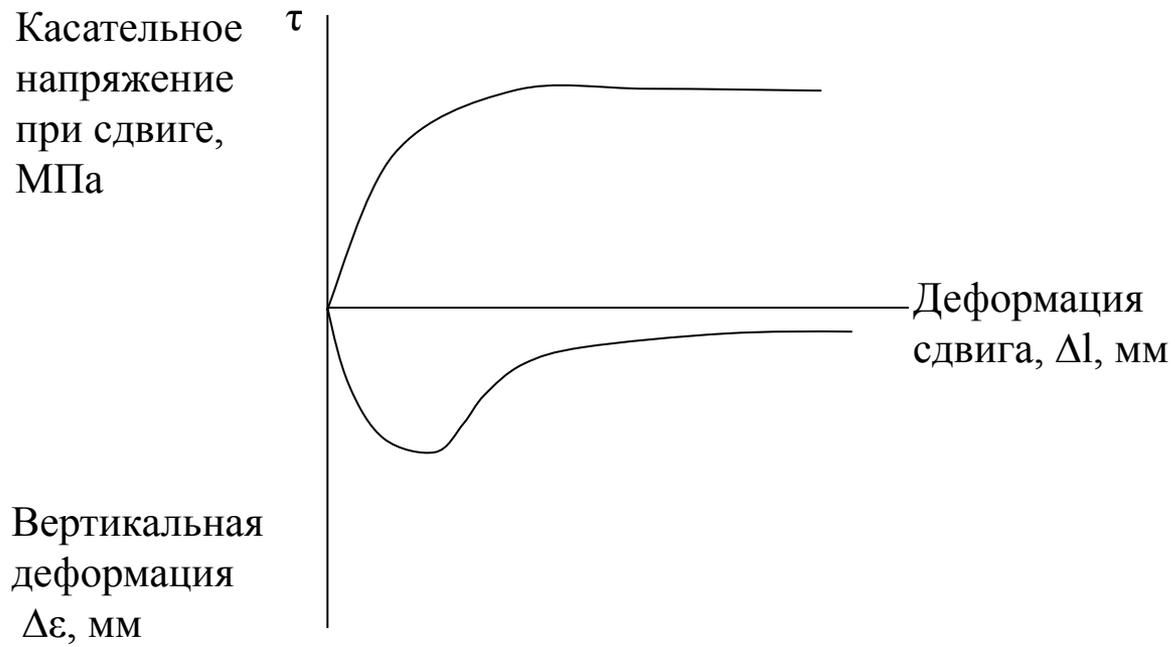
- В соответствии с ГОСТ 12248-2010 испытание считается законченным если при приложении очередной ступени произойдет мгновенный срез или относительная горизонтальная деформация превысит 10%. При испытании с постоянной скоростью, если произойдет снижение сдвигающей нагрузки или установление постоянного значения, или относительная деформация превысит 10%.

Особенности сдвиговых деформаций в песчаных грунтах.

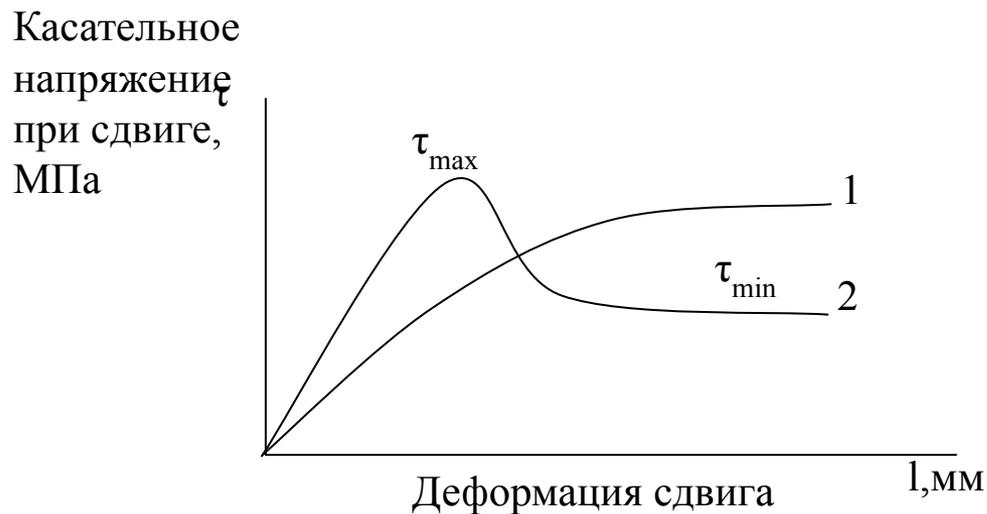
Сдвиг плотных песков



Сдвиг рыхлых песков



Особенности сдвиговых деформаций в глинистых грунтах.



τ_{\max} — максимальная прочность (пиковая прочность)

τ_{\min} — остаточная прочность

1 — разрушение глинистого грунта, с преобладанием восстанавливающихся структурных связей (молекулярной природы по Н.Н. Маслову)

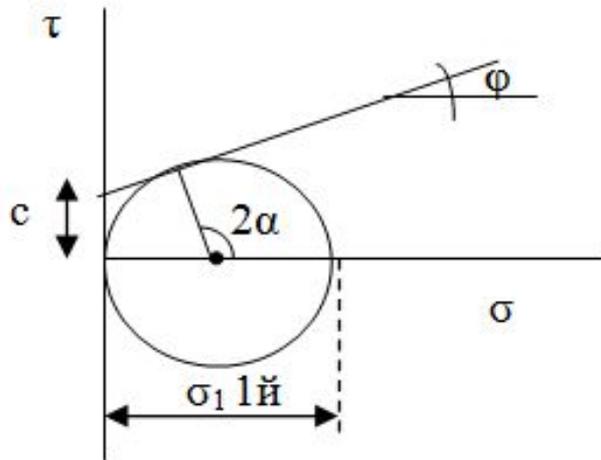
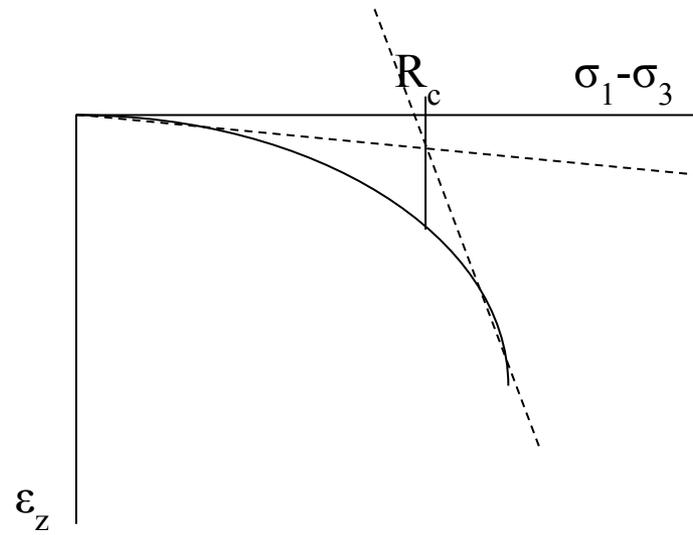
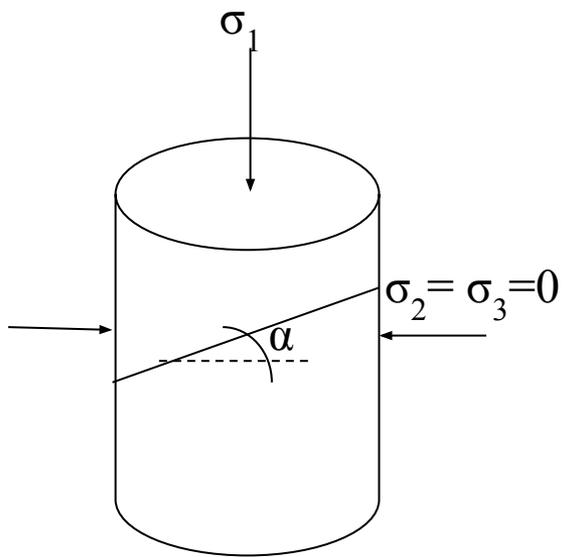
2 — разрушение глинистого грунта, с преобладанием невосстанавливающихся структурных связей (цементационной природы по Н.Н. Маслову)

Одноосные испытания.

1. Прочность на одноосное сжатие (или временное сопротивление сжатию) R_c .

Предел прочности на одноосное сжатие в зависимости от консистенции глинистых грунтов (Грунтоведение под. Ред. В.Т. Трофимова, 2005).

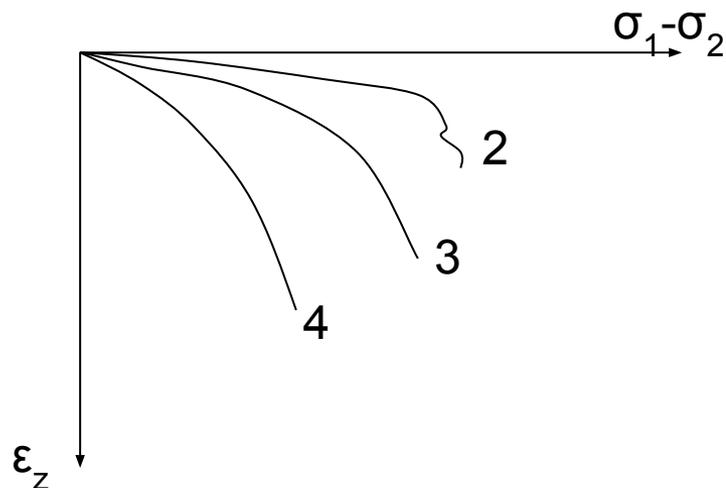
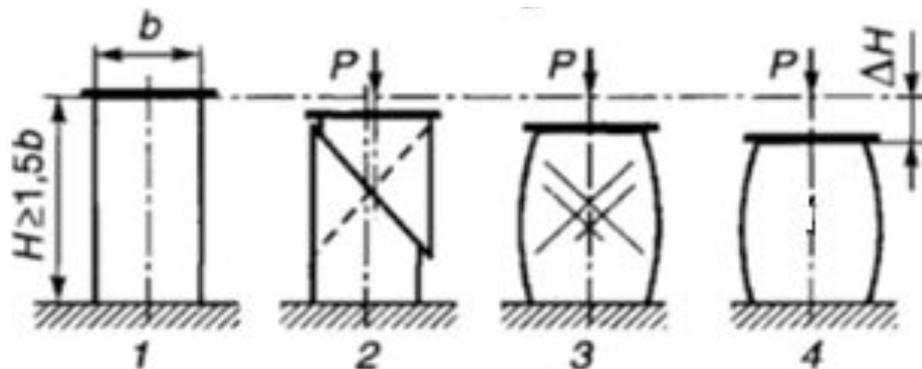
Консистенция грунта	R, МПа
Текучая	менее 0,025
Текучепластичная	0,025-0,05
Мягкопластичная	0,05-0,1
Тугопластичная	0,1-0,2
Полутвердая	0,2-0,4
Твердая	более 0,4



$$\varphi = 2\alpha - 90$$

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

Различают следующие типы разрушения грунта



-хрупкий (в виде формы «скола») – кривая 2 (пески плотные, глинистые грунты средней и высокой степени литификации, скальные породы),

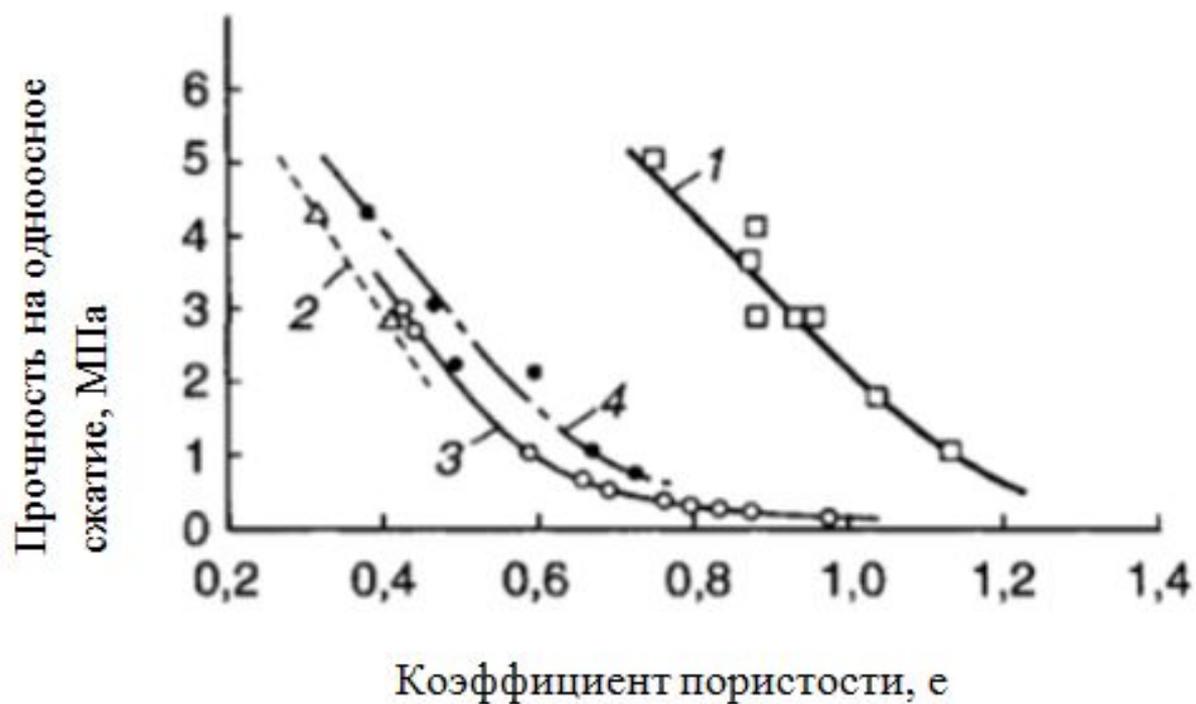
-хрупко-пластический – кривая 3,

- пластический (в виде формы «бочки») – кривая 4 - (слабые глинистые грунты малой степени литификации (уплотнения) с отсутствием цементационных связей, частично средней)

В зависимости от степени литификации различают глинистые грунты (по В.Д. Ломтадзе)

Стадии литификации	Степень литификации	Тип породы		Глубина формирования от поверхности земли	Показатель консистенции, I_L
		Генетический	Литологический		
Диагенез	Предельно малая	Осадочная порода	Ил	0-15(20)м	>1
Катагенез	Малая		Пластичная глинистая порода	до 2,5-3,0 км	0,5-1,0
	Средняя		Уплотненная глинистая порода		0-0,5
	Высокая		Аргиллита		≤ 0
	Предельно высокая		Сланцеватые аргиллиты		<0
Метаморфизм	Метаморфическая порода		более 2,5-3,0 км	-	

Геостатическое давление в процессе формирования пород возрастает, а влажность уменьшается.



- 1 – монтмориллоновая глина,
- 2 – каолиновая глина,
- 3 – гидрослюдистая глина,
- 4 – полиминеральная глина.

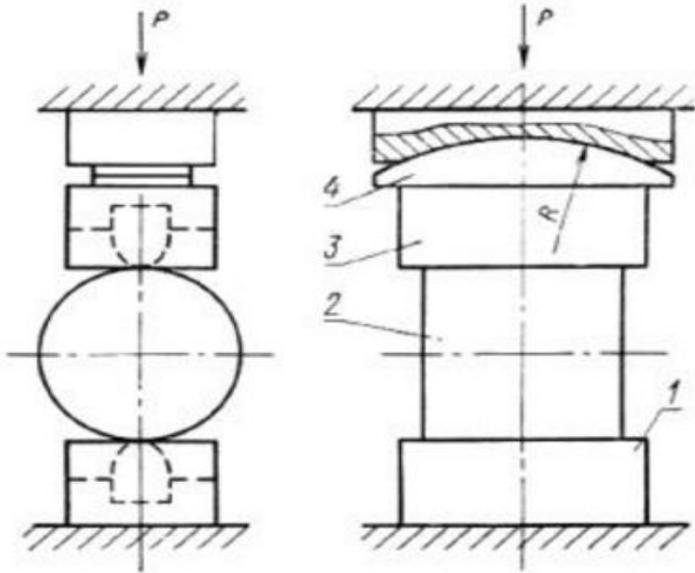
Показатель структурной прочности
(чувствительность)

$$S_t = \frac{R^e}{R^H}$$

Величина структурной прочности меняется от 1,2-1,5 для малолитифицированных грунтов до 10-16 для литифицированных.

2. Прочность на растяжение R_s

$$R_s = \frac{P}{S} 10,$$



1 - нижняя плита (нижний клин); 2 - образец;
3 - верхняя плита (верхний клин); 4 - сегмент.

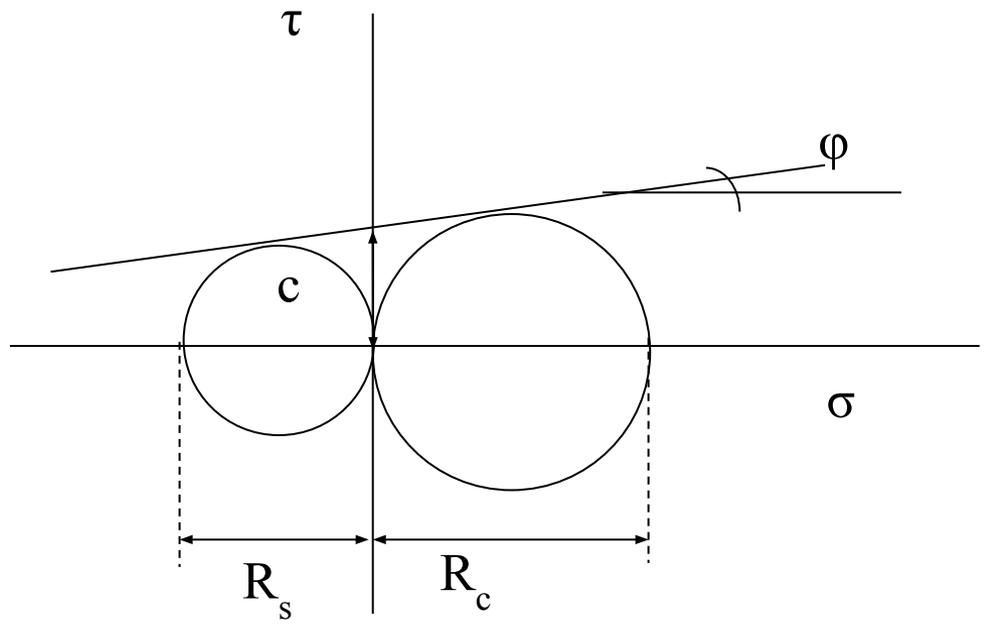
P – разрушающая нагрузка (сила), кН

S – площадь поперечного сечения образца, см^2 .

Опытами установлено, что отношение R_c / R_s для грунтов с $R_c = 20-100$ МПа изменяется от 6 до 9.

Для глинистых пород R_c / R_s составляет 3-4, ниже не бывает.

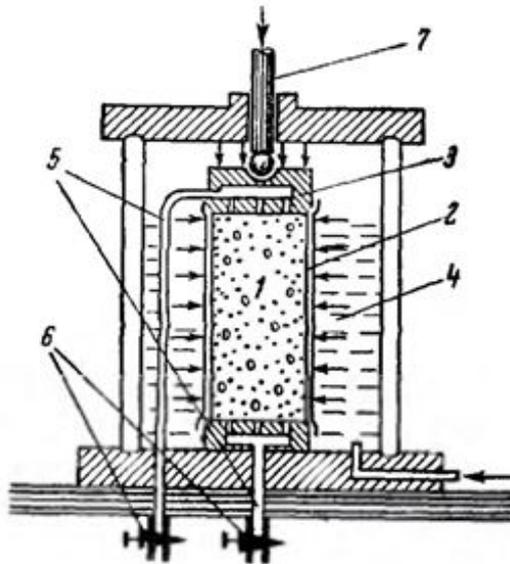
Для осадочных пород выявлены зависимости вида $R_s = 0,15 + 0,1R_c$ (Г.Л. Фисенко).



Трехосные испытания в стабилометре.

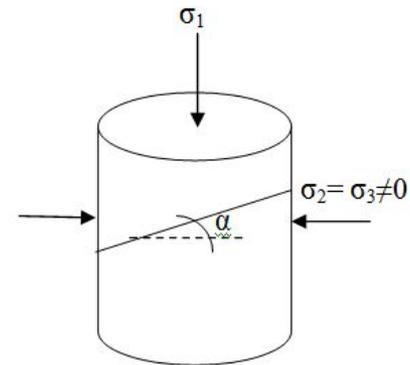
В современной практике в качестве основных выделяют два типа стабилометров

Схема стабилометра типа А



- 1- Образец
- 2- Резиновая оболочка
- 3- Верхний и нижний поршни
- 4- Камера
- 5- Соединительные трубки
- 6- Краны
- 7- Шток

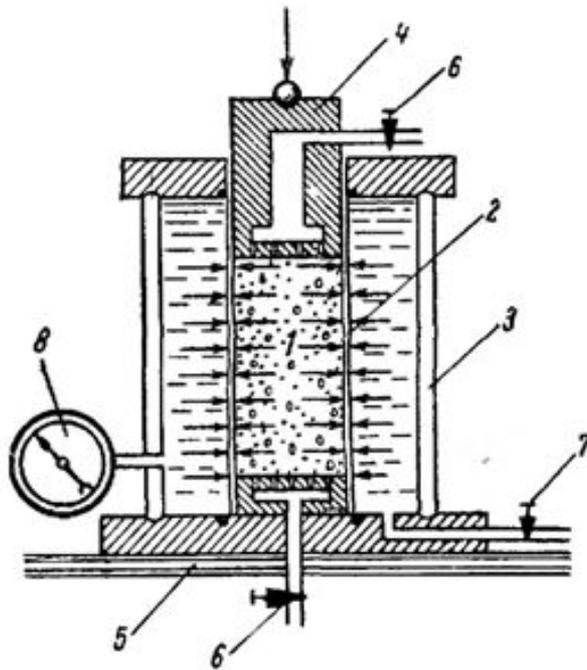
Схема испытания



• ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, $\sigma_2 = \sigma_3 \neq 0$) Образец всегда находится под действием всестороннего давления $\sigma_2 = \sigma_3$, осевое давление (σ_1) не может быть меньше бокового. Через шток при помощи пресса передается добавочное сверх всестороннего давление $(\sigma_1 - \sigma_2) = p$ – девиатор напряжения.

• При сжатии образца объем воды в камере меняется как в результате бокового расширения, так и вследствие вхождения в камеру части штока

Схема стабилометра типа Б



- 1 – образец,
- 2 – резиновая оболочка,
- 3 – камера,
- 4 – подвижный поршень,
- 5 – неподвижный поршень,
- 6,7 – краны,
- 8 – манометр.

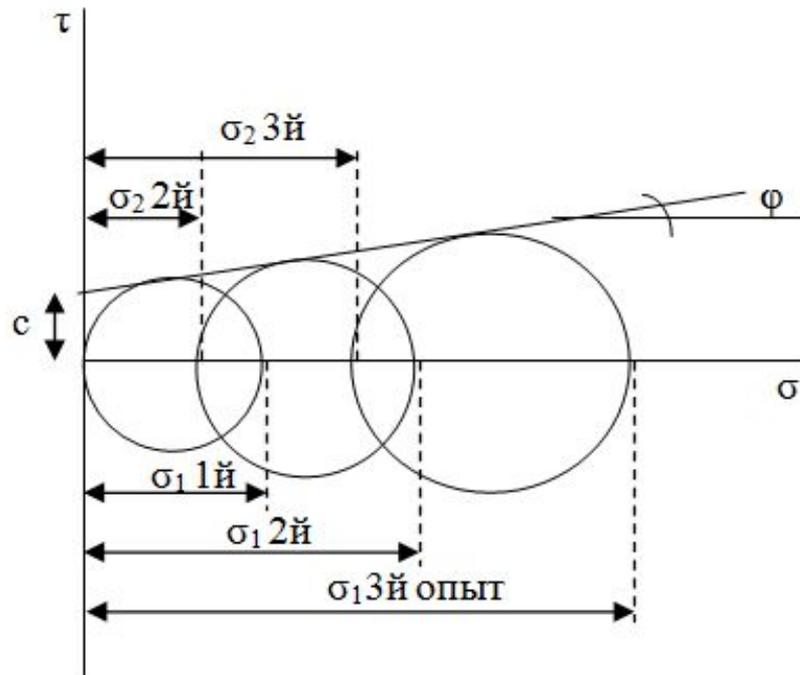
- Боковое давление не является одновременно всесторонним, осевое давление может задаваться независимо от бокового, быть меньше бокового или равняться нулю.
- При вхождении поршня 4 в камеру, передаче на образец осевого давления, последующее деформирование образца возможно при условии оттока воды из камеры (возможно поддержание постоянного бокового давления). Можно производить испытание без оттока воды из камеры и тогда это компрессионное сжатие с замером бокового давления.

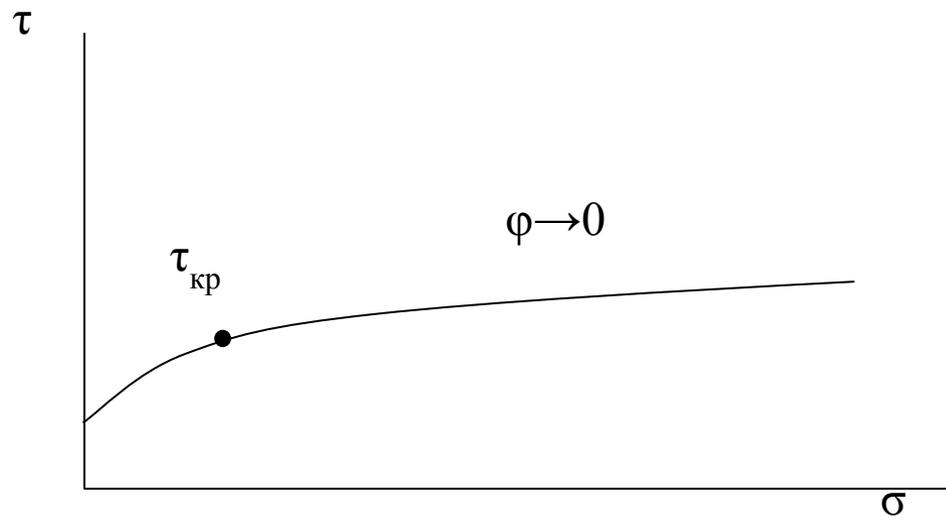
Огибающая кругов Мора:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$$

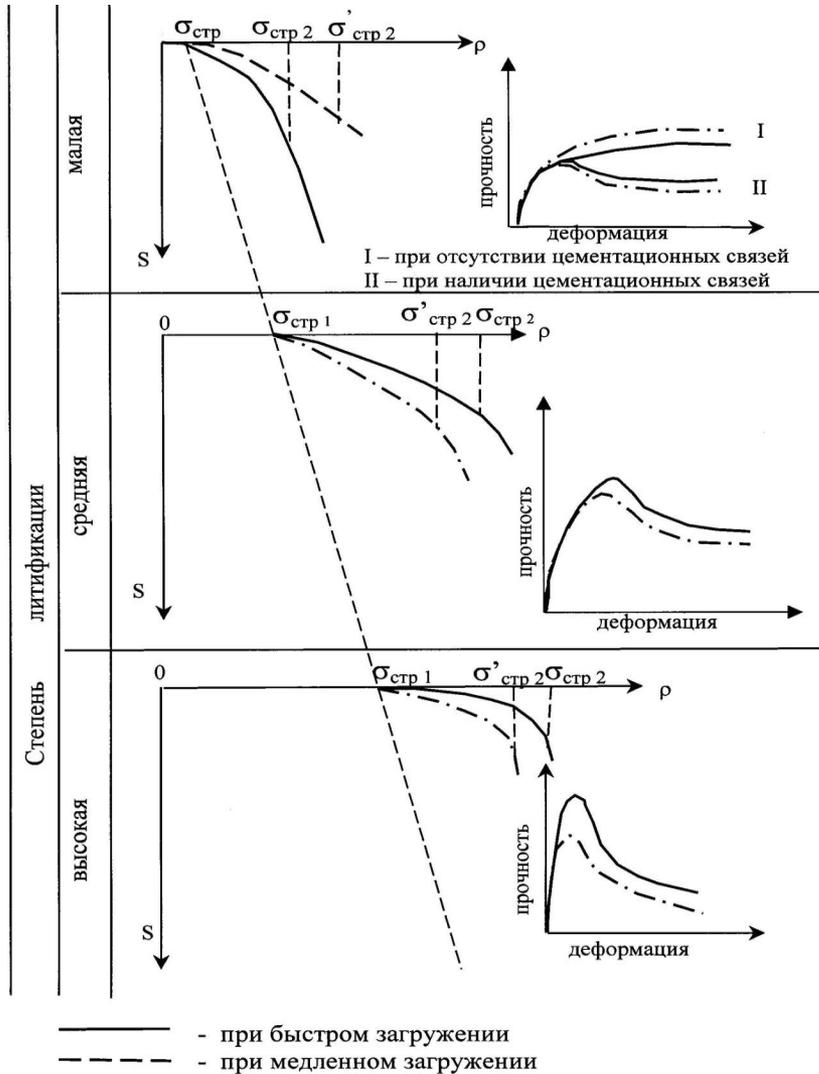
При возникновении порового давления необходимо учитывать при построении теорию эффективных напряжений К.Терцаги, тогда уравнение примет вид:

$\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi + c'$, где $\sigma' = \sigma - u$ - эффективное напряжение, u - поровое давление.

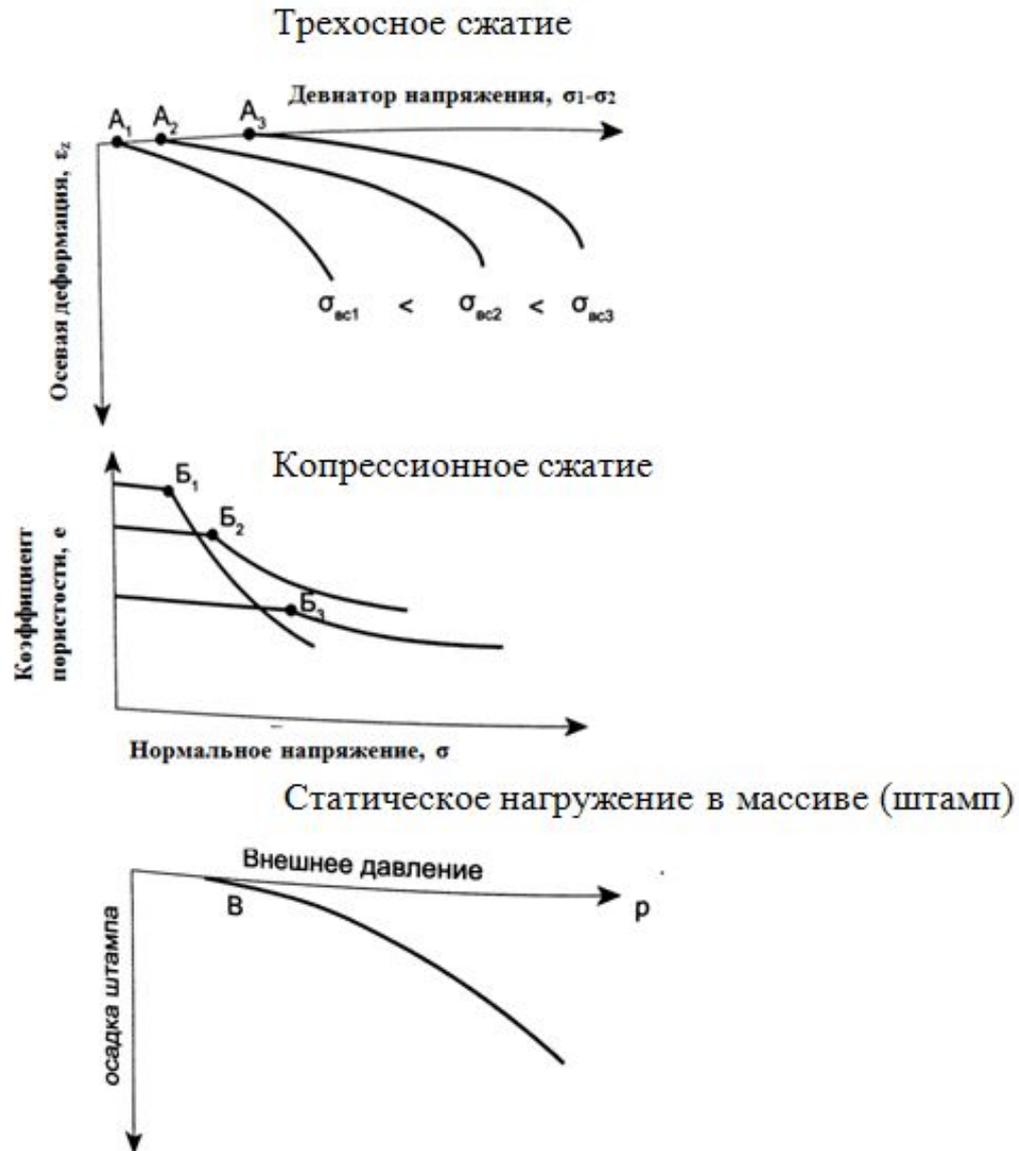




Характер деформируемости глинистых пород (по Дашко Р.Э.)



Оценка прочности структурных связей $\sigma_{стр}^1$ в лабораторных и полевых условиях



Природа, характер и прочность структурных связей (по В.Д. Ломтадзе, 1955, 1984; В.И. Осипов, 1979)²

Стадии литификации	Степень литификации	Литологический тип породы	Показатель консистенции, I_c	Тип структурных связей	Физическая природа структурных связей
Диагенез	Предельно малая	Глинистый ил в текучем состоянии	>1	Тиксотропно-коагуляционный	Молекулярные, магнитные
Катагенез	Малая	Пластичная глинистая порода	0,5-1,0	Тиксотропно-коагуляционный, появление цементационных	Магнитные, молекулярные, появление ионно-электростатических
	Средняя	Уплотненная глинистая порода	0-0,5	Частично тиксотропно-коагуляционный, частично цементационный	Ионно-электростатические, сохранение молекулярных, появление химических
	Высокая	Глины аргиллитоподобная	≤ 0	Цементационный при частичном значении коагуляционных	Ионно-электростатические, химические, молекулярные
	Предельно высокая	Сланцеватые аргиллиты	< 0	Цементационный	Ионно-электростатические, химические

Способность к восстановлению структурных связей:

Восстанавливаются связи дальнего действия – молекулярные, магнитные.

Частично восстанавливаются – ионно-электростатические.

Необратимо разрушаются – химические.

² ДАШКО Р.Э. Инженерно-геологический анализ и оценка водонасыщенных глинистых пород как основания сооружений: Институт «Геореконструкция» - СПб., 2015.

Методика исследований механических свойств глинистых пород определяется комплексом факторов:

- Стадия проектирования.

Стадия Подготовки документов территориального планирования или выбора площадки строительства, варианта трассы, когда не известен тип сооружения, величины и характер передачи нагрузок.

Стадия Подготовки проектной документации, известен тип сооружения, и виды нагрузок.

- Величина, направление и характер приложения нагрузки на породы основания.
- Тип грунта и история его формирования (состав, структурно-текстурные особенности, условия залегания и др.) степень литификации для глинистых пород, степень уплотненности, тип структурных связей, степень водонасыщения.

Перед проведением испытания необходимо решить ряд задач:

- I. Определение величин нормальных напряжений в ходе опыта (прямой сдвиг) и всесторонних напряжений (минимальных главных, от которых в ходе опыта будет зависеть величина максимального главного напряжения) (при трехосном сжатии).

- II. Схема испытания открытая (с возможностью оттока воды) или закрытая (без возможности оттока воды).

- III. Схема испытания с предварительным уплотнением или без него, под какими уплотняющими давлениями.

- IV. Определение метода передачи сдвигающего усилия, ступенями до стабилизации или через скорость. Каково должно быть время испытания.

Реологические свойства грунтов

По С.С. Вялову, реология представляет собой раздел физики, изучающий законы деформирования и течения различных материалов во времени под действием приложенных к ним усилий без изменения их вещественного состава.

Согласно М.Н. Гольдштейну, в строительной механике под реологическими свойствами обычно понимают закономерности протекания деформаций материалов во времени.

Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов: учеб. пособие для строит. вузов. – М.: Высшая школа, 1978. – 447 с.

Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов: учеб. – М.: Стройиздат, 1971. – 368 с.

Реологические свойства грунтов изучаются по трем направлениям:

1. Исследование ползучести грунтов. Развитие деформаций грунтов во времени при постоянном напряжении:

а) нормальном (приводят к уплотнению) – изучение ползучести при сжатии.

б) касательном (касательные напряжения вызывают разрушение) – изучение ползучести при сдвиге.

2. Исследование длительной прочности грунтов.

Длительная прочность – это прочность материала при длительном действии на него нагрузки. Эта прочность постепенно снижается, для различных материалов процесс падения прочности под нагрузкой протекает с различной интенсивностью.

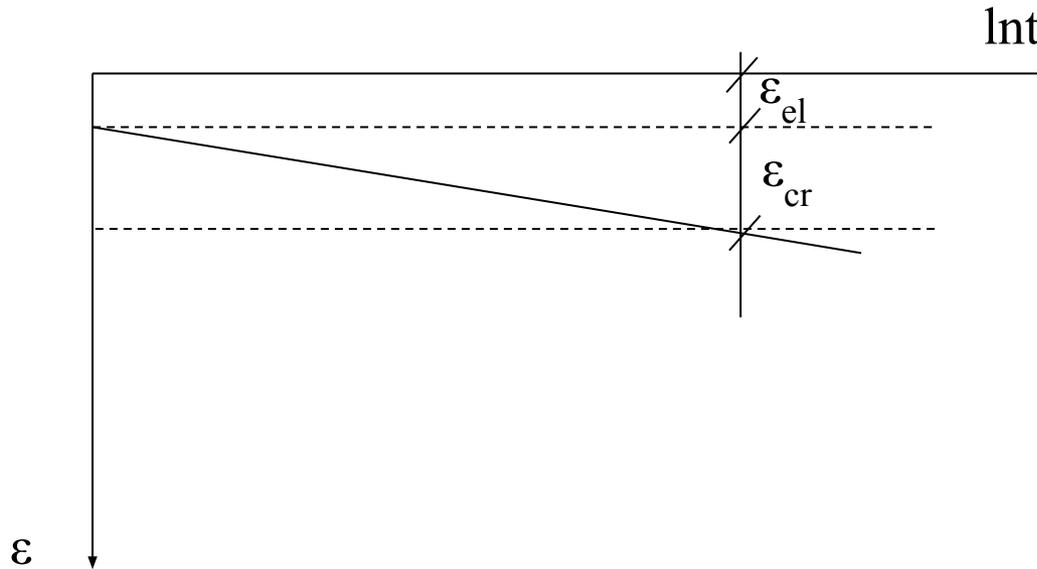
3. Исследование релаксации напряжений.

Релаксация – это процесс постепенного перехода при длительном действии нагрузки упругой деформации в пластическую (необратимую остаточную).

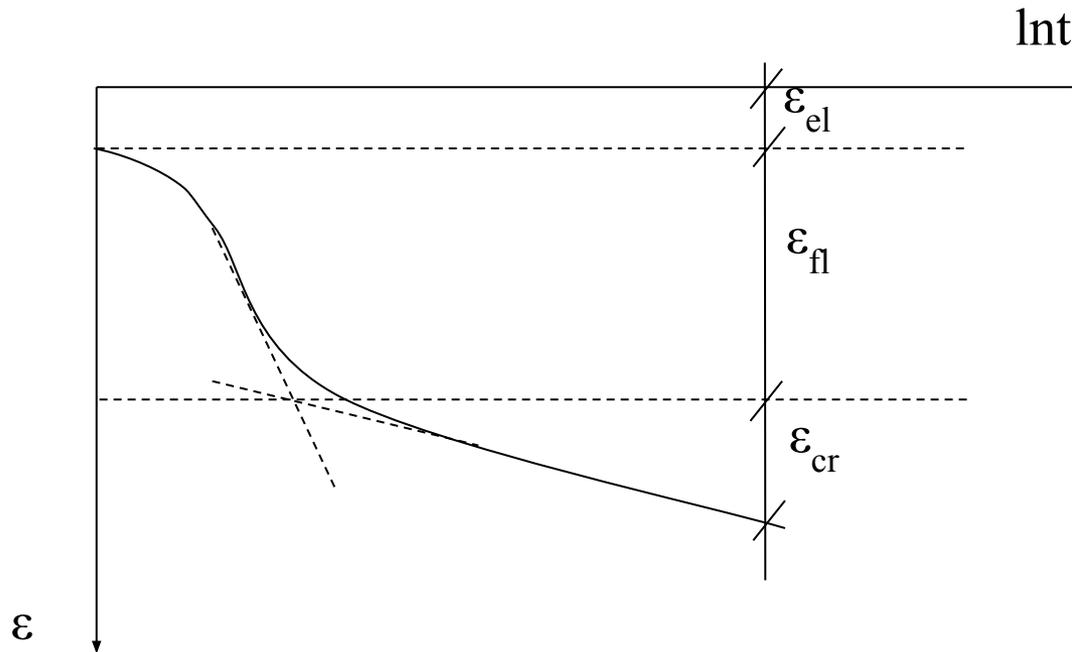
Релаксация напряжений в грунте обусловлена разрушением структурных связей в связных (глинистых, мерзлых) грунтах, всегда имеет место, но величины напряжений падают не до нуля, а до некоторой величины, в дальнейшем остающейся постоянной. Это процесс уменьшения во времени действующих напряжений при неизменной деформации.

1. а) Исследование ползучести грунтов при сжатии.

Для влажного грунта быстро протекающую часть деформации относят к мгновенной ($t \approx 0$) – упругой ε_{el} (elastic), а остальную – к деформации ползучести - ε_{cr} (creep)(два участка на кривой).



Для водонасыщенного грунта быстро протекающую часть деформации относят к мгновенной ($t \approx 0$) упругой ε_{el} (elastic), остальную к деформации за счет фильтрационной консолидации ε_{fc} (filtration consolidation) – первичной консолидации и деформации ползучести скелета ε_{cr} (creep) – вторичной консолидации (три участка).



ГОСТ 12248-2010 оценка параметров ползучести ограничивается получением коэффициентов первичной и вторичной консолидации.

Коэффициент фильтрационной консолидации C_V , см²/мин (см²/год), вычисляют по формуле:

$$C_V = \frac{T_{50} h^2}{t_{50}}$$

T_{50} – коэффициент (фактор времени), соответствующий степени консолидации 0,5, равный
0,197;

h - высота образца (средняя между начальной высотой и высотой после завершения опыта на консолидацию), см. При двухсторонней фильтрации принимается высота, равная $h/2$;
- время, мин;

t_{50} – время, соответствующее 50%-му первичному сжатию, мин.

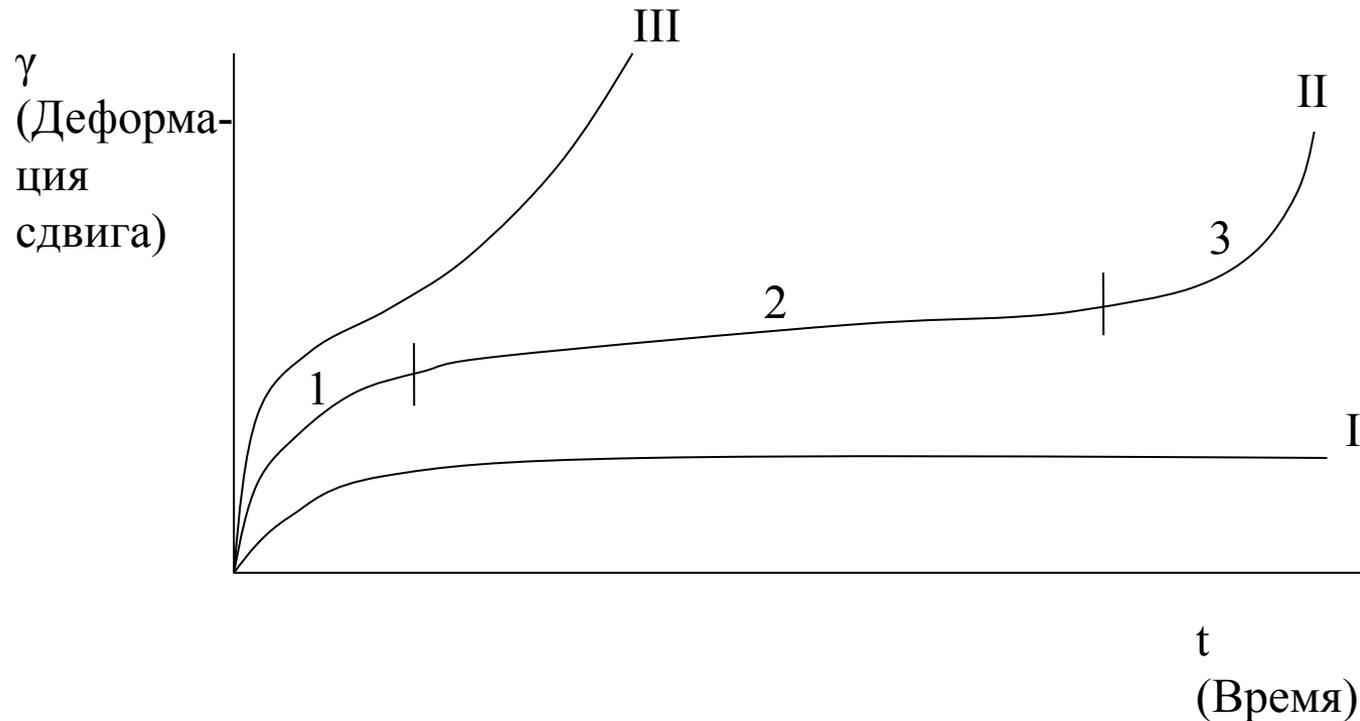
Коэффициент вторичной консолидации C_α (безразмерная величина) определяют по тангенсу угла между линейным отрезком кривой на участке вторичной консолидации и прямой, параллельной оси абсцисс:

$$C_\alpha = \operatorname{tg} \alpha$$

Расчет других параметров ползучести в Лабораторные работы по грунтоведению: Учеб.пособие/ В.А. Королев, Е.Н. Самарин и др.; Под ред. В.Т. Трофимова и В.А. Королева. – М.: Высш. шк., 2008.

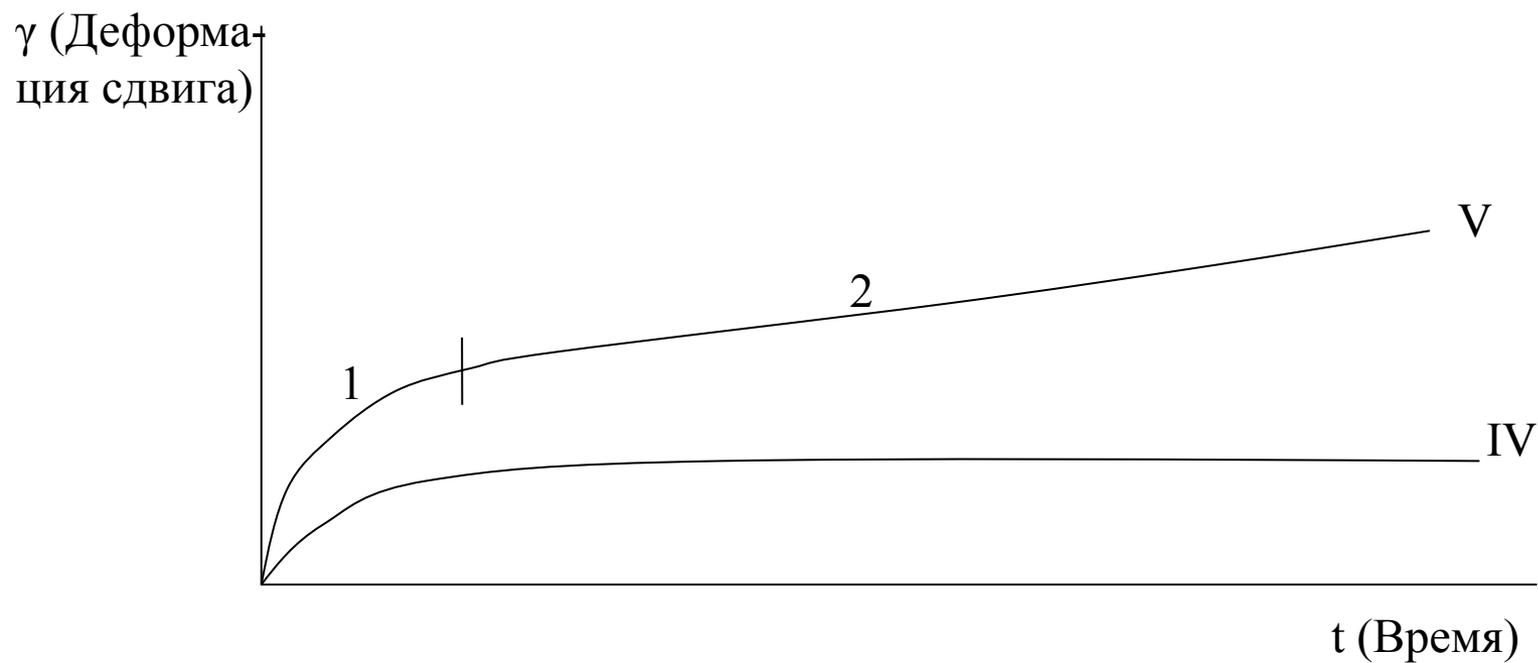
1. б) Исследование ползучести грунтов при действии постоянных касательных напряжений.

Виды зависимостей $\gamma - t$



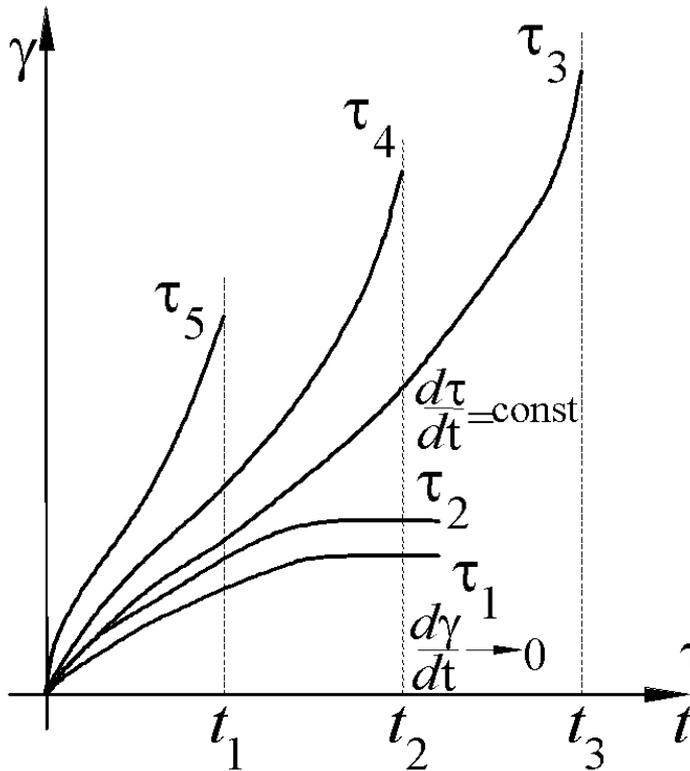
- 1 стадия – неустановившейся ползучести (затухающей ползучести)
- 2 стадия – установившейся ползучести (пластического течения)
- 3 стадия – прогрессирующей ползучести (разрушения)

Для пород с молекулярным типом связей характерны два типа кривых:

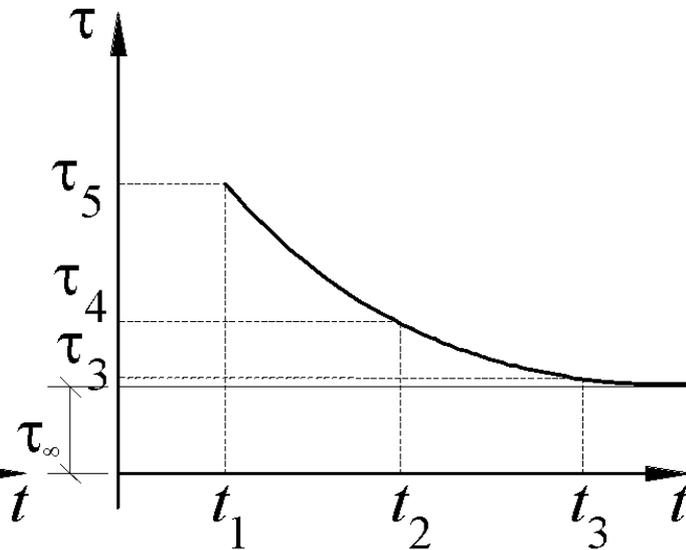


2. Изучение длительной прочности при сдвиге

Ползучесть при сдвиге

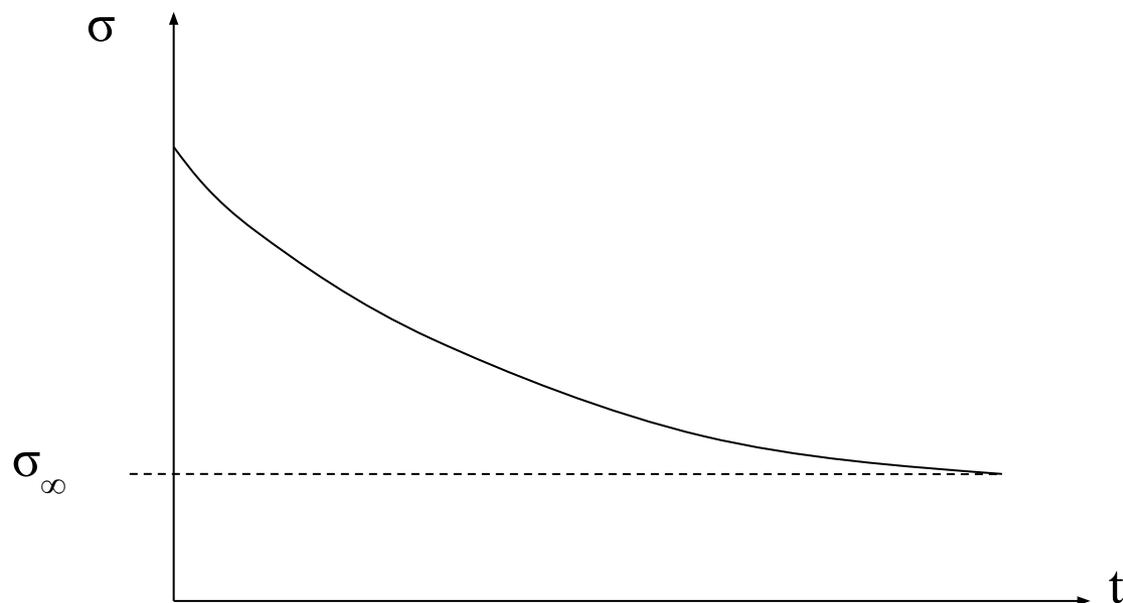


Кривая длительной прочности



3. Изучение релаксации (расслаблении) напряжений

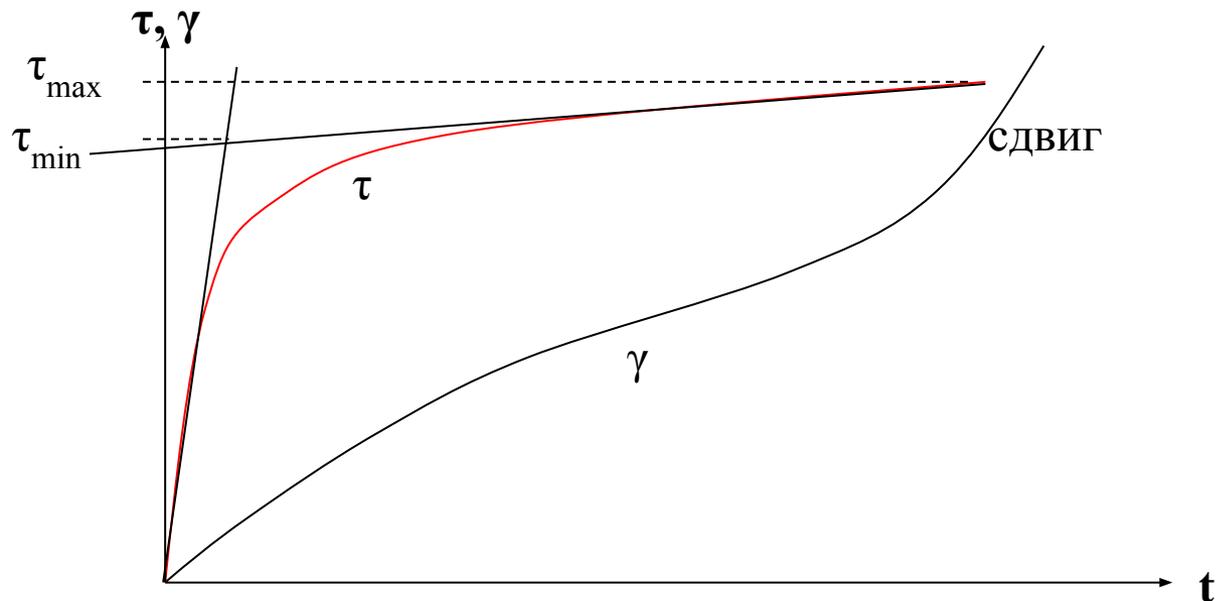
Кривая релаксации нормальных напряжений.



Определение параметров ползучести при стандартных испытаниях на сдвиг.

Для проведения испытаний используют стандартные сдвиговые приборы при определенных нормальных напряжениях проводят испытания на сдвиг статически (ступенями до стабилизации деформации) либо динамически (скорость задают в зависимости от скорости передачи давления или близкую к величине 10^{-7} - 10^{-6} см/с). По результатам испытаний необходимо построить графики $\gamma - t$ и $\tau - t$.

Пример зависимости $\tau - t$ совмещенной с $\gamma - t$



В общем виде скорость деформации ползучести в соответствии с теорией Н.Н. Маслова записывается в виде:

$$dU = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\eta_t} dz$$

U – скорость сдвиговой деформации, см/с;

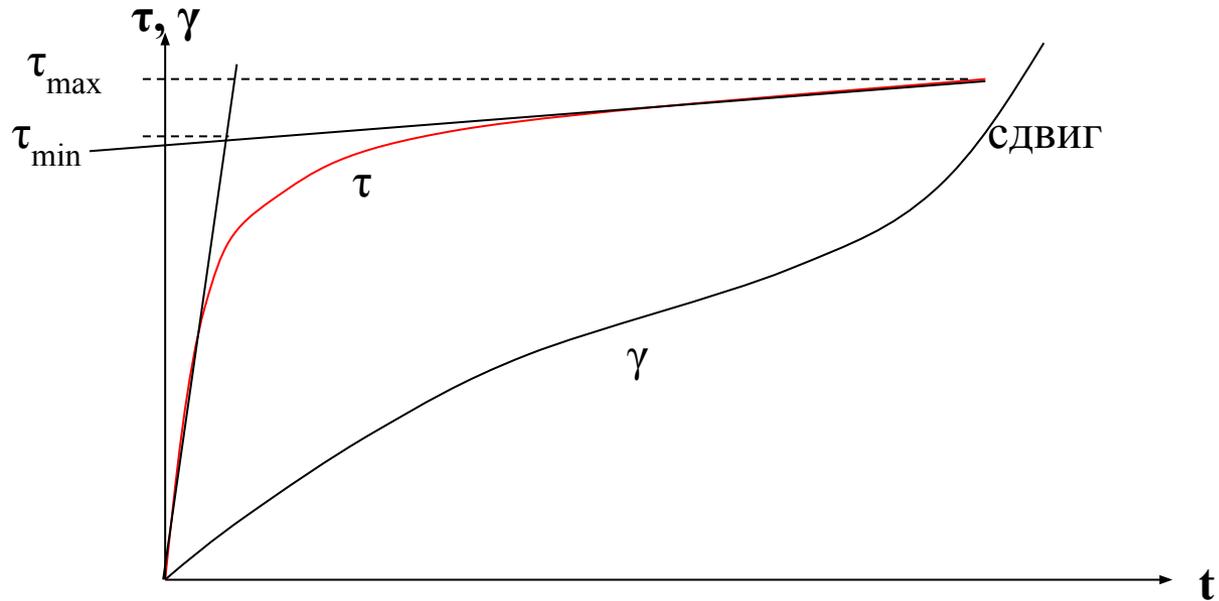
τ_{max} – максимальное (пиковое) касательное напряжение;

τ_{min} – порог ползучести (минимальное касательное напряжение);

η_t (эта) – коэффициент динамической вязкости, Па*с;

z – толщина слоя грунта, вовлеченного в процесс ползучести, см (при сдвижных опытах толщина зазора между каретками, примерно 1 см).

$\tau_{min} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C_c$, где C_c – необратимое сцепление, МПа



По результатам испытаний определяют:

- порог ползучести τ_{\min}
- коэффициент динамической вязкости (вычисляется поинтервально, т.к. вязкость возрастает во времени):

$$\eta_t = \frac{\tau_{\max} - \tau_{\min}}{U} z$$

- критическую деформацию сдвига $\text{tg}\gamma = \gamma_{\text{кр}}/z$.