

Конспект лекций по дисциплине «механика грунтов»

Лекция № 1. Введение. Основные понятия и определения, история развития науки "Механика грунтов". Природа грунтов, условия их формирования. Состав, строение, состояние грунтов. Составные компоненты грунтов. Основные физические характеристики грунтов.

Грунтами - называются горные породы, кора выветривания литосферы, которые используются в инженерной деятельности человека.

Основание – это напластование грунтов, воспринимающее давление от сооружения. Различают основания естественные, сложенные природными грунтами и искусственно улучшенные.

В состав грунтов входят различные по крупности и форме твердые минеральные частицы, а также вода и газ, заполняющие пространство (поры) между частицами. Эти компоненты находятся в сложном взаимодействии и определяют свойства грунтов.

В рассматриваемом объеме грунта можно выделить объем, занятый твердыми частицами V_T и объем пор V_{II} . Полный объем грунта определится суммой $V_{GP} = V_T + V_{II}$. Масса грунта определяется массой частиц m_T и массой воды в порах m_B , т.е. $m_{GP} = m_T + m_B$. Для количественной оценки состава и соотношения между компонентами в грунте используются следующие характеристики.

Плотность грунта ρ (г/см³ или т/м³) - это отношение массы грунта (массы твердых частиц и воды) к занимаемому им объему $\rho = \frac{m_{GP}}{V_{GP}}$. (1)

Данная характеристика определяется экспериментальным путем и чаще всего для этого применяют способ режущего кольца и способ парафинирования (ГОСТ 5182-78). Плотности наиболее часто встречаемых в строительной практике грунтов обычно находятся в границах 1,3...2,2 г/см³ [2].

Плотность частиц грунта ρ_s определяется как отношение массы твердых частиц к объему этих же частиц

$$\rho_s = \frac{m_T}{V_T}. \quad (2)$$

Плотность частиц грунта зависит только от плотности минералов твердых частиц, и изменяется в весьма узких границах - от 2,6 до 2,8 г/см³. Плотность частиц грунта определяют в лаборатории пикнометрическим методом (ГОСТ 5181-78).

Влажность грунта w - это отношение массы воды к массе твердых частиц в рассматриваемом объеме грунта

$$w = \frac{m_B}{m_T} = \frac{m_{ГР} - m_T}{m_T}. \quad (3)$$

Влажность грунта является безразмерной величиной, иногда ее выражают в процентах. Для определения влажности (ГОСТ 5180-78) образец грунта после его взвешивания высушивают при температуре 105°С до постоянной массы (m_T).

Рассмотренные выше три показателя ρ , ρ_s и w являются основными физическими характеристиками грунта и определяются только экспериментальным путем.

Плотность грунта в сухом состоянии ρ_d определяется как отношение массы сухого грунта к объему всего грунта

$$\rho_d = \frac{m_T}{V_{ГР}} = \frac{\rho}{1+w}. \quad (4)$$

Пористость n представляет собой отношение объема пор ко всему объему грунта $n = V_{П} / V_{ГР}$. Для большинства грунтов пористость изменяется в пределах от 30 до 50%. пористость грунта можно выразить через другие показатели:

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}, \quad (5)$$

Коэффициент пористости e равен отношению объема пор к объему твердых частиц грунта $e = V_{П} / V_T$. Учитывая соотношения объемов, можно определить коэффициент пористости по формуле:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1. \quad (6)$$

Степенью влажности S_r грунта называют отношение объема воды в порах грунта к объему пор $S_r = V_B / V_{II}$. Этот показатель позволяет оценивать, какая доля объема пор занята водой. После ряда преобразований степень влажности грунта можно выразить через другие показатели:

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w}, \quad (7)$$

где ρ_w - плотность воды ($\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$).

Лекция № 2. Строение и структурные связи грунтов. Строительная классификация грунтов. Механические свойства грунтов. Водопроницаемость грунтов. Законы фильтрации и сжимаемости грунтов.

Структурные связи грунта – связи между отдельными частицами обусловленные геологическим происхождением грунта, бывают цементационные (не восстанавливающийся) и водно-коллоидные (восстанавливающийся). Прочность цементационных связей влияет на структурную прочность грунта. Водно-коллоидные связи это связи - которые формирует прочно связанная вода вокруг твердых частиц. Свойства прочно связанной воды отличается от обычной, например ее температура замерзания – 80°C , тогда как для обычной свободной воды она 0°C . Для восстановления связей грунта в лабораторных условиях требуется, добавить воды, и положить образец под давление на время до 20 суток.

Текстура грунта зависит от осаживания грунта в воде. Различают четыре вида текстуры: зернистую, разреженную, флокуляционную и плотную, для каждого вида грунта характерна своя текстура.

Зерновой состав для фракций крупнее $0,10 \text{ мм}$ определяют просеиванием пробы грунта через комплект сит. Для более мелких фракций применяют методы, основанные на зависимости скорости осаждения частиц грунта в воде от их размеров. Крупнообломочные и песчаные грунты подразде-

ляют на виды в зависимости от их гранулометрического состава (табл. 1).

Таблица 1

Наименование грунтов в зависимости от гранулометрического состава

Виды грунтов	Характерный размер частиц, мм	Содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе
<i>А. Крупнообломочные:</i>		
валунный (глыбовый)	200	>50
галечниковый (щебенистый)	10	>50
гравийный (дресвяный)	2	>50
<i>Б. Песчаные:</i>		
песок гравелистый	2	>25
песок крупный	0,5	>50
песок средней крупности	0,25	>50
песок мелкий	0,1	>75
песок пылеватый	0,1	<75

Для установления наименования грунта по таблице 1 последовательно суммируются проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала - крупнее 200 мм, затем - крупнее 10 мм, далее крупнее 2 мм и т.д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице 1.

Фильтрация возможна из-за протекания свободной воды по порам грунта. При решении задач на фильтрацию грунт рассматривают как двухкомпонентную среду, в которой есть скелет грунта и поровая вода. Вода полностью заполняет все поры и может двигаться по ним под разностью давления по законам гидравлики.

Фильтрационная консолидация грунта – способность водонасыщенного грунта давать дополнительную осадку во времени из-за отжатия воды из пор грунта, зависит от фильтрационных свойств грунта, коэффициента фильтрации.

Лекция № 3. Компрессионные испытания грунтов. Закон уплотнения. Принцип линейной деформируемости.

Грунт представляет собой дискретную многофазную систему, и его де-

формация определяется деформацией минеральных частиц и их водноколлоидных оболочек, податливостью структурных связей и возможностью перекомпоновки частиц в структурном каркасе.

Общую деформацию грунтового элемента удобно разделять на две составляющие: объемную деформацию и сдвиговую. Объемная деформация при сжатии грунта обусловлена уменьшением объема пор (уплотнением) грунта в результате более плотной переупаковки частиц, а также изменением размера частиц. Так как при этом происходит сближение частиц, то по мере сжатия степень сопротивления грунта объемному деформированию возрастает. При сдвиговой деформации происходит смещение одних частиц относительно других. Этим смещениям препятствуют структурные связи, однако с увеличением сдвиговой деформации степень сопротивления структурных связей снижается и в итоге наступает разрушение грунта в результате неограниченного развития деформации сдвига. Для определения объемной деформации проводят компрессионные испытания грунтов.

Схема компрессионных испытаний представлена на рис. 1.

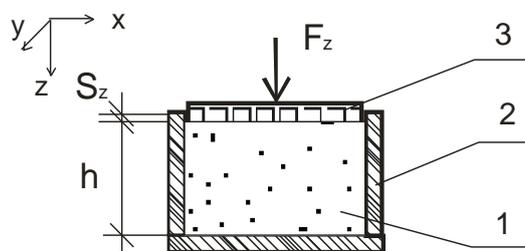


Рис. 1. Схема компрессионного испытания грунтов

Образец грунта 1, помещенный в жесткую металлическую обойму цилиндрической формы 2, нагружается с помощью металлического штампа 3 нормальной силой F_z . Под действием этой силы в образце возникает нормальное сжимающее напряжение:
$$\sigma_z = F_z/A, \quad (8)$$
 где A - площадь поперечного сечения образца.

Это напряжение вызывает уплотнение грунта и осадку штампа S_z . При испытании водонасыщенных грунтов отток воды из пор осуществляется через отверстия в штампе. Вертикальная деформация при сжатии образца

составит
$$\varepsilon_z = S_z/h, \tag{9}$$

где h - первоначальная высота образца.

Жесткое боковое кольцо препятствует поперечному расширению образца и $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$. При этом в образце возникают боковые нормальные напряжения σ_x и σ_y , измерение которых возможно с помощью специальных датчиков давления.

Увеличивая ступенями сжимающее напряжение σ_z и дожидаясь стабилизации деформаций от каждой ступени нагружения, можно определить конечную осадку образца грунта S_{zi} при данной ступени нагружения и соответствующую ей деформацию ε_{zi} . Опытные результаты можно представить в виде графика зависимости $\varepsilon_z - \sigma_z$ (нижняя часть рис. 2).

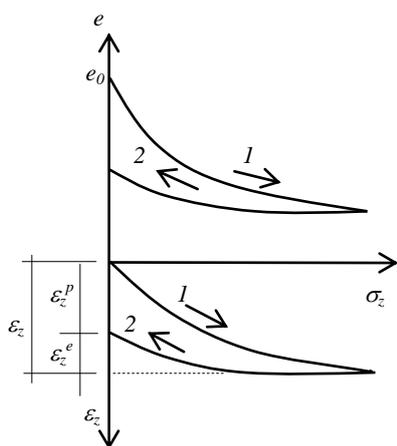


Рис. 2. Компрессионные кривые и зависимости $\varepsilon_z - \sigma_z$:
1 - нагружение; 2 - разгрузка

Зная начальный коэффициент пористости грунта e_0 , любое последующее его значение e_i для некоторой ступени нагружения i определится как $e_i = e_0 - \Delta e_i$, где Δe_i – изменение коэффициента пористости, произошедшее из-за изменения нормального напряжения $\Delta \sigma_z$.

Учитывая невозможность бокового расширения грунта, изменение объема пор будет равно объему пространства, образованного за счет осадки штампа компрессионного прибора, т.е.

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) S_i/h. \tag{10}$$

Кривая компрессионного сжатия грунта (см. рис. 2) отражает нелинейный характер зависимости между величинами коэффициента пористости e и сжимающим напряжением σ_z . Однако учет нелинейных особенностей деформирования реальных грунтов значительно осложняет решение задач механики грунтов. Поэтому в практических расчетах обычно исходят из того, что при относительно небольших изменениях сжимающих напряже-

ний ($\sigma_z' \dots \sigma_z''$) участок компрессионной кривой за пределами структурной прочности можно аппроксимировать отрезком прямой (рис. 3).

Тогда уравнение спрямленного участка компрессионной кривой будет иметь вид $e = -m \sigma_z + b$,

где m и b - параметры линейной зависимости.

Параметр m , называемый *коэффициентом сжимаемости*, определяется как отношение изменения коэффициента пористости грунта к изменению сжимающего напряжения и численно равен $tg \alpha$ (рис. 3):

$$m = (e' - e'') / (\sigma_z'' - \sigma_z'). \quad (11)$$

Коэффициент сжимаемости имеет размерность, обратную размерности напряжения и может определяться в $кПа^{-1}$ или $МПа^{-1}$. Коэффициент сжимаемости характеризует способность грунта уплотняться при увеличении сжимающего напряжения.

Аппроксимируют реальную компрессионную зависимость в соответствии с законом компрессионного уплотнения грунтов: *при относительно небольшом изменении сжимающих напряжений уменьшение коэффициента пористости грунта пропорционально увеличению сжимающего напряжения.*

При установлении границ интервала изменения напряжений σ_z' и σ_z'' , в пределах которых определяется коэффициент сжимаемости грунта m , следует в качестве σ_z' принимать напряжение от собственного веса грунта в основании, а в качестве σ_z'' - суммарное напряжение от собственного веса грунта и напряжения от веса строительного сооружения.

Для определения осадки грунтового основания и для определения модуля деформации требуется определить m_v - *коэффициент относительной*

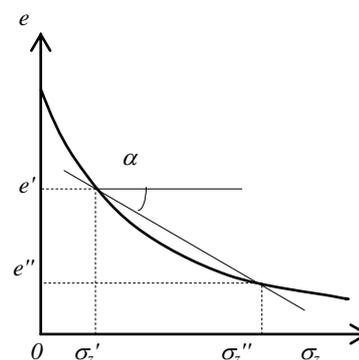


Рис. 3. Аппроксимация компрессионной кривой отрезком прямой

сжимаемости грунта $m_v = m / (1 + e_0)$. (12)

Обратим здесь внимание на два допущения:

- 1) уравнение (11) правомерно лишь для случая однократного нагружения грунта, т.к. закон разгрузки будет иным (см. рис. 2);
- 2) рассматривается общая деформация грунта без разделения ее на упругую и пластическую составляющие.

Представленные допущения позволяют в определенных пределах рассматривать грунт как *линейно деформируемую среду*, отличающуюся в силу отмеченных особенностей от линейно упругой среды, рассматриваемой в теории упругости. Уравнения состояния модели линейного деформирования грунта представляются в форме обобщенного закона Гука с параметрами деформируемости E и ν , для определения которых используют результаты компрессионных испытаний грунтов.

В компрессионных испытаниях соблюдаются условия: $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$; $\sigma_x = \sigma_y$. Тогда из первых двух уравнений системы следует

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \frac{\nu}{1+\nu} \Delta\sigma_z. \quad (13)$$

Введем понятие *коэффициента бокового давления грунта в состоянии покоя* ξ , представляющего собой отношение приращения поперечного сжимающего напряжения на грунтовый образец к приращению продольного напряжения в условиях невозможности бокового расширения образца, т.е.

$$\xi = \Delta\sigma_x / \Delta\sigma_z = \Delta\sigma_y / \Delta\sigma_z. \quad (14)$$

Величину коэффициента бокового давления можно определить в результате измерения давления грунта (σ_x , σ_y) на стенки компрессионного прибора с помощью специальных тензометрических датчиков.

Если в уравнение системы (13) подставить значения $\Delta\sigma_x$ и $\Delta\sigma_y$ из выражения (14) и провести преобразования в соответствии с законом Гука, то

получим
$$\Delta\varepsilon_z = \left(1 - \frac{2\xi^2}{1+\xi}\right) \frac{\Delta\sigma_z}{E} = \beta \frac{\Delta\sigma_z}{E}, \quad (15)$$

где β - коэффициент, определяемый выражением в круглых скобках соотношения (15).

Соотношение (15) правомерно лишь для некоторого интервала изменения напряжения σ_z от σ_z' до σ_z'' .

Сравнивая выражения (15) и (12), получим

$$E = \beta / m_v, \quad (16)$$

где E – модуль деформации грунта, определяется в кПа или МПа.

Таким образом, модуль деформации грунта может быть определен с помощью коэффициента сжимаемости и параметра β . При отсутствии опытных данных коэффициент β допускается принимать равным для: песков - 0,8; супесей - 0,7; суглинков - 0,5; глин - 0,4.

Лекция № 4. Прочность грунтов. Сопротивление грунта сдвигу. Закон прочности Кулона. Условие прочности Кулона-Мора. Сопротивление сдвигов в нестабилизированном состоянии.

Под прочностью грунта понимается его способность сопротивляться воздействию внешних нагрузок без разрушения.

Прочность грунта оценивается величиной предельного сопротивления сдвигу, в качестве которого используется касательное напряжение $\tau_{пр}$. Однако напряженное состояние грунтового образца характеризуется не только касательными, но и нормальными напряжениями. *Предельным напряженным состоянием* грунта по прочности называется такое напряженное состояние, при котором возникают нестабилизирующиеся деформации пластического течения. Переход образца грунта в предельное напряженное состояние означает, что прочность данного грунта исчерпана.

Для исследования прочностных свойств грунтов широкое распространение получили относительно простые приборы одноплоскостного сдвига грунта (рис. 4). В этом приборе имеется два кольца в рабочей камере: верхнее и нижнее. Между ними имеется зазор, образующий плоскость, по

которой произойдет сдвиг верхней части грунтового образца относительно нижней неподвижной части. Вдоль плоскости сдвига возникает нормальное $\sigma_z = F_z / A$ и касательное $\tau_x = F_x / A$ напряжения от действия вертикальной и сдвигающей нагрузки. Под действием касательных напряжений в этой зоне развиваются сдвиговые деформации $\gamma = S_x / h_3$, где S_x - величина горизонтального перемещения верхней части образца; h_3 - толщина зоны сдвига. Размеры зоны сдвига изменяются в процессе испытания грунта, и это обстоятельство осложняет вычисление сдвиговой деформации. Но в принципе в этом нет необходимости, т.к. момент перехода грунта в состояние пластического течения можно определить из графика зависимости $S_x - \tau_x$ с помощью условия $\lim (\Delta S_x / \Delta \tau_x) \rightarrow \infty$.

Для построения зависимостей $\tau_{np} - \sigma_z$ (рис. 5) испытания проводятся для нескольких образцов грунта, находящихся в одинаковом состоянии по физическим характеристикам плотности и влажности, при разных значениях сжимающего напряжения σ_z . Опыты показывают, что увеличение σ_z приводит к возрастанию предельного сопротивления грунта сдвигу τ_{np} .

Уравнение (17) называют *законом прочности Кулона*

$$\tau_{np} = \sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (17)$$

где φ - углом внутреннего трения грунта, град;

c - удельное сцепление грунта, кПа.

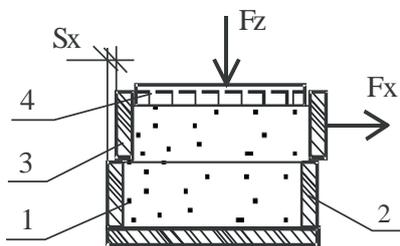


Рис. 4. Схема прибора
одноплоскостного сдвига

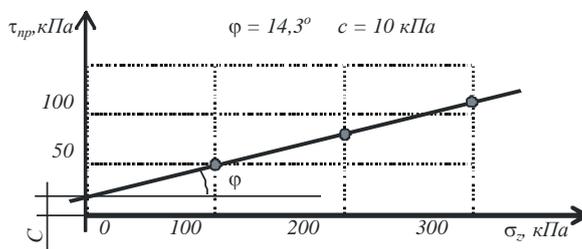


Рис. 5. График предельного
сопротивления сдвигу суглинки

В общем случае закон прочности Кулона (17) формулируется следую-

щим образом: *предельное сопротивление грунтов сдвигу есть функция первой степени от нормального давления*. Этот закон устанавливает связь между предельным касательным и нормальным напряжениями на *площадке сдвига* элемента грунта. Сопротивление пылевато-глинистых грунтов сдвигу обуславливается не только силами трения между перемещающимися частицами, но и связностью грунта.

Лекция № 5. Водопроницаемость грунтов. Ползучесть грунтов при сжатии. Фильтрационная консолидация грунта. Определение напряжений в грунтовых массивах. Исходные предпосылки. Определение напряжений от собственного веса грунта.

Фильтрация возможна из-за протекания свободной воды по порам грунта. При решении задач на фильтрацию грунт рассматривают как двухкомпонентную среду, в которой есть скелет грунта и поровая вода. Вода полностью заполняет все поры и может двигаться по ним под разностью давления по законам гидравлики.

Фильтрационная консолидация грунта – способность водонасыщенного грунта давать дополнительную осадку во времени из-за отжатия воды из пор грунта, зависит от фильтрационных свойств грунта, коэффициента фильтрации.

Ползучесть – свойство (пылевато-глинистого) грунта изменять свою осадку с течением времени под действием постоянной нагрузки. Ползучесть зависит от вязкости грунта и его влажности.

Лекция № 6. Определение напряжения от действия местной нагрузки. Учет влияния соседних фундаментов и площадей, напряжения в случае плоской задачи. Простейшие способы оценки устойчивости оснований. Определение осадок оснований фундаментов. Расчет осадки методом по-

слоного суммирования по схеме линейно-деформируемого полупространства.

Рассмотрим действие сосредоточенной силы P , приложенной перпендикулярно к ограничивающей *полупространство* плоскости (рис. 6). Будем считать полупространство однородным в глубину и в стороны и линейно деформируемым. Задача заключается в определении всех составляющих напряжений $\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x, \tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$, а также перемещений $\omega_z, \omega_y, \omega_x$ для любой точки полупространства, имеющей координаты z, y, x .

Поставленная задача для упругого (следовательно, и любого линейно деформируемого) полупространства впервые была полностью решена проф. Ж. Буссинеском (1885), а определение напряжений для площадок, параллельных ограничивающей полупространство плоскости, - проф. Кирпичевым В. и проф. Н. Цытовичем (1923—1934).

Здесь мы ограничимся определением только вертикальных напряжений σ_z для площадок, параллельных ограничивающей плоскости, как наиболее часто используемых в практике, получим

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}} \cdot \frac{P}{z^2}, \quad (18)$$

или, обозначив

$$K = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{5/2}},$$

получим

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}. \quad (19)$$

Знание величины сжимающих напряжений для угловых точек под прямоугольной площадью загрузки позволяет очень быстро вычислять сжимающие напряжения для любой точки полупространства, особенно если пользоваться значениями угловых коэффициентов K_0 и K_C .

Для площадок под центром загруженного прямоугольника максимальное сжимающее напряжение \max

$$\sigma_{z0} = K_0 p. \quad (20)$$

Для площадок под углом загруженного прямоугольника

$$\sigma_{zC} = K_C p, \quad (21)$$

где K_0 и K_C - табличные коэффициенты;

p - интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Значения коэффициентов K_0 и K_C определяют с помощью табл. 8 как функции относительной глубины $\beta = 2z/b$ или $\beta = z/b$ [1] и соотношения сторон прямоугольной площадки загрузки $\alpha = l/b$ [1]:

$$K_0 = f\left(\frac{2z}{b}, \frac{l}{b}\right); \quad K_C = \frac{1}{4} f'\left(\frac{z}{b}, \frac{l}{b}\right). \quad (22)$$

Последние выражения, применяя интерполяцию, позволяют пользоваться только табл. 8 как при вычислении коэффициентов для центральных точек K_0 , так и для угловых K_C .

Метод угловых точек для определения величины сжимающих напряжений σ_z применяют в случае, когда грузовая площадь может быть разбита на такие прямоугольники, чтобы рассматриваемая точка оказалась *угловой*. Тогда сжимающее напряжение в этой точке (для горизонтальных площадок, параллельных плоской границе полупространства) будет равно алгебраической сумме напряжений от прямоугольных площадей загрузки, для которых эта точка является угловой.

Поясним сказанное, рассмотрев три основных случая:

- 1) точка M находится на контуре прямоугольника внешних давлений (см. рис. 8 а);
- 2) точка M - внутри прямоугольника давлений (рис. 8 б);

3) точка M - вне прямоугольника давлений (рис. 8 в). В первом случае величина σ_z определится как сумма двух угловых напряжений, соответствующих прямоугольникам загрузки $Mabe$ и $Meed$, т. е.

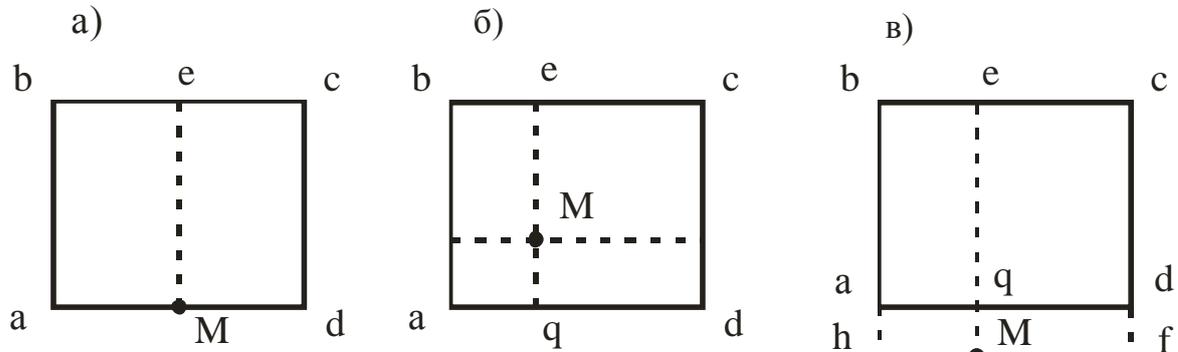


Рис. 8. Схемы разбивки прямоугольной площади загрузки при определении напряжений по методу угловых точек

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c})p, \quad (23)$$

где K_{1c} и K_{2c} - угловые коэффициенты, определяемые по формуле (21) и данным табл. 8 в зависимости от относительной глубины $\beta = z/b$ и отношения сторон $\alpha = l/b$;

p - интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки.

Во втором случае необходимо суммировать угловые напряжения от четырех прямоугольных площадей загрузки: $Mgah$, $Mhbe$, $Mecf$, $Mfdg$, т. е.

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} + K_{3c} + K_{4c})p. \quad (24)$$

В третьем случае напряжение в точке M складывается из суммы напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам $Mhbe$ и $Mecf$, взятых со знаком «плюс», и напряжений от действия нагрузки по прямоугольникам $Mhag$ и $Mgdf$, взятых со знаком «минус», т. е.

$$\sigma_z = (K_{1c} + K_{2c} - K_{3c} - K_{4c})p, \quad (25)$$

где K_{1c} угловые коэффициенты, определяемые по формуле (22) и табл. 8 в зависимости от соответствующих величин $\alpha=l/b$ и $\beta=z/b$.

Лекция № 7. Определение осадки при ее изменении во времени с использованием теории фильтрации и консолидации. Основные требования

при проектировании оснований во 2-ой группе предельных состояний. Стадии деформирования грунтов оснований. Начальное критическое давление на грунты. Расчетное сопротивление грунта. Основные положения теории предельного равновесия. Предельная критическая нагрузка. Прочность и устойчивость в грунтовых массивах.

Расчет откосов на обрушение. В соответствии со СНиП 2.02.01–83* все грунтовые основания фундаментов проектируются по второй группе предельных состояний, т.е. по деформациям. Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных и относительных перемещений фундаментов в таких пределах, в которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения. Поскольку в основе расчета лежит принцип совместной работы системы основание – фундамент, то перемещение несущего слоя грунта, которое произойдет из-за сжатия грунтовых слоев под действием нагрузки от фундамента, будет равна перемещению подошвы фундамента – которые не отрывается от несущего грунта.

Вертикальную деформацию здания принято называть осадкой.

Расчет основания по деформациям требует выполнения условия:

$$S \leq S_u, \quad (10)$$

где S – определяемая расчетом совместная деформация (осадка) основания и сооружения (11);

S_u – предельное значение деформации (осадки) фундамента: для жилого здания $S_u = 8$ см, для промышленного $S_u = 15$ см.

Расчет осадки основания S выполняется по методу послойного суммирования по формуле:

$$S = \sum_{i=1}^n m_{vi} \sigma_{zp,cp,i} h_i, \quad (11)$$

где m_{vi} – коэффициент относительной сжимаемости грунта i -го слоя;

$\sigma_{zp,cp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i -м слое грунта, рис. 4;

h_i – толщина элементарного i -го слоя грунта, принимается $h_i \leq 0,4 b$;
 b – ширина подошвы фундамента;
 n – число элементарных слоев, на которые разбита толща сжимаемого основания.

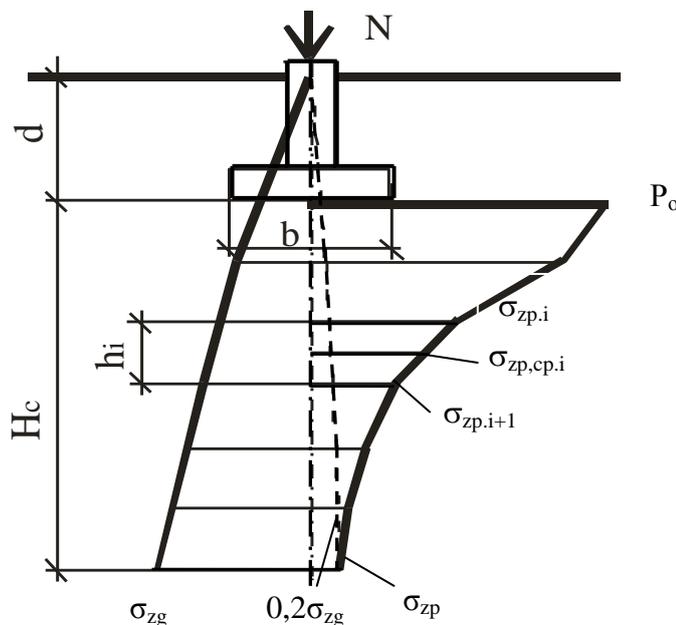


Рис. 4. Схема к расчету осадок методом послойного суммирования

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} на нижней границе n -го слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma^1 d + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (12)$$

где d – глубина заложения фундамента от уровня земли;

γ^1 – усредненный удельный вес грунта в пределах глубины заложения;

γ_i – удельный вес грунта i -го слоя (т.е. удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды).

Дополнительное вертикальное напряжение на глубине z от подошвы фундамента определяются по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_o, \quad (13)$$

где α - коэффициент, принимаемый по прил. 2 СНиП 2.02.01-83* (табл. 6 п) в зависимости от относительной глубины $\xi = 2 z / b$; и от соотношения сторон фундамента $\eta = 1 / b$, или по формуле.

где P_o - дополнительное вертикальное давление под подошвой фундамента, определяется по формуле (15)

$$P_o = P_{cp} - \gamma^1 d \quad (15)$$

где P_{cp} - среднее давление под подошвой фундамента (9).

Нижняя граница сжимаемой толщи основания, в пределах которой вычисляется осадка, определяется на глубине $z = H_c$, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}. \quad (16)$$

Если граница сжимаемой толщи окажется в слое грунта где коэффициент относительной сжимаемости $m_o > 0,1 \text{ МПа}^{-1}$ нижнюю границу сжимаемой толщи определять из условия $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$.

Рассмотрим действие равномерно распределенной нагрузки p на полосе шириной b при наличии боковой пригрузки $q = \gamma h$ (где γ - удельный вес грунта и h - глубина залегания нагруженной поверхности).

Вертикальное сжимающее напряжение (давление) от собственного веса грунта при горизонтальной ограничивающей поверхности $\sigma_{1cp} = \gamma(h + z)$, где z - глубина расположения рассматриваемой точки ниже плоскости приложения нагрузки.

Задача будет заключаться в определении такой величины нагрузки $p_{кр}^{нач}$, при которой зоны сдвига (зоны предельного равновесия) только зарождаются под нагруженной поверхностью. Так как при полосообразной нагрузке (плоская задача) касательные напряжения будут наибольшими у краев нагрузки, то естественно ожидать в этих местах при возрастании нагрузки зарождения зон предельного равновесия. При допущении о гидростатическом распределении давлений от собственного веса грунта, зада-

ча впервые решена проф. Н.П. Пузыревским (1929), затем Н.М. Герсивановым (1930) и О.К. Фрелихом.

$$\text{Решение имеет вид } {}^{\text{нач}} p_{\text{кр}} = \frac{\pi(\gamma h + c \cdot \text{ctg } \varphi)}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h, \quad (26)$$

где φ - углом внутреннего трения грунта, град;

c - удельное сцепление грунта, кПа.

Второй критической нагрузкой на грунт следует считать предельную нагрузку, соответствующую полному исчерпанию несущей способности грунта и сплошному развитию зон предельного равновесия, что достигается для оснований фундаментов при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основание и распирающего грунт в стороны. Впервые выражение для предельной нагрузки при полосовом загрузении было получено Л. Прандтлем и Г. Рейснером (1920-1921 г.)

$${}^{\text{пред}} p_{\text{кр}} = (q + c \cdot \text{ctg } \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp^{\pi \text{tg } \varphi} - c \cdot \text{ctg } \varphi, \quad (27)$$

где q – боковая нагрузка, равная γh (h – глубина приложения полосообразной нагрузки).

А в 1943 году К. Терцаги предложил запись формулы в виде

$${}^{\text{пред}} p_{\text{кр}} = N_{\gamma} \gamma b + N_q q + N_c c, \quad (28)$$

где N_{γ} , N_q , N_c – коэффициенты несущей способности грунта, определяемые путем вычисления по построенной сетке линий скольжения как функции угла внутреннего трения. b – ширина подошвы, м.

Для оснований массивных фундаментов предельную нагрузку следует определять с учетом жесткого ядра ограниченных смещений, формирующегося под подошвой жестких фундаментов. В этом случае ввиду сложности точного решения прибегают к приближенному численному решению методом конечных разностей (В.Г. Березенцев 1952 - 1960), при этом применяется та же формула (28), но с другими коэффициентами несущей способности.

Лекция № 8. Активное и пассивное давления грунта на подпорную стену. Определение давления грунта на ограждающие конструкции (подпорные стенки) по методу теории предельного равновесия. Аналитический метод определения давления на подпорную стенку. Современные тенденции развития механики грунтов.

В этом разделе рассматривается расчет в вертикальной плоскости протяженных стен, жесткость которых в горизонтальной плоскости не играет роли. Таким же образом рассчитываются и короткие стены, не имеющие сплошной горизонтальной арматуры и жесткости в горизонтальной плоскости.

Консольная (свободно стоящая) стена необходима чтобы удерживать грунтовый массив от обрушения. Рассчитывается на действие активного и пассивного давления грунта.

Тонкая (шпунтовая или железобетонная) стенка поддерживает откос котлована глубиной $h = 6$ м. Заглубление стены ниже дна котлована $t = 5$ м. Требуется определить устойчивость стены и рассчитать ее параметры.

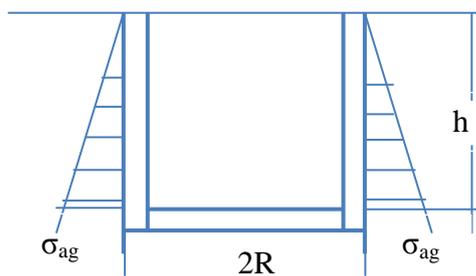
Потеря устойчивости консольной стены происходит путем поворота вокруг точки O , находящейся на глубине $f = 0,8 \cdot t = 0,8 \cdot 5 = 4$ м.

При этом со стороны откоса на стену выше точки O действует активное давление грунта, а со стороны дна – пассивный отпор грунта; на стену также действует давление воды. Работой отрезка стены ниже точки O пренебрегают.

Рассчитаем коэффициент активного и пассивного давления для заданных грунтов: $\lambda_{ag} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0,31$, $\lambda_{pg} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 3,25$;

Строим эпюру вертикального давления грунта на стену со стороны откоса и дна котлована При осесимметричном внешнем нагружении круглого в плане подземного сооружения рис. 5. растягивающих напряжений в

стенах не возникает и их армирования не требуется. Необходимая толщина стены, переменная по глубине, $t = -\sigma_{ag}R / R_b$,



где σ_{ag} – горизонтальное активное давление грунта на данной глубине; R – радиус сооружения; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию.

Арматуру в этом случае вводят лишь из конструктивных соображений.

Рис. 5. Схема к расчету круглого в плане сооружения.

Однако, если сооружение возводится методом опускного колодца, то при его перекосах в процессе погружения может возникнуть неравномерность нагрузки, практически характеризуемая коэффициентом неравномерности $k_g = 1,25$. В этом случае в горизонтальном сечении нормальная сила N будет непостоянной по окружности, а также возникнут изгибающие моменты M , величины которых для точек А и В определяются по формулам: $M_A = -0,1488 \sigma_{ag} R^2 (k_g - 1)$, $M_B = -0,1366 \sigma_{ag} R^2 (k_g - 1)$,

$$N_A = \sigma_{ag} R [1 + 0,7854(k_g - 1)], \quad N_B = \sigma_{ag} R [1 + 0,5 (k_g - 1)].$$

Стены в грунте в виде ряда секущихся свай или из сборных элементов не имеют сплошной горизонтальной арматуры и изгибной прочности в горизонтальных сечениях. Такие стены независимо от их горизонтальной протяженности рассчитываются только в вертикальных сечениях способами, изложенными в первом расчете. Наряду с этим другие технологии строительства позволяют уложить в стены подземных сооружений горизонтальную арматуру и придать им изгибную прочность в горизонтальной плоскости. Такая конструкция стен может быть обеспечена при строительстве сооружений в открытом котловане или способом опускного колодца. С определенными сложностями возможно также устройство монолитных стен в грунте с перехлестом горизонтальной арматуры между соседними захватками