

Тема 7. Закон ламинарной фильтрации. Гидравлический градиент. Коэффициент фильтрации. Начальный градиент в глинистых фунтах. Эффектное и нейтральное давления в грунтовой массе.

Закон ламинарной фильтрации. Гидравлический градиент.

Фильтрация воды в грунтах представляет собой сложный процесс. Действительно, поры в разнородном грунте образуют извилистые каналы переменного сечения, соединяющиеся между собой в различных направлениях. Следовательно, и траектории движения воды в этих каналах будут крайне сложными. В пылевато-глинистых грунтах пленки связанной воды, окружающие глинистые частицы и связанные с ними силами электростатического притяжения, могут образовывать пробки, перекрывающие поровые каналы в некоторых сечениях и затрудняющие движение свободной воды. Действительная скорость движения воды в разных сечениях грунта может быть различной и, строго говоря, будет неопределенной, поэтому математическое описание фильтрации воды в грунте связано со схематизацией этого процесса и основывается на результатах экспериментов.

Водопроницаемостью называется свойство водонасыщенного грунта под действием разности напоров пропускать через свои поры сплошной поток воды. При этом под сплошным потоком воды понимается ее неразрывное движение (фильтрация) по всему сечению активных пор грунта, т. е. той части пор, которая не заполнена связанной водой. Водопроницаемость грунтов зависит от их пористости, гранулометрического и минерального состава, градиента напора.

При прочих равных условиях при физическом строении с меньшим содержанием пор, и при преобладании в составе частиц глины водопроницаемость будет меньшей, нежели у пористых и песчаных грунтов соответственно. Нельзя недооценивать данный показатель, т.к. в строительстве он влияет на устойчивость земляных сооружений и обуславливает скорость уплотнения грунтов оснований, суффозию грунта и оползневые явления (в т.ч. и на сопротивление растяжению).

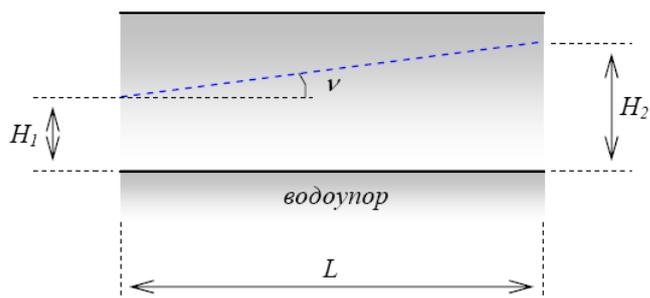


Рис Напорные грунтовые воды. Здесь H_1 и H_2 – напоры; L – длина пути фильтрации; $H = H_2 - H_1$ – потеря напора или «действующий напор».

Если линии токов воды (движения частиц в потоке) нигде не пересекаются друг и другом, то такое движение называется *ламинарным*, при наличии пересечений и завихрений движение называется *турбулентным*. В грунтах в большинстве случаев движение воды будет ламинарным (опыты Пуазейля, Дарси и другие).

Ламинарное движение воды происходит с тем большей скоростью, чем больше уклон поверхности уровня грунтовых вод (так называемый «гидравлический градиент»).

Гидравлический градиент равен отношению потери напора $H = H_2 - H_1$ к длине пути фильтрации L :

$$i = \operatorname{tg} \nu = \frac{H_2 - H_1}{L} = \frac{H}{L}.$$

Закон ламинарной фильтрации (закон Дарси): расход воды в единицу времени через единицу площади поперечного сечения грунта (скорость фильтрации) прямо пропорционален гидравлическому градиенту i :

$$v_{\phi} = k_{\phi} \cdot i;$$

где k_{ϕ} - коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при градиенте $i = 1$ [см/сек, см/год]. Коэффициент фильтрации зависит от типа грунта и определяется экспериментально.

Коэффициент фильтрации.

Фильтрацией называется движение свободногравитационной воды в грунтах в различных направлениях (горизонтально, вертикально вниз и вверх) под воздействием гидравлического градиента (уклона, равного потере напора на пути движения) напора. Коэффициентом фильтрации (k_{ϕ}) принято считать скорость фильтрации при гидравлическом градиенте равном единице. При этом скорость фильтрации (V) прямо пропорциональна гидравлическому градиенту (J). $v = k_{\phi} \cdot i$.

Зная скорость фильтрации, не трудно дать определение коэффициенту фильтрации:

k_{ϕ} – коэффициент фильтрации – это скорость фильтрации при $i = 1$ (см/сек; м/сут).

Коэффициент фильтрации для различных грунтов имеет значительный диапазон изменений, так средние значения k_{ϕ} для песков и глин может отличаться на несколько порядков. $k_{\phi\text{-песок}} = n \cdot 10^{-2}$ см/сек, $k_{\phi\text{-глина}} = n \cdot 10^{-8}$ см/сек

Водопроницаемость различных грунтов (по Н.Н.Маслову)

Грунты	k_{ϕ} , м/сут	Характеристика грунтов по водопроницаемости
Глины, монолитные скальные грунты	$< 5 \cdot 10^{-5}$	Практически водонепроницаемые
Суглинки, тяжелые супеси, нетрещиноватые песчаники	до $5 \cdot 10^{-3}$	Весьма слабоводопроницаемые
Супеси, слаботрещиноватые глинистые сланцы, песчаники, известняки	до 0,5	Слабоводопроницаемые
Пески тонко- и мелкозернистые, трещиноватые скальные грунты	до 5	Водопроницаемые
Пески среднезернистые, скальные грунты повышенной трещиноватости	до 50	Хорошо водопроницаемые
Галечники, гравелистые пески, сильно трещиноватые скальные грунты	> 50	Сильноводопроницаемые

Коэффициент фильтрации образца грунта может быть определен с помощью прибора, снабженного пьезометрическими трубками. Если нужно ориентировочно определить коэффициент фильтрации в природных условиях, то нужно взять образцы грунта (по возможности, ненарушенной структуры) и испытать их. Однако этот способ недостаточно надежен, так как он может не дать характеристики всей области в целом. Прибегают к полевым способам определения коэффициента фильтрации *по откачкам из скважины*, которые дают наиболее надежное значение этой величины. При этом получается некоторое среднее значение коэффициента фильтрации для рассматриваемой области движения. Коэффициент фильтрации зависит от свойств грунта, величины и формы его зерен, а также от жидкости, протекающей в грунте, в частности от ее вязкости, а следовательно, и температуры. Обычно коэффициент фильтрации, определенный тем или иным путем, относят к температуре 0°С или 10° С.

Н. Е. Жуковский в 1888 г. обратил внимание на зависимость коэффициента фильтрации от атмосферного давления. Наблюдения показывают, что высота грунтовых вод в буровых скважинах уменьшается с увеличением атмосферного давления и увеличивается с его уменьшением, Жуковский это объясняет тем, что при падении давления упругие пузырьки воздуха, находящиеся в водоносном слое (они могут приноситься дождевыми водами), расширяются и выталкивают грунтовые воды. Уровень их в колодцах поднимается, а ключи текут быстрее. При увеличении давления будет обратная картина.

Но и при постоянном давлении наличие в грунтовой воде пузырьков воздуха изменяет степень водопроницаемости грунта, которая не остается постоянной при производстве более или менее длительного опыта. Переменность коэффициента фильтрации во времени может обуславливаться и другими физическими и химическими процессами, — например выщелачиванием растворимых солей, — а также биологическими процессами в почве.

С. А. Христиановичем дан метод изучения движения грунтовых вод при нелинейных законах фильтрации. Простейшая задача — о притоке воды к колодцу — рассматривалась рядом авторов, пришел к заключению, что для большинства грунтов (рыхлых) отклонения от стандартного закона Дарси могут иметь место лишь в непосредственной близости от скважины. При этом он указывает, что обычно зона нарушения закона Дарси является и зоной нарушения естественного состояния грунта под влиянием бурения и суффозионных (т. е. связанных с выносом частиц) процессов, происходящих при прокачке скважины.

В трещиноватых породах, повидимому, возможны более значительные отклонения от линейного закона фильтрации.

Начальный градиент в глинистых фунтах.

Зависимость скорости фильтрации от гидравлического градиента i . Для водопроницаемых грунтов (пески, галечники) зависимость прямая.

Скорость движения воды в глинистых грунтах невелика из-за внутреннего сопротивления, создающегося из-за малых размеров пор и водно-коллоидных пленок. В отличие от песчаных, в глинистых грунтах фильтрация возможна лишь

при достижении определенного градиента напора, способствующего преодолению водой внутреннего сопротивления.

Для глинистых грунтов в отличие от песков, фильтрация начинается только при определенном – начальном гидравлическом градиенте i_n (см. график)

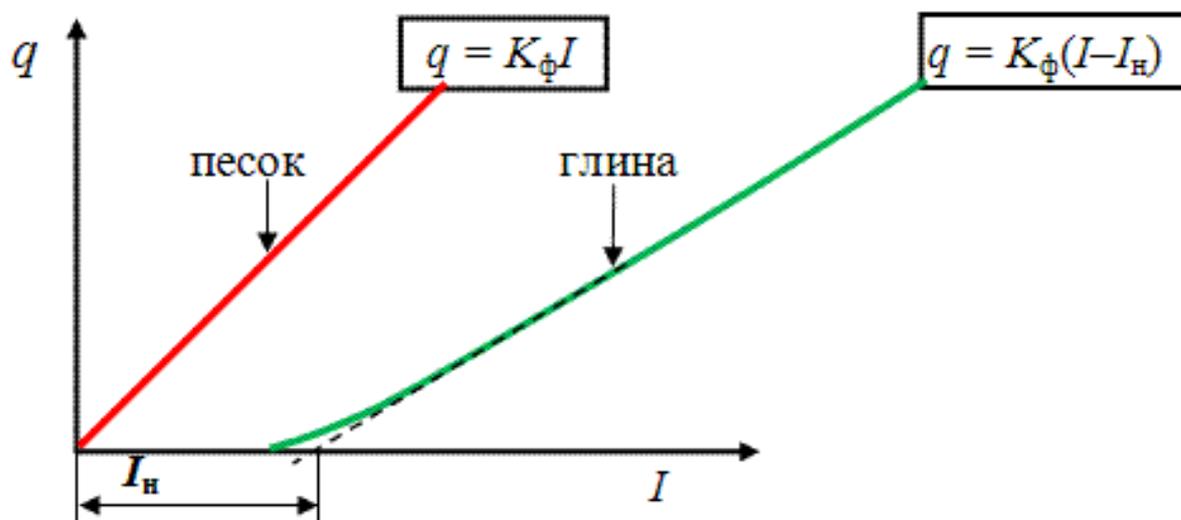


Рис. Графики зависимости скорости фильтрации от гидравлического градиента для песчаного и глинистого грунтов.

Если в глинистом грунте создается гидравлический градиент меньше начальной величины, фильтрации в грунте нет и такой грунт является *водоупором*.

В результате закон ламинарной фильтрации для связных грунтов будет иметь вид: $v_{\phi} = k_{\phi} \cdot (i - i_n)$.

Фильтрационные характеристики грунтов используются при:

- 1 Расчёте дренажа.
- 2 Определении дебита источника подземного водоснабжения.
- 3 Расчёте осадок сооружений (оснований) во времени.
- 4 Искусственном понижении У.Г.В.
- 5 Расчёте шпунтового ограждения при откопке котлованов, траншей.

Эффектное и нейтральное давления в грунтовой массе.

Грунты, состоящие из отложений частиц разрушенных горных пород и содержащие в порах воду и воздух, образуют трехфазную систему, в которой сочетаются три вида вещества - твердого, жидкого и газообразного. Если поры заняты только водой и коэффициент влажности $W=1$, то грунт будет представлять двухфазную систему.

Свободная вода, заполняющая поры грунта, которые представляют собой как бы систему сообщающихся сосудов, подчиняется законам гидростатики. Здесь каждая частица грунта и воды подвергается всестороннему сжатию, определяемому глубиной их положения ниже горизонта грунтовых вод. Гидростатическое давление в водонасыщенном грунте называют *нейтральным, или поровым*. Оно не вызывает деформаций грунта, так как происходящее в условиях этого давления объемное сжатие воды и твердых грунтовых частиц чрезвычайно мало, и им пренебрегают.

Частицы грунтового скелета передают внешнюю нагрузку от фундамента и собственного веса нижележащим частицам. Это давление, которое определяют с учетом взвешивающего действия грунтовых вод на частицы и фундамент, распространяется вниз и в стороны по грунтовому скелету его называют *эффективным*, или *межчастичным*. Оно вызывает деформации частиц и сложенного из них грунтового скелета, а следовательно, и общую осадку грунтовой толщи.

Сумму этих двух давлений называют *полным*. Для определения нагрузки от собственного веса грунтового скелета, необходимо знать объемный вес этого скелета; он будет равен весу частиц, содержащихся единице объема грунта, за вычетом веса вытесненной ими воды. Действие взвешивающего давления воды на сооружение учитывают при наиболее низком уровне ее стояния, так как нагрузка на основание здесь будет наибольшей. Однако для сооружений, подверженных действию горизонтальных сил, важно произвести поверочные расчеты их устойчивости на сдвиг и при наиболее высоком положении горизонта воды. В этом случае сопротивление сил трения грунта сдвигу сооружения, зависящее от величины нормального давления на основание, будет меньше, чем при каком-либо другом, более низком положении уровня воды.

Рассматривая грунтовую массу как двух фазную систему, состоящую из скелета - минеральных частиц и поровой воды, введем понятия:

P_z – *эффективное давление*, давление в скелете грунта (уплотняет и упрочняет грунт).

P_w – *нейтральное давление*, давление в поровой воде (создает напор в воде, вызывая ее фильтрацию).

В любой момент времени в полностью водонасыщенной грунтовой массе имеет место соотношение $P = P_z + P_w$, где P – *полное давление*:

P_z – на представленной схеме моделируется работой пружины, а P_w – давление, возникающие в воде.

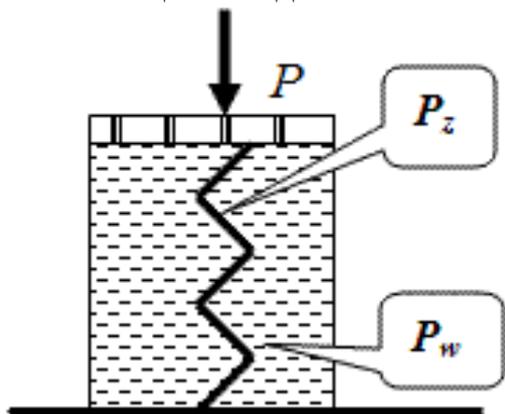


Рис. Модель грунтовой водонасыщенной массы.

В первый момент времени передачи нагрузки давления передаются на воду, затем в работу включается скелет грунта (пружина).

Тогда можно записать:

$$\text{при } t = 0; P = P_w$$

$$\text{при } t = t_1; P = P_w + P_z$$

при $t = \infty$; $P = P_z$ – это теоретически; практически для того чтобы $P_w \approx 0$, требуется длительный период времени.

Следует подчеркнуть, что осадка зданий, сооружений может происходить и при $P = P_z$ за счет явлений ползучести скелета грунта, т.е. достаточно длительно (см. ниже приведённый график).

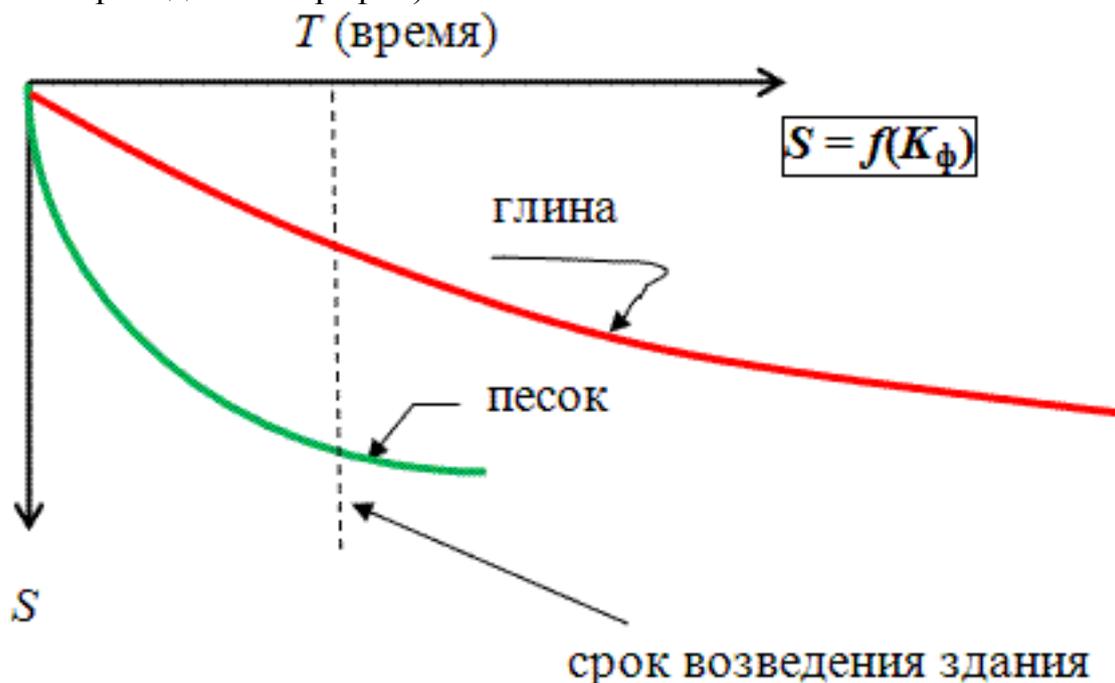


Рис. График развития осадки сооружения во времени для глинистого и песчаного основания.

На представленном графике видно, что за период возведения здания осадка сооружения на песчаном основании, практически стабилизировалась. Осадка же здания на глинистом грунте может продолжаться довольно длительно и после срока возведения сооружения (десятки лет). В этом случае скорость протекания осадки будет также зависеть от фильтрационных особенностей глинистого основания (теория фильтрационной консолидации).

Тема 8. Зависимость между нормальным давлением и сопротивлениям грунта сдвигу. Сопротивление грунтов сдвигу, сыпучих и связных грунтов Закон Кулона. Сопротивление грунтов сдвигу связных грунтов. Методы испытания связных грунтов на сдвиг. Принцип линейной деформируемости.

Зависимость между нормальным давлением и сопротивлениям грунта сдвигу.

При изучении конструкционных материалов под прочностью обычно понимают такое предельное значение напряжения сжатия или растяжения, после достижения которого материал теряет свою сплошность, в нем образуются трещины отрыва или сдвига и он распадается на части или отдельные куски. Этот процесс называют *хрупким разрушением*. Естественно, что хрупкое разрушение материала может происходить и при сложном напряженном состоянии, однако оно всегда сопровождается образованием трещин отрыва или сдвига. Такой характер разрушения свойствен, например, образцам прочных скальных грунтов.

В некоторых случаях (битум, лед, образцы мерзлых глинистых грунтов) предельные нагрузки, характеризующие потерю прочности, вызывают *неограниченное пластическое деформирование* материала без видимого нарушения сплошности, *переходящее в течение*. Образцы таких материалов, нагружаемые по схеме одноосного сжатия, приобретают характерную бочкообразную форму.

Особенности разрушения материалов (хрупкое или пластическое) зависят не только от преобладающих в них структурных связей, но и от скорости нагружения. Многие материалы, которым в обычных условиях свойственно пластическое разрушение, при быстром возрастании нагрузок могут разрушаться хрупко.

Таким образом, под прочностью в широком смысле слова подразумевают свойства материала сопротивляться разрушению или развитию больших пластических деформаций, приводящих к недопустимым искажениям формы тела. До настоящего времени в физике не разработана единая теория прочности, и для различных материалов используются те теории, которые показывают наилучшее соответствие результатам экспериментов.

Применительно к песчаным грунтам еще в 1773 г. французским ученым Ш. Кулоном было экспериментально установлено, что их разрушение происходит за счет сдвига одной части грунта по другой. Сопротивление сдвигу песчаных и крупнообломочных грунтов возникает в основном в результате трения между перемещающимися частицами и зацепления их друг за друга. Сопротивление растяжению в этих грунтах практически отсутствует, поэтому часто песчаные и крупнообломочные грунты называются сыпучими.

Такая же концепция прочности (*разрушение за счет сдвига*) была позже распространена и на пылевато-глинистые грунты. Однако процесс разрушения в них развивается значительно сложнее. Имеющиеся в них водно-коллоидные и цементационные связи обеспечивают пылевато-глинистым грунтам некоторое сопротивление растяжению. Эти грунты часто называют *связными*.

Сопротивление сдвигу грунтов очень сильно зависит от их плотности, влажности, гранулометрического и минерального состава, напряженного состоя-

ния. Характеристики сопротивления сдвигу грунтов рассматриваются как прочностные показатели и всегда определяются экспериментально.

Сопротивление сыпучих и связных грунтов сдвигу, закон Кулона.

Сопротивление сдвигу сыпучих грунтов

Если образец песка 1 поместить в сдвиговой прибор в виде кольца, разрезанного по горизонтальной плоскости (рис. 2.9,а), то, приложив силу N и постепенно увеличивая силу T , можно достигнуть среза (сдвига) одной части образца по другой приблизительно по линии, обозначенной пунктиром. Прибор имеет нижнюю неподвижную обойму 4; верхнюю подвижную обойму 3 и зубчатые фильтрующие пластины сверху и снизу 2.

Если мы проведем несколько таких опытов при различном вертикальном напряжении $\sigma = N/A$ (где A — площадь образца в плоскости среза), то получим, что чем больше σ , тем больше предельное сопротивление грунта сдвигу τ_u . По данным экспериментов построим зависимость предельного сопротивления сыпучего грунта сдвигу τ_u от давления (рис. 2.9,б). На основе многочисленных опытов установлено следующее: для несвязных (идеально сыпучих) грунтов экспериментальные точки в пределах обычных изменений напряжений (до 0,5 МПа) оказываются на прямой, выходящей из начала координат.

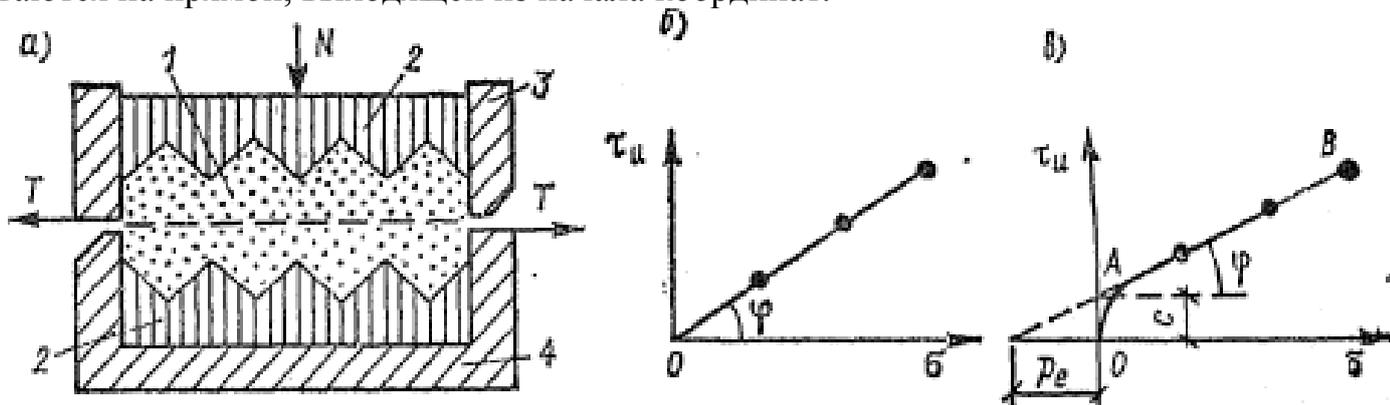


Рис. 2.9. Схема прибора для испытания грунта на сдвиг (а) и графики сопротивления сдвигу сыпучего (б) и связного (в) грунта

В таком случае для любого нормального напряжения

$$\tau_{ul} = \sigma_l \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.20)$$

где $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения, характеризующий трение грунта о грунт: $\operatorname{tg} \varphi = f$; φ — угол внутреннего трения.

Зависимость (2.20) установлена Ш. Кулоном еще в 1773 г. Она выражает закон сопротивления сыпучих грунтов сдвигу, который формулируется так: **предельное сопротивление сыпучих грунтов сдвигу прямо пропорционально нормальному напряжению.** Этот закон называется **законом Кулона.**

Сопротивление сдвигу связных грунтов

Глины, суглинки и супеси обладают связностью, интенсивность которой зависит от влажности грунта и степени его уплотненности. Как установлено, приложенная к образцу водоиасыщенного пылевато-глинистого грунта вертикальная нагрузка в первый момент времени передается на поровую воду. Лишь по мере выдавливания ее из пор это давление будет воздействовать на скелет грунта. В связи с этим образец испытывают на сдвиг после консолидации грунта, когда все возникающее нормальное напряжение уже передано на скелет грунта.

Для сохранения природной структуры пылевато-глинистого грунта фильтрующий поршень и днище обычно делают плоскими – без зубцов, показанных на рис. 2.9, а. Если в таком приборе провести несколько испытаний на сдвиг одного и того же грунта, подвергая образцы воздействию различных напряжений σ , то получим в общем случае криволинейную зависимость предельного сопротивления грунта сдвигу τ_u от σ (рис. 2.9, в). Криволинейность зависимости наиболее ощутима при малых значениях σ . При напряжениях в диапазоне 0,05 – 0,5 МПа практически имеем прямую, описываемую уравнением

$$\tau_{ul} = c + \sigma_z \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.21)$$

где c и φ — параметры прямой.

Закон сопротивления пылевато-глинистых грунтов сдвигу формулируется так: **предельное сопротивление связных грунтов сдвигу при завершённой их консолидации есть функция первой степени нормального напряжения.**

Следует обратить внимание на то, что уравнение (2.21) получено для образцов грунта, находящихся в различном состоянии по плотности, так как перед сдвигом они подвергались уплотнению разным по величине давлением. Очевидно, что каждый образец при этом будет обладать своим значением сцепления, т. е. сцепление образцов одного и того же грунта, уплотненных неодинаковым давлением, различно. По этой причине угол наклона прямой АВ на рис. 2.9, в, строго говоря, не является углом внутреннего трения. Однако в механике грунтов параметр c принято называть *удельным сцеплением*, а φ — *углом внутреннего трения*.

Для определения истинных значений сцепления и угла внутреннего трения необходимо испытывать образцы, находящиеся в одном и том же состоянии по плотности. С этой целью образцы грунта иногда испытывают на сдвиг сразу же после приложения нагрузки, не дожидаясь их консолидации. Однако такое испытание не позволяет учитывать упрочнение грунтов в связи с их уплотнением в основании под действием приложенной нагрузки.

Если прямую АВ продлить влево до пересечения с осью абсцисс, то она отсечет на ней отрезок p_c (рис. 2.9, в). Величину p_c часто называют давлением связности. Используя это давление, параметр сцепления (связности) грунта можно представить в виде

$$c = p_c \operatorname{tg} \varphi,$$

откуда

$$p_c = c / \operatorname{tg} \varphi = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi.$$

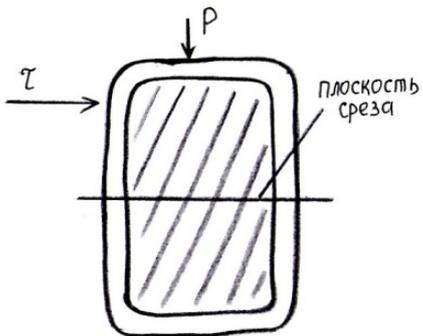
Методы испытания связных грунтов на сдвиг.

Для определения сопротивления грунта сдвигу сейчас существует довольно много приборов:

в лабораториях применяют:

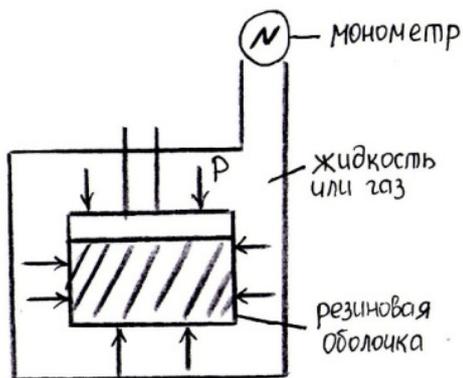
односрезные сдвиговые приборы

Поступательное или вращательное смещение части образца относительно другой части.



*2х срезные сдвиговые приборы,
приборы 3х осного сжатия (стабилометры)*

Раздавливание образца грунта в условиях трехостного или одноостного сжатия. Подобные приборы называются – одомер или стабилометр.

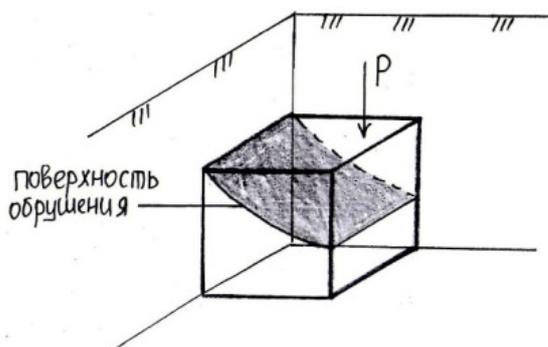


в полевых условиях:

зондирование (динамическое и статическое),

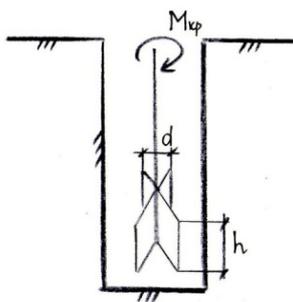
искусственное обрушение откосов

Обрушение или сдвиг призмы грунта в условиях естественного залегания.



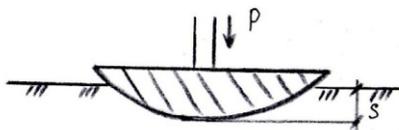
лопастные испытания (крыльчатка)

Проворачивание в грунте вдавленной крыльчатки.



метод шарикового штампа.

Вдавливание в грунт штампов определенного диаметра.



Принцип линейной деформируемости.

Грунты, как отмечалось ранее, представляют собой сложнейшие минерально-дисперсные образования, состоящие из разнообразных взаимно связанных частиц, обладающих различными механическими свойствами.

Применение к грунтам общей теории напряжений, разработанной для сплошных упругих тел, требует особого рассмотрения. Так, в любых дисперсных телах внешняя нагрузка передастся от одной частицы к другой лишь через точки контакта частиц, которые в большинстве случаев расположены незакономерно или по некоторой структурной сетке.

Определение напряжений в грунтах является значительно более сложной задачей, чем в сплошных телах.

При действии внешней нагрузки отдельные фазы (компоненты) грунтов по-разному сопротивляются силовым воздействиям и по-разному деформируются, что является главнейшей особенностью напряженно-деформированного состояния грунтов.

При общем рассмотрении необходимо изучить напряженно-деформированное состояние как грунта в целом, так и отдельных его фаз во взаимодействии между собой.

Кроме того, необходимо учитывать, что деформируемость не только грунта в целом, но и отдельных его фаз (например, твердых частиц) зависит от времени действия нагрузки вследствие явления ползучести.

Рассмотрим общий случай зависимости относительной деформации ε от величины нормального напряжения σ для грунта в целом. Такое рассмотрение будет полностью справедливо для начального и конечного состояний грунта, когда отсутствует перераспределение фаз в единице объема (например, когда при уплотнении закончится выдавливание воды из пор грунта). При рассмотрении промежуточных состояний необходимо учитывать процесс консолидации, ползучесть скелета и пр.

При анализе зависимости деформаций от напряжений следует различать, по крайней мере, два вида грунтов: *сыпучие* и *связные*.

Для *сыпучих* грунтов при однократном нагружении всегда возникают необратимые смещения и повороты зерен грунта относительно друг друга, что обуславливает постоянное наличие остаточных деформаций.

Для *вязких* грунтов на характер деформирования существенно влияют структурные связи, как жесткие, так и вязкие.

При *жестких связях*, если величина нагрузки такова, что при ее действии прочность связей не нарушается, грунт будет деформироваться как квазнтвердое тело.

При *вязких (водно-коллоидных) связях* в грунтах некоторые связи начинают разрушаться (или вязко течь) уже при весьма небольших усилиях, другие—при несколько больших и т.д., что и обуславливает и у этих грунтов постоянное наличие при разгрузке не только обратимых, но и остаточных деформаций. Важно отметить, что остаточные деформации часто во много раз превосходят по величине деформации обратимые.

Природные связные грунты в большинстве случаев имеют и жесткие и часто вязкие связи различной прочности, поэтому процесс деформирования их является весьма сложным.

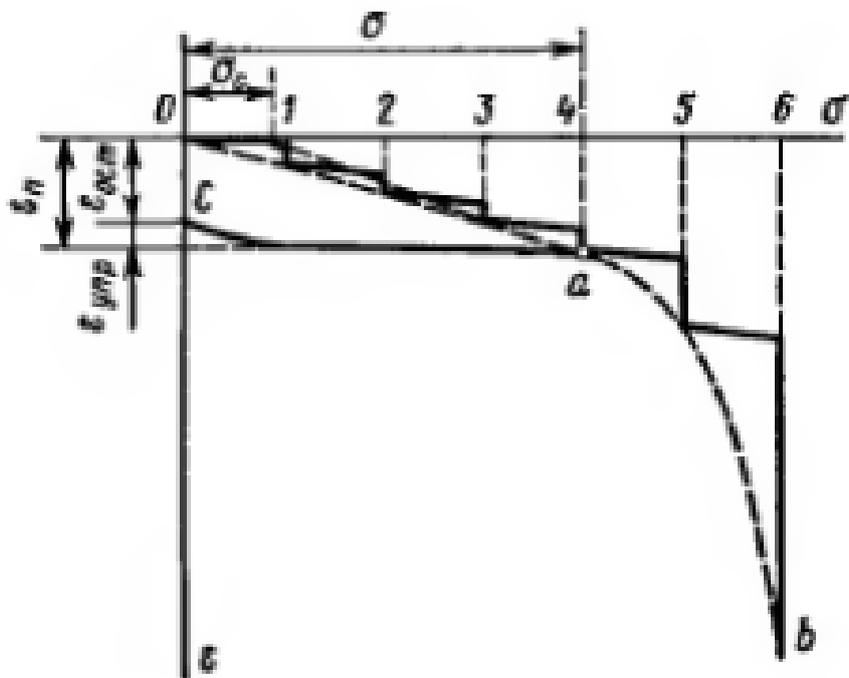


Рис. Зависимость между деформациями ϵ и нормальными напряжениями σ для грунта при ступенчатом возрастании нагрузки

В самом общем случае, как показывают многочисленные исследования, зависимость между деформациями и напряжениями для грунтов, при значительных напряжениях, будет нелинейной (рис., пунктирная кривая Oab).

Эту зависимость в общем виде можно представить функцией

$$\epsilon = a_c \sigma_c + a_{II} (\sigma_{II} - \sigma_c)^m,$$

(2.35)

где α_c и α_n — коэффициенты, определяемые опытом; σ_c — напряжение, не превосходящее начальной прочности структурных связей ($\sigma_c < p_{стр}$); $(\sigma_n - \sigma_c) = \sigma$ — действующее нормальное напряжение, обуславливающее деформации грунта при частичном или полком нарушении структурных связей; m — параметр нелинейности, также определяемый опытным путем.

Можно принять, что коэффициент α_c обратно пропорционален модулю нормальной упругости E , т.е. $\alpha_c = 1/E$.

Что касается коэффициента α_n , то природа его значительно сложнее. Если рассматривать только стабилизированные напряжения, то величина этого коэффициента будет зависеть от модуля общей деформации E_0 грунт, который в общем случае может входить в выражение в некоторой степени r , меньшей или равной единице, а также от коэффициента β , оценивающего способность бокового расширения грунта, т. е. можно принять

$$\alpha_n = \beta / E_0^r$$

где параметр $r \leq 1$ также определяется опытным путем.

Если рассматривать деформации грунта при давлениях, больших структурной прочности сжатия, то зависимости (2.35) можно придать следующий вид:

$$\varepsilon = \alpha_{c,n} \sigma^m, \quad (2.35')$$

где $\alpha_{c,n}$ — некоторый общий коэффициент пропорциональности, в простейшем случае равный

$$\alpha_{c,n} = \beta / E_0.$$

Общая зависимость (2.35') даже в представленной простой форме еще очень сложна для применения на практике.

При не очень больших изменениях внешних давлений (порядка 0,3—0,5 МПа, а для плотных и твердых грунтов и до 0,5—0,7 МПа) с достаточной для практических целей точностью зависимость между деформациями ε и напряжениями σ может приниматься линейной (см. спрямленный участок Oa на кривой рис.), что значительно упрощает расчеты и не вносит в них недопустимых погрешностей. Полагая в выражении (2.35) значение параметра $m=1$ (что вполне допустимо при величине напряжений, меньших практического предела пропорциональности), между общими деформациями и напряжением при постоянстве модуля общей деформации будем иметь

$$\varepsilon = \alpha_{c,n} \sigma, \quad (2.36)$$

т.е. при небольших изменениях напряжений к грунтам с полным к тому основанием можно применять *теорию линейно деформируемых тел*.

Зависимость между общими деформациями и напряжениями линейна, то для определения напряжений в грунтах полностью будут применимы *решения теории упругости*; для определения же общих деформаций грунтов необходимы добавочные условия (например, зависимость изменения коэффициента пористости от давления и др.).

Изложенное позволяет сформулировать для грунтов так называемый *принцип линейной деформируемости*, а именно:

при небольших изменениях давлений можно рассматривать грунты как линейно деформируемые тела, т.е. с достаточной для практических целей точностью можно принимать зависимость между общими деформациями и напряжениями для грунтов линейной.

Этот принцип вытекает также и из рассмотренного случая сжатия слоя грунта при сплошной нагрузке (компрессии грунта) в диапазоне давлений, при котором справедлив закон уплотнения. Действительно, по формуле (2.5')

$$m_v = s_1 / (h p_1),$$

а так как относительная деформация

$$\epsilon = s / h,$$

то

$$\epsilon = m_v p_1. \quad (2.36')$$

Сравнивая далее выражение (2.36) с выражением (2.36') и принимая во внимание, что в рассматриваемом случае

$$\sigma = p \text{ и } a_{с.п} = \beta / E_0,$$

получим

$$m_v = \beta / E_0 \quad (2.37)$$

или

$$E_0 = \beta / m_v \quad (2.37')$$

где E_0 — модуль общей деформации грунта, определяемый по формуле

$$E_0 = \Delta \sigma_1 / \Delta \epsilon_z; \quad (2.27),$$

используя результаты испытаний образцов грунта на трехосное сжатие или данные полевых опытов пробной нагрузкой.

Коэффициент β , как указывалось ранее, зависит от коэффициента относительной поперечной деформации грунта (аналогичного коэффициенту Пуассона

для упругих тел) и приблизительно равен: для песков $\beta = 0,8$; для супесей $\beta=0,7$; для суглинков $\beta=0,5$ и для глин $\beta=0,4$.

Следует отметить, что *принцип линейной деформируемости грунтов* (справедливый для грунтов средней уплотненности при давлениях порядка 0,1—0,3 МПа и несколько более) является одним из основных в современной механике грунтов, так как на нем базируются почти все инженерные расчеты напряжений и деформаций естественных грунтовых оснований. Для слабых же грунтов (при несущей способности их меньше 0,1 МПа) необходимо исходить из нелинейной зависимости между деформациями и напряжениями.

Тема 9. Определение напряжений в массиве грунта. Распределение напряжений в случае пространственной задачи от действия одной или нескольких сосредоточенных сил, действие равномерно распределенной нагрузки; определение сжимающих напряжений по методу угловых точек; способ элементарного суммирования

Определение напряжений в массиве грунта.

Вопрос об определении напряжений в грунтовой толще имеет *особо важное значение* для установления условия прочности и устойчивости грунтов и определения их деформаций (главным образом осадок) под действием внешних сил и собственного веса грунта.

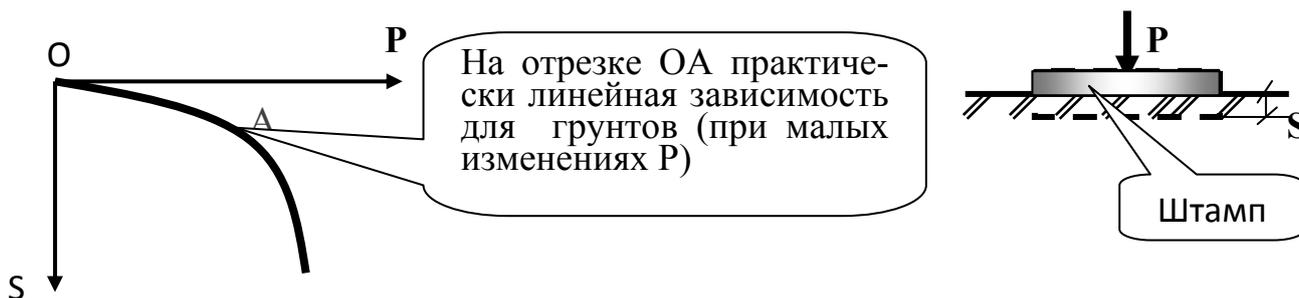
В настоящее время при решении вопроса о распределении напряжений в грунтах в механике грунтов применяют *теорию линейно деформируемых тел*. Для определения напряжений по этой теории будут полностью справедливы уравнения и зависимости теории упругости, также базирующиеся на линейной зависимости между напряжениями и деформациями в упругой стадии (*закон Гука*). Для грунтов, однако, *закон Гука в общем случае будет неприменим*, так как при действии внешних сил в грунтах при давлениях, больших структурной прочности, возникают не только упругие, но и значительно большей величины остаточные деформации.

Тем не менее, в определенных пределах и для грунтов будет справедлива линейная связь между напряжениями и общими деформациями (не только упругими). Для определения же *общих деформаций* (упругих и остаточных — уплотнения, пластического течения, ползучести и пр.) уравнений теории упругости будет недостаточно. Здесь требуется учесть добавочные условия, вытекающие из физической природы грунтов как дисперсных тел, а именно: их сжимаемость (компрессию), ползучесть скелета и пр.

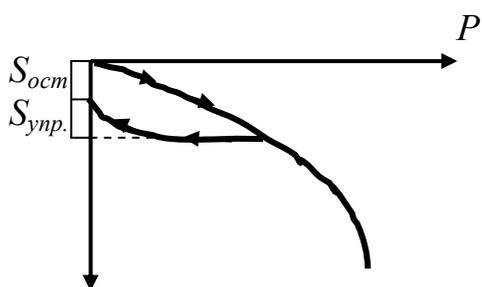
При определении напряжений в массиве грунта используются законы механики для **упругого сплошного тела**. На сколько грунты удовлетворяют данным требованиям?

Доказательство применимости теории упругости к грунтам (постулаты теории упругости).

а) Деформации пропорциональны напряжениям

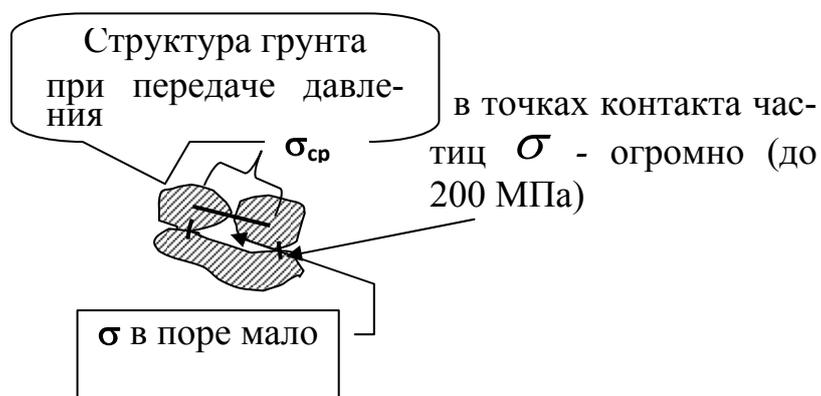


б) Теория упругости рассматривает тела упругие.



В грунтах наблюдаются большие остаточные деформации $S_{ост}$. Но для строителей существенно одноразовое нагружение основания, т.е. здесь условие упругости применимо (а в общем случае нет).

в) Теория упругости рассматривает тела сплошные.



В расчетах допускается использовать $\sigma_{ср}$ - среднюю величину напряжений, действующих по определенной площадке.

В этом случае можно говорить о «сплошности» грунтов.

г) Теория упругости рассматривает тела изотропные

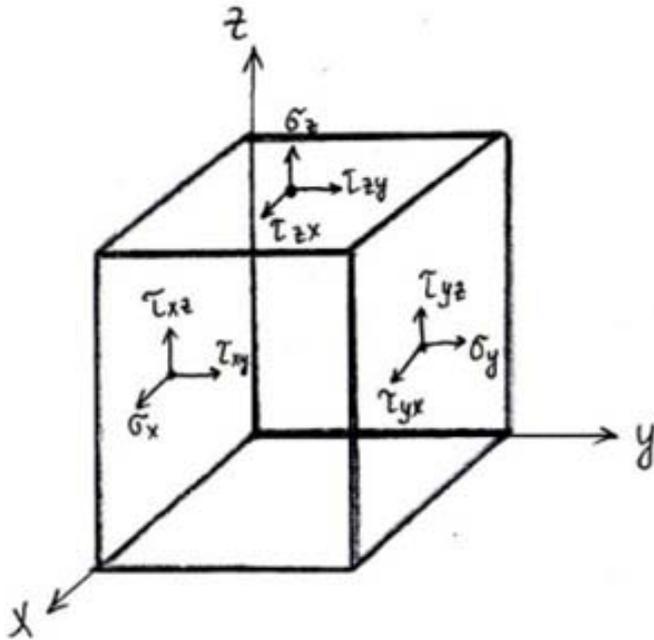
(Будем считать с известными допущениями, что грунт изотропное тело).

Следовательно, в расчётах механики грунтов, с учетом отмеченных допущений, можно использовать теорию упругости.

Следует также отметить, что уравнения теории линейно деформируемых тел будут справедливы лишь для массива грунта *при отсутствии в нем областей предельного напряженного состояния*, для которых зависимость между деформациями и напряжениями нелинейна. *При большом развитии областей предельного равновесия*, например под сооружениями, несущими значительную нагрузку, близкую к предельной, *применение решений теории линейно деформируемых тел будет неправомочным.*

Распределение напряжений в случае пространственной задачи от действия одной или нескольких сосредоточенных сил, действие равномерно распределенной нагрузки; определение сжимающих напряжений по методу угловых точек; способ элементарного суммирования

Напряжение в грунтовом однородном полупространстве от внешних сосредоточенных сил



Для характеристики напряженного состояния грунтового массива используются следующие напряжения:

σ_z – вертикальное нормально напряжение;

σ_y, σ_x – горизонтальные нормальные напряжения, действующие в направлении осей OX и OY;

τ_{xy}, τ_{yx} – касательные напряжения, действующие \parallel OZ;

τ_{zx}, τ_{xz} – касательные напряжения, действующие \parallel OY;

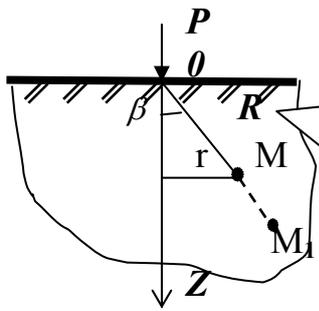
τ_{yz}, τ_{zy} – касательные напряжения, действующие \parallel OX;

Определение напряжений в массиве грунта от сосредоточенной силы.

(задача Буссинеско 1885 г.)

Рассмотрим действие сосредоточенной силы P , приложенной перпендикулярно к ограничивающей полупространство плоскости (рис. 3.1). Будем считать полупространство однородным в глубину и в стороны и линейно деформируемым.

Задача будет заключаться в определении всех составляющих напряжений: $\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y, \tau_{zy}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$ для любой точки полупространства, имеющей координаты z, y, x или R и β .



Полупространство ∞ простилающееся вниз

Определить значения вертикальных напряжений σ_z и касательных напряжений; τ_{zx} ; τ_{zy} в точке М, расположенной на площадке параллельной плоскости ограничивающий массив.

Нешаем задачу

Пусть под действием силы Р точка М – переместилась в точку М₁

S – перемещение т. М

Можно записать

$$S = A \frac{\cos \beta}{R}; \quad S_1 = A \frac{\cos \beta}{R + dR}$$

$$\cos 0^\circ = 1 \rightarrow S_{\max} \rightarrow R = 0$$

$$\cos 90^\circ = 0 \rightarrow S_{\min} \rightarrow R = \infty$$

A – коэффициент пропорциональности

Относительное перемещение точки:

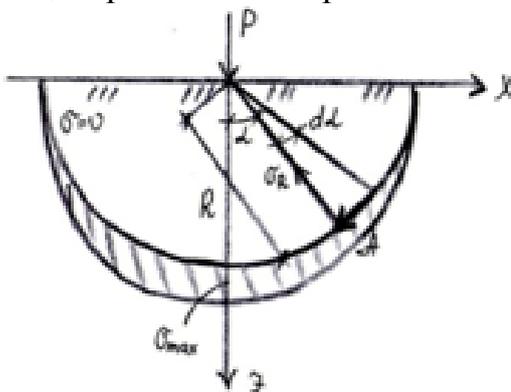
$$e_R = \frac{S_1 - S}{dR} = \frac{\cos \beta}{dR} \left(\frac{A}{R + dR} - \frac{A}{R} \right) = \frac{\cos \beta (AR - AR - AdR)}{dR(R^2 + RdR)} = -A \frac{\cos \beta}{R^2}$$

Согласно 1 постулата теории упругости между напряжениями и деформациями должна быть прямая зависимость, т.е.

$$\sigma_R = B e_R = AB \frac{\cos \beta}{R^2} \quad (1) \quad B - \text{коэффициент пропорциональности } AB \rightarrow ?$$

σ_R – определяется как в сопроамате («метод сечений» мысленно разрезают балку и оставшуюся часть уравнивают).

Для составления условия равновесия проведем через точку А полушаровое сечение с центром в точке приложения нагрузки.



Нормальное напряжение σ будет изменяться от 0 возле ограничивающей плоскости до max оси Z.

Условия равновесия заключается в том, что сумма проекций всех сил на вертикальную ось = 0.

$$P - \int_0^{\pi} \sigma_R \cos \alpha dF = 0, \text{ где}$$

dF – поверхность элементарного шарового пояса.

$$dF = 2\pi(R\sin\alpha)Rd\alpha.$$

Подставив dF в условие равновесия и проинтегрировав в заданных пределах, получим:

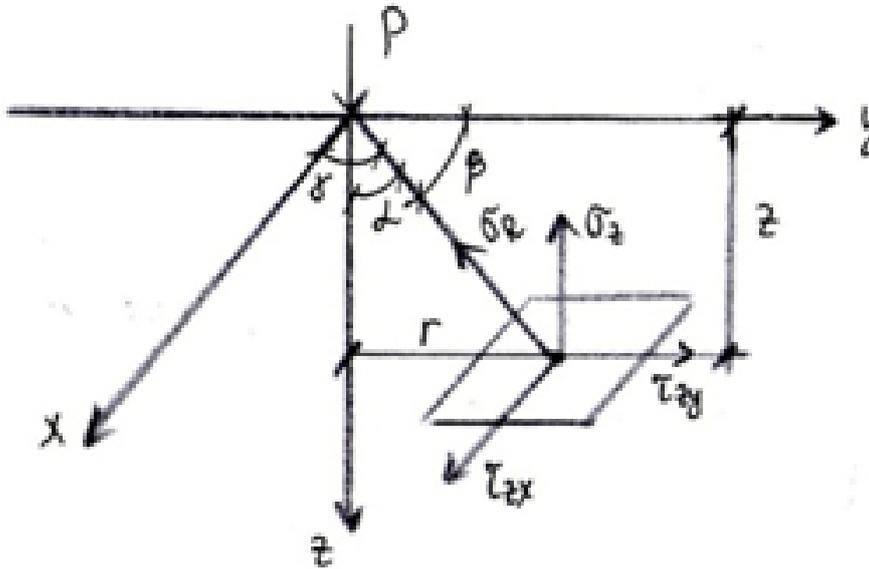
$$P - \frac{2}{3}AB\pi = 0, \text{ где}$$

$$AB = \frac{3}{2} * \frac{P}{\pi}.$$

Подставим AB в формулу ①:

$$\sigma_R = \frac{3P\cos\alpha}{2\pi R^2} - \text{формула Буссинеска.}$$

Из этой формулы можно получить сосредоточенные силы для пространственной задачи.



Отнесем величину радиальных напряжений не к площадке, перпендикулярной радиусу, а к площадке, параллельной ограничивающей плоскости и составляющей с ней угол α . Обозначим это напряжение σ_R' .

$$\sigma_R' = \sigma_P \cos\alpha,$$

$$\cos\alpha = \frac{z}{R},$$

$$\sigma_R' = \frac{3P\cos\alpha}{2\pi R^2} \frac{z}{R} = \frac{3Pz^2}{2\pi R^3},$$

$$\sigma_z = \sigma_R' \cos\alpha, \cos\alpha = \frac{z}{R},$$

$$\tau_{zy} = \sigma_R' \cos\beta, \cos\beta = \frac{y}{R},$$

$$\tau_{zx} = \sigma_R' \cos\gamma, \cos\gamma = \frac{x}{R}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_z = \frac{3Pz^2}{2\pi R^3} \\ \tau_{zy} = \frac{3Pyz^2}{2\pi R^3}; \tau_{zx} = \frac{3Pxz^2}{2\pi R^3} \end{array} \right.$$

Аналогичным образом выводятся выражения для $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{xz}, \tau_{zx}$.

При расчете максимального выражения для определения σ_z придают удобный вид, учитывая, что:

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

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

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

k — коэффициент, зависящий от отношения $\frac{r}{z}$, и определяется по таблице.

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}; \quad (*)$$

$$\tau_{zy} = K \cdot \frac{P \cdot y}{z^3};$$

$$\tau_{zx} = K \cdot \frac{P \cdot x}{z^3}$$

Определение напряжений σ_z в массиве грунта от действия нескольких сосредоточенных сил.

Формула (*) широко используется на практике при расчете осадок фундаментов. Для облегчения расчетов служит таблицы значений коэффициента K в формуле для вертикальных сжимающих напряжений в массиве грунта, нормальных к площадкам, параллельным ограничивающей полупространство плоскости. Величина коэффициента K определяется для ряда значений r/z (где r — расстояние по горизонтали от оси Z , проходящей через точку приложения сосредоточенной силы, а z — глубина рассматриваемой точки от ограничивающей плоскости).

Если на поверхности массива приложено несколько сосредоточенных сил P_1, P_2, P_3, \dots (рис.), то сжимающее напряжение в любой точке массива для горизонтальных площадок, параллельных ограничивающей плоскости, может быть найдено простым суммированием, так как вывод формулы (*) основан на прямой пропорциональности между напряжениями и деформациями:

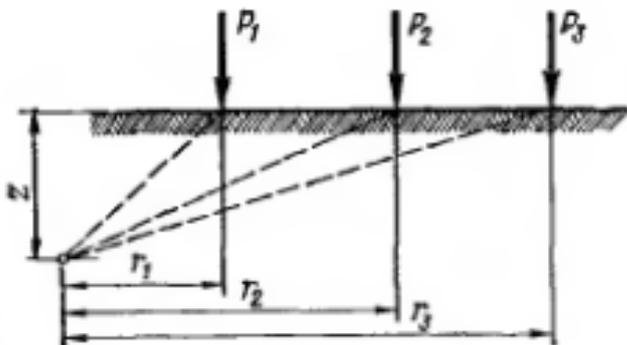
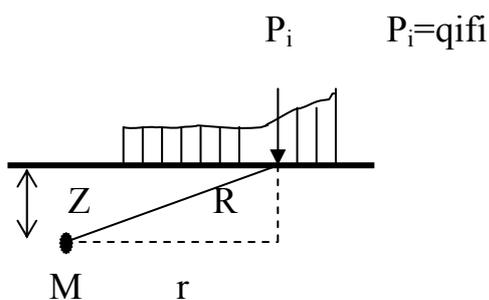


Рис. Схема действия нескольких сосредоточенных сил

$$\sigma_z = K_1 \frac{P_1}{z^2} + K_2 \frac{P_2}{z^2} + \dots + K_n \frac{P_n}{z^2}.$$

где коэффициенты K_i определяют из таблиц в зависимости от соответствующих отношений r_i/z .

Определение напряжений σ_z при действии любой распределённой нагрузки (метод элементарного суммирования)

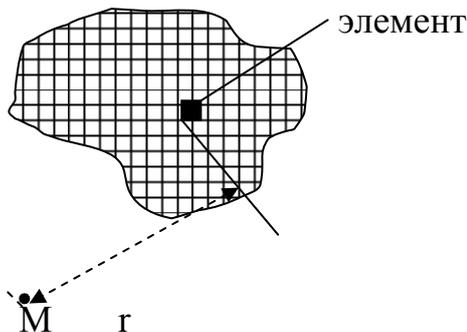


Задачу решаем приближённо. Разбиваем площадь на ряд простых многоугольников.

Рассмотрим r_i элемент

$$\sigma_{zi} = K_i \frac{P_i}{z^2}$$

P_i – нагрузка на данный элемент



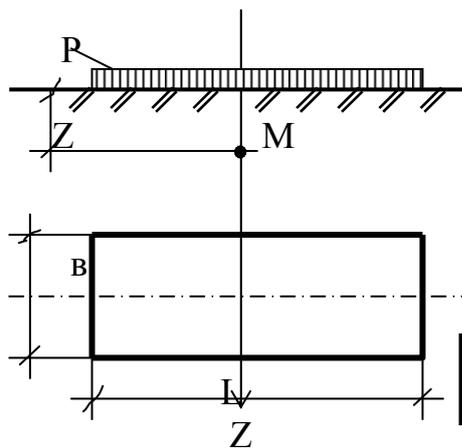
$$\sigma_{zi} = \sum_{i=1}^n K_i \frac{P_i}{z^2}$$

$K_i = f\left(\frac{r}{Z}\right)$ - определяется по таблиц.

Эта задача трудоёмкая, особенно при большом числе элементов

<p>Достоинства: 1- способ универсален</p>	<p>Недостатки: 1 точность зависит от табличных данных 2- значительная трудоёмкость</p>
---	--

Определение σ_Z – под центром прямоугольной площадки загрузки при равномерной нагрузке



σ_Z – можно определить в интегральной форме

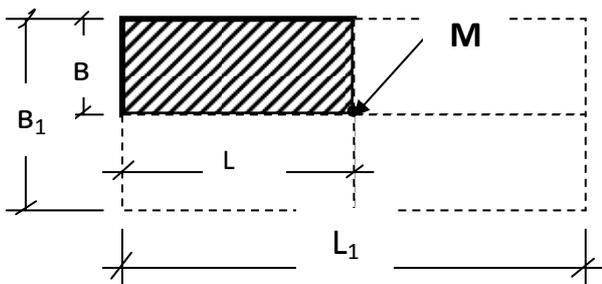
$$\sigma_Z = \iint_Z P_{zi} d_y d_x$$
 - при разворачивании этого интеграла получается очень громоздкая формула, поэтому её приводят к элементарному (простейшему) виду:

$$\sigma_z = \alpha \cdot P$$

; где $\alpha = f\left(\frac{l}{B}; \frac{2Z}{B}\right)$

α - в табл., справочниках, учебниках.

Определение напряжений σ_Z – по методу угловых точек
(в любой точке под нагрузкой и на любой глубине)

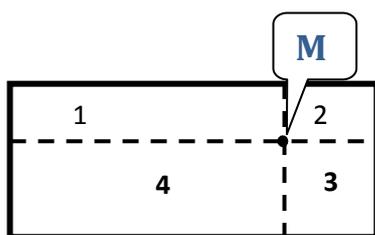


Достраиваем площадь так, чтобы точка М была в центре, тогда видно, что

$$\sigma_Z = \frac{1}{4} \alpha' P$$

, но $\alpha' = f\left(\frac{L}{B}; \frac{Z}{B}\right)$,

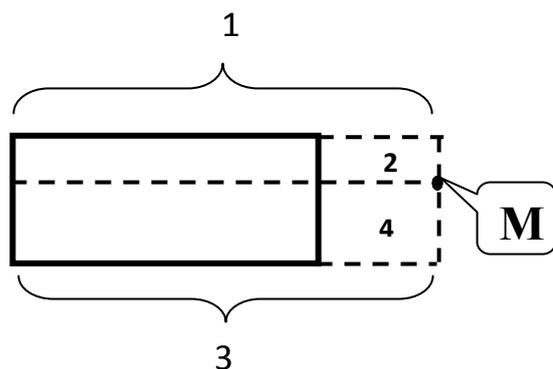
а не $2Z$, т.к. $v_1=2v$



Разбив площадь подобным образом, можно записать

$$\sigma_Z = \frac{1}{4} (\alpha'_1 + \alpha'_2 + \alpha'_3 + \alpha'_4) P$$

P – интенсивность давления



$$\sigma_Z = \frac{1}{4}(\alpha'_1 - \alpha'_2 + \alpha'_3 - \alpha'_4)P$$

Так мы сможем решить любую задачу по опред. σ_Z – на любом расстоянии и на любой глубине.

Данный способ находит применение при учете взаимного влияния фундаментов.

Способ элементарного суммирования.

Для площадей загрузки сложной формы, которые нельзя разделить на прямоугольники (например, имеющих криволинейное очертание в плане или составленных из треугольников и более сложных форм), метод угловых точек не применим.

В этом случае пользуются способом элементарного суммирования, который заключается в следующем.

Загрузочную площадь разделяют на площадки таких размеров, чтобы можно было считать приходящиеся на них нагрузки сосредоточенными в их центрах тяжести.

Путем сравнения с результатами точного решения установлено, что при разделении нагруженной поверхности на элементы, длинная сторона которых l_0 меньше половины расстояния от центра элемента R_0 до точки, в которой определяется сжимающее напряжение, погрешность составляет около 6%, т. е. при

$$l_0/R_0 < \frac{1}{2} \text{ погрешность } \eta < 6\%. \text{ Точно так же при } l_0/R_0 < \frac{1}{3} \text{ — } \eta < 3\% \text{ и}$$

$$\text{при } l_0/R_0 < \frac{1}{4} \text{ — } \eta < 2\%.$$

Приведенные данные вносят определенность в расчеты сжимающих напряжений по способу элементарного суммирования.

Следует, однако, отметить, что способ элементарного суммирования непригоден для определения главных напряжений, а в ряде случаев {например, при расчете влияния на осадки соседних фундаментов) необходимо учитывать горизонтальные напряжения. Сжимающее напряжение по способу элементарного суммирования определяют по формуле (*), суммируя напряжения от элементарных загрузочных площадок:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{i=n} K_i \frac{P_i}{z^2}, \quad (3.4^n)$$

где K_i — коэффициент, определяемый по таблице в зависимости от отношения r_i (здесь r_i — проекция на горизонтальную плоскость расстояния от центра тяжести i -го элемента до рассматриваемой точки; z — глубина); n — число элементов.

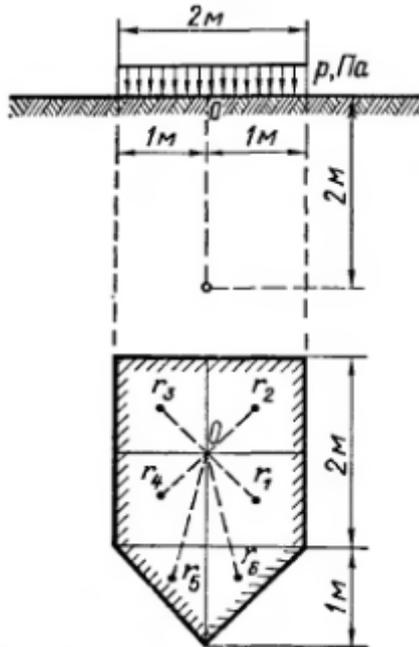


Рис 3.8. К примеру определения сжимающих напряжений по способу элементарного суммирования

Тема 10. Распределение напряжений в случае плоской задачи: основные предпосылки; действие равномерно распределенной нагрузки; линии равных напряжений; главные напряжения

Определение напряжений в массиве грунта при плоской задаче. (Задача Фламана)

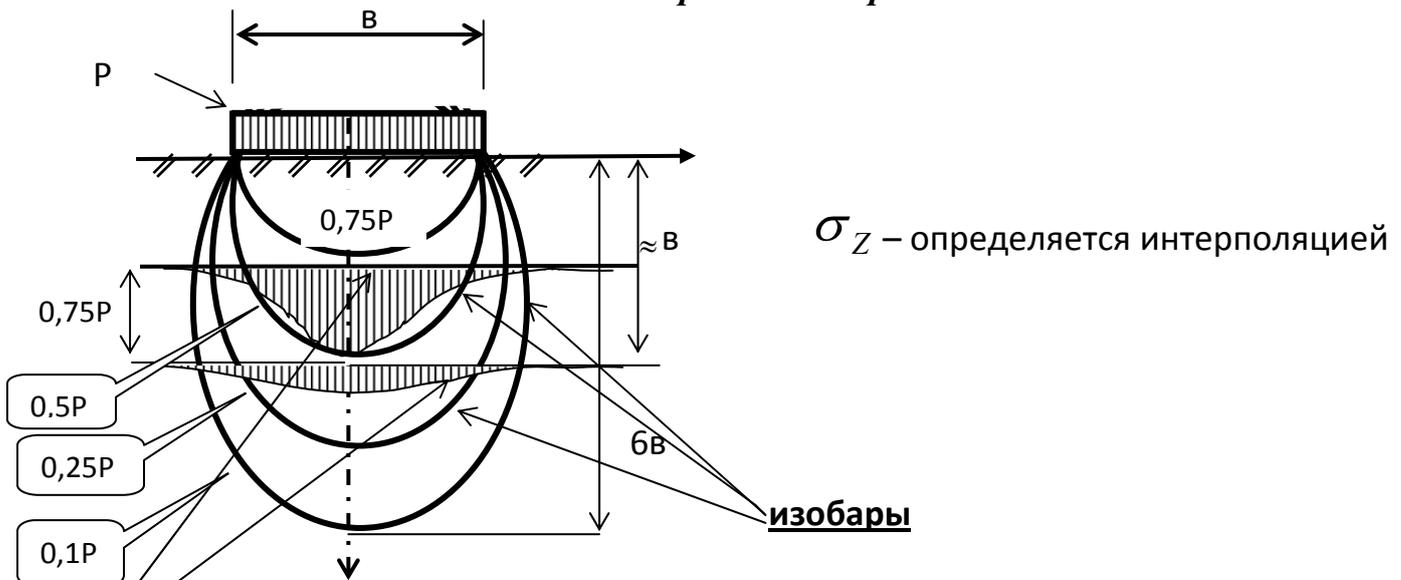
Условия *плоской задачи* будут иметь место в случае, когда напряжения распределяются в одной плоскости, в направлении же перпендикулярном они будут или равны нулю, или постоянны. Это условие имеет место для очень вытянутых в плане сооружений, например ленточных и стеновых фундаментов, оснований подпорных стенок, насыпей, дамб и подобных сооружений. Для этих сооружений в любом месте, за исключением лишь краевых участков (от края по длине примерно 2—3 ширины сооружения), распределение напряжений в любом проведенном сечении будет таким же, как и в других соседних, при условии, что в направлении, перпендикулярном рассматриваемой плоскости, нагрузка не меняется.

Определение напряжений в условиях плоской задачи значительно упрощается и во многих случаях может быть представлено в удобной форме. Вычисление составляющих напряжений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= K_z p; \\ \sigma_y &= K_y p; \\ \tau &= K_{yz} p. \end{aligned} \right\}$$

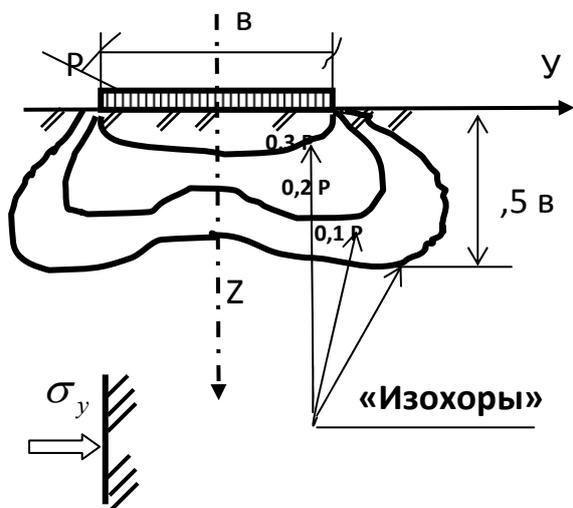
Значения коэффициентов влияния K_z , K_y , K_{yz} , приведены в таблице в зависимости от относительных координат z/b и y/b .

Линии равных напряжений

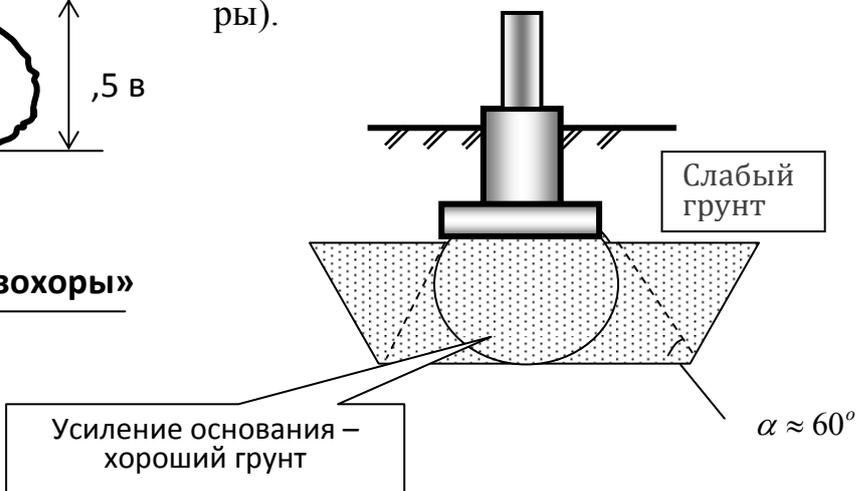


горизонтальные сечения, в результате можно найти такую систему точек, в которых σ_z равны – соединив их – получим линии равных напряжений (**изобары**).

Аналогичная картина - при разрезе луковицы. Поэтому часто линии равных напряжений (изобары) называют «луковицей напряжений».

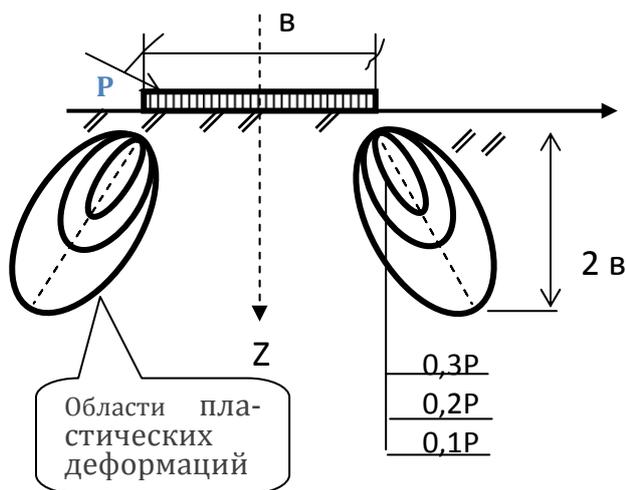


Определим σ_y – линии равных горизонтальных напряжений «изохоры» (распоры).



Распоры σ_y - определяют ширину песчаной подушки (искусственное усиление оснований)

Линии равных напряжений касательных напряжений τ (сдвиги)



Для расчета осадок фундаментов необходимо знать эпюру σ_z - по вертикальным сечениям массива грунта.

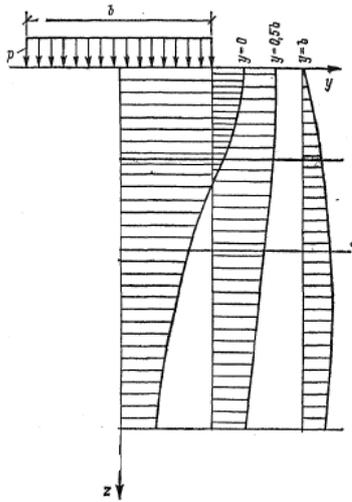


Рис. 6.7. Эпюры напряжений σ_z , вертикальным (б) сечениям

Главные напряжения, т. е. наибольшие и наименьшие нормальные напряжения, будут для площадок, расположенных по вертикальной оси симметрии нагрузки.

Можно показать, что главными площадками будут также площадки, расположенные по биссектрисам углов видимости и площадкам, им перпендикулярным.

Значения главных напряжений получим:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= (p/\pi) (\alpha + \sin \alpha); \\ \sigma_2 &= (p/\pi) (\alpha - \sin \alpha). \end{aligned} \right\} (3.12)$$

α -угол видимости

Формулы (3.12) весьма часто применяют при оценке напряженного состояния в основаниях сооружений, особенно предельного.

Они дают также возможность построить эллипсы напряжений для различных точек напряженного линейно деформируемого полупространства (рис. 3.12), наглядно иллюстрирующих изменение напряжений в грунте под полосообразной нагрузкой.

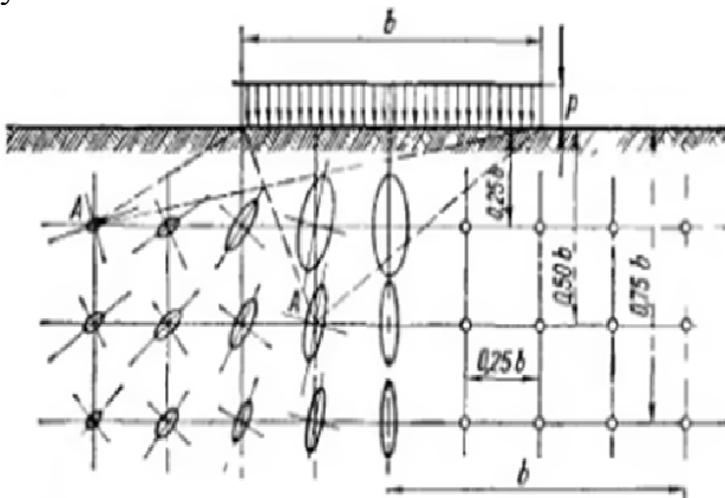
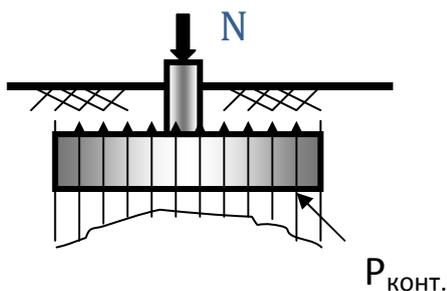


Рис 3.12. Эллипсы напряжений при действии равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Тема 11. Распределение давления по подошве фундаментов – контактная задача: контактные давления; эпюры; распределение сжимающих напряжений в слое грунта ограниченной толщины на несжимаемом основании, распределение напряжений от собственного веса грунта

Распределение напряжений на подошве фундамента (Контактная задача)

Этот вопрос имеет особое значение для гибких фундаментов, рассчитываемых на изгиб.



Если известно $P_{\text{конт}}$, то загружая этой величиной фундамент, можно легко определять усилия в конструкции тела фундамента.

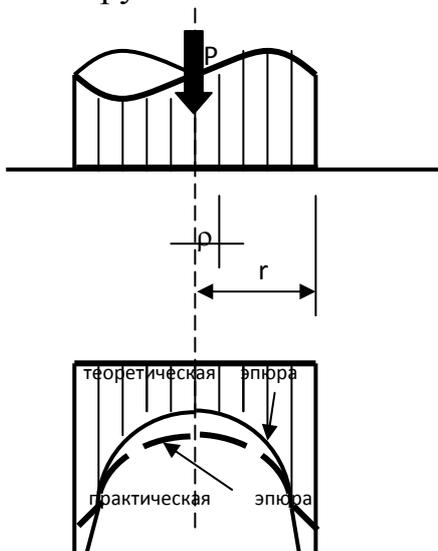
Из курса сопротивления материалов известно, что напряжения для сжатых конструкций определяются по обобщенной формуле:

прямолинейная эпюра

$$\sigma_{\text{max, min}} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

- но здесь не учитывается работа сжимаемого основания.

Теоретические исследования по этому вопросу провел **Буссинеска** для жесткого круглого штампа:



$$P_{\rho} = \frac{P_{\text{ср}}}{2\sqrt{1 - \left(\frac{\rho}{r}\right)^2}}$$

При $\rho = r \rightarrow P_{\rho} = \infty$

При $\rho = 0 \rightarrow P_{\rho} = 0,5P_{\text{ср}}$

Фактически, грунт под подошвой фундамента, разрушаясь, приводит к перераспределению напряжений, возникает практическая эпюра.

$$P = f(\Gamma)$$

$$\frac{E_0 \cdot l^3}{E_1 \cdot h_1^3}$$

$\Gamma \approx 10$ - гибкость фундамента

E_0 – модуль деформации грунта

l – полудлина фундамента (балки)

E_1 – модуль упругости материала фундамента

h_1 – высота фундамента

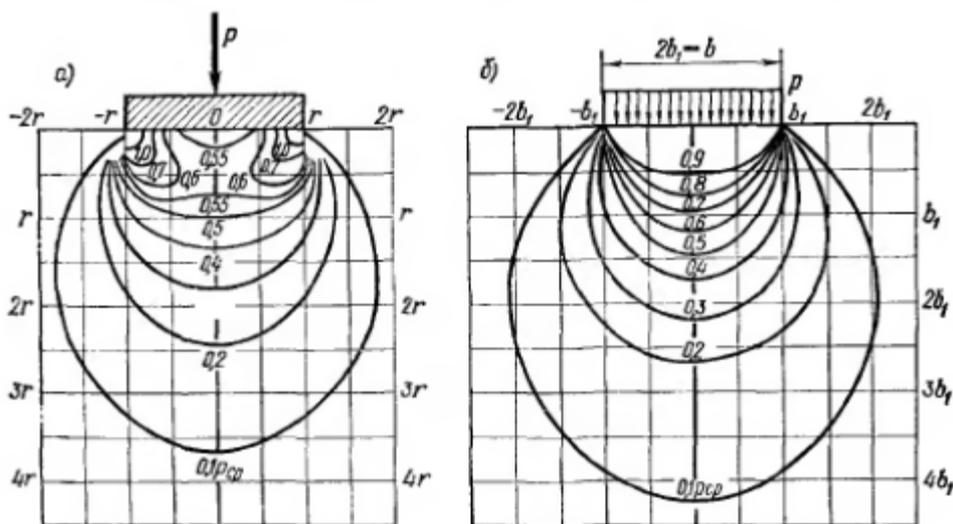


Рис. 3.19. Изобары в грунте под фундаментами абсолютно жестким (а) и гибким (б)

Концентрация давлений у края жестких фундаментов сказывается на распределении напряжений в массиве грунта лишь на небольшую глубину от подошвы, и общая "луковица" напряжений незначительно изменяется, вследствие чего общая осадка фундаментов мало зависит от их жесткости, хотя осадка абсолютно жестких фундаментов, несколько меньше, чем гибких.

На рис. 3.19 изобары для фундаментов абсолютно жесткого и абсолютно гибкого, которые подтверждают сказанное выше. Для подошвы фундаментов эпюра контактных давлений по решениям, излагаемым в курсе сопротивления материалов, будет прямолинейной — равномерной или трапецеидальной, тогда как по строгому решению теории упругости для абсолютно жестких фундаментов она всегда будет седлообразной; для фундаментов же конечной жесткости эпюра может принимать очертания от седлообразного до параболического (см. рис. 3.18, б).

Следует сказать, что распределение контактных давлений по подошве фундаментов зависит не только от гибкости фундаментов, но и от глубины их заложения, величины внешней нагрузки, обуславливающей развитие пластических деформаций в грунте, а следовательно, и от прочностных свойств грунта.

В заключение отметим, что материалы, изложенные в настоящем разделе, могут служить основой при разработке методов проектирования и расчета фундаментных балок и плит, лежащих на сжимаемом линейно деформируемом полупространстве.

В практике проектирования неоднородность основания учитывается в следующих случаях:

- слой сжимаемого грунта залегает на **практически несжимаемом** (например, скальном) основании;
- под сравнительно малосжимаемым слоем залегает более сжимаемый грунт.

На рис. 5.12 приведены схематические эпюры вертикальных нормальных напряжений под центром прямоугольной площадки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой при жестком (кривая 2) и слабом (кривая 3) подстилающих слоях. Кривая 1 показывает распределение напряжений в однородном осно-

вании. Как видно из рис. 5.12, при жестком подстилающем слое напряжения на границе слоев увеличиваются, а при слабом подстилающем слое уменьшаются.

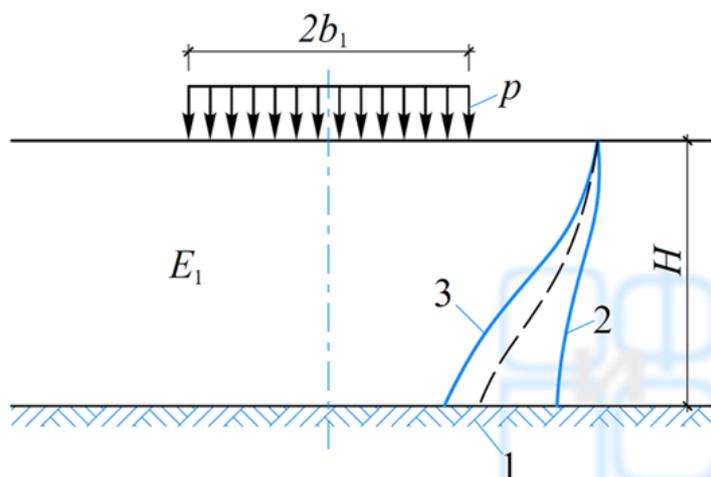


Рис. 5.12. Схема распределения вертикальных нормальных напряжений в основании под центром равномерно загруженной, прямоугольной площадки

1—однородном; 2—с жестким подстилающим слоем; 3—со слабым подстилающим слоем

Из рассмотрения эпюр распределения сжимающих напряжений (давлений) вытекает, что наличие жесткого несжимаемого слоя вызывает концентрацию (возрастание) напряжений по оси нагрузки, тогда как увеличение сжимаемости грунта с глубиной уменьшает концентрацию напряжений.

Напряжения от собственного веса грунта.

Рассмотрим распределение напряжений от собственного веса грунта. Напряжения от собственного веса грунта, так называемые природные (или «бытовые», что менее употребительно) давления, имеют значение для свеженасыпных земляных сооружений и оценки природной уплотненности грунтов.

При горизонтальной поверхности грунта напряжения от собственного веса грунта будут увеличиваться с глубиной z и равны

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z dz; \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \sigma_z;$$

$$\tau_{zy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0,$$

где $\xi_0 = \mu_0 / (1 - \mu_0)$ — коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

Следует отметить, что выражения для боковых давлений σ_x и σ_y будут справедливы только при горизонтальной поверхности грунта и могут меняться в зависимости от рельефа местности, горообразовательных процессов и пр., что, однако, можно установить лишь путем специальных натурных испытаний.

При постоянном удельном весе грунта напряжения

$$\sigma_{zq} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$$

Для грунтовой же массы (т. е. для полностью водонасыщенных грунтов с наличием свободной гидравлически непрерывной воды) сжимающие напряжения

$$\sigma_{zq} = \gamma_{sb} \cdot h$$

где γ_{sb} — удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды; определяется по формуле

$$\gamma_{sbc} = \frac{\gamma_{si} - \gamma_w}{1 + e_i};$$

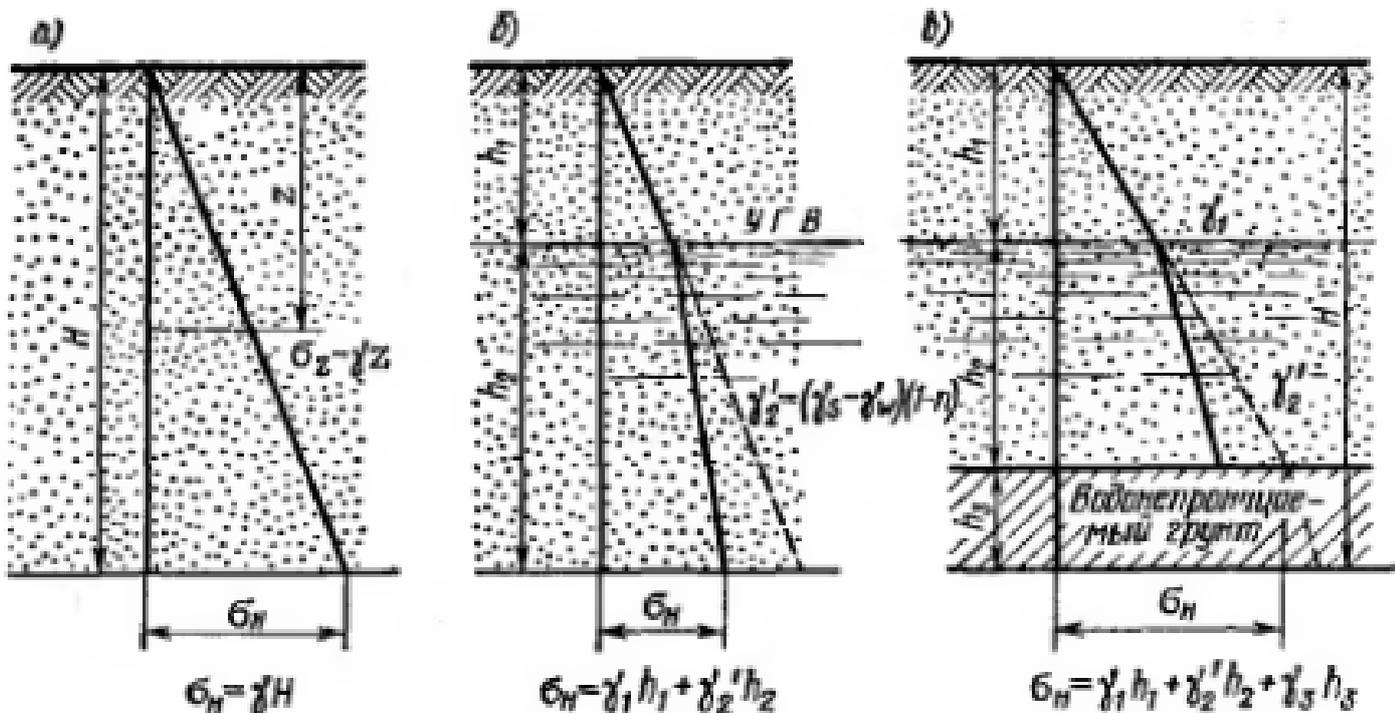


Рис. 3.22. Распределение давлений от собственного веса грунта: а — в однородном грунте; б — при наличии (на глубине h_1 ,) уровня грунтовых вод; при наличии под грунтовыми водами (на глубине $h_1 + h_2$) водонепроницаемой породы

На рис. 3.22 показано несколько эпюр распределения вертикальных давлений от собственного веса грунта.

Тема 12. Оценка несущей способности грунтов оснований. Механические процессы в грунтах. Поверхность скольжения. Понятие о начальном критическом и предельных давлениях на грунты основания. Уравнение предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов

Оценка несущей способности грунтов оснований.

Несущая способность грунтов – это его основанная характеристика, которую необходимо определять и знать при строительстве, реконструкции здания, сооружения.

Несущая способность показывает какую нагрузку может выдержать единица площади грунта, и измеряется в $\text{кг}/\text{см}^2$ или $\text{т}/\text{м}^2$. Несущая способность определяет, какой должна быть опорная площадь фундамента здания или сооружения. В зависимости от несущей способности грунта, рассчитывают и опорную площадь фундамента (чем хуже способность грунта выдерживать нагрузку, тем больше должна быть площадь фундамента).

Сама *несущая способность грунта зависит от трех факторов*: тип грунта, степень его уплотненности и насыщенность грунта влагой.

Увеличение влажности грунта снижает его несущую способность в несколько раз. Только крупные пески и пески средней крупности не меняют своих свойств при увеличении влажности.

Несущая способность грунтов оснований оценивается совместно с фундаментами и наземными конструкциями. Задачей проектирования является обеспечение их устойчивости при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и воздействий. Потеря устойчивости грунтов основания неизбежно влечет за собой большие деформации и даже потерю устойчивости всего или части сооружения.

Несущую способность грунтов, при которой сохраняется целостность сооружения и возможность его нормальной эксплуатации, называют *расчетным сопротивлением грунтов*.

Оценка несущей способности грунтов не может быть абсолютной. Она в значительной степени зависит от конструкции проектируемого сооружения, величины и характера передаваемых нагрузок на основание.

Снижение несущей способности грунтов оснований во многих случаях связано с изменением гидрогеологического режима на площадках строительства и в период эксплуатации сооружений при повышении или понижении уровня грунтовых вод, а также с увеличением природной влажности грунта при замачивании оснований.

При *недостаточной* несущей способности грунтов основания увеличивают площадь фундаментов. Фундамент под столбы и колонны чаще всего усиливают по всему периметру его подошвы. Банкетты и существующие фундаменты должны быть соединены жестко.

Для *оценки* несущей способности грунтов основания должны быть получены материалы, позволяющие ориентировочно, но вполне достоверно установить возможность восприятия грунтом веса проектируемого сооружения. Для этого толща пород основания расчленяется на отдельные пласты и дается характеристика сте-

пени однородности и физико-механических свойств каждого из них. Одновременно получают данные, необходимые для расчета ожидаемых осадок сооружений. При *рабочем проектировании* несущая способность грунтов принимается только на основании результатов исследования их на площадке.

Для *выявления резервов* в несущей способности грунтов оснований, обусловленных заниженными требованиями норм, представляется целесообразным изучить и проанализировать ранее применявшиеся методы проектирования оснований, а также значения допустимых старыми нормами давлений на основные разновидности грунтов. Это необходимо и потому, что реконструкции или капитальному *ремонт с повышением нагрузок* подвергаются главным образом здания и сооружения дореволюционной или довоенной постройки. Кроме того, анализ опыта надстройки большого числа зданий и изучение свойств грунтов их оснований, длительно уплотнявшихся под нагрузкой от фундаментов, позволяют с высокой степенью достоверности вводить повышающие коэффициенты к несущей способности, определенной для грунтов ненарушенной структуры.

Инженерно-геологические изыскания заключаются в определении несущей способности грунтов в местах, где проектируется строительство сооружений и условий производства работ. От этих данных зависят конструкция сооружений и способы производства работ, что, в свою очередь, определяет строительную стоимость.

По геологическим выработкам должна быть определена *несущая способность грунтов*, а по грунтовым водам - *наличие агрессивных свойств по отношению к бетону*.

В процессе геологических исследований площадки определяют несущую способность грунтов, характеризуют *устойчивость грунтов* в отношении просадочных явлений, оползней, сейсмичность района. Эти данные используют при расчете и конструировании фундаментов и других конструкций сооружений и зданий.

Максимальные удельные давления на грунт не должны превышать несущую способность грунта площадки в 1,5 - 1,8 раза.

Понижение уровня грунтовых вод часто является средством некоторого увеличения несущей способности грунтов. Утечки вне домов на магистральных водопроводах приводят к снижению несущей способности грунтов, вызывают развитие оползней, создают подземные вымоины, что приводит к провалам грунта и иногда к разрушению зданий и сооружений.

Механические процессы в грунтах.

Рассмотрим механические процессы, возникающие в грунтах при действии местной постепенно возрастающей нагрузки. Пусть на поверхность грунта через жесткий штамп ограниченных размеров прикладывается нагрузка и все время производятся наблюдения за осадками штампа.

В рассматриваемом случае механические процессы будут значительно *более сложными*, чем, например, описанные ранее при компрессионном сжатии, когда наблюдаются только затухающие деформации, так как любой элемент грунта в

компрессионном приборе испытывает только нормальные напряжения без возможности бокового расширения.

При действии же местной нагрузки произвольно выделенный элемент грунта испытывает кроме нормальных и касательные (сдвигающие) напряжения, которые при достижении определенного значения могут вызвать появление местных необратимых скольжений (сдвигов). Поэтому при действии местной нагрузки могут иметь место как *затухающие деформации уплотнения*, так и (при определенном значении внешней нагрузки) *незатухающие деформации сдвига*, переходящие при соответствующих условиях в *пластическое течение, выпирание, просадку и т. п.*

На рис. 4.1, а приведена типичная кривая деформаций грунта при действии на его поверхность местной, возрастающей ступенями нагрузки. Рассмотрим ее несколько подробнее.

Если ступени нагрузки малы и грунт обладает связностью, то первые участки на кривой деформаций будут почти горизонтальны (рис. 4.1,б) где начальный участок дан в увеличенном масштабе), т. е. *пока не превзойдена структурная прочность, грунт будет испытывать только незначительные упругие деформации и осадка штампа будет полностью восстанавливаться при разгрузке.*

При последующих ступенях нагрузки (или даже при первой, когда будет превзойдена структурная прочность грунта) возникает уплотнение грунта под нагрузкой, т. е. уменьшение пористости грунта в некоторой его области под нагруженной поверхностью.

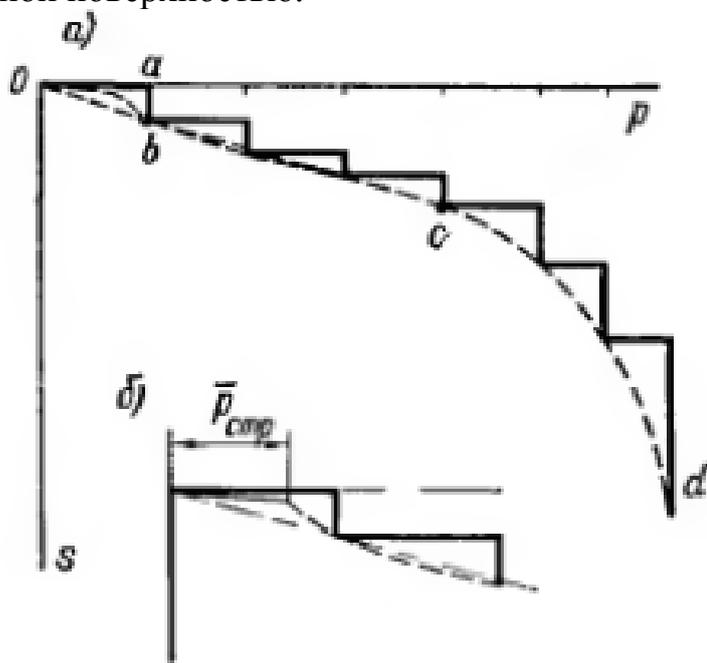
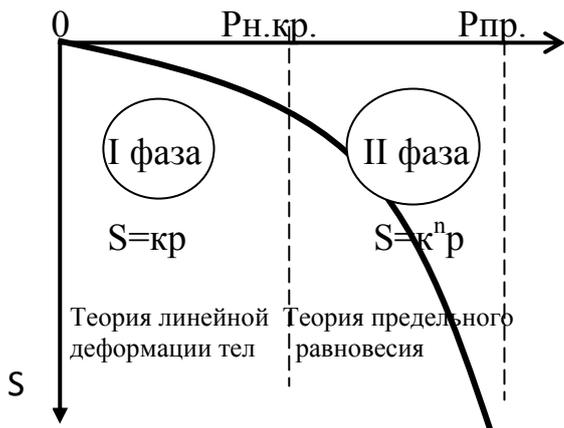


Рис 4.1 Зависимость между деформациями и давлением при возрастании нагрузки на грунт. а — кривая деформаций при ступенчатом нагружении, б — начальный участок кривой деформации

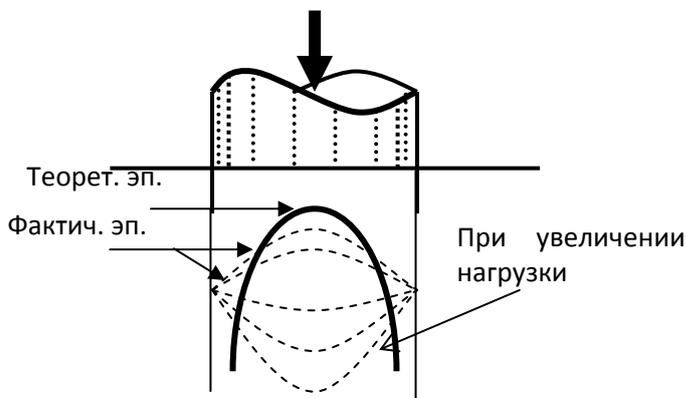
Важно отметить, что, как покидывают результаты непосредственных опытов, всегда существует некоторая величина внешнего давления, при котором грунт лишь уплотняется и приобретает большую сопротивляемость внешним силам.



I фаза – фаза уплотнения грунтов
 II фаза – фаза сдвигов (фаза развития пластических деформаций).

$P_{н.кр.}$ - начальная критическая нагрузка;
 $P_{пр.}$ – предельное давление на основание.

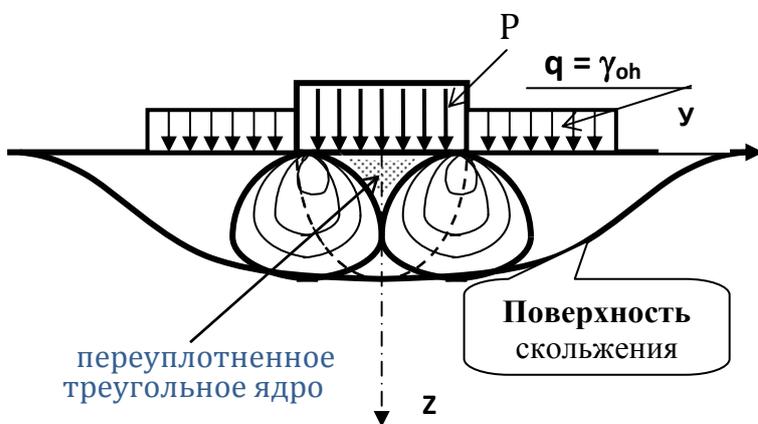
Развитие зон пластических деформаций и перераспределение давления по подошве фундамента.



Ранее рассматривали распределение давления под подошвой жесткого штампа. Но может ли грунт воспринять ∞ большие напряжения? Конечно, нет! Как и для любого материала.

Под большими напряжениями возникают *пластические деформации* (происходит перераспределение напряжений) так как материал в этом месте будет обладать большей податливостью. *Этюра напряжений под штампом начнет изменяться (почти до треугольной этюры).*

Как же развиваются при этом зоны сдвигов, зоны пластических деформаций?



Зоны пластических деформаций возникают в крайних точках нагрузки. Затем увеличиваем нагрузку P , оставляя $q = \text{const}$, – зоны пластических деформаций τ будут развиваться.

Возникает момент, когда при дальнейшем нагружении зоны пластических деформаций сольются в одной точке. При этом напряженном состоянии грунта преобладают боковые смещения частиц и формируются непрерывные поверхно-

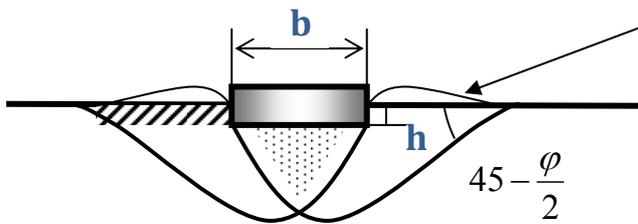
сти скольжения, в результате толща грунта теряет устойчивость. (II фаза на графике). (Выпор грунта).

Поверхность скольжения.

В зависимости от глубины заложения фундамента различают несколько основных случаев с характерными поверхностями скольжения.

а) Фундаменты мелкого заложения

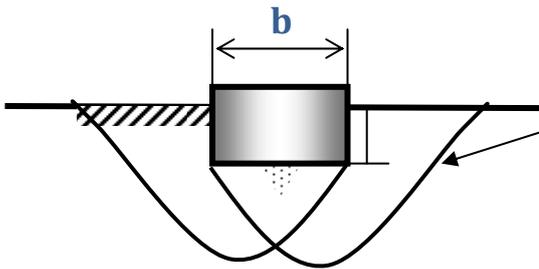
$$\frac{h}{b} \leq 0.5$$



выпирание грунта с провальными осадками, часто при эксцентрической нагрузке – выпирание грунта в одну сторону.

б) Фундаменты средней глубины заложения.

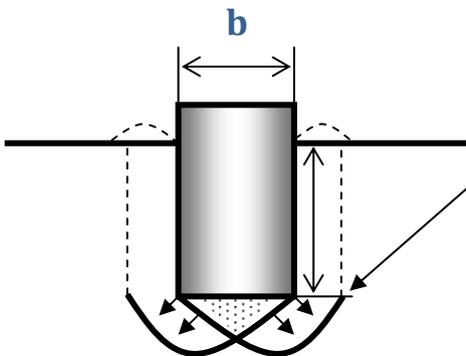
$$0,5 \leq \frac{h}{b} \leq 2$$



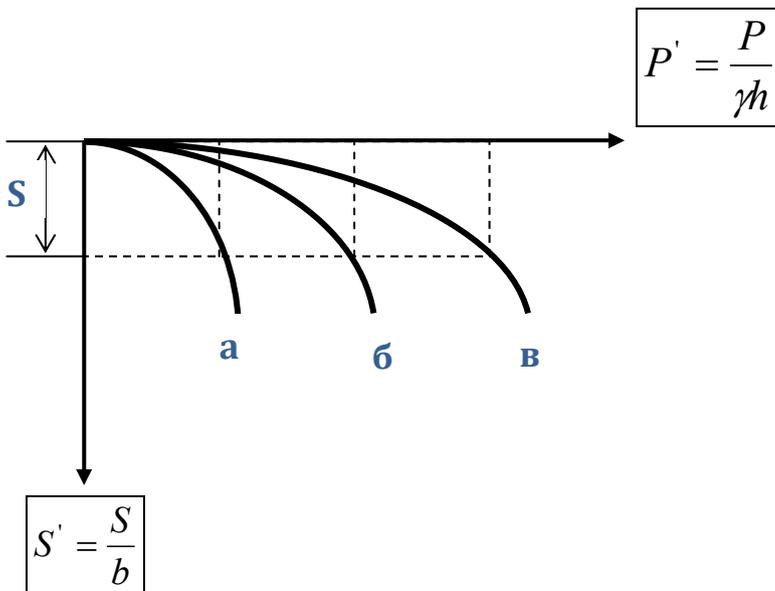
фундамент будет более устойчив (S-образная поверхность скольжения)

в) Фундамент глубокого заложения

$$\frac{h}{b} > 2$$



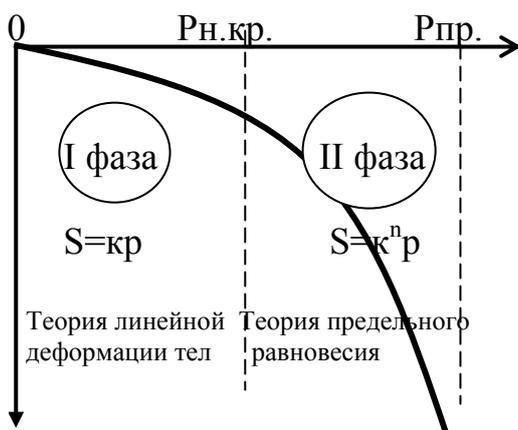
Окружающий грунт уплотняется по сторонам пластичных зон. При рыхлом состоянии грунта меньше вероятность выпирания, но при плотном грунте возможно и выпирание грунта.



- 1 С увеличением $\frac{h}{b}$ несущая способность грунта увеличивается.
- 2 Для фундаментов мелкого заложения требуется больший коэффициент запаса – поэтому они рассчитываются по I-му предельному состоянию (устойчивости), а фундаменты глубокого заложения по II-му предельному состоянию (деформациям).

Таким образом, при возрастании нагрузки на грунт необходимо различать, по крайней мере, две характерные ее величины, при достижении которых резко меняется поведение грунта: *первую*, соответствующую началу перехода фазы уплотнения в фазу сдвигов (т. е. в фазу зарождения и развития зон предельного напряженного состояния), и *вторую*, когда исчерпывается несущая способность грунтового основания, заканчивается формирование жесткого ядра и наблюдается полное развитие зон предельного равновесия, при котором даже весьма незначительное увеличение нагрузки приводит грунт к потере прочности и устойчивости или к развитию прогрессирующего течения.

Понятие о начальном критическом и предельных давлениях на грунты основания.



Начальным критическим давлением на основание называется то значение давления, при котором в грунте основания возникают области предельного напряженного состояния. При давлениях меньших начальных критических значений во всех точках основания напряженные состояния допредельные, что совершенно безопасно для оснований сооружений. В этом случае до достижения начального критического давления грунт находится в фазе уплотнения.

Предельное давление соответствует полному исчерпанию грунтом несущей способности и сплошному развитию зон предельного равновесия, что достигается для оснований сооружений при окончании формирования жесткого ядра, деформирующего основание и распирающего грунт в стороны.

Уравнение предельного равновесия для сыпучих и связных грунтов

Угол наибольшего отклонения. При действии на поверхность грунта местной нагрузки в любой точке грунта М (рис. 4.4, а) для любой площадки mn , проведенной через эту точку под углом α , возникнут нормальные и касательные напряжения. К нормальным напряжениям при математическом рассмотрении вопроса следует отнести и силы связности; суммарно оцениваемые давлением связности p_e . Тогда на площадку mn (рис. 4.4, а) будут действовать нормальное напряжение $\sigma_\alpha + p_e$ и касательное τ_α .

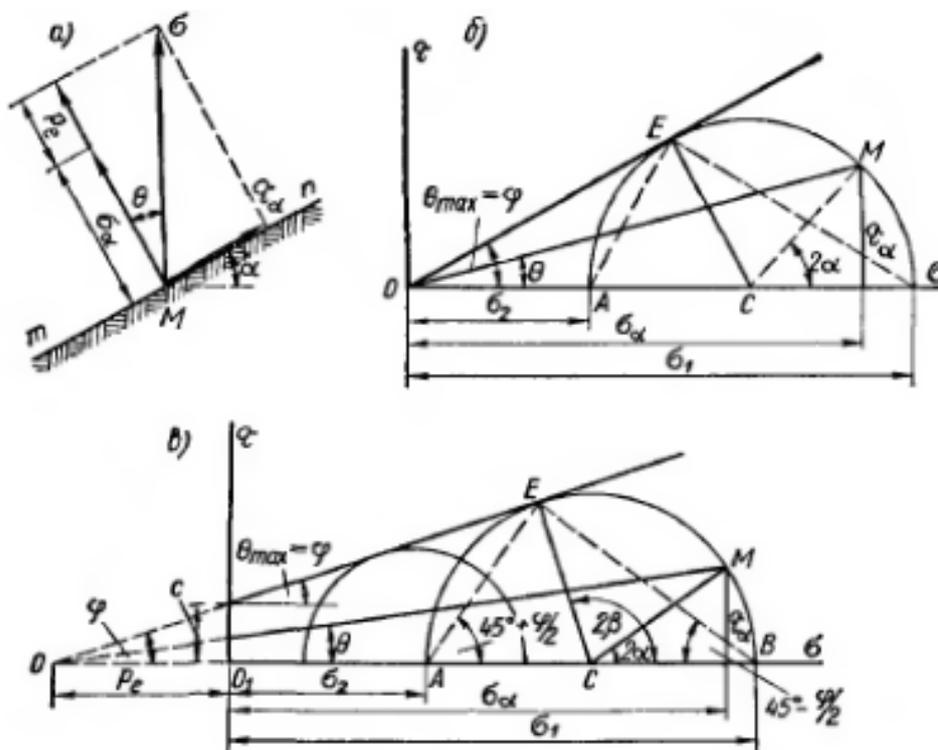


Рис. 4.4. Круги предельных напряжений: а – схема напряжений в данной точке; кривые сдвига для сыпучих (б) и связных (в) грунтов

При изменении угла α величины составляющих напряжений также будут меняться, и если касательные (сдвигающие) напряжения достигнут определенной доли от нормальных, то, как показывают опыты на сдвиг, произойдет скольжение одной части грунта по другой.

Таким образом, условием предельного равновесия грунта в данной точке будет

$$\tau_\alpha \leq f(\sigma_\alpha + p_e)$$

или

$$\tau_{\alpha} / (\sigma_{\alpha} + p_e) \leq f.$$

Если f — величина постоянная, то в предельном состоянии она представляет собой тангенс угла наклона прямолинейной огибающей кругов предельных напряжений (рис. 4.4, б, в).

С другой стороны, согласно рис. 4.4, а

$$\tau_{\alpha} / (\sigma_{\alpha} + p_e) = \operatorname{tg} \theta.$$

Это отношение равно тангенсу угла отклонения Θ , т. е. угла, на который отклоняется полное напряжение для площадки σ от нормали к этой площадке.

Так как через заданную точку можно провести множество площадок, то, очевидно, необходимо отыскать самую невыгодную площадку, для которой будет существовать максимальный угол отклонения Θ_{\max} . Тогда

$$\operatorname{tg} \theta_{\max} \leq f.$$

Условия предельного равновесия. Для сыпучих грунтов согласно диаграмме сдвига (рис. 4.4, б) максимальное значение угла отклонения Θ_{\max} будет тогда, когда огибающая ОЕ коснется круга предельных напряжений.

Из геометрических соотношений вытекает, что поставленному условию удовлетворяет равенство:

$$(\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2) = \sin \varphi,$$

где σ_1 и σ_2 — главные напряжения; φ — угол внутреннего трения грунта.

Это и есть условие предельного равновесия для сыпучих грунтов. Ему можно придать несколько другой вид после несложных тригонометрических преобразований, а именно

$$\sigma_2 = \sigma_1 (1 - \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi)$$

или

$$\boxed{\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \mp \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Последнее выражение весьма широко используется в теории давления грунтов на ограждения, причем знак минус (в скобках) соответствует так называемому *активному давлению*, а знак плюс — *пассивному сопротивлению* сыпучих грунтов.

Условию предельного равновесия для сыпучих грунтов иногда придают иной вид, выразив главные напряжения σ_1 и σ_2 через составляющие напряжения σ_z , σ_y и τ_{yz} (для плоской задачи). Тогда будем иметь выражение:

$$[(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2] / (\sigma_y + \sigma_z)^2 = \sin^2 \varphi.$$

Для связных грунтов, подобно предыдущему, пользуясь кривой предельных напряжений (рис. 4.4, в), получим условие предельного равновесия в виде

$$(\sigma_1 - \sigma_2)/(\sigma_1 + \sigma_2 + 2p_e) = \sin \varphi,$$

откуда

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p_e \right), \quad (2.25)$$

а так как

$$p_e = c/\operatorname{tg} \varphi = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi,$$

где c —сцепление грунта, определяемое как начальный параметр огибающей кругов предельных напряжений, то уравнение (2.25) может быть представлено в виде

$$\frac{1}{\cos \varphi} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \operatorname{tg} \varphi \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c.$$

Последняя формула широко используется в задачах теории предельного равновесия.

Условие предельного равновесия в составляющих напряжениях σ_z , σ_y и τ_{zy} для связных грунтов имеет следующий вид:

$$|(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2| / (\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 = \sin^2 \varphi.$$

Отметим, что круг предельных напряжений дает возможность определить направления площадок скольжения для любой заданной точки.

Если соединить точку касания предельной прямой ОЕ (рис. 4.4, в) с концом отрезка, изображающего в масштабе σ_2 (точка А), то направление ЕА определит направление площадки скольжения. По рис. 4.4, в

$$\angle BCE = 2\beta = 90^\circ + \varphi,$$

откуда

$$\angle \beta = 45^\circ + \varphi/2.$$

Таким образом, в условиях предельного равновесия площадки скольжения будут наклонены под углом $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ к направлению площадки наибольшего главного напряжения, или, что то же самое, под углом $\pm(45^\circ - \varphi/2)$ к направлению главного напряжения σ_1 .