

Механика грунтов

**Преподаватель: Горобцов Денис Николаевич,
к.г.-м.н., доцент кафедры инженерной геологии МГРИ
Декан Гидрогеологического факультета**



Лекция 1

Предметом изучения механики горных пород являются грунты.

Общая механика горных пород состоит из:

1. Механика массивных пород или механика горных пород.
2. Механика рыхлых горных пород или механика грунтов.
3. Механика мерзлых пород.
4. Механика органических масс.

В настоящее время объектом изучения механики грунтов являются грунты, т.е. рыхлые породы, не содержащие воды в форме льда, а также не содержащие большого количества легкорастворимых соединений и органических остатков (Н.А. Цытович, С.В. Левин).

В дальнейшем по Флорину В.А. любой грунт будем рассматривать как совокупность тех или иных образований из твердых минеральных частиц (твердая составляющая), жидкости (жидкая составляющая) и газа, заполняющих пространство между твердыми минеральными частицами.

Проектирование и строительство любых сооружений должны удовлетворять следующим основным условиям:

1. Сооружение должно соответствовать своему назначению и установленным эксплуатационным требованиям.
2. Прочность и надежность сооружения должны быть обеспечены во всех отношениях.
3. Сроки строительства, строительная стоимость и эксплуатационные расходы должны быть наименьшими.



Первое условие

Величины и неравномерности возможных деформаций не должны превосходить некоторых пределов. Выполнение этого требования обеспечивается расчетами по второму предельному состоянию (по деформациям). Так как деформации конструкции в значительной мере зависят от свойств грунтов основания, то всестороннее изучение оснований имеет большое значение.

Второе условие

Помимо прочности тех или иных частей сооружений большую роль играет прочность основания, т.к. различные недочеты в этом отношении приводят часто к авариям. Нагрузки от давления грунтов на сооружения (в том числе и реакции основания) являются одним из наиболее существенных с точки зрения возникающих в сооружении усилий.

Иногда возможно смещение одной части основания вместе с сооружением по другой части основания, т.е. нарушение устойчивости основания. В таких случаях прочность основания обеспечивают расчетами по первому предельному состоянию (по несущей способности).

Третье условие

Следует отметить, что выбор (в зависимости от характера основания и прочих условий) типа возводимого сооружения и способа производства работ, удовлетворяющих первому и второму условиям, непосредственно отражается на сроках строительства и стоимости возведения сооружения.



В процессе исторического развития науки первыми были сформулированы законы механики абсолютно твердого недеформируемого тела, или так называемой теоретической механики (идеальный случай).

Реальными деформируемыми телами занимается строительная механика (теория упругости, теория пластичности).

Закономерности, устанавливаемые теоретической механикой, для решения задач строительной механики будут необходимыми, но недостаточными. Строительная механика, рассматривая тела сплошные, которые обладают определенными физическими свойствами (упругостью, пластичностью и др.), должна добавлять к закономерностям теоретической механики законы упругости, пластичности, ползучести, т.е. зависимости, которые определяются экспериментальным путем на основе изучения физико-механических свойств материалов.

Если мы прибавим к законам теоретической механики и строительной механики сплошных тел, которые в определенных пределах применим к грунтам, закономерности, вытекающие из изучения грунтов как дисперсных, раздробленных тел, то этого будет достаточно, чтобы создать особый раздел науки – механику грунтов.



- Важнейшим параметром большинства геологических процессов, начиная от медленных движений земной коры и кончая деформациями естественных оснований инженерных сооружений является перемещение в пространстве. Это и дает право рассматривать все эти процессы как существенно механические и применять к их описанию методы механики.
- Расчетные методы механики грунтов основаны на теоретических положениях механики твердого тела – теории упругости, теории пластичности, реологии и некоторых разделов специальных наук.
- В теории упругости действительное тело с его сплошной структурой заменяется некоторой однородной вполне упругой изотропной сплошной системой.
- Теория упругости устанавливает зависимости между нормальными напряжениями и линейными деформациями, зависимости между касательными напряжениями и деформациями сдвига, между напряжениями и объемной деформацией.
- Поскольку рыхлые грунты не являются упругими телами, применение закономерностей теории упругости в механике грунтов ограничено.
- В грунтах из всех свойств упругого тела сохраняется только одно (в интервале малых напряжений): линейная зависимость между напряжениями и деформациями. Однако этого достаточно для того, чтобы иметь право использовать при описании механических явлений в грунтах методы математической теории упругости. Такую модификацию модели упругого тела принято называть – моделью линейно-деформируемой среды (пространства).
- Теория линейно-деформированной среды широко применяется в механике грунтов для расчета осадок сооружений.



- Линейно-деформируемая среда рассматривается как сплошная однородная изотропная система, в которой деформации являются частично упругими, частично остаточными, причем общие деформации и напряжения находятся в линейной зависимости. В расчетных формулах модуль упругости заменяется модулем линейной деформации, а коэффициент Пуассона – коэффициентом бокового расширения.
- Теория пластичности изучает деформации твердых тел и их связь с напряжениями за пределом упругости. Она используется в механике грунтов для расчета устойчивости оснований сооружений, массивов грунтов и при определении давления грунта на подпорные стенки.
- В механике грунтов теория пластичности развивается как теория предельно напряженного состояния грунта.
- Решение задачи об устойчивости сооружения требует совместного определения величины деформаций и условий перехода грунтов в пластическое состояние.
- Применение теории пластичности и теории линейно-деформируемой среды позволяет решить эти задачи лишь раздельно.
- Поиски совместных решений являются одной из актуальнейших теоретических задач механики грунтов.
- В теоретической реологии рассматривается связь между напряжениями, деформациями и скоростью деформации.



- Изменения напряжений и деформаций во времени под нагрузкой получило название ползучести. Ползучесть является сложным процессом, хотя часто она определяется как процесс развития деформации материала во времени без увеличения нагрузки. Теория ползучести применяется при прогнозе осадок сооружений и при определении длительной прочности грунтов.
- Различные свойства грунтов учитываются в механике грунтов введением в расчеты так называемых расчетных характеристик грунтов.
- Для того чтобы расчетные методы механики грунтов и отвечающие им расчетные характеристики с достаточным приближением соответствовали действительным процессам наблюдаемым в грунтах, основные допущения и расчетные схемы должны возможно лучше соответствовать современным представлениям инженерной геологии и грунтоведения.
- Это обеспечивает увязку механики грунтов, как раздела механики, с дисциплинами геологического цикла и является основным условием правильного отображения механикой грунтов изучаемых ею процессов в грунтах.
- Поскольку свойства реальных грунтов сложны и многообразны, методы механики грунтов разработаны применительно к некоторым идеализированным моделям, которые могут быть распространены на большие группы однотипных грунтов. В используемых моделях сохраняются только такие свойства реальных грунтов, которые определяют механику исследуемых явлений и представляют интерес для решения определенных задач.



- Механические модели описываются с помощью математических уравнений и приобретают характер математических моделей.
- В механике грунтов используются главным образом детерминированные (функциональные) математические модели, которые предполагают наличие однозначного соответствия между исследуемыми переменными.
- Модели стохастического (вероятностного) характера пока в механике грунтов значительного развития не получили.
- В механике грунтов в основу преобладающего числа решений положена модель сплошной среды, предполагающая, что деформации материала происходят без нарушения сплошности и могут быть описаны непрерывными функциями.
- Сплошная среда рассматривается в большинстве случаев как квазиоднородная и квазиизотропная.
- Квазиоднородной называется такая дисперсная среда, в которой размеры наибольшего из диспергированных элементов много меньше, чем размеры самого малого элемента объема, деформации которого являются предметом исследований.
- Это представление может быть распространено на любые горные породы от глин до крупнообломочных отложений, но в последнем случае свойства массива должны изучаться на очень больших объемах, превышающих в 20-30 раз средние размеры глыб.
- Квазиизотропной считается такая дисперсная среда, в которой самый маленький элемент объема содержит анизотропные диспергированные элементы всевозможных ориентаций. В квазиоднородной среде изменение свойств по любым направлениям может рассматриваться как одинаковое.
- Моделями, отражающими дисперсность грунтов, являются: идеально сыпучее тело; двухфазная система (грунтовая масса); трехфазная система.



Лекция 2

Особенности грунтов основания как объекта строительства

В результате строительства сооружения начальное состояние основания нарушается, и в грунтах возникают новые процессы. Грунты (скальные, крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые) в разном состоянии по трещиноватости, плотности, влажности неодинаково реагируют на одни и те же нагрузки, и протекающие в них процессы будут приводить к различным результатам. Они могут вызывать смещения отдельных частиц, приводящие к их более плотной или более рыхлой упаковке (уплотнение и разуплотнение грунта), к возникновению в поровой воде разности напоров и ее движению (фильтрация воды в грунте), к большим взаимным перемещениям одной части основания относительно другой (разрушение грунтов основания).



Модели механического поведения грунта

- Для надежного и экономичного проектирования сооружений необходимо уметь определять изменение напряжений в грунтах основания в результате строительства, оценивать, будет ли обеспечена прочность грунтов при таком изменении напряжений и какие в результате возникнут деформации основания. В конечном счете общая задача заключается в расчетах напряженно-деформированного состояния грунтов основания, взаимодействующего с сооружением, оценке их прочности и устойчивости.
- Современная механика грунтов основывается на представлениях о грунтах как о сплошной однородной деформируемой среде.
- Однако это потребовало введения ряда предпосылок, упрощающих реальное строение грунта, важнейшие из которых рассматриваются ниже.
- Во-первых, вводится понятие элементарного объема грунта, т. е. такого его объема, линейный размер которого во много раз превышает линейный размер частиц или агрегатов, слагающих этот грунт. Тогда понятия напряжений и деформаций относятся уже не к точке как в механике сплошной среды, а к площадкам, соответствующим элементарному объему. Кроме того, размеры образца грунта для экспериментального определения характеристик его механических свойств в предположении сплошности материала должны быть значительно больше линейного размера элементарного объема. Во-вторых, применение аппарата механики сплошной среды для расчетов напряжений и деформаций в массиве грунта оказывается справедливым только в тех случаях, когда размеры массива и размеры площадок, через которые передаются нагрузки на массив, значительно больше размера элементарного объема грунта.
- Другим важным упрощением реального строения грунта является представление его в виде изотропного тела, т. е. тела, у которого свойства образцов, вырезанных по любому направлению, одинаковы.
- При проектировании ответственных сооружений используются и более сложные модели. К ним относятся модель двухкомпонентного грунта (модель грунтовой массы, когда все поры практически заполнены водой и содержание газа в грунте относительно невелико) и модель трехкомпонентного грунта (когда в грунте присутствуют все три компонента: твердые частицы, жидкость и газы). Здесь уже принимаются во внимание различная деформируемость каждой компоненты, взаимодействие их между собой и изменение количественного содержания каждой компоненты в единице объема грунта в процессе его деформирования.



Методы решения задач механики грунтов

- Механика грунтов является прикладной дисциплиной, призванной изучать и количественно описывать механические процессы, протекающие в грунтах в результате строительства.
- Общим методом механики грунтов, как и вообще механики сплошной деформируемой среды, является решение краевых задач, т.е. совместное решение уравнений равновесия, геометрических соотношений или получаемых из них уравнений неразрывности и физических уравнений при заданных краевых (начальных и граничных) условиях.
- Это позволяет определить напряженно-деформированное состояние в любой точке массива грунта и в конечном счете оценить прочность грунта в этой точке, устойчивость массива и взаимодействующего с ним сооружения и принять оптимальное решение о строительстве сооружения.
- Уравнения равновесия и геометрические соотношения справедливы при любом законе деформирования грунта. Поскольку именно физические уравнения устанавливают связь между напряжениями и деформациями, т. е. определяют особенности напряженно-деформированного состояния грунта, их часто называют определяющими уравнениями или уравнениями состояния.
- Правильный выбор вида уравнений состояния для конкретных условий является одной из основных задач механики грунтов.
- Мерой количественной оценки напряженно-деформированного состояния массива грунтов являются напряжения, деформации и перемещения, возникающие в нем от действия внешних (нагрузка от сооружения) и внутренних (массовых) сил.
- Напряженно-деформированное состояние в точке массива вполне определено, если известны три компоненты нормальных ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) и три пары касательных ($\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}$) напряжений, три компоненты линейных ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$) и три пары угловых ($\gamma_{xy} = \gamma_{yx}, \gamma_{xz} = \gamma_{zx}, \gamma_{yz} = \gamma_{zy}$) деформаций и три компоненты перемещении (u, v, w).

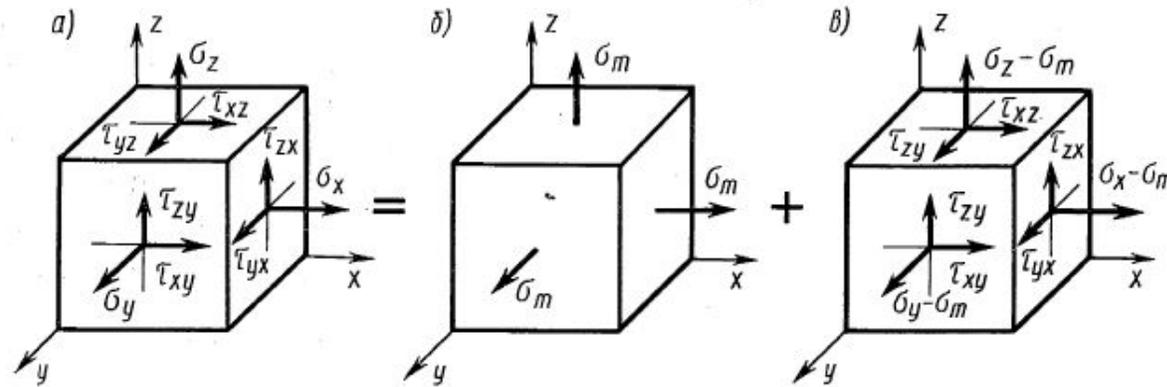


Главными нормальными напряжениями называются нормальные напряжения, отнесенные к главным площадкам, на которых касательные напряжения равны нулю. При этом всегда принимается, что $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Зная главные нормальные напряжения, можно определить и главные касательные напряжения, действующие на площадках, где они достигают наибольших значений:

$$\tau_1 = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2};$$

$$\tau_2 = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2};$$

$$\tau_3 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$



Иногда бывает удобно (см. § 3.2 и гл. 8) общее напряженное или деформированное состояние в точке массива грунта разделить на две составляющие. Применительно к напряженному состоянию это показано на рис. 3.1. Тогда общее напряженное состояние (тензор напряжений), определяемое 9 компонентами напряжений (рис. 3.1, а), выразится как сумма гидростатического напряженного состояния (сферовой тензор), вызывающего изменение только объема грунта (рис. 3.1, б), и девиаторного напряженного состояния (девиатор напряжений), вызывающего только изменение его формы (рис. 3.1, в).

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3);$$

$$\varepsilon_m = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3);$$

$$\varepsilon_V = 3\varepsilon_m;$$



Особенности деформирования грунтов

Линейные и нелинейные деформации.

В общем случае грунтам свойственна нелинейная деформируемость, причем в некотором начальном интервале изменения напряжений она достаточно близка к линейной.

Упругие и пластические деформации.

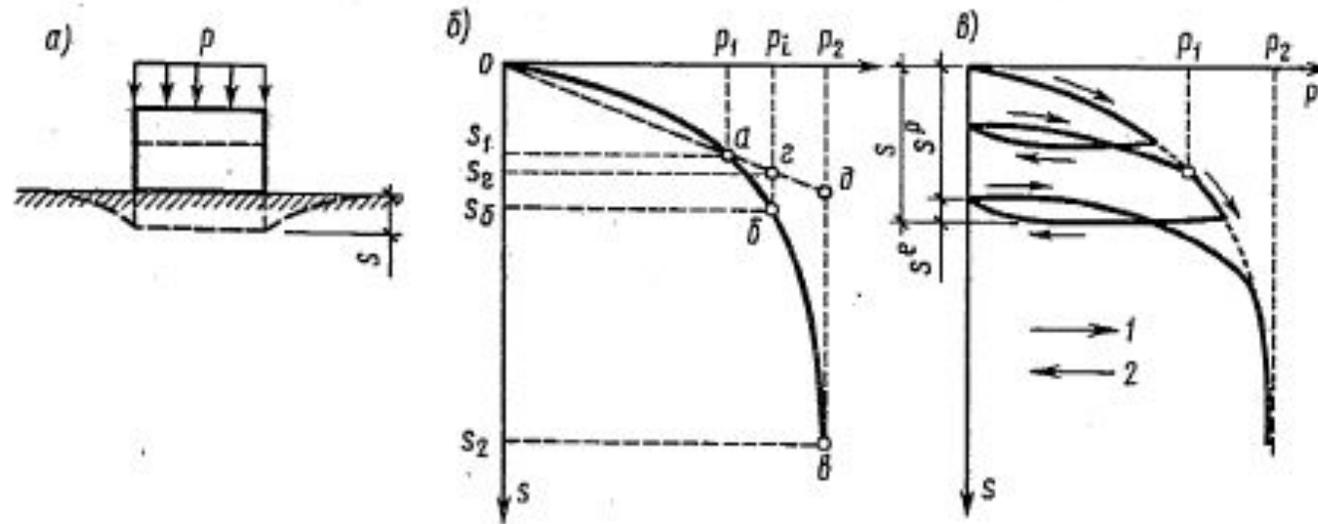


Схема опыта (а) и графики зависимости осадки штампа от давления по подошве p при нагружении (б) и при нагружении—разгрузке (в): 1 — нагружение; 2 — разгрузка

При любом значении давления общая осадка грунта может быть разделена на восстанавливающуюся (упругую) s^e и остаточную (пластическую) s^p .

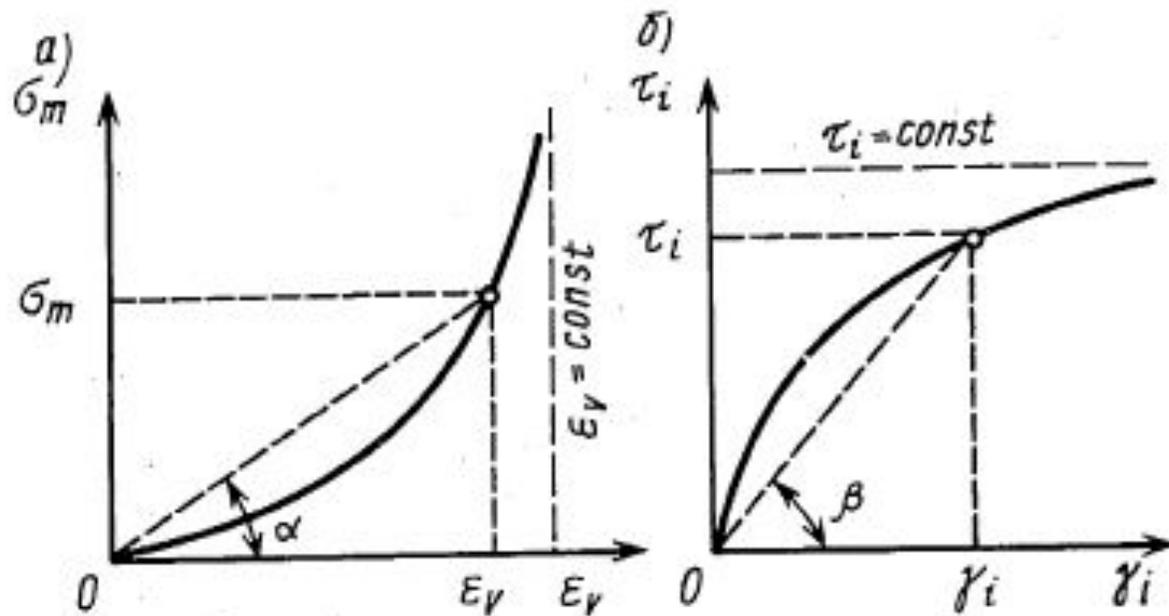
При этом, как правило $s^p \gg s^e$. Переходя к деформациям, это условие можно записать в виде:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_x^e + \varepsilon_x^p, \dots, \gamma_{xy} = \gamma_{xy}^e + \gamma_{xy}^p, \dots, \varepsilon_V = \varepsilon_V^e + \varepsilon_V^p;$$



Объемные и сдвиговые деформации

Характер кривых на рис. свидетельствует о том, что с увеличением среднего нормального напряжения объемная деформация возрастает, но стремится к некоторой постоянной величине. В то же время увеличение интенсивности касательных напряжений, не может происходить беспрестанно и вызывает все большее возрастание сдвиговых деформаций, приводящее, в конечном счете, к разрушению грунта.



Зависимость между напряжением и деформацией грунта: *a* – объемная деформация; *б* – то же, сдвиговая

Отсюда можно сделать важный вывод о том, что разрушение грунта происходит под действием сдвиговых напряжений, поэтому главной формой разрушения в механике грунтов считается сдвиг. Гидростатическое обжатие вызывает уплотнение, а следовательно, и увеличение прочности грунта. Этот вывод имеет большое практическое значение при решении инженерных задач.



Из-за дискретного строения грунта действительный характер его деформирования при гидростатическом и девиаторном нагружении будет значительно сложнее. Так, при сдвиге (девиаторное нагружение) песчаного образца плотного сложения к моменту разрушения отмечается некоторое увеличение его объема, называемое дилатансией. При сдвиге же песчаного образца рыхлого сложения, напротив, происходит его дополнительное уплотнение (контракция), т.е. в действительности объемная деформация грунта будет зависеть не только от среднего нормального напряжения, но и от интенсивности касательных напряжений:

$$\varepsilon_v = f(\sigma_m, \tau_i)$$

В свою очередь сдвиговая деформация зависит также не только от интенсивности касательных напряжений, но и от среднего нормального напряжения:

$$\gamma_i = \psi(\tau_i, \sigma_m)$$

Такое перекрестное влияние гидростатического и девиаторного нагружения на развитие объемных и сдвиговых деформаций учитывается при построении теорий нелинейного деформирования грунтов.

При некотором предельном для данного грунта значении $\tau_i = const$ на рис. 3.3, б) возникнет состояние неограниченного пластического деформирования ($\gamma_i^p \rightarrow \infty$), что часто называется течением грунта.

Таким образом, сдвиговое разрушение грунта и полная потеря им прочности вызываются неограниченным развитием пластических деформаций, т. е. течением грунта. Такое состояние называется предельным.

Если теперь вернуться к схеме на рис. 3.2, то можно заключить, что по мере увеличения давления p грунт под штампом переходит из упругого состояния (правильнее говорить: из линейно деформируемого состояния, так как наличие петли гистерезиса при разгрузке не позволяет рассматривать грунт как упругое тело) в пластическое (нелинейно деформируемое) состояние и, наконец, при $p=p_2$ в текучее (предельное состояние). Поэтому в зависимости от интенсивности действующей нагрузки различают два напряженных состояния: допредельное ($p < p_2$) и предельное ($p = p_2$).



Ползучесть грунта

Рассмотренные выше особенности деформирования грунтов соответствуют их стабилизированному состоянию. Это означает, что каждая точка на кривых, представленных на рис. 3.2 и 3.3, отображает равновесное состояние грунта, при котором все процессы деформирования от действия данной нагрузки или напряжения уже завершились.

Однако в реальных грунтах деформации никогда не происходят мгновенно, а развиваются во времени, причем, чем более дисперсным является грунт, тем большее время потребуется для стабилизации деформаций.

Процесс деформирования грунта, развивающийся во времени даже при постоянном напряжении, называется ползучестью.

В зависимости от вида грунта, его состояния и действующего напряжения ползучесть может протекать с уменьшающейся или с возрастающей скоростью.

В первом случае говорят о процессе затухающей, во втором — незатухающей ползучести (рис. 3.4).

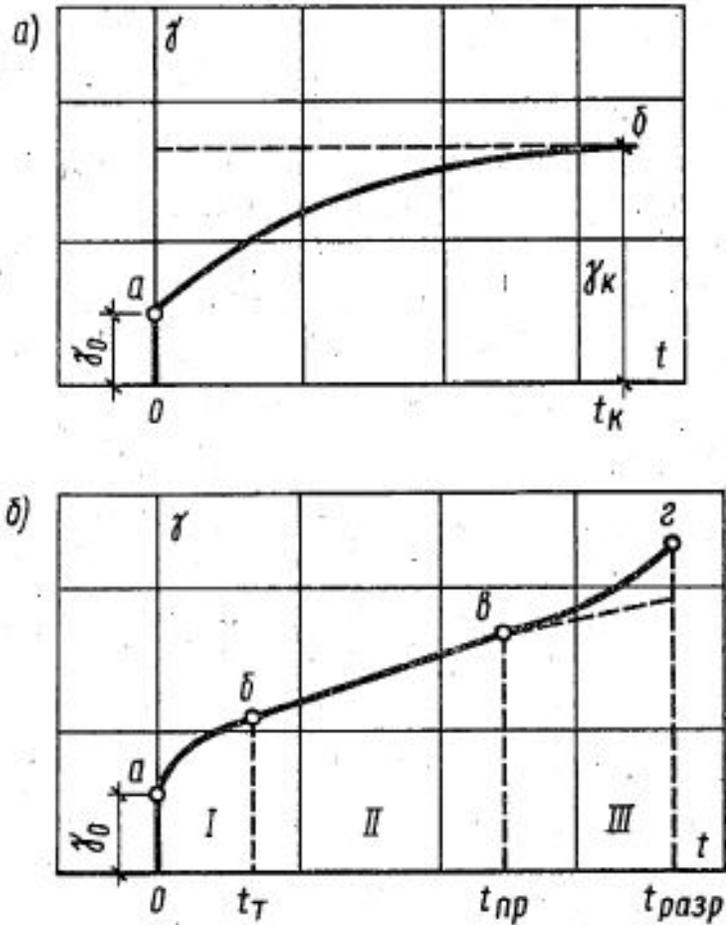


Рис. 3.4. Кривые затухающей (а) и незатухающей (б) ползучести грунта



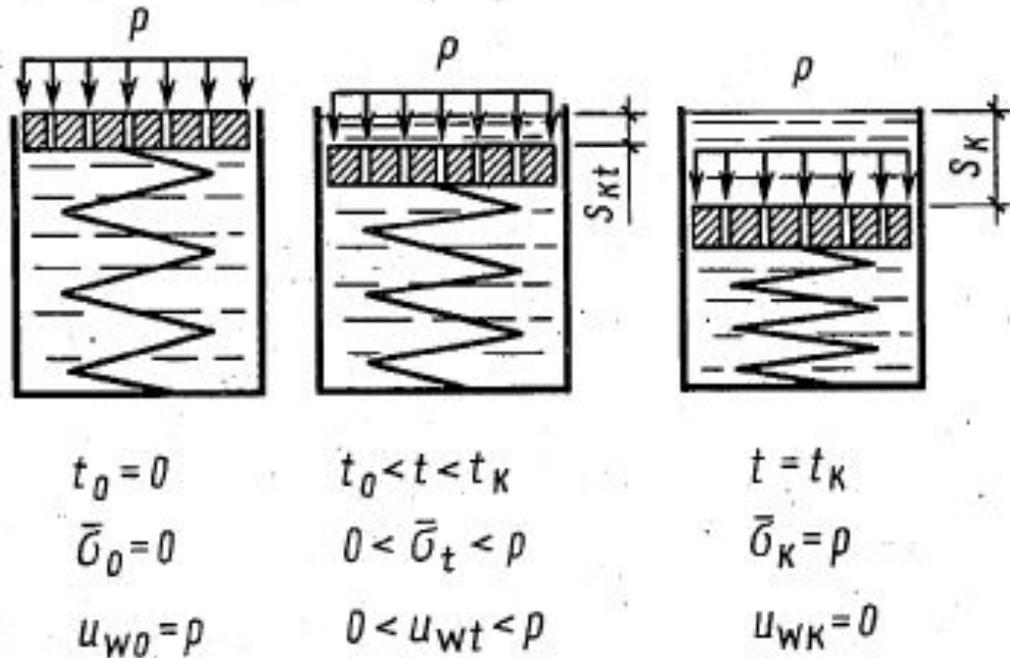
В обоих случаях деформация в любой момент времени складывается из условно-мгновенной деформации, возникающей сразу после приложения нагрузки и иногда рассматриваемой как упругая и деформации ползучести, развивающейся во времени.

Понятия затухающей и незатухающей ползучести в грунтах связаны с понятием предела длительной прочности, т.е. таким напряжением (или соотношением напряжений), до превышения которого деформация грунта имеет затухающий характер, и разрушение не происходит при любом значении времени воздействия нагрузки. При превышении предела длительной прочности грунта возникает незатухающая ползучесть, которая рано или поздно приведет к его разрушению.



Фильтрационная консолидация грунта

Процесс уплотнения грунта, сопровождающийся отжатием воды из пор, называется фильтрационной консолидацией (иногда просто консолидацией).



Это означает, что к моменту времени консолидация грунта завершилась, его уплотнение прекратилось и наступило стабилизированное состояние.

Таким образом, в соответствии с рассмотренной моделью в процессе консолидации грунта эффективное напряжение постепенно возрастает от 0 до p , а поровое давление соответственно уменьшается от p до 0.

Механическая модель процесса консолидации водонасыщенного грунта при одноосном сжатии



Основные расчетные модели грунтов

Требования к расчетным моделям.

Принципы расчетов по предельным состояниям:

- 1) по несущей способности (потеря устойчивости; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение грунта; чрезмерные пластические деформации или деформации неустановившейся ползучести и т.п);
- 2) по деформациям (достижение состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию сооружения или снижающего его долговечность вследствие недопустимых перемещений — осадок, разности осадок, кренов и т. п.).

Сущность расчетов по первой группе предельных состояний заключается в том, что расчетная нагрузка на основание не должна превышать силу предельного сопротивления грунтов основания. По второй группе предельных состояний совместная деформация сооружения и основания не должна превышать предельной для конструктивной схемы данного сооружения.

Для расчетов конечных напряжений и стабилизированных осадок — теории линейного деформирования грунта; для расчетов развития осадок во времени — теории фильтрационной консолидации грунта; для расчетов несущей способности, прочности, устойчивости и давления грунта на ограждения — теории предельного напряженного состояния грунта.



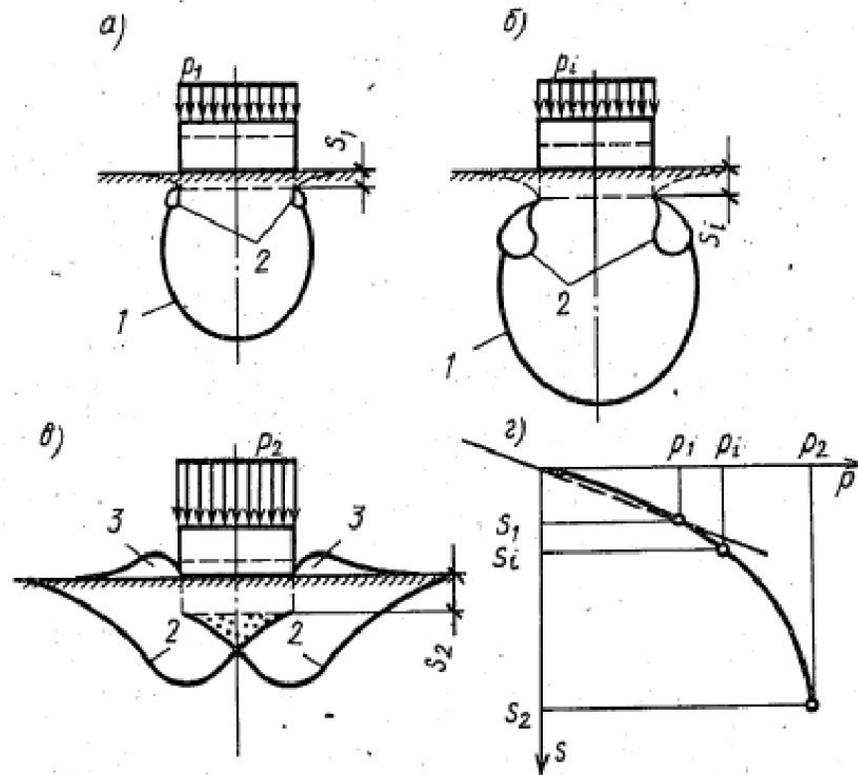


Рис. 3.6. Развитие зон предельного равновесия грунта в основании при увеличении давления под штампом (а—в) и соответствующая этому зависимость осадки штампа от давления (г):

1 — границы области уплотнения грунта; 2 — то же, зон предельного равновесия; 3 — валы выпирания грунта



Прочность, устойчивость грунтовых массивов и давление грунтов на ограждения. Основные положения

Практика показывает, что при определенных условиях (недостаточная площадь фундамента, чрезмерная крутизна откоса или склона, неудачно спроектированная стенка и т.п.) может происходить потеря устойчивости части грунтового массива, сопровождающаяся разрушением взаимодействующих с ним сооружений. Очевидно, что это связано с формированием в массиве некоторых областей, где соотношение между действующими напряжениями становится таким, что прочность грунта оказывается исчерпанной. Оценка устойчивости массива грунтов должна основываться на анализе напряжений, возникающих в них от собственного веса и проектируемого сооружения, и сопоставлении соотношений этих напряжений с предельными их значениями.

Зависимости выражают условие предельного равновесия в точке грунтового массива.



Основные положения

В реальных условиях, когда грунтовый массив рассматривается как основание, материал или среда, в которой возводится сооружение, в нем формируется неоднородное поле напряжений, т.е. в каждой точке массива действующие напряжения будут различными. Если распределение напряжений в массиве определено и заданы прочностные характеристики грунтов, то оказывается возможным произвести оценку напряженного состояния в любой точке массива. При этом возможен случай, когда в каждой точке, а следовательно, и во всем массиве грунтов напряженное состояние будет соответствовать допредельному. Но не исключена и ситуация, при которой в некоторых точках возникнут комбинации напряжений, соответствующие предельным. Более того, возможен случай, когда такие точки объединяются в значительные по размерам области, что соответствует предельному напряженному состоянию массива грунтов и сопровождается потерей его устойчивости.

Задачи этого типа решаются с помощью теории предельного напряженного состояния (теории предельного равновесия). Теория предельного равновесия исследует только напряженное состояние массива грунтов и не дает возможности определить развивающиеся в нем деформации. Поэтому разрешающие системы уравнений теории предельного равновесия содержат в качестве неизвестных только компоненты напряжений и не содержат компоненты деформаций и перемещений, имеющиеся в модели теории линейного деформирования грунта.



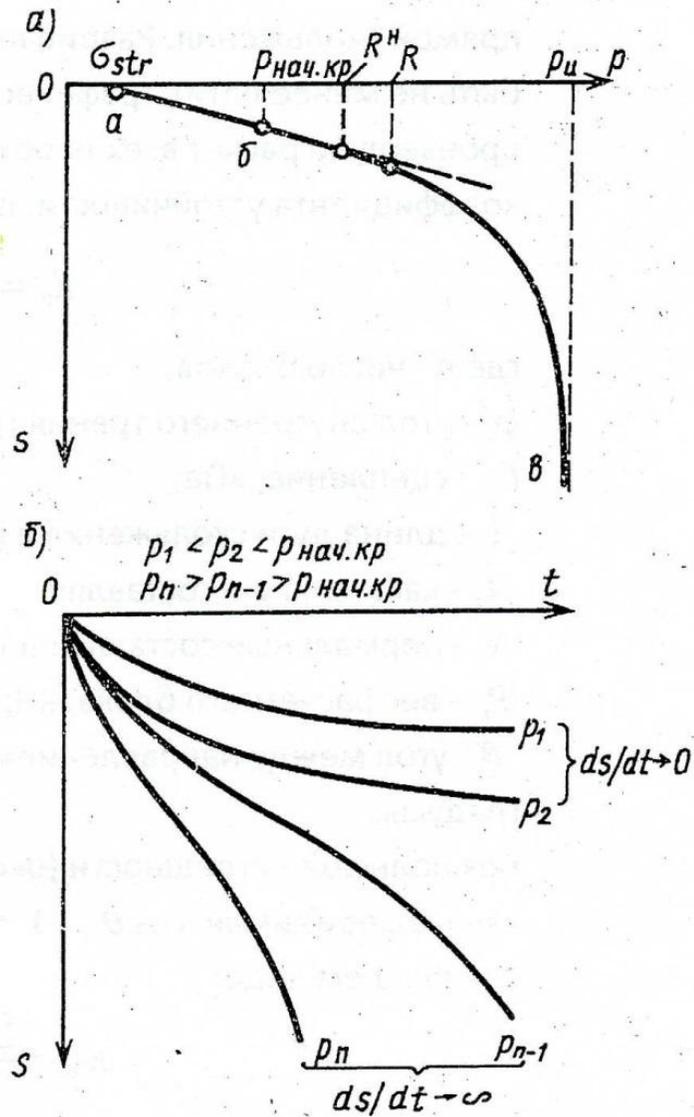
Основные положения

В основу теории предельного равновесия положено представление о том, что предельное состояние возникает одновременно во всех точках рассматриваемого массива грунтов.

Решения теории предельного равновесия в строгой постановке связаны с рядом существенных ограничений. Как указывалось ранее, предполагается, что предельное состояние возникает во всех точках массива. Кроме того, принимается, что массив грунта является однородным. Даже наиболее вероятны случаи, когда предельное состояние наступает не во всех точках массива, а в отдельных его областях или зонах. В большинстве случаев приходится иметь дело с неоднородными по физико-механическим свойствам массивами грунтов, поэтому в практическом отношении строгие решения теории предельного равновесия имеют ограниченное применение. Чаще используются приближенные решения, основанные на задании формы областей предельного равновесия, полученной в результате экспериментальных исследований. Во многих случаях применяются и более простые, инженерные методы оценки устойчивости массива грунтов, содержащие еще более сильные упрощения.



Критические нагрузки на грунты основания



Если грунт обладает связностью, а ступени нагрузки невелики, то начальный участок Oa графика зависимости $s=f(p)$ на рисунке, а будет почти горизонтальным. Протяженность этого участка по оси давлений определится величиной σ_{str} структурной прочностью грунта, а деформация будет иметь упругий характер. Для сыпучих грунтов или глинистых грунтов нарушенной структуры, не обладающих структурной прочностью, деформации уплотнения возникают сразу по мере приложения нагрузки.

Зависимость конечной осадки от нагрузки (а) и развитие осадки во времени при различных значениях p (б)



При дальнейшем возрастании нагрузки (участок ab на рис. 6.1, а) развивается процесс уплотнения. При этом перемещение частиц грунта под фундаментом имеет преимущественно вертикальное направление вниз и приводит к уменьшению пористости грунта. Зависимость $s=f(p)$ здесь очень близка к линейной, а развивающиеся во времени осадки стремятся к постоянной величине (рис. 6.1, б). Возникающие в основании под краями фундамента наибольшие касательные напряжения (см. рис. 5.8) всегда меньше предельных значений, т.е. ни в одной точке основания не формируется предельное состояние.

Наибольшее напряжение, ограничивающее этот участок, называется начальной критической нагрузкой на основании $p_{нач.кр.}$, а изменение нагрузки от 0 до $p_{нач.кр.}$ характеризует фазу уплотнения грунта. Таким образом, можно сделать важное заключение: при возрастании среднего давления под подошвой фундамента до начальной критической нагрузки грунты находятся в фазе уплотнения и ни в одной точке основания не возникает предельного состояния. Поэтому любая нагрузка $p \leq p_{нач.кр.}$ является абсолютно безопасной для основания.



При дальнейшем увеличении нагрузки (участок $бв$ на рис. 6.1, $а$) в точках, расположенных под краями фундамента, касательные напряжения по некоторым площадкам становятся равными их предельным значениям. По мере возрастания нагрузки эти точки объединяются в зоны, размеры которых увеличиваются (см. рис. 3.6). Если в остальной части основания по-прежнему развиваются деформации уплотнения, то здесь уже возникают сдвиговые деформации, имеющие пластический характер. Грунт в этих зонах как бы выдавливается в стороны от оси фундамента и график зависимости $s=f(p)$ все больше отклоняется от линейного. Важно отметить, что во многих случаях по мере значительного увеличения нагрузки сверх $p_{нач.кр.}$ развитие осадок приобретает незатухающий характер, т.е. осадка со временем не стабилизируется, и может достигать очень больших размеров (рис. 6.1, $б$).

Участок $бв$ называют фазой сдвигов. Концу этой фазы соответствует нагрузка p_u , называемая предельной критической нагрузкой, при которой в основании образуются замкнутые области предельного равновесия, и происходит потеря устойчивости грунтов основания, свидетельствующая о полном исчерпании его несущей способности.

В случае жесткого фундамента непосредственно под его подошвой формируется уплотненное ядро грунта, как бы раздвигающее окружающий грунт в стороны. В зависимости от относительной глубины заложения подошвы фундамента d/b очертания областей предельного равновесия могут иметь различный характер (рис. 6.2).



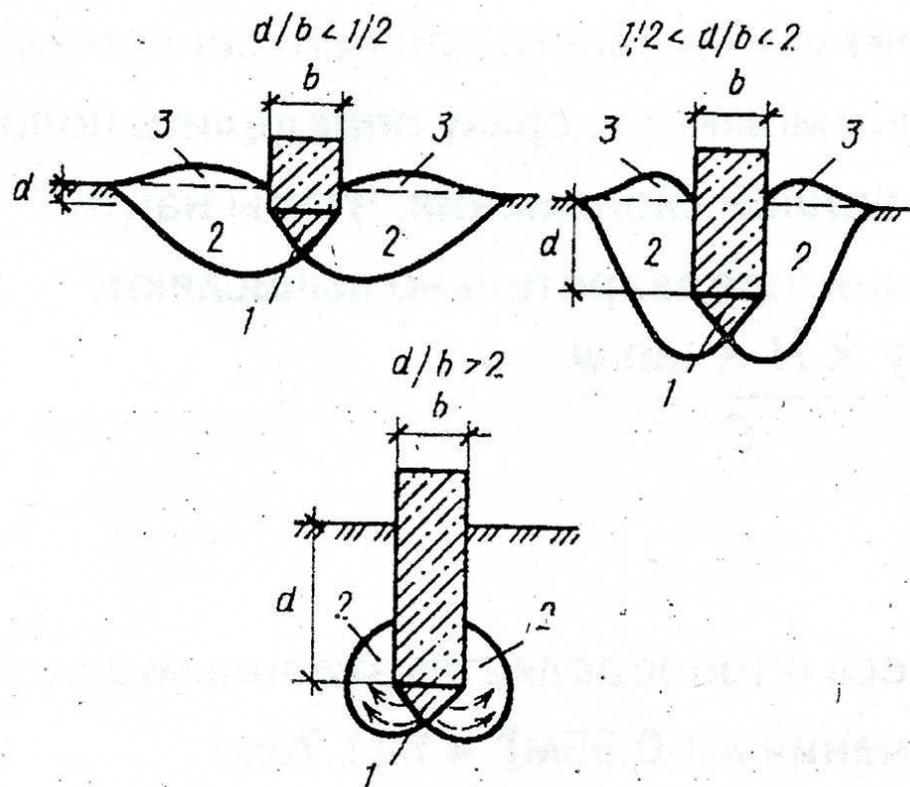


Рис. 6.2. Формирование областей предельного равновесия в основании при различной относительной глубине заложения фундамента: 1 – уплотненное ядро; 2 – область предельного равновесия; 3 – валы выпирания

При небольшой глубине заложения ($d/b < 1/2$) эти области значительно развиты в стороны от фундамента, в них происходит движение грунта вбок и вверх и на поверхности основания образуются валы выпирания. При средней глубине заложения фундамента ($1/2 < d/b < 2$) области предельного равновесия сжимаются, их границы приобретают S-образное очертание и также возможно образование валов выпирания. Наконец, при значительной глубине заложения фундамента ($d/b > 2$) выпирание грунта на поверхности не отмечается и области предельного равновесия локализируются внутри основания у боковых поверхностей фундамента. Однако это также сопровождается резким увеличением осадок, соответствующим характеру графика на рис. 6.1,а.

Нагрузки, соответствующие $p_{нач.кр}$ и p_u , называются критическими нагрузками на грунты основания. Их определяют методами теории предельного равновесия, что имеет важное значение для проектирования оснований и фундаментов сооружений.



$$P_{нач.кр.} = \frac{\pi(\gamma'd + cctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma'd.$$

Для идеально связных грунтов ($\varphi=0$; $c\neq 0$), к которым могут относиться слабые пылевато-глинистые грунты (например, илы), глинистые грунты в состоянии незавершенной консолидации и в некоторых случаях мерзлые глинистые грунты, приняв в формуле $\varphi=0$, получим

$$P_{нач.кр.} = \pi c + \gamma'd.$$

Фундамент, спроектированный так, что напряжение под его подошвой не превышает начальной критической нагрузки, будет находиться в совершенно безопасном состоянии. Однако, как показала практика, грунты основания при этом будут обладать значительным резервом несущей способности.



Многочисленными наблюдениями за осадками построенных сооружений было установлено, что если допустить под подошвой центрального нагруженного фундамента шириной b развитие зон предельного равновесия на глубину $z_{max} = 1/4b$, то несущая способность основания остается обеспеченной. При этом осадки во времени затухают и стремятся к постоянной величине, а $s=f(p)$ зависимость все еще оказывается достаточно близкой к линейной. Следовательно, при этих условиях для расчетов деформаций основания можно использовать формулы теории линейного деформирования грунтов.

В 1955 г. было введено понятие нормативного сопротивления грунта основания R^H (см. рис. 6.1, а). Нормативное сопротивление соответствует наибольшему значению среднего сжимающего напряжения под подошвой фундамента, до достижения которого оказывается возможным для расчетов осадок использовать математический аппарат теории линейного деформирования грунта.

$$R^H = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c,$$

Расчетное сопротивление грунта основания R :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} \right]$$



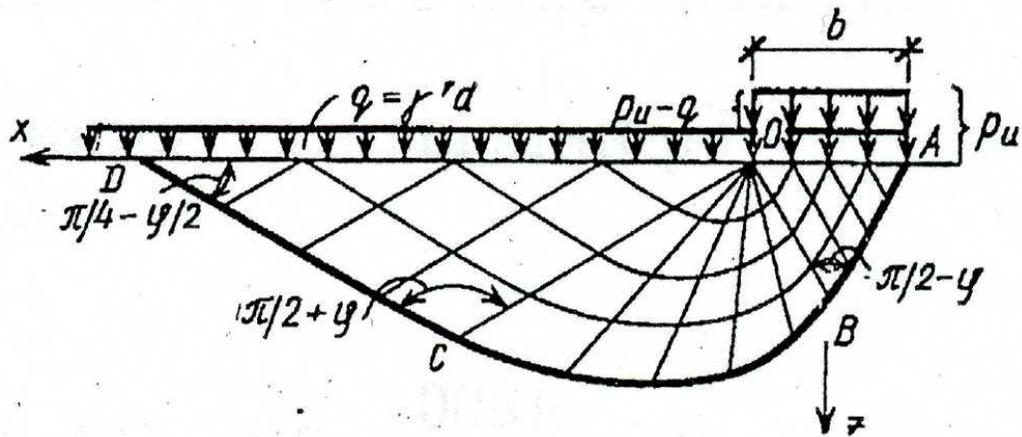


Рис. 6.4. Линии скольжения при предельной полосовой нагрузке для невесомого основания ($\gamma=0$)

Предельная критическая нагрузка P_u соответствует напряжению под подошвой фундамента, при котором происходит исчерпание несущей способности грунтов основания (см. рис. 6.1). При этом в основании формируются развитие области предельного равновесия, что сопровождается при относительно небольшой глубине заложения фундамента выдавливанием грунта на поверхность основания и образованием валов выпирания. Нагрузка, соответствующая P_u приводит к полной потере устойчивости грунта основания и является абсолютно недопустимой для проектируемого сооружения.



Для случая плоской задачи при действии на поверхности наклоненной под углом δ к вертикали нагрузки, изменяющейся по закону трапеции (рис. 6.5). В этом случае вертикальная составляющая предельной критической нагрузки p_u в любой точке загруженной поверхности с координатой x и соответствующая ей горизонтальная составляющая могут быть приведены к виду

$$p_u = N_\gamma \gamma x + N_q q + N_c c \quad (\text{вертикальная составляющая});$$

$$p_t = p_u \operatorname{tg} \delta$$

(горизонтальная составляющая),

где N_γ , N_q , N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности грунта основания, зависящие от угла внутреннего трения φ и угла наклона равнодействующей нагрузки к вертикали δ .



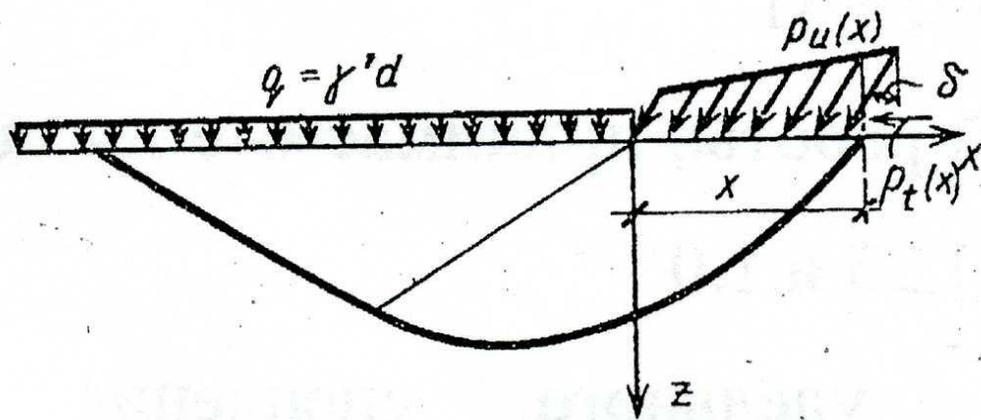


Схема действия наклонной нагрузки на основание

Отметим, что при этом имеет место формирование области предельного равновесия и возможно выпирание грунта лишь в одну сторону, противоположную направлению возрастания нагрузки.

Запись выражения вертикальной критической нагрузки в форме первого уравнения сейчас является общепринятой. В практических расчетах величину p_u часто заменяют вертикальной силой N_u , представляющей собой равнодействующую предельной критической нагрузки, действующей по некоторой площади загрузения.

Приведенные выше решения справедливы при относительно небольших глубинах заложения фундаментов и однородном строении основания, поэтому в практических расчетах обычно используют инженерные способы, в той или иной мере учитывающие строгие решения теории предельного равновесия.



Практические способы расчета несущей способности и устойчивости оснований

Исходными данными для таких расчетов являются:

- инженерно-геологическое строение основания, включая наивысшее положение уровня подземных вод;
- расчетные значения физико-механических характеристик грунтов всех слоев основания (удельный вес γ γ_1 соответственно выше и ниже подошвы фундамента, φ – угол внутреннего трения, c – удельное сцепление);
- размеры подошвы фундамента: его ширина b , длина l и глубина заложения d ;
- расчетные значения вертикального F_v и горизонтального F_h усилий, а также расчетное значение момента M , отнесенное к плоскости подошвы фундамента.

Целью расчетов по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости грунтов основания, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания N_u сложенного скальными грунтами, определяют по формуле:

$$N_u = R_c b' l'$$

R_c - расчетная прочность образца грунта на одноосное сжатие.



Расчет фундамента на плоский сдвиг

Понятие о коэффициенте устойчивости

Во многих случаях при инженерных расчетах оказывается удобно использовать понятие коэффициента устойчивости $k_{st(ycm)}$.

Коэффициент устойчивости определяется как отношение величины предельных воздействий на сооружение или основание к их расчетным, реально действующим величинам.

В этом случае при $k_{st}=1$ рассматриваемый объект находится в состоянии предельного равновесия, при $k_{st}>1$ обладает запасом устойчивости. Значение $k_{st}<1$ показывает, что прочность объекта не обеспечена, то есть неизбежно его разрушение.

Можно ввести также понятие нормативного значения коэффициента устойчивости которое имеет вид

$$k_{st}^H = \gamma_n / \gamma_c$$

Тогда условие переписывается как: $k_{st} \geq k_{st}^H$

В некоторых задачах нормативный коэффициент устойчивости может определяться не соотношением коэффициентов, а требованиями проекта.



Расчет фундамента по схеме глубинного сдвига. Расчет на опрокидывание.

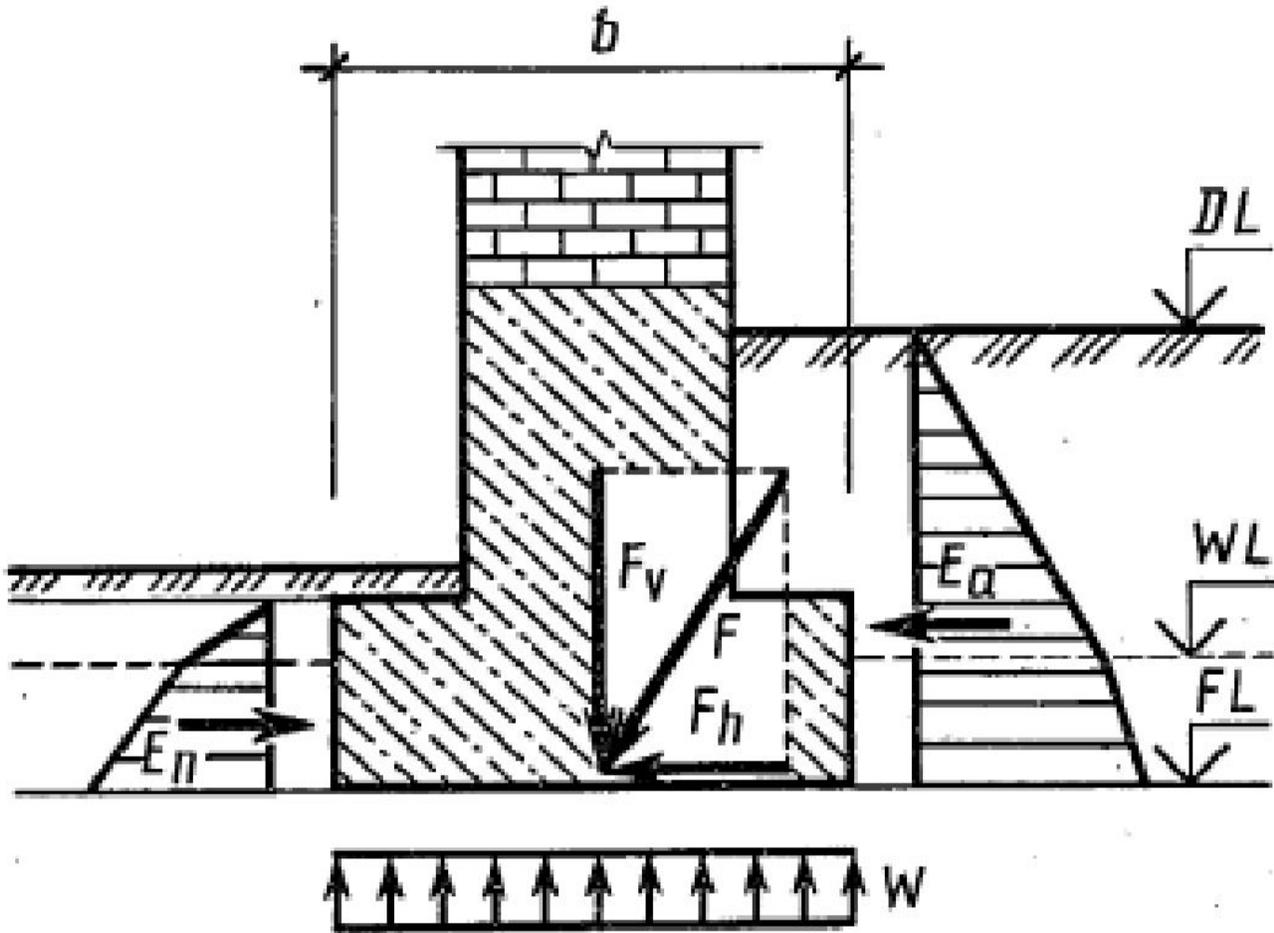


Схема к расчету
фундамента на плоский
сдвиг



Расчет фундамента по схеме глубинного сдвига. Расчет на опрокидывание.

Этот расчет выполняется для безнапорных конструкций, имеющих достаточно большую высоту и нагруженных горизонтальными силами. К таким конструкциям можно отнести подпорные стены, высокие дымовые трубы, опоры линий электропередачи. Устойчивости на опрокидывание оценивается по отношению моментов удерживающих и опрокидывающих сил относительно условно принимаемого центра поворота:

$$k_{st(ycm)} = M_{y\partial} / M_{onp}$$

Это отношение не должно быть меньше устанавливаемого нормативного значения коэффициента устойчивости или заложенного в проекте.

Необходимо отметить, что выбор расчетных схем при проведении расчетов фундаментов на сдвиг и опрокидывание каждый раз следует согласовывать с конкретными грунтовыми условиями в основании фундамента. Например, если фундамент установлен на скальных грунтах, то расчет на глубинный сдвиг, как правило, можно не проводить. Если в основании в непосредственной близости от подошвы фундамента находится подстилающий слой или прослойка слабого грунта, следует проверить устойчивости на сдвиг по слабому грунту.



Расчет фундамента по схеме глубинного сдвига. Расчет на опрокидывание.

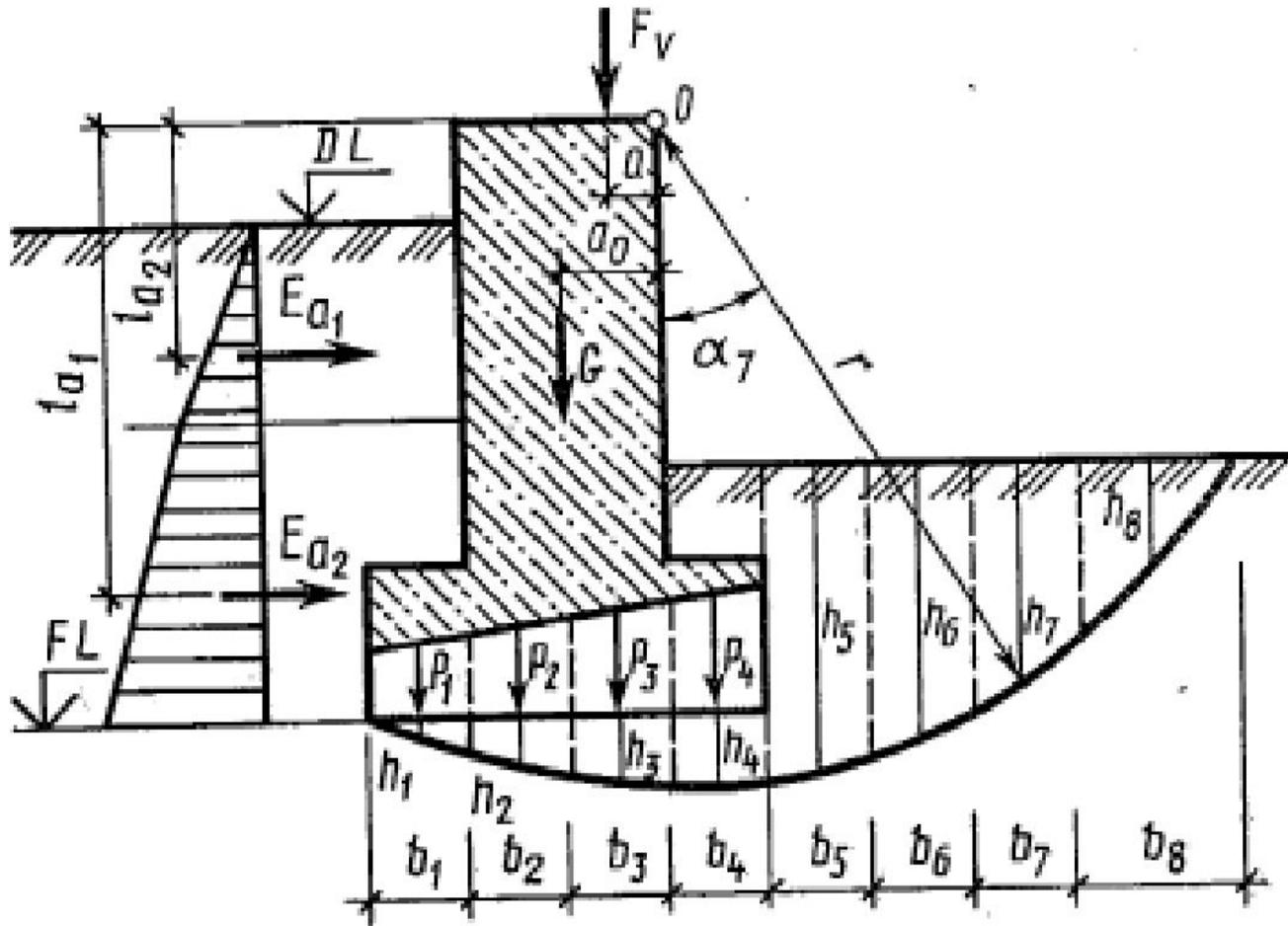


Схема к расчету устойчивости фундамента методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения



Устойчивость откосов и склонов. Общие положения

Откосом называется искусственно созданная поверхность, ограничивающая природный грунтовый массив, выемку или насыпь. Откосы образуются при возведении различного рода насыпей (дорожное полотно, дамбы, земляные плотины и т. д.); выемок (котлованы, траншеи, каналы, карьеры добычи-полезных ископаемых и т. п.) или при перепрофилировании территорий. Склоном называется откос, образованный природным путем и ограничивающий массив грунта естественного сложения.

При неблагоприятном сочетании разнообразных факторов массив грунтов, ограниченный откосом или склоном, может перейти в неравновесное состояние и потерять устойчивость.

Выбор оптимальной крутизны откосов при проектировании насыпей и выемок позволяет, с одной стороны, избежать аварии, а с другой - снизить объемы земляных работ, т. е. существенно удешевить строительство.

Основными причинами потери устойчивости откосов и склонов являются:

- устройство недопустимо крутого откоса или подрезка склона, находящегося в состоянии, близком к предельному;
- увеличение внешней нагрузки (возведение сооружений, складирование материалов на откос или вблизи его бровки);
- изменение внутренних сил (увеличение удельного веса грунта при возрастании его влажности или, напротив, влияние взвешивающего давления воды на грунты);
- неправильное назначение расчетных характеристик прочности грунта или снижение его сопротивления сдвигу за счет повышения влажности и других причин;
- проявление гидродинамического давления, сейсмических сил, различного рода динамических воздействий (движение транспорта, набивка свай и т. п.).



Устойчивость откосов и склонов. Общие положения

Обычно все эти факторы проявляются во взаимодействии, что необходимо иметь в виду при изысканиях и проектировании в каждом конкретном случае. Следует подчеркнуть, что в рассматриваемой проблеме важнейшую роль играет тщательный анализ инженерно-геологической обстановки объекта. Только на этой основе могут быть разработаны оптимальные расчетные схемы, выбраны соответствующие методы расчетов, назначены расчетные показатели физико-механических свойств грунтов и при необходимости определены мероприятия, повышающие устойчивость откосов и склонов.

Существуют достаточно простые, но часто употребляемые в промышленном и гражданском строительстве решения. При этом обычно анализируются два типа задач: 1) оценка устойчивости откоса или склона заданной крутизны; 2) определение оптимальной крутизны откоса или склона при заданном нормативном коэффициенте устойчивости. Коэффициент устойчивости часто принимается в виде $k_{уст} = \frac{tg\phi}{tg\phi'} = \frac{c}{c'}$, где ϕ , c – расчетные значения характеристик сопротивления сдвигу грунта, принятые в проекте по данным изысканий, ϕ' , c' – то же, соответствующие предельному состоянию откоса или склона.

Устойчивость откоса или склона считается обеспеченной, если выполняется условие: $k_{уст} \geq k_{уст}^H$ где $k_{уст}^H$ – нормативный коэффициент устойчивости, определяемый по формуле (6.32) или задаваемый проектом. Как правило, его значение находится в пределах 1,1..1,3.



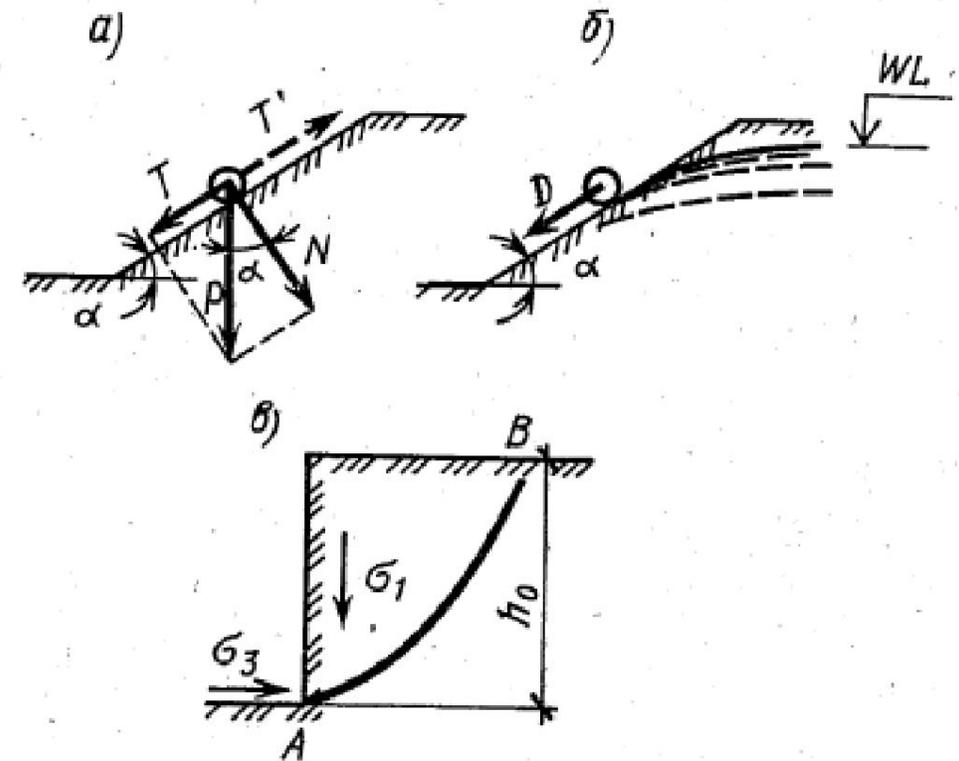
Устойчивость откоса в идеально сыпучих грунтах

Пусть имеется откос с углом заложения α при заданном значении расчетного угла внутреннего трения ϕ грунта, слагающего откос. Рассмотрим равновесие частицы, свободно лежащей на поверхности откоса. Поскольку грунт обладает только внутренним трением, устойчивость частицы обеспечена, если сдвигающая сила T будет равна или меньше удерживающей силы трения T' . Задавшись весом частицы P и учитывая, что коэффициент внутреннего трения грунта $f = \operatorname{tg} \phi$, это условие можно записать в виде $T = P \sin \alpha$; $T' = P \cos \alpha \operatorname{tg} \phi$; $T \leq T'$, откуда $\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \phi$ или $\alpha \leq \phi$.

Если угол заложения откоса равен или меньше угла внутреннего трения грунта, устойчивость откоса обеспечена. В предельном состоянии принимает вид $\alpha = \phi'$, т.е. предельное значение угла заложения откоса в сыпучих грунтах равно углу внутреннего трения грунта. Значение α часто называют углом естественного откоса. Тогда $\operatorname{tg} \phi' = \operatorname{tg} \phi / k_{\text{уст}}$; $\alpha = \operatorname{arctg} (\operatorname{tg} \phi / k_{\text{уст}})$, $k_{\text{уст}} = \operatorname{tg} \alpha / \operatorname{tg} \phi$.

При $k_{\text{уст}} \geq k_{\text{уст}}^H$ откос обладает необходимым запасом устойчивости.

При проектировании часто требуется определить угол заложения откоса, гарантирующий его устойчивость в соответствии с заданным нормативным коэффициентом устойчивости. В этом случае во второе уравнение вместо $k_{\text{уст}}$ нужно подставить $k_{\text{уст}}^H$: $\alpha = \operatorname{arctg} (\operatorname{tg} \phi / k_{\text{уст}}^H)$.



Схемы к расчету устойчивости откосов: а – идеально сыпучего грунта; б – то же, при действии фильтрационных сил; в – идеально связного грунта



Учет влияния фильтрационных сил

Если уровень подземных вод в массиве сыпучего грунта находится выше подошвы откоса, возникает фильтрационный поток, выходящий на его поверхность, что приводит к снижению устойчивости откоса. Тогда, рассматривая равновесие частицы на поверхности откоса, к сдвигающей силе необходимо добавить гидродинамическую составляющую D . Полагая, что кривая депрессии выходит на откос по касательной к его поверхности, т.е. под углом α , гидравлический градиент в точке выхода потока можно записать в виде $i = \sin \alpha$. Гидравлическая составляющая в единице объема грунта будет иметь вид $D = \gamma_w n i = \gamma_w n \sin \alpha$, где γ_w – удельный вес воды; n – пористость грунта.

Поскольку $\operatorname{tg} \phi'$ определяется соотношением (6.41), после преобразования выражения (6.45) получим формулу для определения коэффициента устойчивости откоса, сложенного идеально сыпучим грунтом с учетом действия фильтрационного потока:

$$k_{ycm} = \frac{\gamma_{sb} \operatorname{tg} \phi}{(\gamma_w n + \gamma_{sb}) \operatorname{tg} \alpha}$$

Отсюда угол заложения откоса при заданном нормативном коэффициенте устойчивости определяется как

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{\gamma_{sb} \operatorname{tg} \phi}{(\gamma_w n + \gamma_{sb}) k_{ycm}^n}$$



Устойчивость вертикального откоса в идеально связных грунтах ($\phi=0$; $c\neq 0$).

В отличие от сыпучих грунтов предельный угол заложения откосов, сложенных связными грунтами, не является постоянным и меняется с увеличением высоты откоса. Более того, если высота не превышает предельного значения h_0 , то связный грунт может держать вертикальный откос.

Максимальное главное напряжение в этой точке будет равно природному давлению, т. е. $\sigma_1 = \gamma h_0$. Поскольку откос ограничен свободной вертикальной поверхностью, минимальное главное напряжение в точке А будет равно нулю, т. е. $\sigma_3 = 0$. Учитывая, что для идеально связных грунтов $\phi=0$, и подставив в условие предельного равновесия (6.3) $h_0 = 2c/\gamma$.

$$k_{уст} = 2c/h\gamma.$$

Тогда высота вертикального откоса в идеально связных грунтах, отвечающего заданному запасу устойчивости, определится из (6.49) как $h = 2c / (k_{уст}^H \gamma)$.



Устойчивость вертикального откоса в грунтах, обладающих трением и сцеплением ($\phi \neq 0$; $c \neq 0$).

Предельное значение высоты вертикального откоса с заданным коэффициентом устойчивости:

$$h_0 = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)}$$

Учет внутреннего трения грунта приводит к некоторому увеличению предельной высоты вертикального откоса.

В практической деятельности важно иметь в виду, что сцепление глинистых грунтов очень активно реагирует на изменение влажности, резко уменьшаясь с увеличением последней. Поэтому при возможности интенсивного дополнительного увлажнения грунта водами из-за таяния снега и т. п. следует ожидать обрушения или частичного сползания незакрепленного вертикального откоса, запроектированного без учета, этих факторов.

Основным недостатком рассмотренных выше методов является то, что полученные решения справедливы при относительно однородных по физико-механическим свойствам массивах грунтов. В случае искусственно образованных откосов (откосы плотин, дамб, дорожного полотна и т. д.) такая ситуация встречается достаточно часто. Однако при оценке устойчивости откосов глубоких выемок (глубокие строительные котлованы, откосы карьеров) и природных склонов необходимо учитывать неоднородность грунтовых массивов. Кроме того, по инженерно-геологическим условиям потенциальные поверхности скольжения в массиве могут быть, очевидно, выраженными (прослой слабых грунтов, поверхности, ранее имевших место оползневых смещений, трещины в массивах скальных пород) и не совпадать с предсказываемыми теорией предельного равновесия.



Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения

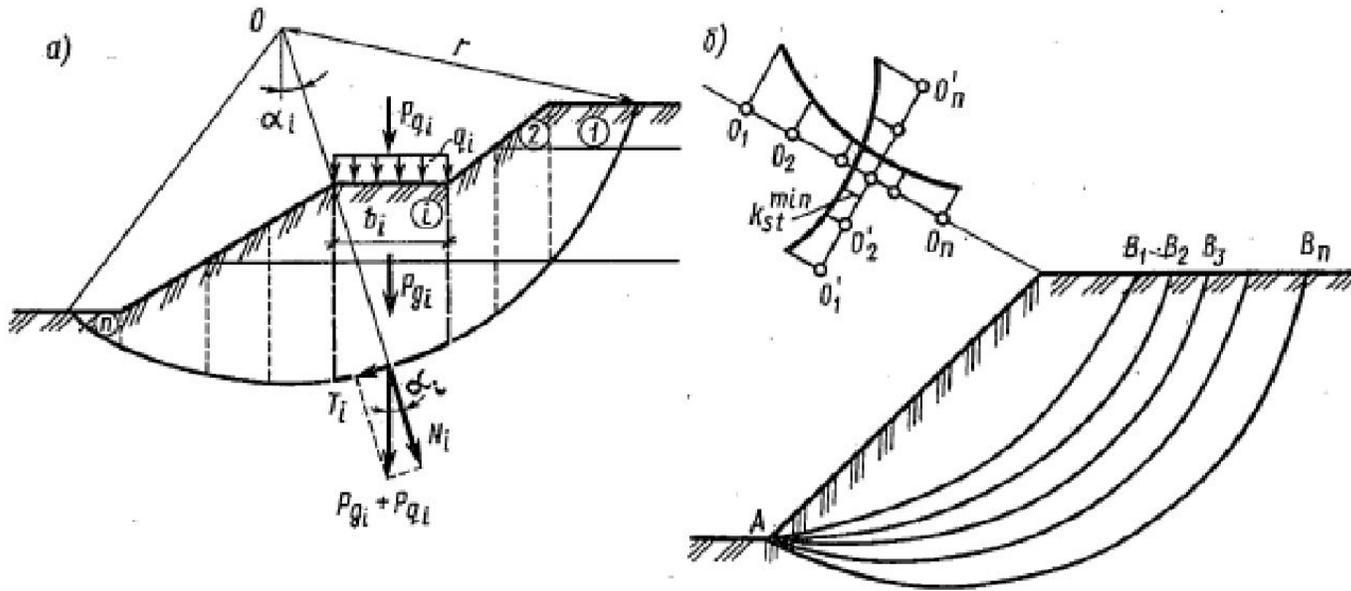


Схема к расчету устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения:
а – расчетная схема; б – определение положения наиболее опасной поверхности скольжения; 1, 2, – номера элементов

При $k_{уст} \geq k_{уст}^H$ устойчивость откоса массива грунта относительно выбранного центра вращения O считается обеспеченной. Сложность при практических расчетах заключается в том, что положение наиболее опасной поверхности скольжения неизвестно (неизвестно положение центра вращения и радиус дуги). Поэтому обычно проводится серия подобных расчетов при различных положениях центров вращения O и значениях r . Чаще всего наиболее опасная поверхность скольжения проходит в районе нижней точки (подшвы) откоса или склона.

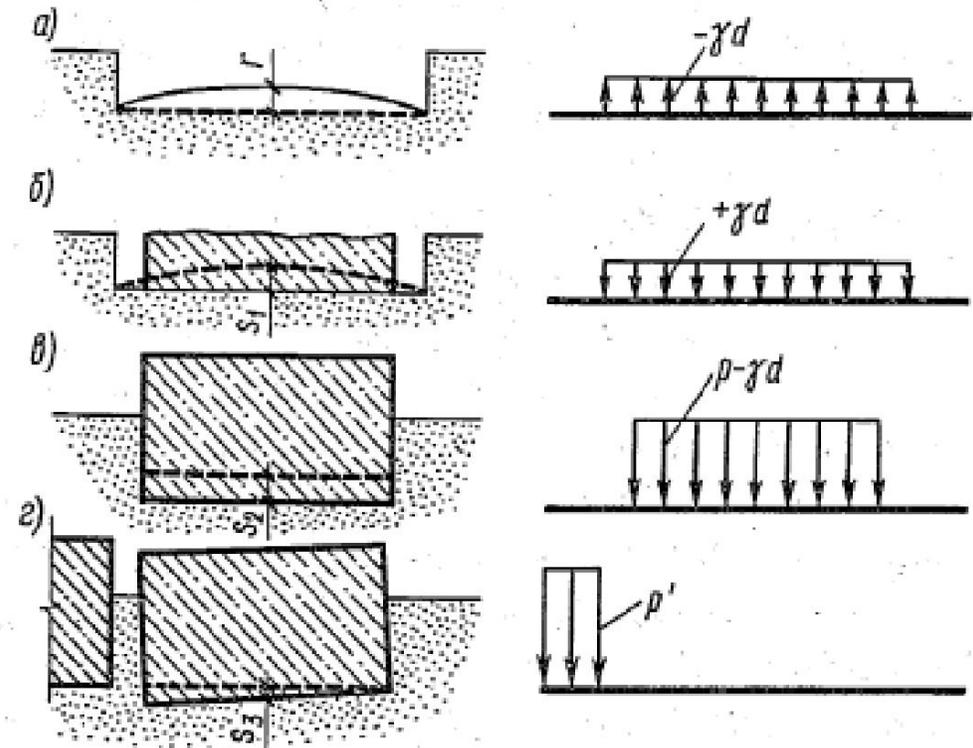


Деформации грунтов и расчет осадок оснований сооружений. Основные положения.

Как правило, они имеют неравномерный характер и вызывают перераспределение усилий в конструкциях сооружения. При определенных условиях это может затруднить нормальную эксплуатацию сооружения, а в некоторых случаях даже привести к его аварии.

Количественное прогнозирование деформации системы «сооружение - основание» представляет собой одну из наиболее сложных задач механики грунтов.

Первая стадия строительства всегда заключается в отрыве котлована под сооружение. При этом происходит разгрузка грунта ниже поверхности дна котлована на величину γd , где γ - удельный вес грунта, d - глубина котлована и в соответствии с этим подъем дна котлована. Естественно, что чем глубже котлован, тем интенсивнее проявляется разгрузка грунта, причем величина подъема дна будет неравномерной по ширине котлована - наименьшей вблизи подошвы откоса и наибольшей в среднем сечении. Выберем некоторое сечение и обозначим величину подъема через r (рис. 7.1, а).



Этапы строительства и эксплуатации сооружения, соответствующие им нагрузки и деформации основания



Основные положения

Следующую стадию строительства – возведение сооружения - можно условно разделить на 2 этапа: первый – когда нагрузка от строящегося сооружения достигает величины γd ; второй - когда после завершения строительства нагрузка возрастет еще на величину $p - \gamma d$, где p – среднее напряжение под подошвой построенного сооружения.

На первом этапе увеличение нагрузки вызовет осадку основания в рассматриваемом сечении на величину s_1 от положения дна котлована, определенного его подъемом. Величина этой осадки определится уже по ветви нагружения компрессионной кривой и не будет равной стреле подъема r . Возрастание нагрузки на втором этапе приведет к дальнейшему увеличению осадки s_2 уже от нового положения дна котлована (рис. 7.1, в).



Основные положения

Наконец, после завершения строительства в процессе эксплуатации сооружения возможны дополнительные воздействия (надстройка сооружения, изменение состояния грунтов основания, строительство новых сооружений вблизи построенного и т.д.). Эти воздействия приведут к дополнительным деформациям основаниям построенного сооружения. Например, строительство соседнего сооружения вызовет дополнительную местную нагрузку на основание p' , которая приведет к развитию дополнительной неравномерной по длине построенного сооружения осадки s_3 (рис. 7.1, г). Эти рассуждения можно было бы продолжить, но даже сейчас становится ясно, что полная деформация в некотором вертикальном сечении сооружения, отсчитываемая от проектного уровня подошвы фундамента, для рассматриваемого примера будет равна:

$$S = -r + s_1 + s_2 + s_3, \quad (7.1)$$

Причем каждая составляющая этой деформации при известных значениях нагрузок на каждом этапе строительства и известных законах деформирования при его нагружении и разгрузке может быть определена.



Основные положения

Важно отметить, что приведенный пример сильно упрощает реальную обстановку строительства. Здесь не учитывались многие факторы, имеющие место в действительности и оказывающие влияние на деформацию грунтов основания. К ним прежде всего относятся: пространственная жесткость сооружения и возможности передачи различных нагрузок на основание через отдельные фундаменты; неоднородность напластования и свойств грунтов в пределах пятна застройки; скорость приложения нагрузок в процессе строительства и длительность развития осадки грунтов; и т.п. Все эти факторы приводят к значительному осложнению рассматриваемой картины, поэтому проблема прогноза деформации оснований сооружений в целях инженерного проектирования основывается сейчас на ряде упрощающих предпосылок.

Под абсолютными перемещениями понимают осадку основания отдельного фундамента s и горизонтальное перемещение фундамента (или сооружения) u . К относительным перемещениям по СНиПУ относят средние осадки основания сооружений, относительную разность осадок двух фундаментов, крен фундамента и т.п. Относительные деформации могут быть найдены при определенных для различных фундаментов или сечений значениях абсолютных перемещений.

Расчет оснований фундамента по деформациям в настоящее время производится исходя из условия

$$s \leq s_u$$

где s – совместная деформация (осадка, горизонтальное перемещение и т.д.) основания и фундамента (сооружения), определенная расчетом; s_u – предельное значение этой величины, устанавливаемое соответствующими нормативными документами или требованиями проекта.



Основные положения

Выше неоднократно отмечалось, что опытная зависимость между осадками поверхности грунтового основания и действующими нагрузками $s = f(p)$ имеет нелинейный характер.

Однако в некотором интервале нагрузок, соответствующим фазе уплотнения грунта в основании, эта зависимость близка к линейной и развитие осадок во времени всегда имеет затухающий характер. В качестве максимального значения среднего давления p под подошвой фундамента, соответствующего границе фазы уплотнения, в настоящее время применяется расчетное сопротивление грунтов основания R (см. § 9.3). Это обосновывает возможность использования математического аппарата *теория линейного деформирования грунтов* для расчетов напряжений и деформаций основания при $p \leq R$. Процесс строительства сооружения при этом рассматривается как одноразовое нагружение грунтов основания, вызывающее их общее деформирование без разделения на восстанавливаемую и пластическую составляющие деформаций грунтов.

Несмотря на определенные недостатки, такой подход существенно упрощает математический аппарат расчетов деформаций. Оказывается возможным использовать теорию распределения напряжений в массиве грунтов, приведенную в гл. 5, и деформационные характеристики грунтов, рассмотренные в § 4.2.

Таким образом, одной из важнейших предпосылок рассмотренных в настоящей главе методов расчета деформаций грунтов является ограничение среднего давления под подошвой фундамента условием $p \leq R$.

Другой важной предпосылкой расчетов деформаций грунтов является введение понятия о *стабилизированных и нестабилизированных* (развивающихся во времени) перемещениях. Во многих случаях для инженерной практики представляют интерес только наибольшие (конечные, стабилизированные) перемещения, а время, в течение которого происходит стабилизация деформаций, не имеет существенного значения.



В то же время не всегда удастся ограничиваться определением только конечных величин осадок. Поясним сказанное на примере. Пусть имеется сооружение (рис. 7.2, а), фундамент 1 которого расположен на водонасыщенных глинистых, а фундамент 2 - на песчаных грунтах. Пусть также характеристики деформационных свойств грунтов, действующие нагрузки и размеры фундаментов таковы, что конечные осадки s_1 и s_2 будут практически одинаковы и равны s_∞ (рис. 7.2, б). Однако, поскольку время развития осадок водонасыщенных грунтов связано со скоростью фильтрации воды в грунте, а процессы фильтрации в глиняных грунтах протекают существенно медленнее, чем в песчаных, характер кривых $s = f(t)$ для этих фундаментов будет совершенно различным. Может оказаться так, что осадка фундамента 2 стабилизируется в течение срока строительства t , а осадки фундамента 1 к этому времени достигнет лишь некоторой доли конечной величины. Тогда к моменту окончания строительства разность осадок этих фундаментов Δs может оказаться больше, чем предельная для данного типа сооружения величина Δs_u . При этом сооружение может перестать соответствовать предъявленным к нему требованиям нормальной эксплуатации или даже претерпеть аварию, не достигнув времени стабилизации осадок обоих фундаментов.

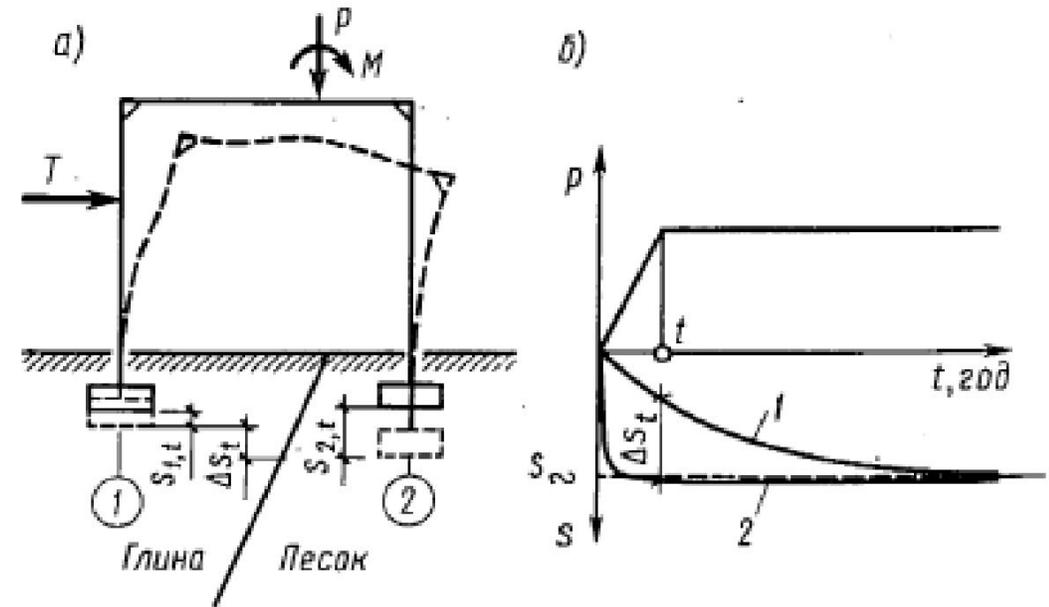


Схема сооружения и развитие осадок разных фундаментов во времени



Основные положения

В этом случае расчетом должен быть получен прогноз развития осадок каждого фундамента во времени и проведен анализ неравномерности деформаций сооружения для наиболее опасных периодов его строительства и эксплуатации. Такие расчеты выполняются в соответствии с *теорией фильтрационной консолидации грунтов*.

Наконец, может возникнуть еще более сложная ситуация, когда требуется учесть поэтапность возведения сооружения. Простейший случай такой задачи был рассмотрен в начале параграфа (подъем дна котлована при его разработке и последующая осадка при строительстве сооружения). Может также понадобится определить осадку сооружения при $r > R$. Подобные задачи решаются с помощью *нелинейной механики грунтов*.

