

## МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Главы М.1– М.16

### М.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

#### М.1.1. Какие вопросы рассматриваются в механике грунтов?

Механика грунтов научная дисциплина, в которой изучаются напряженно-деформированное состояние грунтов и грунтовых массивов, условия прочности грунтов, давление на ограждения, устойчивость грунтовых массивов против сползания и разрушения, взаимодействие грунтовых массивов с сооружениями и ряд других вопросов. Механика грунтов является составной частью геомеханики.

#### М.1.2. На результаты исследований каких дисциплин опирается механика грунтов?

Механика грунтов опирается на результаты научных исследований в области механики сплошных сред (сопротивления материалов, теории упругости, теории пластичности), инженерной геологии, инженерной гидрогеологии, гидравлики и гидромеханики, а также на результаты других инженерных дисциплин.

#### М.1.3. Какие задачи ставятся в механике грунтов?

Задачи прогноза механического поведения грунтов и грунтовых массивов. Для этого производятся:

- установление физических и механических свойств грунтов и возможности их использования в нужных целях, а в случае необходимости, и улучшение строительных свойств грунтов;
- определение напряженнодеформированного состояния грунтовых массивов, возможного его изменения в последующем;
- определение общей устойчивости этих массивов, взаимодействующих с инженерными сооружениями, или непосредственно устойчивости их самих, если они являются сооружениями.

Таким образом, основная задача – это оценка состояния в настоящий момент и прогноз дальнейшего поведения грунтов и массивов из них, прогноз происходящих в них процессов.

#### М.1.4. Какие основные задачи стоят перед фундаментостроением?

Фундаменты зданий и сооружений должны быть:

- технически выполнимыми в данных конкретных условиях;
- наиболее подходящими для данного объекта;
- удовлетворяющими эксплуатационным требованиям;
- экономически оптимальными;
- удовлетворяющими требованиям безопасности;
- удовлетворяющими экологическим требованиям.

Должны учитываться естественные и технологические процессы, связанные со строительством и существованием фундаментов в пределах сроков, установленных для нормальной эксплуатации зданий или сооружений.

#### М.1.5. Что называется основанием?

Основанием называется массив грунта, находящийся непосредственно под сооружением и рядом с ним, который деформируется от усилий, передаваемых ему с помощью фундаментов. Если строительные свойства грунтов

основания мы специально не улучшаем и не изменяем, то такое основание называется естественным в отличие от искусственного основания, в котором строительные свойства грунтов преднамеренно нами улучшены для того, чтобы уменьшить сжимаемость грунтов, увеличить их прочность, изменить водопроницаемость и др.

Основания, созданные искусственно уложенными грунтами в результате отсыпки с уплотнением или намыва, также называются искусственными.

#### **М.1.6. Что называется фундаментом?**

Фундаментом называется подземная или подводная часть здания или сооружения, служащая для передачи усилий от него на грунты основания и, по возможности, более равномерного их распределения, а также уменьшения величины давлений до требуемых значений.

#### **М.1.7. В каких областях строительства используются результаты механики грунтов?**

В основном результаты механики грунтов используются в строительстве:

- в промышленном и гражданском;
- в гидротехническом;
- транспортном (автодорог и железных дорог);
- мостов;
- аэродромов;
- подземном;
- военных объектов и объектов специального назначения;
- сельскохозяйственном;
- линейных объектов (линий электропередач, трубопроводов);
- объектов энергетического хозяйства.

#### **М.1.8. С какими дисциплинами строительного профиля в основном связано фундаментостроение?**

Фундаментостроение в основном связано со следующими дисциплинами: строительная механика; сопротивление материалов; технология строительного производства; экономика строительства; механизация; экология строительства; строительные материалы; инженерная геология; инженерная гидрогеология; механика грунтов; математическая статистика; теория надежности; техника безопасности строительства и др.

#### **М.1.9. Когда и где в нашей стране вышел первый курс "Основания и фундаменты"?**

Первый курс "Основания и фундаменты" был издан в России в Петербурге в 1869 г. Автором был профессор, военный инженер Николаевской инженерной академии В.М.Карлович (1834-1892). Им также был издан в 1891 г. "Курс строительной механики". Широко был известен "Краткий курс оснований и фундаментов" профессора В.И.Курдюмова (1853-1904), выдержавший три издания в 1891, 1902 и 1916 годах

#### **М.1.10. Когда вышла в России первая книга по механике грунтов и кто ее автор?**

Первой фундаментальной книгой по механике грунтов следует считать монографию профессора К.Терцаги (1883-1963), вышедшую в 1925 г. и переведенную под названием "Строительная механика грунтов". Она издана в 1933 году под редакцией и с примечаниями Н.М.Герсеванова.

#### **М.1.11. Когда в нашей стране впервые вышел учебник по курсу "Механика грунтов"?**

Первый учебник "Основы механики грунтов" был издан в 1934 г. Его автор профессор Н.А.Цытович (1900-1984). Этот учебник автором далее неоднократно дополнялся и переиздавался в 1940, 1951 и 1963 годах. В последующем четыре раза издавался его краткий курс "Механика грунтов" в 1969, 1973, 1979 и 1983 годах.

### **М.1.12. В каких наших учебниках по дисциплине "Основания и фундаменты", изданных в последнее время, имеются обстоятельные разделы, посвященные механике грунтов?**

Разделы по механике грунтов с подробным изложением ее основ имеются в учебниках: Ухов С.Б. и др. "Механика грунтов, основания и фундаменты", изд. АСВ, Москва, 1994 г., а также Б.И.Далматов "Механика грунтов, основания и фундаменты", Стройиздат, Ленинград, 1988 г.

## **М.2. ГРУНТЫ**

### **М.2.1. Как подразделяются по своему происхождению горные породы?**

По своему происхождению они подразделяются на:

- магматические, изверженные, образовавшиеся в результате застывания магмы; они имеют кристаллическую структуру и классифицируются как скальные грунты;
- осадочные; они образовались в результате разрушения и выветривания горных пород с помощью воды и воздуха и образуют скальные и нескальные грунты;
- метаморфические, которые образовались в результате действия на метаморфические и осадочные породы высоких температур и больших давлений; они классифицируются как скальные грунты.

### **М.2.2. В результате каких процессов образовались нескальные грунты?**

Нескальные грунты образовались в результате длительного физического и химического выветриваний прочных осадочных скальных пород, вызвавших их разрушение.

### **М.2.3. Как по своему происхождению можно подразделить осадочные отложения?**

Осадочные отложения подразделяются на континентальные и морские. К морским относятся отложения как современных, так и древних морей. Морские отложения – это глины, илы, ракушечники. Для них характерно засоление.

### **М.2.4. К каким геологическим системам относятся грунты?**

Грунты чаще всего являются наиболее "молодыми" осадочными отложениями и относятся к четвертичной геологической системе.

### **М.2.5. Какие основные группы грунтовых образований вы можете назвать?**

Грунты образуются из:

- первичных минералов (кварц, полевые шпаты, слюда и др.);
- вторичных глинистых минералов (монтмориллонит, каолинит), образовавшихся в процессе выветривания горных пород;
- солей (сульфатов, карбонатов);
- органических веществ.

### **М.2.6. Какие вы можете назвать генетические типы континентальных отложений?**

В континентальных отложениях выделяют: аллювий (перенесен речными водными потоками); делювий (откадывается у склонов вблизи места возникновения); элювий (залегает в месте возникновения); золотые отложения (перенос частиц осуществляется ветром); ледниковые и водноледниковые отложения.

### **М.2.7. Что следует называть грунтом?**

Грунтами называют любые горные породы коры выветривания земли – сыпучие или связные, прочность связей у которых между частицами во много раз меньше, чем прочность самих минеральных частиц, или эти связи между

частицами отсутствуют вовсе. Есть и другое определение грунтов: это горные породы, являющиеся объектом инженерностроительной деятельности человека. Скальные породы и почвы также именуется грунтами.

### **М.2.8. Из чего состоят грунты?**

Грунты состоят из:

- твердых частиц;
- воды в различных видах и состояниях (в том числе льда при нулевой или отрицательной температуре грунта);
- газов (в том числе и воздуха).

Вода и газы находятся в порах между твердыми частицами (минеральными и органическими). Вода может содержать растворенные в ней газы, а газы могут содержать пары воды.

### **М.2.9. Что понимается под структурой грунта?**

Под структурой грунта понимается размер, форма и количественное (процентное) соотношение слагающих грунт частиц.

### **М.2.10. Что понимается под текстурой грунта?**

Под текстурой грунта понимается пространственное расположение элементов грунта с разным составом и свойствами. Текстура характеризует неоднородность строения грунта в пласте залегания.

Текстура бывает массивной, слоистой и сетчатой.

### **М.2.11. Как можно подразделить структурные междучастичные связи в грунтах?**

Их можно подразделить на жесткие (кристаллизационные) связи и пластичные, вязкие связи (водноколлоидные). Жесткие связи более характерны для скальных грунтов, пластичные связи – главным образом для глинистых грунтов.

Жесткие связи могут быть растворимыми в воде или нерастворимыми. При растворении жестких кристаллизационных связей на их месте могут возникать водноколлоидные связи.

### **М.2.12. В каком виде в грунтах встречается вода?**

Вода в грунтах встречается в свободном и связанном состоянии. Свободная вода – это гравитационная вода, перемещающаяся за счет собственного веса и возникающего перепада давлений, а также капиллярная вода.

Связанная вода подразделяется на прочносвязанную воду (слой из 13 молекул, окружающих глинистую частицу и притягивающихся к ней с большой силой), и рыхлосвязанную воду, тонким слоем примыкающую к прочносвязанной воде. Рыхлосвязанная вода почти в тысячу раз слабее притягивается к частице, чем прочносвязанная. Прочносвязанную воду можно отделить от частиц только выпариванием. Рыхлосвязанную воду можно отделить с помощью выдавливания, создавая давление до нескольких мегапаскалей, или с помощью центрифуги. Капиллярная вода перемещается благодаря поверхностному натяжению менисков.

### **М.2.13. В каком виде встречаются газы в грунтах?**

Газы могут находиться:

- в свободном состоянии, сообщаясь с атмосферой;
- в замкнутом пространстве в виде пузырьков;
- в растворенном в жидкости (воде) состоянии.

Вследствие изменения давления в жидкости в порах (в воде) и температуры вода может выделяться из газа (конденсироваться) и, наоборот, газ может растворяться в жидкости (в воде).

Пузырьки газов, растворенных в поровой воде, ускоряют сжатие скелета. Газы, имеющие сообщение с атмосферой, на скорость сжатия грунта практически не влияют.

#### М.2.14. Чем могут служить грунты?

Грунты могут служить:

- основанием зданий и сооружений;
- средой для размещения в них сооружений (труб, подземных сооружений, тоннелей, станций метрополитена и др.);
- материалом для сооружений (насыпи, земляные плотины, сырье для изготовления строительных материалов) (рис. М.2.14).

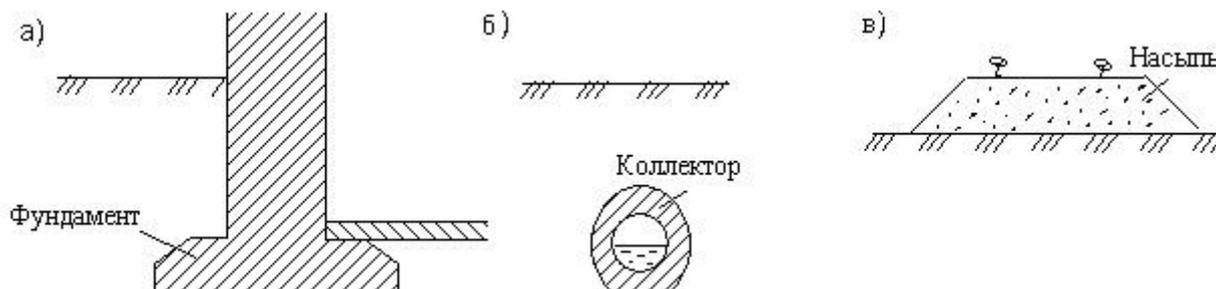


Рис. М.2.14. Использование грунтов:  
а как основания; б как среды для размещения сооружений; в как материала для сооружений

#### М.2.15. Какова крупность крупнообломочных, песчаных, пылеватых и глинистых частиц?

Крупнообломочные частицы имеют размер крупнее 2 мм, песчаные – от 2 мм до 0,05 мм, пылеватые от 0,05 мм до 0,005 мм и глинистые менее 0,005 мм; частицы мельче 0,0001 мм называются коллоидными.

#### М.2.16. Какую площадь поверхности имеют песчаные и глинистые частицы (на 1 г массы)?

Песчаные частицы имеют удельную поверхность до 0,05 м<sup>2</sup>/г. Глинистые частицы имеют удельную поверхность у каолина до 10 м<sup>2</sup>/г и у монтмориллонита до 800 м<sup>2</sup>/г.

### М.3. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА И КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

#### М.3.1. Какие физические характеристики грунта являются основными?

Основными физическими характеристиками грунта являются:

- удельный вес грунта  $\gamma$  ;
- удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$ ;
- природная влажность  $w$ .

Остальные физические характеристики могут быть вычислены с их использованием.

#### М.3.2. Что называется удельным весом грунта $\gamma$ (ранее назывался объемным весом грунта)? Что называется удельным весом сухого грунта (ранее назывался объемным весом скелета грунта)?

Удельным (ранее объемным) весом грунта  $\gamma$  называется отношение полного веса образца грунта к полному объему, который он занимает, включая объем пор. Размерность [кН/м<sup>3</sup>]. Удельным весом сухого грунта  $\gamma_d$  называется отношение веса высушенного грунта к полному объему, который он занимает, включая объем пор.

#### М.3.3. Что называется удельным весом частиц грунта $\gamma_s$ (ранее назывался удельным весом грунта)?

Удельным весом частиц грунта  $\gamma_s$  (ранее назывался удельным весом грунта) называется отношение веса частиц грунта к объему, который они занимают. Размерность  $[\text{кН}/\text{м}^3]$ .

### М.3.4. Каким способом можно измерить объем глинистого грунта с целью определения его удельного веса?

Двумя способами:

- 1) по объему вытесненной воды при погружении в нее грунта, который предварительно парафинируется для предотвращения размокания и попадания воды внутрь образца;
- 2) с помощью режущего кольца, объем внутренней полости которого определяется замером и которое полностью заполняется грунтом.

### М.3.5. Что больше – удельный вес грунта $\gamma$ или удельный вес частиц грунта $\gamma_s$ и почему?

Вес высушенного образца грунта меньше, чем вес грунта, содержащего влагу, но полный объем грунта, содержащего поры, намного больше, чем объем, занимаемый частицами (то есть без учета пор), поэтому удельный вес частиц грунта больше, чем удельный вес грунта, то есть  $\gamma_s > \gamma$ .

### М.3.6. Что называется пористостью грунта $n$ ? Что называется коэффициентом пористости грунта $e$ ? В каких пределах могут изменяться пористость и коэффициент пористости грунта?

Пористостью  $n$  грунта называется отношение объема пор к полному объему образца грунта. Коэффициентом пористости  $e$  или относительной пористостью называется отношение объема пор в образце к объему, занимаемому его твердыми частицами – скелетом, то есть

$$e = \frac{n}{1 - n}.$$

Теоретически пористость  $n$  изменяется в пределах от нуля (поры отсутствуют) до единицы (скелет отсутствует). Соответственно коэффициент пористости  $e$  изменяется от нуля (поры отсутствуют) до бесконечности (скелет отсутствует). Пористость не может быть больше единицы, в то время как коэффициент пористости может быть больше единицы (например у лессов, торфа). Коэффициент пористости равен единице, если объем пор равен объему, занятому твердыми частицами.

### М.3.7. От чего зависит удельный вес грунта $\gamma$ ?

Удельный вес грунта  $\gamma$  зависит от удельного веса частиц грунта  $\gamma_s$ , его пористости  $n$  и влажности  $w$ .

### М.3.8. От чего зависит удельный вес частиц грунта $\gamma_s$ ?

Удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$  зависит от минералогического состава скелета грунта и степени их дисперсности. У глины он больше, чем у песка при одних и тех же образующих грунт минералах. В глинистом грунте поверхность частиц намного больше, чем в песчаном, поэтому и большая возможность окисления и проявления поверхностных явлений. Удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$  от его пористости  $n$  не зависит.

### М.3.9. Что называется влажностью грунта и какой она бывает? Может ли влажность грунта быть больше единицы (100 %)?

Влажность грунта бывает весовой и объемной. Весовой влажностью называется отношение веса воды в образце грунта к весу твердых частиц грунта (скелета). Объемной влажностью называется отношение объема воды в образце грунта к объему, занимаемому твердыми частицами (скелетом грунта). Для одного и того же грунта весовая влажность меньше, чем его объемная влажность. Влажность грунта может быть больше единицы или 100 % (например у ила, торфа). Поэтому

$$w = \frac{Y - Y_d}{Y_d} = \frac{Y}{Y_d} - 1.$$

### М.3.10. Каким образом связаны между собой коэффициент пористости $e$ , удельный вес грунта $\gamma$ , удельный вес частиц грунта $\gamma_s$ и его весовая влажность $w$ ?

Эти величины связаны формулой

$$e = \frac{(1+w)\gamma_s}{\gamma} - 1.$$

**М.3.11. Что называется коэффициентом (индексом) водонасыщенности грунта  $S_r$  и в каких пределах он изменяется?**

Коэффициентом (индексом) водонасыщенности, или степенью влажности грунта, называется отношение природной влажности грунта  $w$  к влажности, соответствующей полному заполнению пор водой,  $w_{sat}$ . Коэффициент водонасыщенности  $S_r$  изменяется от нуля (для абсолютно сухого грунта) до единицы (для полностью водонасыщенного грунта). Он вычисляется по формуле

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}.$$

где  $\gamma_w$  удельный вес воды.

Грунты называются маловлажными при  $S_r < 0,5$ , влажными при  $0,5 < S_r < 0,8$  и насыщенными водой при  $S_r > 0,8$  (рис. 3.11).

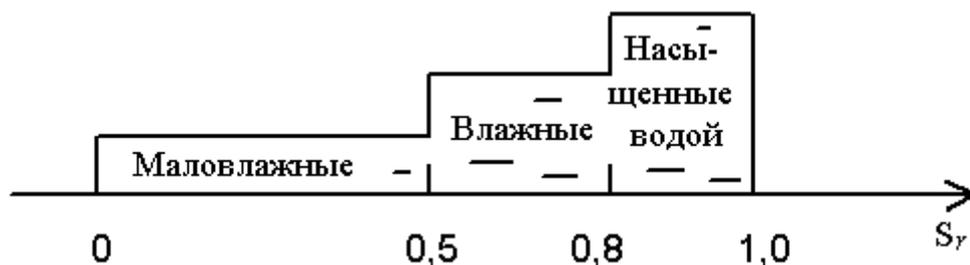


Рис.3.11. Классификация грунтов по водонасыщенности

**М.3.12. Чему равен удельный вес взвешенного в воде грунта?**

Удельный вес взвешенного в воде грунта  $\gamma_{sb}$  равен удельному весу грунта в атмосфере  $\gamma$  за вычетом удельного веса воды  $\gamma_w$  то есть

$$\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w.$$

Эта формула пригодна для грунта с любой водонасыщенностью, то есть при полном и неполном заполнении пор водой (в этом случае считается, что воздух, имеющийся в грунте, не замещается водой). Удельный вес грунта, но с полностью заполненными водой порами ( $w = w_{sat}$ ), то есть когда

$$w = w_{sat} = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s}$$

может быть определен по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}.$$

**М.3.13. Для каких целей нужны классификация грунтов и классификационные показатели?**

Классификация грунтов необходима для объективного присвоения грунту одного и того же наименования и установления его состояния вне зависимости от того, кем и в каких целях они производятся. Наименование и состояние грунта устанавливаются по классификационным показателям.

### М.3.14. Как подразделяются крупнообломочные грунты?

Крупнообломочные грунты подразделяются в зависимости от преобладающей крупности частиц из анализа их гранулометрического состава по степени ее убывания. Они подразделяются на валунные, галечниковые и гравийные грунты. При наличии значительного количества песчаного или глинистого заполнителя пор крупнообломочного грунта (до 3040 %) должны приводиться также сведения об этом заполнителе.

По наличию в них влаги, характеризуемой величиной  $S_r$ , крупнообломочные грунты могут быть маловлажными, влажными и насыщенными водой.

### М.3.15. Как подразделяются песчаные грунты?

Песчаные грунты подразделяются в зависимости от преобладающей крупности частиц по весу на:

- гравелистые;
- крупные;
- средней крупности;
- мелкие;
- пылеватые.

По состоянию песок может быть плотным, средней плотности и рыхлым. По водонасыщению он может быть маловлажным, влажным и насыщенным водой.

Состояние песка определяется по его коэффициенту пористости  $e$ . Пески гравелистые, крупные и средней крупности при  $e < 0,55$  именовются плотными, при  $0,55 < e < 0,7$  средней плотности и при  $e > 0,7$  – рыхлыми. Мелкие пески при  $e < 0,6$  плотные, при  $0,6 < e < 0,75$  – средней плотности и при  $e > 0,75$  рыхлые. Пылеватые пески при  $e < 0,6$  также плотные, при  $0,6 < e < 0,8$  средней плотности и при  $e > 0,8$  они считаются рыхлыми.

### М.3.16. Что называется индексом плотности и в каких пределах он изменяется? Применяется ли это понятие к глинистым грунтам? Если индекс плотности равен единице плотный или рыхлый это грунт?

Индексом плотности сыпучих грунтов  $I_D$  называется отношение

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}},$$

которое изменяется в пределах от нуля до единицы, где  $e_{\max}$  – коэффициент пористости предельно рыхлого грунта,  $e_{\min}$  – коэффициент пористости предельно плотного грунта,  $e$  – коэффициент пористости природного песка. К глинистым грунтам индекс плотности не применяется.

Если степень плотности  $I_D$  изменяется в пределах от нуля до  $1/3$ , то грунт рыхлый, если он изменяется в пределах от  $1/3$  до  $2/3$ , то песок имеет среднюю плотность, а если более  $2/3$ , то он плотный. Предельно плотный грунт имеет  $I_D=1$  (рис.М.3.16).



**М.3.17. Что называется числом (индексом) пластичности  $I_p$  глинистого грунта и что оно показывает?**

Числом (индексом) пластичности глинистого грунта называется разность между влажностями на границе текучести  $w_L$  и на границе раскатывания или пластичности  $w_p$ . Число (индекс) пластичности коррелятивно связано с процентным содержанием в грунте глинистых частиц и может служить классификационным показателем для отнесения глинистого грунта к супеси, суглинку или глине.

При  $1 < I_p \leq 7$  глинистый грунт называется супесью, при  $7 < I_p \leq 17$  называется суглинком и при  $I_p > 17$  – глиной. В данном случае  $w_p$  и  $w_L$  выражены в процентах (рис.М.3.17).



Рис.М.3.17. Классификация глинистых грунтов:

а - по числу пластичности; б - по состоянию (консистенции)

**М.3.18. Зависит ли или нет число (индекс) пластичности  $I_p$  от естественной влажности глинистого грунта  $w$  или нет и почему?**

От естественной влажности число пластичности  $I_p$  не зависит, поскольку влажность на границе текучести  $w_L$  и раскатывания  $w_p$  определяется на искусственно приготовленном из сухого размельченного высушенного порошка грунтовым тесте.

**М.3.19. Что такое показатель консистенции  $I_L$  (индекс текучести) глинистого грунта и зависит ли он от естественной влажности  $w$ ? В каких пределах он изменяется?**

Показатель консистенции  $I_L$  (индекс текучести) глинистого грунта характеризует состояние глинистого грунта (густоту, вязкость), линейно зависит от естественной влажности, может быть как отрицательным (твердые грунты), так и положительным, в том числе и более единицы (грунты текучей консистенции). При изменении  $I_L$  в пределах от нуля до единицы грунты имеют пластичную консистенцию.

Показатель консистенции  $I_L$  определяется в долях единицы по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}.$$

Для суглинков и глин диапазон изменения  $I_L$  от нуля до единицы (пластичное состояние) подразделяется на четыре равных поддиапазона: грунты полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные и текучепластичные (рис.М.3.19).

**М.3.20. Где и как обычно определяются показатели физических свойств грунтов?**

Показатели физических свойств определяются на образцах грунтов, отобранных из грунтового массива, в стационарных лабораториях или полевых лабораториях, находящихся близ стройплощадок, по стандартизированным методикам.

Показатели некоторых физических свойств грунтов могут определяться непосредственно в полевых условиях без отбора образцов с применением косвенных способов исследования, например зондирования.

### М.3.21. Что называется зондированием грунта и для чего оно служит? Что измеряется при статическом зондировании? Что измеряется при динамическом зондировании?

Зондированием грунта называется погружение в грунт конуса стандартного размера. Зондирование служит для оценки плотности песчаных грунтов и консистенции глинистых грунтов, выявления слабых прослоек грунта. При статическом зондировании измеряется усилие погружения (задавливания домкратом) конуса, при динамическом зондировании – количество ударов, необходимое для погружения конуса также на заданное расстояние по глубине.

В результате статического зондирования строятся графики зависимости удельного сопротивления погружению конуса с углом при вершине  $60^\circ$  в зависимости от глубины залегания грунтов, в которые он вдавливаются. При этом боковое сопротивление погружению штанги, на которую насажен конус, исключается.

В результате динамического зондирования строятся графики зависимости количества ударов для погружения стандартного конуса (на 10 см) или пробоотборника в зависимости от залегания тех или иных пластов грунта (рис.М.3.21).

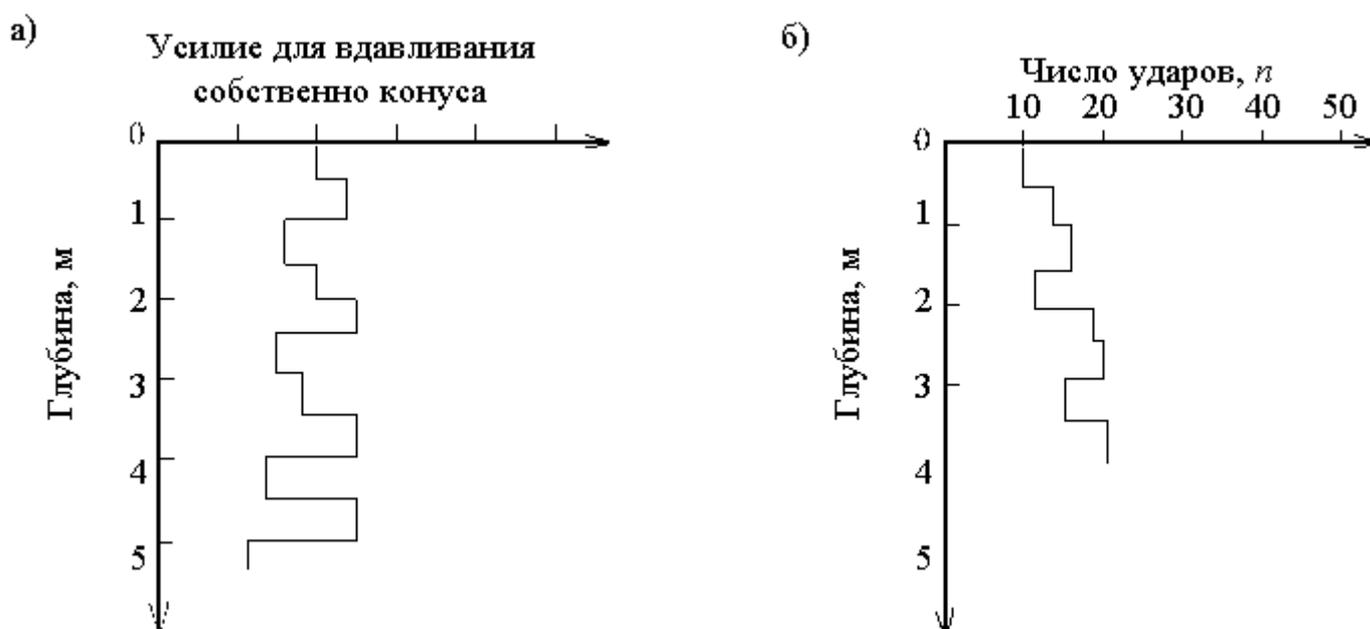


Рис.М.3.21. Интерпретация результатов зондирования по глубине, м:

а - статического; б - динамического

После проведения зондирования выявляются слабые слои грунтов основания и дается не только качественная, но и количественная оценка сопротивления грунтов внедрению конуса.

### М.3.22. Где и каким образом определяются характеристики (показатели) свойств грунтов?

Показатели физических свойств грунтов определяются либо на отобранных в натуре в массиве образцах грунтов, либо непосредственно путем испытания грунтов, находящихся в грунтовом массиве, то есть в полевых условиях. При испытаниях следует выполнять требования соответствующих ГОСТов, если они имеются, или ведомственных нормативных документов. Для испытаний используются стационарные либо полевые лаборатории. Предпочтительными являются прямые методы испытаний, но в ряде случаев используются результаты косвенных методов исследования.

### М.3.23. Какие показатели свойств грунтов следует полагать для последующих расчетов приемлемыми?

Наиболее приемлемыми для последующего использования в расчетах следует полагать показатели (характеристики) определений, произведенных для данных конкретных разновидностей грунтов. Однако за неимением результатов таких определений можно воспользоваться результатами испытаний аналогичных грунтов, но достаточно близких к тем, которые залегают в основании сооружения. Можно иногда воспользоваться

результатами, полученными в данной местности и в другое время ранее или, наконец, результатами других статистических обобщений. Все это зависит от важности, назначения и категории объекта.

### М.3.24. Какое количество испытаний следует считать минимально достаточным для последующего осреднения результатов?

Минимально в математической статистике принято считать достаточным 6 определений. Однако, чем большее количество результатов определений введено в формулу для статистического нахождения среднего значения, тем "точнее" оказывается результат. В обработку вводятся результаты одной статистической совокупности, характеризующей данный массив. Если прослеживается закономерность в изменении частных интересующих нас значений показателя от точки к точке в одном направлении, то тогда их нельзя обычным путем вводить в одну статистическую совокупность.

### М.3.25. Каким образом устанавливаются показатели (характеристики) физических свойств грунтов, нужные для расчетов?

Нормативными считаются средние значения показателей или характеристик, определяемые как среднеарифметические. Если характеристику обозначить через  $X$ , а  $X_i$  – ее значение, полученное в одном из опытов,

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

число которых  $n$ , то среднее значение будет  $\bar{X}$ . Чтобы использовать в расчете характеристику, следует найти ее расчетное значение  $X_n = \gamma_n \bar{X}$ , где  $\gamma_n$  – безразмерный коэффициент надежности. Часто принимается, что  $\gamma_n = 1$ .

### М.3.26. Какие виды ошибок бывают при определении показателей физических свойств грунтов?

Ошибки могут быть прямыми, связанными с применением неправильной методики определения или плохой аппаратурой – это ошибки систематические. Для грунтов характерно свойство флуктуации, то есть случайных отклонений величин характеристик, которые характеризуют систему из большого числа элементов, от их среднего значения. Ошибки, точнее отскоки, могут быть большими. Такие ошибки называются грубыми, и эти величины исключаются из дальнейшего рассмотрения.

Ошибки  $\varepsilon_i$  величин, включаемых в рассматриваемую совокупность, из которой исключены большие случайные отскоки, устанавливаются как разности  $\varepsilon_i = X_i - \bar{X}$ . Относительные ошибки вычисляются по формуле

$$\delta_i = \frac{\varepsilon_i}{\bar{X}} = \frac{X_i}{\bar{X}} - 1.$$

Средние значения ошибок вычисляются либо как

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\sum_{i=1}^n |X_i - \bar{X}|}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n |\varepsilon_i|}{n},$$

либо как среднеквадратичные отклонения, равные

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}.$$

## М.4. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

### М.4.1. Чем обуславливается сжимаемость грунтов? За счет чего происходит сжатие полностью водонасыщенных грунтов?

Сжимаемость грунтов обуславливается изменением их пористости вследствие переупаковки частиц, ползучестью водных оболочек, вытеснением воды из пор грунта. Сжатие полностью водонасыщенных грунтов возможно только при условии вытеснения воды из пор грунта.

**М.4.2.** Для чего служит одометр? Начертите его схему. Какие условия применительно к напряжениям и деформациям в ней накладываются на образец грунта?

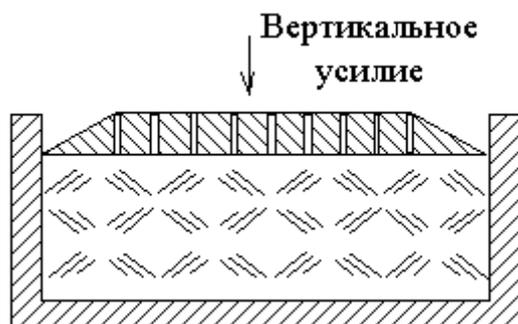


Рис. М.4.2 Схема одометра (компрессионного прибора)

Одометр – прибор, служащий для определения сжимаемости грунта. Деформации в одометре возможны только в вертикальном направлении, горизонтальные деформации отсутствуют. Вертикальное напряжение изменяется ступенями и является известным, боковые напряжения реактивные и остаются неизвестными. Деформации измеряются в зависимости от усилия, приложенного на штамп. На рис. М.4.2. показана схема одометра.

**М.4.3.** В каких координатах изображается компрессионная кривая? Какой вид имеет зависимость между осадкой штампа одометра и вызывающей ее нагрузкой? Начертите график.

Компрессионная кривая изображается в координатах: коэффициент пористости  $e$  – давление  $p$ , МПа. Для полностью водонасыщенных глинистых грунтов она может быть представлена в координатах: влажность  $w$  – давление  $p$ , МПа. Зависимость осадки штампа  $s$ , мм, от нагрузки  $p$ , МПа, представлена на графике (рис.М.4.3.).

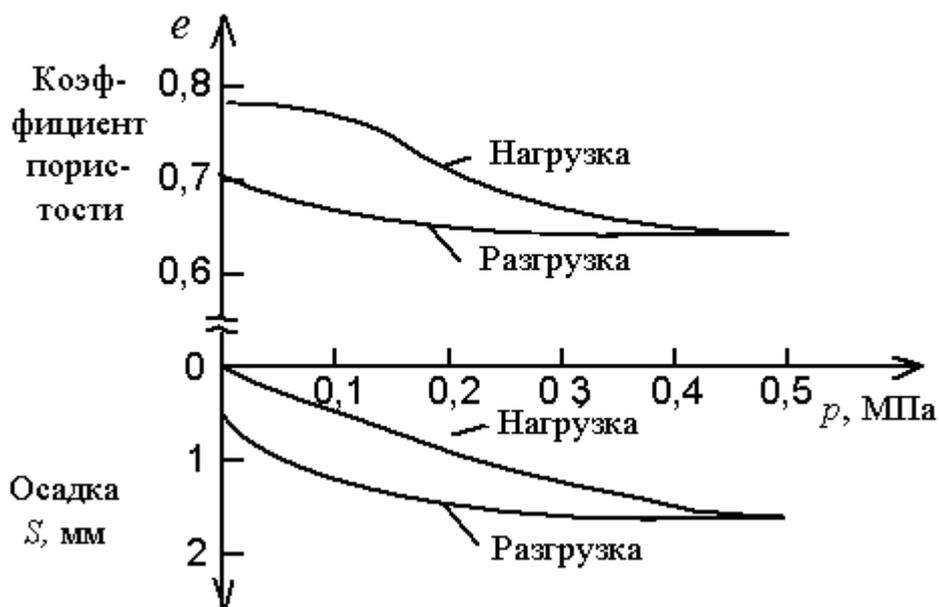


Рис. М.4.3. Компрессионная кривая

С увеличением давления кривая становится более полой, так как грунт при этом постепенно уплотняется и становится менее сжимаемым.

**М.4.4.** Как записывается закон сжимаемости в дифференциальной и разностной формах?

Закон сжимаемости в дифференциальной форме имеет вид

$$\frac{de}{dp} = -m_0,$$

где  $e$  – коэффициент пористости,  $p$  – давление,  $m_0$  – коэффициент сжимаемости, МПа<sup>-1</sup>. Знак минус перед  $m_0$  вызван тем, что при увеличении давления коэффициент пористости уменьшается. В разностной форме этот закон записывается в следующем виде:

$$m_0 = -\frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}$$

и формулируется так: отношение приращений коэффициента пористости и давления есть величина постоянная, равная коэффициенту сжимаемости с обратным знаком.

**М.4.5. Что называется коэффициентом сжимаемости  $m_0$  и коэффициентом относительной сжимаемости  $m_v$ ? Какова их размерность?**

Коэффициентом сжимаемости называется отношение приращений коэффициента пористости и давления  $m_0$ .

Коэффициент относительной сжимаемости  $m_v$ , то есть величина  $m_0$ , деленная на  $1 + e_0$

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0},$$

где  $e_0$  – коэффициент пористости в естественных условиях.

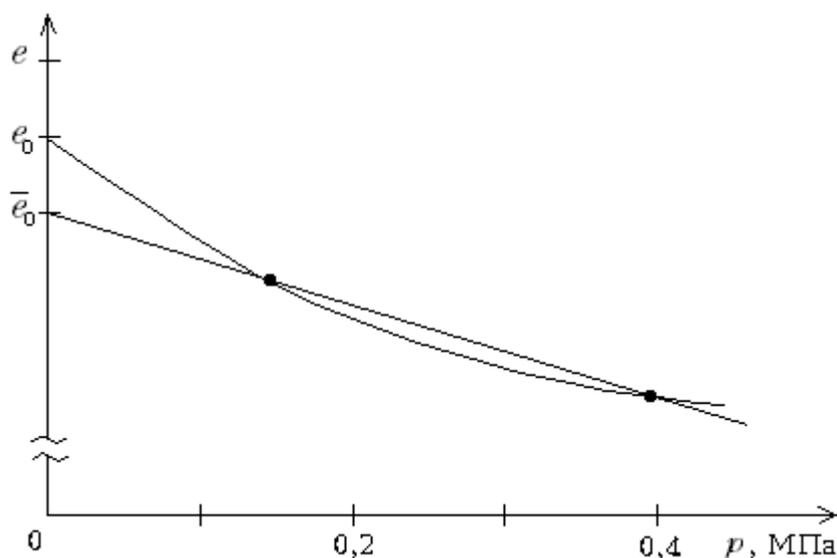


Рис.М.4.5. Спрявление компрессионной кривой

Величины  $m_0$  и  $m_v$  измеряются в МПа<sup>-1</sup>.

Компрессионную кривую для практических расчетов обычно спрямляют, пользуясь точками, расположенными в средней части этой кривой. Поэтому начальный коэффициент пористости  $e_0$  часто не совпадает с расчетным значением коэффициента пористости  $\bar{e}_0$ , определенным для испытываемого образца грунта, то есть  $\bar{e}_0 \neq e_0$  (рис. М.4.5).

**М.4.6. Запишите закон Гука в главных нормальных напряжениях. Сколько независимых характеристик сжимаемости вы знаете?**

Закон Гука записывается в следующем виде (ось  $z$  совпадает с осью 1, оси  $y$  и  $x$  соответственно с осями 2 и 3)(рис.М.4.6):

$$\epsilon_z = \epsilon_1 = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0 (\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_2 = \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu_0 (\sigma_z + \sigma_x)]$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_3 = \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu_0 (\sigma_y + \sigma_z)]$$

Поскольку оси  $x$ ,  $y$  и  $z$  совпадают с главными осями, касательные напряжения вдоль них равны нулю, то есть  $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ . Независимых характеристик сжимаемости (деформируемости) для изотропного грунта две: 1) модуль общей (упругой и остаточной) деформации  $E_0$ , МПа и 2) коэффициент Пуассона  $\mu_0$ .

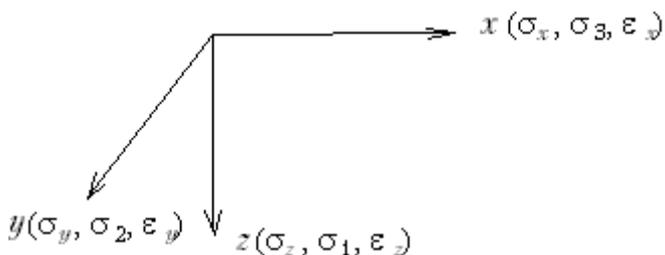


Рис.М.4.6. Оси координат

#### М.4.7. Что называется коэффициентом Пуассона и в каких пределах он изменяется?

Коэффициентом Пуассона называется отношение относительных деформаций поперечной  $\varepsilon_x$  к продольной  $\varepsilon_z$ , взятое с обратным знаком, в случае, если действуют только вертикальные напряжения  $\sigma_z$  (напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  в этом случае отсутствуют). Коэффициент Пуассона изменяется теоретически от 1 до +0,5, а практически от 0 до +0,5. Коэффициент Пуассона не может быть более 0,5, так как в этом случае при всестороннем сжатии ( $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ ) должен был бы увеличиваться объем грунта, что физически невозможно. Таким образом, при  $\sigma_x = \sigma_y = 0$

$$\mu_0 = -\frac{\Delta \varepsilon_x}{\Delta \varepsilon_z}$$

#### М.4.8. Что называется коэффициентом бокового давления грунта, от чего он зависит и как он связан с коэффициентом Пуассона?

Коэффициентом бокового давления грунта  $\xi$  называется отношение приращения бокового давления  $\Delta \sigma_x$  (или  $\Delta \sigma_y$ ) к приращению вертикального давления  $\Delta \sigma_z$  при обязательном отсутствии боковых деформаций ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ ), то есть

$$\xi = \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z}; \quad \varepsilon_x = \varepsilon_y = 0.$$

Боковое давление в этом случае является реактивным. Примером может служить грунт, обжимаемый в одометре. Коэффициент бокового давления зависит от вида грунта, его плотности и влажности. С коэффициентом Пуассона он связан следующей зависимостью:

$$\xi = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}.$$

Он изменяется в пределах от 0 до +1.

#### М.4.9. Какова принципиальная схема стабилометра и какие условия накладываются на напряжения и деформации в ней? Каким образом ведутся испытания в стабилометре?

Принципиальная схема стабилометра представлена на рис.М.4.9,а.

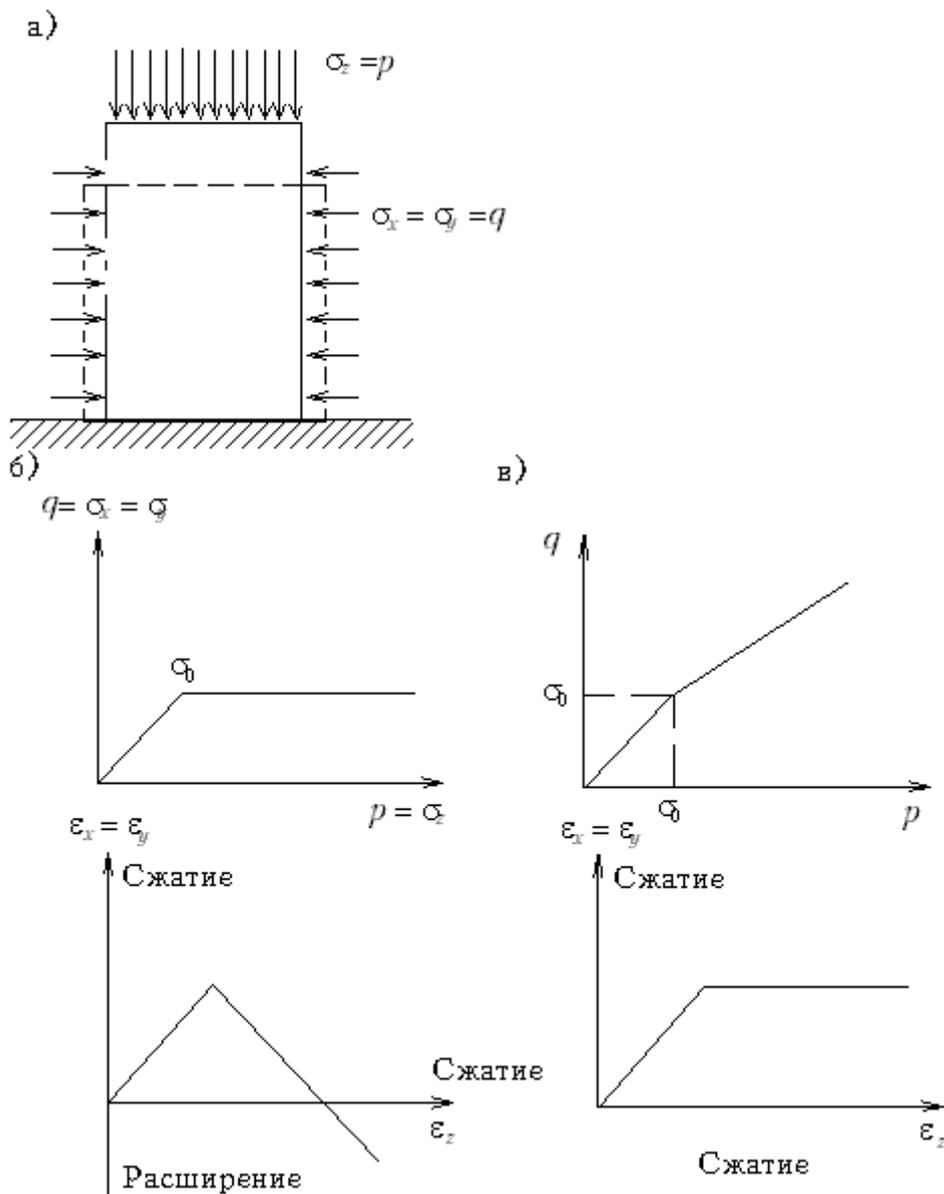


Рис.М.4.9. Стабилметр:  
 а - условия нагружения; б - схема испытания (после достижения всестороннего давления  $\sigma_0$  свободное боковое расширение при увеличивающемся вертикальном давлении); в - после осуществления всестороннего обжатия давлением  $\sigma_0$  испытание при отсутствии боковых деформаций по схеме одометра

Испытания в стабилметре ведутся обычно по двум схемам (рис.М.4.9,б,в.): 1) прикладывается обжимаемое одинаковое давление  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_0$ , а затем увеличивается давление  $\sigma_z$  при уже неизменных далее напряжениях  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_0$ ; при этом измеряются деформации сжатия  $\epsilon_z$  и расширения  $\epsilon_x = \epsilon_y$  (рис.М.4.9,б); 2) прикладывается

обжимающее давление  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_0$  (в отдельных случаях этого можно и не делать), измеряются соответствующие деформации  $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = \epsilon_0$ , а затем далее препятствуют деформированию грунта в горизонтальном направлении, увеличивая вертикальное давление. При этом образец деформируется только вертикально (в стабилметре воспроизводится схема одометра с той разницей, что боковое давление в ходе опыта постоянно измеряется, чего в одометре сделать нельзя) (рис.М.4.9,в).

**М.4.10. Сколько независимых характеристик сжимаемости грунта мы получаем при испытании в одометре, в стабилметре и при штамповых испытаниях?**

Всего независимых характеристик сжимаемости две. В процессе испытания грунта в одометре мы получаем только

$$\left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}\right) \frac{1}{E_0}$$

одну независимую характеристику сжимаемости  $m_0$  или величину  $\left(1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}\right) \frac{1}{E_0}$ , причем нельзя отдельно вычислить  $\mu_0$  и  $E_0$ . В процессе испытания грунта в стабилметре мы получаем обе характеристики сжимаемости  $\mu_0$

$$\frac{1 - \mu_0^2}{E_0}$$

и  $E_0$ . При штамповых испытаниях мы получаем одну характеристику сжимаемости  $\frac{1 - \mu_0^2}{E_0}$ , также не имея возможности подразделить ее на  $\mu_0$  и  $E_0$ .

#### М.4.11. В чем заключаются штамповые испытания? Какие их основные достоинства?

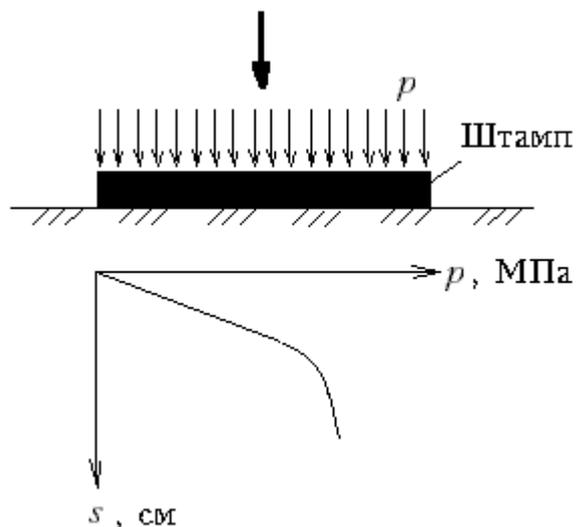


Рис.М.4.11. Штаповые испытания грунта в котловане в полевых условиях

Штаповые испытания (рис.М.4.11) заключаются в том, что штамп – круглая плита – устанавливается на дно котлована на предварительно зачищенную и разровненную поверхность грунта, после чего загружается ступенями нагрузки. Последующая ступень нагрузки прикладывается после затухания осадки от предыдущей ступени. По линейному участку зависимости осадки  $s$ , см, от нагрузки  $p$ , МПа, устанавливается модуль деформации  $E_0$ . Основным достоинством этого вида испытаний является то, что они ведутся непосредственно в грунтовом массиве. При испытаниях жесткими штампами требуется тщательная их установка на грунт с прилеганием по всей поверхности.

Штаповые испытания производятся также в скважинах. В этом случае штамп устанавливается в забое скважины. Применяются также винтовые штампы.

#### М.4.12. Что такое прессиометр, какова его схема?

Прессиометр представляет собой закрытый цилиндр с резиновой боковой поверхностью (рис.М.4.12), в который подается давление  $p$  и измеряется увеличение диаметра цилиндра  $\Delta d$  (после стабилизации). По отношению  $\Delta p / \Delta d$  устанавливается по линейному участку диаграммы величина модуля деформации  $E_0$ . В обычных случаях для вычисления  $E_0$  нужно знать коэффициент Пуассона грунта. Мы получаем при этом испытании модуль деформации в горизонтальном, а не в вертикальном направлении, в то время как в грунтах, являющихся природными образованиями, деформируемость в горизонтальном и вертикальном направлениях может быть разной (проявляется анизотропия).

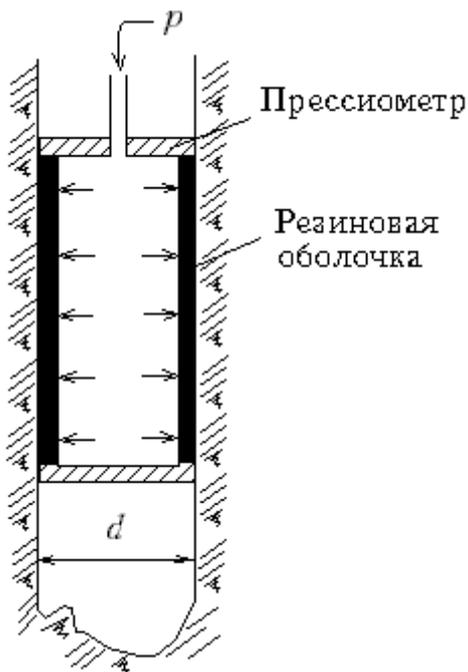


Рис.М.4.12. Испытание грунта в скважине с помощью прессиометра

## М.5. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

### М.5.1. Что такое напор? Какова его размерность?

Полный напор представляет собой расстояние, измеряемое в единицах длины (метр) от свободной поверхности воды в данной точке до некоторой произвольной горизонтальной плоскости, принятой за начальную. Полный напор включает в себя напор геометрический  $H_g$ , пьезометрический  $H_p$  и скоростной (скоростным напором мы обычно пренебрегаем, так как он крайне мал). Таким образом, мы получаем напор  $H$ :

$$H = H_g + h_c = \frac{p_w}{\gamma_w} + z.$$

где  $p_w$  – давление в пьезометре в точке  $M$ ;

$\gamma_w$  – удельный вес воды (рис.М.5.1).

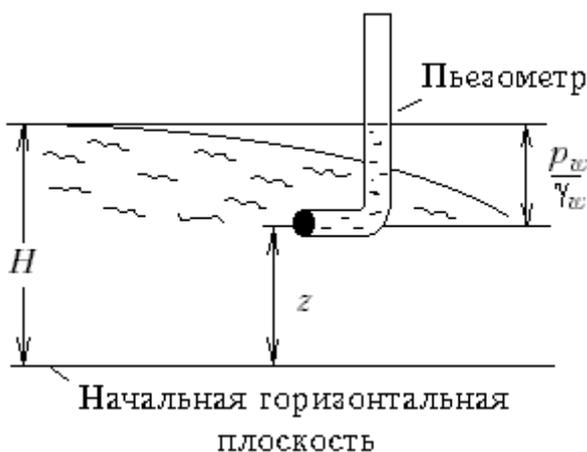


Рис.М.5.1. Определение напора в грунтовом потоке

М.5.2. Какое давление создает столб воды высотой 1 м? Какой высоты столб воды нужно взять, чтобы создать давление, равное 1 кПа и 1 МПа?

Столб воды высотой 1 м создает давление, равное 10 кПа. Чтобы создать давление 1 кПа, требуется столб воды высотой 10 см, для создания давления в 1 МПа требуется столб воды 100 м.

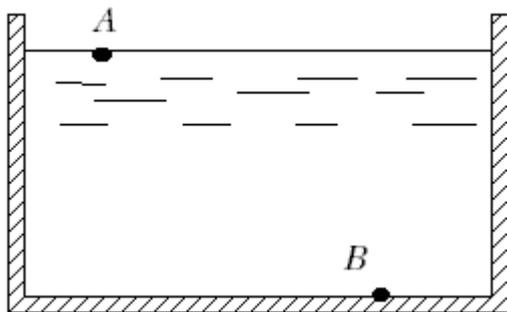


Рис.М.5.3. Определение напора и давления жидкости в сосуде

**М.5.3. Одинаковы или различны напоры в сосуде на поверхности воды и на дне сосуда? Одинаковы или различны давления в воде в этих точках?**

Если имеется сосуд с водой, то полные напоры в точках *A* и *B* будут одинаковы (рис.М.5.3). В точке *A* пьезометрический напор равен нулю и полный напор совпадает с геометрическим. Давления будут равными: в точке *A* – только атмосферному, в точке *B* – сумме атмосферного и веса столба жидкости над ней.

**М.5.4. Что такое градиент напора? Какова его размерность?**

Градиент напора *i* равен падению напора на единицу длины:

$$i = -\frac{dH}{dl}; i = \frac{H_1 - H_2}{x_2 - x_1}.$$

Градиент (уклон) – величина безразмерная (рис.М.5.4).

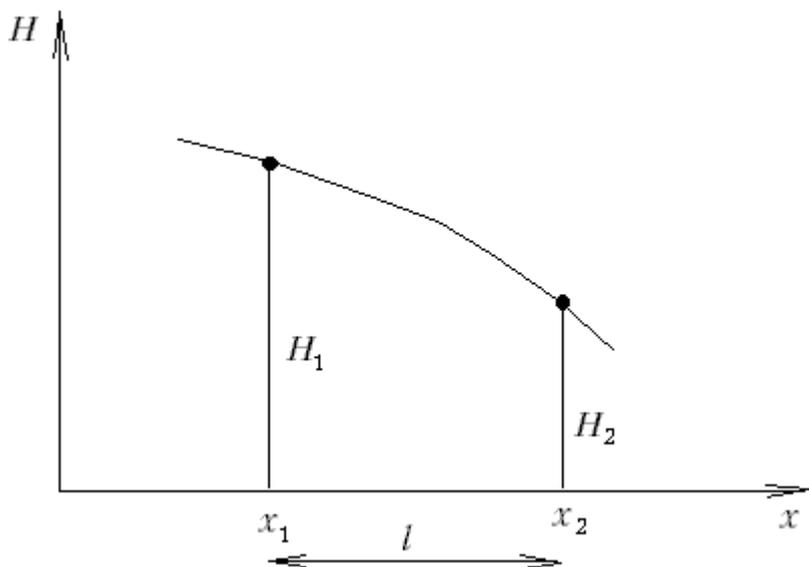


Рис.М.5.4. Определение градиента напора

**М.5.5. Запишите закон Дарси. Какова размерность коэффициента фильтрации? От чего он зависит? Что такое начальный градиент фильтрации?**

Закон Дарси записывается так

$$v_{\text{фи}} = K_{\text{фи}} i,$$

то есть скорость фильтрации пропорциональна градиенту напора  $i$  и коэффициенту фильтрации  $K_f$ . Коэффициент фильтрации зависит от вида грунта, размера его пор (то есть от линейного размера пор, но не пористости), от температуры жидкости (меняется ее вязкость).

Начальный градиент фильтрации – величина градиента фильтрации в глинистых грунтах, при котором начинается практически ощутимая фильтрация (рис.М.5.5). Закон Дарси с учетом начального градиента фильтрации выражается следующим образом:

$$v_{\text{ф}} = K_{\text{ф}} (i - i_0) \text{ при } i \geq i_0;$$

$$v_{\text{ф}} = 0 \text{ при } i \leq i_0.$$

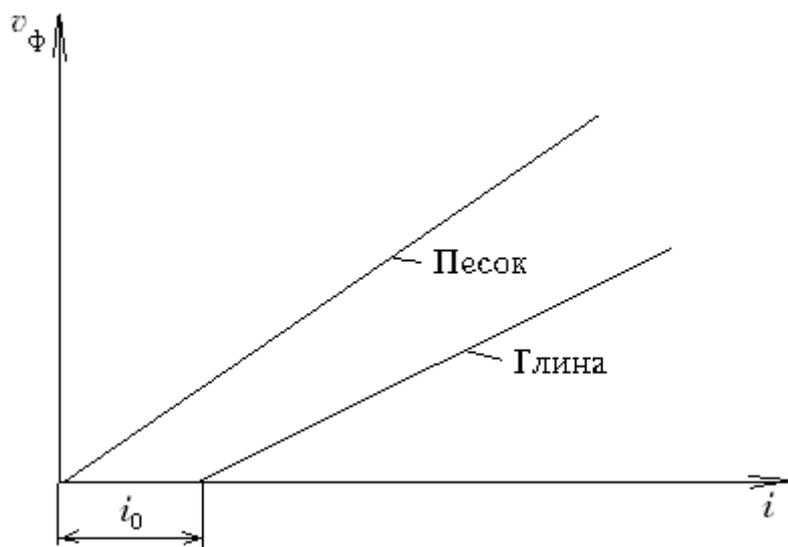


Рис.М.5.5. Зависимость скорости фильтрации от градиента напора

### М.5.6. Что называется гидродинамическим давлением и какова его размерность?

Гидродинамическим давлением называется сила, передаваемая перемещающимся потоком воды единице объема грунта. Эта сила совпадает с направлением движения воды и равна:

$$P_{\text{днк}} = \gamma_w i.$$

Гидродинамическое давление имеет размерность объемной силы  $\text{кН/м}^3$ .

## М.6. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТОВЫХ МАССИВАХ

### М.6.1. Как вычислить вертикальные напряжения в массиве грунта от его собственного веса и чему они равны?

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma_z$  представляет собой вес столба грунта над рассматриваемой точкой с площадью поперечного сечения, равной единице. Таким образом, если в точке  $M$  на глубине  $z$  грунт однородный, получаем  $\sigma_z = \gamma z$ , если имеются различные слои (рис.М.6.1), то

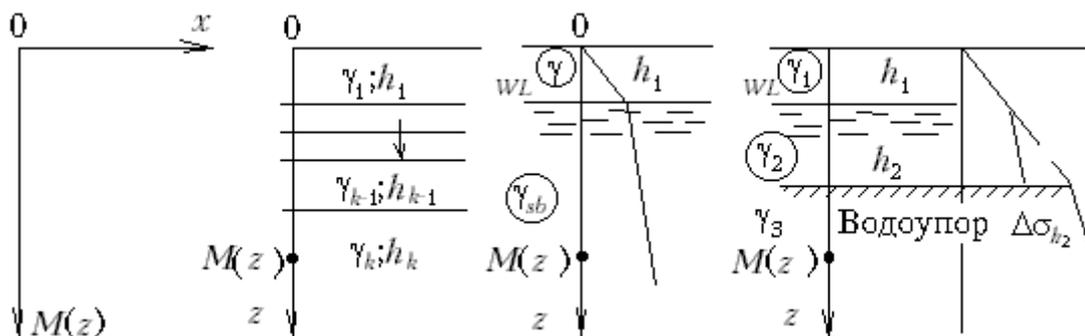


Рис.М.6.1. Определение давления в грунте от его собственного веса и наличия уровня грунтовой воды

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{k-1} \gamma_i h_i + \gamma_k \left( z - \sum_{i=1}^{k-1} h_i \right).$$

Удельный вес грунта ниже горизонта воды принимается с учетом действия выталкивающей силы за счет взвешивания в воде, поэтому получаем

$$\sigma_z = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sb} (z - h_1) = (\gamma_1 - \gamma_w) z + \gamma_w h_1.$$

Давление  $\sigma_z$  в водоупорном слое принимается с учетом полного веса водонасыщенного грунта (то есть выталкивающая сила не учитывается), который расположен выше:

$$\sigma_z = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 [z - (h_1 + h_2)]$$

На границе водоупора в эпюре  $\sigma_z$  имеет место скачок на величину  $\Delta\sigma_{h_2} = \gamma_w h_2$ , причем в данном случае  $\gamma_2 = \gamma_1 - \gamma_w$ .

### М.6.2. Следует ли учитывать деформации грунта от его собственного веса и в каких случаях?

Деформации грунта от его собственного веса обычно не учитываются, так как они давно завершились. Однако в том случае, если в силу обстоятельств изменяется структура грунта, то сила собственного веса грунта вызывает в нем дополнительные деформации (например, при увлажнении лессового грунта, изза которого растворяются жесткие цементационные связи, или оттаивания вечномерзлого грунта).

### М.6.3. Чему равны боковые напряжения от собственного веса грунта? Что называется коэффициентом бокового давления грунта в условиях естественного залегания? Может ли коэффициент бокового давления грунта в условиях естественного залегания быть более единицы?

Боковые напряжения  $\sigma_x$  составляют обычно долю от вертикальных, то есть  $\sigma_x = \xi_0 \sigma_z$ . Коэффициент бокового давления грунта в условиях его естественного залегания  $\xi_0$  равен отношению бокового давления  $\sigma_x$  к вертикальному  $\sigma_z$  (а не отношению приращений этих давлений), то есть не следует путать  $\xi_0$  и  $\xi$ . Коэффициент  $\xi_0$  может быть как больше, так и меньше единицы.

### М.6.4. Как связаны между собой коэффициент бокового давления грунта $\xi$ и коэффициент бокового давления в условиях естественного залегания $\xi_0$ ? От чего зависит величина $\xi_0$ ?

Значение  $\xi$  может лишь совпадать с величиной  $\xi_0$ . Для сыпучего грунта, у которого удельное сцепление с отсутствует, можно назвать следующие пределы для  $\xi_0$ :

$$\xi \leq \xi_0 \leq 1/\xi.$$

Для связного грунта эти пределы еще больше и поэтому можно считать, что

$$0 \leq \xi_0 \leq \frac{1}{\xi} + \frac{2c}{\gamma z \sqrt{\xi}},$$

то есть практически коэффициент  $\xi_0$  может быть любым. Величина  $\xi_0$  зависит от условий образования массива и тех геологических процессов, которые протекали в течение длительного времени. Опытное определение величины  $\xi_0$  затруднительно. Часто считается, что  $\xi_0=1$ , так как все тела "текут" с определенным, часто весьма малым коэффициентом вязкости.

### М.6.5. Начертите эпюру распределения вертикальных напряжений в массиве грунта от собственного веса:

– если сверху более легкий грунт;

- если сверху более тяжелый грунт;
- при наличии в слое уровня грунтовой воды;
- при наличии водоупора;

см. также ответы на вопрос М.6.1.

1. Если сверху более легкий грунт, то график сверху более крутой, в нижней – более пологий.
2. При более тяжелом грунте сверху в верхней части график более пологий, в нижней – более крутой.
3. При наличии грунтовой воды, так как  $\gamma_{sb} < \gamma$ , эпюра имеет вид такой же, как и в случае 2.
4. На водоупоре имеет место скачок в эпюре напряжений  $\sigma_z$  (см. рис. М.6.1.).

**М.6.6. Что может являться доказательством того, что с глубиной напряжения от местной нагрузки, приложенной на поверхности, рассеиваются?**

То, что поверхность опускается под действием нагрузки не только в пределах загруженного участка, но и рядом с ним (рис. М.6.6).

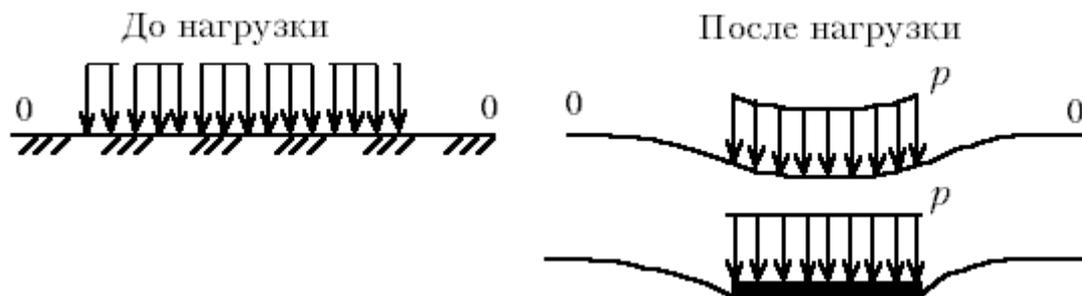


Рис. М.6.6. Перемещение точек поверхности грунта при приложении постоянной нагрузки

**М.6.7. Какие основные положения приняты в теории упругости?**

Основные положения теории упругости следующие:

1. Тело является сплошным и изотропным (деформационные свойства в различных направлениях одинаковы).
2. Тело является упругим и со снятием нагрузки все деформации исчезают.
3. Напряжения в теле отсутствуют, если нет внешней нагрузки.
4. Тело является "бесконечно" прочным, то есть в нем не возникает разрушений и трещин, изменяющих напряженное состояние.
5. Связь между напряжениями и деформациями является линейной и описывается законом Гука.

**М.6.8. Какие основные положения приняты в теории линейнодеформируемых тел?**

Для того, чтобы можно было воспользоваться решениями задач, имеющимися в теории упругости, приняты следующие положения:

1. Грунт состоит обычно из трех компонентов: минерального скелета, воды и воздуха, однако возможно его рассматривать как квазисплошное тело, то есть тело, имеющее свойства сплошного однородного тела, в котором трещины и пустоты отсутствуют. Грунт можно рассматривать как тело изотропное, обладающее одинаковыми деформационными свойствами в разных направлениях.
2. Для грунта характерно наличие остаточных деформаций. При полном снятии нагрузки все деформации не исчезают, а упругие (то есть восстанавливающиеся) бывают часто значительно менее неупругих (остаточных)

деформаций. Поэтому в теории линейнодеформируемых тел рассматривается только процесс нагрузки, а процесс разгрузки, если в том есть необходимость, рассматривается особо.

3. Считается, что нагрузки на грунт не вызывают его разрушения и далеки от предельных, поэтому в грунтовом массиве не возникает трещин, разрывов, срезов и т.д., то есть не нарушается "квазисплошность".

4. Связь между полными напряжениями и общими деформациями принимается линейной. Таким образом считается справедливым закон Гука, связывающий напряжения и деформации. Деформации считаются малыми.

#### **М.6.9. Чем теория линейнодеформируемых тел отличается от теории упругости?**

В теории упругости рассматриваются только упругие тела с восстанавливающими деформациями, а в теории линейнодеформируемых тел рассматриваются общие деформации, включающие также остаточную деформацию.

#### **М.6.10. Какую пользу мы получаем от того, что применяем теорию линейнодеформируемых тел?**

Поскольку в теории упругости основная система уравнений является линейной, это позволяет суммировать отдельные решения и интегрировать их. Такие сумма или интеграл также удовлетворяют основной системе дифференциальных уравнений теории упругости и поэтому будут являться искомыми решениями.

## **М.7. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В СЛУЧАЕ ДЕЙСТВИЯ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ**

### **М.7. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В СЛУЧАЕ ДЕЙСТВИЯ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ**

#### **М.7.1. Решение какой задачи теории упругости для полупространства является основным? Чем обусловлена возможность использования его для решения других практически важных задач?**

Основным является решение задачи о сосредоточенной силе, приложенной к поверхности полупространства перпендикулярно к граничной плоскости (задача Буссинеска). Для решения задач о нагрузке, имеющей горизонтальную составляющую, рассматривается дальнейшее развитие решения этой же задачи, но при сосредоточенной силе, действующей вдоль граничной плоскости (как бы "прикрепленной" к ней в одной точке, рис. М.7.1.). Аналогичные решения задач о сосредоточенных силах вертикальной и горизонтальной, то есть приложенных перпендикулярно (решение Фламана) и по касательной к границе полуплоскости, также являются основными. Из них путем интегрирования могут быть получены многие решения интересующих нас в практических целях задач.

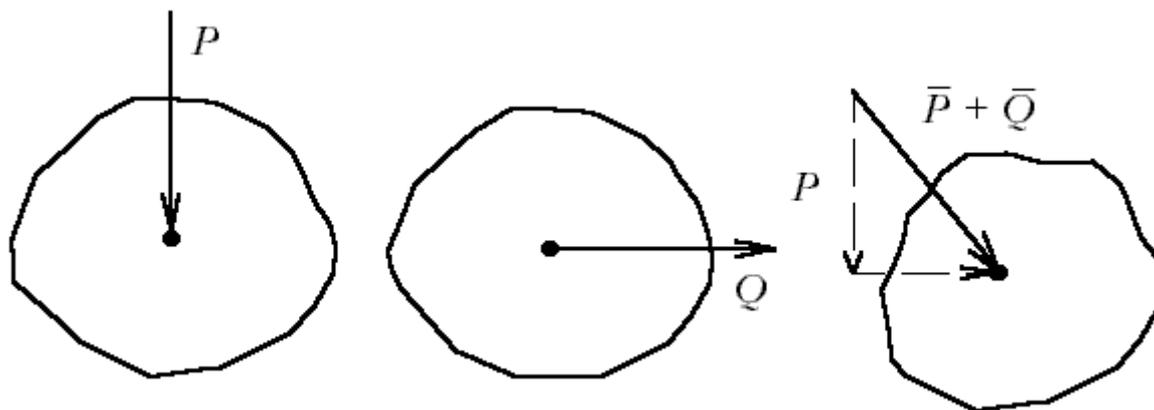


Рис.М.7.1. Схема приложения сосредоточенных сил при рассмотрении основных задач теории упругости

#### **М.7.2. Чему равны напряжения непосредственно под сосредоточенной силой? Какое предположение делается в отношении зоны, расположенной непосредственно у сосредоточенной силы?**

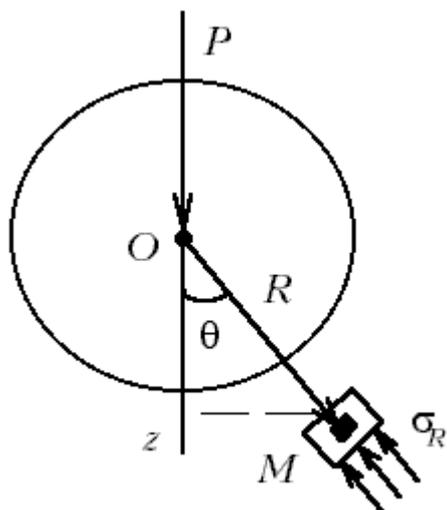
Задача эта является абстрактной, так как в действительности усилия всегда распределяются по некоторой площадке. Непосредственно под сосредоточенной силой напряжения являются бесконечно большими. Предполагается, что сплошная среда является бесконечно прочной и не может разрушаться. Буссинеск, чтобы обойти это обстоятельство, не рассматривал небольшую зону, непосредственно находящуюся у сосредоточенной силы.

#### **М.7.3. Каковы граничные условия в задаче о сосредоточенной силе на полупространстве?**

В месте приложения сосредоточенной силы, непосредственно совпадающем с началом координат (так проще решить задачу), действует эта сила, а во всех остальных точках границы никаких сил не действует. В точках, бесконечно удаленных от места приложения силы, напряжения должны стремиться к нулю.

**М.7.4. Каким образом напряжение  $\sigma_R$  зависит от угла, радиуса, величины силы? Сколько координат участвует в решении этой задачи и какие?**

Напряжение  $\sigma_R$  является основным. Это напряжение пропорционально косинусу угла между радиусом-вектором и вертикалью, обратно пропорционально квадрату радиуса и прямо пропорционально величине действующей силы. В решении этой задачи, вследствие имеющейся симметрии, участвуют две координаты – радиус и угол между ним и вертикалью.



**М.7.5. Из каких условий определяется безразмерный коэффициент в формуле для  $\sigma_R$  в задаче о сосредоточенной силе на полупространстве?**

Из условия равновесия при проектировании всех сил на вертикальную ось. Вырезается полусфера и на вертикальную ось проектируются все напряжения  $\sigma_R$ , умноженные на элементарные площадки (чтобы получить элементарные силы). Эти проекции должны уравниваться силой, действующей сверху вниз на полупространство (рис.М.7.5).

**М.7.6. Как можно воспользоваться теорией размерностей для решения задачи о сосредоточенной силе?**

Поскольку напряжение  $\sigma_R$  зависит от величины силы  $P$ , угла между вертикалью и радиусом  $\theta$ , а также радиуса  $R$ , то, учитывая, что напряжение должно быть пропорционально силе, она попадает в числитель. Далее выбирается тригонометрическая функция от угла  $\theta$ , четная, не зависящая от знака  $\theta$ , имеющая максимум при  $\theta = 0$  и равная нулю при  $\theta = \pm \pi/2$ . Такой простейшей функцией является  $\cos\theta$ . Естественно, что этот множитель попадает также в числитель. Поскольку напряжение  $\sigma_R$  с увеличением расстояния от точки приложения силы должно убывать, то радиус  $R$  должен попасть в знаменатель. Однако для того, чтобы уравнивать размерности (слева  $\text{Н/м}^2$ , а справа, если  $R$  в знаменателе в первой степени, то  $\text{Н/м}$ , а если во второй степени, то  $\text{Н/м}^2$ ), необходимо записать  $R$  в квадрате, откуда получим

$$\sigma_R = A \frac{P \cos\theta}{R^2}.$$

Коэффициент  $A$  определяется в соответствии с ответом на вопрос М.7.5. и равен  $A=3/2\pi$ .

**М.7.7. Как получить напряжение  $\sigma_z$  зная напряжение  $\sigma_R$ ?**

Если известно  $\sigma_R$ , то из условия равновесия элемента мы имеем в данном случае  $\sigma_z = \sigma_R \cos 2\theta$ .

**М.7.8. Какой вид имеют эпюры напряжений  $\sigma_z$  в задаче о сосредоточенной силе?**

Эпюры напряжений  $\sigma_z$  изображены на рис.М.7.8.

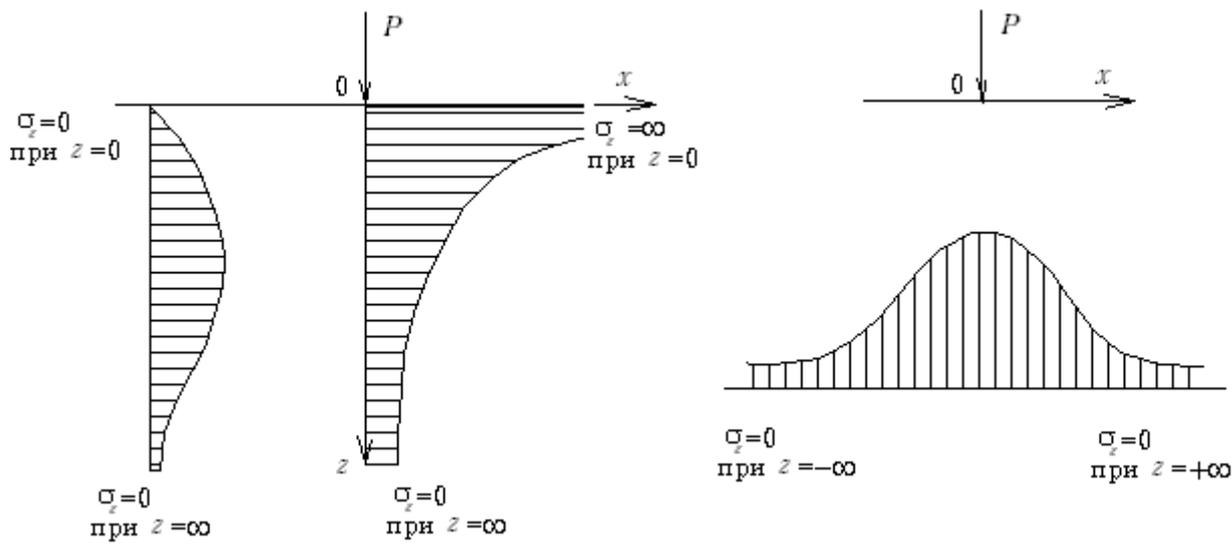


Рис.М.7.8. Эпюры напряжений  $\sigma_z$  в полуплоскости и полупространстве по вертикальным и горизонтальному сечениям

**М.7.9. Каким образом привести решение задачи о сосредоточенной силе для напряжения  $\sigma_z$  к удобной табличной форме?**

Напряжение  $\sigma_z$  в координатах  $x, y, z$  имеет следующий вид:

$$\sigma_z = \frac{3P \cos^3 \theta}{2\pi R^2} = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} = \frac{3P z^3}{2\pi (x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}.$$

Следует ввести обозначение  $x^2 + y^2 = r^2$ , где  $r$  – проекция радиуса  $R$  на граничную плоскость  $z = 0$ , а затем ввести относительную координату  $r/z$ . Тогда получим

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

**М.7.10\*. Каким образом следует изменить решение о сосредоточенной силе, нормальной к границе полупространства, чтобы получить решение задачи о силе, действующей вдоль границы полупространства?**

Для вертикальной силы  $P$  имеем

$$\sigma_z = \frac{3P z^3}{2\pi R^5};$$

для горизонтальной силы  $Q$  имеем

$$\sigma_z = \frac{3Q x z^2}{2\pi R^5};$$

Таким образом, в функции одно из  $z$  заменяется на  $x$ . Для наклонной силы следует учесть обе эти составляющие  $P$  и  $Q$ .

**М.7.11. Как следует просуммировать напряжения, если действуют несколько сосредоточенных сил?**

Если действуют несколько сосредоточенных сил, то для одной силы  $P_i$ , согласно ответу на вопрос М.7.9, имеем

$$\sigma_z = K_i \frac{1}{z^2}.$$

При нескольких сосредоточенных силах получим

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_1^n K_i P_i.$$

Коэффициенты  $K_i$  определяются каждый раз отдельно для своих значений  $r_i/z$ , так как радиус  $r_i^2 = x_i^2 + y_i^2$  для каждой силы свой.

**М.7.12\*. Как строится решение задачи для силы, приложенной на границе полуплоскости? Как соблюсти условие размерностей в этом случае?**

В случае плоской задачи решение строится таким же образом, как и в пространственной задаче (см. вопрос М.7.9). В качестве аргументов используются: сосредоточенная сила  $P$  (в случае плоской задачи она имеет размерность Н/м в отличие от пространственной, где размерность силы в Н), угол между радиусом и вертикалью  $\theta$  и радиус  $r$ . Для того, чтобы левая и правая части имели одинаковые размерности, числитель следует разделить не на квадрат радиуса, как в пространственной задаче, а на радиус в первой степени. Следовательно, получим

$$\sigma_r = A_1 \frac{P \cos \theta}{r}.$$

**М.7.13\*. Как определяется безразмерный коэффициент  $A_1$  в формуле для  $\sigma_r$  (см. М.7.12) и в чем отличие в его определении по сравнению с пространственной задачей?**

Безразмерный коэффициент  $A_1$  определяется из условия равновесия путем проектирования напряжений  $\sigma_r$ , умноженных на величину элементарной площадки, на вертикальную ось. В данном случае берется не полусфера, как в пространственной задаче, а полукольцо. Коэффициент после интегрирования оказывается равным  $A_1 = 2/\pi$ , поэтому

$$\sigma_r = \frac{2P \cos \theta}{\pi r}.$$

**М.7.14. Как выглядят эпюры напряжений при действии сосредоточенной силы в случае плоской задачи и чем они отличаются от эпюр пространственной задачи?**

Эпюры напряжений в случае плоской задачи имеют тот же вид, что и в пространственной задаче, однако ординаты их другие. Напряжения в случае плоской задачи рассеиваются как бы медленнее, чем в случае пространственной задачи.

**М.7.15. Какое условие накладывается на эпюры напряжений для выполнения условия равновесия?**

Для выполнения условия равновесия необходимо, чтобы в случае пространственной задачи объем эпюры  $\sigma_z$  при заданной постоянной величине  $z$  равнялся бы действующей сосредоточенной силе.

В случае плоской задачи это условие сохраняется, однако оно упрощается, и поэтому площадь эпюры  $\sigma_z$  при постоянной величине  $z$  должна быть равна внешней нагрузке.

**М.7.16\*. От каких характеристик деформируемости зависят напряжения в случае пространственной и плоской задач о сосредоточенной силе на поверхности?**

В случае пространственной задачи ряд напряжений, в том числе  $\sigma_z$ , не зависят от характеристик деформируемости, а остальные зависят от коэффициента Пуассона  $\mu_0$ . В случае плоской задачи все напряжения от  $\mu_0$  не зависят.

**М.7.17. В чем заключается принцип Сен-Венена в теории упругости?**

Принцип Сен-Венена заключается в том, что с удалением от места приложения усилия напряжения оказываются все менее зависящими от характера этого усилия  $f$  (сосредоточенная сила, несколько сосредоточенных сил или

распределенная на конечном участке нагрузка) при условии, если равнодействующая всех усилий, приложенных на границе, одинакова.

## М.8. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ МЕСТНОЙ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ

**М.8.1\*. Каким образом осуществить перенос начала координат при действии сосредоточенной силы в случае плоской задачи?**

В случае плоской задачи перенос начала координат вдоль горизонтальной оси  $x$  на величину  $\xi$  осуществляется следующим образом. Напряжение  $\sigma_z$  при совпадении начала координат с точкой приложения силы определяется как

$$\sigma_z = \frac{2P \cos^3 \theta}{\pi r^3} = \frac{2Pz^3}{\pi r^4}.$$

Для того, чтобы перенести начало координат, поскольку под  $r$  понимается расстояние между рассматриваемой точкой и точкой приложения силы, следует заменить координату  $x$  на  $x - \xi$ , а силу  $P$  считать распределенной на участке  $d\xi$ , следовательно, нужно заменить  $P$  на  $p d\xi$ , причем  $p$  будет функцией координаты  $\xi$  (рис.М.8.1,а). Таким образом получим

$$\sigma_z = \frac{2p(\xi)d\xi z^3}{\pi \left[ z^2 + (x - \xi)^2 \right]^{5/2}}.$$

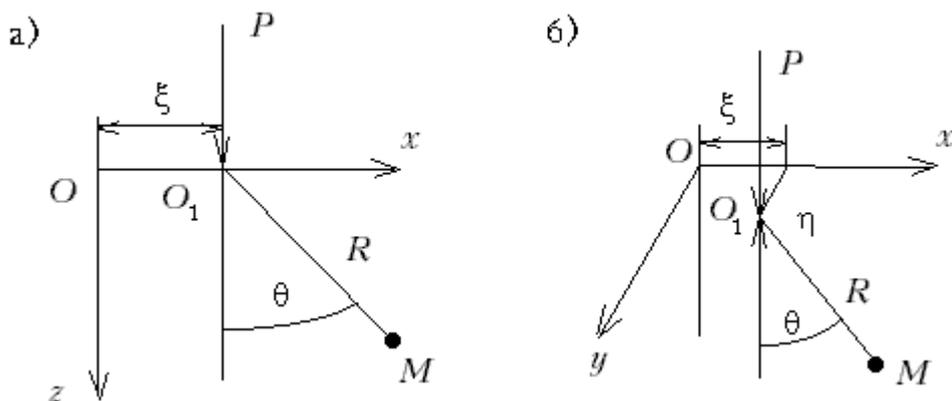


Рис.М.8.1. Схема для переноса начала координат с целью дальнейшего интегрирования основных зависимостей:

а в плоской задаче; б в пространственной задаче (М.8.2)

**М.8.2. Каким образом осуществить перенос начала координат при действии сосредоточенной силы в случае пространственной задачи?**

В случае пространственной задачи (рис.М.8.1,б), в отличие от плоской, смещение осей координат производится

вдоль оси  $x$  на величину  $\xi$ , а вдоль оси  $y$  на величину  $\eta$ . Поэтому вместо  $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$  следует считать

$$R^2 = (x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2, \text{ а силу } P \text{ заменить распределенной нагрузкой } p, \text{ причем } P = p(\xi, \eta)d\xi d\eta.$$

Получим

$$\sigma_z = \frac{3P \cos^3 \theta}{2\pi R^2} = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} = \frac{3p(\xi)d\xi d\eta z^3}{2\pi \left[ (x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2 \right]^{5/2}}.$$

**М.8.3. Какие безразмерные координаты можно ввести в случае плоской задачи при загрузке части поверхности полуплоскости равномерно распределенной нагрузкой? Какой угол называется "углом видимости" и почему?**

В указанном случае удобно ввести две безразмерные координаты – два угла  $\alpha$  и  $\beta$ . Угол  $\alpha$  называется углом видимости, поскольку если мы поместим в рассматриваемую точку полуплоскости глаз наблюдателя, то под этим углом мы как бы видим нагрузку. Второй угол  $\beta$  между вертикалью, проходящей через данную точку, и биссектрисой угла видимости  $\alpha$ .

**М.8.4. Какие напряжения называются главными нормальными и какие главными касательными? Сколько главных напряжений в плоской и сколько в пространственной задачах?**

Главные нормальные напряжения – это нормальные напряжения, действующие на площадки, на которых отсутствуют касательные напряжения. Главные касательные напряжения – это максимальные касательные напряжения. Если обозначить главные нормальные напряжения через  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$ , то главные касательные напряжения равны соответственно:

$$\tau_1 = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2), \tau_2 = \frac{1}{2}(\sigma_2 - \sigma_3), \tau_3 = \frac{1}{2}(\sigma_3 - \sigma_1).$$

Главных нормальных напряжений в пространственной задаче – три, в плоской – два. Главных касательных напряжений в случае пространственной задачи – три, в случае плоской задачи – одно.

**М.8.5. Что такое изолинии напряжений и какой вид имеют изолинии главных напряжений в случае плоской задачи, когда на участке границы полуплоскости приложена равномерно распределенная нагрузка?**

Изолинии напряжений – это линии, во всех точках которых соответствующие напряжения равны. Изолинии главных напряжений, как наибольшего, так и наименьшего, представляются дугами окружностей, проходящих через концевые точки загруженного участка.

**М.8.6. Какой вид имеют эпюры вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z$  в случае плоской задачи, когда на участке границы приложена равномерно распределенная нагрузка?**

Эпюры вертикальных нормальных напряжений  $\sigma_z$  изображены на рис. М.8.6.

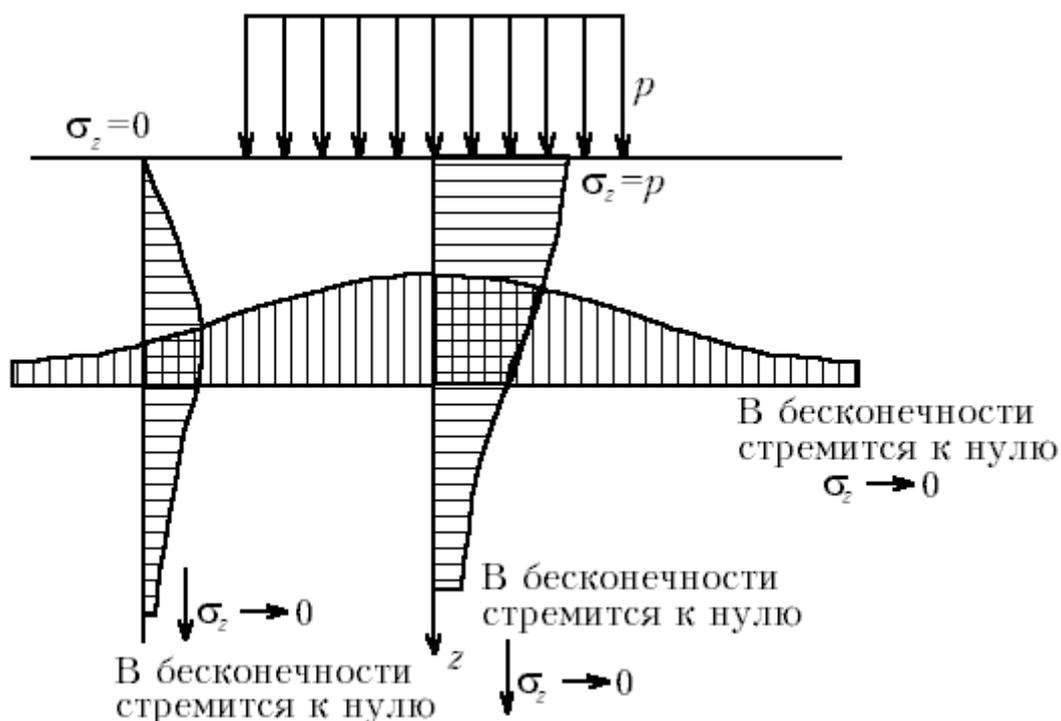


Рис.М.8.6. Эпюры напряжений при равномерно распределенной нагрузке на конечном участке полуплоскости или полупространства

**М.8.7. Какие безразмерные координаты приняты в нормах (СНиП) для расчета напряжений?**

$$\xi = \frac{z}{b/2} \quad \eta = \frac{l}{b}$$

Для расчета напряжений в нормах (СНиП) приняты две относительные координаты  $\xi$  и  $\eta$ , причем где  $b$  – ширина (наименьшая сторона) подошвы прямоугольного фундамента,  $l$  – его длина (всегда  $l \geq b$ ).

$$\eta = \frac{l}{b}$$

**М.8.8.** При каком значении  $\eta = \frac{l}{b}$ , где  $l$  – длина загруженного участка,  $b$  – его ширина, считается, что напряжения  $\sigma_z$  в пространственной и в плоской задачах практически можно считать совпадающими?

Считается, что при  $\eta = 10$  мы имеем значения напряжений  $\sigma_z$ , которыми для практических целей можно пользоваться и в случае плоской деформации, то есть когда следовало бы считать  $\eta = \infty$ .

**М.8.9.** Каким образом, зная эпюру напряжений  $\sigma_z$  вдоль оси  $z$  при равномерно распределенной нагрузке, действующей на участке шириной  $b$ , построить эпюру  $\sigma_z$ , если нагрузка будет действовать в пределах участка шириной  $2b$ ? Как будет трансформироваться эпюра  $\sigma_z$  при дальнейшем увеличении ширины участка, в пределах которого она приложена?

Если имеется эпюра напряжений  $\sigma_z$  при ширине загруженного участка  $b$ , то, зная ординату  $\sigma_z$  на глубине  $z$ , нужно эту же ординату для случая ширины  $2b$  отложить на глубине  $2z$  и т.д. (рис.М.8.9).

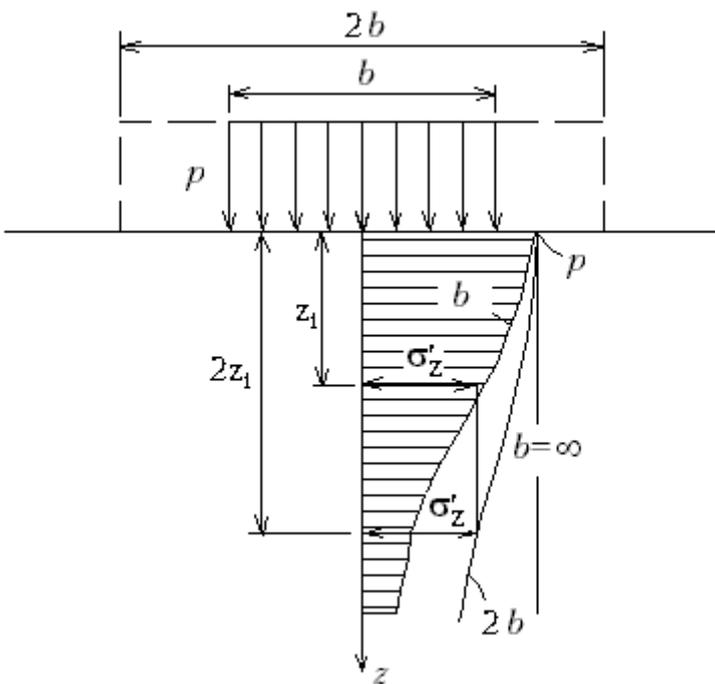
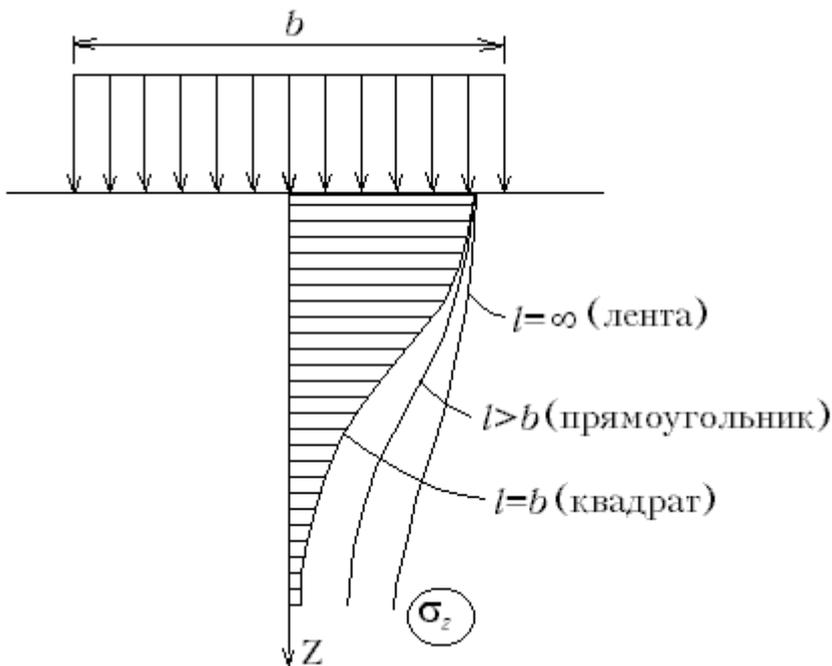


Рис.М.8.9. Изменение эпюры  $\sigma_z$  в случае плоской задачи при увеличении ширины загруженного участка

При дальнейшем росте ширины загруженного участка напряжения будут все медленнее рассеиваться и при увеличении  $b$  до бесконечности эпюра  $\sigma_z$  будет иметь постоянную ординату  $\sigma_z = p$ . Все эти эпюры имеют верхнюю ординату, равную  $p$ , и выходят поэтому из одной точки.



**М.8.10.** Каким образом будет трансформироваться эпюра вертикальных напряжений  $\sigma_z$  в случае, если одна и та же равномерно распределенная нагрузка на поверхности приложена в пределах квадрата, прямоугольника, ленты при одной и той же ширине  $b$ ?

Чем больше длина  $l$  (наименьшая сторона называется шириной  $b$ , поэтому всегда  $l \geq b$ ), тем "полнее" эпюра напряжений  $\sigma_z$  (рис.М.8.10).

Рис.М.8.10. Изменение эпюры  $\sigma_z$  в случае пространственной задачи при постоянной ширине загруженного участка и изменении его длины

**М.8.11.** Каким образом влияет на эпюру  $\sigma_z$  при местной нагрузке наличие жесткого подстилающего слоя?

В нижней части эпюры напряжений  $\sigma_z$ , построенных для оси симметрии, вблизи границы жесткого подстилающего слоя происходит так называемая "концентрация" напряжений, то есть их увеличение по сравнению с эпюрой для безграничного снизу слоя (полупространства). Эта концентрация напряжений имеет местное значение и с удалением от границы жесткого подстилающего слоя сравнительно быстро убывает (рис.М.8.11).

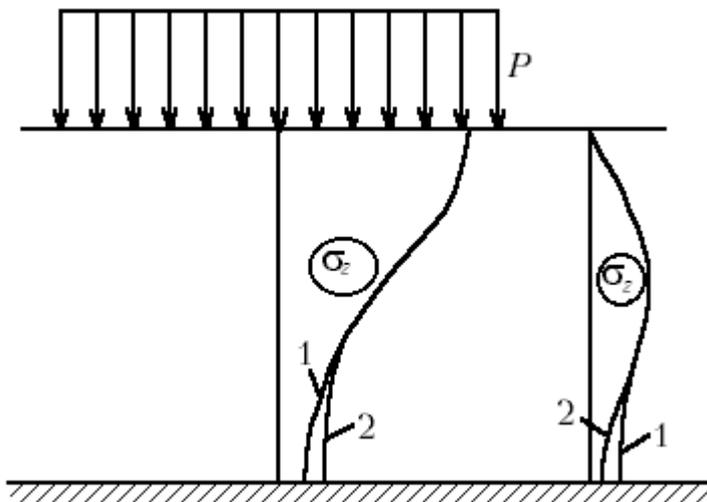
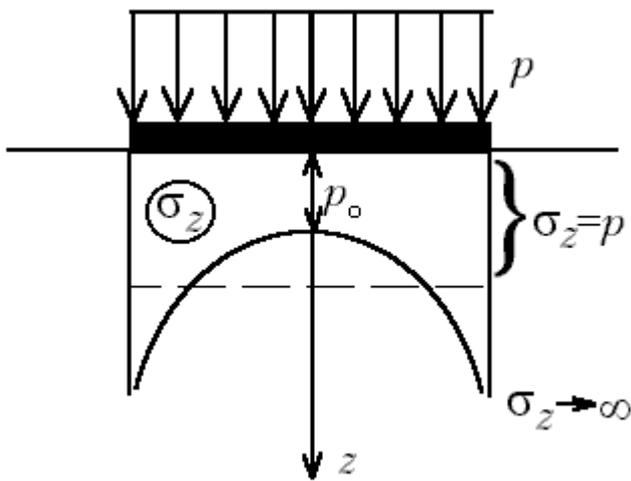


Рис.М.8.11. Изменение эпюр  $\sigma_z$  к вертикалям при наличии жесткого подстилающего слоя: 1 эпюра для полупространства; 2 при наличии жесткого недеформируемого слоя

**М.8.12.** Каким образом распределяются напряжения  $\sigma_z$  под подошвой жесткого штампа? Чему равны реактивные напряжения под краем штампа? Чему равны реактивные напряжения под серединой ленточного и круглого жестких штампов?



В соответствии с решением задачи об абсолютно жестком штампе, плотно примыкающем к поверхности упругого полупространства и нагруженном симметричной нагрузкой, эпюра реактивных давлений имеет седлообразное очертание с минимальной ординатой в середине и наибольшими ординатами реактивных давлений, равными бесконечности, у краев. Эти бесконечно большие давления у краев штампа вызывают необходимый из постановки задачи "излом" поверхности в краевых точках. Если среднее давление под подошвой штампа равно  $p$ , то под серединой ленточного штампа ордината эпюры равна  $0,637p$  (то есть  $2p/\pi$ ), а под круглым штампом  $0,5p$  (рис.М.8.12).

**М.8.13\*.** Что следует сделать, чтобы проверить условие равновесия, пользуясь эпюрой реактивных напряжений под подошвой штампа?

Для этой цели следует найти объем эпюры реактивных давлений (для плоского штампа на единицу длины), и этот объем должен равняться суммарной внешней нагрузке, действующей на штамп, то есть сумма проекций на вертикальную ось действующих сил должна равняться нулю (условие равновесия).

## М.9. РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

**М.9.1.** Какой обычно практически считается эпюра приложения нагрузки на основание? Каким образом учитывается заглубливание фундамента в основание?

Эпюра приложения нагрузки на основание считается обычно равномерной, если нагрузка симметричная, или трапецидальной, если нагрузка приложена с эксцентриситетом.

Заглубливание фундамента обычно учитывается в форме равномерной вертикально действующей пригрузки по краям фундамента.

**М.9.2\*.** Какой вид имеет эпюра реактивных напряжений под жестким штампом? Каким образом на нее влияют области пластической деформации?

Эпюра реактивных напряжений (давлений) под жестким штампом, полученная из решения теории упругости, имеет форму "седла" с максимумом под краями (ординаты равны бесконечности) и минимумом в середине (менее средней величины давления). Поскольку грунт (да и любой материал) не может воспринимать бесконечно больших давлений, то под краями начинают развиваться области пластической деформации, а ординаты эпюры реактивных давлений превышать предельные значения не могут. Но чтобы выполнить условие равновесия, то есть чтобы не нарушался объем (площадь) эпюры, повышаются ординаты эпюры во внутренней ее части (рис.М.9.2,а).

В случае эксцентричного приложения внешней нагрузки вместо прямоугольной эпюры мы имеем трапецидальную (рис.М.9.2,б) и применительно к ней делаются те же построения, какие показаны на рис.М.9.2,а.

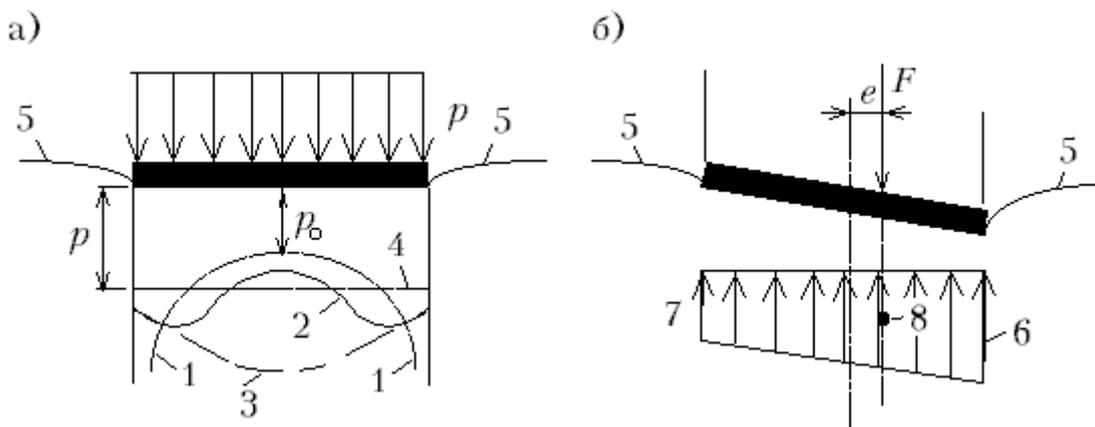


Рис.М.9.2. Эпюры реактивных давлений:

а - случай центральной нагрузки;

б - случай внецентренного нагружения;

1 - эпюра по решению теории упругости; 2,3 - трансформация эпюры с ростом пластических деформаций;

4 - вид эпюры, принимаемый в практических расчетах; 5 - осадка поверхности основания; 6, 7 -

максимальные и минимальные краевые давления; 8 - центр эпюры реактивных давлений

### М.9.3. Какой вид имеет кривая зависимости "осадка-нагрузка" для штампа и какой вид ей придают при расчете осадки?

Кривая зависимости "осадка-нагрузка" для штампа имеет вид, представленный на графике. При расчете осадки эту кривую на интересующем нас участке заменяют прямой (рис.М.9.3).

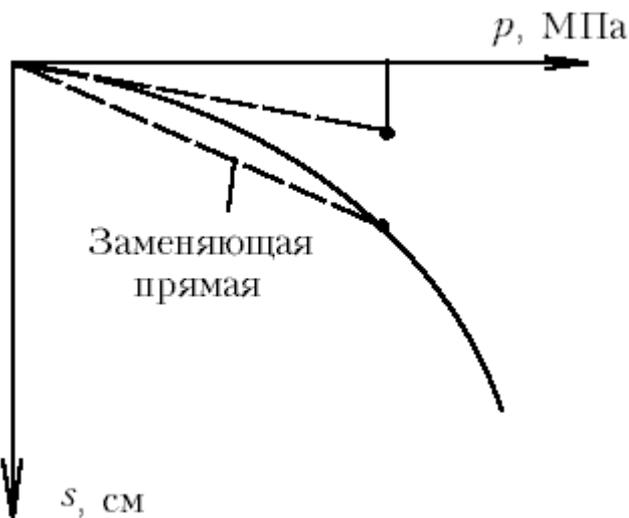


Рис.М.9.3. Зависимость осадки штампа от нагрузки

### М.9.4. Что называется "осадочным" давлением и какое обоснование дается тому, что осадка рассчитывается не на полную величину давления?

Осадочным давлением  $p_0$  именуется разность давлений полного передаваемого основанию через подошву фундамента и "бытового" - природного давления, которое испытывает грунт на отметке заложения подошвы фундамента. Таким образом, осадка рассчитывается не на полную величину прикладываемого давления, а на уменьшенную. Обоснованием для этого служит то, что осадки в грунтовом массиве от веса вышележащей толщи уже завершились, а упругие деформации подъема незначительны, также как и повторные осадки (упругие и остаточные) при нагрузке в пределах давления от вышележащей толщи грунта. Поэтому кривая "осадки-нагрузки" будет иметь вид, показанный на рис.М.9.4.



Эпюра природного давления отсчитывается от отметки поверхности грунта – от природного рельефа.

**М.9.6. Какими принимаются боковые давления при расчете осадки способом послойного суммирования? Можно ли считать, что боковое расширение грунта в этом способе полностью не учитывается?**

При расчете осадки способом послойного суммирования боковые давления принимаются такими, какими они получаются при сжатии грунта в одомере, то есть

$$\sigma_x = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma_z.$$

Хотя при расчете осадок боковое расширение грунта в этом способе и не учитывается (принимается, что боковые деформации равны нулю), но косвенно они учитываются тем, что распределение напряжений получено из решения теории упругости для полупространства (или полуплоскости), в котором считалось, что среда имела возможность боковых перемещений. Таким образом, оно непосредственно не учитывается, а косвенно и частично учтено.

**М.9.7. В формуле расчета осадки способом послойного суммирования имеется коэффициент  $\beta$ . От чего он зависит?**

Коэффициент  $\beta$  определяется из выражения

$$\beta = 1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}$$

и, следовательно, зависит только от коэффициента Пуассона грунта (коэффициента относительной поперечной деформации). В СНиП 2.02.01-83 условно принято постоянное значение для  $\beta$  (считается, что  $\beta = 0,8$ ).

**М.9.8. В каких пределах ведется суммирование осадки при расчете методом послойного суммирования?**

Всегда ли принимается при определении положения нижней границы сжимаемой толщи коэффициент 0,2?

В методе послойного суммирования осадки суммируются до той отметки, когда осевые дополнительные по отношению к природным напряжения не снизятся до 20 % от природных (бытовых) на этой же отметке. Эта отметка считается нижней границей сжимаемой толщи (В.С.), а осадками за счет сжатия нижерасположенной толщи пренебрегают. Однако, если ниже расположены слабые грунты с модулем деформации  $E < 5$  МПа, то нижнюю границу сжимаемой толщи следует опустить до той отметки, где дополнительные по отношению к природным давления составят 10 % от природных, а не 20 % как обычно.

**М.9.9\*. Получается ли линейная зависимость осадки от нагрузки в методе послойного суммирования?**

Нет, не получается в связи с тем, что положение нижней границы сжимаемой толщи изменяется в зависимости от действующего сверху осадочного давления – чем больше осадочное давление, тем ниже при прочих равных условиях будет положение нижней границы сжимаемой толщи. Поэтому зависимость осадки от нагрузки не будет линейной.

М.9.10. От каких факторов зависит положение нижней границы сжимаемой толщи в методе послойного суммирования (будет ли она располагаться ниже или выше)?

Зависит от:

- удельного веса грунтов основания;
- наличия горизонта грунтовых вод;
- заглубления фундамента;
- нагрузки на фундамент;
- ширины фундамента;

– соотношения сторон подошвы фундамента в плане;

– наличия слоя слабого грунта в основании.

**М.9.11. Каким образом влияют расположенные рядом фундаменты друг на друга? Как строится эпюра напряжений  $\sigma_z$  при наличии расположенного рядом фундамента? Как поступить, если подошвы соседних фундаментов расположены в разных уровнях?**

При расположении фундаментов рядом наличие одного из них влияет на осадку соседнего фундамента. Это обстоятельство следует учитывать при расчете осадки (рис.М.9.11). Поэтому к дополнительным давлениям  $\sigma_z$  рассчитываемого фундамента следует добавить значения напряжений  $\sigma_z$ , возникающих в этом месте от соседнего фундамента, пользуясь способом угловых точек. Если отметки подошвы одного и другого фундаментов одинаковы, то эпюра дополнительных давлений будет иметь нулевую ординату вверху. Если соседний фундамент 2 имеет более высоко расположенную подошву, то эпюра получит в уровне подошвы рассчитываемого фундамента 1 конечное значение дополнительного от соседнего фундамента 2 давления  $\Delta\sigma_z$ .

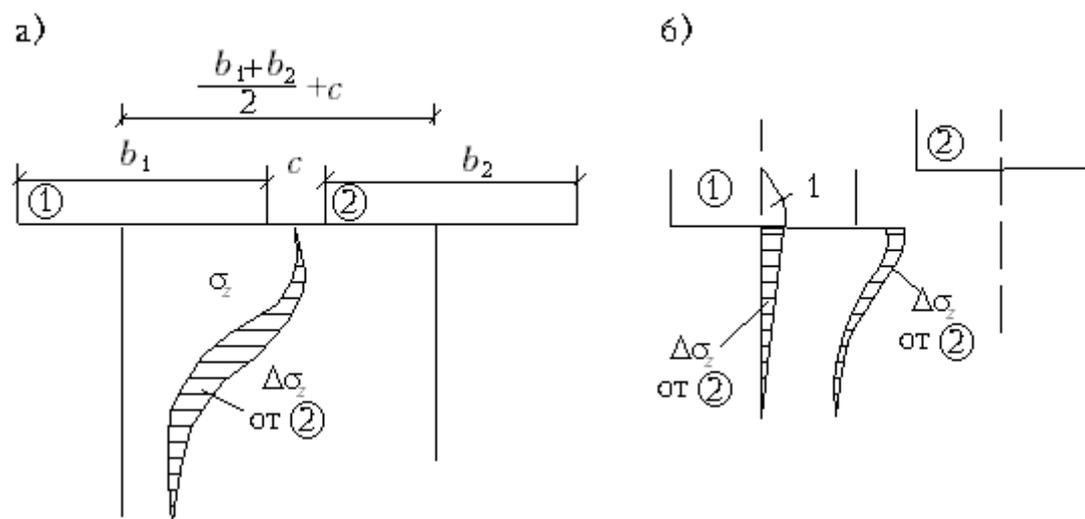


Рис.М.9.11. Схемы для расчета осадок при наличии близко расположенных фундаментов: а - фундаменты 1 и 2 находятся рядом на одном уровне; б - фундамент 2 расположен выше, чем фундамент 1

**М.9.12. Для какого случая получено решение задачи об осадке фундамента, в котором учитывается влияние всех компонентов напряжений?**

Для однородного изотропного грунта, у которого и модуль деформации  $E_0$  и коэффициент Пуассона  $\mu_0$  постоянны.

**М.9.13. Как вычислить значения модуля деформации грунта  $E_0$ , необходимые для расчета осадки, по результатам штамповых испытаний в поле или компрессионных испытаний в одометре?**

На кривой "осадка-нагрузка" штампа выбираются две точки, в пределах которых ведется спрямление. Рекомендуется, чтобы первая точка соответствовала бы давлению в грунте в точке отбора образца от собственного веса вышележащих слоев  $p_1$ , а вторая соответствовала бы полному давлению  $p_2$  от веса грунта и ожидаемой нагрузки от сооружения. Имеется в виду, что кривая в диапазоне выбранных двух давлений хорошо бы аппроксимировалась прямой. Для вычисления модуля деформации  $E_0$ , МПа, используется формула

$$E_0 = \frac{(p_2 - p_1)(1 - \mu_0^2)\omega d}{s_2 - s_1}$$

Здесь  $s_2$  и  $s_1$ , см – величины осадки, соответствующие давлениям  $p_1$  и  $p$ , МПа;  $d$  – диаметр штампа, см;  $\omega$  – коэффициент формы штампа, равный 0,85;  $\mu_0$  – коэффициент Пуассона грунта, принимаемый обычно 0,3 для песков и супесей и 0,4 для глин. По результатам компрессионных испытаний в одометре величина  $E_0$ , МПа, вычисляется по формуле

$$E_0 = \frac{(p_2 - p_1)(1 + \mu_0)(1 - 2\mu_0)}{(e_1 - e_2)(1 - \mu_0)}(1 + \bar{e}_0)$$

где  $e_1$  и  $e_2$  – значения коэффициентов пористости, соответствующие давлениям  $p_1$  и  $p_2$ ;  $\bar{e}_0$  – величина начального коэффициента пористости, получаемая на оси величин  $e$  (см. М.4.5, рис. М.9.13).

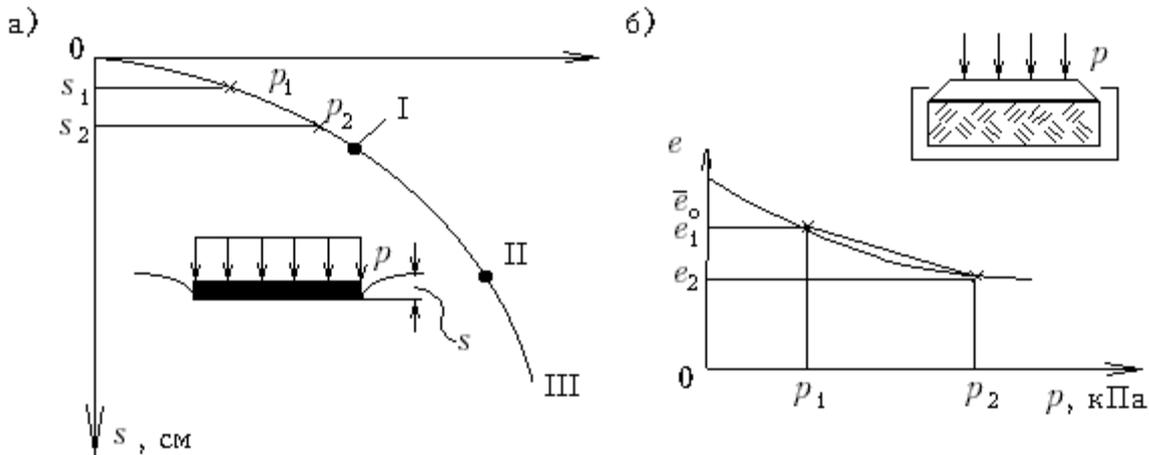


Рис. М.9.13. Определение величины модуля деформации грунта  $E_0$ :  
 а - по результатам штамповых испытаний в полевых условиях;  
 б - по компрессионной кривой

**М.9.14. Когда рекомендуется применять способ расчета осадки с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины?**

Этим способом предлагается пользоваться, если модуль деформации грунта основания более 100 МПа или если модуль деформации  $E_0 > 10$  МПа, но ширина подошвы фундамента более 10 м. В этом случае осадочное давление считается равным полному.

**М.9.15. В чем состоит идея метода эквивалентного слоя (по Н.А.Цытовичу)?**

Идея заключается в том, что приравниваются осадки, с одной стороны, штампа (гибкого или жесткого), находящегося на упругом однородном линейно-деформируемом полупространстве, а, с другой стороны, поверхности безграничного линейно-деформируемого слоя при тех же величинах внешней нагрузки, действующей одинаково по всей границе этого слоя, и модуля деформации. В результате этого приравнивания находится толщина такого слоя  $h_{экв}$ , названного эквивалентным (рис. М.9.15).

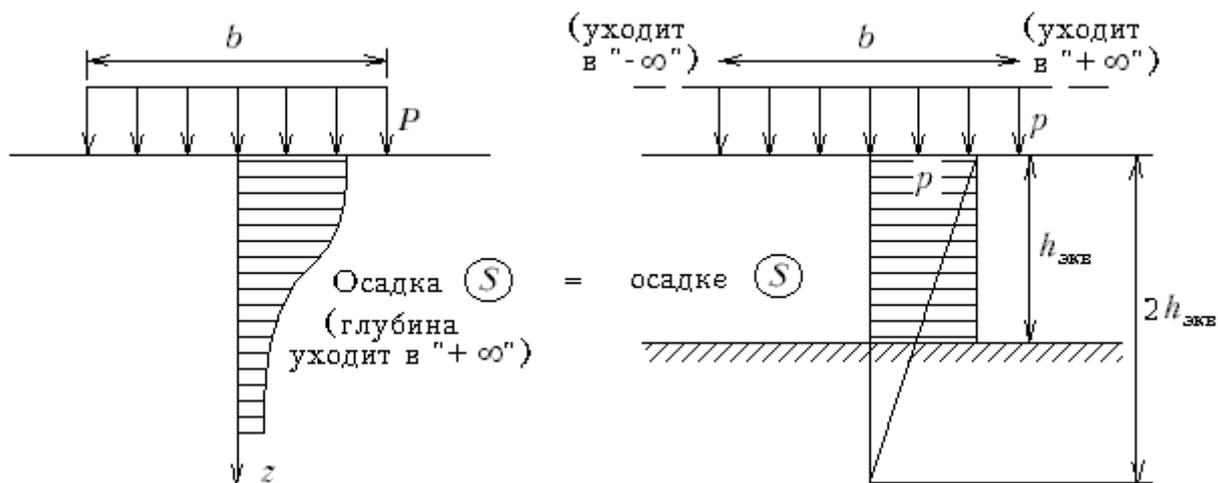


Рис. М.9.15. Расчет осадки по способу эквивалентного слоя

**М.9.16. Для каких случаев используется в расчетной практике способ эквивалентного слоя?**

Для случаев неоднородных грунтов основания и при расчете затухания осадки во времени по теории фильтрационной консолидации.

### **М.9.17. Почему в формулу осадки для жесткого штампа на упругом полупространстве не входит глубина сжимаемой толщи?**

Потому, что полупространство снизу не ограничено (толщина равна бесконечности) и при решении задачи отыскивается несобственный интеграл. Если бы толщина была ограничена конечным размером, она входила бы в окончательную формулу осадки.

### **М.9.18. От каких факторов зависит коэффициент $\omega$ в формуле осадки для полупространства? Чему он равен для круга, квадрата, "ленты"?**

Этот коэффициент зависит от формы в плане загруженной площадки (квадрат, круг, прямоугольник), а также от жесткости штампа (гибкий штамп или жесткий). Для круга и жесткого штампа он равен 0,79, для квадрата – 0,88, для "ленты" (соотношение размеров сторон 10:1 и более) - 2,12.

### **М.9.19. Какой вид имеет эпюра давлений $\sigma_z$ по глубине в методе эквивалентного слоя?**

В методе эквивалентного слоя она имеет форму прямоугольника, распространяющегося на всю толщину эквивалентного слоя. Однако затем этот прямоугольник заменяется равновеликим треугольником с высотой, равной двум толщинам эквивалентного слоя (см. рис.М.9.15).

### **М.9.20. Из какого предположения выводится среднее значение коэффициента относительной сжимаемости в способе эквивалентного слоя?**

Среднее значение коэффициента относительной сжимаемости в способе эквивалентного слоя выводится из предположения, что осадка однородного основания при среднем значении коэффициента относительной сжимаемости равна суммарной осадке отдельных слоев, то есть приравниваются осадки и, исходя из этого, получается среднее значение коэффициента относительной сжимаемости. При вычислении напряжений в пределах каждого слоя используется треугольная эпюра напряжений  $\sigma_z$  по глубине, распространяющаяся на двойную толщину эквивалентного слоя (см.рис.М.9.15).

### **М.9.21. Почему согласно способу эквивалентного слоя считается, что сжатие грунта происходит на глубину эквивалентного слоя, а не на двойную его глубину?**

Потому, что эпюра напряжений  $\sigma_z$  считается треугольной, распространяющейся на двойную глубину эквивалентного слоя, а эта треугольная эпюра по площади равновелика прямоугольной эпюре, распространяющейся на глубину эквивалентного слоя.

### **М.9.22\*. Каким образом определяется крен жесткого фундамента?**

Крен рекомендуется определять, исходя из решения для эксцентрично загруженного жесткого штампа, находящегося на упругом полупространстве. Коэффициенты для формулы в зависимости от соотношения сторон вычислены и приведены, например, в СНиПе.

## **М.10. ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ВО ВРЕМЕНИ**

### **М.10.1. С чем связано то обстоятельство, что грунты деформируются не сразу после приложения нагрузки, а на это требуется определенное время?**

Это связано с тем, что деформация грунта определяется изменением его пористости и для деформирования грунта нужно деформирование междучастичных связей. Эти связи часто бывают вязкопластичными и деформируются не сразу, а с течением времени. Кроме того, в порах грунта содержится вода и изменение пористости, особенно полностью водонасыщенного грунта, связано с необходимостью отжатия воды из пор грунта, на что требуется время.

### **М.10.2. С какой скоростью в твердых телах распространяются напряжения?**

В твердых телах напряжения распространяются со скоростью звука.

### **М.10.3. Какой представляется модель полностью водонасыщенного глинистого грунта? Что моделирует диаметр отверстий в поршне?**

К.Терцаги предложил для полностью водонасыщенного глинистого грунта такую модель: цилиндр, заполненный водой, внутри которого имеется стальная пружина. Цилиндр закрыт поршнем, имеющим весьма малые отверстия. Если на этот поршень поставить груз, то опускание поршня возможно только за счет выдавливания из цилиндра

лишней воды. Поршень начнет надавливать на пружину и остановится лишь тогда, когда все усилия груза полностью передадутся на пружину. При этом лишняя вода из цилиндра выдавится наружу. Диаметр отверстий моделирует фильтрационную способность грунта – чем мельче отверстия, тем медленнее выдавливается вода и медленнее идет процесс осадки (рис.М.10.3).

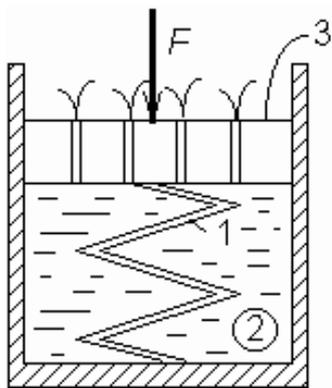


Рис.М.10.3. Схема, поясняющая поведение водонасыщенного глинистого грунта при сжатии:

1 - пружина, заменяющая скелет грунта; 2 - жидкость, заменяющая поровую воду; 3 - поршень с тонкими отверстиями для передачи давления на грунтовую массу

#### М.10.4. В чем заключаются предпосылки теории фильтрационной консолидации?

Предпосылки теории фильтрационной консолидации сводятся к следующему:

- скелет грунта линейно-деформируемый, деформируется мгновенно после приложения к нему нагрузки и вязкими связями не обладает;
- структурной прочностью грунт не обладает, давление в первый момент полностью передается на воду;
- грунт полностью водонасыщен, вода и скелет объемно несжимаемы, вся вода в грунте гидравлически непрерывна;
- фильтрация подчиняется закону Дарси.

#### М.10.5. Какие напряжения вызывают сжатие грунта?

Только эффективные, то есть передающиеся на скелет грунта. Нейтральное давление на сжатие грунта не влияет.

#### М.10.6. Какие случаи изменения полного давления (эпюры напряжений $\sigma_z$ ) рассмотрены на практике и являются типовыми?

Рассмотрены три случая:

- 1) эпюра прямоугольная;
- 2) эпюра треугольная с вершиной вверху, у границы (имеется в виду сжатие грунта от собственного веса);
- 3) эпюра треугольная с вершиной внизу и конечной ординатой вверху (эта эпюра соответствует способу эквивалентного слоя).

#### М.10.7. Какой вид имеет основное уравнение (уравнение Павловского), из которого выводится уравнение теории фильтрационной консолидации? Каков его физический смысл?

Это уравнение для одномерного случая имеет вид

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t},$$

где  $q$  – единичный расход фильтрующейся воды (скорость), м/с;  $n$  – пористость грунта;  $z$  – координата (вдоль оси  $z$  происходит фильтрация), м;  $t$  - время, с.

Это – уравнение неразрывности (сплошности).

**М.10.8. Какой вид имеет уравнение фильтрационной консолидации для одномерной задачи и пространственной (трехмерной) задачи?**

Уравнение для одномерной задачи следующее:

$$\frac{\partial p_{\text{пор}}}{\partial t} = c_V \frac{\partial^2 p_{\text{пор}}}{\partial z^2}.$$

Для пространственной задачи оно имеет вид

$$\frac{\partial p_{\text{пор}}}{\partial t} = c_V \left( \frac{\partial^2 p_{\text{пор}}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_{\text{пор}}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 p_{\text{пор}}}{\partial z^2} \right),$$

где  $c_V$  – коэффициент консолидации;  $p_{\text{пор}}$  – поровое давление.

Как видно из этих уравнений, оба они линейные относительно  $p_{\text{пор}}$ .

**М.10.9. С помощью какого допущения линеаризуется уравнение фильтрационной консолидации?**

Уравнения, приведенные в п.М.10.8, линейные. Однако при их выводе пришлось прибегнуть к допущениям. Одно из них заключается в следующем. Уравнение фильтрационной консолидации линеаризуется с помощью того, что используется среднее значение коэффициента пористости  $e_{\text{сред}}$ , поэтому

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{e}{1+e} \right) \approx \frac{1}{1+e_{\text{сред}}} \frac{\partial e}{\partial t},$$

и принимается линейная зависимость между приращениями коэффициента пористости и эффективного давления (закон пористости)

$$m_0 = - \frac{de}{dp_{\text{эфф}}}.$$

**М.10.10. Что представляет собой коэффициент консолидации, на что он указывает и какую имеет размерность?**

Коэффициент консолидации

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{e}{1+e} \right) \approx \frac{1}{1+e_{\text{сред}}} \frac{\partial e}{\partial t},$$

и имеет размерность  $m^2/c$ . Он указывает на скорость прохождения процесса консолидации – чем больше коэффициент консолидации, тем быстрее она проходит.

**М.10.11\*. Какой порядок имеет уравнение фильтрационной консолидации и к какому типу дифференциальных уравнений оно принадлежит?**

Уравнение Фурье линейное, второго порядка и параболического типа. Оно является уравнением, описывающим нестационарный процесс, так как содержит время.

**М.10.12\*. В чем состоит метод Фурье решения уравнения теории фильтрационной консолидации?**

Метод Фурье состоит в следующем. Поскольку основное уравнение линейное и содержит два переменных аргумента (координаты и время), то решением его будет сумма частных решений. Частные решения отыскиваются в виде произведения двух неизвестных функций – одной от координаты, другой от времени. В результате мы получаем уравнение, распадающееся на два обыкновенных дифференциальных уравнения, которые легко интегрируются. Дальнейшая задача связана с определением постоянных интегрирования исходя из граничных и начальных условий.

#### М.10.13\*. Какие граничные и начальные условия ставятся для слоя глинистого грунта?

Начальное условие: при  $t = 0$  имеем  $p = p_{\text{пор}}$ , а  $p_{\text{эфф}} = 0$ , то есть в первый момент все давление передается на воду, а на скелет не передается.

Граничные условия в задаче о слое грунта, лежащем на водоупоре, сводятся к тому, что: 1) на верхней границе полное давление равно эффективному, то есть при  $z = 0$  и  $t > 0$  имеем  $p_{\text{эфф}} = p$ ,  $p_{\text{пор}} = 0$ ; 2) на нижней границе имеем нулевой градиент, то есть при  $z = h$  имеем

$$\frac{\partial p_{\text{пор}}}{\partial z} = -\frac{\partial p_{\text{эфф}}}{\partial z} = 0.$$

#### М.10.14\*. В чем заключается некорректность в постановке граничных условий для слоя глинистого грунта?

Незначительная некорректность заключается в рассмотрении начального момента времени  $t = 0$  и верхней границы  $z = 0$ . С одной стороны, исходя из начального условия при  $t = 0$  на верхней границе  $p_{\text{пор}} = p$ , но в то же время на верхней границе при  $z = 0$  должно быть  $p_{\text{эфф}} = p$ . Поэтому приходится граничное условие рассматривать при  $t > 0$ , но не при  $t = 0$ .

#### М.10.15. Что представляет собою фактор времени и какую он имеет размерность?

$$N = \frac{\pi^2 c_V t}{4h^2}$$

Фактор времени  $N$ , он является безразмерной величиной.

#### М.10.16. Что представляет собою степень консолидации, на что она указывает, в каких пределах изменяется и какова ее размерность?

Степень консолидации  $U$  указывает на то, какая часть полной осадки произошла к данному моменту времени. Степень консолидации безразмерна и изменяется от нуля (при  $t = 0$ ) до единицы (при  $t = \infty$ ).

#### М.10.17. Каким образом следует вести расчет по теории фильтрационной консолидации, чтобы воспользоваться готовыми таблицами?

Следует найти, задавая степень консолидации  $U$ , по таблице величину фактора времени  $N$  и далее по формуле по  $N$  найти соответствующую величину времени  $t$ . Таким образом вычисления сильно упрощаются.

#### М.10.18. Каким образом изменяется время консолидации для двух слоев различной толщины при одной и той же степени консолидации?

В этом случае отношение времен оказывается пропорциональным отношению квадратов высот (так как  $U$  одно и то же, то и  $N$  одно и то же), следовательно, если отношение высот равно 10, то время для достижения одной и той же степени консолидации будет не в 10, а в 100 раз больше.

#### М.10.19. Каким образом ползучесть грунта влияет на осадку глинистого грунта во времени?

Учет ползучести скелета грунта обычно изменяет процесс протекания осадки грунта во времени. В частности, если грунт не полностью водонасыщен, то порового давления почти не возникает. В маловодонасыщенном грунте влага при его сжатии перемещается вместе со скелетом и поровое давление практически отсутствует. Сжатие – относительная деформация в слое происходит во всех точках одинаково, а скорость общей осадки прямо пропорциональна толщине слоя. Ползучесть скелета затягивает процесс деформирования.

При полностью водонасыщенном грунте относительная деформация разная в различных точках по глубине слоя. Она зависит от времени и координаты точки. Ползучесть увеличивает при этом поровое давление по сравнению с

тем, когда ее нет, и деформации в скелете считаются происходящими мгновенно, как в модели грунтовой массы. Осадка при проявлении ползучести будет происходить более медленно, чем без нее.

### М.10.20\*. В чем состоит основная идея уравнения наследственной ползучести Больцмана-Вольтерры?

Основная идея состоит в том, что при каждой ступени нагрузки процесс протекает независимо от того, какая нагрузка была до этого, но считается, что от всех предыдущих ступеней нагрузки процесс не завершился. Поэтому процесс как бы ступенчато сдвинут, а конечный результат, поскольку уравнение линейно, является суммой (интегралом) результатов всех предшествующих нагружений.

На рис. М.10.20 представлены диаграммы, иллюстрирующие процесс деформирования, описываемый теорией наследственной ползучести.

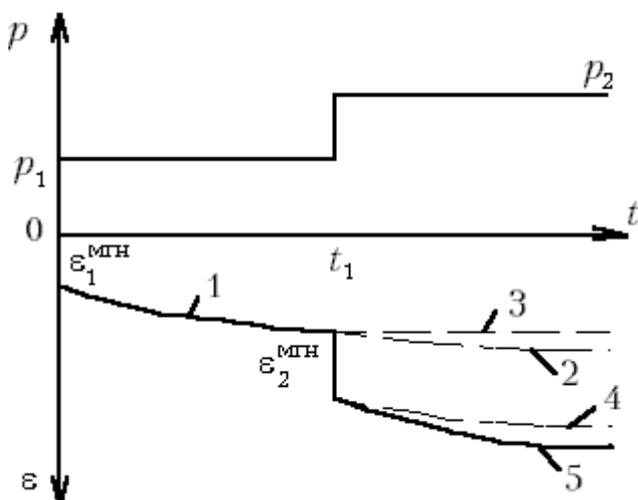


Рис. М.10.20. Зависимость относительной деформации  $\varepsilon$  (затухающая ползучесть) от времени  $t$  при действии нагрузки  $p$ , кПа:

1 - кривая деформирования под давлением  $p$  при  $t < t_1$  (продолжение процесса ползучести); 2 - та же кривая при  $t > t_1$  - продолжение процесса ползучести; 3 - если бы деформации от  $p=p_1$  стабилизировались бы при  $t=t_1$ , то график следовал бы по этой линии; 4 - график ползучести при нагрузке  $p_2$ , если бы стабилизация деформации произошла при  $t=t_1$ ; 5 - график, показывающий наследственную ползучесть

### М.10.21\*. Каким образом следует получить ядро ползучести и какие три случая при этом встречаются?

Ядро ползучести получается экспериментальным путем. Для различных стадий ползучести оно описывается принципиально различными функциями. Три случая, это: 1) затухающая ползучесть; 2) установившаяся ползучесть и 3) прогрессирующая ползучесть.

Если взять кубик связного грунта (глины), то при малых давлениях, прикладываемых к нему сверху, происходит затухание осадки со временем и ее стабилизация (фаза затухающей ползучести). При дальнейшем увеличении нагрузки осадка будет нарастать практически с постоянной скоростью и не стабилизироваться (фаза установившейся ползучести). Дальнейший рост нагрузки приведет к такому состоянию, когда скорость нарастания осадки будет со временем расти и, наконец, произойдет полное разрушение грунта. Это – фаза прогрессирующего течения или прогрессирующей ползучести (см. также М.12.3).

### М.10.22. Чем различаются первичная и вторичная консолидация?

Первичная консолидация – это фильтрационная консолидация. Вторичная консолидация связана с ползучестью скелета грунта, которая при первичной консолидации не учитывается. Расчет деформаций с учетом вторичной консолидации связан со значительными математическими сложностями даже при решении одномерной задачи.

## М.11. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ И МЕТОДЫ ЕЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ

### М.11.1. Чем вызывается сопротивление грунта срезу?

Сопротивление грунта срезу вызывается сопротивлением междучастичных связей, зависящим от прикладываемого давления. Прочность связей зависит от вида грунта, его влажности и плотности.

### М.11.2. Какая разница между срезом и сдвигом? Какой вид имеет схема прямого среза?

Срез происходит по определенной поверхности. Схема разрушения представлена на рис.М.11.2. Деформация сдвига захватывает некоторый объем и связана с перекашиванием прямоугольного элемента.

Под прямым срезом в механике грунтов понимается срез, изображенный на рис.М.11.2, однако часто под сдвигом понимается и прямой срез, а эти понятия отождествляются.

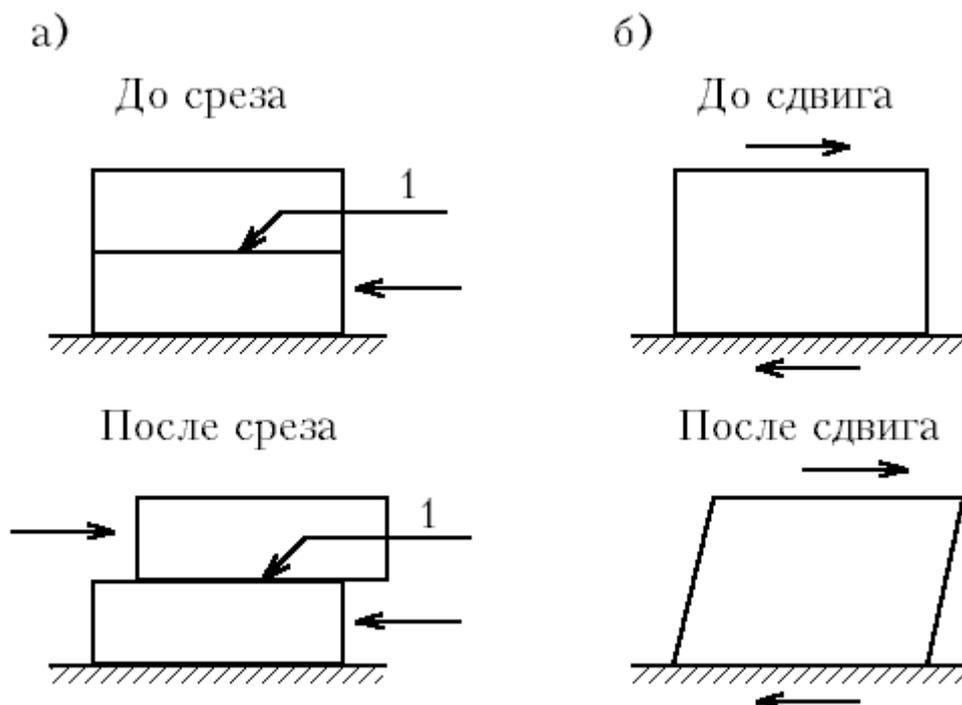


Рис.М.11.2. Схема разрушения грунта:  
а - срез; б - сдвиг; 1 - плоскость среза

**М.11.3. Что называется "критической" пористостью песка и какому состоянию песка она соответствует?**

Деформация сдвига в грунтах связана с изменением объема, так как при сдвиге происходит перекомпоновка частиц. Особенно явно это проявляется в песке. При сдвиге в плотном песке происходит его разуплотнение, а в рыхлом – уплотнение. Однако существует такая начальная пористость песка, которая при сдвиге не изменяется. Эта пористость называется критической. Критическая пористость ближе по своему значению к максимальной.

**М.11.4. Какой вид имеет закон Кулона для несвязного грунта? Что называется углом внутреннего трения песка?**

Закон Кулона для несвязного грунта имеет следующий вид (рис.М.11.4,а):

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg}\varphi + c_0,$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения. Угол внутреннего трения следует рассматривать как параметр линейного графика среза образца песчаного грунта, который проведен через начало координат.

Однако в ряде случаев диаграмма может иметь начальный участок  $c_0$ , называемый зацеплением. Обычно величина этого зацепления очень невелика.

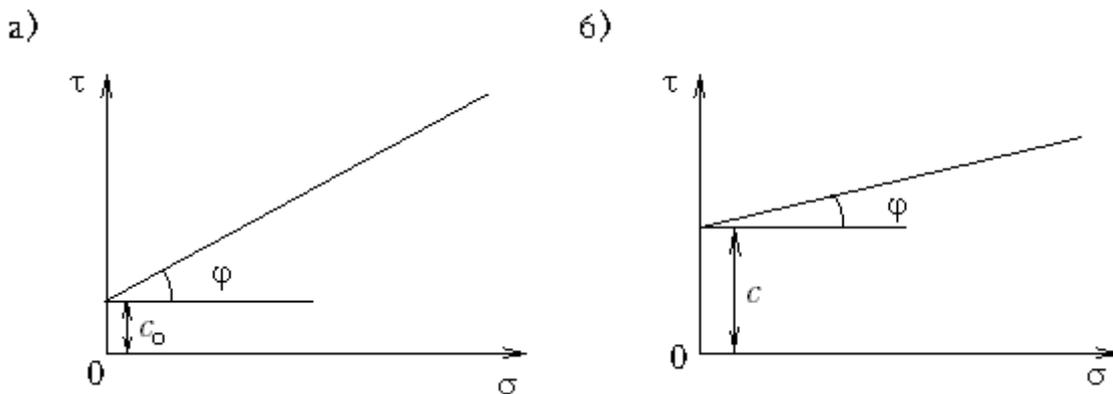


Рис.М.11.4. Результирующая схема испытания прямым срезом:  
а - песчаный грунт; б - глинистый грунт

**М.11.5. От чего зависит угол внутреннего трения песка? Что такое угол естественного откоса и совпадает ли он с углом внутреннего трения?**

Угол внутреннего трения зависит от крупности и минералогического состава песка, от его пористости и в значительно меньшей степени от влажности (часто от влажности совсем не зависит). Угол внутреннего трения не совпадает по своей величине с углом естественного откоса, именуемого иногда углом "внешнего трения". Угол естественного откоса влажного песка может быть больше угла внутреннего трения, так как в этом случае действуют капиллярные силы, удерживающие откос от разрушения.

**М.11.6. Чем вызывается сопротивление срезу связного грунта?**

Сопротивление срезу связного глинистого грунта вызывается междучастичными связями – пластичными водно-коллоидными и хрупкими цементационными.

**М.11.7. Что такое открытая и закрытая системы испытаний глинистого грунта?**

При открытой системе вода имеет возможность под действием передающегося на нее давления выходить из пор грунта наружу, то есть отфильтровываться. При закрытой системе вода не имеет возможности выходить из грунта, то есть вода полностью остается в порах грунта и не перемещается.

**М.11.8. Что такое полное, эффективное и нейтральное давления? Что называется гидростатическим и поровым давлением?**

Полное давление – это все давление, приходящееся на данную площадку. Эффективное давление – это часть полного давления, воспринимаемая минеральным скелетом грунта.

Нейтральное давление - давление, воспринимаемое водой. Таким образом, эффективное и нейтральное давления составляют полное давление. Гидростатическое и поровое давления составляют в сумме давление в воде, то есть нейтральное давление. Гидростатическое давление – это давление, которое установится в воде, когда полностью исчезнет избыточное по отношению к нему давление, то есть поровое давление.

Эффективным давление на скелет грунта называется потому, что оно повышает сопротивление грунта срезу.

**М.11.9. Какова зависимость (закон Кулона) для неконсолидированного и консолидированного испытания?**

Закон Кулона для связного грунта записывается следующим образом (см.рис.М.11.4,б):

$$\tau_n^{\max} = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c,$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $c$  – удельное сцепление.

Эта зависимость определяет предельное состояние грунта. Если состояние в глинистом грунте неконсолидированное, то имеет место давление в поровой воде (поровое давление)  $u$ , и этот закон будет следующим:

$$\tau_n^{\max} = (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi + c,$$

где  $\sigma_n$  – полное давление на площадке уже в полностью консолидированном состоянии, а разность  $(\sigma_n - u)$  представляет эффективное давление, то есть давление, приходящееся на скелет грунта. Строго говоря,  $\varphi$  и  $c$  следует рассматривать лишь как параметры линейного графика среза связного грунта.

#### М.11.10. Для чего служит диаграмма Мора? В каких координатах она строится?

Диаграмма Мора (рис.М.11.10) служит для определения всех компонентов напряжений, действующих по любой, как угодно направленной площадке в точке сплошной среды. Таким образом, диаграмма Мора характеризует напряженное состояние в точке. Это напряженное состояние будет предельным, если круг Мора касается предельной огибающей кругов Мора. Если он не касается этой предельной огибающей, то состояние будет не предельным. Пересекать предельную огибающую он не может. Предельная огибающая может быть прямолинейной или, в более общем случае, криволинейной – это зависит от свойств среды, т.е. грунта. Диаграмма Мора строится в координатах  $\tau$  (касательное напряжение) -  $\sigma$  (нормальное напряжение) для любой площадки.

Рис.М.11.10. Круги Мора:

1 - не предельный; 2 - предельный

#### М.11.11. Какая разница между диаграммой Мора и диаграммой Кулона? Какие координаты используются при построении этих диаграмм?

Формальной разницы нет, поскольку при построении той и другой диаграммы по оси абсцисс откладывается нормальное напряжение  $\sigma$ , а по оси ординат касательное напряжение  $\tau$ . Но существенная разница заключается в том, что диаграмма Кулона относится лишь к одной из площадок, проходящих через рассматриваемую точку в массиве грунта, а диаграмма Мора относится ко всем площадкам, проходящим через эту рассматриваемую точку, то есть диаграмма Мора включает в себя диаграмму Кулона как частный случай.

#### М.11.12. Как записать условие прочности Мора и условие прочности Кулона? Какая между ними принципиальная разница?

Условие Мора в частном случае, когда напряжения входят в него линейно, записывается так:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi,$$

где  $\sigma_1 > \sigma_2$  – главные напряжения.

В общем случае, когда огибающая предельных кругов Мора не прямолинейна, эта зависимость будет иметь функциональный вид и здесь не приводится. В условие Мора входят два главных напряжения  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ . Оно связано с напряжениями, действующими в точке грунта, и не привязано только к наиболее опасной площадке как условие прочности Кулона. Но с помощью диаграммы Мора эту наиболее опасную площадку можно найти.

Условие прочности Кулона, связанное только с наиболее опасной площадкой, проходящей через данную точку, имеет вид

$$\tau_n^{\max} = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c,$$

При этом напряженное состояние в точке в целом не рассматривается.

#### М.11.13. Каково минимальное число опытов для определения угла внутреннего трения $\varphi$ и удельного сцепления $c$ ?

Поскольку неизвестных две величины, то и минимальное число опытов – два (потом решаются два уравнения с двумя неизвестными). Для несвязного грунта, у которого  $c = 0$ , минимально возможен один опыт, с помощью которого устанавливается величина угла внутреннего трения  $\varphi$ . Это и есть минимальное количество опытов, но исключающее возможность статистической обработки результатов.

**М.11.14. Как записать условие прочности Мора в координатах  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xz}$ ? Какие частные случаи следуют из диаграммы Мора?**

Условие прочности Мора записывается в напряжениях  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\tau_{xz}$  следующим образом:

$$\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \right)^2 = \frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi.$$

Это условие получается из рассмотрения прямоугольного треугольника  $AO'B$  в круге Мора (рис.М.11.14.), где  $AB = \tau_{xz}$

$$O_2B = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}.$$

Рис.М.11.14. Предельный круг Мора и соотношения, следующие из его построения

Частные случаи следующие:

- 1)  $\sigma_2 = 0$  – одноосное сжатие;
- 2)  $\sigma_2 = -\sigma_1$  – чистый сдвиг, когда  $\sigma_1 + \sigma_2 = 0$ ;
- 3)  $\sigma_1 = 0$  – одноосное растяжение ( $\sigma_2 < 0$ ).

**М.11.15. Какие лабораторные методы определения характеристик прочности глинистого грунта вы знаете?**

В лабораторных условиях для этой цели используются методы:

- прямого среза;
- трехосного сжатия;
- сжатия-растяжения;
- испытания в приборе с независимым регулированием трех главных напряжений;
- испытания в приборе "шариковой пробы".

**М.11.16. Каким образом обычно проводятся опыты в приборе прямого среза и в стабилометре?**

На приборе прямого среза (схема среза представлена на рис.М.11.16,а) обычно для получения у глинистых грунтов практически одного и того же значения коэффициента пористости все образцы-близнецы первоначально обжимаются при максимальном значении давления, а затем они все, кроме одного, разгружаются до величины того давления, при котором будет производиться его срез. При таком способе предварительного обжатия с последующей разгрузкой начальная пористость у всех образцов окажется практически одинаковой. Полученные величины нормального давления и соответствующие им значения максимальных касательных напряжений, действующие на площадке среза, подвергаются статистической обработке с целью получения нормативных величин удельного сцепления и угла внутреннего трения. Образцы песчаных грунтов также могут быть предварительно обжаты и доведены до необходимой пористости, соответствующей заданной. При сдвиге-срезе песчаного грунта необходимо обеспечить, чтобы песчинки не попадали бы между взаимосдвигающимися кольцами обоймы.

Рис.М.11.16. Лабораторное определение характеристик прочности глинистого грунта:

а - прибор прямого среза; б - прибор трехосного сжатия;

1 - грунт; 2 - резиновая оболочка; 3 - жидкость (вода);

4 - прозрачный цилиндр; 5 - давление от насоса, создающего всестороннее давление; 6 - шток для создания вертикального давления; 7 - плоскость среза или скола; 8 - фильтр; 9 - штамп

Таким же образом производится подготовка образцов для испытания в стабилометре (рис.М.11.16,б). Обжатие образцов в этом случае производится сначала при одном и том же всестороннем давлении, а затем для остальных образцов производится разное уменьшение всестороннего давления до величины, при которой намечается раздавливание образца вертикальным давлением. Обжатие производится до того времени, когда завершится процесс консолидации и порового давления не будет. Однако могут быть произведены и "быстрые" сдвиги-срезы, когда прочность обеспечивается практически одним лишь сцеплением.

### М.11.17\*. Какова схема прибора с независимым регулированием трех главных напряжений?

Этот прибор имеет кубическую форму. Образец грунта также представляет собой куб (рис.М.11.17), окруженный обоймой. Каждая из шести пластин, примыкающих к граням грунтового куба, имеет гидравлическую камеру, наполненную жидкостью, с резиновой диафрагмой. Давление жидкости в этих полностью одинаковых камерах измеряется манометрами. В противоположно расположенных камерах оно создается одинаковым. По понижению уровня жидкости в мерных трубках судят о вошедшем в камеру объеме жидкости, что позволяет рассчитать деформации образца в соответствующем направлении.

Рис.М.11.17. Прибор с независимым регулированием трех главных напряжений  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ :  
1 - пластина-камера; 2 - трубка для подвода жидкости в камеру; 3 - резиновая диафрагма; 4 - манометр (все шесть пластин одинаковые, квадратные)

### М.11.18\*. Что такое параметр Лоде и в каких пределах он изменяется?

Параметр Лоде показывает "вид" напряженного состояния и выражается через главные напряжения или главные деформации. Для напряжений он определяется выражением

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - (\sigma_1 + \sigma_3)}{\sigma_1 - \sigma_3},$$

где обязательно должно выполняться условие  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ . Для деформаций в этой формуле следует  $\sigma$  заменить на  $\varepsilon$ . При обычном условии стабилометра, когда  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ , получим  $\mu_\sigma = -1$ , для другого случая, иногда именуемого "растяжением", когда  $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ , получим  $\mu_\sigma = +1$ . Таким образом, параметр Лоде изменяется в пределах от -1 до +1.

Рис.М.11.18. Круги Мора для изображения пространственного напряженного состояния

С помощью диаграммы Мора возможно представление пространственного напряженного состояния. Для этого изображаются три круга напряжений, как это показано на рис.М.11.18, которые касаются друг друга. Если  $\sigma_2 = \sigma_3$  или  $\sigma_2 = \sigma_1$ , то диаграмма представляется одним кругом. С помощью трех кругов возможно также представить и

параметр Лоде. Для этого из точки касания кругов  $M_2$  очерчивается дуга  $M_2K$  с центром  $O_1$ , равная  $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \sigma_2$ . Далее точка  $M_1$  соединяется с  $K$ ; тангенс угла  $\alpha = O_1M_1K$  численно равен параметру Лоде  $\mu_\sigma$ . Если принять, что  $\alpha$  – величина отрицательная при отсчете ее против часовой стрелки, то параметр  $\mu_\sigma$  отрицательный, а если его отсчитывать по часовой стрелке, то он положительный. В последнем случае точка  $M_2$  будет правее точки  $O_1$  и точка  $K$  будет расположена выше  $O_1$ .

### М.11.19. Какие методы определения характеристик прочности грунтов в полевых условиях вы знаете?

В полевых условиях в основном распространены следующие методы испытаний: 1) сдвиг штампа, приборотонированного к грунту; 2) срез целика, помещенного в обойму и нагруженного сверху нагрузкой; 3) испытание крыльчаткой; 4) зондирование с помощью конуса.

При сдвиге штампа он обычно приборотонируется к основанию и часть цементного раствора затекает в грунт, обеспечивая контактное сцепление. Сдвиг целика по существу воспроизводит срезной прибор. Нагрузка сверху и сдвигающие усилия создаются домкратами, упирающимися в вертикальный портал и в упорный массив. Об испытании крыльчаткой и зондированием см. также М.11.20 и М.3.20.

### М.11.20. Что такое крыльчатка и сколько характеристик прочности можно получить с ее помощью?

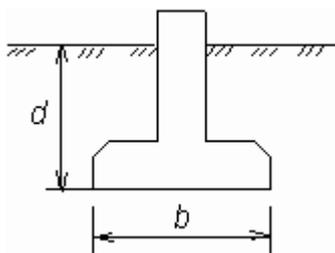
## М.12. ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

**сМ.12.1.** Какой вид имеет кривая зависимости осадки штампа, находящегося на поверхности грунта, от среднего давления? Какой вид имеет та же кривая, полученная при испытании грунта в одометре? Чем они отличаются?

Кривая зависимости осадки штампа имеет выпуклость вверх. Более быстрое нарастание осадки с увеличением нагрузки объясняется процессом выдавливания грунта в стороны от штампа вследствие того, что в этих областях развиваются деформации сдвига. Если наложить на этот график кривую, получаемую в одометре (при соответствующем выборе высоты образца, иначе наклоны будут различными), то она будет характеризоваться нарастающей вогнутостью вверх с увеличением давления, поскольку при этом грунт только уплотняется (сдвигов нет) в вертикальном направлении, а с ростом плотности сжимаемость уменьшается.

**М.12.2.** По какому признаку и как можно подразделить фундаменты по глубине заложения?

По относительной глубине заложения (глубина заложения  $d$  относительно ширины  $b$ ) они подразделяются на фундаменты мелкого заложения ( $d/b \leq 0,5$ ) (рис. М.12.2), средней глубины заложения ( $0,5 < d/b \leq 2$ ), глубокого заложения ( $2 < d/b \leq 4$ ) и очень глубокого заложения ( $d/b > 4$ ).



В первых двух случаях ( $d/b \leq 2$ ) наблюдается выпирание грунта на поверхность, в последних двух случаях происходит "внутреннее" выпирание грунта, а о потере несущей способности основания можно судить только по началу резкого нарастания осадки.

**М.12.3.** Как деформируется грунт во времени и как выглядит график "осадка-время"?

Если взять кубик связного грунта (глины), то при малых давлениях, прикладываемых к нему сверху, происходит затухание осадки со временем и ее стабилизация (фаза затухающей ползучести – 1) (рис.М.12.3). При дальнейшем увеличении нагрузки осадка будет нарастать практически с постоянной скоростью и не стабилизироваться (фаза установившейся ползучести – 2). Дальнейший рост нагрузки приведет к такому состоянию, когда скорость нарастания осадки со временем будет расти и, наконец, произойдет полное разрушение грунта. Это - фаза прогрессирующего течения – 3.

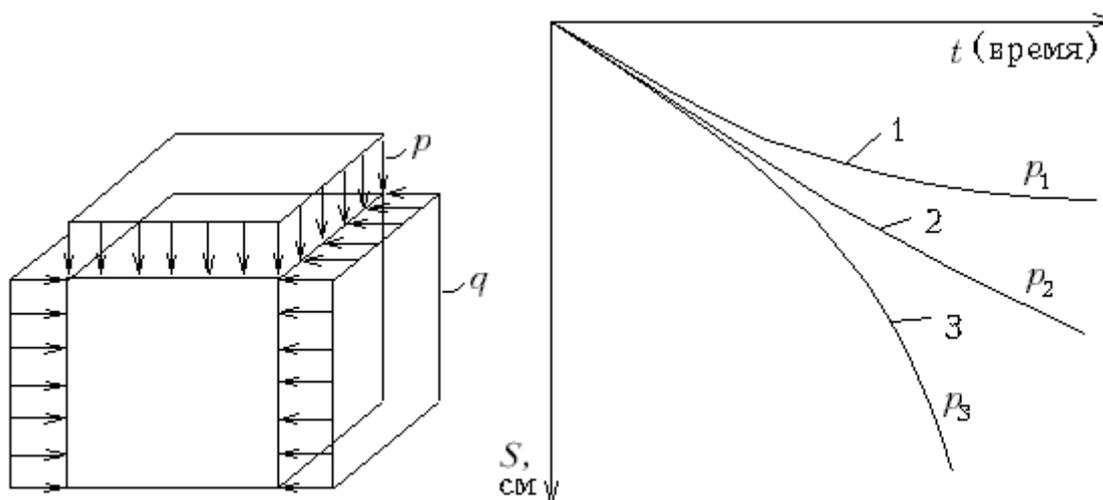
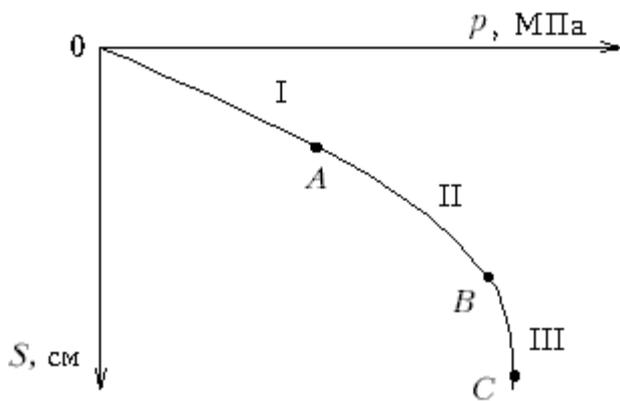


Рис.М12.3. Зависимость осадки от времени действия нагрузки. Ползучесть: 1 - затухающая; 2 - установившаяся; 3 - прогрессирующая

**М.12.4.** Назовите фазы деформирования и где находятся границы этих фаз на графике "осадка– нагрузка"?



На кривой "нагрузка-осадка" (рис.М.12.4), полученной для штампа, находящегося на поверхности основания, можно различить три фазы: I – фазу уплотнения, II – фазу образования зон сдвигов, размер которых растет с ростом нагрузки и III – фазу полного выпирания (потеря несущей способности основанием).

**М.12.5.** Какая схема принимается для определения границы I фазы? Какой коэффициент бокового давления грунта в условиях естественного залегания  $\xi_0$  принимается в схеме Пузыревского-Герсеванова? Если  $\xi_0 \neq 1$ , будет ли зарождение пластической области происходить раньше или позднее?

Для определения границы I фазы принимается схема, когда основание загружено равномерно распределенной нагрузкой  $p$ , расположенной на участке шириной  $b$ . По бокам действует пригрузка  $q$ , а область предельного равновесия только начинает образовываться в точках  $A_1$  и  $A_2$ . Коэффициент бокового давления  $\xi_0$  в схеме Пузыревского-Герсеванова принимается равным единице ( $\xi_0 = 1$ ). Если  $\xi_0 < 1$  или  $\xi_0 > 1$ , то в обоих случаях область пластической деформации будет зарождаться раньше, чем при  $\xi_0 = 1$  (рис.М.12.5).

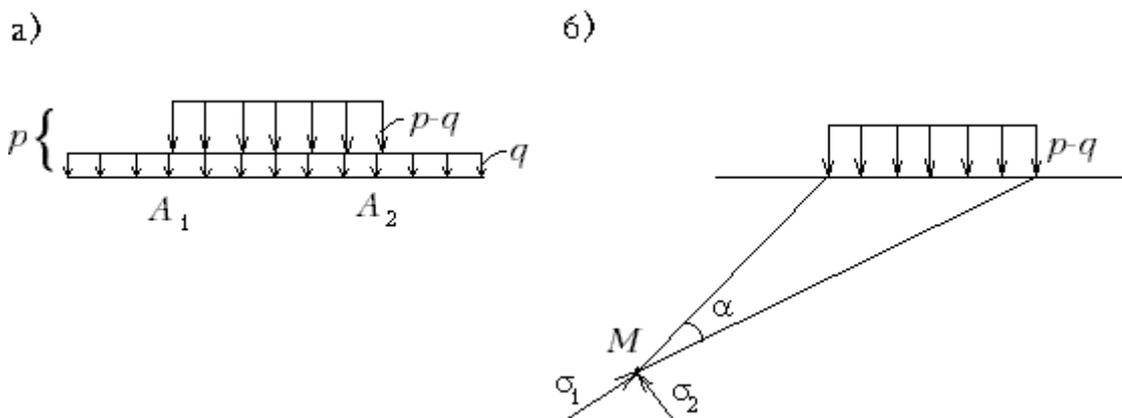


Рис.М.12.5. Определение критической нагрузки на грунт в условиях плоской деформации при  $\sigma_1 > \sigma_2$ : а - нагрузка; б - система координат

**М.12.6.** Какой вид имеют формулы для главных напряжений при загрузке конечного участка границы полуплоскости равномерно распределенной нагрузкой?

Формулы для главных напряжений наибольшего  $\sigma_1$  и наименьшего  $\sigma_2$  имеют следующий вид:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha + \sin \alpha), \quad \sigma_2 = \frac{P}{\pi} (\alpha - \sin \alpha),$$

где  $\alpha$  – угол видимости (см.рис.М.12.5).

**М.12.7.** Принимаются ли для расчета первой критической нагрузки полные значения напряжений, в которых учитывается собственный вес грунта, или только дополнительные напряжения от внешней нагрузки?

При выводе формулы для первой критической нагрузки принимаются полные значения напряжений, представляющие собой суммарные напряжения от внешней нагрузки  $p$ , пригрузки  $q$  и веса грунта в рассматриваемой точке на глубине  $z$ , равные  $\gamma_z$ . Напряжения считаются передающимися по гидростатическому закону как от веса  $\gamma_z$ , так и от пригрузки  $q$ , т.е. как от тяжелой жидкости. Поэтому считается, что  $\xi_0 = 1$ .

**М.12.8. Какое ставится экстремальное условие, чтобы получить недостающее уравнение для определения величины первой критической нагрузки?**

Экстремальное условие заключается в том, что надо найти такое значение угла видимости  $\alpha$ , чтобы при нем глубина

$$\frac{dz}{d\alpha}$$

расположения точки с предельным состоянием  $z$  была бы максимальной, то есть производная  $\frac{dz}{d\alpha}$  приравнялась бы нулю.

**М.12.9. Какой вид имеет обобщенная формула Пузыревского-Герсеванова? В виде скольких слагаемых ее можно представить? Чему равны коэффициенты формулы  $M_\gamma, M_q, M_c$  и от чего они зависят? Чему равна величина  $z_{\max}$  по Пузыревскому-Герсеванову и по СНиП?**

Обобщенная формула Пузыревского-Герсеванова имеет следующий вид

$$p = \frac{\pi(\gamma z_{\max} + q + c \cdot \text{ctg}\varphi)}{\text{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + q = M_\gamma \gamma b + M_q q + M_c c.$$

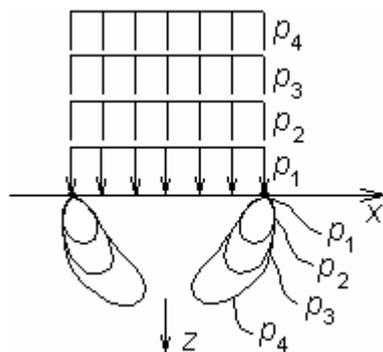
Коэффициенты равны

$$M_\gamma = \frac{\pi}{4} \frac{1}{\text{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; M_q = \frac{\pi}{\text{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + 1;$$

$$M_c = \frac{\pi \text{ctg}\varphi}{\text{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}.$$

При выводе коэффициента  $M_\gamma$  согласно СНиП принимается  $z_{\max} = b/4$ , коэффициенты  $M_\gamma, M_q$  и  $M_c$  зависят только от угла внутреннего трения грунта  $\varphi$ . У Герсеванова и Пузыревского было принято, что  $z_{\max} = 0$ .

**М.12.10. Каким образом происходит процесс развития областей пластических деформаций под фундаментом с ростом нагрузки?**



Считается, что области пластических деформаций зарождаются у краев фундамента; далее с ростом нагрузки они распространяются вглубь и начинают заходить под фундамент (рис.М12.10). Наконец, при нагрузке, достигающей несущей способности основания, обе области пластических деформаций смыкаются на оси фундамента и происходит резкое проседание его вниз.

**М.12.11\*. Какой вид имеет схема расчета несущей способности основания "по Прандтлю"? Что называется "упругим ядром" и где оно находится?**

При расчете величины несущей способности "по Прандтлю" предполагается существование трех зон: зоны с максимально напряженным состоянием I (или зоны пассивного давления), зоны с минимально напряженным состоянием II (или зоны активного давления) и переходной между ними зоны III, позволяющей получить плавное изменение напряжений без скачков в них. При этом предполагается, что нагрузка является равномерной и не имеет

горизонтальной составляющей. В действительности мы прикладываем нагрузку с помощью жесткого шероховатого штампа, поэтому непосредственно под ним вместо зоны с минимально напряженным предельным состоянием формируется зона, в которой нет предельного состояния и которая как бы сливается со штампом, составляя с ним одно целое. Эта зона называется "упругим" или "жестким" ядром (рис.М.12.11).

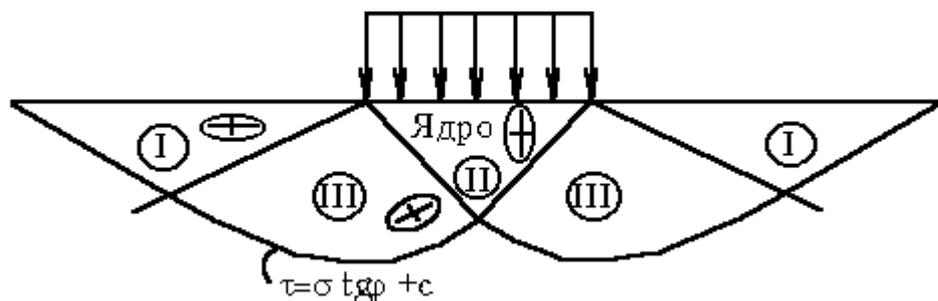


Рис.М.12.11. Очертание различных по характеру напряженного состояния предельных зон по схеме Прандтля

**М.12.12. Какое условие, связывающее напряжения, следует ставить на линии, ограничивающей область выпирания?**

На этой линии ставится условие Кулона  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ , то есть она считается линией скольжения.

**М.12.13. Больше или меньшее значение имеют коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  в формуле несущей способности, чем соответственно коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$  в обобщенной формуле Герсеванова-Пузыревского и от чего они зависят?**

Поскольку коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_q$  и  $M_c$  отвечают лишь незначительным по размерам областям пластической деформации, а соответственные им коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  полному раскрытию этих областей, то, естественно, последние больше по своим значениям, чем первые. И те и другие зависят от угла внутреннего трения  $\varphi$ , а если нагрузка имеет кроме вертикальной еще и горизонтальную составляющую, то и от угла наклона равнодействующей к вертикали. Максимальное значение всех коэффициентов мы получаем, если нет горизонтальной составляющей.

**М.12.14. Какая основная идея положена в основу метода круглоцилиндрических поверхностей?**

В основе этого метода заложена идея о том, что при разрушении основания под фундаментом возникают две жесткие неопредельные области, отделяющиеся друг от друга круглоцилиндрической поверхностью (рис.М.12.14). При предельных условиях одна (верхняя) область 1 скользит вдоль этой поверхности по другой нижней области 2. Благодаря условию, что обе области жесткие, возможно осуществление переноса действующих сил вдоль линий их действия и оперирование равнодействующими. Наиболее опасная круглоцилиндрическая поверхность находится путем пробного поиска и определения минимальной величины отношения момента всех удерживающих сил к моменту сдвигающихся сил.

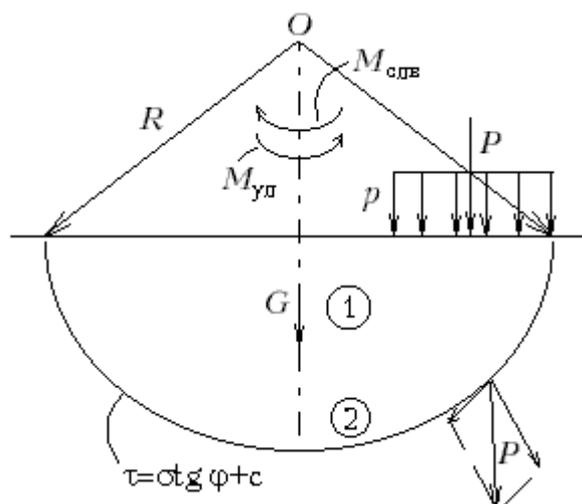


Рис.М.12.14. Схема для расчета предельной нагрузки в предположении образования круглоцилиндрических поверхностей скольжения

### 12.15\*. Какие уравнения удовлетворяются и какие не удовлетворяются в способе круглоцилиндрических поверхностей?

В способе круглоцилиндрических поверхностей полностью не удовлетворяются условия равновесия для проекций на оси (вертикальную и горизонтальную), так как нормальная по отношению к дуге окружности составляющая равнодействующей нагрузки умножается на коэффициент внутреннего трения и этим она переводится в касательную компоненту, в то время как фактически вдоль поверхности мобилизуется не все трение, а только часть его. То же самое делается и с силами сцепления, действующими вдоль потенциальной поверхности скольжения, которые мобилизуются лишь частично. Поэтому этот способ следует рассматривать как инженерный и недостаточно строгий.

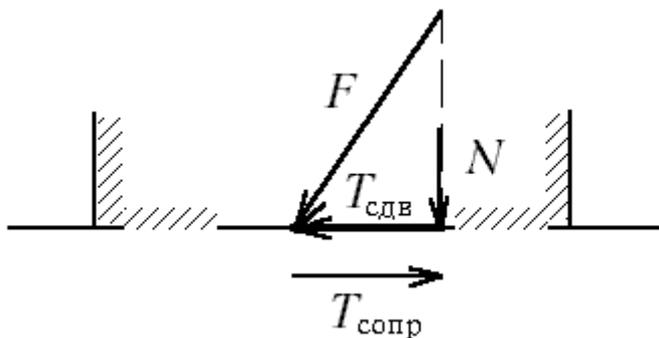
### М.12.16. Какой вид имеет формула для коэффициента запаса (надежности)? Зависит ли коэффициент запаса устойчивости на сдвиг от радиуса окружности скольжения?

Эта формула для способа круглоцилиндрических поверхностей имеет следующий вид:

$$K_{\text{зап}} = \gamma_n = \frac{M_{\text{удерж. сил}}}{M_{\text{сдвиг. сил}}}$$

От радиуса отношение моментов сил, входящих в эту формулу, формально не зависит, однако когда отыскивается минимальное значение величины  $K_{\text{зап}} = \gamma_n$ , то устанавливаются и радиус, и положение центра дуги, отвечающие условию этого минимума.

### М.12.17\*. Каким образом рассчитывается устойчивость на сдвиг по плоскости контакта сооружения с основанием?



Если не учитывается величина отпора грунта со стороны, куда направлен сдвиг, то подсчитывается вертикальная составляющая действующих сил  $N$  (рис. М.12.17), затем она умножается на коэффициент трения  $f$  и добавляются силы сцепления по контакту  $C$ . После этого получившееся максимально возможное значение силы сопротивления делится на величину сдвигающей силы  $T_{\text{сдв}}$  и тем самым находится величина коэффициента запаса (надежности), то есть

$$K_{\text{зап}} = \gamma_n = \frac{Nf + C}{T_{\text{сдв}}}$$

### М.12.18. Каким образом рассчитывается устойчивость сооружения на опрокидывание?

Устойчивость на опрокидывание (рис. М.12.18,а) оценивается по отношению моментов сил удерживающих и сил опрокидывающих, взятых относительно крайней точки. При этом считается, что сооружение как бы чуть приподнялось и поэтому реакция основания в виде сосредоточенной силы приложена в крайней точке, а, следовательно, в условие равновесия моментов она не войдет, так как проходит через этот полюс.

Для того, чтобы увеличить устойчивость на опрокидывание, следует ввести слева у сооружения консоль (рис. М.12.18,б). В случае деформируемости основания вращение при опрокидывании происходит не вокруг одной крайней точки, а сооружение "входит" в грунт основания, поэтому и вращение произойдет вокруг центра, располагающегося в пределах подошвы сооружения (рис. М.12.18,в). Опрокидыванию предшествует крен сооружения. Обычно стремятся не допускать отрыва подошвы от грунта, кроме особых случаев (например, действия сейсмических сил), и ограничивать соотношение между максимальным и минимальным вертикальными напряжениями (рис. 12.18,г). При установлении величин этих максимальных напряжений следует учитывать также и касательные усилия, возникающие по подошве сооружения.

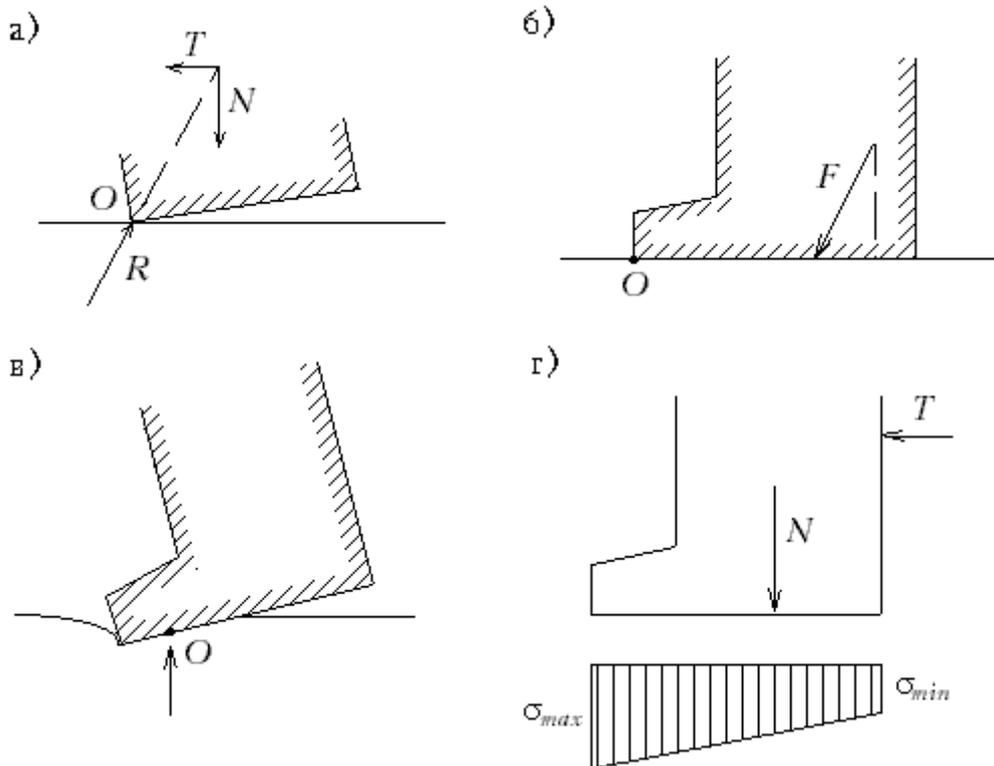


Рис.М.12.18. Схема для расчета устойчивости на опрокидывание:  
 а - опрокидывание происходит вокруг точки  $O$ ; б - консоль, увеличивающая сопротивление опрокидыванию; в - опрокидывание вокруг точки  $O$  при вдавливании сооружения в основание; г - эпюра нормальных напряжений по подошве фундамента

## М.13. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ ГРУНТОВ

М.13.1. Каким образом записывается условие предельного равновесия в главных напряжениях? Каким образом это условие преобразуется в зависимость, в которую входят все три компонента напряжений (в декартовых координатах)?

Условие предельного равновесия в главных напряжениях имеет вид

$$\sigma_1 - \sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi.$$

С помощью круга Мора и теоремы Пифагора, согласно которой

$$\tau_{zx}^2 + \left( \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right)^2 = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2,$$

а также учитывая, что  $\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ , получим следующее условие:

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2 = (\sigma_z + \sigma_x + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi.$$

М.13.2\*. Сколько неизвестных компонентов напряжений мы имеем в случае плоской задачи, осесимметричной задачи, пространственной задачи в общем случае?

В случае плоской задачи мы имеем три неизвестных компонента напряжений, в случае осесимметричной задачи четыре, а для пространственной задачи в общем случае шесть компонентов напряжений.

М.13.3\*. Какие дополнительные зависимости привлекаются к уравнениям равновесия в теории предельного равновесия сыпучей среды в плоской, осесимметричной и пространственной задачах и сколько этих дополнительных зависимостей?

К двум уравнениям равновесия в случае плоской задачи привлекается одно условие, связывающее компоненты напряжений, – условие предельного равновесия. В случае осесимметричной задачи к двум уравнениям равновесия (проекция на оси координат) привлекается также одно условие предельного равновесия, а дополнительным, поскольку компонентов в уравнениях четыре, является условие равенства между собой двух главных напряжений (промежуточное равно минимальному или максимальному). В случае пространственной задачи мы имеем три уравнения равновесия и одно уравнение предельного равновесия - таким образом, не хватает двух уравнений.

**М.13.4\*. В каких случаях общая система уравнений теории предельного равновесия является замкнутой? В каких случаях и сколько уравнений не хватает для получения замкнутости системы? Что называется условием "полной" и "неполной" сыпучести?**

В случае плоской задачи система оказывается полностью замкнутой. В случае осесимметричной задачи не хватает одного уравнения и привлекается условие "полной сыпучести" путем приравнивания промежуточного главного напряжения минимальному или максимальному, после чего система становится замкнутой. Если не привлечь этого условия, то система будет незамкнутой (неполной). В случае пространственной задачи не хватает двух уравнений и система оказывается незамкнутой.

**М.13.5\*. Чему равен порядок системы дифференциальных уравнений в частных производных? Какой порядок имеет система дифференциальных уравнений теории упругости (плоская задача) и теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Порядок системы дифференциальных уравнений в частных производных равен сумме порядков входящих в нее уравнений. Система дифференциальных уравнений теории упругости имеет четвертый порядок, а система уравнений теории предельного равновесия – второй порядок, так как уравнение предельного равновесия включает только компоненты напряжений, но не их производные. Это уравнение второй степени, но нулевого порядка.

**М.13.6. Что дают нам произвольные постоянные интегрирования и произвольные функции интегрирования, получаемые в результате решения основной системы уравнений теории упругости и теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Произвольные постоянные интегрирования позволяют из общего решения системы обыкновенных дифференциальных уравнений получить частное решение, удовлетворяющее краевым условиям. Произвольные функции, получающиеся в результате интегрирования системы дифференциальных уравнений в частных производных, позволяют получить частное решение, удовлетворяющее граничным условиям рассматриваемой задачи. В теории упругости и в теории предельного равновесия это – напряжения на границе области. Вдоль участка границы возможно задать два граничных условия – в теории предельного равновесия это нормальное и тангенциальное напряжения на границе. В теории упругости граничные условия могут быть заданы в напряжениях или перемещениях, могут быть и смешанного типа.

**М.13.7\*. Чем отличаются дифференциальные уравнения гиперболического, параболического и эллиптического типов? Что называется характеристикой дифференциального уравнения и как ее найти? Сколько существует характеристик?**

Характеристикой дифференциального уравнения называется линия на плоскости, вдоль которой частные производные не могут быть однозначно определены (детерминант оказывается равным нулю). Характеристики системы дифференциальных уравнений могут быть найдены путем приравнивания всех детерминантов системы нулю. Система гиперболического типа (теория предельного равновесия сыпучей среды) имеет два семейства действительных характеристик, система параболического типа (теория фильтрационной консолидации) – одно и система эллиптического типа (теория упругости) – два семейства мнимых характеристик.

**М.13.8\*. С чем совпадают характеристики системы дифференциальных уравнений теории предельного равновесия сыпучей среды? Сколько систем характеристик мы имеем в плоской задаче теории предельного равновесия?**

Характеристики системы дифференциальных уравнений теории предельного равновесия сыпучей среды совпадают с линиями скольжения. В плоской задаче мы имеем два семейства характеристик, следовательно, два семейства

линий скольжения, вдоль которых выполняется условие  $\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$ .

**М.13.9. Каким образом решаются уравнения теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Уравнения теории предельного равновесия сыпучей среды в общем случае решаются численным способом, поскольку система эта нелинейная (в условие предельного равновесия напряжения входят в квадрате). Лишь очень ограниченное количество задач может быть решено в конечном виде.

**М.13.10\*. Всем ли граничным условиям может удовлетворять система уравнений теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Нет, не всем. Не все граничные условия могут обеспечить такое напряженное состояние, при котором в каждой точке выполняется предельное условие. Поскольку основная система имеет второй порядок и произвольных функций интегрирования две (а в теории упругости их четыре), этих двух функций "не хватает", чтобы удовлетворить любым граничным условиям.

**М.13.11. Как ставятся конкретные задачи в теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Конкретные задачи ставятся следующим образом: на одной части границы области заданы напряжения по величине и по направлению. Требуется отыскать величину (при заданном направлении действия) или направление (при заданной величине) напряжений на соседней части границы области, исходя из того, что в каждой точке области имеет место предельное состояние.

**М.13.12\*. Имеется ли единственность в постановке задач в теории предельного равновесия сыпучей среды и в теории упругости?**

В теории предельного равновесия такой единственности нет, поскольку основным уравнением предельного равновесия является квадратное уравнение относительно напряжений. Поэтому имеет место двойственность, и правильную постановку задачи подсказывают результаты экспериментальных исследований. В теории упругости вся система линейная, поэтому имеет место единственность решения задач.

**М.13.13. Какие простейшие задачи теории предельного равновесия сыпучей среды решаются в замкнутом виде?**

Простейшие задачи, решаемые в теории предельного равновесия в замкнутом виде, – это задачи об активном и пассивном давлениях грунта на подпорную стену при ее гладкой вертикальной поверхности, примыкающей к засыпке, и при горизонтальной поверхности грунта засыпки. Также решается задача о грунтовой трубе, находящейся в предельном состоянии под действием давления изнутри (или снаружи). Имеются еще некоторые задачи, но число их весьма ограничено.

**М.13.14. Каким образом влияет удельное сцепление в зоне простейшего напряженного состояния на боковые напряжения  $\sigma_x$  при заданном напряжении  $\sigma_z$ ?**

В зоне минимального напряженного состояния (зоне активного давления) величина  $\sigma_x$  с ростом сцепления  $c$  уменьшается, а в зоне максимального напряженного состояния (зоне пассивного давления) величина  $\sigma_x$  с ростом сцепления  $c$  увеличивается.

**М.13.15\*. Откуда произошло название зон с простейшим напряженным состоянием – зоны минимально напряженного состояния и зоны максимально напряженного состояния?**

Зона минимального напряженного состояния называется так потому, что эллипс напряжений в ней имеет наименьшую ось горизонтальной и быть "тоньше" не может (при той же вертикальной оси). Зона максимального напряженного состояния имеет "лежачий" эллипс напряжений и горизонтальная ось эллипса быть больше не может (при той же вертикальной оси). Таким образом, горизонтальная ось эллипса при неизменной вертикальной оси определяет эти названия.

**М.13.16. В чем заключается постановка прямой и обратной задач теории предельного равновесия сыпучей среды?**

В прямой задаче об основании задана нагрузка по величине и направлению и отыскивается величина пригрузки (при заданном ее направлении) или направление (при заданной ее величине). В обратной задаче об основании задана пригрузка (по величине и направлению) и отыскиваются величина нагрузки (при заданном ее направлении) или ее направление (при заданной величине). Таким образом, три условия всегда оказываются заданными, а одно подлежит определению.

**М.13.17\*. Для чего нужна переходная зона между зонами с максимальным и минимальным напряженными состояниями в задачах теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Включение в рассмотрение переходной зоны (зона III на рис.М.12.11) позволяет получить непрерывность всех компонентов напряжений при переходе из одной зоны в другую и плавный поворот осей эллипсов напряжений.

**М.13.18\*. Чем отличаются разрывное и неразрывное решения и какие компоненты напряжений претерпевают разрыв?**

Разрывное и неразрывное решения задачи об основании дают резко различную величину несущей способности.

В этой задаче при переходе от зоны с минимальным напряженным состоянием к зоне с максимальным напряженным состоянием претерпевает разрыв на границе зон вертикальное напряжение  $\sigma_z$ , а напряжение  $\sigma_x$  является непрерывным (в обеих зонах  $\tau_{xz} = 0$ ).

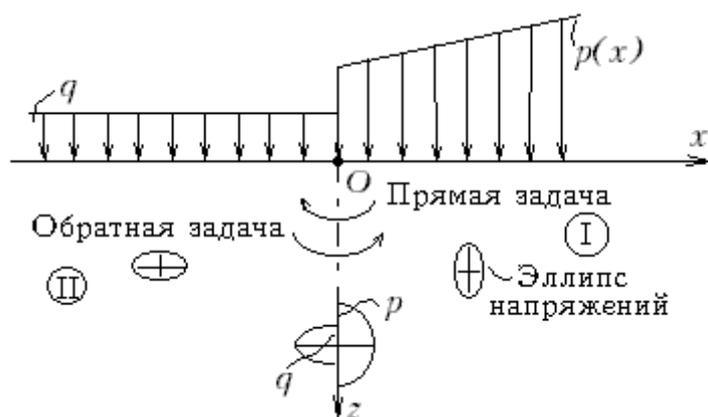


Рис.М.13.18. Схема для определения предельной нагрузки на основание в предположении существования разрыва в напряжении  $\sigma_z$  слева и справа от оси  $x=0$

**М.13.19. Какой вид имеет формула несущей способности по Прандтлю и что получается, если среда не обладает трением ( $\varphi = 0$ )?**

Формула несущей способности  $p$ , кПа, по Прандтлю (в ней рассматривается сыпучая среда) имеет следующий вид:

$$\frac{p + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi},$$

где  $q$  – пригрузка, кПа.

При разрывном решении эта формула выглядит так:

$$\frac{p + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2.$$

Если среда не обладает трением, то из первой формулы получим (по Прандтлю)

$$p = (\pi + 2)c + q,$$

а из второй

$$p = \pi c + q.$$

**М.13.20\*. Где располагается "особая точка" и каковы ее свойства?**

"Особая точка" (см.рис.М.13.18, точка O) располагается в месте, где кончается нагрузка и начинается пригрузка, то есть имеет место скачок в величине усилий, приложенных на границе. Особая точка обладает тем свойством, что при подходе к ней по различным лучам мы получаем различие напряжения от наибольшего (нагрузка) до наименьшего (пригрузка). Таким образом, в особой точке имеет место многозначность напряжений.

**М.13.21. Нужны ли эксперименты для правильной постановки задачи с использованием основных уравнений теории предельного равновесия сыпучей среды?**

Да, нужны не только для проверки получаемых величин напряжений, как обычно, но и для постановки, связанной с неоднозначностью (двойственностью) решений теории предельного равновесия сыпучей среды.

### М.13.22. Какие инженерные задачи рассматриваются в теории предельного равновесия сыпучей среды?

В теории предельного равновесия обычно рассматриваются следующие задачи (рис.М.13.22) с целью определения:

- 1) несущей способности основания (зависимости нагрузки от пригрузки или наоборот);
- 2) давления грунта на подпорную стенку – активного и пассивного;
- 3) устойчивости откоса заданного очертания (необходимой пригрузки сверху, обеспечивающей предельное состояние);
- 4) формы предельно устойчивого откоса;
- 5) формы свода обрушения связного грунта при подземной проходке;
- 6) предельного давления в грунтовой трубе.

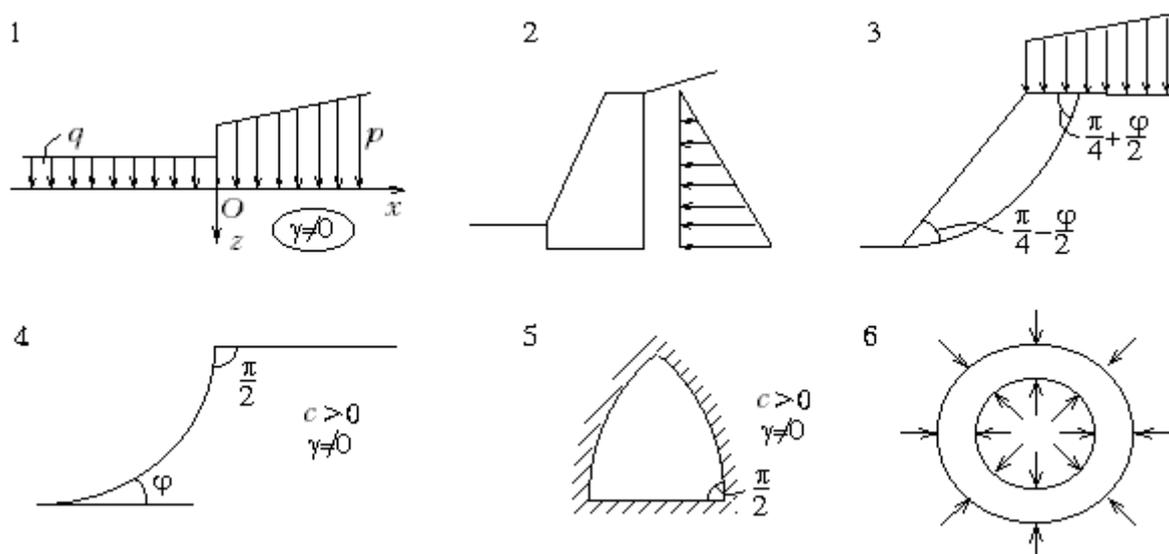


Рис.М.13.22. Задачи, решаемые по теории предельного равновесия сыпучей среды

### М.13.23. Какова предельная высота вертикального откоса? Как ее найти?

По теории предельного равновесия неподкрепленный вертикальный откос может иметь высоту  $h$  не более

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

где  $\gamma$  - удельный вес грунта.

Эта высота находится из условия, что в самой нижней точке такого откоса горизонтальное напряжение  $\sigma_x = 0$ , а вертикальное  $\sigma_z = \gamma h$ . Для решения задачи используется условие предельного равновесия (рис.М.13.23).

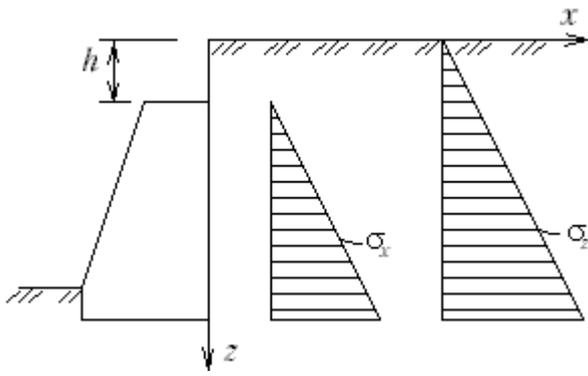
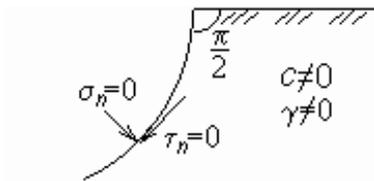


Рис.М.13.23. Эпюры давления грунта на гладкую вертикальную подпорную стену  $\sigma_x$  и вертикального давления  $\sigma_z$

**М.13.24. Каков предельный угол наклона сыпучего откоса?**

Предельный угол наклона сыпучего откоса равен углу внутреннего трения  $\varphi$ .

**М.13.25. Какую форму имеет предельно устойчивый откос без пригрузки? Какие условия ставятся на его контуре?**



На контуре откоса рис.М.13.25 касательное напряжение  $\tau_n$  и нормальное напряжение  $\sigma_n$  должны быть равны нулю.

**М.13.26. Что означает термин "отрицательная пригрузка" в задаче о несущей способности основания?**

"Отрицательная пригрузка" означает, что для обеспечения предельного состояния во всех точках массива грунта необходимо приложить на границе не сжимающие, а растягивающие напряжения, то есть "тянуть вверх", что не реально. Поэтому не во всей области основания практически возможно обеспечить предельное состояние.

## М.14. РАСЧЕТ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ

**М.14.1. С какой целью применяются подпорные стены?**

Подпорные стены применяются для удержания грунтовых массивов от сползания в том случае, когда устройство искусственного откоса невозможно, а естественный склон необходимо удерживать от сползания.

**М.14.2. Чем гравитационные подпорные стены отличаются от облегченных гибких подпорных стен?**

При гравитационных подпорных стенах (рис.М.14.2) устойчивость на сдвиг обеспечивается их весом (весом материала стены и грунта, находящегося над подошвой стены), а горизонтальная составляющая давления земли воспринимается силой трения, развивающейся в плоскости подошвы стены. Облегченные гибкие стены заделываются в основание и их устойчивость на сдвиг обеспечивается развитием пассивного отпора в нижней части, а также возможным наличием анкерной заделки в верхней части стены.

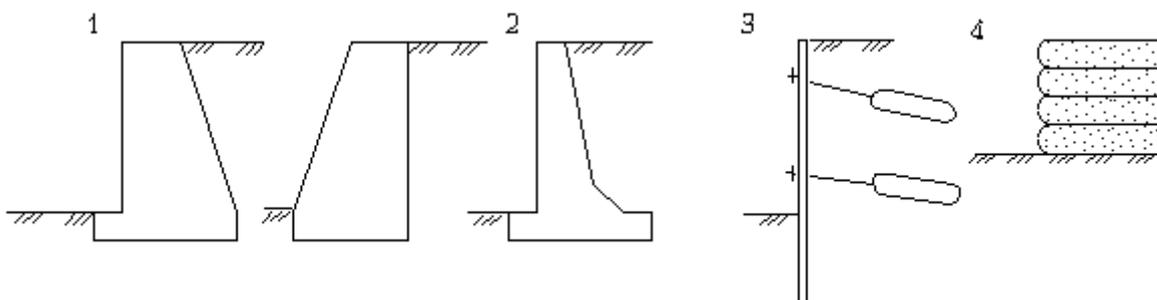


Рис.М.14.2. Различные виды подпорных стен:

1,2 - гравитационные; 3 - гибкая шпунтовая; 4 - диафрагмовая

**М.14.3. Какой вид имеет диаграмма давления на стену в зависимости от ее поступательного перемещения?**

Диаграмма давления, возникающего между засыпкой и задней гранью стены, показана на рис.М.14.3.

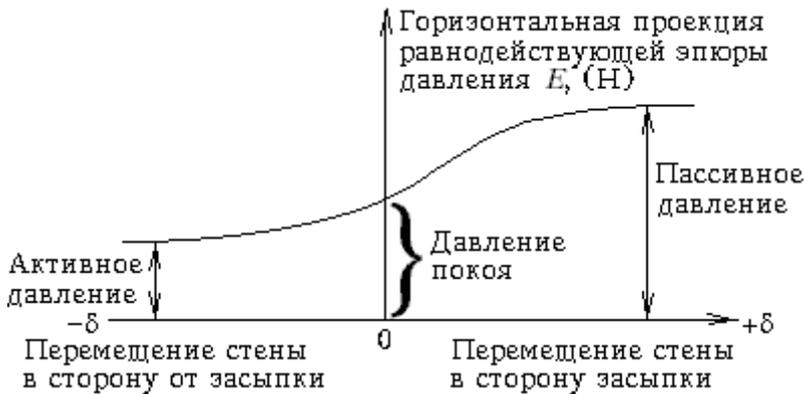


Рис.М.14.3. Зависимость давления грунта на стену от ее перемещения

Активное давление – минимально возможное давление, пассивное – максимально возможное давление.

**М.14.4. Что называется активным давлением грунта на стену и когда оно проявляется?**

Активным называется минимальное из всех возможных для данной стены давление на нее грунта, проявляющееся в том случае, если стена имеет возможность переместиться в сторону от засыпки под действием давления грунта. Активное давление иногда называется распором (рис.М.14.4,а)

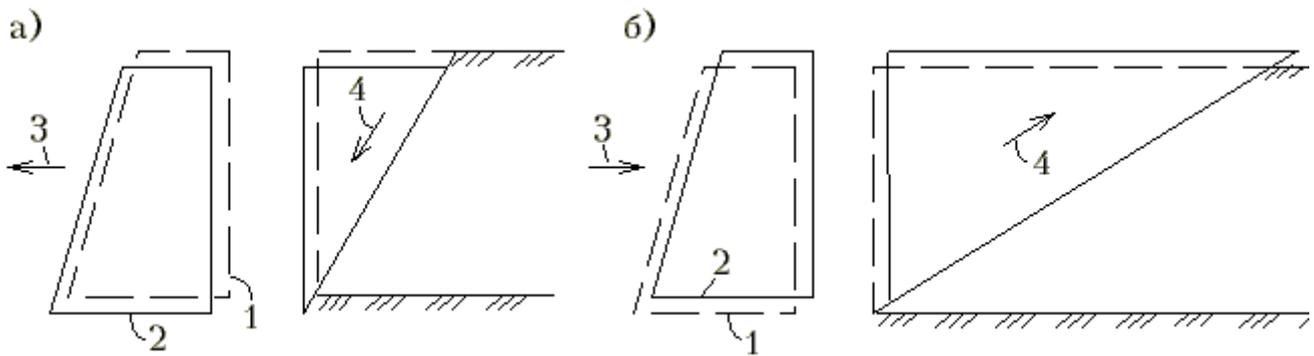


Рис.М.14.4. Давление грунта на стену:

а - активное; б - пассивное: 1 - положение до начала перемещения стены; 2 - положение после перемещения стены; 3 - направление перемещения стены; 4 - направление движения грунта в призме обрушения

**М.14.5. Что называется пассивным давлением грунта на стену и когда оно проявляется?**

Пассивным называется максимальное из всех возможных для данной стены давление ее на грунт, проявляющееся в том случае, если стена имеет возможность перемещаться в сторону засыпки под действием внешних сил. Пассивное давление называется отпором (рис.М.14.4,б).

**М.14.6. Что называется "давлением покоя" и когда оно проявляется?**

Давлением покоя называется такое давление грунта на стену, которое соответствует нулевому ее перемещению, то есть это такое боковое давление, которое имеет место в массиве грунта, когда стены нет, а поверхность грунтового массива горизонтальна.

**М.14.7. Какие усилия действуют на подпорную стену и как рассчитывается ее устойчивость?**

На подпорную стену действует давление грунта и давление воды. Если над засыпкой имеется пригрузка, то она создает дополнительное усилие, действующее на стену. В расчете учитывается также вес стены и лежащего непосредственно над ее подошвой грунта. В связи с заглублением стены в грунт может быть учтено действующее с

противоположной засыпке стороны пассивное давление (отпор), хотя это обстоятельство в запас устойчивости часто не учитывается. Если на стену постоянно действуют усилия со стороны лицевой грани, то они также принимаются в расчет.

**М.14.8. Каким образом из уравнения предельного равновесия получить эпюру давления грунта на гладкую подпорную стену и действующее усилие? Показать двойственность решения.**

Уравнение предельного равновесия, записанное в декартовых координатах, имеет вид

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2c \cdot \operatorname{ctg}\varphi)^2} = \sin^2 \varphi.$$

Рассматривая простейшее напряженное состояние, соответствующее гладкой без трения подпорной стене и горизонтальной поверхности засыпки, когда  $\tau_{zx} = 0$ , и извлекая корень из обеих частей этого уравнения, получим

$$\frac{\sigma_z - \sigma_x}{\sigma_z + \sigma_x + 2c \cdot \operatorname{ctg}\varphi} = \pm \sin \varphi,$$

то есть линейное уравнение относительно напряжений  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$ . Напряжение  $\sigma_z$  полагается равным  $\gamma z$ . Находятся напряжения  $\sigma_x$ , то есть ординаты эпюр давления грунта на подпорную стену.

**М.14.9. Каким образом влияет на величину активного и пассивного давлений на стену удельное сцепление в грунте?**

При одинаковом не изменяющемся значении угла внутреннего трения  $\varphi$  с увеличением удельного сцепления в грунте с активное давление уменьшается, а пассивное увеличивается.

**М.14.10\*. Каким образом влияет на величину равнодействующей активного давления грунта на подпорную стену наклон задней грани стены?**

Если задняя грань стены имеет уклон в сторону засыпки, то давление уменьшается (рис.М.14.10,а), в противоположную сторону – увеличивается (рис.М.14.10,б).

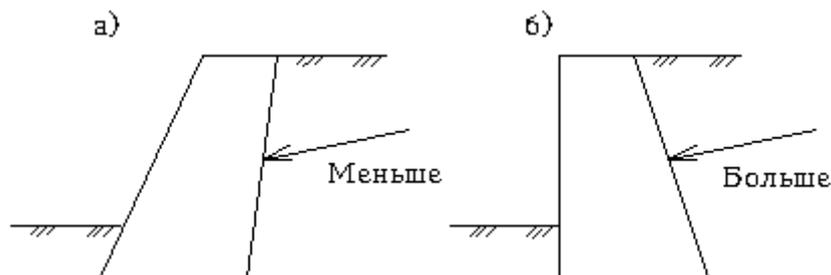


Рис.М.14.10. Влияние наклона задней грани стены на величину активного давления грунта на нее

**М.14.11\*. Каким образом влияет на величину равнодействующей активного давления грунта на подпорную стену увеличение шероховатости задней грани?**

С ростом шероховатости поверхности стены, как правило, активное давление уменьшается, а пассивное увеличивается.

**М.14.12. В чем суть предложений Кулона по расчету давления грунта на подпорную стену?**

По Кулону призма обрушения всегда ограничивается плоскостью (а не криволинейной поверхностью), как по теории предельного равновесия в общем случае. Далее разыскивается экстремальный случай (наклон этой плоскости) из условия максимума для активного давления и минимума для пассивного давления.

**М.14.13. Какими конструктивными приемами при одинаковом объеме материала стены можно увеличить ее общую устойчивость на сдвиг и опрокидывание?**

1. Часть материала гравитационной стены заменить грунтом, чтобы создать необходимый вес.

2. Устроить дренаж в засыпке.
3. Засыпку провести грунтом с возможно большим углом внутреннего трения.
4. Со стороны лицевой грани стены сделать выступ - консоль (против опрокидывания).
5. Заднюю грань стены наклонить, чтобы стена лежала на грунте.

**М.14.14. Какой вид имеет эпюра реактивных давлений под подошвой стены и с помощью какого приема ее можно сделать более равномерной? Для какой цели нужно иметь более равномерную эпюру реактивных давлений?**

Эпюра реактивных давлений принимается линейной (трапеция). Более равномерной ее можно сделать, увеличив выступ консоли у лицевой стороны стены. Чем равномернее эпюра давлений, тем меньше вероятность перекоса стены вследствие осадки грунта основания.

**М.14.15\*. Что представляет собой явление "навала" подпорной стены на грунт и от чего он возникает? Всегда ли следует его учитывать?**

Явление "навала" подпорной стены на грунт связано с ее неравномерной осадкой и наклоном задней грани вследствие этой осадки в сторону засыпки (рис.М.14.15). В результате давление становится больше активного и это обстоятельство следует учитывать при расчете самой стены на прочность. Навал стены целесообразно учитывать только при высоких подпорных стенках.

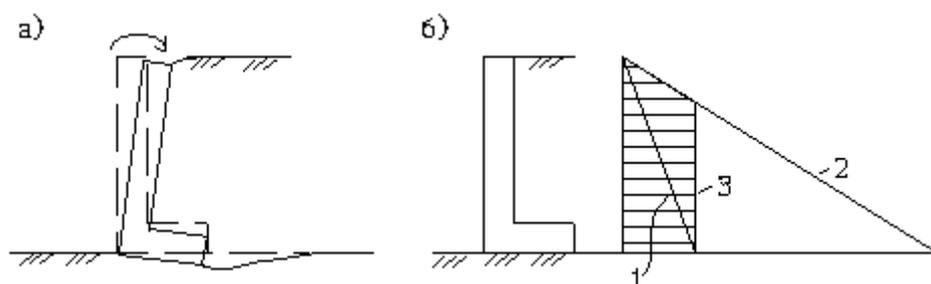


Рис.М.14.15. Влияние навала высокой стены на грунт на давление на нее:  
а - схема перемещения стены; б - эпюра давления: 1 - активное давление; 2 - пассивное давление; 3 - расчетное с учетом навала

**М.14.16. Какой вид приобретает эпюра активного давления грунта с учетом явления "навала" и после трамбования засыпки? Использование какого грунта для засыпки уменьшает активное давление на стенку?**

С учетом навала эпюра давления увеличивается и занимает промежуточное положение между эпюрой активного и пассивного давления (см. рис.М.14.15,б). Практически давление увеличивается до 10-15 % (на высокую стену). Такое же изменение в эпюре вызывает уплотнение засыпки трамбованием (этот эффект учитывается на глубину уплотнения). Чем больше угол внутреннего трения в грунте засыпки, тем меньше активное давление. Поэтому использование крупнообломочного грунта или крупного песка приводит к уменьшению активного давления грунта.

**М.14.17\*. Почему нужен дренаж за стеной и каким образом влияет наличие воды в засыпке на общее активное давление грунта на стену?**

Дренаж за стеной нужен потому, что он снимает давление воды на стену и уменьшает фильтрационное противодавление на подошву грунта. При наличии дренажа увеличивается устойчивость стены. Несмотря на то, что в случае обводнения грунт "становится легче" за счет взвешивания скелета в воде, давление воды больше, чем это "облегчение", и суммарное давление обводненного грунта на стену больше, чем необводненного.

Ординаты эпюры давления  $\sigma_x$  при гладкой стене и горизонтальной засыпке равны

$$\sigma_x = \gamma z \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} + \gamma_w z \frac{2 \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}.$$

Здесь второе слагаемое зависит от давления воды.

**М.14.18\*. Каким образом отличается давление грунта на стену "по Кулону" от давления по теории предельного равновесия (активное и пассивное)?**

Активное давление может быть равно давлению "по Кулону" или быть больше его (на несколько процентов). Пассивное давление может быть равно давлению "по Кулону" или резко превышать его (в отдельных случаях даже в три раза).

**М.14.19\*. Какие предположения делаются при расчете гибких подпорных стен? Что такое "коэффициент постели"?**

При расчете гибких подпорных стен предполагается, что ордината эпюры бокового давления грунта на стену связана с прогибом стены в этом месте – чем больше прогиб, тем меньше давление. Коэффициент постели – это коэффициент пропорциональности между перемещением и давлением, имеющий размерность, совпадающую с размерностью удельного веса.

**М.14.20\*. Как рассчитывается подпорная стена с ломаной задней гранью?**

Стена продолжается до верха и рассчитывается как будто наклон задней грани всюду одинаков, а затем из этой эпюры используется только та часть, которая приходится на фактически существующий участок стены. В целом эпюра получается ломаной.

## М.15. ОТКОСЫ

**М.15.1. Что называется откосом?**

Откосом называется искусственно созданная наклонная поверхность, ограничивающая естественный грунтовый массив или насыпь.

**М.15.2. Что такое заложение откоса? Где находится бровка откоса? Для чего устраиваются бермы?**

Заложение откоса – это горизонтальная его проекция. Бровка откоса - линия, которая находится там, где начинается горизонтальная часть – его гребень. Бермы – горизонтальные площадки, которые устраиваются для общего уположения откоса, а также по технологическим обстоятельствам (рис.М.15.2).

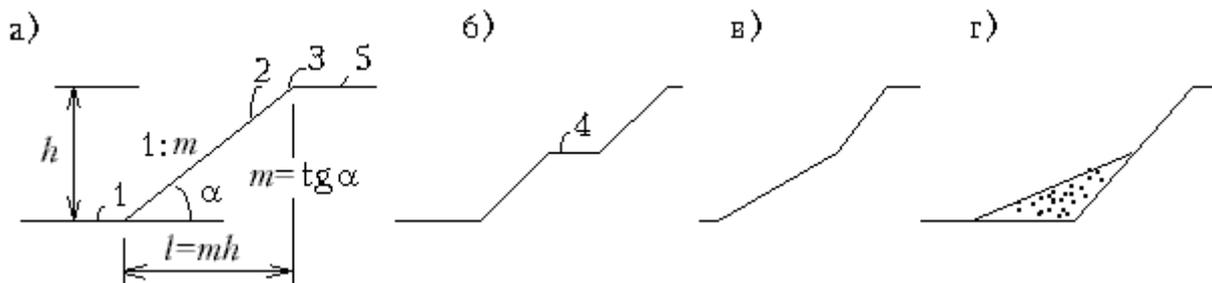


Рис.М.15.2. Откосы:

а - основные размеры; б, в, г - откосы с различным уклоном: 1 - подножье; 2 - поверхность; 3 - бровка; 4 - берма; 5 - гребень

**М.15.3. От каких факторов зависит устойчивость откосов?**

Устойчивость откосов зависит от:

- прочности грунтов под откосом и в его основании, причем характеристики прочности могут изменяться со временем;
- удельного веса грунтов под откосом и в его основании;
- крутизны откоса;
- высоты откоса;
- нагрузок на поверхности откоса;

- фильтрации воды через откос;
- положения уровня воды, насыщающей грунт в теле откоса.

Откосы земляных плотин и дамб в подводной части обычно более пологие, чем в надводной.

#### **М.15.4. Какой характер может носить разрушение откоса?**

Разрушение откоса может происходить внезапно и носить характер обвала или оплыва, а также проявляться в виде длительного оползания, что особенно характерно для глинистых грунтов. В ряде случаев грунты оснований под откосом являются менее прочными, чем грунты в теле откоса. Тогда становится возможным их выдавливание из-под откоса, с обрушением всего откоса или его части.

#### **М.15.5. Какие основные причины могут вызвать нарушение устойчивости откосов? Какими мероприятиями можно увеличить устойчивость откосов?**

Возможные причины нарушения устойчивости откоса:

- излишняя его крутизна;
- подрезка откоса в нижней части;
- утяжеление откоса вследствие увлажнения грунта;
- уменьшение величины прочностных характеристик грунта тела откоса вследствие увлажнения или других обстоятельств;
- нагрузка на гребне откоса;
- динамическое воздействие и т.д.

Мероприятия по увеличению общей устойчивости:

1) уположение откоса (рис.М.15.2,б); 2) пригрузка его нижней части (рис.М.15.2,г); 3) дренирование откоса; 4) закрепление грунтов тела откоса; 5) применение свай; 6) устройство подпорной стены и т.д. Укрепление поверхности откоса может быть достигнуто устройством одежды, высевом трав с прочной корневой системой и т.д.

#### **М.15.6. Какой откос называется предельно устойчивым?**

Предельно устойчивым называется откос, под которым в каждой точке грунт находится в предельно напряженном состоянии. Теоретически предельно устойчивый откос из сыпучего грунта – песка имеет прямолинейный контур с углом наклона к горизонту, равным углу внутреннего трения. Предельно устойчивый откос из связного глинистого грунта криволинейный (см.рис.М.13.25), книзу он постепенно уположивается и стремится к наклону, приближающемуся к углу внутреннего трения. Наиболее рациональное очертание откоса – близкое к предельно устойчивому.

#### **М.15.7. Каким образом проводится расчет устойчивости откосов по методу круглоцилиндрических поверхностей? Как рассчитать разнородный откос по методу круглоцилиндрических поверхностей?**

По методу круглоцилиндрических поверхностей проводится серия возможных дуг окружностей и для каждой из них составляется отношение моментов удерживающих и сдвигающих сил. Далее отыскивается методом пробных поисков минимум этого отношения. В том случае, если откос разнородный, то зона, ограничиваемая поверхностью откоса и дугой проведенной окружности, делится на вертикальные равные по ширине отсеки, а для каждого из них составляются величины моментов удерживающих и сдвигающих сил. Далее моменты удерживающих и сдвигающих сил отдельно суммируются и отыскивается их отношение, которое называется коэффициентом надежности. Следующий заключительный этап – поиск минимального значения коэффициента надежности (рис.М.15.7).

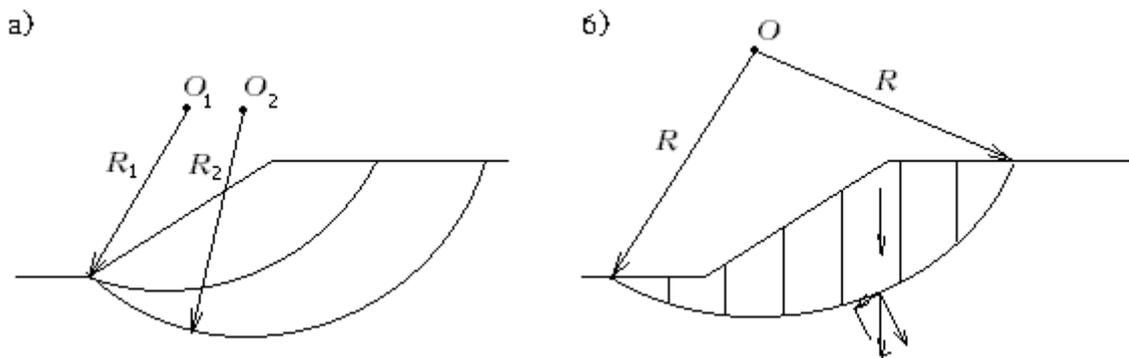


Рис.М.15.7. Расчет устойчивости откоса по методу круглоцилиндрических поверхностей:

а - проведение круглоцилиндрических поверхностей для поиска наиболее опасных (положение центра и радиуса из условия минимума); б - деление откоса на вертикальные отсеки

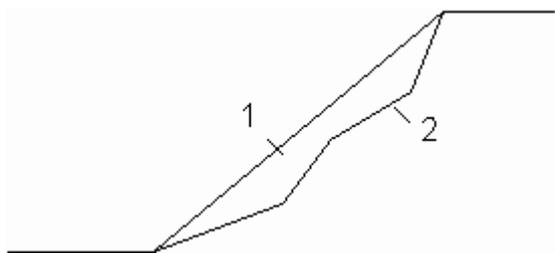
**М.15.8. Каким образом отыскиваются положение центра и радиус дуги окружности, по которой наиболее вероятно скольжение в откосе?**

Отыскивается такая дуга окружности, для которой отношение моментов сил удерживающих и сил сдвигающих минимально. Для этой цели берется не менее девяти положений центров дуг, а затем графически отыскивается минимальное значение отношения этих моментов.

**М.15.9. В каких случаях можно обойтись без расчетов устойчивости откосов?**

Расчет устойчивости откосов обязательно делается при их высоте более 5 м. Однако при неблагоприятных условиях следует проводить проверку устойчивости откосов и при меньших их высотах, например при наличии фильтрующейся воды, слоистого напластования грунтов с падающими слоями и др. Крутизна невысоких до 5 м откосов при благоприятных условиях обычно нормируется по виду и состоянию грунтов, а также высоте откосов из условий техники безопасности.

**М.15.10. Что такое "прислоненный откос" и каковы предпосылки его расчета?**



Прислоненный откос покоится обычно на более плотном и крепком грунте (рис.15.10). Поэтому поверхностью скольжения служит контур поверхности более прочного грунта. Составляется условие равновесия массы грунта, которая может сползти, и вычисляется отношение суммарных сил, удерживающих откос и вызывающих его сползание. Это отношение и является коэффициентом надежности.

## М.16. ДИНАМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ

**М.16.1. Чем вызываются динамические воздействия на грунты?**

Динамические воздействия связаны с вибрацией вследствие действия машин и механизмов, особенно с неуравновешенными вращающимися частями, с ударными воздействиями, со взрывами, с перемещающимся транспортом, с сейсмическим воздействием, действием фильтрационных потоков и др.

**М.16.2. Как можно подразделить динамические воздействия на грунты?**

Динамические воздействия можно подразделить на слабые, которые могут часто действовать относительно длительное время, и сильные, которые могут действовать и кратковременно, возможно даже однократно (удар, взрыв). По времени действия усилия подразделяются на длительно действующие и кратковременные.

### М.16.3. Что происходит в грунтах при динамических воздействиях на них?

Вибрация во время динамических воздействий уменьшает силы междучастичного трения и сопротивление сдвигу. Сильные импульсные воздействия могут вызвать дополнительные осадки и просадки. При определенной частоте колебаний междучастичное трение в сыпучих грунтах может настолько уменьшиться, что грунт приобретает свойства вязкой жидкости даже при малом количестве воды в нем. При наличии большого количества воды в грунте она может не успеть покинуть поры, в которых находилась, поэтому возникает поровое противодавление, уменьшающее сопротивление сдвигу. При динамических воздействиях в основном уменьшаются межчастичные силы трения, а в меньшей степени уменьшается угол внутреннего трения. Угол внутреннего трения будет уменьшаться вследствие разрыхления грунта, то есть увеличения его пористости (рис.М.16.3).

При ускорениях колебаний до одного "g", как показали опыты, угол внутреннего трения практически не изменялся. Удельное сцепление после действия динамических нагрузок также может уменьшиться, однако, как правило, незначительно, но для этого нужны достаточно интенсивные динамические воздействия, разрушающие цементационные связи. Причиной слабого уплотнения маловлажных глинистых грунтов является наличие большой связности у частиц, и, как следствие, относительно высокая прочность агрегатов частиц грунта.

### М.16.4. В чем заключается разжижение песчаных грунтов?

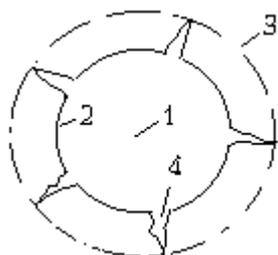


Разжижение песчаных грунтов заключается в том, что с ростом частоты колебаний они начинают "течь" как вязкая жидкость. Разжижение начинается после преодоления порога колебаний по частоте. До разжижения, при меньшей частоте колебаний до этого порога, проявляется виброползучесть. Чаще всего разжижаются водонасыщенные мелкие и пылеватые пески. Чем больше пористость грунта, тем при меньших динамических воздействиях начинается разжижение. Отсутствие в грунте напряжений именно переменного знака исключает возможность разжижения песчаных грунтов. Статическая нагрузка не только снижает возможность разрушения структуры грунта, но и уменьшает уплотняемость несвязных грунтов при динамической нагрузке.

### М.16.5. Что представляет собой виброуплотнение грунта?

Виброуплотнение – это уменьшение пористости грунта при динамическом воздействии на него. При отсутствии внешней пригрузки уплотнение сыпучих грунтов – песков начинается при любых, даже слабых динамических воздействиях, и при этом может быть достигнуто почти полное их уплотнение.

### М.16.6. Какое воздействие на грунты оказывают взрывы в них?



При взрыве на грунт действует высокое давление, создающее сферическую ударную волну. За фронтом этой волны происходит сжатие грунта и смещение по радиальным направлениям, а за счет этого в тангенциальном направлении происходит раздвижка грунта и получаются радиальные трещины (рис.М.16.6).

### М.16.7. Для каких целей применяются взрывы в строительстве?

Взрывы в строительстве применяются для рыхления грунтов при их разработке, а также для их уплотнения, например при предварительном замачивании лессовидных просадочных грунтов или мелких и пылеватых рыхлых песков. Взрывы применяются в скважинах для их расширения при устройстве набивных свай и опор. Применяются также направленные взрывы для перемещения земляных масс – это взрывы на выброс. Таким образом представляется возможным создавать дамбы и земляные плотины.

#### **М.16.8. Какие виды грунтов наиболее опасны при наличии сейсмических воздействий?**

Сейсмические колебания могут вызвать потерю устойчивости водонасыщенных несвязных грунтов и их переход в разжиженное состояние. Относительно наименее опасными являются скальные, полускальные и крупнообломочные плотные грунты. Более опасны все виды песков – плотные и средней плотности маловлажные и влажные, а также глинистые грунты с малыми значениями показателя текучести и величины коэффициента пористости. Наиболее опасными являются рыхлые пески независимо от их влажности и крупности, а также глинистые грунты с большой пористостью и водонасыщенностью.

#### **М.16.9. Чем характеризуется интенсивность колебаний при сейсмических воздействиях?**

Интенсивность колебаний характеризуется коэффициентом сейсмичности – отношением величины сейсмического ускорения к ускорению силы тяжести. Она зависит от динамичности и формы собственных колебаний сооружения.

#### **М.16.10. Какие воздействия на грунты оказывает перемещающийся транспорт?**

Сотрясение грунта, обусловленное движением транспорта, обычно значительно слабее сейсмических воздействий. Однако в связи с длительностью действия этих нагрузок и если они имеют большую интенсивность, то могут служить причиной развития незатухающих осадок и даже вибротекучести грунтов.

### **Часть I. Механика грунтов**

- [М.1. Общие сведения](#)
- [М.2. Грунты](#)
- [М.3. Физические свойства и классификационные показатели нескальных грунтов](#)
- [М.4. Деформационные свойства грунтов](#)
- [М.5. Фильтрационные свойства грунтов](#)
- [М.6. Распределение напряжений в грунтовых массивах](#)
- [М.7. Распределение напряжений в случае действия сосредоточенных сил](#)
- [М.8. Распределение напряжений при действии местной равномерно-распределенной нагрузки](#)
- [М.9. Расчет деформаций оснований сооружений](#)
- [М.10. Деформации грунтовых оснований во времени](#)
- [М.11. Прочность грунтов и методы ее определения](#)
- [М.12. Оценка прочности оснований сооружений](#)
- [М.13. Теория предельного равновесия грунтов](#)
- [М.14. Расчет давления грунтов на ограждения](#)
- [М.15. Откосы](#)
- [М.16. Динамические свойства грунтов](#)