

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Баламирзоев Назим Дюдинович
Должность: Ректор
Дата подписания: 19.01.2026 16:42:29
Уникальный идентификатор:
5cf0d6f89e80f49a334f6a4ba58e91f3326b9926

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ

**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования**

**«ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»**

**КАФЕДРА ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ
И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ**



Агаханов Э.К., Айдаев А.С.

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

**УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ ДЛЯ СТУДЕНТОВ НАПРАВЛЕНИЯ
ПОДГОТОВКИ БАКАЛАВРОВ 08.03.01 – «СТРОИТЕЛЬСТВО»**

Махачкала – 2024

УДК 624.131.3

Механика грунтов. Учебно-методическое пособие для студентов направления подготовки бакалавров 08.03.01 – «Строительство».

Махачкала, ДГТУ, 2024. - 85 с.

Учебно-методическое пособие «Механика грунтов» содержат разделы:

«Основы механики грунтов», где кратко изложены: - Принятая геологическая классификация грунтов, с их краткой характеристикой, их физические свойства и классификационные показатели по действующему ГОСТу; - Механические свойства, закономерности деформирования и прочности грунтов; - Задачи распределения напряжений в грунтах от различных видов нагрузок и методы расчета осадок; - Вопросы теории предельного напряженного состояния грунтов и ее приложения (оценка устойчивости откосов и склонов грунтовых массивов, определение давления грунтов на ограждения - подпорные стенки);

Задания на контрольные работы (РГР) и примеры решения задач;

Методические указания к выполнению РГР и лабораторных работ по определению характеристик физико-механических свойств, классификационных показателей грунтов различными методами.

Учебно-методическое пособие представляет интерес для студентов, магистрантов и аспирантов при подготовке к практическим и лабораторным занятиям, к экзамену и для самостоятельной работы, а так же при проведении исследований грунтов в рамках госбюджетных и хоздоговорных научно-исследовательских работ.

Составители: Агаханов Э.К. - профессор, д.т.н.
Айдаев А.С. - доцент, к.т.н.

Рецензенты: Акаев А.И. - к.т.н., доцент кафедры
«Инженерные дисциплины» ГАУО ВО «Дагестанский
государственный университет народного хозяйства;

Аллаев М.О. - к.т.н., доцент кафедры «Транспортные
сооружения и строительные материалы» ДГТУ.

Печатается согласно постановлению совета ФГБОУ ВПО «Дагестанский
государственный технический университет» от « » _____ 2024 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

1. ВИДЫ ГРУНТОВ, ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА И ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА.....	4
1.1. Краткая характеристика основных классов грунтов.	4
1.2. Состав, структура и структурные связи в грунтах.	5
1.3. Характеристики физических свойств и классификации грунтов.....	6
2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ, ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИХ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ПРОЧНОСТИ.....	10
2.1. Работа грунта в основаниях сооружений. Стадии деформирования.....	10
2.2. Напряженно-деформированное состояние грунтов. Принцип линейной деформируемости и деформационные характеристики грунтов	12
2.4. Условие прочности грунтов. Закон Кулона. Прочностные характеристики.....	14
3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ И РАСЧЕТ ОСАДОК	
3.1. Напряжения от вертикальной сосредоточенной нагрузки.....	17
3.2. Напряжения от нагрузки, равномерно распределенной на прямоугольной площадке	23
3.3. Напряжения от полосовой равномерно распределенной нагрузки	25
3.4. Напряжения от собственного веса грунта.	27
3.5. Расчет стабилизированных осадок	28
4. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЯ.	32
4.1. Определение начального критического давления и расчетного сопротивления основания.	38
4.2. Основы теории предельного напряженного состояния (ТПНС) и определение второй критической (предельной) нагрузки.....	34
4.3. Устойчивость откосов и склонов.....	38
4.4. Давление грунтов на ограждения (подпорные стенки)	41
5. КОНТРОЛЬНЫЕ РАБОТЫ ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ, ЗАДАНИЯ И ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ.....	45
6. ЛАБОРАТОРНЫЕ РАБОТЫ ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ.....	55
РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА.....	84

ОСНОВЫ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

1. ВИДЫ ГРУНТОВ, ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА И ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА.

1.1. Краткая характеристика основных классов грунтов.

Грунты – горные породы используются как основания зданий и сооружений или среда их размещения, а так же как материал для возведения грунтовых сооружений – дорожных насыпей, дамб и грунтовых плотин. Для проектирования и строительства зданий и сооружений, взаимодействующих с грунтами, требуется информация об их физико-механических свойствах, изучение которых является предметом дисциплин «Инженерная геология», «Грунтоведение» и «Механика грунтов».

В геологии грунты по структурным особенностям, составу, состоянию и свойствам подразделены на: скальные, полускальные, крупнообломочные, песчаные, пылевато-глинистые и особые.

Скальные грунты (горные породы) представлены магматическими, метаморфическими или осадочными породами с прочными жесткими связями между минеральными зернами. Они обычно представляют собой прочное и надежное основание.

Однако из-за выветривания верхний слой скалы иногда представляет собой подобие сухой кладки. При строительстве капитального сооружения может потребоваться его удаление. Некоторые породы снижают прочность при водонасыщении или даже растворяются в воде – выщелачиваются.

Особенно это характерно для полускальных пород (вулканические туфы, некоторые известняки, мергели, глинистые сланцы, гипс и др.) с прочностью на сжатие меньше 5 МПа. Они подвержены также быстрому выветриванию в обнажениях выемок, котлованов, выработок.

Крупнообломочные и **песчаные** грунты – продукты физического выветривания скальных пород. В крупнообломочных более 50% составляют

обломки (частицы) размером >2 мм; в песчаных их менее 50%. Содержание глинистой фракции для песчаных грунтов должно быть менее 3%.

Свойства указанных грунтов определяются минералогическим и гранулометрическим составами и состоянием по плотности сложения. Для некоторых разновидностей (мелкие и пылеватые пески) имеет значение также степень заполнения пор водой. Плотные крупнообломочные и песчаные грунты являются обычно надежным основанием сооружений. Однако рыхлые пески интенсивно уплотняются при динамических воздействиях.

Пылевато-глинистые грунты – продукт физического и химического выветривания горных пород. В зависимости от содержания глинистой фракции их подразделяют на супеси (3...10%), суглинки (10...30%) и глины (> 30 %). Свойства этих грунтов определяются минералогическим и гранулометрическим составом и содержанием воды, т.е. влажностью. Для них характерны такие свойства, как способность принимать твердое, пластичное или текучее состояние в зависимости от влажности, набухание, размокание, липкость, усадка.

В группу особых выделяются илы, торфы, заторфированные грунты, просадочные (лессовые и лессовидные), набухающие, засоленные, усадочные грунты, мерзлые и вечномерзлые грунты.

Определяющим свойством грунтов этой группы является их структурная неустойчивость. Это способность структурных связей быстро разрушаться при некоторых воздействиях, нехарактерных для обычных условий формирования и существования таких грунтов. Основания сооружений на таких грунтах получают значительные по величине и быстро протекающие деформации, называемые просадками. Соответственно грунты этой группы характеризуются как слабые, структурно неустойчивые, просадочные, набухающие.

1.2. Состав, структура и структурные связи в грунтах.

Наиболее сложными по своим свойствам являются дисперсные (раздробленные) грунты. Обычно они содержат три составные части (фазы) –

минеральную (твердые частицы), жидкую (вода) и газообразную (воздух, водяной пар, другие газы). Мерзлые грунты содержат также лед. Полностью водонасыщенный грунт считают двухфазной системой (грунтовая масса).

В дисперсных грунтах выделяют прочносвязанную (гигроскопическая), рыхлосвязанную (пленочная) и свободную (гравитационная и капиллярная) воду. Связанная вода существенно влияет на свойства глинистых грунтов и практически отсутствует в песчаных. Перемещение пленочной воды называется миграцией. Гравитационная вода перемещается (фильтрует) во всех грунтах под действием разности напоров.

Капиллярная вода удерживается в порах грунта за счет сил поверхностного натяжения. Высота капиллярного поднятия в грунтах растет с дисперсностью, составляя от 3...5 см в крупных песках до нескольких метров в глинистых грунтах.

Под структурой понимаются размеры, форма, характер поверхности минеральных частиц грунта и характер связей между ними. Последние называются структурными связями и определяют прочность связных грунтов.

В пылевато-глинистых грунтах различают структурные связи:

1) Водно-коллоидные, зависящие от сил электромолекулярного взаимодействия между поверхностями твердых частиц и их водными оболочками. Эти связи пластичны и обратимы.

2) Кристаллизационные связи, возникающие вследствие кристаллизации на поверхности частиц различных соединений из поровых растворов. Это связи хрупкого типа и они практически необратимы.

1.3. Характеристики физических свойств и классификации грунтов.

В механике грунтов используются следующие основные физические характеристики, определяемые опытным путем:

– плотность грунта $\rho = m/V$, т/м³ ;

– плотность частиц грунта $\rho_s = m_s/V_s$, т/м³ ;

– влажность $w = m_w/m_s$,

где m – масса некотором объеме грунта

V ; m_s и V_s – масса и объем твердых частиц в некотором объеме грунта V ; m_w и V_w – масса и объем воды в некотором объеме грунта V .

По этим характеристикам рассчитывают производные показатели:

- плотность сухого грунта $\rho_d = \frac{m_s}{V}$; $\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$;

– пористость $n = \frac{V_{II}}{V} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$,

где V_{II} – объем пор в рассматриваемом объеме грунта V ;

– коэффициент пористости $e = \frac{V_{II}}{V_s} = \frac{n}{1-n} = \frac{\rho_s}{\rho} (1+w) - 1$ (1)

– коэффициент водонасыщенности (степень влажности): $S_r = \frac{V_w}{V_{II}} = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}$ (2)

где ρ_w – плотность воды.

В расчетах часто используются не плотности, а удельные веса, рассчитываемые умножением плотности на ускорение свободного падения. Соответственно имеем удельный вес грунта γ , частиц γ_s и сухого грунта γ_d :

$$\gamma = \rho g; \quad \gamma_s = \rho_s g; \quad \gamma_d = \rho_d g.$$

Например, если $\rho = 2 \text{ т/м}^3$, то $\gamma = 2 \cdot 9,81 = 19,6 \text{ кН/м}^3$.

Если принять объем грунта $V = 1 \text{ м}^3$, то для него по смыслу пористости n – объем пор, а $1 - n = m$ – объем твердых частиц.

Разрешая (2) относительно n , получаем: $n = \frac{e}{1+e}$.

Тогда объем твердых частиц $m = 1 - n = \frac{1}{1+e}$

Грунт, залегающий ниже уровня подземных вод, испытывает взвешивающее действие воды. При этом вес твердых частиц уменьшается на вес вытесненной ими воды, т.е. на величину $\gamma_w m$. Принимая m по (3), получаем:

$$\gamma_{sb} = \gamma_s m - \gamma_w m = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}. \quad (3)$$

Для большинства грунтов значение γ_{sb} близко к 10 кН/м^3 .

Для глинистых грунтов наряду с влажностью важным является понятие консистенции, характеризующее степень подвижности грунта. Консистенция может быть твердой, пластичной и текучей. Влажности, соответствующие границам между этими состояниями, называются пределами пластичности или раскатывания W_p (граница между твердым и пластичным состояниями) и текучести W_L (между пластичным и текучим).

Разность этих пределов называется числом пластичности $J_p = W_L - W_p$

Число пластичности тесно связано с содержанием в грунте глинистой фракции и поэтому используется в классификации:

$J_p \leq 0,07$ - супесь, $0,07 < J_p \leq 0,17$ - суглинок; $J_p > 0,17$ – глина.

Состояние грунта удобно характеризовать показателем текучести J_L :

$$J_L = \frac{w - w_p}{J_p} = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (4)$$

Из (4) видно, что при $w < w_p$ $J_L < 0$ и консистенция твердая; при $w > w_L$ $J_L > 1$ и консистенция текучая. Для суглинков и глин изменение их свойств в интервале $0 \leq J_L \leq 1$ очень существенно и для них в указанном интервале пластичной консистенции состояния детализируются:

$0 \leq J_L < 0,25$ – полутвердое; $0,25 \leq J_L < 0,5$ – тугопластичное;

$0,5 \leq J_L < 0,75$ – мягкопластичное; $0,75 \leq J_L \leq 1$ – текучепластичное.

Для супесей, у которых число пластичности мало, во всем интервале $0 \leq J_L \leq 1$ остается одно название: супесь пластичная.

Для песчаных грунтов очень важно состояние по плотности сложения: плотное, средней плотности, рыхлое. В последнем состоянии грунт дает большие деформации, особенно при динамических воздействиях.

Более объективно плотность сложения по значению e можно установить, если данный грунт подвергнуть максимально рыхлой укладке и максимально плотной, определив соответственно e_{\max} и e_{\min} .

Тогда, зная e для естественного сложения, можно определить относительную плотность (индекс плотности) J_d

$$J_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} . \quad (5)$$

При $0 < J_L \leq 0,33$ – песок рыхлый; при $0,67 < J_L \leq 1$ – плотный и при $0,33 < J_L \leq 0,67$ – средней плотности.

Имеющиеся опытные данные по отдельным разновидностям песчаных грунтов позволяют установить состояние по плотности с помощью табл. 1.

Таблица 1

Грунты	Плотность сложения при коэффициенте пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	<0,55	От 0,55 до 0,70 включ.	>0,70
Пески мелкие	<0,60	От 0,60 до 0,75 включ.	>0,75
Пески пылеватые	<0,60	От 0,60 до 0,80 включ.	>0,80

Наиболее надежно плотность устанавливается статическим или динамическим зондированием.

Для песчаных грунтов, особенно мелких и пылеватых, на строительные свойства влияет коэффициент водонасыщения S_r . В зависимости от S_r песчаные грунты разделяются на малой степени водонасыщения при $S_r \leq 0,5$ - маловлажные, средней степени водонасыщения при $0,5 < S_r \leq 0,8$ - влажные и насыщенные водой при $S_r > 0,8$ - водонасыщенные.

По характеристикам физического состава и состояния можно определить условное расчетное сопротивление грунта R_0 , интегрально характеризующее строительные свойства грунта как основания.

Для песчаных грунтов достаточно знать полное наименование грунта и плотность (табл. 2), а для пылевато-глинистых – название, значения J_L и e (табл. 3).

Таблица 2

Расчетные (условные) сопротивления песчаных грунтов

Характеристика песка	R_0 песка, кПа	
	плотного	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности:	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и водонасыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Таблица 3

Расчетные (условные) сопротивления пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости, e	R_0, кПа при значении I_L	
		0	1,0
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ, ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИХ ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ПРОЧНОСТИ.

2.1. Работа грунта в основаниях сооружений. Стадии деформирования.

Под нагрузкой от сооружения в грунте возникают напряжения и деформации. Накопление деформаций по всей толще основания приводит к осадке сооружения. Перегрузка фундамента может вызвать разрушение грунта. Поэтому в механике грунтов детально изучались условия деформирования грунта под фундаментами и характер зависимости осадки S от нагрузки F .

Опыты проводились как с натурными фундаментами, так и с их моделями – штампами. Различными методами устанавливались перемещения частиц грунта в основании.

В результате была установлена определенная стадийность деформирования оснований, причем на каждой стадии в грунте происходят деформации определенного вида, сказывающиеся на характере зависимости осадки от нагрузки или давления по подошве фундамента $p = F/A$. Выделяются следующие стадии (рис. 1): I – уплотнения; II – сдвигов; III – разрушения.

В первой стадии - стадии уплотнения, деформации малы. Перемещения частиц грунта направлены преимущественно по вертикали, под подошвой формируется область (ядро) уплотненного грунта. Зависимость $S = f(p)$ на этом участке близка к линейной.

Во второй стадии – стадии сдвигов характер деформирования меняется: из-под краев фундамента происходит отжатие грунта и формируются области, в которых прочность грунта исчерпана – области сдвига. По мере их развития приращения осадок все более опережают приращения давлений, что отражается в существенной нелинейности зависимости $S = f(p)$.

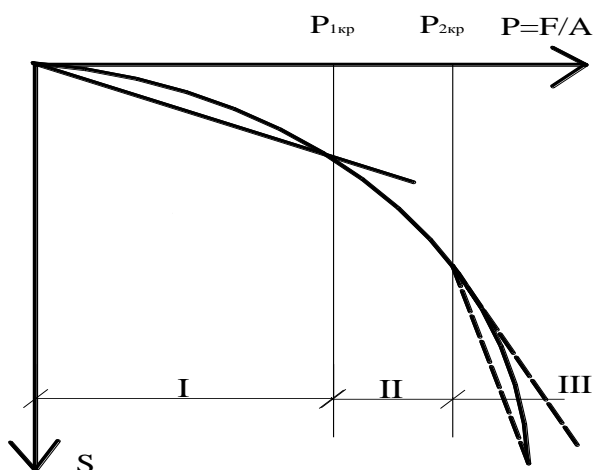


Рис. 1.

Выход областей сдвига на поверхность грунта приводит к наступлению третьей стадии (стадии разрушения) – разрушению основания с провальной осадкой.

График на рис. 1 показывает необходимость теоретического определения давлений (нагрузок), вызывающих переход основания из одной стадии деформирования в другую: это $P_{Iкр.}$ – первая критическая (совершенно безопасная) нагрузка и $P_{2кр.} = P_{пред.}$ вторая критическая, или предельная нагрузка.

2.2. Напряженно-деформированное состояние грунта. Принцип линейной деформируемости и деформативные характеристики грунтов.

Осадка фундамента в предыдущем описании есть интегральный эффект напряжений и деформаций, действующих в каждой точке основания от передаваемой фундаментом нагрузки. Иначе говоря, осадка определяется напряженно-деформированным состоянием грунта (НДС), описание которого – важная задача механики грунтов.

Поскольку грунт в основании или в массиве находится в пространственном НДС, для его моделирования применяются приборы трехосного сжатия – стабилометры. По конструкции стабилометры разнообразны, но в общем они позволяют управлять одной группой параметров НДС (например, создавать заданные напряжения σ_i и управлять ими) и определять как «отклик» грунта другую (например, замерять деформации ε_i).

Наиболее распространен гидравлический стабилометр. При испытании цилиндрический образец грунта первоначально подвергается всестороннему (гидростатическому) сжатию напряжениями $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Затем боковые (радиальные) напряжения остаются постоянными $\sigma_2 = \sigma_3 = const$, а образец сжимается увеличивающимся вертикальным напряжением σ_1 с фиксацией вертикальных и горизонтальных деформаций ε_1 и $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$.

При некотором значении $\sigma_{1np.}$ грунт разрушается. Зависимость $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ и разрушающее напряжение $\sigma_{1np.}$ зависят от зафиксированного значения $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$, но во всех случаях график зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ имеет тот же вид, что и показанный на рис. 1. Таким образом, для образца грунта справедлива та же самая стадийность деформирования.

В стадии уплотнения и даже в начале стадии сдвигов зависимость деформаций от напряжений близка к линейной. Это позволяет в указанном интервале связь деформаций и напряжений принять в виде закона Гука:

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)]; \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)]; \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)].\end{aligned}\tag{6}$$

Параметры зависимостей (6) в механике грунтов называются: E – модуль деформации; ν – коэффициент поперечной деформации, или коэффициент Пуассона. Это деформативные характеристики грунта. Их смысл выявляется из простого испытания на одноосное сжатие, когда $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ и образец грунта сжимается вертикальным напряжением на простейшем прессе. Конечно, так можно испытывать только достаточно прочные связные грунты. При этом из (6) получаем: $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E}$ и $\nu = -\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$.

Отсюда ясно, что E характеризует жесткость грунта и измеряется в единицах напряжения (Па, кПа и т.д.), а ν – меру деформирования в направлении, перпендикулярном действующему напряжению.

Интервал значений ν для грунтов составляет обычно 0,1...0,5. Значения модуля деформации оказывают определяющее влияние на рассчитываемую осадку сооружений. Поэтому их определение имеет большее значение, а значения ν на практике часто принимают по справочным данным в зависимости от вида и состояния грунта.

Положение о применимости зависимостей (6) в механике грунтов характеризуется как «Принцип линейной деформируемости грунтов». При этом напряжения в грунте должны быть достаточно далеки от разрушающих, т.е. грунт должен работать в стадии уплотнения – начале стадии сдвигов.

2.3. Сжимаемость грунтов. Компрессионное сжатие. Закон уплотнения.

Из указанных ранее испытаний трехосное сжатие достаточно сложно, а одноосное применимо лишь к некоторым грунтам. Поэтому в механике грунтов широко применяется сжатие грунта вертикальным давлением в жесткой обойме, исключающей боковое расширение. Соответствующий прибор называется одометр. При испытании увеличивают вертикальное давление $\sigma_1 = p$, радиальные напряжения возникают как реакции жестких стенок обоймы $\sigma_2 = \sigma_3 = q$. Боковые деформации $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, а вертикальные $\varepsilon_1 = \Delta h/h_0$ определяются с помощью индикаторов. Таким образом, напряженное состояние образца пространственное (трехосное), а деформированное – одноосное.

Результаты испытания можно представить зависимостью $\varepsilon_1 = f(p)$ (рис.2), представляющей собою плавную постепенно уплаживающуюся с ростом давления по мере уплотнения грунта кривую. Если при некотором давлении произвести разгрузку грунта, зависимость $\varepsilon = f(p)$ будет отличаться от нагрузочной кривой. Таким образом общая деформация при давлении P будет состоять из большей по величине пластической (остаточной) и меньшей упругой (восстанавливающейся) составляющих, т.е. $\varepsilon_1 = \varepsilon_{1p} + \varepsilon_{1e}$, где ($\varepsilon_{1p} > \varepsilon_{1e}$).

Если произвести повторные нагружения, грунт будет испытывать преимущественно упругие деформации. Такая работа характерна для грунта земляного полотна дорог.

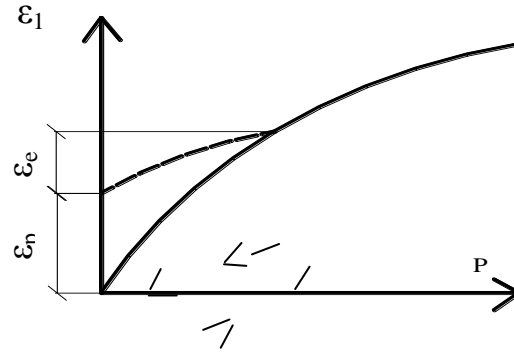


Рис. 2.

Рассмотрим возможность определения деформативных характеристик по результатам компрессии на основе (6). С учетом НДС и обозначений ($\sigma_1 = p$; $\sigma_2 = \sigma_3 = q$; $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$) имеем два уравнения:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(p - 2q \cdot \nu); \quad q - \nu(q + p) = 0. \quad (7)$$

В обычных компрессионных испытаниях боковой распор q не определяется, поэтому последние два уравнения включают три неизвестных: q , E и ν . Поэтому определить модуль деформации при некотором p можно, только если задаться значением коэффициента Пуассона. Тогда из второго уравнения можно найти отношение, называемое коэффициентом бокового давления:

$$\xi = \frac{q}{p} = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (8)$$

Подставим в первое уравнение (7), записав его в виде:

$$\varepsilon_1 = \frac{P}{E} \left(1 - 2 \frac{q}{P} \cdot \nu \right). \quad (9)$$

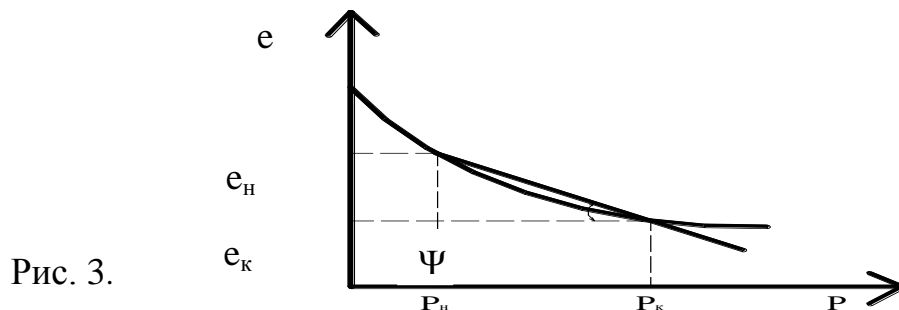
Разрешив полученное выражение относительно E , получаем:

$$E = \frac{p}{\varepsilon_1} \beta, \quad (10)$$

где β – коэффициент стеснения боковых деформаций при компрессии.

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}. \quad (11)$$

На практике результаты компрессии чаще представляют зависимостью коэффициента пористости от давления $e = f(p)$, которую и называют компрессионной кривой (рис. 3).



Коэффициент пористости при любой деформации $\varepsilon_i = \frac{\Delta h_i}{h_n}$ рассчитывается о

формуле:

$$e_i = e_n - \frac{\Delta h_i}{h_n} (1 + e_n), \quad (12)$$

В большом интервале изменения давления зависимости $e_i = f(p)$ нелинейны и очень разнообразны. На практике особенно важен участок кривой в некотором интервале давлений (p_n, p_k) , где p_n – начальное, природное давление в грунте; p_k – конечное давление, возникающее после строительства сооружения. Для большинства сооружений этот интервал 0,3...0,4 МПа.

В указанном интервале кривую с небольшой погрешностью можно заменить секущей, т.е. принять:

$$\Delta e = -m_0 \cdot \Delta P \quad (13)$$

где $m_0 = \tan \varphi$ – коэффициент сжимаемости.

Соотношение (13) можно записать в более наглядной форме, если принять $p_n = 0$ и $p_k = p$. Тогда

$$e_n - e_k = m_0 \cdot p \quad (14)$$

Установленную применимость соотношений (13; 14) можно характеризовать как закономерность уплотнения: «в ограниченном интервале давлений изменение коэффициента пористости прямо пропорционально давлению». Очевидно, это выражение принципа линейной деформируемости

для условий компрессионного сжатия, а m_0 – деформативная характеристика грунта для этих условий. Размерность m_0 обратна размерности давления.

Совместное рассмотрение формул (12) и (14) позволяет получить выражение для осадки слоя грунта в натурных условиях – например, при сплошной равномерно-распределенной на большой площади нагрузке (рис.3).

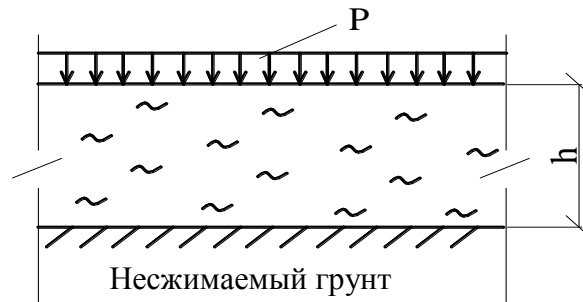


Рис. 4.

Формулу (12) для последней ступени нагрузки ($i=\kappa$) можно записать в виде: $e_n - e_\kappa = \frac{\Delta h}{h_n} (1 + e_n)$. Сравнивая с (14), имеем для деформации

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_n} = \frac{m_0 \cdot p}{1 + e_n}. \quad (15)$$

В расчетах часто используют относительный коэффициент сжимаемости

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_n}. \quad (16)$$

Тогда из (15) следует простое выражение для осадки слоя грунта в условиях компрессионного сжатия (формула Терцаги-Герсеванова):

$$S = m_0 \cdot p \cdot h. \quad (17)$$

Поскольку характеристики компрессионного сжатия m_0 , m_v и общие деформативные характеристики E , введены на основе общего принципа линейной деформируемости, между ними должна существовать связь. Действительно, сравнивая (15) и разрешенное относительно ε_1 соотношение (10), получаем:

$$E = \frac{1 + e_n}{m_0} \cdot \beta = \frac{\beta}{m_v}. \quad (18)$$

При $\nu \leq 0,3$ значения β близки к единице, и тогда можно считать E и μ взаимно обратными величинами.

Современные приборы компрессионного сжатия снабжены датчиками для определения бокового распора q . В этом случае из (8) непосредственно определяется коэффициент Пуассона.

2.4. Условие прочности грунтов. Закон Кулона. Прочностные характеристики.

Пусть проведено испытание на трехосное сжатие нескольких образцов одного и того же грунта, и образцы доведены до разрушения. Для каждого образца получена пара значений σ_{2i} , σ_{1i} . Результаты испытаний можно представить в виде кругов Мора для напряжений (рис. 5).

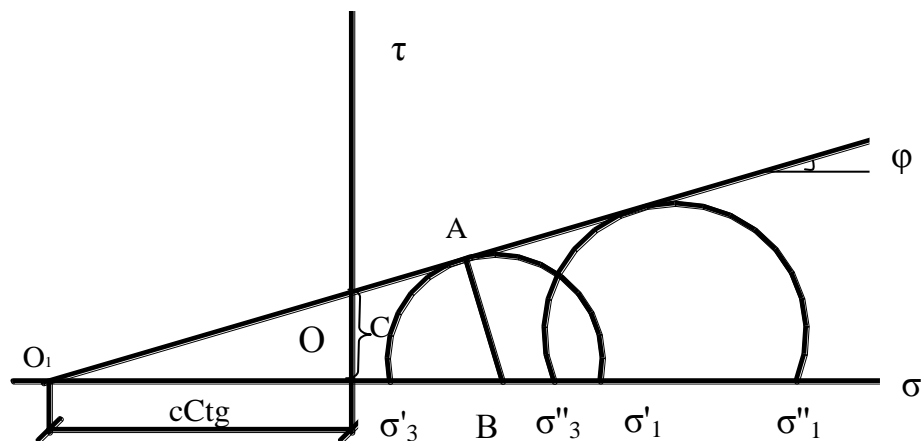


Рис. 5.

Опыты показывают, что в значительном интервале напряжений огибающая касательная к кругам имеет вид прямой с уравнением:

$$\tau_{\max} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (19)$$

где φ и c – параметры линейной огибающей.

Они имеют названия: φ – угол внутреннего трения; c – сцепление грунта. Это прочностные характеристики грунта.

Уравнение (19) можно записать и через главные напряжения. Продолжим огибающую влево до σ и рассмотрим прямоугольный ΔO_1AB .

$$\text{Имеем} \quad AB/O_1B = \operatorname{Sin} \varphi; \quad (20)$$

$$AB = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}; \quad O_1B = O_1O + OK + KB = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

Подставляя значения АВ и О₁В в (20), получаем условие прочности в главных напряжениях:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \operatorname{Sin} \varphi. \quad (21)$$

Для несвязных грунтов (пески) $c \approx 0$ и условие (21) упрощается:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \operatorname{Sin} \varphi. \quad (22)$$

Характер разрушения образца при испытании в стабилометре зависит от вида и состояния грунта. Наиболее четкая картина в виде скола имеет место для песков плотных и средней плотности и прочных глинистых грунтов, причем плоскость скола, на которой действует τ_{max} , наклонена к вертикали под углом $\alpha = 45 - \varphi/2$ (рис. 6, а).

Для рыхлых песков и слабых глинистых грунтов разрушение проявляется в более интенсивном деформировании; образец приобретает бочкообразную форму (рис. 6, б).

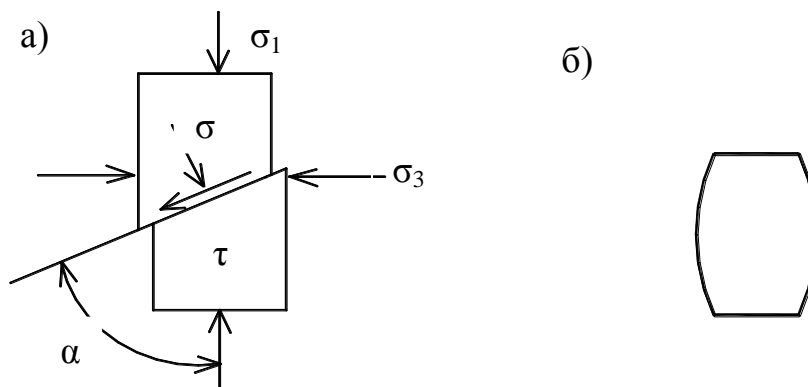


Рис. 6.

Первоначально зависимость (19) в механике грунтов была установлена более простыми испытаниями на плоскостных срезных (сдвижных) приборах. Образец грунта помещается в обойму, состоящую из двух половин, и через штамп загружается давлением σ . Затем к верхней половине обоймы прикладывается горизонтальная нагрузка T и увеличивается, пока не

произойдет срез (сдвиг) образца по плоскости разреза обойм. Предполагается, что при сдвиге реализуются максимальные для приложенного давления касательные напряжения $\tau_{max} = \frac{T_{сдв}}{A}$.

Серия испытаний одинаковых образцов при разных давлениях позволяет непосредственно построить предельную прямую с уравнением (19), что и показано на рис. 7 для трех опытов (глина) и одного (песок).

Для песчаного грунта, когда сцепление мало и им можно пренебречь, достаточно даже одного опыта (рис. 7.б). Практически проводят серию испытаний для возможности статистической обработки в связи с неоднородностью грунтов и разбросом результатов опытов.

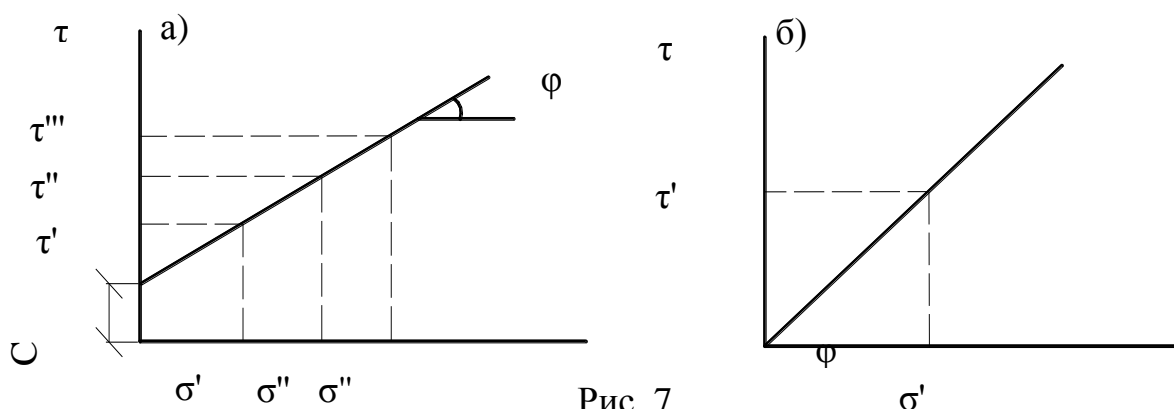


Рис. 7.

Недостатком испытаний на плоскостной сдвиг является некоторая неопределенность создаваемого в зоне сдвига НДС и принудительный характер плоскости сдвига: она predetermined конструкцией прибора, тогда как в стабилометре положение площадки сдвига определяется характером грунта. Тем не менее, испытания на срез широко применяются на практике.

Очевидно, максимальное (предельное) касательное напряжение при сдвиге представляет собой сопротивление грунта сдвигу. Поэтому формула (19) выражает закон Кулона: сопротивление грунта сдвигу пропорционально давлению (нормальному напряжению σ) на площадке сдвига. В то же время (19, 21 и 22) можно назвать условием прочности Кулона – Мора, или условием предельного равновесия грунта в точке.

Надежное определение прочностных характеристик имеет большое значение, т.к. они используются во всех расчетах, связанных с прочностью и устойчивостью оснований и массивов грунта. Важно иметь ввиду, что показатели φ , c , сопротивление грунта сдвигу в целом зависят от состояния грунта, в особенности от плотности и влажности.

Для водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов, а также мелких и пылеватых песков важное значение имеет методика испытаний в условиях консолидации, т.е. уплотнения под нагрузкой и дренирования – отжатия воды из грунта.

Пусть для одного и того же грунта – пластичной глины испытания на сдвиг проводятся по двум различным методикам:

- консолидировано–дренированный (медленный) сдвиг, когда уплотняющее давление σ выдерживается до полного прекращения деформаций, и так же медленно прикладывается сдвигающая нагрузка (происходит отжатие поровой воды);
- неконсолидировано–недренированный (быстрый) сдвиг, когда исключено отжатие воды и горизонтальная нагрузка быстро увеличивается до разрушения сразу после приложения уплотняющего давления.

Результаты опытов будут совершенно различными (рис. 8).

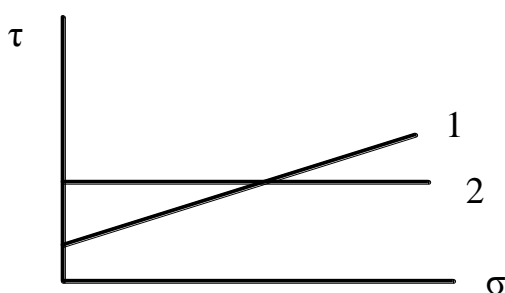


Рис. 8. 1 – КД – сдвиг, 2 – НН – сдвиг

Причина рассмотренного явления состоит в том, что под нагрузкой в малопроницаемом водонасыщенном грунте создается две системы давления:

$$\sigma = U + \sigma_s, \quad (23)$$

где U – давление в поровой воде (нейтральное); σ_s – давление в скелете (эффективное).

Собственно работу уплотнения грунта, реализующую силы трения, проводит только эффективное давление. Поэтому для рассматриваемых условий формулу (19) следует записать в виде:

$$\tau_{max} = (\sigma - U)tg\varphi + c. \quad (24)$$

Если испытание проводится по второй методике (прямая 2 на рис. 8), то возникшее поровое давление не успевает рассеяться, значение $(\sigma - U)$ в (24) близко к нулю, трение почти не проявляется, что и дает слабо наклонную или даже горизонтальную прямую.

Естественно возникает проблема выбора методики испытаний при проектировании реальных сооружений. Некоторые рекомендации по этому вопросу имеются в стандартах на испытания. Общая же рекомендация состоит в том, что назначаемая методика должна соответствовать условиям работы грунта в основании проектируемого сооружения.

3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ И РАСЧЕТ ОСАДОК

3.1. Напряжения от вертикальной сосредоточенной нагрузки.

Пусть рассматривается отдельный малозаглубленный фундамент и нужно определить напряжение σ_z в т. M , причем $\ell > b$ (рис. 9.а). Действие фундамента на грунт можно заменить сосредоточенной силой F_v , приложенной в центре подошвы (рис. 9.б). Для этой задачи получено решение, дающее формулы для всех компонент напряжений (Буссинеск, 1885г). Например, для напряжения σ_z :

$$\sigma_z = k \frac{F_v}{Z^2}, \quad (25)$$

где $\kappa = f\left(\frac{r}{z}\right)$ - коэффициент, значения которого приведены в табл. 4.

$$\sigma_z = \frac{1}{Z^2} \sum_{i=1}^n \kappa_i F_{vi}. \quad (26)$$

Таблица 4

r/z	κ	r/z	κ	r/z	κ
0	0,48	0,6	0,22	1,5	0,025
0,1	0,46	0,7	0,18	1,8	0,02
0,2	0,43	0,8	0,14	2,0	0,009
0,3	0,38	0,9	0,11	2,5	0,003
0,4	0,33	1,0	0,08	3,0	0,0015
0,5	0,27	1,25	0,04	4,0	0,0004

Задавшись несколькими значениями z , по (25) легко найти напряжения и построить их эпюру, т.е. график изменения по глубине. Другим наглядным способом представления напряженного состояния являются изолинии напряжений σ_z (изобары). То и другое показано на рис. 9, в.

Если необходимо определить напряжение от группы сосредоточенных сил (рис. 9, г), рассчитываются и суммируются напряжения от каждой силы (принцип суперпозиции):

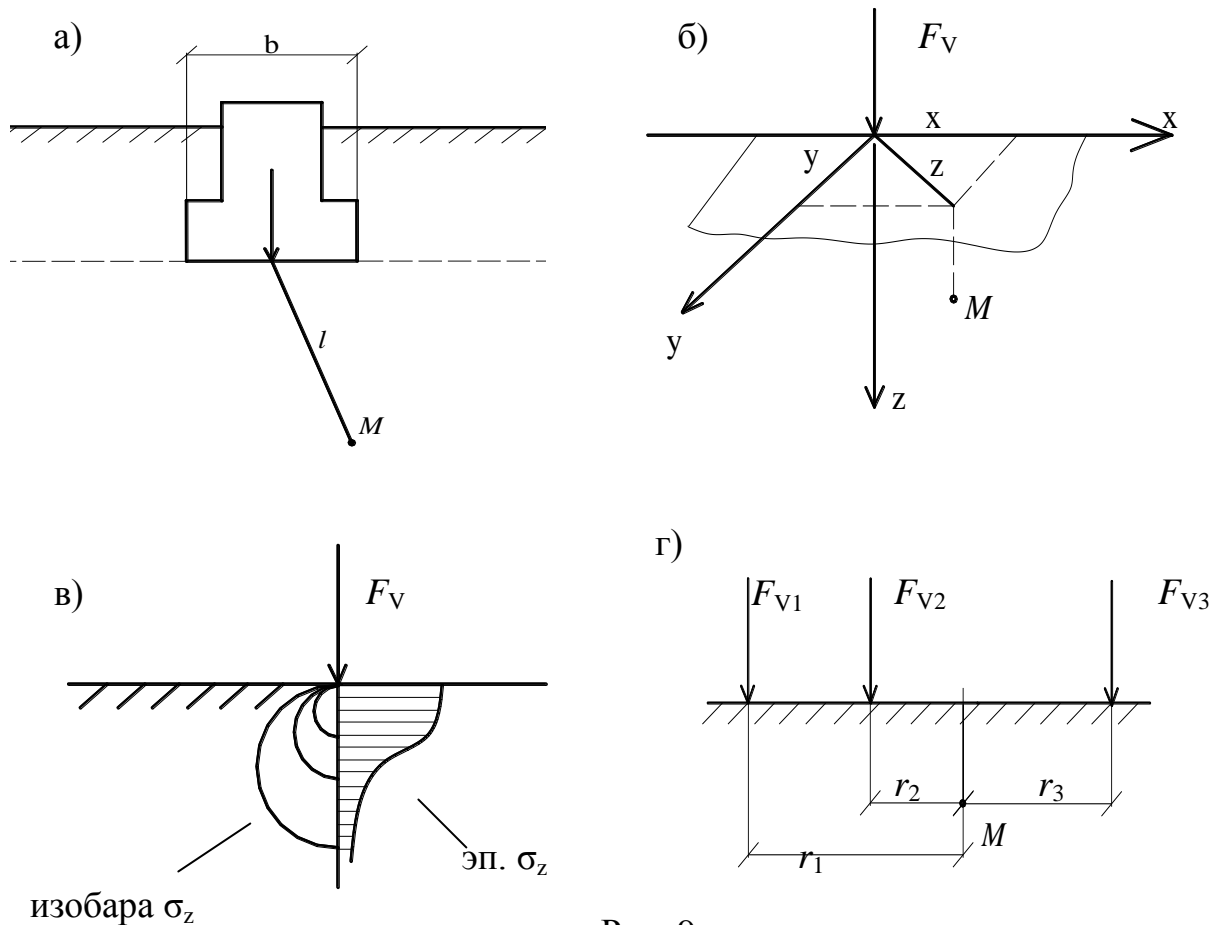


Рис. 9.

Аналогичный прием можно применить для нагрузки, произвольно распределенной на площадке сложной формы. Площадка разбивается на ряд участков и на каждом распределенная нагрузка заменяется сосредоточенной силой. Далее используется (26).

3.2. Напряжения от нагрузки, равномерно распределенной на прямоугольной площадке.

Пусть нагрузка p распределена на площадке с размерами b , l (рис. 10). Тогда напряжения в любой точке основания можно определить аналогично формуле (26), приняв элементарную вертикальную нагрузку в виде $dF = p \cdot dx \cdot dy$ и заменив суммирование интегрированием по площади. В итоге напряжение определяется по простой формуле:

$$\sigma_z = \alpha p, \quad (27)$$

где α – коэффициент рассеяния напряжений с глубиной, зависящий от положения рассматриваемой точки и формы загруженной площадки.

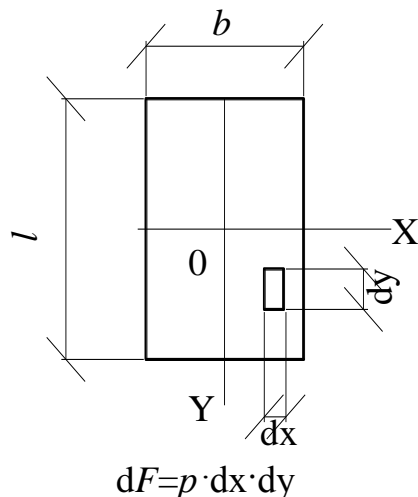


Рис. 10.

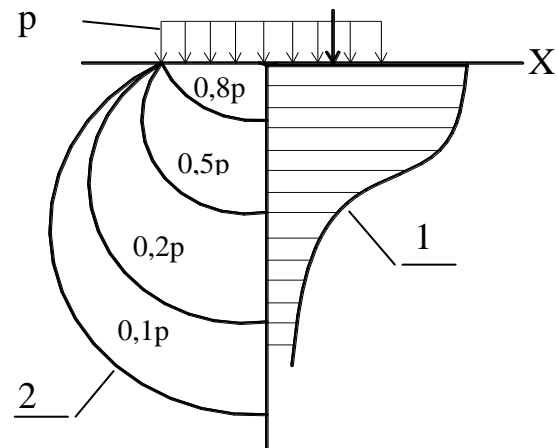


Рис. 11.

1 – эпюра σ_z ; 2- изобара σ_z

Например, для точки на вертикали под центром площадки α есть функция двух безразмерных параметров $\eta = l/b$ и $\xi = 2z/b$ (табл. 5). С использованием табл. 5, задаваясь глубиной z , легко построить эпюру σ_z .

Напряжения по вертикали, проходящей через угловую точку, легко определить, используя эту же таблицу.

Известно, что напряжение под углом в точке на глубине $2z$ равно одной четвертой осевого вертикального напряжения на глубине z . То есть, определив по табл. 5. значение α для $\eta = z/b$, напряжение в точке под углом на глубине $2z$ получим по формуле: $\sigma_z^y = 0,25\alpha p$.

Таблица 5

$2z/b$	Круг	Значения α для прямоугольной площадки при $\eta = l/b$						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	Полоса $l/b > 10$
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,462	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208

Напряжения в любых точках основания, не лежащих на центральной и угловых вертикалях, определяются по способу угловых точек. После определения напряжений в ряде точек напряженное состояние основания можно наглядно охарактеризовать изолиниями равных напряжений (изобарами, рис. 11). Все они проходят через угловые точки площадки, которые здесь (как и

точка приложения сосредоточенной нагрузки на рис. 10) являются особыми точками.

3.3. Напряжения от полосовой равномерно распределенной нагрузки.

Грунт работает в условиях плоской задачи. При этом нормальное напряжение вдоль оси y постоянно, касательные в плоскости xz отсутствуют и напряженное состояние в осях xoz характеризуется: $\underline{\sigma_x}$, $\underline{\sigma_z}$, $\underline{\tau}$. Такое напряженное состояние возникает под ленточными фундаментами стен, насыпями земляного полотна и др. Расчетная схема приведена на рис. 17. Требуется определить напряжения в произвольной точке M .

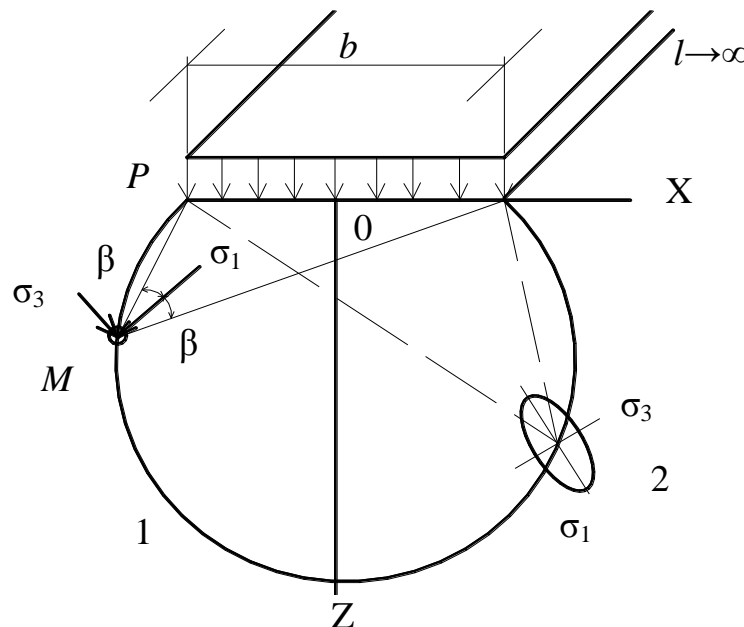


Рис. 12

1 – изобара главных напряжений; 2 – эллипс напряжений

Очевидно, что для этого случая можно также использовать формулу (27), принимая α по последнему столбцу табл. 15. Однако здесь целесообразно привести простые формулы для главных напряжений σ_1 , σ_3 .

При этом в точках на осевой вертикали в силу симметрии будет $\sigma_1 = \sigma_z$ и $\sigma_3 = \sigma_x$. Главные напряжения равны:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{p}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta), \quad (28)$$

где 2β – угол, под которым видны края полосы из т. M (угол видимости).

Большее напряжение σ_1 направлено по биссектрисе угла видимости, σ_3 – нормально к нему.

Из формулы (28) очевиден вид изолиний главных напряжений: это окружности с центром на оси z , проходящие через т. М и края полосы. Во всех точках $2\beta = const$, поскольку угол опирается на одну и ту же хорду – нагруженную полосу шириной b . Напряженное состояние в любой точке удобно характеризовать эллипсом напряжений (см. рис. 12).

Если сравнить изменение напряжений с глубиной от одинаковой нагрузки p , действующей на квадратной или круговой площадке и на полосе той же ширины, то обнаруживается более медленное затухание (убывание) напряжений от полосовой нагрузки (рис. 13). Учет этого фактора особенно важен, если на некоторой глубине в основании оказывается прослойка слабого грунта.

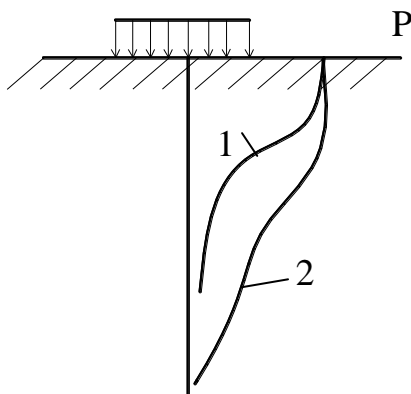


Рис. 13.

1 – нагрузка распределена на квадратной площадке; 2 – то же, на полосе

3.4. Напряжения от собственного веса грунта.

Напряжения, рассчитанные по приведенным ранее формулам, добавляются к природным напряжениям от собственного веса грунта. Вертикальное сжимающее напряжение в грунте с удельным весом γ на глубине z определяется по формуле:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z. \quad (29)$$

Если основание слоистое и удельный вес каждого слоя γ_i , а мощности слоев h_i , то напряжения по (29) суммируются, так что на подошве i -го слоя σ_i будет равно:

$$\sigma_z = \sum \gamma_i \cdot h_i. \quad (30)$$

Эпюра напряжений представляется ломаной; точки излома – на границе слоев. Ниже уровня подземных вод следует в (30) удельный вес $\gamma_{3в}$ принимать с учетом взвешивания грунта. На кровле подстилающего водонепроницаемого слоя (водоупора) в этом случае эпюра σ_z имеет скачок $\gamma_w H_w$ (рис. 14.

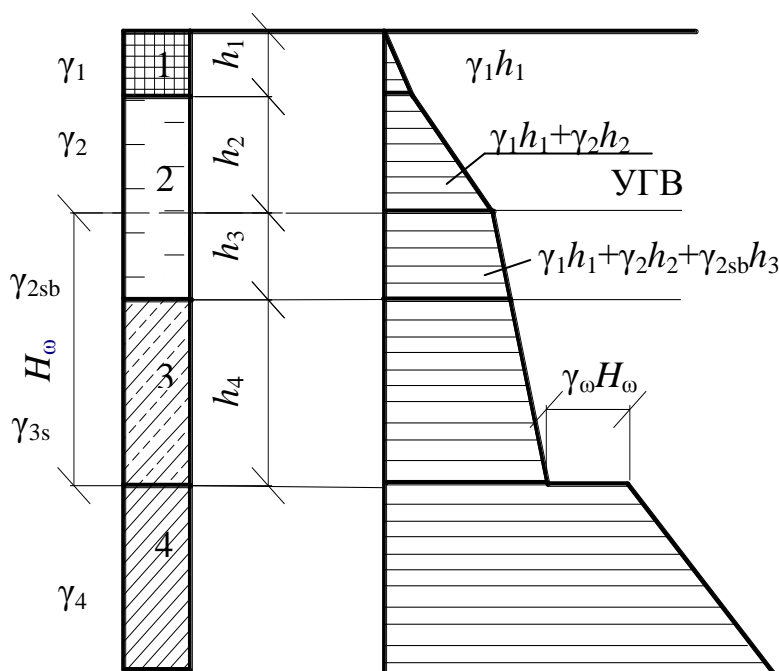


Рис. 14.

1 – насыпной слой с удельным весом γ_1 ; 2 – песок; 3 – супесь; 4 – суглинок моренный

Горизонтальные нормальные напряжения определяются по формуле:

$$\sigma_x = \xi \sigma_z = \xi \gamma_z, \quad (31)$$

где ξ – коэффициент бокового давления, зависящий от вида и состояния грунта.

Обычно принимается значение ξ по (8), а для мягко-, текучепластичных глинистых грунтов можно принять $\xi=1$.

3.5. Расчет стабилизации осадок.

В общем, приведенные решения позволяют рассчитать также деформации любой точки основания, включая и осадки поверхности. Однако сопоставление их с результатами опытов и натурных замеров показало, что (в отличие от

напряжений) осадки по расчету резко отличаются от действительных во многих случаях. Поэтому для расчета осадок разработаны и применяются специальные приближенные методы.

Исключением являются две ситуации, когда осадки можно определить непосредственно, используя теоретические формулы:

1. Действие сплошной нагрузки, когда при сжатии отсутствует боковое расширение грунта и справедлива формула (17). Приблизительно эту формулу можно применить для расчета осадки сооружений, ширина подошвы фундамента которых больше сжимаемой толщины основания. Последняя определяется кровлей практически несжимаемого при данной нагрузке грунта (рис. 15).

2. Отдельный фундамент шириной (или диаметром) до 2...3м на мощном слое однородного грунта. В этом случае осадка рассчитывается по формуле

$$\text{Шлейхера:} \quad S = \frac{wp_0b}{E}(1 - \nu^2), \quad (32)$$

где p_0 – начальное уплотняющее давление, равное среднему за вычетом природного на уровне подошвы фундамента, если глубина заложения фундамента d и удельный вес грунта γ , то

$$p_0 = p_{cp} - \gamma \cdot d; \quad (33)$$

w – коэффициент, зависящий от формы загруженной площадки и положения точки, в которой определяется осадка.

b

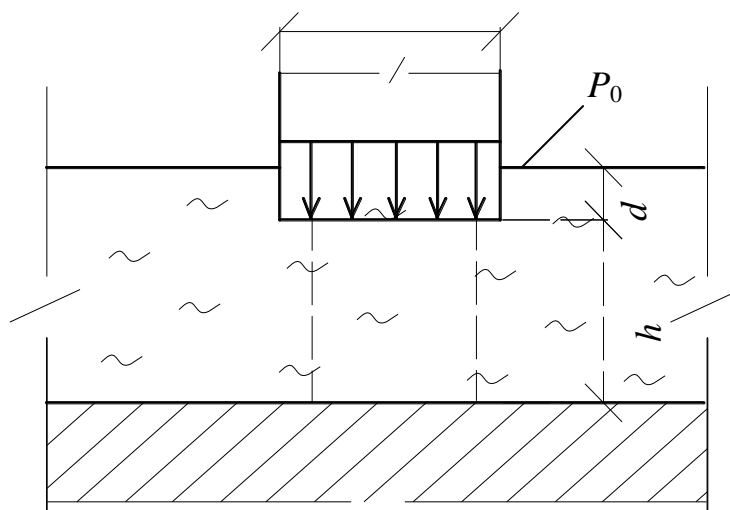


Рис. 15.

Для центра загруженной гибкой площадки значения w приведены в табл. 6. Они на 6...8% превышают значения w для жестких фундаментов и практически этим различием можно пренебречь.

Таблица 6

Формула площадки	Круг	Прямоугольник при $h=l/b$					
		1	2	3	4	5	10
Значение ω	0,85	0,95	1,30	1,53	1,70	1,83	2,25

В виде, разрешенном относительно E , формула (32) используется для полевого определения модуля деформации штампом. Значения коэффициента Пуассона ν в (32) при отсутствии экспериментальных данных допускается принять по виду грунта в пределах:

- глины и суглинки полутвердые и твердые $\nu = 0,1 \dots 0,15$;
- то же, тугопластичные - $0,2 \dots 0,25$;
- мягкопластичные и текучепластичные - $0,3 \dots 0,4$;
- текучие - $0,45 \dots 0,5$; пески и супеси - $0,15 \dots 0,30$.

Реальные основания обычно слоистые, сжимаемость отдельных слоев различная и для расчета осадки чаще всего применяется метод послойного суммирования.

Для большей наглядности рассматриваем применение метода в графоаналитической форме. Расчеты и сопровождающие их построения проводятся в следующем порядке:

1) Вычерчивается схема фундамента и геологического строения основания.

2) Строится эпюра природного давления σ_{zg} и ее ординаты в масштабе откладываются влево от z . В водоносном слое ниже WL учитывается взвешивание грунта в воде, а на кровле водоупора – скачок давления - $\gamma_{\omega}H_{\omega}$.

3) Толща грунта под подошвой фундамента разбивается на расчетные слои $h_i=0,4b$, где b – ширина подошвы фундамента.

4) По (33) определяется начальное уплотняющее давление P_0 .

5) Определяется значение уплотняющего давления под центром (средней точкой) подошвы фундамента на границе каждого расчетного слоя:

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot P_0. \quad (34)$$

Значения $\alpha_i \rightarrow f\left(\frac{2z_i}{b}, \frac{l}{b}\right)$ определяются для принятых z_i по табл. 5;

Эпюра σ_{zp} строится справа от оси z в том же масштабе, что и эпюра природного давления σ_{zg} (рис. 21).

6) Определяется нижняя граница сжимаемой толщи (НГСТ) основания. Критерием ее установления в СНиП принято условие:

$$\sigma_{zpi} = 0,2\sigma_{zgi}. \quad (35)$$

То есть в качестве нижней принимается граница того расчетного слоя, на которой уплотняющее давление в пять раз меньше природного.

7) В пределах сжимаемой толщи выделяются и нумеруются однородные расчетные слои грунта и определяется среднее уплотняющее давление в каждом слое. Например, на схеме (рис. 16) выделенный сначала второй расчетный слой большей частью попадает в песок, но захватывает и суглинок. Поэтому здесь нумеруются два слоя h_2 , h_3 .

Среднее давление равно полусумме значений на границах:

$$\overline{\sigma}_{zpi} = \frac{\sigma_{zpi-1} + \sigma_{zpi}}{2}. \quad (36)$$

Для границы расчетных слоев 2, 3 (рис. 21) значение уплотняющего давления

можно взять непосредственно по эпюре, или найти по (34) для соответствующего значения α .

8) Определяется осадка каждого расчетного слоя в пределах сжимаемой толщи:

$$S_i = 0,8 \overline{\sigma_{zpi}} h_i / E_i. \quad (37)$$

9) Определяется общая осадка суммированием осадков всех расчетных слоев: $S = \sum_{i=1}^n S_i$, где n – число однородных слоев (на схеме рис. 21 $n=9$).

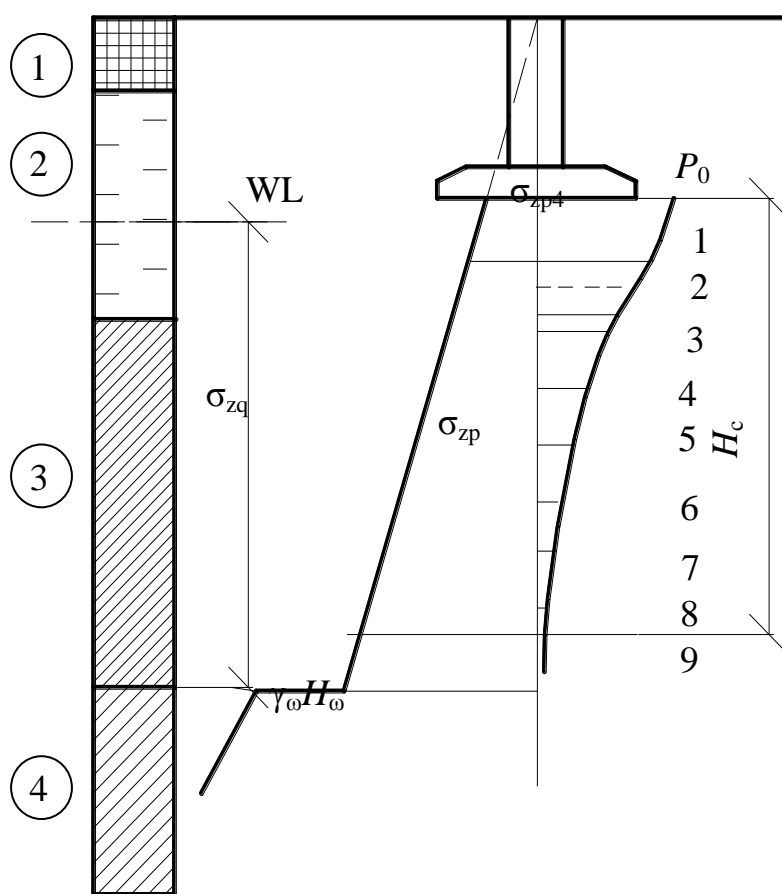


Рис. 16.

1 – насыпной грунт; 2 – супесь; 3 – песок мелкий; 4 – суглинок

4. ТЕОРИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ И ЕЕ ПРИЛОЖЕНИЯ.

4.1. Определение начального критического давления и расчетного сопротивления основания.

Рассмотрим ленточный фундамент с глубиной заложения d на однородном основании с характеристиками γ, φ, c . Считаем, что по подошве фундамента действует давление $p = F_v/A$, а с боков пригрузка $\gamma \cdot d$ за счет веса грунта в пределах глубины заложения.

Используя формулу (28) и учитывая напряжения от веса грунта при $\xi=1$, получим следующие формулы для главных напряжений в т. М. (рис. 17)

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{p - \gamma d}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) + \gamma(d + z). \quad (38)$$

Подставив (38) в УПР (21), получаем выражение, связывающее нагрузку p с координатами рассматриваемой т. М β, z , глубиной заложения d , характеристиками грунта γ, φ, c , т.е.

$$p = f(\beta; z; d; \gamma, \varphi, c). \quad (39)$$

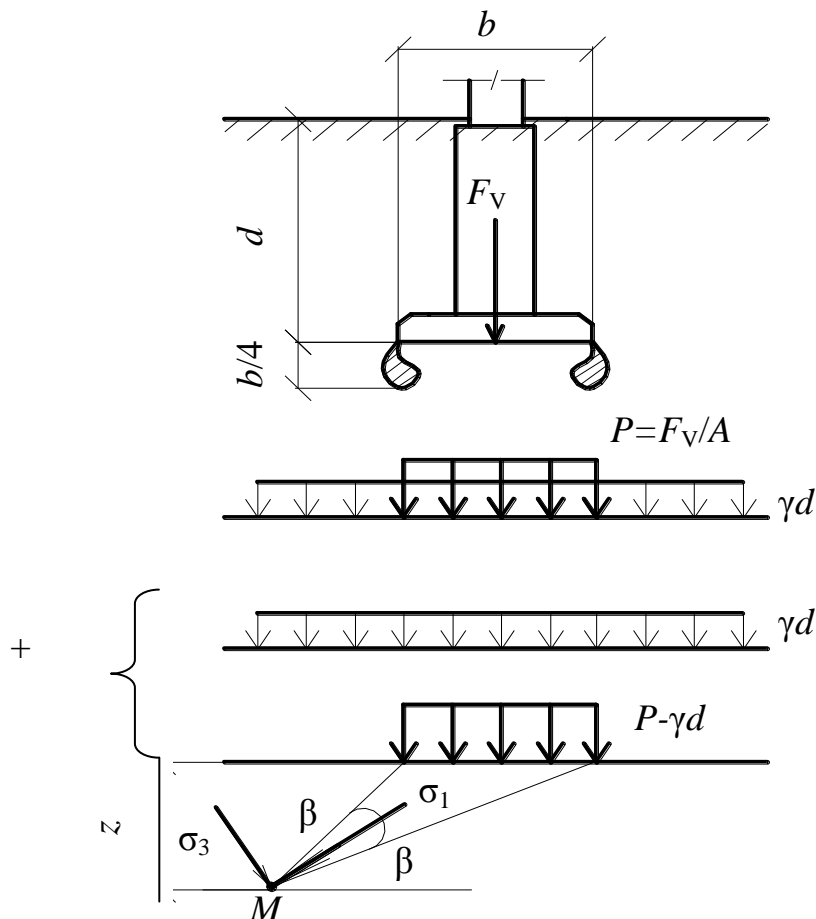


Рис. 17. Расчетная схема к определению начальной критической нагрузки.

Если в т. М выполняется УПР, то площадки сдвига совпадут с лучами из точки к краям подошвы и тогда $\beta = \pi/4 - \varphi/2$, так что по (39) p будет зависеть только от z – максимальной глубины развития областей сдвига. Первое критическое давление получим, если примем $z = 0$ (области сдвига полностью отсутствуют).

Это решение впервые было получено профессором Пузыревским Н.П.

Формулу можно представить в виде:

$$P_{lкр} = M_q \cdot \gamma \cdot d + M_c \cdot C, \quad (40)$$

где M_q и M_c – функции угла внутреннего трения, определяемые соотношениями:

$$M_q = \frac{C \tan \varphi + \pi/2 + \varphi}{C \tan \varphi - \pi/2 + \varphi}; \quad (41)$$

$$M_c = \frac{\pi C \tan \varphi}{C \tan \varphi - \pi/2 + \varphi}.$$

Применение формулы (40) приводит к надежным, но не экономичным решениям; практикой доказано, что без ущерба для надежности можно допустить работу основания в начале стадии сдвигов (см. рис. 1), когда зависимость $s = f(p)$ еще близка к линейной. Наибольшее применение получила формула, получаемая на основе (39), в которой принимается $z = 0,25b$. При этом (40) обобщается на учет ширины подошвы:

$$P_{нач.} = M_\gamma \cdot \gamma \cdot d + M_q \cdot \gamma \cdot d + M_c \cdot C, \quad (43)$$

где $M_\gamma = \frac{0,25\pi}{Ctg\varphi - \pi/2 + \varphi}$, а коэффициенты M_q, M_c по (41).

В нормах проектирования $P_{нач.}$ называется расчетным сопротивлением основания $P_{нач.} = R$. Формула (43) обобщена с учетом следующих факторов:

- вид грунта и достоверность определения его характеристик;
- жесткость сооружения;
- возможность разной глубины заложения с двух сторон фундамента;
- разброс значений характеристик.

4.2. Основы теории предельного напряженного состояния (ТПНС) и определение второй критической (предельной) нагрузки.

При значительном развитии областей сдвигов, когда грунт близок к разрушению, использование уравнений ТПНС (38) уже невозможно. Здесь необходимо использовать более общие соотношения – дифференциальные уравнения равновесия грунта в точке. Для условий плоской задачи, используя схему и обозначения на рис. 18 и приравнявая нулю суммы проекций на координатные оси, получаем:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} &= 0; \\ \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= \gamma. \end{aligned} \quad (44)$$

К уравнениям (44) присоединяется условие предельного равновесия (21), которое следует записать, как и (44), через компоненты σ_x, σ_z, τ :

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot Ctg)^2 \sin^2 \varphi. \quad (45)$$

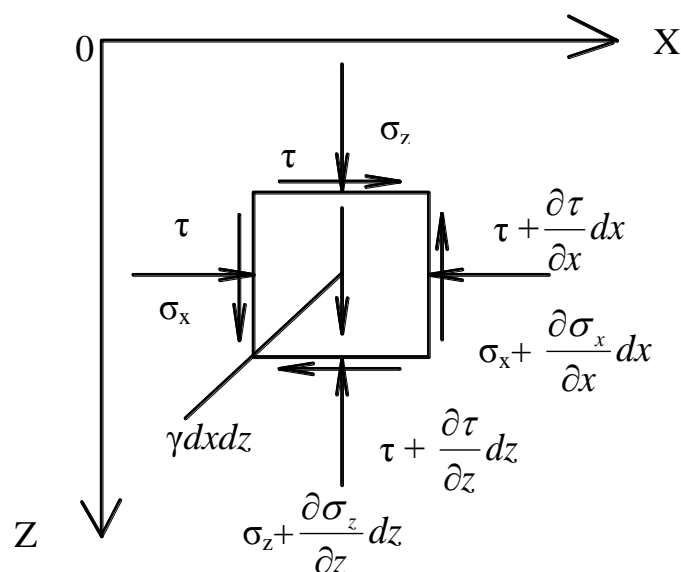


Рис. 18. К выводу дифференциальных уравнений равновесия.

Уравнения (44) и (45) составляют систему уравнений ТПНС для условий плоской задачи. Отыскание напряжений, удовлетворяющих уравнениям (44, 45), позволяет находить предельную нагрузку на основание, устанавливать устойчивость откосов, определять давление грунта на подпорные стены и т.п. Весь этот круг задач составляет область приложения ТПНС.

Задачи ТПНС решаются различными методами: аналитически, с помощью приближенных инженерных приемов и численными методами с преобразованием системы (44, 45) и заменой производных конечными разностями. Соответствующие решения получены Соколовским В.В., Березанцевым В.Г. и др. Формулы для определения второго критического давления приводятся обычно к трехчленной форме, как и (43).

На основе анализа и обобщения решений ТПНС с учетом опытных данных в нормах проектирования принята следующая формула для предельного давления на основание внецентренно нагруженного фундамента произвольной формы:

$$P_{пред.} = N_{\gamma} \xi_{\gamma} b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c C_I, \quad (46)$$

где N_γ , N_q , N_c – коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 7 в зависимости от расчетного значения φ_I и угла наклона равнодействующей нагрузки к вертикали δ ;

γ_I и γ'_I – расчетные значения удельного веса грунта под подошвой в пределах глубины заложения фундамента d ;

ξ_γ , ξ_q , ξ_c – коэффициенты формы подошвы фундамента (для ленточного фундамента $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$);

b' – приведенная ширина подошвы фундамента.

В СНиП 2.02.01–83 формула (46) записана для силы предельного сопротивления основания N_u , равной

$$N_u = P_{i\delta\delta i} b' l',$$

где b' , l' – приведенные, т.е. уменьшенные на величину двойного эксцентриситета нагрузки размеры подошвы фундамента:

$$b' = b - 2e_x; l' = l - 2e_y,$$

где e_x , e_y – эксцентриситеты (рис. 19)

Коэффициенты формы определяются по формулам:

$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta$; $\xi_q = 1 + 1,5/\eta$; $\xi_c = 1 + 0,3/\eta$, где $\eta = l'/b'$ – отношение приведенных сторон подошвы.

При возможности возникновения нестабилизированного состояния основания коэффициенты N_γ , N_q , N_c в (46) берутся при $\varphi_I = 0$.

Таблица 7

Значения коэффициентов несущей способности в формуле (46)

Угол внутрен него трения φ°	Коэфф ициен ты	Коэффициенты N_γ , N_q , N_c при углах наклона равнодействующей нагрузки к вертикали δ , град.						
		0	5	10	15	20	25	30
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21			
	N_q	394	3,45	2,84	2,06			
	N_c	10,98	9,13	6,88	3,94			
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	0,82	0,36		
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69		
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65		
	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58	

25	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13	4,58	3,60	
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99	7,68	5,58	
30	N_γ	12,39	9,43	6,72	4,44	2,63	1,29	0,95
	N_q	18,40	15,63	12,94	10,37	7,96	5,67	4,95
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23	12,05	8,09	6,85
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	9,79	6,08	3,38	1,60
	N_q	33,30	27,86	22,77	18,12	13,94	10,24	7,04
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45	18,48	13,19	8,63

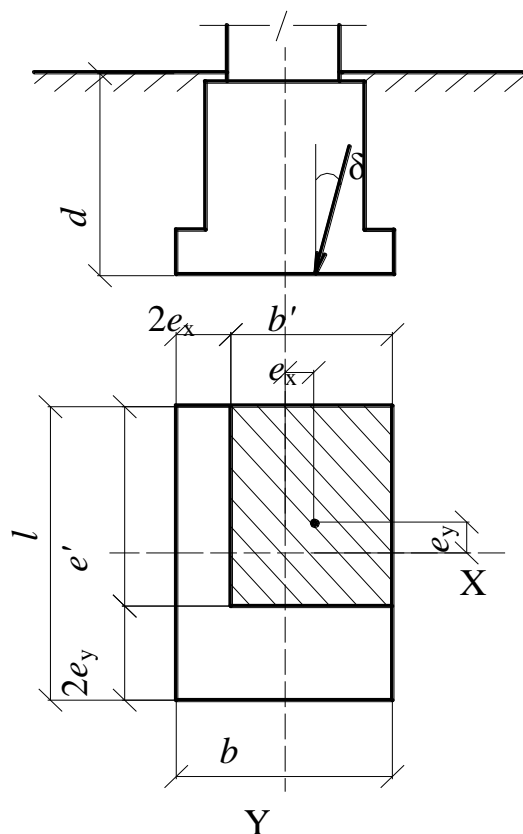


Рис. 19.

В СП 22.13330.2016 [4] формула (46) записана для силы предельного сопротивления основания N_u , равной

$$N_u = P_{\text{ред}} b' l',$$

где b', l' – приведенные, т.е. уменьшенные на величину двойного эксцентриситета нагрузки размеры подошвы фундамента: $b' = b - 2e_x$; $l' = l - 2e_y$,

где e_x, e_y – эксцентриситеты (рис. 19)

Коэффициенты формы определяются по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \xi_c = 1 + 0,3/\eta,$$

где $\eta = l'/b'$ – отношение приведенных сторон подошвы.

При возможности возникновения неустойчивого состояния основания коэффициенты N_γ, N_q, N_c в (46) берутся при $\varphi = 0$.

4.3. Устойчивость откосов и склонов

Откос – необходимый элемент всех сооружений из грунта – насыпей, дамб, плотин и выемок, карьеров, котлованов. Природный откос называется склоном. Элементы простого откоса: высота H , заложение B , угол наклона α , бровка т. A (рис. 20, а). Откосы могут иметь сложное очертание с различными углами наклона по высоте и горизонтальными площадками (бермы, рис. 20 б). Крутизна откоса задается в виде $1 : m$, где $m = B/H$. Например, при $\alpha = 45^\circ m = 1$; при $\alpha = \pi/2, m = 0$ имеем вертикальный откос (рис. 20, в).

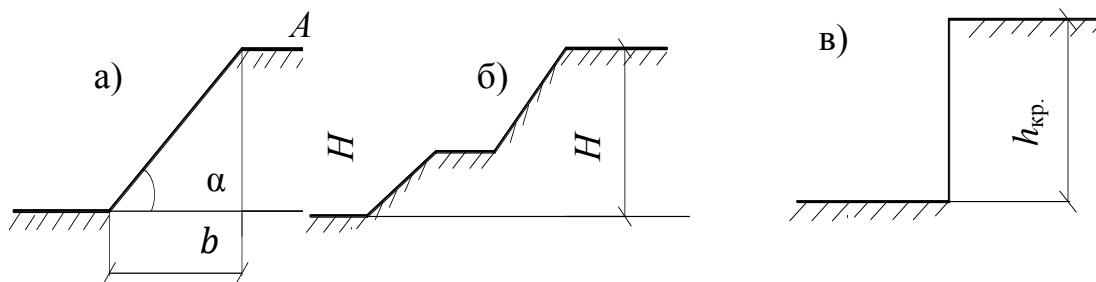


Рис. 20

В некоторых случаях устойчивость откосов можно оценить из условия предельного равновесия. Пусть, например, в откосе из песчаного грунта с углом внутреннего трения φ призма АВД, отсеченная плоскостью под углом α , находится в состоянии предельного равновесия (рис. 21).

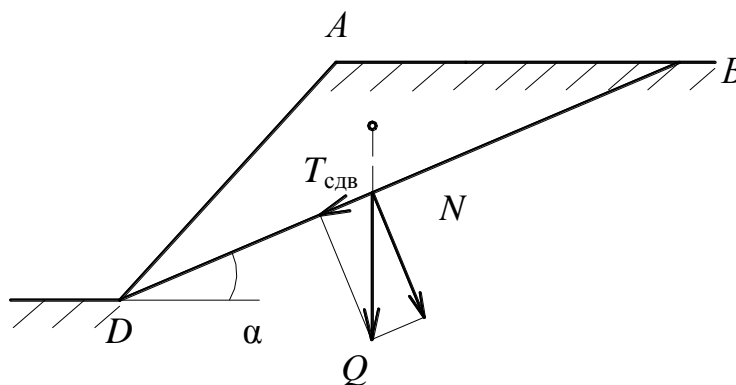


Рис. 21.

Тогда вес призмы Q можно разложить на две силы: сдвигающую $T_{сдв}$, действующую в плоскости сдвига и нормальную N , обуславливающую появление удерживающей силы $T_{уд}$.

Из схемы очевидно:

$$T_{сдв} = Q \cdot \sin \alpha; \quad T_{уд} = N \cdot \tan \varphi = Q \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi \quad (47)$$

Приравнявая, получаем УПР для песчаного откоса (при $C = 0$): $\alpha = \varphi$. Угол α , образуемый песком при свободной отсыпке его на горизонтальную плоскость, называется углом естественного откоса.

Соответственно условием устойчивости такого откоса будет $\alpha < \varphi$, а степень устойчивости можно оценить коэффициентом:

$$K = \frac{T_{уд}}{T_{сдв}} = \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}. \quad (48)$$

Аналогично можно установить предельную высоту вертикального откоса (рис. 20, в). Считаем (в запас надежности), что обрушение откоса может последовать за разрушением грунта в наиболее напряженной точке откоса. Напряжения в ней равны: $\sigma_1 = \gamma h_{кр}; \sigma_3 = 0$.

Подставляя их в УПР (21) и разрешая полученное выражение относительно $h_{кр}$, получаем:

$$h_{кр} = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{\gamma(1 - \sin\varphi)} \quad (49)$$

Задачи об устойчивости откосов решаются строго на основе системы уравнений ТПР (44; 45). Известно два варианта таких задач:

1) Задано очертание откоса и характеристики грунта φ, c, γ . Определяется нагрузка на поверхности, при которой грунт находится в предельном равновесии.

2) Задана интенсивность нагрузки на верхней горизонтальной поверхности. Требуется установить такое очертание откоса, при котором грунт будет в предельном равновесии (это задача об очертании равноустойчивого откоса).

На практике для слоистых откосов, сложенных песчаными и пылевато-глинистыми грунтами, расчет устойчивости часто проводится методом круглоцилиндрической поверхности скольжения (методом отсеков).

Предполагается, что потеря устойчивости откоса может произойти в результате вращения части массива грунта относительно т. О (рис. 22).

Кривая скольжения принимается дугой окружности с радиусом R и центром в т. О. Коэффициент устойчивости здесь выражается отношением моментов удерживающих и сдвигающих сил:

$$K = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} \quad (50)$$

Для их определения массив, выделенный поверхностью скольжения, разбивается на отдельные отсеки и вычисляется вес каждого отсека Q_i . Если на поверхности данного отсека задана нагрузка, она также включается в Q_i . Силы

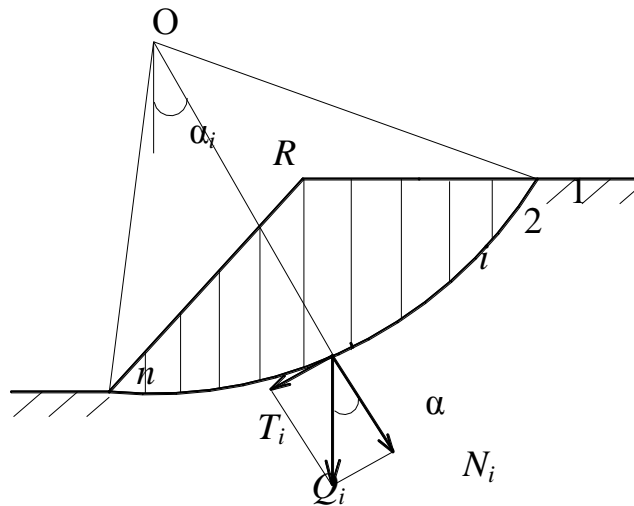
Q_i 

Рис. 22

считаются приложенными к основанию отсека и раскладываются на нормальную N_i и касательную T_i составляющие к дуге скольжения:

$$N_i = Q_i \cdot \cos \alpha_i ; \quad T_i = Q_i \cdot \sin \alpha_i.$$

Моменты сил будут равны:

$$M_{\text{сдв}} = R \sum_{i=1}^n T_i = R \sum_{i=1}^n Q_i \cdot \sin \alpha_i ;$$

$$M_{\text{yo}} = R \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i \ell_i \right),$$

где $\ell_i = b_i / \cos \alpha_i$ - длина дуги в пределах каждого отсека.

Отношение моментов по (50) дает формулу коэффициента устойчивости:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i \ell_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i}. \quad (51)$$

Смысл коэффициента устойчивости такой: при $K > 1$ откос устойчив; при $K < 1$ не устойчив, а при $K = 1$ откос находится в предельном (т.е. неустойчивом) равновесии, что также недопустимо. Но самое главное – условие $K > 1$ должно выполняться для наименьшего коэффициента устойчивости, рассчитанного для опаснейшей поверхности скольжения. Они устанавливаются проведением серии расчетов для различных положений центра и значений радиуса R . Нормативные коэффициенты устойчивости (надежности)

назначаются при проектировании больше единицы в пределах 1,2...1,5. Запас надежности необходим из-за приближенности расчетной схемы, неоднородности грунтов, неточности определения их характеристик и других факторов.

4.4. Давление грунтов на подпорные стенки.

Подпорная стенка удерживает массив грунта от обрушения. Различают гравитационные и шпунтовые подпорные стенки (рис. 23).

Основной нагрузкой для них является боковое давление грунта. Как подпорные стенки работают также стены подвалов зданий и подземных сооружений.

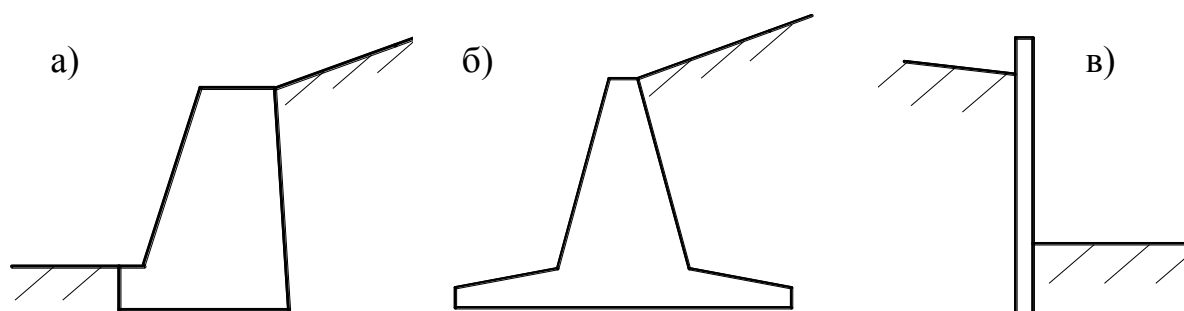


Рис. 23.

а, б – гравитационные подпорные стенки, массивная (а) и тонкоэлементная (б);
в – шпунтовая стенка

В зависимости от величины и направления возможного смещения стенки на нее может действовать давление покоя, активное (распор) или пассивное давление (отпор). Активное давление возникает даже при небольших смещениях стенки от грунта засыпки; пассивное – при значительных смещениях стенки на засыпку. В обоих случаях грунт приходит в предельное состояние с формированием призмы обрушения (при активном) и призмы выпора при пассивном давлении. График изменения давления в зависимости от перемещения стенки показан на рис. 24.

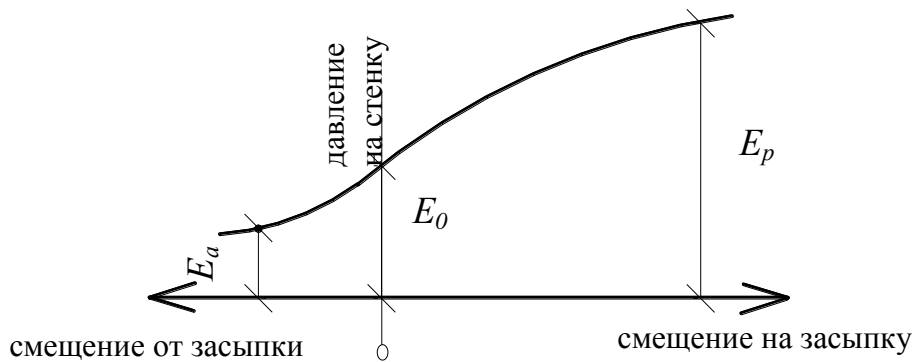


Рис. 24.

Здесь нужно рассмотреть только давление для состояний предельного равновесия грунта. В состоянии покоя, когда нет боковых смещений, значение коэффициента бокового давления определяется формулой (8).

Ограничиваемся рассмотрением гладкой вертикальной стенки с горизонтальной засыпкой (рис. 25).

Пусть стенка имеет высоту h , засыпка представлена песком ($\varphi \neq 0$; $c=0$). Рассмотрим напряжения в точке задней грани стенки на глубине z .

Поскольку стенка гладкая, вертикальное и горизонтальное напряжения в точке – главные, причем большее главное напряжение $\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z$, а меньшее горизонтальное является активным давлением и равно: $\sigma_a = \sigma_x = \sigma_3 = \lambda_a \sigma_1 = \lambda_a \gamma z$, где

$\lambda_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ – коэффициент активного бокового давления.

Значение коэффициента λ_a следует из УПР (22):

$$\lambda_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (52)$$

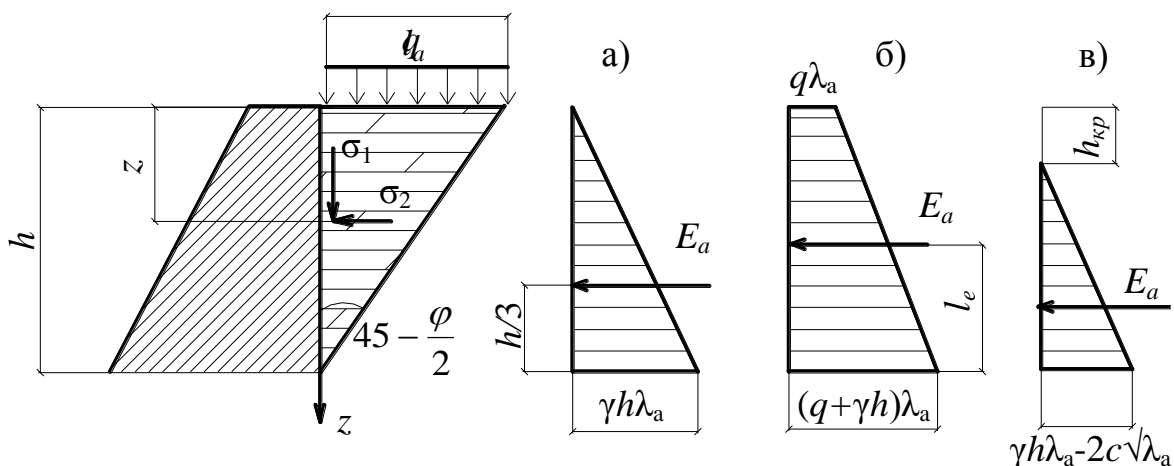


Рис. 25.

Эпюра изменения σ по высоте приведена на рис. 25. а. Равнодействующая активного давления равна площади треугольника и выражается формулой:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \lambda_a. \quad (53)$$

Пусть на поверхности засыпки действует равномерно распределенная нагрузка q . В этом случае эпюра активного давления трапециевидальная и равнодействующая или площадь эпюры (рис. 25. б) равна:

$$E_a = h \left(\frac{\gamma h}{2} + q \right) \lambda_a. \quad (54)$$

Рассмотрим учет сцепления грунта при определении активного давления. Ранее было установлено, что на высоту $h_{кр}$ по (49) связный грунт держит вертикальный откос. Считаем, что до этой глубины грунт не оказывает давления на стенку. Таким образом, эпюра начнется в точке на глубине $h_{кр}$ от верха стенки (рис. 25.б). Нижняя ордината эпюры определится из УПР (21)

$$\sigma_a = \gamma h \lambda_a - 2c \sqrt{\lambda_a}.$$

Равнодействующая давления равна:

$$E_a = (\gamma h \lambda_a - 2c \sqrt{\lambda_a})(h - h_{кр}) / 2. \quad (55)$$

Таким образом, учет сцепления уменьшает активное давление. В формулах (53 – 55) E_a измеряется в кН/м, т.е. давление устанавливается на единицу длины стенки.

Пассивное давление возникает при смещении стенки на засыпку. При этом напряжение $\sigma_z = \sigma_3$ минимальное, а $\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_p$ максимальное, то есть является пассивным давлением.

При этом из УПР (21) в точке $0 \leq z \leq h$ получаем

$$\sigma_p = \gamma z \lambda_p + 2c \sqrt{\lambda_p}, \quad (56)$$

где $\lambda_p = \frac{\sigma_x}{\sigma_z}$ - коэффициент пассивного бокового давления, равный:

$$\lambda_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{\lambda_a} . \quad (57)$$

С помощью выражения (56) построены эпюры пассивного давления (рис. 26): *а* – при $c=0$, $q=0$; *б* – при $c=0$, $q \neq 0$; *в* – при $q=0$, $c \neq 0$. Для получения формул равнодействующих пассивного давления достаточно записать площади эпюр. Очевидно, для случаев *а* и *б* справедливы формулы (53) и (54) с заменой λ_a на λ_p по (57). Для грунта со сцеплением эпюра пассивного давления трапециевидальная, т.е. здесь учет сцепления увеличивает давление:

$$E_p = h \left(\frac{\gamma h}{2} + \frac{2c}{\sqrt{\lambda_p}} \right) \lambda_p . \quad (58)$$

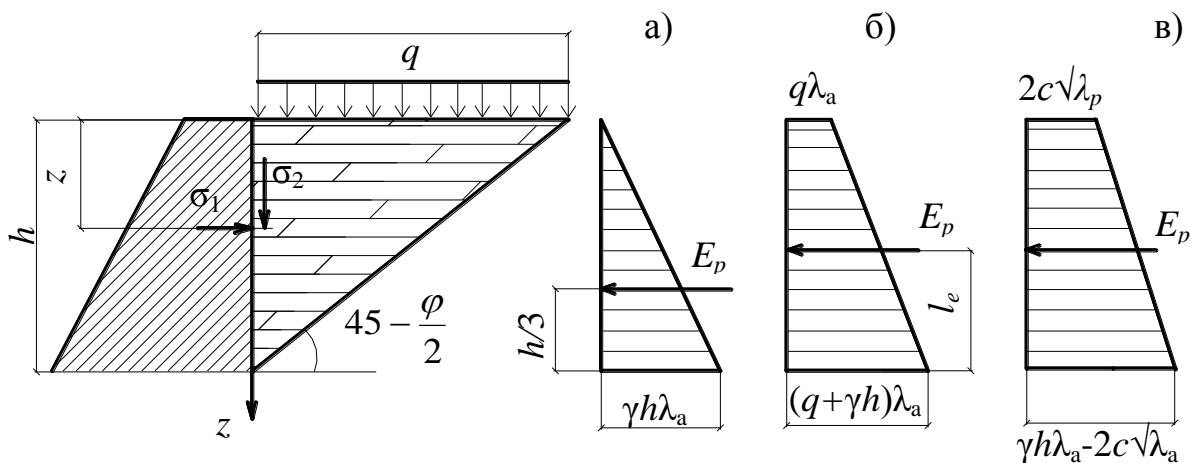


Рис. 26

5. КОНТРОЛЬНЫЕ РАБОТЫ ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ, ЗАДАНИЯ И ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ

Контрольная работа включает шесть задач. Исходные данные по каждой задаче принимаются в соответствии с шифром, включающим две цифры и вариант (четный, нечетный). Шифр указывается преподавателем при выдаче задания на контрольную работу.

Работа оформляется в соответствии с общими правилами представляемых учебных работ на стандартной бумаге формата А4 в сброшюрованном виде. Обязательно приводится формулировка задачи со всеми исходными данными, затем ее полное решение. Пояснения должны быть краткими и ясными, схемы – четкими. Эпюры напряжений даются в масштабе.

При вычислениях вначале приводится формула, затем ее запись в числах и результат с указанием единицы измерения.

Задачи сопровождаются указаниями по их выполнению, а более сложные примерами решения.

Задача № 1. Перечислите классификации, используемые для песчаных и пылевато-глинистых грунтов. Рассчитайте производные физические характеристики, установите наименование грунта и определите его условное расчетное сопротивление. Определите вес минеральной части и воды в 1 м³ данного грунта. Укажите значение влажности для состояния полного водонасыщения грунта (полную влагоемкость).

Исходные данные – по табл. 8 и 9 соответственно для песчаных и глинистых грунтов.

Пример решения. Пусть задан грунт – мелкий песок с характеристиками: $\gamma_s = 26,4 \text{ кН/м}^3$; $\gamma = 19,4 \text{ кН/м}^3$; $\omega = 0,25$.

По известным формулам определяем коэффициент пористости и степень влажности (учитывая, что $\gamma = \rho \cdot g$ и $\rho_w = 1$):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + \omega) - 1 = \frac{2,64}{1,94} (1 + 0,25) - 1 = 0,70; \quad S_r = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,25 \cdot 2,64}{0,70 \cdot 1} = 0,94.$$

С использованием классификаций по плотности и степени влажности (см. п. 1.1) устанавливаем полное название: песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой.

По справочным данным (табл. 2) условное расчетное сопротивление песка как основания здания $R_0 = 200 \text{ кПа}$.

По смыслу физических характеристик имеем два уравнения (см. п. 1.1):

$$Q_{\omega} + Q_s = 19,4; Q_{\omega} / Q_s = 0,25,$$

где Q_{ω} – вес воды в 1м^3 грунта; Q_s – то же, вес скелета.

Решая систему, получаем $Q_s = 15,52\text{кН}$; $Q_{\omega} = 3,88\text{кН}$.

Полную влагоемкость находим, приравнявая S_r (см. формулу в п.1.1)

$$\text{единице и определяя влажность: } S_r \omega = \frac{e \rho_{\omega}}{\rho_s} = \frac{0,70 \cdot 1}{2,69} = 0,26.$$

Аналогично решается задача для глинистого грунта, когда исходные данные берутся из табл. 9.

Таблица 8

Первая цифра шифра	Плотность частиц ρ_s , т/м^3	Плотность ρ т/м^3 для варианта		Вторая цифра шифра	Влажность для варианта	
		Четного	Нечетного		Четного	Нечетного
0	2,65	2,05	2,00	0	0,18	0,20
1	2,65	1,96	1,91	1	0,20	0,22
2	2,66	2,02	1,97	2	0,23	0,25
3	2,66	1,98	1,92	3	0,25	0,28
4	2,67	2,10	2,02	4	0,13	0,17
5	2,67	2,12	2,05	5	0,19	0,22
6	2,67	2,15	2,07	6	0,16	0,19
7	2,66	2,08	1,99	7	0,12	0,15
8	2,65	2,00	1,93	8	0,14	0,18
9	2,65	1,95	1,88	9	0,10	0,14

Таблица 9

Первая цифра шифра	Плотность частиц ρ_s , т/м^3	Плотность ρ , т/м^3 для варианта		Предел пластичности w_p	Вторая цифра шифра	Естественная влажность w для варианта		Предел текучести W_L для варианта	
		Четного	Нечетного			Четного	Нечетного	Четного	Нечетного
0	2,73	2,00	2,10	0,12	0	0,17	0,15	0,30	0,25
1	2,71	1,90	2,09	0,17	1	0,19	0,17	0,35	0,26
2	2,72	0,95	2,06	0,16	2	0,21	0,19	0,34	0,28
3	2,71	1,92	2,05	0,21	3	0,20	0,18	0,36	0,27
4	2,72	2,06	2,12	0,19	4	0,16	0,14	0,27	0,23

5	2,69	1,85	2,00	0,18	5	0,19	0,17	0,37	0,29
6	2,70	1,92	1,97	0,10	6	0,21	0,18	0,38	0,31
7	2,67	1,89	1,86	0,19	7	0,23	0,20	0,39	0,37
8	2,68	1,85	1,91	0,15	8	0,18	0,16	0,41	0,33
9	2,67	1,80	1,83	0,17	9	0,25	0,22	0,42	0,40

3

Задача № 2. Построить эпюру вертикальных сжимающих напряжений.

а). От вертикальной сосредоточенной нагрузки F_v – по вертикали, отстоящей от линии действия силы на расстоянии r (табл. 10);

б). От нагрузки p , равномерно распределенной на прямоугольной площадке с размерами $b \times l$ – под центром площадки (табл. 11).

Указание. При построении эпюр использовать формулы (25) и (27) и данные табл. 4, 5.

Пример решения. Построить эпюру сжимающих напряжений σ_z от вертикальной силы $F_v = 1000 \text{ кН}$ по вертикали, отстоящей от силы на расстоянии $r = 1,1 \text{ м}$.

Напряжение σ_z в произвольной точке основания определяется по формуле: $\sigma_z = \kappa F_v / z^2$, где κ – коэффициент влияния (табл. 4).

Задаваясь рядом значений глубины z , для каждого r/z находим табличное κ (табл. 12), вычисляем напряжения.

При построении эпюры σ_z следует учитывать, что во всех точках поверхности, кроме точки приложения силы, напряжения отсутствуют ($\sigma_z = 0$). Эпюра напряжений приведена на рис. 32.

Таблица 10

Первая цифра шифра	F_v , кН для варианта		Вторая цифра шифра	r , м, для варианта	
	Четного	Нечетного		Четного	Нечетного
0	500	475	0	0,2	0,25
1	550	525	1	0,3	0,35
2	600	575	2	0,4	0,45
3	650	625	3	0,5	0,55
4	700	675	4	0,6	0,65
5	750	725	5	0,7	0,75
6	800	775	6	0,8	0,85
7	850	825	7	0,9	0,95
8	900	875	8	1,0	1,05
9	950	925	9	1,1	1,15

Таблица 11

Первая цифра шифра	Ширина площадки, b , м	Длина площадки, ℓ , м для варианта		Вторая цифра шифра	P , кПа для варианта	
		Четного	Нечетного		Четного	Нечетного
0	1,0	4,5	4,0	0	150	165
1	1,25	5,2	4,8	1	180	195
2	1,5	5,5	5,1	2	210	225
3	1,75	6,0	5,7	3	240	250
4	2,0	7,0	6,6	4	270	285
5	2,25	6,5	6,2	5	300	310
6	2,50	5,0	4,7	6	320	330
7	3,0	4,4	4,1	7	340	350
8	3,5	4,2	4,9	8	360	370
9	4,0	4,8	5,3	9	380	400

Таблица 12

Z , м	r/z	k	F_v/z^2	σ_z , кПа
0,5	2,2	0,0066	4000	26,4
1	1,1	0,066	1000	66
2	0,55	0,2466	250	61,6
3	0,37	0,34	111,1	37,8
4	0,28	0,40	62,5	25
5	0,22	0,42	40	16,8
6	0,18	0,44	27,8	12,2

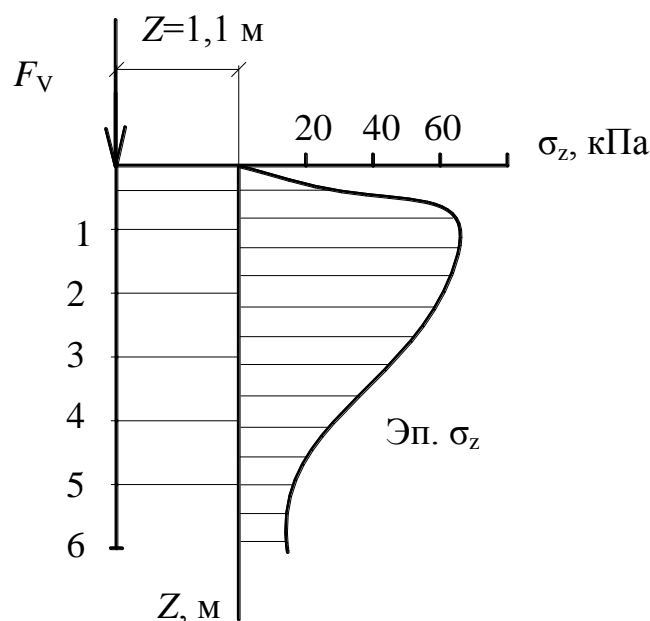


Рис. 5.1

Задача №3. На основание действует равномерно распределенная нагрузка p , приложенная на полосе шириной $2a$ (рис. 33). Определить главные напряжения в точках M_1, \dots, M_4 на глубине h . Построить эллипсы напряжений и объяснить их изменение. Определить вертикальное сжимающее напряжение σ_z в точках по оси OZ , построить эпюру напряжений. Исходные данные по табл. 13.

Указание. Для определения главных напряжений использовать формулу (28). Эллипсы и эпюру напряжений построить в масштабе. Эпюру σ_z построить на оси OZ справа, задавшись рядом значений z .

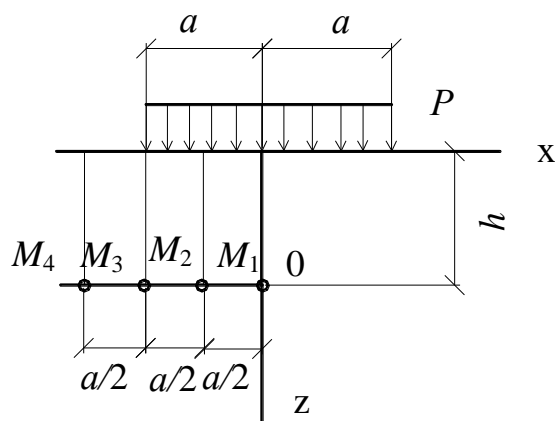


Рис. 5.2

Таблица 13

Первая цифра шифра	Нагрузка P , кПа для в-та		Глубина h , м для в-та		Вторая цифра шифра	Полуширина полосы a , м для в-та	
	Четного	Нечетного	Четного	Нечетного		Четного	Нечетного
0	360	410	4,0	4,2	0	2,3	2,4
1	340	390	3,7	3,9	1	2,1	2,2
2	320	370	3,4	3,5	2	1,9	2,0
3	300	350	3,1	3,3	3	1,7	1,8
4	280	330	2,9	3,0	4	1,5	1,6
5	260	310	2,6	2,7	5	1,3	1,4
6	240	290	2,3	2,5	6	1,1	1,2
7	220	270	2,0	2,2	7	0,9	1,0
8	200	250	1,8	1,9	8	0,7	0,8
9	180	230	1,5	1,7	9	0,5	0,6

Задача № 4. Фундамент с прямоугольной подошвой размерами $b \times \ell$ и глубиной заложения d передает на основание вертикальную нагрузку F_{VII} . Основание представлено мощным слоем грунта с характеристиками γ_{II} , E , ν .

Определить стабилизированную осадку по формуле Шлейхера и методом послойного суммирования. Объяснить причины расхождения результатов. Исходные данные – по табл. 14.

Указание. Использовать пояснения и порядок расчета осадки, приведенные в п. 1.3.

Таблица 14

Первая цифра шифра	Размеры подошвы $b \times \ell$, м	Глубина заложения d , м для в-та		Нагрузка F_{v} , МН на уровне подошвы для в-та		Вторая цифра шифра	Удельный вес γ_{II} , кН/м ³	Коэффициент Пуассона ν	Модуль деформации E , МПа для в-та	
		Чет.	Неч.	Чет.	Неч.				Чет.	Неч.
0	2x2	2,4	2,7	1,2	1,0	0	18,0	0,26	10	11
1	3x2	2,5	2,2	1,9	1,7	1	19,0	0,27	12	13
2	4x3	2,0	2,3	4,1	3,9	2	18,5	0,28	14	15
3	3x1,5	1,6	1,9	1,3	1,1	3	17,8	0,29	8	7
4	4x2,5	2,2	2,6	2,7	2,5	4	18,4	0,30	6	9
5	3x2,5	3,0	3,2	2,3	2,1	5	17,2	0,32	16	17
6	4x2,0	1,5	1,8	2,6	2,4	6	18,1	0,34	18	19
7	5x3,0	2,6	2,9	5,2	4,9	7	19,5	0,36	20	21
8	4x2,6	2,8	3,1	3,8	3,5	8	20,0	0,38	22	23
9	6x3,0	3,0	3,3	7,0	6,7	9	17,9	0,40	24	25

Задача 5. Определить коэффициент устойчивости откоса, сложенного однородным грунтом с характеристиками γ , ϕ , c при заданном положении кривой скольжения в виде дуги окружности с центром в т. O_1 (рис. 34).

Крутизна откоса 1: m , где $m = \frac{B}{H}$; откос нагружен равномерно распределенной нагрузкой q . Исходные данные – по табл. 15.

Пример решения. Откос сложен однородным грунтом с характеристиками: $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $\phi = 30^\circ$, $C = 10 \text{ кПа}$. Высота откоса $H = 5,0 \text{ м}$, крутизна 1: m , где $m = 1,5$; На поверхности откоса приложена равномерно распределенная нагрузка $q = 20 \text{ кПа}$. Определить коэффициент устойчивости откоса для $h = 10 \text{ м}$.

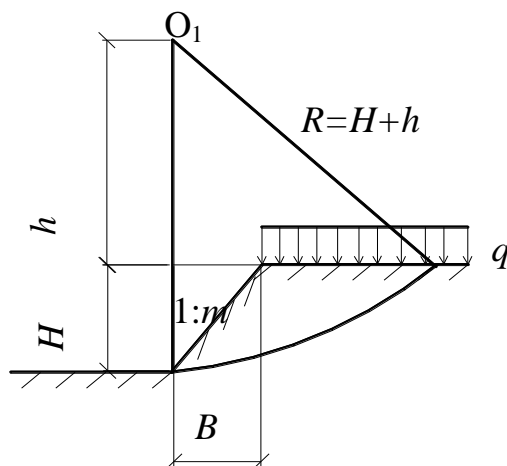


Рис. 5.3

Примем координатную систему XOZ; радиусом $R = (h + H)$, проводим дугу окружности, выделив массив грунта DAB (рис. 35).

Координаты точек: $O_1 (0; -10)$; D (0; 5); A ($mH, 0$) или A (7,5; 0).

Из $\triangle OO_1B$ имеем $\frac{h}{H + h} = \cos \alpha$; $\alpha = \arccos \frac{10}{15} = 48,2^\circ$.

Тогда $OB = R \cdot \sin \alpha = 15 \cdot 0,745 = 11,18 \text{ м}$. То есть т. B (11,18; 0)

1. Разделяем массив DAB на 5 отсеков, нумеруя снизу вверх:

$$b_1 = b_2 = b_3 = 2,5 \text{ м}; \quad b_4 = 2 \text{ м}; \quad b_5 = 1,68 \text{ м}.$$

2. Записываем уравнение окружности с центром в т. $O_1(0; -10)$:

$$x^2 + (z + 10)^2 = R^2 \quad \text{или} \quad x^2 + z^2 + 20z - 125 = 0.$$

Таблица 15

Первая цифра шифра	Высота откоса H , м для в-та		h , м	m	q , кПа	Вторая цифра шифра	γ , кН/м ³ для вар-та		φ^0	C , кПа
	Четн.	Неч.					Четн.	Неч.		
0	4,2	4,1	11	1,0	10	0	15,6	15,8	34	10
1	4,4	4,3	10,7	1,1	12	1	16	16,2	34	12
2	4,6	4,5	10,4	1,2	14	2	16,5	16,8	32	14
3	4,8	4,7	10,1	1,3	16	3	17	17,3	32	18
4	5,0	4,9	9,8	1,4	18	4	17,5	17,8	30	20
5	5,2	5,1	9,6	1,5	20	5	18	18,2	30	22
6	5,4	5,3	9,4	1,6	22	6	18,5	18,7	28	24
7	5,6	5,5	9,2	1,75	24	7	19	19,3	28	26
8	5,8	5,7	9,0	1,9	27	8	19,5	19,8	26	28
9	6,0	5,9	8,8	2,0	30	9	20	20,5	26	30

3. Используя последнее уравнение, вычисляем правые высоты отсеков.

Например, для отсека №1: $h_1 = z_1 - H/m$. Значение z_1 находим по уравнению при $x_1 = 2,5$; $z_1 = 4,79$ м; тогда $h_1 = 4,79 - 5 \cdot 2/3 = 1,46$ м.

Аналогично: при $x_2 = 5,0$ $z_2 = 4,14$ м; и $h_2 = 2,48$ м;

при $x_3 = 7,5$ $z_3 = h_3 = 2,99$ м; при $x_4 = 9,5$ $z_4 = h_4 = 1,61$ м; при $x_5 = 11,18$ $z_5 = h_5 = 0$.

4. Определяем площади отсеков; отсеки № 1, 5 считаем треугольниками,

№ 2, 3, 4 – трапециями: $S_1 = \frac{2,5 \cdot 1,46}{2} = 1,82 \text{ м}^2$; $S_2 = \frac{1,46 + 2,48}{2} \cdot 2,5 = 4,92 \text{ м}^2$;

$S_3 = \frac{2,48 + 2,99}{2} \cdot 2,5 = 6,84 \text{ м}^2$; $S_4 = \frac{2,99 + 1,61}{2} \cdot 2,0 = 4,6 \text{ м}^2$; $S_5 = \frac{1,68 \cdot 1,61}{2} = 1,35 \text{ м}^2$.

5. Определяем вес отсеков единичной длины ($\ell = 1$ м); для отсеков 4, 5 учитываем действие нагрузки $q = 20$ кПа.

$Q_1 = S_1 \gamma = 1,82 \cdot 18 = 32,76 \text{ кН/м}$; $Q_2 = 4,92 \cdot 18 = 88,56$; $Q_3 = 6,84 \cdot 18 = 123,12$;

$Q_4 = S_4 \cdot \gamma + qb_4 = 4,6 \cdot 18 + 20 \cdot 2 = 122,8$; $Q_5 = 1,35 \cdot 18 + 20 \cdot 1,68 = 57,9 \text{ кН/м}$.

Силы Q_i считаем приложенными в точках поверхности скольжения под центрами тяжести отсеков, т.е. в точках с абсциссами:

$x_{01} = 1,67$ м; $x_{02} = 3,75$ м; $x_{03} = 6,25$ м; $x_{04} = 8,5$ м; $x_{05} = 10,1$ м.

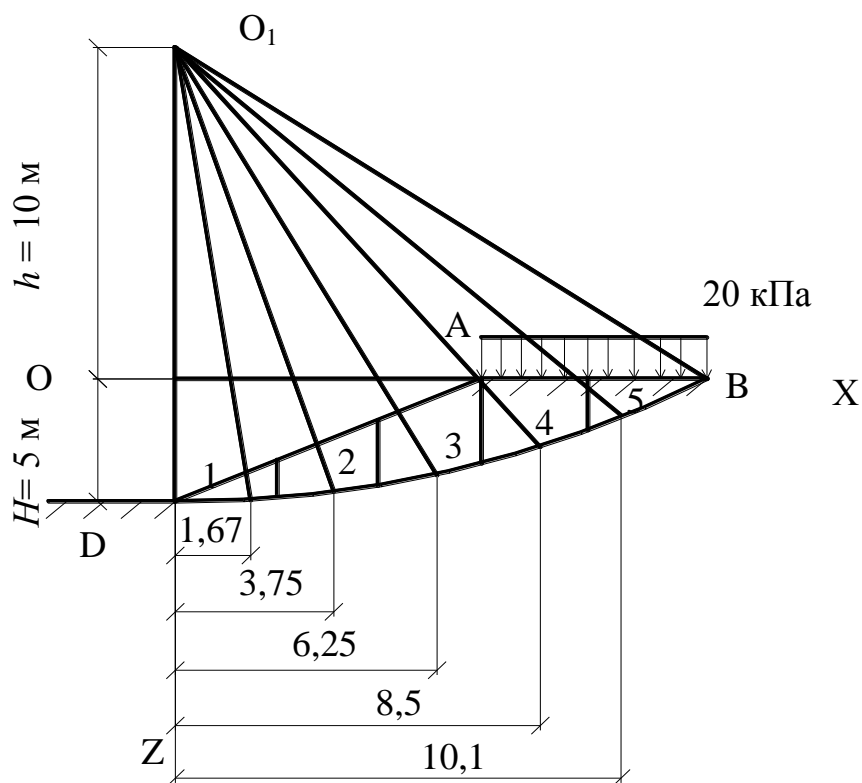


Рис. 5.4

6. Определяем центральные углы α_i между вертикалью и радиусом в точку приложения веса отсека: $\alpha_i = \arcsin \frac{x_{0i}}{R}$.

Получаем: $\alpha_1 = \arcsin \frac{1,67}{15} = 6,4^\circ$; $\alpha_2 = \arcsin \frac{3,75}{15} = 14,5^\circ$;

$\alpha_3 = 24,6^\circ$; $\alpha_4 = 34,5^\circ$; $\alpha_5 = 42,3^\circ$.

7. Центральный угол, соответствующий дуге DB, равен $\alpha = \arcsin \frac{OB}{R} = \arcsin \frac{11,18}{15} = 48,2^\circ$.

Длина дуги кривой скольжения определяется из соотношения:

$$L = \frac{\alpha \cdot \pi \cdot R}{180} = \frac{48,2 \cdot 3,14 \cdot 15}{180} = 12,62 \text{ м.}$$

Составляем сводную таблицу для расчета коэффициента устойчивости:

$$K_{уст} = \frac{tg \varphi \sum Q_i \cos \alpha_i + cL}{\sum Q_i \sin \alpha_i}.$$

Рассчитываем коэффициент устойчивости для принятого очертания поверхности скольжения:

$$K_{уст} = \frac{0,577 \cdot 374,25 + 10 \cdot 12,62}{185,47} = 1,84.$$

Таким образом, для заданного положения поверхности скольжения откос устойчив: $K_{уст.} > 1$.

Таблица 16

<i>N</i> отсека	<i>Q_i</i> , кН/м	<i>α_i</i> , град.	<i>Cosα_i</i>	<i>Sinα_i</i>	<i>Q_i Cosα_i</i>	<i>Q_i Sinα_i</i>
1	32,76	6,4	0,994	0,111	32,56	3,64
2	88,56	14,5	0,968	0,250	85,73	22,14
3	123,12	24,6	0,909	0,416	111,92	51,22
4	122,18	34,5	0,824	0,566	101,19	69,50
5	57,9	42,3	0,740	0,673	42,85	38,97
					$\Sigma = 374,25$	$\Sigma = 185,47$

В практических расчетах это условие должно выполняться для минимального коэффициента устойчивости, рассчитанного для наиболее опасной возможной поверхности скольжения.

Задача № 6. Охарактеризовать виды давления грунта на подпорную стенку и условия их возникновения.

Построить эпюры активного и пассивного давления грунта на стенку с гладкими вертикальными гранями и горизонтальной поверхностью засыпки. Определить равнодействующие давлений, точки их приложения. Указать ширину призм обрушения и выпора.

Обозначения по схеме на рис. 36, исходные данные принять по табл. 17.

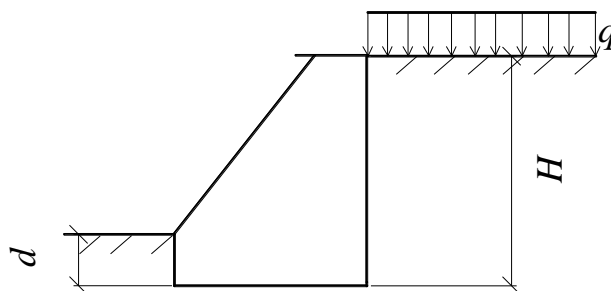


Рис. 5.5

Первая цифра шифра	размеры		Нагрузка q , кПа для варианта		Вторая цифра шифра	Характеристики грунта засыпки			
						γ , кН/м ³	ф, для варианта		С, кПа
	H , м	d , м	Четн.	Нечетн.			Четн.	Нечетн.	
0	4,5	1,5	20	15	0	17,2	17	18	10
1	4,7	1,6	25	17	1	17,7	19	20	9
2	5,0	1,7	30	22	2	18,2	21	22	8
3	5,4	1,8	35	27	3	19,0	23	24	7
4	5,7	1,9	40	32	4	18,5	25	26	6
5	6,0	2,0	42	34	5	18	27	28	5
6	6,2	2,1	45	37	6	17,5	29	30	4
7	6,4	2,2	48	39	7	17	31	32	3
8	6,7	2,3	50	41	8	16,5	33	34	2
9	7,0	2,4	55	44	9	16	35	36	1

6. ЛАБОРАТОРНЫЕ РАБОТЫ ПО МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ

Лабораторная работа № 1 Определение плотности грунта методом режущего кольца (цилиндра). ГОСТ 5180 – 2015 [5]

Плотностью грунта называется масса единицы его объема. Плотность грунта зависит от изменения его влажности.

Цель работы:

Определение плотности грунта при естественной влажности.

Приборы и принадлежности:

Режущее кольцо, образец глинистого грунта, нож, весы.

Порядок выполнения работы:

1. Вскрывать монолит грунта, удалив парафиновую заливку, на зачищенную и выровненную поверхность грунта острым краем вниз поставить заранее взвешенное (масса q_0) режущее кольцо, размеры и объем (V) которого известны.

2. Придерживая кольцо одной рукой, вырезать ножом под кольцом столбик грунта высотой 1-2 см. диаметром несколько больше, чем диаметр кольца.

Одновременно с этим слегка нажимать сверху на кольцо, насаживая его без перекоса на столбик до тех пор, пока грунт не заполнит кольцо и не выйдет выше него на 2-3 мм. Столбик грунта на расстоянии 10 мм ниже края кольца подрезать конусом и кольцо с грунтом извлечь из монолита.

3. Поверхность грунта зачистить ножом с прямым лезвием вровень с краем кольца. При этом надо следить, чтобы на поверхности не было бугорков и выемок. Мелкие раковины зашпаклевать грунтом без нажима. Поместить кольцо зачищенной стороной на стекло и аналогично зачистить вторую сторону.

4. Кольцо с грунтом снаружи тщательно очистить от грунта и взвесить (масса кольца с грунтом q_1).

5. Определить массу грунта: $q = q_1 - q_0$ и плотность по формуле:

$$\rho = q / V, \text{ г/см}^3 \quad (1.1)$$

Результаты всех взвешиваний и вычислений занести в журнал записи результатов.

Журнал записи результатов опытов

Таблица 1

Лаб. № грунта	№ кольца	Высота кольца, h (см)	Площадь кольца, A (см ²)	Объем кольца, V (см ³)	Масса кольца, q_0 (г)	Масса кольца с грунтом, q_1 (г)	Масса грунта, q (г)	Плотность грунта, ρ (г/см ³)	Среднее значение плотности, $\rho_{\text{ср}}$ (г/см ³)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Лабораторная работа № 2 Определение плотности грунта методом взвешивания в воде (с парафинированием). ГОСТ 5180–2015 [5]

Приборы и принадлежности:

Парафин, фильтровальная бумага, нитка, электроплитка, иголка, весы, подставка к весам и стеклянный сосуд для воды, сосуд для расплавления парафина.

Порядок выполнения работы:

Образец грунта, объемом не менее $\approx 30 \text{ см}^3$, обрезать ножом так, чтобы его поверхность приобрела по возможности, округлые формы и взвесить (**масса образца - q**). После взвешивания образец обвязать тонкой ниткой, оставляя свободный конец 10-15 см, и опустить на 1-2 сек в расплавленный, но не кипящий парафин с температурой $57-60^\circ \text{C}$.

Парафин должен быть без примесей с заранее известной **плотностью ρ_n** , принимаемая обычно, для комнатной температуры 18°C , **равной $0,9 \text{ г/см}^3$** .

Повторным погружением нарастить на поверхности образца парафиновый слой, толщиной 0,5-1,0 мм. Появляющиеся в охлажденной парафиновой оболочке пузырьки воздуха удалить, прокалывая их и заглаживая отверстия нагретой иглой. Образец грунта в парафиновой оболочке взвесить в воздухе (**масса q_1**), затем в воде (**масса q_2**).

При взвешивании в воде образец грунта необходимо полностью погрузить в воду. После взвешивания в воде образец обсушить фильтровальной бумагой и вновь взвесить. Если приращение массы по сравнению с массой **q_1** составит более 0,02 г - образец забраковать, так как в него проникла вода.

Плотность вычислить по формуле:

$$\rho = q \cdot \rho_w \cdot \rho_n / [(q_1 - q_2) \cdot \rho_n - (q_1 - q) \cdot \rho_w], \text{ г/см}^3, \quad (2.1)$$

где: ρ_w - плотность воды, принимаемая равной $1,0 \text{ г/см}^3$;

q_1 - масса образца с парафиновой оболочкой на воздухе;

q_2 - масса образца с парафиновой оболочкой в воде.

Результаты всех взвешиваний и вычислений занести в журнал

Журнал записи результатов опытов

Таблица 2

Лабораторн. № грунта	Масса образца грунта q (г)	Масса запарафинир. образца, q_1 (г)	Масса запарафинирован. образца в воде, q_2 (г)	Масса запарафинирован. образца (контрольная) , q_2^* (г)	Плотность грунта, ρ (г/см ³)	Среднее значение плотности, $\rho_{ср}$ (г/см ³)
1	2	3	4	5	6	7

**Лабораторная работа № 3 Определение плотности частиц
незасоленного грунта пикнометрическим методом. ГОСТ 5180 – 2015 [5]**

Плотностью частиц грунта называется отношение массы твердых частиц к их объему. Плотность частиц зависит от минералогического состава грунта и увеличивается с увеличением процентного состава тяжелых минералов. Плотность частиц используется для вычисления производных характеристик физического состояния грунта.

Для большинства однородных грунтов численные значения плотности их частиц колеблются в определенных пределах. Так, по данным Д.Е. Польшина плотность частиц незасоленных грунтов без органических примесей может быть принята: для песков $2,66 \text{ г/см}^3$ с вероятной ошибкой $\pm 0,36 \%$

-//- супесей $2,70 \text{ г/см}^3$ -//-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/- $\pm 0,63 \%$

-//- суглинков $2,71 \text{ г/см}^3$ -//-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/- $\pm 0,74 \%$

-//- глинистых $2,74 \text{ г/см}^3$ -//-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/-/- $\pm 0,99 \%$

Эти данные могут быть использованы для предварительных расчетов. В лабораторных условиях плотность частиц грунта определяется пикнометрическим способом - по массе сухого грунта и объему вытесненной этим грунтом жидкости.

Приборы и принадлежности:

Весы, пикнометр, фарфоровая ступка с пестиком, сито с отверстиями 2 мм, песчаная баня, термометр, термостат.

Подготовка образца грунта.

Из пробы воздушно-сухого грунта отобрать методом квартования 80-90 г грунта и просеять через сито с отверстиями 2 мм. Остаток на сите механически раздробить, добавить к основной пробе и тщательно перемешать. Подготовленную пробу высушить при температуре $100-105^\circ\text{C}$. Тарировка пикнометров обычно выполняется лаборантом, а студенту требуется выписать из общего журнала данные тарировки тех пикнометров, которыми он пользуется.

Порядок выполнения работы:

1. Выписать из общего лабораторного журнала данные тарировки пикнометров: масса пикнометра q_0 , объем пикнометра V_{π} , масса пикнометра с водой, долитой до мерной черты - q_1 , и занести в журнал записи результатов опыта (тарировка пикнометров выполняется лаборантом заранее).

2. В протарированный пикнометр, емкостью 100-250 мл, всыпать при помощи воронки 35-45 г подготовленного к анализу абсолютно сухого грунта и взвесить (масса q_2). Масса сухого грунта при этом равна: $q = q_2 - q_0$.

3. При работе с воздушно-сухим грунтом, одновременно взять пробу для определения гигроскопической влажности. Долить пикнометр дистиллированной водой, примерно до половины его емкости и кипятить на песчаной бане для удаления воздуха 30 мин (для песков) или 1 час (для глины и суглинков). После кипячения долить пикнометр дистиллированной водой и охладить, примерно до комнатной температуры. Установить нижний край мениска суспензии строго на уровне мерной черты пикнометра, добавляя по каплям дистиллированную воду. Пикнометр тщательно обтереть снаружи, шейку пикнометра внутри и взвесить (масса q_3). Опыт выполняется при температуре 10-15° С.

Плотность частиц вычислить по формуле:

$$\rho_s = q \cdot \rho_w / (q + q_1 - q_3), \text{ г/см}^3 \quad (3.1)$$

где: q - масса сухого грунта (г);

q_1 - масса пикнометра с водой при температуре во время проведения опыта - $q_1 = q_0 + \rho_w \cdot V_{\pi}$ (г);

q_3 - масса пикнометра с грунтом и водой при той же температуре после кипячения (г);

ρ_w - плотность воды при температуре во время проведения опыта, принимаемая равной 1,0 (г/см³);

V_{π} - объем пикнометра (см³);

Все взвешивания проводить с точностью до 0,01 г. Плотность частиц вычислить до 0,01 г/см³.

Произвести не менее двух определений плотности частиц, разница между которыми допускается не более $0,02 \text{ г/см}^3$.

Объем V_n (см^3) и масса пикнометра q_0 (г) принимаются по данным тарировки пикнометра.

Результаты определений занести в журнал, представленный ниже – табл. 3.

Журнал записи результатов опытов

Таблица 3

Лаб. № грунта	№ пикнометра	Объем пикнометра, V (см^3)	Масса пикнометра, q_0 (г)	Масса пикнометра с водой, q_1 (г)	Масса пикнометра с сухим грунтом, q_2 (г)	Масса сухого грунта, $q = q_2 - q_0$ (г)	Масса пикнометра с грунт. водой, q_3 (г)	Плотность частиц грунта, ρ_s (г/см^3)	
								Частные значения, ρ_{si}	Среднее значение, $\rho_{ср}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Лабораторная работа № 4 Определение весовой влажности грунта методом высушивания. ГОСТ 5180 – 2015 [5]

Под влажностью грунта понимается отношение массы воды в образце к массе сухого грунта. Влажность грунта в условиях природного залегания называется естественной влажностью грунта, а при полном заполнении пор водой называется полной влагоемкостью.

Наиболее распространенными в лабораторной практике являются термические методы, один из которых – **термостатный**, стал стандартным (ГОСТ 5180-2015).

Цель работы

Определение влажности грунта термостатным методом.

Приборы и принадлежности:

Бюксы с крышками, весы, термостат, эксикатор.

Порядок выполнения работы:

1. В заранее высушенный, пронумерованный и взвешенный стеклянный или алюминиевый стаканчик с крышкой (бюкс) поместить пробу исследуемого грунта массой не менее 10 г, закрыть крышкой и взвесить. Необходимо следить, чтобы номер бюкса и крышки совпадали.

2. После взвешивания бюкс открыть и высушить в сушильном шкафу (термостата) при температуре 100-105° С до постоянного веса, т.е. до тех пор, пока разница между двумя последующими взвешиваниями будет не более 0,02 г. Первичное высушивание глинистых грунтов произвести в течение 5 часов, песчаных - в течение 3 часов, а каждое повторное высушивание - в течение 2 часов для глинистых и 1 часа для песчаных грунтов. С помощью тигельных щипцов бюксы с высушенным грунтом (после каждой сушки) установить при закрытой крышке в эксикатор с хлористым кальцием, охладить и взвесить. За результат принять наименьшую массу. Для ускорения сушки можно воспользоваться вакуумным электротермостатом.

3. Для образцов, не содержащих органических остатков, можно произвести ускоренную сушку при помощи термоизлучателя инфракрасных лучей. В этом случае 5 минут - продолжительность первичной сушки и по 3 минуты - последующих.

Все вычисления свести в журнал записи результатов – в таблицу 4.

Журнал записи результатов

Таблица 4

Лаб. № грунта	№ бюкс	Масса бюкса, q_0 (г)	Масса бюкса с влажным грунтом, q_1 (г)	Масса бюкса (г) с высушен. грунтом			Влажность грунта: $W=(q_1 - q_2'')/(q_2''-q_0)$	
				q_2	q_2'	q_2''	Частные значения W_i	Среднее значение W_{cp}
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Лабораторная работа № 4. Определение влажности грунта на нижней границе пластичности (границе раскатывания) ГОСТ 5180 – 2015 [5]

Нижней границей пластичности или границей раскатывания грунта называется влажность, при которой грунт переходит из пластичного состояния в твердое или наоборот.

Цель работы:

Определение границы раскатывания.

Приборы и принадлежности:

Весы, термостат или термоизлучатель инфракрасных лучей, фарфоровая ступка с пестиком, шпатель, сито с отверстиями 0,5 мм, эксикатор, лист плотной бумаги или гладкая доска.

Подготовка образца грунта

Воздушно-сухой грунт (объемом $\approx 50\text{см}^3$) размельчить пестиком и пропустить через сито 0,5 мм. Влажные грунты размять шпателем с добавлением /при надобности/ воды и протереть сквозь сито 0,5 мм. Прошедший через сито грунт увлажнять до состояния густого теста, при одновременном перемешивании, и поместить в закрытый сосуд. В таком состоянии грунт выдержать не менее 24 часов.

Порядок выполнения работы:

Небольшой кусочек подготовленного грунтового теста раскатать пальцами на листе плотной глянцевой бумаги или на гладкой деревянной пластинке до образования жгута диаметром около 3 мм. Если при этой толщине грунт не крошится, его перемять, а затем вновь раскатать до указанной толщины. Раскатывание проводить, слегка нажимая на жгут, не допуская ни простого катания жгута по бумаге, ни сильного нажима. Длина жгута не должна превышать ширины ладони. Раскатывание продолжать до тех пор, пока жгут, толщиной ≈ 3 мм, не будет крошиться по всей длине.

Полученные кусочки жгута собирать в заранее взвешенный бюкс, плотно прикрывая его крышкой, пока общая масса кусочков грунта в бюксе будет не

менее 10 г и определить влажность собранных кусочков /см. л. работу №4 /.

Если ни при какой влажности из анализируемого грунта невозможно раскатать жгут толщиной 3 мм, считать, что данный грунт не имеет нижней границы пластичности.

Все результаты занести в журнал записи результатов, представленный в виде таблицы 5.

Журнал записи результатов опытов

Таблица 5

Лаб. № грунта	№ № бюкс	Масса бюкса, q_0 (г)	Масса бюкса с влажным грунтом, q_1	Масса бюкса (г) с высушен. грунтом			Влажность грунта на границе раскатывания $W_p = (q_1 - q_2) / (q_2 - q_0)$	
				q_2	q_2'	q_2''	Отдельные значения W	Среднее значение $W_{p\text{ ср}}$
				1-е взвешивание	2-е взвешивание	3-е взвешивание		
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Для каждого образца грунта произвести не менее двух параллельных определений, расхождение между которыми допускается до 0,01г - для супесей и до 0,02г - для суглинков и глин. За влажность, соответствующую нижней границе пластичности образца, принимается среднее значение результатов параллельных определений.

Лабораторная работа № 6 Определение влажности грунта на верхней границе пластичности (границы текучести). ГОСТ 5180 – 2015 [5].

Верхней границей пластичности (границей текучести) грунта называется влажность, при которой грунт переходит из пластичного состояния в текучее или наоборот.

Цель работы:

Определение границы текучести.

Приборы и принадлежности:

Весы, термостат, эксикатор, стандартный балансирующий конус и стаканчик к нему, фарфоровая чашка с пестиком, шпатель, бюксы, сито с отверстиями 0,5 мм. Подготовка образца производится так же как в лабораторной работе № 5 .

Порядок выполнения работы:

Подготовленное грунтовое тесто перемещать и заполнить им с помощью шпателя стаканчик диаметром не менее 4 см и высотой не менее 2 см. при этом следить, чтобы в грунтовом тесте в стаканчике не было пустот, а поверхность теста сгладить в уровень с краями стаканчика.

К поверхности грунтового теста поднести острое балансирующего конуса, смазанного слоем вазелина и опустив конус дать ему в течение 5 сек. свободно погружаться в тесто под влиянием собственного веса. Границей текучести грунта считать влажность теста, при которой конус прибора погрузится за 5 сек. в него на глубину 10 мм – до риски. Погружение конуса на меньшую глубину показывает, что влажность теста не достигла искомой границы. В этом случае надо извлечь грунтовое тесто из стаканчика, добавив в него немного воды, тщательно перемешать, а при погружении конуса на глубину более 10 мм - вынуть грунтовое тесто из стаканчика положить на стекло, дать немного просохнуть, перемешивая шпателем, затем повторить определение. При достижении верхней границы пластичности взять из стаканчика пробу весом не менее 10 г и определить его влажность /см. лаб. работу № 4 /.

Результаты определений занести в журнал, представленный в виде табл. 6.

Журнал записи результатов опытов

Таблица 6

Лаб. № грунта	№№ бюкс	Масса бюкса, q_0 (г)	Масса бюкса с влажным грунтом, q_1 (г)	Масса бюкса (г) с высушен. грунтом			Влажность грунта на границе текучести $W_L = (q_1 - q_2) / (q_2 - q_0)$	
				1-е взвешивание q_2	2-е взвешивание q_2	3-е взвешивание q_2	Отдельные значения W_{Li}	Среднее значение W_{Lcp}
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Для каждого образца произвести не менее двух определений, разница между которыми должна быть не более 0,02г -для супесей, 0,025г -для суглинков и 0,03г -для глин. За влажность, соответствующую верхней границе пластичности образца, принять среднее арифметическое результатов параллельных определений.

**Лабораторная работа № 7 Определение гранулометрического состава
песчаного грунта ситовым методом (ГОСТ 12536-2014)**

Гранулометрическим составом грунта называется процентное содержание в нем частиц различной крупности (фракций) по весу. Гранулометрический состав является классификационной характеристикой песчаных грунтов, по нему в соответствии с ГОСТ 5180 – 2015 [5] определяется наименование (вид) песчаного грунта.

Из существующих нескольких способов определения гранулометрического состава грунтов наиболее простым и распространенным является ситовой метод, при котором образец грунта просеивается через стандартный набор сит.

Цель работы:

Определение наименования песчаного грунта по зерновому составу согласно ГОСТ 12536-79 и степени его неоднородности.

Приборы и принадлежности:

Стандартный набор сит, весы технические или лабораторные, ступка фарфоровая с пестиком, образец грунта.

Подготовка образца грунта.

Образец грунта высушивают до воздушно-сухого состояния и берут среднюю пробу, масса которой обычно принимают для мелкого и среднезернистого песков - 100 г, а для крупнозернистых - 500 г. Среднюю пробу грунта для анализа отбирают методом квартования. Для этого воздушно-сухой грунт расстилают тонким слоем на листе плотной бумаги, делят бороздками на квадраты и из каждого квадрата отбирают небольшие пробы грунта, смешивая их подряд.

Порядок выполнения работы:

1. Отобрать пробу воздушно-сухого грунта и взвесить её на весах (q_0) и просеять через набор сит;

2. Остатки на ситах, а также на поддоне, взвесить и записать их веса в журнал записи результатов q_i и вычислить процентное содержание каждой фракции – $Q_i = (q_i / q_0) \cdot 100\%$;

3. Определить суммарную погрешность произведенного анализа и недостающую массу добавить пропорционально к массам отдельных фракций.

Журнал записи результатов опыта

Масса пробы q_0 _____

Таблица 1

Размер отверстий сит, (мм)	Размер фракций, (мм)	Масса остатка на ситах, q_i (г)	Содержание фракции, (%) $Q_i = (q_i / q_0) \cdot 100\%$
2	>2		
0,5	2÷0,5		
0,25	0,5÷0,25		
0,10	0, 25÷0,10		
Прошло через сито 0,10мм	0,10		

Лабораторная работа № 8

Исследование сжимаемости грунтов в компрессионном приборе (ГОСТ 23908-79)

Компрессионная сжимаемость – одна из основных видов общей деформируемости грунтов в условиях невозможности бокового расширения.

Деформации уплотнения происходят вследствие уменьшения пористости грунтов за счет более компактного размещения частиц при приложении сжимающих усилий. Поэтому сжимаемость грунтов принято характеризовать зависимостью между коэффициентом пористости e и давлением p : $e = f(p)$. Эта зависимость называется компрессионной и устанавливается экспериментально, путем испытания образцов грунтов в приборах называемых одометрами.

Характеристики деформируемости грунтов используются при расчетах деформаций (осадок) оснований фундаментов зданий и сооружений.

Цель работы: определение характеристик деформируемости (сжимаемости) грунта – коэффициента сжимаемости m_o , коэффициента относительной сжимаемости m_v и модуля общей деформируемости E .

Приборы и принадлежности:

Компрессионный прибор (одеметр) с комплектом принадлежностей.

Параллельно с компрессионным испытанием необходимо определить характеристики основных физических свойств – плотность ρ , плотность частиц ρ_s и влажность W (см. лаб. работы 1, 2, 3 и 4).

Описание компрессионного прибора (одеметра).

Основной частью этого прибора является одометр, схематичный разрез которого представлен на рисунке 8.1.

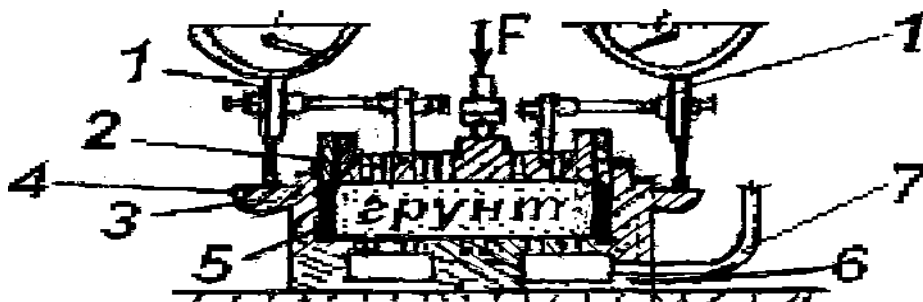


Рис. 8.1. Схема компрессионного прибора (одеметра):

1- индикатор, 2 - перфорированный штамп, 3 - направляющее кольцо, 4 - верхняя обойма, 5 - рабочее режущее кольцо, 6 - нижняя обойма, 7- фильтр.

Собранный одометр помещается в нагрузочное устройство. Отношение плеч рычага, передающего нагрузку, 1:10, высота образца грунта: $h_o = 25$ мм, площадь образца: $A = 60$ см².

Порядок выполнения работы:

1. Разобрать одометр. Вырезать режущим кольцом 5 одометра образец из монолита грунта. Зачистить торцы образца в уровень с краями кольца и положить на них бумажные фильтры 7.

2. Собрать одометр и установить его на станину нагрузочного устройства.

3. Закрепить на штампе два индикатора часового типа и проверить правильность сборки прибора. При легком нажатии на рычаг нагрузочного устройства стрелки индикаторов должны сместиться, а при снятии нагрузки вновь вернуться в первоначальное положение.

4. Записать начальные отсчеты по индикаторам (по черной шкале) в журнал испытаний (в таблицу № 8 в 1-ю строку).

5. Загрузить подвеску рычага гирями по программе опыта с учетом веса рамы нагрузочного устройства, после чего сразу же пустить в ход секундомер.

6. Записать в журнал испытаний отсчеты по индикаторам. При выполнении исследований на практике отсчеты снимаются через 6 или 12 часов. При этом условная стабилизация считается достигнутой, если разность между последним и предыдущим отсчетами не превышает 0,02 мм, т.е. 2 деления по шкале индикатора. При проведении лабораторных занятий интервал времени снятия отсчетов с индикаторов назначает преподаватель.

7. Догрузить подвеску рычага до следующей ступени нагрузки и сразу же включить секундомер, записывая в журнал испытаний нарастающим итогом величины отсчетов по индикаторам через те же промежутки времени Δt , что и ранее, считая время с момента увеличения нагрузки.

При дальнейшей догрузке подвески рычага до следующей ступени нагрузки, все операции повторить.

8. Для каждой ступени нагрузки P_i вычислить абсолютную стабилизированную осадку штампа S_i , усреднением последних отсчетов по индикаторам для каждой ступени нагрузки $U_{срi} = (U_{1i} + U_{2i})/2$ и переводом их в мм делением на 100: $S_i = U_{срi} / 100$ (мм).

9. По полученным стабилизированным значениям абсолютных осадок S_i определить изменения коэффициента пористости Δe_i для каждой ступени нагрузки:

$$\Delta e_i = S_i (1 + e_0) / h_0, \quad (8.1)$$

где: h_0 - начальная высота образца;

e_0 - начальный коэффициент пористости: $e_0 = \rho_s \cdot (1 + W) / \rho - 1$. (8.2)

коэффициента пористости e_i по формуле: $e_i = e_0 - \Delta e_i$,

(см. рис. 8.2).

Журнал записи результатов компрессионного испытания

Таблица 8

[illegible]

(Для журнала в конспекте следует отвести 1 целую страницу)

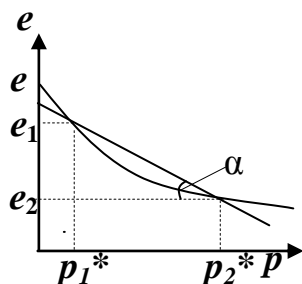


Рис. 8.2. Компрессионная кривая (спрямление в интервале изменения давлений $p_1^* \div p_2^*$)

Определение характеристик сжимаемости грунта по компрессионной кривой

Для вычисления коэффициента сжимаемости m_0 на компрессионной кривой выбирается интервал давлений в пределах от p_1 до p_2 . После чего коэффициент сжимаемости вычисляется по формуле:

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2^* - p_1^*) = \operatorname{tg} \alpha, \text{ см}^2/\text{кгс (МПа}^{-1}\text{)}, \quad (8.3)$$

где e_1 и e_2 - значения коэффициента пористости, соответствующие давлениям p_1^* и p_2^* (см. рис. 2). Давления p_1^* и p_2^* для вычисления m_0 назначает преподаватель.

Далее вычисляются: - коэффициент относительной сжимаемости m_v ,

$$m_v = m_0 / (1 + e_0), \text{ см}^2/\text{кгс (МПа}^{-1}\text{)}, \quad (8.4)$$

- модуль общей деформации E

$$E = \beta / m_v, \text{ кгс/см}^2 \text{ (МПа)}, \quad (8.5)$$

где β - параметр, зависящий от коэффициента поперечной относительной деформации грунта μ_0 - равный: 0,74 - для песков и супесей, 0,62 - для суглинков и 0,43 - для глин.

Лабораторная работа № 9 Определение коэффициента фильтрации грунта по результатам компрессионного испытания

Водопроницаемостью грунтов называют их способность пропускать сквозь себя воду. Водопроницаемость грунтов характеризуется

коэффициентом фильтрации K_f , который численно равен скорости фильтрации воды V_f при единичном напорном градиенте $I = 1$.

Коэффициент фильтрации (K_{ϕ}) имеет размерность скорости (см/сек , м/сут) и используется при прогнозе осадок оснований зданий и сооружений во времени, при подсчете притока грунтовых вод в строительные котлованы и других расчетах.

Так как коэффициент фильтрации по мере уплотнения грунтов внешней нагрузкой уменьшается то для прогноза осадок зданий и сооружений во времени его значение следует определять под ожидаемым давлением.

Коэффициент фильтрации K_{ϕ} по данным компрессионных испытаний определяется по формуле:

$$K_{\phi} = (0,85 \cdot m_0 \cdot h^2 \cdot \rho_w) / [4 \cdot (1 + e_{cp}) \cdot T], (\text{см/сек}) \quad (9.1)$$

где: K_{ϕ} – коэффициент фильтрации, соответствующий давлению p_j , (см/сек);

m_0 – коэффициент сжимаемости для данного интервала давлений ($\text{см}^2/\text{кгс}$);

ρ_w – плотность воды ($\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$);

e_{cp} – средний коэффициент пористости для данного интервала давлений, равный: $e_{cp} = (e_{j-1} + e_j)/2$, где e_{j-1} и e_j значения коэффициентов пористости грунта, соответствующие полным стабилизированным деформациям при давлениях p_{j-1} и p_j ;

T – время, прошедшее от начала приложения давления p_j до завершения наибольшего уплотнения от общей величины сжатия при давлении p_j , (сек);

h – высота образца, испытуемого грунта в компрессионном приборе при давлении p_j , равная: $h = h_0 - S_{jn}$, где h_0 – начальная высота образца грунта, а S_{jn} – полная стабилизированная деформация при давлении P_j от начала опыта.

0,85 – коэффициент, учитывающий эффект времени затраченного на вытеснение воды из грунта.

Время T определяется особым графическим методом в соответствии с указаниями приведенными ниже:

1. По результатам компрессионного испытания (по журналу лабораторной работы № 8) для заданной ступени давления p_j заполняют журнал лабораторной работы №9, представленный в виде **таблицы 9**. Строят график

консолидации $Q_i = f(t_i)$ для ступени давления p_j в координатах « $t_i - Q_i$ » (см. рис. 9.1), где Q_i – степень консолидации, представляющий собой отношение деформации образца в компрессионном приборе Δh_{ji} в некоторый момент времени t_i , считая от момента приложения выбранной ступени нагрузки p_j к полной стабилизированной деформации Δh_j при этой же нагрузке:

$$Q_i = (\Delta h_{ji} / \Delta h_j) \times 100 \%, \quad (9.2)$$

где $\Delta h_i = S_{ji} - S_{(j-1)}$, а $\Delta h_j = S_{jn} - S_{(j-1)}$

Значения Q_i вычисляются в соответствующем столбце журнала записи результатов работы – таблицы №9.

Журнал записи результатов работы

Таблица 9

Давление, p_j (МПа)	Время от начала данной ступени нагрузки, t_i (сек)	от образца начала опыта для данной нагрузки, S_{ji}	от образца начала ступени нагрузки $\Delta h_i = S_{ji} - S_{j-1}$	Процент консолидации $Q_i = (\Delta h_i / \Delta h_j) 100\%$	Коэффициент пористости		Коэффициент сжимаемости m_0 (см ² /кг)
					e_i	e_{cp}	
1	2	3	4	5	6	7	8

(Для журнала в конспекте следует отвести 0.5 страницы)

Примечание к журналу: $i = 0, 1, 2, \dots, n$, при $i=0$: $S_{j0} = S_{j-1} = S_{(j-1)n}$ – стабилизированная деформация образца до начала действия данной ступени давления, т.е. при предыдущей ступени - p_{j-1} (до начала наблюдений по журналу лабораторной работы №8 – табл. 8);

при $i=n$: $S_j = S_{jn}$ – полная стабилизированная деформация образца при данной ступени давления - p_j (в конце наблюдений по журналу лабораторной работы №8 – табл. 8).

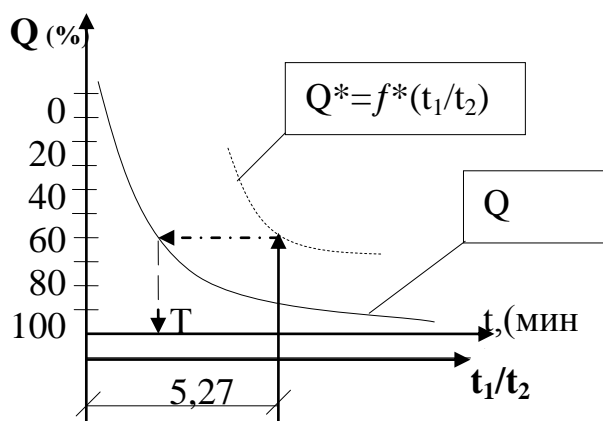


Рис. 9.1. График консолидации $Q_i = f(t_i)$ с вспомогательной кривой $Q^* = f^*(t_1/t_2)$

2. На графике зависимости $Q_i = f(t_i)$ необходимо построить вспомогательную кривую - $Q^* = f^*(t_1/t_2)$ в координатах « Q^* - t_1/t_2 », где t_1 – время соответствующее данной степени консолидации Q_i^* , а t_2 – время, соответствующее степени консолидации $Q_i^*/2$ (см. рис. 9.1). Вспомогательная кривая строится по точкам, ординаты которых равны $Q_i^* = 30; 40; 50; 60; 70 \%$ и т.д., а абсциссы - t_1/t_2 (масштаб произвольный);

3. На вспомогательной кривой находят точку, абсцисса которой имеет значение $t_1/t_2 = 5,27$. Из этой точки проводят линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с первой кривой и из точки пересечения опускают перпендикуляр на ось абсцисс t и находят значение величины T .

4. Подставляя найденное значение T в формулу (9.1), определяют коэффициент фильтрации K_ϕ .

Лабораторная работа № 10. Определение прочностных характеристик грунта методом прямого плоскостного среза

Прочностью грунта называется его способность сопротивляться внешним воздействиям без разрушения. Прочность грунта обусловлена силами трения между частицами и сцеплением между ними. По мере возрастания внешней нагрузки увеличиваются сдвигающие усилия между частицами грунта и, когда эти усилия превзойдут прочность связей между ними, то происходит его разрушение – сдвиг одной части грунта относительно другой.

Так как прочность связей между частицами грунта складывается из сил трения и сил сцепления, а силы трения, как известно, являются функциями нормального давления, то условие прочности грунта можно представить в виде:

$$\tau = \tau_{пред} = \sigma \cdot tg\varphi + C, \quad (10.1)$$

где τ - сдвигающее усилие;

$\tau_{пред}$ - предельное сопротивление грунта сдвигу – прочность грунта;

$\sigma \cdot tg\varphi$ - удельная сила трения;

C - удельная сила сцепления между частицами;

$tg\varphi$ - коэффициент трения, где φ - угол внутреннего трения грунта.

В соотношении (10.1) φ и C - параметры прочности – прочностные характеристики грунта, зависящие только от физического состояния грунта, используемые при решении различных инженерных задач – определении расчетного сопротивления и несущей способности оснований зданий и сооружений, давления грунтов на ограждения -подпорные стенки, устойчивости откосов, склонов и др.

Для определения φ и C в лабораторных условиях используются приборы прямого среза и приборы трехосного сжатия. Среди приборов прямого среза наиболее распространенным является ГПП-30 конструкции Маслова-Лурье.

Цель работы:

Определение показателей прочности грунта: угла внутреннего трения - φ (град.) и удельного сцепления - C кгс/см² (кПа).

Приборы и принадлежности:

Сдвиговой прибор прямого среза ГПП-30 конструкции Маслова-Лурье с комплектом принадлежностей.

Описание прибора прямого среза ГПП-30.

Прибор ГПП-30 состоит из следующих основных узлов: рабочего столика, срезывателя, загрузочного устройства для передачи вертикального давления на образец грунта и механизма для приложения к нему горизонтального сдвигающего усилия с рычажным соотношением 1:10.

В срезыватель, состоящий из неподвижной нижней и подвижной верхней обоймы, помещают испытуемый образец грунта. Между обоймами необходимо установить зазор в 1-2 мм, вращением соответствующих винтов, чтобы не имело место трение металлических частей обойм в процессе сдвига.

Конструкция прибора представлена на рис. 10.1 и 10.2.

Особенности проведения испытаний.

Испытание грунта производят путем среза нескольких образцов исследуемого грунта. При этом в зависимости от характера предварительной подготовки образцов к опыту различают:

1. Консолидированно – дренированный сдвиг – это сдвиг нормально уплотненных образцов грунта, когда образцы грунта перед опытом предварительно уплотняются под заданными нагрузками до окончания процесса консолидации (с процессом консолидации студенты ознакамливаются в лабораторных работах №№ 8 и 9). Срез каждого образца производят при той же вертикальной нагрузке, под которой он предварительно уплотнился.

2. Неконсолидированно – недренированный сдвиг – это сдвиг недоуплотненных образцов грунта (при незавершенном уплотнении), когда образцы грунта предварительно не уплотняются. Срез производится при различных вертикальных нагрузках. На практике сопротивление грунта сдвигу в 1-м случае, соответствует конечному моменту уплотнения грунта под фактической нагрузкой от сооружений, а во 2-ом характеризует сопротивление сдвигу грунтов в начале момента приложения вертикальных нагрузок от сооружения.

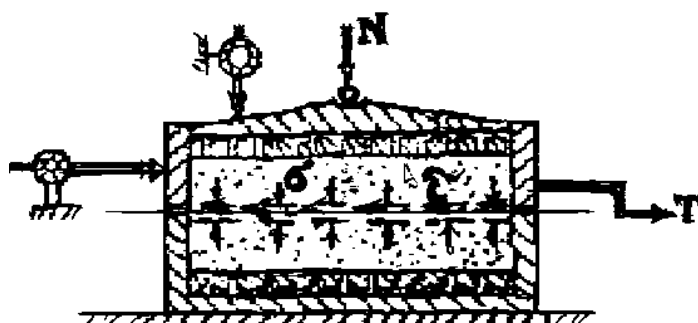


Рис. 10.1. Срезыватель сдвигового прибора

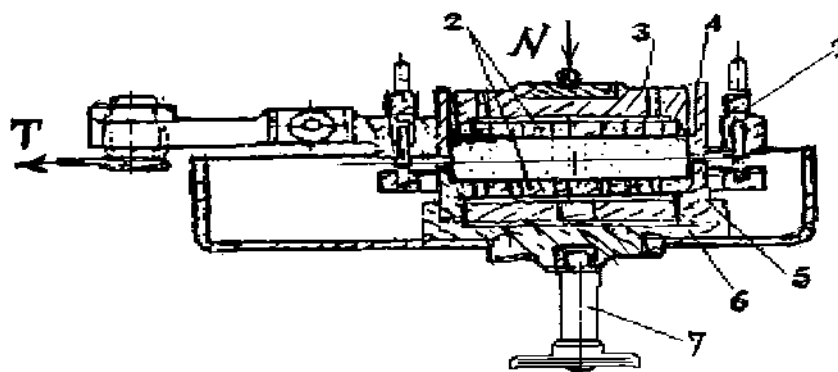


Рис. 10.2. Конструктивная схема сдвигового прибора ГП-30

1-винт для регулирования разъема обойм; 2-перфорированные вкладыши; 3-штамп; 4-верхняя наружная обойма; 5-нижняя наружная обойма; 6-ванна; 7-крепежный винт.

В зависимости от скорости приложения сдвигающего усилия в процессе опытов различают:

1. Медленный сдвиг - когда сдвигающую силу увеличивают только после прекращения деформации сдвига от приложенной ступени нагрузки;
2. Быстрый сдвиг – когда увеличение сдвигающей силы производят быстро, не дожидаясь прекращения деформации.

Во время лабораторных занятий методику испытаний грунтов назначает преподаватель.

Порядок выполнения работы:

Проверка установки прибора проводится лаборантом до начала занятий по соответствующей методике.

При определении предельного сопротивления грунта сдвигу в состоянии естественной влажности без предварительного уплотнения выполняют следующие процедуры:

1. Кольцо с грунтом помещают в верхнюю обойму 1 срезывателя. В нижнюю обойму срезывателя укладывают пористый вкладыш 2;
2. Закрепив срезыватель в гнезде ванны, продавливают грунт до соприкосновения с нижним перфорированным вкладышем;

3. Покрывают поверхность грунта фильтровальной бумагой, а поверх нее укладывают верхний перфорированный вкладыш;

4. На верхний вкладыш осторожно накладывают штамп 3, чтобы штамп, жестко скрепленный с верхним коромыслом рамы 4, входил в обойму срезывателя без перекосов и заклинивания. В держателе 12 укрепляют индикатор для измерения горизонтальных формаций.

5. Раму 6 соединяют со скользящим рычагом 7 и прикладывают вертикальную нагрузку на образец $N = P_B \cdot n$, где P_B – вес гирь на подвеске рычага (кгс (кН)), а n - передаточное число рычага ($n = 10$);

Значение N вычисляют по формуле в зависимости от заданного значения нормального напряжения σ :

$$N = \sigma \cdot A, \quad (10.2)$$

где σ - заданное нормальное напряжение, кгс/см² (кПа);

A - площадь образца ($A = 40 \text{ см}^2$);

6. Соединяют трос рычага, передающего горизонтальную нагрузку со скобкой тяги срезывателя. Для замера горизонтальных деформаций в держателе укрепляют индикатор;

7. Создают зазор между верхней и нижней обоймами срезывателя путем одновременного вращения установочных винтов. Величина зазора должна быть от 0,5 до 1 мм;

8. После установления зазора винты, соединяющие обоймы, вывинчивают до тех пор, пока они выйдут из своих гнезд в кронштейне нижней обоймы;

9. Производят сдвиг, накладывая груз на подвеску рычага, и ведут наблюдения за деформацией по индикатору до их затухания (до тех пор, пока скорость деформации не окажется в пределах 0,02-0,03 мм/мин). Груз T , создающий сдвигающее усилие, прикладывают ступенями, начиная от 100 - 200 гс до 1000 гс, до тех пор, пока не будет замечен неравномерный скачкообразный характер затухания деформаций сдвига. После этого величину ступеней сдвигающего усилия уменьшают в 2 раза. Сдвиг образца грунта считают наступившим, если наблюдается непрерывное увеличение скорости деформации сдвига без увеличения горизонтальной нагрузки.

Предельное сопротивление грунта сдвигу вычисляют по формуле:

$$\tau_{пред} = T / A , \quad (10.3)$$

где $T = P_{Г} * n$ - вес груза на подвеске рычага горизонтальной нагрузки, соответствующий моменту среза образца грунта; n - передаточное число рычага горизонтальной нагрузки ($n = 10$); A - площадь поперечного сечения образца грунта ($см^2, м^2$).

10. По окончании испытания прибор разгружается: сперва снимается груз с подвески рычага горизонтальной нагрузки, а затем – груз с подвески рычага вертикальной нагрузки.

В указанной последовательности проводят не менее 3-х опытов.

Полученные данные заносят в журнал записи результатов (в таблицу 10).

Порядок определения прочностных характеристик грунта по результатам опыта.

По результатам опыта определяется коэффициент внутреннего трения грунта: $f = tg\varphi$, угол внутреннего трения φ и удельное сцепление грунта C графо – аналитическим методом. Для этого в системе прямоугольных координат по оси абсцисс откладывать значения вертикальных нормальных напряжений σ , а по оси ординат – значения предельных сопротивлений сдвигу $\tau_{пред}$, соответствующие заданным значениям σ в одинаковом масштабе. Через точки, нанесенные по результатам опыта, проводят некоторую осредняющую прямую до пересечения с осью ординат (см. рис. 10.3). Отрезок, отсекаемый прямой на оси ординат, по величине равен удельному сцеплению C в $кгс/см^2$ или $кПа$, а угол наклона полученной прямой к оси абсцисс – углу внутреннего трения φ .

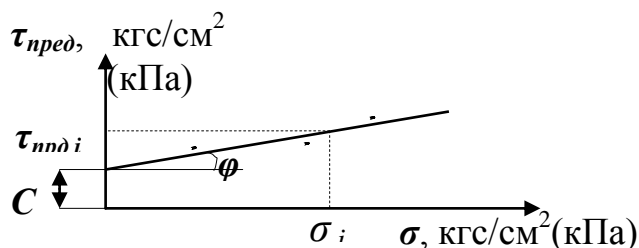


Рис. 10.3 График зависимости $\tau_{пред} = f(\sigma)$
(Угол внутреннего трения грунта равен: $\varphi = arctg(f)$)

Журнал записи результатов опытов

Таблица 10

Вес гирь на подвеске нагрузочн. устр-тва		Напряжения в плоскости среза		Горизонталь- ная деформация
Вертикал ь-ного P , кгс, (кН)	Горизонталь -ного T , кгс, (кН)	Нормальное σ , кгс/см ² (кПа)	Сдвигающее τ , кгс/см ² (кПа)	δ , мм
1	2	3	4	5

(Для журнала в конспекте следует отвести 0.5 страницы)

Тангенс угла внутреннего трения (коэффициент внутреннего трения грунта) определяется по формуле:

$$f = \operatorname{tg} \varphi = (\tau_{пред,i} - C) / \sigma_i, \quad (10.4)$$

где $\tau_{пред,i}$ – значение предельного сопротивления сдвигу, соответствующее нормальному напряжению σ_i (см рис. 10.3).

Лабораторная работа № 11. Определение прочностных характеристик грунтов методом трехосного сжатия

Более совершенным и определенным по создаваемому напряженному состоянию испытуемого образца способом для определения параметров прочности и деформируемости грунта является способ трехосного сжатия. Самым распространенным и простым прибором для испытания грунтов и условиях трехосного сжатия является стабилометр, конструктивная схема которого представлена на **рис. 8.1**.

В стабилометре испытываются образцы цилиндрической формы. Прибор позволяет провести опыт в двух режимах:

первый – прикладывается вертикальное давление σ_z . Измеряется боковое давление $\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2$ и вертикальная деформация образца (метод компрессии);

второй – независимо прикладываются вертикальное $\sigma_z = \sigma_1$ и боковое давление $\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2$. Измеряются вертикальная и поперечная деформации, ($\sigma_1 \geq \sigma_3 \geq \sigma_2$ - главные напряжения).

При определении прочностных характеристик грунта опыт проводится по второй схеме при постоянном боковом давлении (при $\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2 = \text{const}$).

Цель работы:

Построение диаграммы Мора и определение параметров прочности грунта – угла внутреннего трения φ и сцепления C .

Приборы и принадлежности:

Прибор трехосного сжатия – стабилометр с комплектом принадлежностей, образец грунта (песчаного грунта).

Описание прибора трехосного сжатия

Стабилометр состоит из рабочей камеры, схема которой представлена на **рис. 11.1**. Испытываются образцы грунта цилиндрической формы 4.

Загружение образца производится независимо: вертикальным осевым давлением σ_z , передаваемым на торцы образца через штамп 3, а боковое давление σ_r передается на боковую поверхность образца жидкостью в камере прибора.

Осевое давление σ_z создается весом гирь, надеваемых на подвеску секторного рычага с соотношением плеч 1:12. Диаметр образца около $\approx 5,0$ см с площадью сечения $A \approx 25 \text{ см}^2$. Высота образца $h \approx 10 \text{ см}$.

Вертикальное давление σ_z на торец образца передается через поршень – штамп 3, имеющий перфорированный вкладыш 8, обеспечивающий отвод воды, отжимаемой из пор образца при его нагружении. Такой же вкладыш имеется и в днище прибора. Независимо от режима работы вертикальное осевое давление на торце образца σ_z равна:

$$\sigma_z = N / A,$$

где $N = P \cdot n$ - полное усилие на поршень кгс(кН); A – площадь поперечного сечения образца ($\text{см}^2, \text{м}^2$); P – вес гирь на подвеске рычага вертикальной нагрузки; n – передаточное число рычага ($n = 12$)

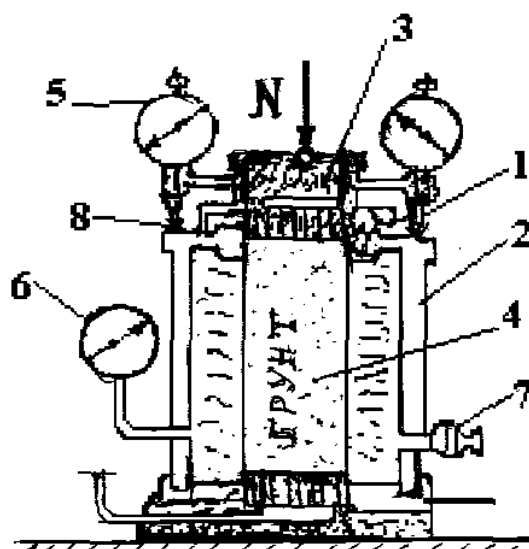


Рис.11.1. Схема рабочей камеры стабилометра:

*1 – корпус рабочей камеры; 2 – прозрачный цилиндр; 3 – штамп;
4 – образец грунта в резиновой оболочке; 5 – индикатор;
6 – манометр образцовый; 7 – вывод к устройству для измерения
поперечных деформаций; 8 – перфорированные вкладыши.*

Боковое давление, возникшее в образце вследствие его деформирования, под действием вертикального давления воспринимается дистиллированной водой, наливаемой в камеру после установки в нее образца. Для изоляции от воды образец 4 помещается в резиновую оболочку, конец которой герметически заделывается во фланцы корпуса рабочей камеры. При необходимости боковое давление σ_r можно увеличить или уменьшить подачей жидкости в рабочую камеру.

Измерение перемещений поршня ведется с помощью двух индикаторов часового типа 5 с ценой деления 0,01 мм. Давление в рабочей камере измеряется образцовым манометром 6 с ценой давления 0,06 кгс/см². К выводу 7 из камеры присоединяется устройство для поперечных деформаций образца. Камера с образцом грунта устанавливается на станине.

Порядок выполнения работы, записи обработки результатов.

1. Снять рабочую камеру стабилометра со станины. Поднять поршень с индикаторами, формовать образец грунта (песчаного грунта, укладывая песок

последовательно во внутреннюю плоскость камеры с трамбовкой до заданной плотности - обычно до плотности естественного залегания).

2. Собрать рабочую камеру прибора и установить на станину. Сверху на образец поставить штамп, который подводится под рычаг нагрузочного устройства.

3. Установить два индикатора, по которым производятся замеры вертикальных деформаций.

4. К образцу приложить всестороннее давление $\sigma_0 = 1,0 \text{ кгс/см}^2$, т.е. создать напряженное состояние, для которого $\sigma_z = \sigma_r = \sigma_0$. Для этого следует практически одновременно, насколько это возможно, на подвеску рычага положить гирю 2 кг, а затем с помощью насоса довести боковое давление в камере прибора до 1 атм. (1 кг/см^2). При этом кран 7 (см. **рис.11.1**) должен быть открытым.

5. Записать в журнал начальные отсчеты по индикаторам.

6. Оставляя $\sigma_r = \sigma_0 = \text{const}$, добавить на подвеску следующую ступень вертикальной нагрузки, и после стабилизации осадки снять отсчеты по индикаторам.

7. Повторять догрузки подвески рычага очередными ступенями вертикальной нагрузки, и каждый раз снимая показания измерительных приборов, после стабилизации осадки, до полного разрушения образца, оставляя $\sigma_r = \text{const}$.

Момент разрушения образца регистрируется по появлению нарастающей скорости вертикальной деформации. Образец после разрушения принимает бочкообразную, часто несимметричную, форму. Результаты опыта записываются в журнал записи результатов опыта (см. табл. 11).

В указанном выше порядке проводится и испытания второго и последующих образцов. При этом величину бокового давления σ_r следует принять другими (например $\sigma_r = 1,5; 2,0 \text{ кгс/см}^2$).

Журнал записи результатов опыта

Таблица 11

Цена деления шкалы манометра $m = 0.06 \text{ кгс/см}^2$

№ опыта	Вес гирь на подвеске рычага, P , кгс (кН)	Вертикальное давление, (σ_z) σ_1 кгс/см ² (кПа)	Боковое давление (деления шкалы манометра), m	Боковое давление, (σ_r) $\sigma_2, (\sigma_3)$ кгс/см ² (кПа)	Показания индикаторов			Вертикальная деформация $S = 0,01 \cdot u_{cp}$, мм
					1-го u_1	2-го u_2	Среднее $(u_1 + u_2) / 2$ u_{cp}	
1	2	3	4	5	6	7	8	9

(Для журнала в конспекте следует ответить 0.5 страницы)

По результатам опытов построить круги Мора (см. рис. 11.2). С этой целью от начала координат откладывают по оси абсцисс величины горизонтальных главных напряжений: $\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2 = \text{const}$ (бокового давления), зарегистрированных манометром (1,0; 1,5 или 2 кгс/см²) и величины соответствующих им максимальных вертикальных напряжений $\max \sigma_z$ в момент разрушения образцов. Через эти точки проводят круги Мора, как показано на рис. 11.2 с центром на оси « σ » в точке $\sigma = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

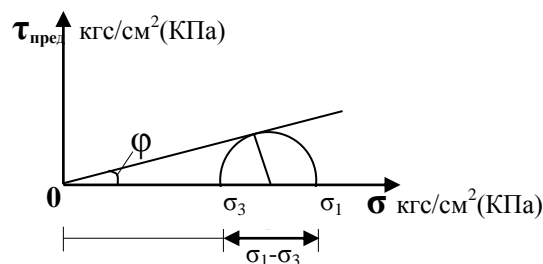


Рис. 11.2. Круг Мора для песчаного грунта.

Затем проводят касательную к построенным кругам (см. **рис. 11.2**). Удельное сцепление C можно определить по графику, а угол внутреннего трения определяется исходя из условия прочности:

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3 + 2C \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \quad (11.1)$$

Для песчаного грунта, не обладающего сцеплением между частицами (при $C = 0$), угол внутреннего трения φ равен:

$$\varphi = \arcsin[(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)], \text{ град}$$

Для определения параметров прочности грунта φ и C необходимо выполнить не менее двух опытов с образцами глинистых грунтов ($\varphi \neq 0$; $C \neq 0$) и одного опыта с образцом песчаного грунта ($\varphi \neq 0$; $C = 0$).

Рекомендуемая литература

Основная

1. Механика грунтов, основания и фундаменты. Учебное пособие для вузов. Под редакцией С.Б. Ухова. М.: АВС, 1997.
2. Швецов Г.И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник для вузов. - М.: Высш. шк., 1997.
3. Далматов Б.И. и др. Механика грунтов. Ч. 1. Основы геотехники в строительстве. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2000.
4. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. –М., 2016.
5. Агаханов Э.К. Методические указания и контрольные задания к самостоятельной работе по «Механике грунтов» для студентов направления подготовки бакалавров 270800 -Строительство».–Махачкала, ДГТУ, 2012. -48с.
6. Айдаев А.С., Агаханов Э.К. Учебно - методические указания к выполнению лабораторных работ по дисциплине «Механика грунтов» для студентов направления подготовки бакалавров 08.03.01 - «Строительство». Махачкала, ДГТУ, 2024. - 32с.

Дополнительная

1. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация
2. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник для вузов. – М.:Стройиздат, 1981.

**Механика грунтов. Учебно-методическое пособие для студентов
направления подготовки бакалавров 08.03.01 – «Строительство».**

Махачкала, ДГТУ, 2024. - 85 с.

Агаханов Элифхан Керимханович

Айдаев Агаверди Сердерович

Прописано в печать

Формат 60×84 1/16. Бумага газетная. Печать офсетная 5,4 п.л. уч. изд. л.

Тираж 100 экз.

Типография ИПЦ ДГТУ, 367015, г. Махачкала, пр. И. Шамиля, 70