

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Геотехника и экология в строительстве»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Практикум по дисциплине «Инженерная геология, гидрогеология,
механика грунтов, основания и фундаменты»
для студентов специальности

1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов»

*Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора М. И. Никитенко*

Минск
БНТУ
2013

УДК 624.131+624.15(076.5)(075.8)

ББК 38.58я7

М54

Составители:

магистр технических наук, ассистент кафедры «Геотехника и экология в строительстве» *С. В. Игнатов*;

кандидат технических наук, преподаватель кафедры «Геотехника и экология в строительстве» *В. Н. Крацов*;

кандидат технических наук, доцент кафедры «Геотехника и экология в строительстве» *В. А. Сернов*;

ассистент кафедры «Геотехника и экология в строительстве»
Ю. В. Анисимов;

кандидат технических наук, преподаватель кафедры
«Геотехника и экология в строительстве» *И. Л. Бойко*;

кандидат технических наук, доцент кафедры «Геотехника и экология в строительстве» *С. Н. Банников*;

магистр технических наук, ассистент кафедры «Геотехника и экология в строительстве» *М. Сани Бабак*

Рецензенты:

кандидат технических наук, профессор, заведующий кафедрой
«Геотехника и транспортные коммуникации»
УО «БрГТУ» *П. В. Шведовский*;

кандидат технических наук, доцент кафедры
«Строительные конструкции» УО «ПГУ» *А. П. Кремнев*

Механика грунтов, основания и фундаменты : практикум по М54 дисциплине «Инженерная геология, гидрогеология, механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов» / сост.: С. В. Игнатов [и др.]; под ред. М. И. Никитенко – Минск : БНТУ, 2013. – 184 с.

ISBN 978-985-550-026-2.

Практикум служит для проведения практических занятий по соответствующему разделу дисциплины «Инженерная геология, гидрогеология, механика грунтов, основания и фундаменты».

Издание предназначено для студентов специальности 1-70 04 03 «Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов», а также может быть использовано для проведения практических занятий со студентами строительных специальностей БНТУ.

УДК 624.131+624.15(076.5)(075.8)

ББК 38.58я7

ISBN 978-985-550-026-2

© Белорусский национальный
технический университет, 2013

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	6
Термины, определения и основные условные обозначения....	7
Общие сведения о правилах расчета и проектирования оснований и фундаментов.....	11
Раздел I. Механика грунтов.....	13
Занятие 1.....	13
<i>Задача 1.</i> Классификация песчаного грунта.....	13
<i>Задача 2.</i> Определение влажности глинистого и песчаного грунта по результатам лабораторных исследований.....	16
Занятие 2.....	18
<i>Задача 3.</i> Классификация глинистых грунтов по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L	18
<i>Задача 4.</i> Определение модуля общей деформации грунта по результатам компрессионных испытаний.....	20
Занятие 3.....	27
<i>Задача 5.</i> Определение механических характеристик грунта по результатам его испытания на срез в одноплоскостном сдвиговом приборе.....	27
<i>Задача 6.</i> Определение коэффициента фильтрации и оценка возможности возникновения механической суффозии.....	34
Занятие 4.....	39
<i>Задача 7.</i> Определение нормальных и касательных составляющих напряжений в массиве грунта от вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к его поверхности.....	39
<i>Задача 8.</i> Расчет напряжений от вертикальной равномерно распределенной нагрузки.....	41
Занятие 5.....	44
<i>Задача 9.</i> Определение напряжений под жестким круглым фундаментом.....	44
<i>Задача 10.</i> Определение напряжений под жестким ленточным фундаментом.....	46
Раздел II. Проектирование оснований и конструкций плитных фундаментов.....	49

Занятие 6	49
<i>Задача 11.</i> Оценка физико-механических свойств грунта по результатам испытаний.....	49
<i>Задача 12.</i> Построение геологического профиля строительной площадки по результатам инженерно-геологических изысканий.....	55
Занятие 7	58
<i>Задача 13.</i> Определение глубины промерзания грунтов.....	58
<i>Задача 14.</i> Построение эпюры распределения напряжений от собственного веса грунта.....	60
Занятие 8	63
<i>Задача 15.</i> Определение расчетного сопротивления грунта основания.....	63
<i>Задача 16.</i> Назначение и проверка размеров центрально и внецентренно нагруженного фундамента.....	67
Занятие 9	70
<i>Задача 17.</i> Построение эпюр вертикальных сжимающих напряжений в основании плитного фундамента по глубине вдоль центральной оси от равномерно распределенного дополнительного давления.....	70
<i>Задача 18.</i> Определение конечной осадки плитного фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования.....	72
Занятие 10	73
<i>Задача 19.</i> Конструирование и расчет тела плитного столбчатого фундамента мелкого заложения.....	73
<i>Задача 20.</i> Вычисление несущей способности грунта основания плитного фундамента по методике EUROCODE 7..	77
Занятие 11	82
<i>Задача 21.</i> Определение крена плитного фундамента жестких сооружений.....	82
<i>Задача 22.</i> Расчет оснований фундаментов по несущей способности.....	85
Занятие 12	91
<i>Задача 23.</i> Проверка прочности подстилающего слоя.....	91

<i>Задача 24. Расчет длительно нагруженных оснований плитных фундаментов существующих сооружений при их ремонте и реконструкции.....</i>	94
Раздел III. Проектирование свайных фундаментов и анкерov.....	99
Занятие 13	99
<i>Задача 25. Определение физико-механических характеристик грунтов по результатам зондирования.....</i>	99
<i>Задача 26. Определение допускаемой на сваю расчетной Нагрузки практическим методом по данным норм Республики Беларусь.....</i>	102
Занятие 14	111
<i>Задача 27. Определение несущей способности сваи по результатам зондирования.....</i>	111
<i>Задача 28. Конструирование свайных фундаментов.....</i>	114
Занятие 15	120
<i>Задача 29. Расчет осадки свайного фундамента.....</i>	120
<i>Задача 30. Определение несущей способности буроинъекционного анкера.....</i>	125
Раздел IV. Проектирование котлованов, подпорных стен, подземных трубопроводов, оснований фундаментов в сложных (специфических) инженерно-геологических условиях.....	134
Занятие 16	134
<i>Задача 31. Расчет конструкций подземных трубопроводов, туннелей.....</i>	134
<i>Задача 32. Расчет водопритока в котлован и системы водоотведения.....</i>	138
Занятие 17	141
<i>Задача 33. Расчет пропускной способности кольцевого дренажа.....</i>	141
<i>Задача 34. Расчет подпорных стен.....</i>	145
Приложение 1. Исходные данные к задаче 25 (инженерно-геологические характеристики слоев).....	153
Приложение. 2. Геологическая колонка строительной площадки с графиками статического и динамического зондирования к условию задачи 25.....	155

ВВЕДЕНИЕ

Цель практикума – закрепить знания теоретических основ предмета в практическом их приложении, ознакомить студентов с нормативной базой Республики Беларусь (соответствующими ТНПА) и справочной литературой, привить практические навыки определения и оценки показателей физико-механических и деформационных свойств грунтов, проектирования фундаментов зданий и сооружений.

В издании излагаются вопросы определения и оценки характеристик свойств грунтов, водопроницаемости, деформативности, прочности и напряжений в грунтах, расчета, конструирования и реконструкции фундаментов (плитных и свайных). Даются необходимые данные по инженерно-геологическим изысканиям. Приводятся исходные данные к задачам (по вариантам): схемы сооружений, нагрузки, свойства грунтов и др.

Методика решения задач соответствует СТБ 943–2007 «Грунты. Классификация», ТКП 45-5.01-254–2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования», ТКП 45-5.01-67–2007 «Фундаменты плитные», ТКП 45-5.01-256–2012 «Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства», П2–2000 к СНБ 5.01.01–99 «Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов», СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции», DIN EN 1997–1: 2008–10, ЕВРОКОД 7 «Геомтехническое проектирование. Часть 1: Общие правила» и другим действующим в Республики Беларусь ТНПА.

ТЕРМИНЫ, ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОСНОВНЫЕ УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Основные условные обозначения приняты в соответствии с действующими нормативными документами (СТБ 1648–2006 «Строительство, основания и фундаменты. Термины и определения» и др.), приведены ниже и разбиты по группам для удобства поиска. Редко употребляемые обозначения даны в расшифровках к формулам. Некоторые из символов могут применяться для нескольких величин.

Характеристики грунтов

ρ – плотность, т/м³;

ρ_d – плотность в сухом состоянии, т/м³;

ρ_s – плотность частиц грунта, т/м³;

e – коэффициент пористости;

w – влажность природная, %;

w_p – влажность на границе пластичности (раскатывания), %;

w_L – влажность на границе текучести, %;

S_r – степень влажности;

I_p – число пластичности, %;

I_L – показатель текучести;

γ – удельный вес, кН/м³;

γ_{sb} – удельный вес с учетом взвешивающего действия воды, кН/м³;

c – удельное сцепление, кПа;

ϕ – угол внутреннего трения, °;

ν – коэффициент Пуассона;

E – модуль деформации грунта, МПа;

Нагрузки, напряжения, сопротивления

F – сила, расчетное значение силы, кН;

F_v, F_h – вертикальная и горизонтальная составляющие силы, кН;

N – сила нормальная к подошве фундамента либо расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, кН;

G – собственный вес фундамента, кН;

q – равномерно распределенная вертикальная пригрузка, кПа;

p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

σ – нормальное напряжение, кПа;

τ – касательное напряжение, кПа; сопротивление грунта груза, МПа;

R – расчетное сопротивление грунта основания (предел линейной зависимости «нагрузка–осадка»), кПа;

F_u – сила предельного сопротивления основания, соответствующая исчерпанию его несущей способности, кН;

\bar{f}_{di} – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта в пределах участка h на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования, кПа;

F_s – удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности зонда (муфте трения), кПа;

\bar{f}_{si} – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда в пределах h на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования, МПа;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания забивной защемленной в труте сваи, кН;

F_u – частное значение предельного сопротивления сваи в точке статического или динамического зондирования, кН;

p_d – условное динамическое сопротивление грунта погружению конуса, МПа;

q_{di} – удельное сопротивление i -го слоя грунта в пределах участка z под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования, МПа;

\bar{R}_d – среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

\bar{R}_f – то же, на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования, МПа;

\bar{R}_{fd} – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

\bar{R}_{fu} – предельное сопротивление грунта под условной опорой боковой поверхности сваи в рассматриваемой точке, МПа.

Деформации оснований и сооружений

- s_z – вертикальная полная деформация основания (осадка), мм;
 s_{zg} – то же, от собственного веса грунта, мм;
 s_{zp} – то же, дополнительное от внешней нагрузки (давления фундамента), мм;
 i – крен фундамента (сооружения);
 u – горизонтальное перемещение, мм;
 s_u – предельное значение деформации основания, мм.

Геометрические характеристики

- b – ширина подошвы фундамента, м;
 B – ширина подвала, м;
 l – длина подошвы фундамента, м;
 $\eta = l/b$ – соотношение сторон подошвы фундамента, м;
 A – площадь подошвы фундамента; площадь поперечного сечения сваи, м²;
 L – длина здания, м;
 d, d_N, d – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки, от поверхности природного рельефа и от пола подвала, м;
 d_b – глубина подвала от уровня планировки, м;
 d_f, d_{fn} – глубина сезонного промерзания грунта соответственно расчетная и нормативная, м;
 d_w – глубина расположения уровня подземных вод, м;
 h – толщина слоя грунта, м;
 H_c – толщина сжимаемой толщцы, м;
 H – толщина линейно-деформируемого слоя, м;
 e – эксцентриситет равнодействующей внешней нагрузки по отношению к центру подошвы фундамента, м;
 z – глубина (расстояние) от подошвы фундамента, м;
 DL – отметка планировки;
 NL – отметка природного рельефа;
 FL – отметка подошвы фундамента;
 BC – нижняя граница сжимаемой толщцы;
 WL – уровень подземных вод;
 A_{fu} – площадь условной опоры боковой поверхности сваи, м²;

d – размер меньшей стороны сечения сваи, м;
 $d_{\text{ср}}$ – средний размер стороны сечения фундамента, м;
 h – глубина погружения сваи в грунт, м;
 h_i – толщина i -го слоя грунта, м;
 U – периметр поперечного сечения ствола сваи, м;
 z – участок, расположенный в пределах одного диаметра d выше и на четыре диаметра $4d$ ниже отметки острия проектируемой сваи, м;
 z_i – толщина i -го слоя грунта в пределах участка z , м.

Усилия от внешних нагрузок и воздействий

M – изгибающий момент, кН·м;
 N – продольная сила, кН;
 Q – поперечная сила, кН;
 $F_{\text{пер}}$ – продавливающая сила, кН;
 F – реакция сваи, кН.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРАВИЛАХ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Расчет оснований и конструкций фундаментов зданий и сооружений следует производить в соответствии с требованиями ТНПА по двум *группам предельных состояний*:

I (первой) – по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации;

II (второй) – по деформациям оснований и фундаментов сооружений.

Для оценки предельных состояний первой группы производятся расчеты:

– несущей способности грунта основания и тела фундамента (по соответствующим нормам на применяемый вид материала);

– фильтрационной прочности и дренажа (в случае необходимости).

Для оценки предельных состояний второй группы производятся расчеты:

– по деформациям оснований сооружений от внешних нагрузок и собственного веса грунта;

– по образованию и раскрытию трещин в конструкциях фундаментов (по соответствующим нормам на применяемый вид материала).

Выполняемые расчеты при любых воздействиях и их сочетаниях должны гарантировать исключение возможности наступления предельных состояний, приводящих к разрушению оснований и фундаментов или нарушению требований безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, долговечности, охраны здоровья людей, окружающей среды, а также эстетических, конструктивных или технологических регламентов, предъявляемых к внешнему виду надземных конструкций, работе оборудования, приборов, механизмов и др.

Проектирование оснований и фундаментов должно осуществляться с учетом напряженного состояния и деформаций оснований и конструкций сооружений в условиях пространственной работы и при наличии геометрической и физической нелинейности, анизотропности, пластических и реологических свойств материалов и грунтов.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов, нагрузок, воздействий для расчета оснований фундаментов обозначаются:

- нормативные – с индексом « N », например $\gamma_N, \varphi_N, c_N, N_N$;
- для расчетов по первой группе предельных состояний – с индексом « I », например $\gamma_I, \varphi_I, c_I, N_I$;
- то же, по второй группе – с индексом « II », например $\gamma_{II}, \varphi_{II}, c_{II}, N_{II}$.

Раздел I МЕХАНИКА ГРУНТОВ

Занятие 1

Задача 1

Классификация песчаного грунта

Указания к решению задачи

Песчаные грунты по гранулометрическому составу делятся:

- на *гравелистый* – масса более 25 % частиц крупнее 2 мм;
- *крупный* – масса более 50 % частиц крупнее 0,5 мм;
- *средний* – масса более 50 % частиц крупнее 0,25 мм;
- *мелкий* – масса 75 % и более частиц крупнее 0,1 мм;
- *пылеватый* – масса менее 75 % частиц крупнее 0,1 мм.

Содержание в грунте каждой фракции X вычислять по формуле

$$X = \frac{A \cdot 100}{B}, \%,$$

где A – вес данной фракции грунта, г;

B – вес пробы грунта, взятой для анализа, г.

Расчет содержания песчаной фракции производится в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Расчет содержания песчаной фракции

№ слоя	Диаметр фракции, мм	Гранулометрический состав грунта							Σ	
		> 10	10–5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,1	0,1–0,01		< 0,01
1	Масса фракции, г									
	%-е содержание фракции									

Для большей наглядности и удобства сравнения различных грунтов между собой гранулометрический состав обычно изображают графически, чаще в виде суммарной кривой гранулометрического состава или методом треугольных координат.

Для построения кривой гранулометрического состава заполняют таблицу 1.2

Таблица 1.2 – Содержание каждой фракции в грунте, %

Диаметр частиц каждой фракции, мм	слой		Диаметр частиц по совокупности фракций, мм	Слой	
	1	2		1	2
> 10					
10,0–5,0			Менее 10,0		
5,0–2,0			5,0		
2,0–1,0			2,0		
1,0–0,5			1,0		
0,5–0,1			0,5		
0,1–0,01			0,1		
< 0,01			0,01		

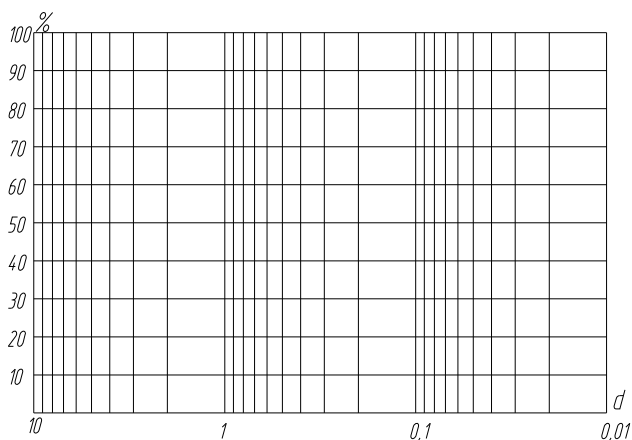


Рисунок 1.1 – Область построения кривой гранулометрического состава

По кривой гранулометрического находят показатель максимальной неоднородности грунта (меру неоднородности гранулометрического состава песка) по формуле

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5},$$

где d_{95} , d_{50} , d_5 – диаметры частиц, мм, меньше которых в данном грунте содержится по массе соответственно 95, 50 и 5 % частиц.

По показателю максимальной неоднородности грунты подразделяют:

- на однородные – $U_{\max} < 4$;
- среднеоднородные – $4 \leq U_{\max} \leq 20$;
- неоднородные – $20 \leq U_{\max} \leq 40$;
- повышенной неоднородности – $U_{\max} > 40$.

Условие задачи

По результатам исследований, приведенных в таблице 1.3, построить график кривой гранулометрического состава, определить наименование песчаного грунта и оценить показатель его неоднородности. Вариант принимается в соответствии с порядковым номером в списке группы.

Таблица 1.3 – Исходные данные к задаче 1

№ варианта	Гранулометрический состав (по фракциям), г							
	> 10	10–5	5–2	2–1	1,0–0,5	0,5–0,1	0,1–0,01	< 0,01
1	7,2	14,1	14,6	19,0	20,3	17,8	11,2	3,8
2	1,3	7,5	14,3	8,6	32	30,0	7,3	5,0
3	5,0	11,7	17,4	16,0	27,3	10,0	12	4,1
4	7,2	24,4	10,9	6,2	26,3	14,3	19,9	5,8
5	2,3	21,5	15,8	11,6	21,6	29,2	14,0	3,0
6	3,2	29,4	14,0	6,7	26,7	25,5	15,6	4,9
7	–	2,1	16,8	7,7	27,2	53,2	10,6	12,4
8	–	8,1	5,4	15,9	19,1	27,9	13,3	27,4
9	–	1,7	17,8	10,0	39,1	33,6	21,0	16,8
10	–	–	12,2	5,2	27,8	49,4	34,4	14,0
11	–	2,5	6,0	6,9	17,7	56,1	26,7	24,1
12	–	12,2	2,7	3,4	15,5	79,2	60,9	55,9
13	4,8	11,9	3,7	8,1	16,5	62,9	80,1	52,0
14	7,6	16,2	42,7	32,0	25,8	16,5	14,6	4,6
15	–	–	18,2	27,5	20,3	34,6	25,4	14
16	–	–	5,5	5,1	40,2	47,6	26,9	14,7
17	18,8	30,7	36,5	17,3	12,8	20,7	9,0	4,2
18	–	–	16,1	19,0	18,8	27,2	11,9	7,0
19	–	–	2,7	4,4	18,3	76,3	52,4	5,9
20	–	–	12,2	5,2	20,8	93,4	24,4	24,0
21	–	0,7	3,4	4,9	19,1	53,0	36,5	22,4

Окончание таблицы 1.3

№ варианта	Гранулометрический состав (по фракциям), г							
	> 10	10–5	5–2	2–1	1,0–0,5	0,5–0,1	0,1–0,01	< 0,01
22	–	–	14,7	14,4	23,4	63,1	29,9	14,5
23	14,4	17,5	13,1	14,0	28,7	13,8	14,0	14,5
24	–	1,2	7,3	14,1	16,8	39,5	35,0	6,1
25	–	2,5	2,8	11,0	7,8	36,1	40,5	19,3
26	21,4	15,4	13,4	11,9	24,9	24,4	13,0	5,6
27	–	11,7	23,7	34,2	22,6	31,8	29,1	6,9
28	7,5	17,8	11,9	6,7	11,7	25,4	10,6	7,3
29	–	10,0	14,4	7,5	19,1	15,5	16,1	0,7
30	–	25,4	27,5	27,9	6,7	24,1	7,5	5,5

Задача 2

Определение влажности глинистого и песчаного грунта по результатам лабораторных исследований

Указания к решению задачи

Природная влажность грунта определяется как отношение массы воды, удаленной из грунта, к массе высушенного грунта:

$$w = 100 \frac{m_1 - m_0}{m_0 - m}, \%,$$

где m – масса пустого бюкса, г;

m_1 – масса влажного грунта с бюксом, г;

m_0 – масса высушенного грунта с бюксом, г.

Для глинистых грунтов следует дополнительно определять его влажность на границе раскатывания w_p и на границе текучести w_L .

Условие задачи

Определить влажность w песчаного и глинистого грунтов, для глинистого грунта также влажности на границе раскатывания w_p и на границе текучести w_L . Исходные данные приведены в таблице 2.1. Вариант принимается в соответствии с порядковым номером в списке группы.

Результаты оформить по образцу (см. таблицу 2.1).

Таблица 2.1 – Исходные данные к задаче 2

№ Варианта	Масса бьюкса, г	Природная влажность песка $w_{п}, \%$		Природная влажность глины $w_{г}, \%$		Влажность на границе раскатывания $w_{р}, \%$		Влажность на границе текучести $w_{л}, \%$	
		Бюкс + + влажный грунт	Бюкс + + сухой грунт	Бюкс + + влажный грунт	Бюкс + + сухой грунт	Бюкс + + влажный грунт	Бюкс + + сухой грунт	Бюкс + + влажный грунт	Бюкс + + сухой грунт
1	25	86	77	96	80	86	71	90	75
2	22	87	78	97	81	87	72	91	76
3	20	88	79	98	82	88	73	92	77
4	18	89	80	99	83	89	74	93	78
5	16	90	81	100	84	90	75	94	79
6	14	91	82	101	85	91	76	95	80
7	14	92	83	102	86	92	77	96	81
8	16	93	84	103	87	93	78	97	82
9	18	94	85	104	88	94	79	98	73
10	20	95	86	105	89	95	80	99	84
11	22	86	80	86	77	90	71	86	55
12	24	87	81	87	78	91	72	87	56
13	26	88	82	88	79	92	73	88	57
14	28	89	83	89	80	93	74	89	58
15	26	90	84	90	81	94	75	90	59
16	24	91	85	91	82	95	76	91	60
17	22	92	86	92	83	96	77	92	61
18	20	93	87	93	84	97	78	93	62
19	18	94	88	94	85	98	79	94	63
20	16	95	89	95	86	99	80	95	64
21	14	80	71	90	77	86	70	96	75
22	14	81	72	91	78	87	71	97	76
23	16	82	73	92	79	88	72	98	77
24	18	83	74	93	80	89	73	99	78
25	20	84	75	94	81	90	74	100	79
26	22	85	76	95	82	91	75	101	80
27	24	86	77	96	83	92	76	102	81
28	22	87	78	97	84	93	77	103	82
29	20	88	79	98	85	94	78	104	83
30	22	89	80	99	86	95	79	105	84

Таблица 2.2 – Результаты расчетов для задачи 2

Тип влажности	Масса, г					Влажность грунта $w = m_w/m_c \cdot 100, \%$
	бюкса m	бюкса с влажным грунтом m_1	бюкса с сухим грунтом m_0	воды $m_w = m_1 - m_0$	сухого грунта $m_c = m_0 - m$	
$w_{п}$						
$w_{гп}$						
w_p						
w_L						

Занятие 2

Задача 3

Классификация глинистых грунтов по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L

Указания к решению задачи

Наименование глинистого грунта зависит от пластичности грунта, определяемой по влажности на границе раскатывания w_p и влажности на границе текучести w_L .

Пластичность – способность глинистого грунта деформироваться под воздействием внешнего давления без разрыва сплошности и сохранять принятую форму после приложения усилия. Различают три состояния глинистого грунта: *твердое*, *пластичное* и *текучее*. Границы между ними определяют по соответствующим значениям влажности – w_p и w_L .

Предел раскатывания (пластичности) w_p – влажность нижнего предела пластичности, при которой грунт переходит из пластичного состояния в твердое, и наоборот.

Предел текучести w_L – влажность верхнего предела пластичности, при которой грунт переходит из пластичного состояния в текучее, и наоборот.

Число пластичности $I_p = w_L - w_p$.

Классификация глинистого грунта в соответствии с числом пластичности приведена в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Классификация грунтов по числу пластичности I_p

Тип грунта	Содержание по весу глинистых частиц ($d < 0,005$ мм), %	Число пластичности I_p
Глина	Более 30	Более 17
Суглинок	30–10	17–7
Супесь	10–3	7–1
Песок	Менее 3	Менее 1

Консистенция глинистых грунтов определяется показателем текучести

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

где w – природная влажность, %;

w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Классификация глинистого грунта по показателю текучести приведена в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Классификация глинистого грунта по показателю текучести

Наименования грунтов и их состояния	Показатель текучести I_L
Супеси: – твердые – пластичные – текучие	$I_L \leq 0$ $0 < I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$
Суглинки и глины: – твердые – полутвердые – тугопластичные – мягкопластичные – текучепластичные – текучие	$I_L \leq 0$ $0 < I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $0,5 < I_L \leq 0,75$ $0,75 < I_L \leq 1,0$ $I_L > 1,0$

Условие задачи

По результатам, полученным в задаче 2, определить наименование глинистого грунта и его консистенцию.

Задача 4

Определение модуля общей деформации грунта по результатам компрессионных испытаний

Указания к решению задачи

Модуль деформации – коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на грунт и его деформацией. Применяется при расчете оснований фундаментов по второй группе предельных состояний (для определения осадок фундаментов).

Начальный коэффициент пористости определяется в зависимости от удельного веса сухого грунта γ_d и частиц γ_s , а также влажности w .

Удельный вес сухого грунта определяется из выражения

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + 0,01w}.$$

Начальный коэффициент пористости определяется из выражения

$$e_0 = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}.$$

Коэффициент пористости при сжатии грунта вычисляют по зависимости

$$e = e_0 - \frac{\Delta h}{h_n}(1 + e_0),$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости;

Δh – деформация образца грунта для каждой степени давления;

h_n – начальная высота образца грунта, мм.

Модуль осадки слоя грунта толщиной в 1 мм под данной нагрузкой определяют путем вычисления относительной деформации образца под нагрузкой:

$$e_p = 1000 \frac{\sum \Delta h}{h_n},$$

Нагрузка, необходимая для создания уплотняющего давления, прикладываемая на рычаге

$$N = \frac{P \cdot A}{k}.$$

Коэффициент сжимаемости определяется по зависимости:

$$c_c = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1},$$

где e_1 – коэффициент пористости при давлении на образец p_1 ;

e_2 – то же, при нагрузке p_2 ;

Модуль деформации можно определить по результатам компрессионных испытаний грунтов:

$$E = \frac{1 + e_0}{c_c} \beta,$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости;

c_c – коэффициент сжимаемости, 1/кПа;

β – коэффициент стеснения поперечной деформации (для песчаных грунтов $\beta = 0,8$; для супесей $\beta = 0,74$; для суглинков $\beta = 0,62$; для глин $\beta = 0,4$).

Общий вид компрессионной зависимости представлен на рисунке 4.

Определить общий модуль деформации грунта в интервале давлений от 100 кПа до 300 кПа и от 100 кПа до 500 кПа. Начертить компрессионную кривую. Влажностные характеристики испытуемого грунта принять как для глинистого грунта по условию задачи 3.

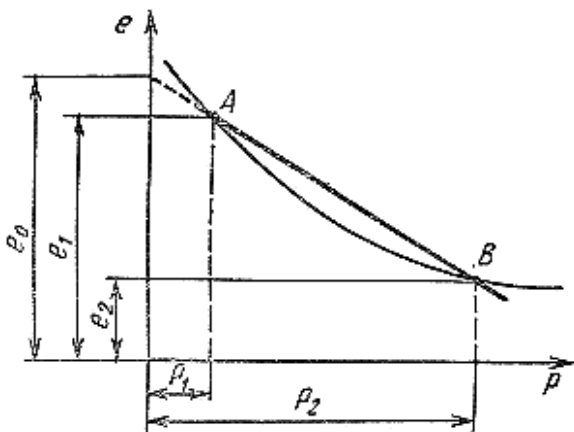


Рисунок 4 – Общий вид компрессионной зависимости

Условие задачи

Исходные данные принять по таблице 4.1 и оформить следующим образом:

- Удельный вес грунта до опыта – _____ .
- Влажность грунта до опыта – _____ .
- Удельный вес частиц грунта – _____ .
- Начальный коэффициент пористости – _____ .
- Диаметр кольца – _____ .
- Площадь кольца – _____ .

Результаты расчетов представить согласно образцу (см. таблицу 4.2).

Таблица 4.2 – Исходные данные к задаче 4

№ варианта	Начальная высота образца h , / диаметр образца d , см	Давление на образец P , кПа	Отметка индикатора, 100 мм	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³
1	1,5 / 6	100	20	17,2	26,6
		200	50		
		300	90		
		400	140		
		500	200		

Продолжение таблицы 4.1

№ варианта	Начальная высота образца h , / диаметр образца d , см	Давление на образец P , кПа	Отметка индикатора, 100 мм	γ , кН/м ³	$\gamma_{s\gamma}$, кН/м ³
2	2 / 8	100	50	17,4	26,7
		200	120		
		300	300		
		400	450		
		500	650		
3	2,5 / 10	100	10	17,6	26,8
		200	100		
		300	200		
		400	310		
		500	450		
4	3/12	100	40	17,8	26,9
		200	100		
		300	180		
		400	280		
		500	400		
5	1,5 / 6	100	5	18,0	27,0
		200	15		
		300	30		
		400	40		
		500	55		
6	2/8	100	20	18,2	27,1
		200	70		
		300	150		
		400	250		
		500	370		
7	2,5 / 10	100	40	18,4	27,2
		200	100		
		300	180		
		400	280		
		500	400		
8	3 / 12	100	50	18,6	27,3
		200	110		
		300	190		
		400	300		
		500	420		

Продолжение таблицы 4.1

№ варианта	Начальная высота образца h , / диаметр образца d , см	Давление на образец P , кПа	Отметка индикатора, 100 мм	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³
9	1,5 / 6	100	12	18,8	27,4
		200	28		
		300	45		
		400	60		
		500	85		
10	2 / 8	100	40	19,0	26,6
		200	90		
		300	150		
		400	220		
		500	290		
11	2,5 / 10	100	50	19,2	26,7
		200	110		
		300	200		
		400	330		
		500	450		
12	3 / 12	100	60	19,4	26,8
		200	150		
		300	270		
		400	400		
		500	550		
13	1,5 / 6	100	20	19,6	26,9
		200	60		
		300	120		
		400	250		
		500	350		
14	2 / 8	100	30	19,8	27,0
		200	80		
		300	160		
		400	250		
		500	340		
15	2,5 / 10	100	40	20,0	27,1
		200	90		
		300	160		
		400	240		
		500	350		

Продолжение таблицы 4.1

№ варианта	Начальная высота образца h , / диаметр образца d , см	Давление на образец P , кПа	Отметка индикатора, 100 мм	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³
16	3 / 12	100	30	17,2	27,2
		200	90		
		300	140		
		400	200		
		500	400		
17	1,5 / 6	100	10	17,4	27,3
		200	100		
		300	150		
		400	210		
		500	260		
18	2 / 8	100	40	17,6	27,4
		200	100		
		300	180		
		400	280		
		500	400		
19	2,5 / 10	100	50	17,8	26,6
		200	120		
		300	300		
		400	450		
		500	650		
20	3 / 12	100	30	18,0	26,7
		200	90		
		300	190		
		400	400		
		500	550		
21	1,5 / 6	100	40	18,2	26,8
		200	100		
		300	180		
		400	280		
		500	400		
22	2 / 8	100	50	18,4	26,9
		200	110		
		300	190		
		400	300		
		500	420		
23	2,5 / 10	100	20	18,6	27,0
		200	70		
		300	150		
		400	250		
		500	370		

Окончание таблицы 4.1

№ варианта	Начальная высота образца h , / диаметр образца d , см	Давление на образец P , кПа	Отметка индикатора, 100 мм	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³
24	3 / 12	100	30	18,8	27,1
		200	100		
		300	200		
		400	350		
		500	500		
25	1,5 / 6	100	50	19,0	27,2
		200	110		
		300	200		
		400	330		
		500	450		
26	2 / 8	100	60	19,2	27,3
		200	150		
		300	270		
		400	400		
		500	550		
27	2,5 / 10	100	40	19,4	27,4
		200	100		
		300	180		
		400	280		
		500	400		
28	3 / 12	100	20	19,6	26,6
		200	60		
		300	120		
		400	250		
		500	350		
29	1,5 / 6	100	40	19,8	26,7
		200	90		
		300	160		
		400	240		
		500	350		
30	2 / 8	100	30	20,0	26,8
		200	80		
		300	160		
		400	250		
		500	340		

Таблица 4.2 – Результаты расчетов для задачи 4

№ варианта	Начальная высота образца h / диаметр образца d , см	Нагрузка		Отметка индикатора, ·100 мм	Деформация в начале опыта, мм	Коэффициент пористости e	Модуль осадки e_p , мм
		Груз на рычаге N , Н	Давление на образец P , кПа				
1	1,5 / 6		0	0			
			100	30			
			200	90			
			300	150			
			400	250			
			500	400			

Занятие 3

Задача 5

Определение механических характеристик грунта по результатам его испытания на срез в одноплоскостном сдвиговом приборе

Указания к решению задачи

Целью проведения опыта для решения поставленной задачи является определение прочностных характеристик глинистых грунтов: угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c на основе закона Кулона, одного из основных законов в механике грунтов. Его можно сформулировать так: сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление трению, прямо пропорциональное нормальному давлению.

Связные грунты (глины, суглинки и супеси) отличаются от сыпучих грунтов тем, что частицы их связаны между собой адсорбированными пленками воды, коагулированными коллоидами и цементирующими веществами, вследствие чего даже при весьма малых деформациях сдвига грунт обладает известной прочностью, обусловленной силами сцепления.

Математическое выражение закона Кулона имеет вид:

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg}\varphi + c$$

(для связных грунтов);

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg}\varphi$$

(для несвязных грунтов),

где τ – сопротивление сдвигу.

Зависимость сопротивления сдвигу связного, несвязного (сыпучего) грунта и схема испытаний на сдвиг представлены на рисунке 5.

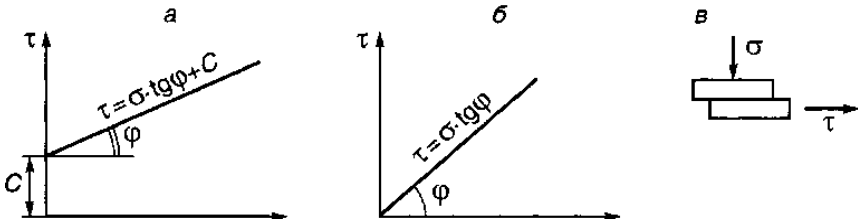


Рисунок 5 – Зависимость сопротивления сдвигу связного (а), несвязного (сыпучего) (б) грунта и схема испытаний на сдвиг (в)

5.1. Графический метод определения угла внутреннего трения и сопротивления грунта сдвигу

Этапы решения задачи:

1. Оформить исходные данные в виде таблицы, построить график зависимости сдвигающего напряжения от вертикального давления.
2. По графику среза глинистого грунта определить угол внутреннего трения φ и удельное сопротивление c :

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{\Delta\tau}{\Delta p},$$

где $\Delta\tau$ и Δp – разности соответственно сопротивления сдвигу и нормального давления.

5.2. Расчетный метод определения угла внутреннего трения и сцепления

Угол внутреннего трения ϕ и удельное сцепление c , МПа, для нескольких значений опытных данных вычисляют по формулам

$$\operatorname{tg}\phi = \frac{n\sum\tau_i p_i - \sum\tau_i \sum p_i}{n\sum(p_i)^2 - (\sum p_i)^2},$$

$$c = \frac{n\sum\tau_i \sum p_i^2 - \sum p_i \sum\tau_i p_i}{n\sum(p_i)^2 - (\sum p_i)^2},$$

где τ_i – опытные значения сопротивления срезу, определенные при различных значениях давления p_i и относящиеся к одному инженерно-геологическому элементу или отдельному монолиту грунта при количестве испытаний $N \geq 3$.

Условие задачи

Определить значения угла внутреннего трения ϕ и удельного сцепления c по данным испытания грунта на срез в однополостном сдвиговом приборе, а также графическим и расчетным методами. Начертить график сопротивления грунта сдвигу. Исходные данные приведены в таблице 5.1.

Задачу оформить по образцу (см. таблицу 5.2).

Таблица 5.1 – Исходные данные к задаче 5

№ варианта	Диаметр образца d , см	Уплотняющая нагрузка на рычаге N , Н	Сдвигающая нагрузка g , Н
1	2	3	4
1	5,0	25	19
		50	38
		75	55
		100	70
		150	107

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4
2	5,5	25	14
		50	32
		75	47
		100	60
		150	90
3	6,0	25	13
		50	26
		75	40
		100	50
		150	76
4	6,5	25	10
		50	22
		75	33
		100	43
		150	63
5	7,0	25	9
		50	17
		75	26
		100	34
		150	50
6	7,5	25	9
		50	15
		75	21
		100	27
		150	40
7	5,0	25	13
		50	20
		75	32
		100	45
		150	63
8	5,5	25	20
		50	35
		75	51
		100	68
		150	97

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4
9	6,0	25	20
		50	32
		75	45
		100	58
		150	82
10	6,5	25	15
		50	22
		75	31
		100	39
		150	55
11	7,0	25	20
		50	45
		75	65
		100	90
		150	130
12	7,5	25	23
		50	40
		75	60
		100	78
		150	113
13	5,0	25	14
		50	32
		75	47
		100	60
		150	90
14	5,5	25	10
		50	22
		75	33
		100	43
		150	63
15	6,0	25	23
		50	40
		75	60
		100	78
		150	113

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4
16	6,5	25	14
		50	32
		75	47
		100	60
		150	90
17	7,0	25	10
		50	22
		75	33
		100	43
		150	63
18	7,5	25	20
		50	35
		75	51
		100	68
		150	97
19	5,0	25	20
		50	32
		75	45
		100	58
		150	82
20	5,5	25	13
		50	19
		75	25
		100	30
		150	42
21	6,0	25	14
		50	32
		75	47
		100	60
		150	90
22	6,5	25	23
		50	40
		75	60
		100	78
		150	113

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4
23	7,0	25	20
		50	32
		75	45
		100	58
		150	82
24	7,5	25	10
		50	22
		75	33
		100	43
		150	63
25	5,0	25	9
		50	17
		75	26
		100	34
		150	50
26	5,5	25	23
		50	40
		75	60
		100	78
		150	113
27	6,0	25	13
		50	19
		75	25
		100	30
		150	42
28	6,5	25	20
		50	35
		75	51
		100	68
		150	97
29	7,0	25	23
		50	40
		75	60
		100	78
		150	113

Окончание таблицы 5.1

1	2	3	4
30	7,5	25	14
		50	32
		75	47
		100	60
		150	90

Таблица 5.2 – Результаты расчетов для задачи 5

Диаметр образца d , см	Площадь образца, см^2	Уплотняющее давление		Сдвигающее усилие	
		Груз на рычаге N , Н	Вертикальное давление P , кПа	Нагрузка g , Н	Сдвигающее напряжение τ , кПа

Задача 6

Определение коэффициента фильтрации и оценка возможности возникновения механической суффозии

Указания к решению задачи

Коэффициентом фильтрации K называют скорость фильтрации воды при градиенте напора, равном единице, и линейном законе фильтрации.

В лабораторных условиях коэффициент фильтрации песка определяется с помощью прибора, изображенного на рисунке 6.

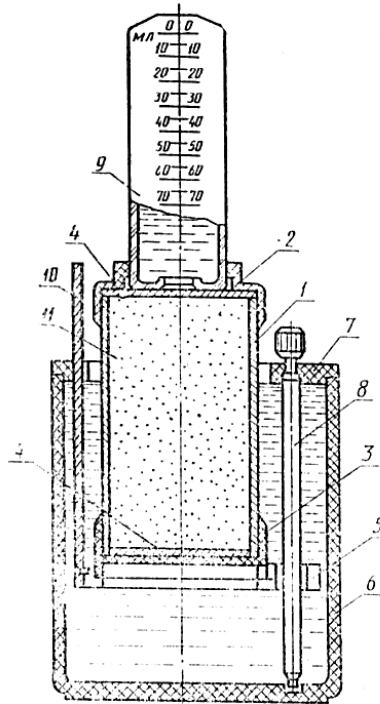


Рисунок 6 – Прибор для определения коэффициента фильтрации:

1 – цилиндр; 2 – муфта; 3 – перфорированное дно; 4 – латунная сетка; 5 – подставка; 6 – корпус; 7 – крышка; 8 – подъемный винт; 9 – стеклянный баллон со шкалой объема фильтрующейся жидкости; 10 – планка со шкалой градиентов напора; 11 – испытуемый образец грунта

Коэффициент фильтрации K_{10} , приведенный к условиям фильтрации при температуре $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, вычисляют по формуле

$$K_{10} = \frac{864V}{t_m ATl}, \text{ м/сут,}$$

где V – объем профильтровавшейся воды при одном замере, см^3 ;

t_m – средняя продолжительность фильтрации (по замерам при одинаковых расходах воды), с;

A – площадь поперечного сечения цилиндра фильтрационной трубки, см^2 ,

I – градиент напора;

$T = 0,7 + 0,03T_{\text{ф}}$ – поправка для приведения значения коэффициента фильтрации к условиям фильтрации воды при температуре $10\text{ }^\circ\text{C}$; здесь $T_{\text{ф}}$ – фактическая температура воды при испытании, $^\circ\text{C}$;

864 – переводной коэффициент, см/с , м/сут .

Коэффициент фильтрации вычисляют до второй значащей цифры после запятой.

При отсутствии данных полевых и лабораторных исследований приближенное значение коэффициента фильтрации может быть определено численно:

а) по формуле Ганзена при $0,1 < d_{10} < 3\text{ мм}$:

$$K_{10} = C_a d_{10}^2 (0,7 + 0,03t), \text{ м/сут,}$$

где d_{10} – действующий (эффективный) диаметр зерен, мм ;

C_a – эмпирический коэффициент чистоты и однородности песков (для чистых и однородных песков $C_a = 800\text{--}1200$; для пылевато-глинистых и неоднородных $C_a = 400\text{--}800$);

$t = 8\text{--}12\text{ }^\circ\text{C}$ – температура грунтовой воды.

б) при действующем диаметре $0,01 < d_{10} < 5$ можно использовать формулу Слихтера

$$K_{10} = 496C_N d_{10}^2, \text{ м/сут,}$$

где C_N – величина, зависящая от пористости N и принимаемая по таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Значение величины C_N в зависимости от пористости N

N	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46
C_N	0,012	0,015	0,019	0,024	0,029	0,035	0,042	0,049	0,058	0,068	0,078

Условие задачи

Определить два коэффициента фильтрации песчаного грунта по формулам Ганзена и Слехтера с использованием данных задачи 1 и оформить по образцу (см. таблицы 6.2 и 6.3). Исходные данные приведены в таблице 6.3.

Таблица 6.2 – Значение величины C_N в зависимости от пористости N

№ варианта	Масса, г		Цилиндр			Влажность грунта w , %	Плотность, g/cm^3			Коэффициент пористости грунта e	Объем профильтровавшейся воды V_f, cm^3	Время фильтрации t_m , с	Температура воды t_w , °C	Градиент напора I	Коэффициент фильтрации K_{10} , м/сут
	цилиндра M1	цилиндра с грунтом M2	грунта M2-M1	Диаметр d , см	Площадь сечения A , cm^2		Высота h , см	Объем V , cm^3	частиц грунта						
1	195	589						2,60							
2															
3															

Таблица 6.3 – Определение коэффициента фильтрации песчаного грунта

№ варианта	Влажность грунта w , %	Масса, г		Диаметр цилиндра d , см	Высота цилиндра h , см	Плотность частиц грунта, g/cm^3	Объем профильтровавшейся воды, cm^3	Время фильтрации t_m , с	Температура воды, °C	Градиент напора I
		цилиндра M1	цилиндра с грунтом M2							
1	5,4	195	589	4,0	7,5	2,60	34	10	5	0,6
2	5,8			4,5						
3	6,2			5,0						
4	6,6	227	621	5,5	8,0	2,61	58	10	8	0,4
5	7,0			6,0						
6	7,4			6,5						

Окончание таблицы 6.3

№ варианта	Влажность грунта w , %	Масса, г		Диаметр цилиндра d , см	Высота цилиндра h , см	Плотность частиц грунта, г/см ³	Объем профильтровавшейся воды, см ³	Время фильтрации $t_{\text{фи}}$, с	Температура воды, °С	Градиент напора I
		цилиндра М1	цилиндра с грунтом М2							
7	7,8	250	645	4,0	8,5	2,62	25	10	11	0,9
8	8,2			4,5			26	10	12	0,9
9	8,6			5,0			27	10	13	0,9
10	9,0	200	597	5,5	9,0	2,63	57	10	14	0,4
11	9,4			6,0			60	10	15	0,4
12	9,8			6,5			61	10	16	0,4
13	10,2	195	592	4,0	9,5	2,64	46	10	17	0,6
14	10,6			4,5			45	10	18	0,6
15	11,0			5,0			45	10	19	0,6
16	11,4	200	598	5,5	10,0	2,65	32	10	20	0,9
17	11,8			6,0			31	10	5	0,9
18	12,2			6,5			63	20	6	0,9
19	12,6	250	650	4,0	10,5	2,66	56	10	7	0,8
20	13,0			4,5			54	10	8	0,8
21	13,4			5,0			60	10	9	0,8
22	13,8	228	632	5,5	11,0	2,67	122	10	10	0,4
23	14,2			6,0			114	10	11	0,4
24	14,6			6,5			226	20	12	0,4
25	15,0	228	642	4,0	11,5	2,68	51	10	13	0,9
26	5,4			4,5			55	10	14	0,9
27	5,8			5,0			102	20	15	0,9
28	6,2	250	665	5,5	12,0	2,69	93	10	16	0,6
29	6,6			6,0			87	10	17	0,6
30	7,0			6,5			159	20	18	0,6

Занятие 4

Задача 7

Определение нормальных и касательных составляющих напряжений в массиве грунта от вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к его поверхности

Указания к решению задачи

Распределение напряжений в основании в большей мере зависит от формы фундамента в плане. Поскольку в промышленном и гражданском строительстве используются чаще всего ленточные, прямоугольные или круглые фундаменты, очень важное практическое значение имеет расчет напряжений для случаев плоской, пространственной и осесимметричной задачи.

Распределение напряжений в основании определяется методами теории упругости. Основание при этом рассматривается как упругое полупространство, бесконечно простирающееся во все стороны от горизонтальной поверхности загрузки при полном стабилизированном состоянии грунта.

В основе решения задачи о действии вертикальной сосредоточенной нагрузки, приложенной на поверхности упругого полупространства (рисунок 7), лежит решение, полученное Ж. Буссинеском в 1885 г.

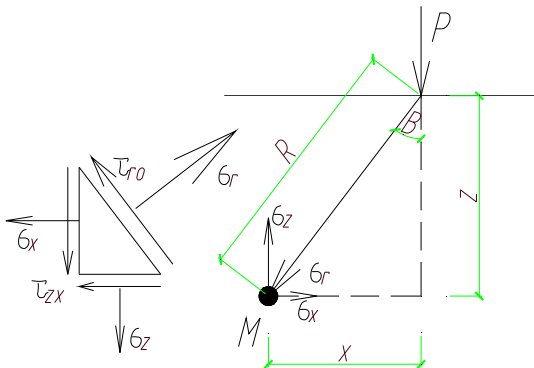


Рисунок 7 – Расчетная схема для определения напряжений в любой точке массива грунта от единичной нагрузки

Согласно преобразованиям Фламана напряжения в грунтовом массиве определяются из выражений

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{R^2} \cos \beta,$$

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} = \frac{3Pz^3}{2\pi(z^2 + R^2)^{5/2}} =$$

$$\frac{3Pz^3}{2\pi z^5 \left(1 + (R/z)^2\right)^{5/2}} = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + (R/z)^2\right)^{5/2}} = k \frac{P}{z^2},$$

$$\tau_{xz} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{R^5},$$

$$k = \frac{3}{2\pi \left(1 + (R/z)^2\right)^{5/2}}.$$

Когда на поверхности грунта приложено несколько сосредоточенных нагрузок, нормальная вертикальная составляющая напряжений в любой точке массива грунта находится по следующей зависимости:

$$\sigma_z = \sum_1^i k_i \frac{P_i}{z^2}.$$

Для изображения распределения напряжений в массиве грунта используют изобары и эпюры.

Изобара – линия, представляющая собой геометрическое место точек в массиве грунта с равными напряжениями. Они позволяют определить в массиве грунта характер и размеры основания сооружения. Часто линии равных напряжений (изобары) называют «луковицей напряжений».

Эпюра – графическое изображение распределения напряжений по горизонтальным и вертикальным сечениям в массиве грунта. Эпюры для горизонтальных сечений указывают на характер влияния нагрузки, приложенной к поверхности грунта на напряжения, имеющиеся в разных точках массива грунта на одинаковой глубине от его поверхности.

Условие задачи

Определить величины нормальных вертикальных σ_z и касательных τ_{xz} составляющих напряжения, возникающих в точках в массиве грунта от приложенной к его поверхности вертикальной сосредоточенной силы для точек, расположенных на глубинах 1, 3 и 6 м от нее и расстояниях от оси, проходящей через точку приложения силы, равных 0–5 м с шагом 1 м вправо и влево от нее.

Составить таблицу с результатами значений с точностью вычислений до сотых. Нарисовать изобары для вертикального давления $0,8P$, $0,4P$ и $0,1P$, а также по две эпюры распределения напряжений как по вертикальной оси, так и по горизонтальной оси. Величину вертикальной нагрузки (кН) принять согласно номеру в списке группы. Результаты оформлять по образцу (см. таблицу 8).

Задача 8

Расчет напряжений от вертикальной равномерно распределенной нагрузки

Указания к решению задачи

Решение задачи о распределении напряжений в массиве грунта от внешней вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по бесконечно длинной прямой (см. рисунок 8.1), является основным решением плоской задачи, которая характерна для ленточных фундаментам.

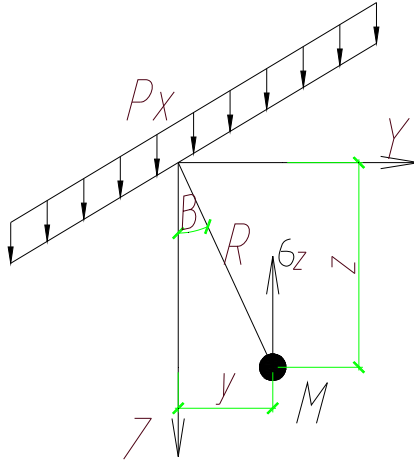


Рисунок 8.1 – Расчетная схема при загрузении грунта погонной нагрузкой

Для любой точки массива грунта в полярной системе координат имеются следующие выражения компонентов напряжений (см. рисунок 8.2):

$$\sigma_z = \frac{2P_x}{\pi} \cdot \frac{\cos^2 \beta}{R} = \frac{2P_x}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^4};$$

$$\sigma_y = \frac{2P_x}{\pi} \cdot \frac{\sin^2 \beta \cos \beta}{R} = \frac{2P_x}{\pi} \cdot \frac{y^2 z}{R^4};$$

$$\tau_{zy} = \frac{2P_x}{\pi} \cdot \frac{\sin \beta \cos^2 \beta}{R} = \frac{2P_x}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{R^4};$$

Из сопоставления полученных значений для вертикальной составляющей напряжения с решением задачи для сосредоточенной силы видно, что полученная вертикальная составляющая напряжения также пропорциональна нагрузке на поверхности, но убывает по глубине значительно медленнее, чем под сосредоточенной силой. Последнее объясняется влиянием боковых нагрузок от внешних сил на напряжения в точках в массиве грунта.

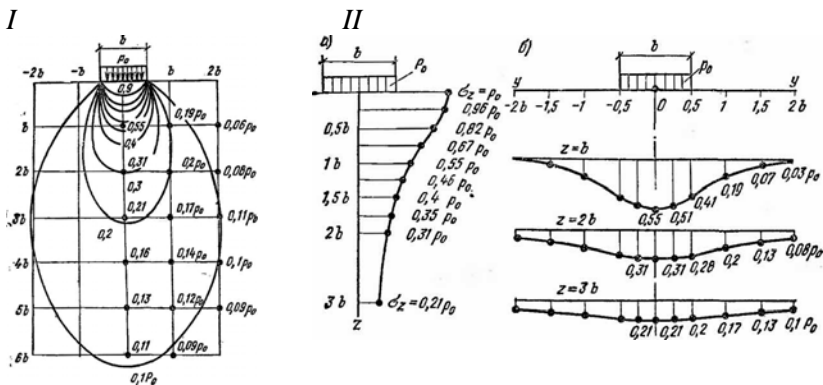


Рисунок 8.2 – Распределение напряжений в грунте:

I – кривые одинаковых вертикальных напряжений (изобары) по глубине основания, нагруженного полосовой нагрузкой;

II – эпюры распределения напряжений под полосовой нагрузкой: а – по вертикальной оси; б – по горизонтальным осям

Условие задачи

Плоская задача. Определить нормальные вертикальные напряжения, возникающие в массиве грунта от приложенной к его поверхности нагрузки, равномерно распределенной по бесконечно длинной прямой. Вычисления свести в таблицу для точек, указанных в условии задачи 7, и построить:

а) эпюры распределения вертикальных напряжений по горизонтальным сечениям, расположенным на глубинах 1 и 4 м;

б) две изобары напряжений.

Результаты оформить по образцу (см. таблицу 8).

Величину вертикальной нагрузки (кН/м) принять согласно номеру в списке группы.

Таблица 8 – Результаты расчетов для задач 7 и 8

Глубина z , м	Напряжения (Па) при расстоянии x от точки приложения силы, м					
	5	4	3	2	1	0
0						
...						
6						

Занятие 5

Задача 9

Определение напряжений под жестким круглым фундаментом

Указания к решению задачи

Рассмотрим распределение напряжений по подошве круглого жесткого фундамента, нагруженного центрально приложенной вертикальной силой P .

Распределение контактных напряжений в уровне подошвы круглого абсолютно жесткого фундамента от центрально приложенной вертикальной нагрузки P определяется формулой

$$p = \frac{P_m}{2\sqrt{1 - (x/a)^2}},$$

где $P_m = \frac{4P}{\pi d^2}$ – среднее давление по подошве, здесь P – вертикальная сосредоточенная сила, кН;

d – диаметр фундамента, м.

x – расстояние от центра круглой подошвы фундамента до любой точки в которой определена ордината контактного напряжения.

Из формулы видно, что наименьшие напряжения имеют место в центральной части фундамента, а к его краям они бесконечно большие.

Однако в действительности напряжения под краями жесткого круглого фундамента не достигают теоретических значений, полученных по выше приведенной формуле, вследствие появления под краями фундамента пластических деформаций грунта при больших напряжениях. Происходит перераспределение напряжений по подошве: по краям они становятся меньше теоретических, а по середине – больше теоретических. Эпюра распределения напряжений под подошвой приобретает седлообразный характер, как показано на рисунке 9.

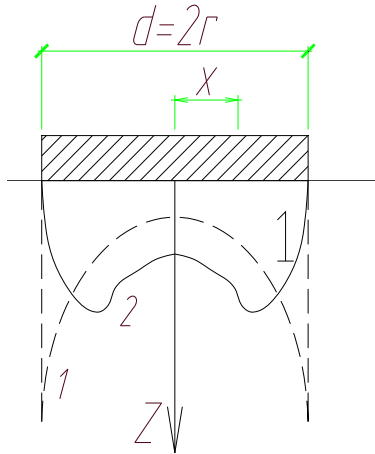


Рисунок 9 – Распределение напряжений под подошвой жесткого круглого фундамента:

1 – теоретическая кривая; 2 – кривая по данным опыта

Вертикальные нормальные составляющих напряжения в точках массива, расположенных вдаль на центральной оси, проходящей центр тяжести вертикали жесткого круглого фундамента при среднем давлении p_m рассчитываются по формуле

$$\sigma_z = p_c \left(\frac{0,5}{1 + \left(\frac{2z}{d}\right)^2} + \frac{\left(\frac{2z}{d}\right)}{\left(1 + \left(\frac{2z}{d}\right)^2\right)^2} \right).$$

Условие задачи

Выполнить следующие расчеты:

1. Определить по формуле теории упругости. Результаты расчетов оформить в виде таблицы 9.1. Построить эпюру распределения напряжений.

Таблица 9.1 – Результатов расчетов напряжения под подошвой круглого жесткого фундамента для задачи 9

Показатель	Коэффициент k для определения координаты $x = k \cdot R$										
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
P , кПа											

2. Определить вертикальные нормальные напряжения на центральной вертикали в массиве грунта вдоль центральной оси, проходящей через центр тяжести жесткого круглого фундамента. Построить эпюру распределения напряжений. Значение нагрузки (кН) принять в соответствии с номером в списке группы: диаметр круглого фундамента будет равен для четных номеров 4,0 м, для нечетных – 5,0 м. Результаты расчетов оформить по образцу (см. таблицу 9.2).

Таблица 9.2 – Результаты расчетов для задачи 9

d , м												
z/d	0,10	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00	6,00
z , м												
σ , кПа												

Задача 10

Определение напряжений под жестким ленточным фундаментом

Указания к решению задачи

У жесткого фундамента, точки которого прочно связаны, при центрально приложенной вертикальной нагрузке середина фундамента не будет иметь прогиба и осадки точек на подошве будут одинаковые, несмотря на различное распределение напряжений в массиве грунта под фундаментом по его ширине (рисунок 10.1).

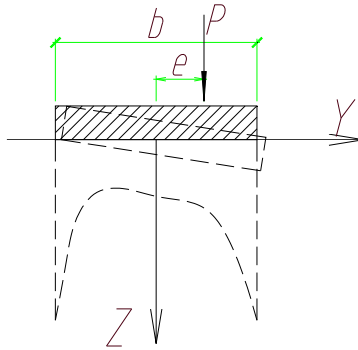


Рисунок 10.1 – Деформации жесткого фундамента

Компоненты напряжений в точках основания, расположенных вдоль вертикальной оси, проходящей через центр тяжести жесткого фундамента определяются по формулам

$$\sigma_z = \frac{2p_m}{\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{1+4n}} + \frac{n^2}{\sqrt{(1+4n^2)^3}} \right],$$

$$\sigma_y = \frac{2p_m}{\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{1+4n}} - \frac{n^2}{\sqrt{(1+4n^2)^3}} \right],$$

$$\sigma_{zy} = \frac{2p_m}{\pi} \cdot \frac{2\frac{e}{b}n}{\sqrt{(1+4n^2)^3}},$$

где p_m – среднее давление по подошве фундамента, кПа;

N – относительная глубина расположения точки с искомыми на-

пряжениями: $N = \frac{z}{b}$;

$\frac{e}{b}$ – величина относительного эксцентриситета.

В данном решении ось Z проходит через середину фундамента, а ось Y совпадает с подошвой фундамента и направлено вправо.

Случай полосовой равномерно распределенной нагрузки соответствует напряженному состоянию в грунте под ленточным фундаментом для стен зданий, под длинными подпорными стенками и набережными и другими сооружениями, длина которых значительно превосходит их поперечные размеры.

Если полоса загружена равномерно распределенной нагрузкой, напряжения под подошвой определяются по формулам

$$\sigma_z = \frac{p_m}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - 0,25} - \frac{n(m^2 - n^2 - 0,25)}{(m^2 - n^2 - 0,25)^2 + 4m^2n^2} \right],$$

$$\sigma_y = \frac{p_m}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{n}{m^2 + n^2 - 0,25} + \frac{n(m^2 - n^2 - 0,25)}{(m^2 - n^2 - 0,25)^2 + 4m^2n^2} \right],$$

$$\sigma_{zy} = \frac{p_m}{\pi} \cdot \frac{2mn^2}{(m^2 - n^2 - 0,25)^2 + 4m^2n^2},$$

где $m = \frac{y}{b}$ – относительное горизонтальное расстояние.

Условие задачи

Построить эпюры напряжений σ_z по подошве жесткого ленточного фундамента шириной $b = 3$ м (для нечетных номеров в списке группы), $b = 4$ м (для четных номеров по списку) при различных эксцентриситетах приложения равнодействующей нагрузки на фундамент. Значения нагрузки p принять в соответствии с номером в списке группы (кН/м). Нагрузку прикладывать:

а) центрально расположенную вертикально сосредоточенную;
 б) такую же, расположенную с эксцентриситетом 0,5 м вправо от оси;

в) такую же, расположенную с эксцентриситетом 1,0 м вправо от оси.

Напряжения определять для глубин 0,5; 1,0 и 2,0 метра.

Раздел II ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И КОНСТРУКЦИЙ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Занятие 6

Задача 11

Анализ физико-механических свойств грунта по результатам испытаний

Указания к решению задачи

Классификация и оценка строительных свойств грунтов проводятся на основе следующих основных физических и механических характеристик грунтов.

В лабораторных условиях экспериментально определяют *три основные физические характеристики* (см. задачу 1):

– **удельный вес грунта γ** – отношение веса образца грунта к его объему в естественном состоянии, кН/м^3 ;

– **удельный вес частиц грунта γ_s** – отношение веса твердых частиц к их объему в абсолютно плотном состоянии, кН/м^3 ;

– **природную весовую влажность грунта w** – отношение массы содержащейся в нем воды к массе твердых частиц, % (см. задачу 2).

По характеристикам γ , γ_s и w дополнительно вычисляются следующие характеристики:

– **удельный вес сухого грунта γ_d** – отношение веса сухого грунта к занимаемому грунтом объему:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + 0,01 \cdot w}, \text{ кН/м}^3;$$

– **пористость n** – отношение объема пор в образце грунта к объему самого образца:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot 100 \%,$$

– **коэффициент пористости e** – отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d};$$

$$e = \frac{n}{100 - n}.$$

В зависимости от коэффициента пористости различают различные разновидности песков (см. таблицу 11.1).

Таблица 11.1 – Разделение песков по коэффициенту пористости

Виды песков	Пески по плотности		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Состояние песчаных грунтов по водонасыщенности оценивается по степени влажности S_r (т. е. по степени заполнения пор водой):

$$S_r = \frac{0,01 \cdot w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w},$$

где γ_w – удельный вес воды, равный 10 кН/м^3 .

По степени влажности различают следующие разновидности песчаных грунтов:

- маловлажные: $0,0 < S_r \leq 0,5$;
- влажные: $0,5 < S_r \leq 0,8$;
- насыщенные водой: $0,8 < S_r \leq 1,0$.

Разновидность глинистых грунтов устанавливается по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L (см. задачу 3).

Условие задачи

Заполнить сводную таблицу свойств грунта (см. таблицу 11.2). Исходные данные для задачи приведены в таблице 11.3. Вид песчаного грунта принять по данным задачи 1.

Таблица 11.2 – Результаты расчетов для задачи 11

Показатели	Слой		
	1	2	3
Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³			
Удельный вес грунта γ , кН/м ³			
Природная влажность w , %			
Удельный вес сухого грунта γ_d , кН/м ³			
Степень влажности S_R			
Влажность на границе раскатывания w_p , %			
Влажность на границе текучести w_L , %			
Число пластичности I_p			
Показатель текучести I_L			
Коэффициент пористости e			
Пористость N , %			
Наименование грунта и его физическое состояние			

Таблица 11.3 – Исходные данные для задачи 11

№ варианта	№ пласта	Мощность пласта по скважинам, м			Плотность частиц грунта ρ_s , т/м ³	Плотность грунта ρ , т/м ³	Влажность w , %	Пределы пластичности		Угол внутреннего трения φ , °	Удельное сцепление C , кПа	Вид песчаного грунта	Горизонт подземных вод от поверхности грунта
		1	2	3				w_L , %	w_p , %				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1	2,7	4	1,5	2,63	2,01	23	–	–	34	–	по № 1	1,2
	2	4	5	3	2,70	2,09	13	40	25	20	67	–	
	3	9	11	10	2,66	2,09	8	26	18	26	15	–	
2	1	4	3	2,7	2,70	2,11	15	24	19	25	31	–	2,5
	2	5	5	2	2,67	2,05	22	–	–	35	–	по № 1	
	3	10	12	18	2,71	2,10	13	24	13	23	51	–	

Продолжение таблицы 11.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3	1	6	5	6	2,65	2,11	19	–	–	33	–	по № 1	1,2
	2	3	9	4	2,68	2,04	22	25	15	28	13	–	
	3	14	8	12	2,71	1,98	23	33	18	14	48	–	
4	1	5	3	4	2,63	2,03	22	–	–	36	–	по № 1	1,0
	2	4	12	5	2,65	2,09	19	–	–	29	–	по № 1	
	3	14	15	12	2,60	2,04	19	23	15	26	12	–	
5	1	2	2	2	2,65	2,08	20	–	–	34	–	по № 1	1,2
	2	4	5	6	2,63	2,16	15	23	15	26	3	–	
	3	12	10	11	2,67	2,11	8	–	–	42	–	по № 1	
6	1	2	3	1	2,67	2,06	22	–	–	33	–	по № 1	0,8
	2	6	4	3	2,75	2,10	13	24	13	21	52	–	
	3	12	13	14	2,64	2,08	12	–	–	37	–	по № 1	
7	1	4	3	6	2,67	2,14	17	–	–	31	–	по № 1	1,6
	2	6	5	7	2,61	2,01	18	–	–	35	–	по № 1	
	3	12	14	14	2,68	2,11	23	37	27	18	105	–	
8	1	4	5	3	2,65	2,07	16	–	–	29	–	по № 1	1,5
	2	6	5	4	2,63	2,04	13	20	13	25	23	–	
	3	11	12	13	2,72	2,15	8	39	23	14	213	–	
9	1	6	4	5	2,65	2,08	20	–	–	34	–	по № 1	2
	2	4	5	6	2,63	2,16	15	23	15	26	3	–	
	3	9	7	8	2,67	2,11	8	–	–	42	–	по № 1	
10	1	3	4	5	2,66	2,02	23	–	–	35	–	по № 1	1,5
	2	5	6	7	2,66	2,10	19	–	–	37	–	по № 1	
	3	12	11	10	2,73	1,98	20	21	12	18	58	–	

Продолжение таблицы 11.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
11	1	4	3	4	2,67	2,12	16	–	–	31	–	по № 1	1,8
	2	3	4	6	2,63	2,12	15	23	16	26	13	–	
	3	10	12	11	2,65	2,10	19	–	–	29	–	по № 1	
12	1	3	4	3	2,70	2,10	15	24	20	25	31	–	2,0
	2	4	5	6	2,64	2,09	13	–	–	37	–	по № 1	
	3	12	11	10	2,65	2,06	20	–	–	34	–	по № 1	
13	1	3	4	4	2,65	2,07	21	–	–	33	–	по № 1	1,5
	2	6	5	5	2,73	1,99	20	22	13	18	58	–	
	3	10	11	12	2,64	2,01	23	–	–	34	–	по № 1	
14	1	2	3	4	2,67	2,04	22	–	–	35	–	по № 1	1,8
	2	4	5	6	2,75	2,10	13	24	12	21	52	–	
	3	15	12	11	2,65	2,08	19	–	–	33	–	по № 1	
15	1	4	3	2	2,71	1,94	23	33	18	14	49	по № 1	1,0
	2	8	7	6	2,61	2,09	16	–	–	35	–	по № 1	
	3	12	14	16	2,72	2,13	9	39	24	14	21	–	
16	1	4	6	5	2,66	2,09	8	–	–	39	–	по № 1	1,0
	2	4	5	6	2,68	2,08	22	25	15	27	13	–	
	3	13	12	12	2,65	2,08	17	–	–	28	–	по № 1	
17	1	3	4	4	2,67	2,05	21	–	–	33	–	по № 1	1,2
	2	5	5	4	2,68	2,15	15	23	14	26	15	–	
	3	11	10	11	2,69	2,10	9	26	18	27	16	–	
18	1	2	3	2	2,65	2,01	23	–	–	35	–	по № 1	1,1
	2	7	8	7	2,68	2,04	13	20	13	25	23	–	
	3	11	12	10	2,69	2,01	23	37	27	18	28	–	
19	1	1	3	2	2,66	2,10	19	–	–	37	–	по № 1	1,8
	2	5	2	5	2,70	2,15	13	40	25	20	67	–	
	3	8	9	10	2,75	2,10	14	24	13	23	54	–	

Окончание таблицы 11.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
20	1	2	3	4	2,66	2,10	8	–	–	40	–	по № 1	1,0
	2	4	6	5	2,70	2,04	19	23	15	26	12	–	
	3	7	8	7	2,63	2,03	22	–	–	36	–	по № 1	
21	1	2,7	4	1,5	2,63	2,01	23	–	–	34	–	по № 1	1,1
	2	5	5	2	2,67	2,05	22	–	–	35	–	по № 1	
	3	14	8	12	2,71	1,98	23	33	18	14	48		
22	1	5	3	4	2,63	2,03	22	–	–	36	–	по № 1	1,2
	2	4	5	6	2,63	2,16	15	23	15	26	3	–	
	3	12	13	14	2,64	2,08	12	–	–	37	–	по № 1	
23	1	4	3	6	2,67	2,14	17	–	–	31	–	по № 1	1,3
	2	6	5	4	2,63	2,04	13	20	13	25	23	–	
	3	9	7	8	2,67	2,11	8	–	–	42	–	по № 1	
24	1	3	4	5	2,66	2,02	23	–	–	35	–	по № 1	1,4
	2	3	4	6	2,63	2,12	15	23	16	26	13	–	
	3	12	11	10	2,65	2,06	20	–	–	34	–	по № 1	
25	1	3	4	4	2,65	2,07	21	–	–	33	–	по № 1	1,5
	2	7	8	7	2,68	2,04	13	20	13	25	23	–	
	3	7	8	7	2,63	2,03	22	–	–	36	–	по № 1	
26	1	6	5	6	2,65	2,11	19	–	–	33	–	по № 1	1,6
	2	4	12	5	2,65	2,09	19	–	–	29	–	по № 1	
	2	4	5	6	2,63	2,16	15	23	15	26	3	–	
27	2	6	5	7	2,61	2,01	18	–	–	35	–	по № 1	1,5
	2	5	6	7	2,66	2,10	19	–	–	37	–	по № 1	
	3	12	14	14	2,68	2,11	23	37	27	18	105	–	

Задача 12

Построение геологического профиля строительной площадки по результатам инженерно-геологических изысканий

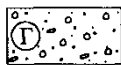
Указания к решению задачи

Строительная площадка, как правило, сложена из нескольких типов грунтов. Поэтому, кроме оценки свойств грунтов (см. задачу 11), следует выполнять схематизацию геологического строения основания с выделением однородных объемов разных типов (слоев) грунтов и проведение границ между ними. Однородные части в геологической среде называются **инженерно-геологическими элементами (ИГЭ)**. Расстояние между ИГЭ называют **мощностью слоя**. Внутри слоя одного типа и, как правило, состояния характеристики грунта однородны. Зная название грунта, его физико-механические характеристики и глубины залегания кровли и подошвы, можно построить инженерно-геологический разрез строительной площадки.

Образец разреза приведен на рисунке 12.

Условные обозначения для рисунка 12.1:

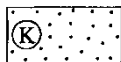
а) песчаные грунты:



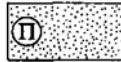
Песок гравелистый



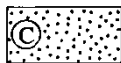
Песок мелкий



Песок крупный



Песок пылеватый



Песок средний



Алеурит

б) глинистые грунты:



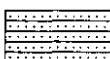
Супесь



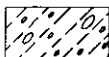
Глина



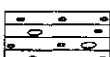
Супесь лесовидная



Глина (суглинок) ленточная



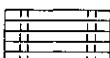
Супесь моренная



Глина моренная



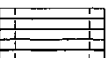
Суглинок



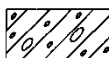
Глина доломитистая



Суглинок лесовидный

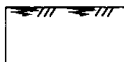


Глина известковистая



Суглинок моренный

в) почвы:

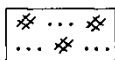


Растительный (почвенно-растительный) слой

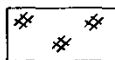
г) искусственные грунты:



Крупнообломочные, песчаные, пылеватоглинистые, озерные, биогенные, почвы уплотненные (сетка на фоне соответствующего знака)



Намывные грунты (природные, отходы производств)



Насыпные грунты (природные, отходы производств, бытовые отходы)

Условие задачи

По исходным данным задачи 11 построить инженерно-геологический разрез. Нанести обозначения.

Занятие 7

Задача 13

Определение глубины промерзания грунтов

Указания к решению задачи

Проектирование фундаментов начинают с выбора их конструкции и назначения размеров, которые напрямую связаны с глубиной заложения фундамента (ГЗФ). Для этого необходимо учитывать следующие факторы:

а) инженерно-геологические и гидрологические условия строительной площадки;

б) климатические особенности района строительства (промерзание–оттаивание, увлажнение–высыхание);

в) конструктивные особенности здания;

г) способ и технологию производства работ по возведению фундаментов.

Одним из решающих факторов при назначении ГЗФ является *промерзание–оттаивание грунта*.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_1 = k_h \cdot d_f,$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по таблице 13.1; для неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$;

d_f – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по данным наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет для определенного географического района и инженерно-геологический условий участка строительства.

Таблица 13.1 – Рекомендуемые значения коэффициента k_h для наружных фундаментов отапливаемых зданий

Особенности сооружения	Расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
	$\frac{1,30}{1,00}$	$\frac{1,10}{0,80}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,80}{0,60}$	$\frac{0,80}{0,60}$
– по грунту					
	$\frac{1,10}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
– на лагах по грунту					
	$\frac{1,05}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
– по утепленному цокольному перекрытию					
	$\frac{1,05}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$

Примечания

1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к сечениям: в числителе – ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения, в знаменателе – к оставшейся средней части длины наружных стен.

2. При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения k_h принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице.

Условие задачи

Определить глубину промерзания грунта у фундаментов жилого здания и производственного цеха в середине стены и в углу здания, а также необходимую глубину заложения трубопровода в регионе на выходе из здания. Определение выполнить для двух вариантов: первый – принять по номеру в списке группы, второй – по месту проживания. Температуру внутри жилого здания принять в интервале 17–25 °С, в цеху – 6–14 °С. Исходные данные по глубине промерзания приведены в таблице 13.2.

Таблица 13.2 – Исходные данные к задаче 13

№ варианта	Область, пункт	Нормативная глубина сезонного промерзания, см	№ варианта	Область, пункт	Нормативная глубина сезонного промерзания, см
1	Верхне-двинск	105	16	Лида	113
2	Полоцк	122	17	Гродно	134
3	Витебск	142	18	Новогрудок	75
4	Докшицы	130	19	Могилев	130
5	Лепель	99	20	Костюковичи	150
6	Орша	140	21	Бобруйск	132
7	Вилейка	148	22	Барановичи	150
8	Борисов	147	23	Ивацевичи	127
9	Воложин	97	24	Пружаны	150
10	Минск	137	25	Брест	142
11	Березино	150	26	Пинск	121
12	Столбцы	90	27	Жлобин	120
13	Марьяна Горка	134	28	Чечерск	>150
14	Слуцк	133	29	Гомель	148
15	Ошмяны	142	30	Мозырь	135

Задача 14

Построение эпюры распределения напряжений от собственного веса грунта

Указания к решению задачи

Вертикальное давление, возникающее в грунтовом массиве от собственного веса грунта, называется **природным** или **бытовым давлением**. Это давление характеризует напряженное состояние грунта до начала строительства, т. е. до передачи на него нагрузки от веса сооружения. Величина природного давления зависит от удельного веса грунта γ и глубины h рассматриваемой горизонтальной плоскости (см. рисунок 14).

Вертикальные напряжения σ_{zg} , КПа, в однородном грунте от его собственного веса грунта на глубине h от дневной поверхности в упрощенном виде выглядит следующим образом:

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot h.$$

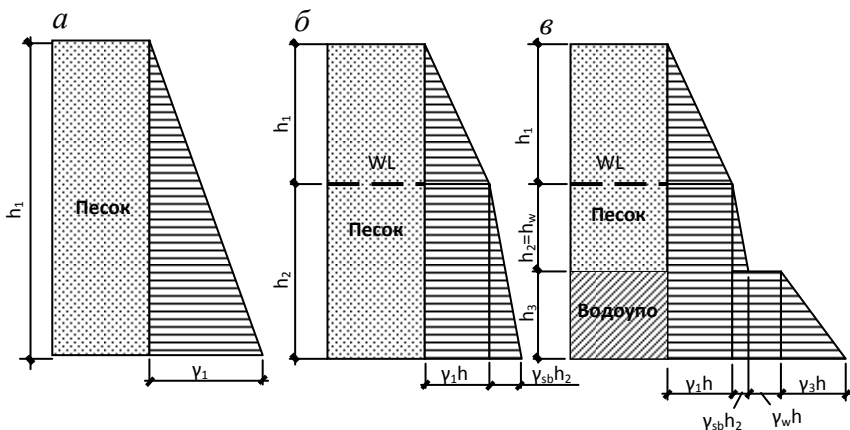


Рисунок 14 – Характерные эпюры распределения напряжений по глубине массива от собственного веса грунта:

a – при однородном основании; *б* – при наличии грунтовых вод; *в* – при наличии «водоупора» (суглинка или глины полутвердой или твердой консистенции); *WL* – отметка уровня грунтовых вод

В случае напластования грунта с разными удельными весами полные вертикальные напряжения определяются путем сложения давлений от веса отдельных слоев:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

где γ_i – удельный вес *i*-го слоя грунта, кН/м³;

h_i – толщина *i*-го слоя грунта, м.

Эпюра природного давления в однородном грунте (однослойном основании) имеет вид прямой, проходящей через начало координат (рисунок 14, *a*), а в многослойных, водонасыщенных основаниях – ломаной линии с точками перегиба на границах слоев и на отметке уровня подземной воды (рисунок 14, *б*).

Удельный вес грунтов при учете взвешивающего действия воды определяется из выражения

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e),$$

где γ_s и γ_w – удельный вес соответственно минеральных частиц грунта и воды, кН/м^3 ;

e – коэффициент пористости водонасыщенного грунта.

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой глинистого грунта, то на его кровлю передается давление от выше-лежащего грунта и подземных вод (рисунок 14, в), определяемое по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + (\gamma_{sb} + \gamma_w) h_w,$$

где h_w – мощность слоя воды до водоупора, м.

В этом случае на эпюре природного давления появляется ступень, величина которой равна гидростатическому давлению грунтовых вод.

Условие задачи

Построить эпюру напряжений от собственного веса грунта для каждой скважины инженерно-геологического разреза, указанного в условии задачи 12. При построении эпюры принять удельный вес воды $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$.

Занятие 8

Задача 15

Определение расчетного сопротивления грунта основания

Указания к решению задачи

Размеры подошвы фундамента и их осадки, обусловленные деформациями грунтов основания от дополнительной нагрузки, определяют, исходя из линейной зависимости между деформациями и напряжениями в грунте. Для определения предела применимости решений теории линейно-деформируемой среды необходимо знать значение наибольшего вертикального давления воспринимаемого грунтом, при котором зависимость между деформациями грунта и напряжениями можно считать линейной. Это давление принято называть **расчетным сопротивлением основания**:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \times$$

$$\times \left(M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right), \text{ кПа,}$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 15.1;

k – коэффициент, принимаемый $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам;

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения φ по таблице 15.2;

k_z – коэффициент, принимаемый при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м –

$$k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2 \quad (\text{здесь } z_0 = 8 \text{ м});$$

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} – то же, залегающего выше подошвы (т. е. удельный вес обратной засыпки, принимается в интервале 17–18 кН/м³);

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma_{II},$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³; ($\gamma_{cf} = 22\text{--}24$ кН/м³);

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м; (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м – $d_b = 0$ м).

Таблица 15.1 – Значения коэффициентов γ_{c1} , γ_{c2}

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте l/h , равном	
		4 и более	1,5 и менее
1	2	3	4
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3

Окончание таблицы 15.1

1	2	3	4
Пески пылеватые: – маловлажные и влажные – насыщенные водой	1,25 1,1	1,0 1,0	1,2 1,2
Пылевато-глинистые, а также крупно- обломочные с пылевато- глинистым заполнителем – с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечание. При промежуточных значениях l/h коэффициент γ_{c2} определяется методом интерполяции.

Таблица 15.2 – Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ , °	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ , °	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24

Окончание таблицы 15.2

Угол внутреннего трения $\varphi, ^\circ$	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi, ^\circ$	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64
23	0,69	3,65	6,24				

Условие задачи

Определить расчетное сопротивление грунтов основания для трех фундаментов производственного здания с жесткой конструктивной схемой, подвалом шириной $B = 18$ м и относительными размерами $l/h = 2,75$.

Характеристики грунтов определены в лаборатории на соответствующих приборах (см. таблицу 15.3). Контуры фундамента нанести на инженерно-геологический разрез, построенный при решении задачи 12, исходя из следующих вариантов:

- а) ленточный фундамент № 1 под наружную стену секции здания с подвалом;
- б) ленточный фундамент № 2 под наружную стену секции здания без подвала;
- в) столбчатый фундамент № 3 внутренней колонны в подвале.

Фундамент № 1 расположить возле первой скважины инженерно-геологического разреза; фундамент № 2 – у второй скважины; фундамент № 3 – у третьей.

Таблица 15.3 – Исходные данные к задаче

№ вари- анта	№ фундамента											
	1						2		3			
	$b, \text{ м}$	$h_p, \text{ м}$	$d_b, \text{ м}$	$h_{cf}, \text{ м}$	$h_s, \text{ м}$	$\gamma_{cf}, \text{ м}$	$b, \text{ м}$	$d_1, \text{ м}$	$b \cdot L, \text{ м}$	$h_s, \text{ м}$	$h_{cf}, \text{ м}$	$\gamma_{cf}, \text{ м}^3$
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1,50	3,00	2,400	0,10	0,50	22	1,00	1,30	1,0×1,0	1,30	0,10	22
2	1,00	3,00	2,30	0,10	0,60	22	1,50	1,50	1,0×1,2	0,90	0,10	22
3	1,50	2,70	2,00	0,10	0,50	22	2,00	1,60	1,0×1,4	1,00	0,10	22
4	2,00	2,70	2,10	0,10	0,50	22	2,50	1,50	1,1×1,6	1,10	0,10	22

Окончание таблицы 15.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
5	2,50	2,50	2,05	0,15	0,60	23	1,30	1,80	1,0×1,8	1,15	0,15	23
6	2,00	2,70	2,15	0,15	0,70	23	2,50	1,40	1,2×1,2	1,35	0,15	23
7	3,00	2,50	2,05	0,15	0,80	23	2,00	1,20	1,2×1,4	0,95	0,15	23
8	2,00	2,50	1,95	0,15	0,60	23	1,50	1,50	1,2×1,6	1,05	0,15	23
9	2,50	2,50	2,00	0,10	0,70	22	2,00	2,00	1,2×1,8	1,20	0,10	22
10	3,50	3,60	3,05	0,15	0,80	23	1,30	1,80	1,2×2,0	1,25	0,15	23
11	1,50	3,00	2,40	0,10	0,50	22	1,00	1,00	1,4×1,4	1,40	0,10	22
12	1,00	3,00	2,30	0,10	0,60	22	1,50	2,00	1,4×1,6	0,90	0,10	22
13	1,50	2,70	2,00	0,10	0,50	22	2,00	2,00	1,4×1,8	1,00	0,10	22
14	2,00	2,70	2,10	0,10	0,50	22	2,50	1,50	1,4×2,0	1,20	0,10	22
15	2,50	2,60	2,05	0,15	0,60	23	1,30	1,50	1,4×2,2	1,15	0,15	23
16	3,50	2,70	2,15	0,15	0,70	23	1,30	2,00	1,8×1,8	1,25	0,15	23
17	4,00	2,70	2,05	0,15	0,80	23	1,40	1,30	1,8×2,0	1,35	0,15	23
18	2,50	2,40	1,95	0,15	0,60	23	1,50	1,80	1,8×2,2	0,85	0,15	23
19	2,00	2,70	2,00	0,10	0,70	22	1,20	1,50	1,8×2,4	1,00	0,10	22
20	3,00	3,60	3,05	0,15	0,80	23	1,30	1,00	1,8×2,6	1,05	0,15	23
21	1,00	3,00	2,40	0,10	0,50	22	1,00	1,50	2,0×2,0	1,20	0,10	22
22	1,50	3,00	2,30	0,10	0,60	22	2,00	1,00	2,0×2,2	1,30	0,10	22
23	2,00	2,70	2,00	0,10	0,50	22	2,00	1,50	2,0×2,4	1,40	0,10	22
24	2,50	2,70	2,10	0,10	0,50	22	1,50	1,70	2,0×2,6	0,90	0,10	22
25	3,0	2,70	2,05	0,15	0,60	23	2,50	1,60	2,0×2,8	0,95	0,15	23
26	3,50	2,70	2,15	0,15	0,70	23	1,70	1,50	2,2×2,2	1,05	0,15	23
27	4,00	2,70	2,05	0,15	0,80	23	1,60	1,30	2,2×2,4	1,15	0,15	23
28	2,50	2,40	1,95	0,15	0,60	23	1,50	1,10	2,2×2,6	1,25	0,15	23
29	2,00	2,40	2,00	0,10	0,70	22	2,00	1,00	2,2×2,8	1,40	0,10	22
30	3,00	3,30	2,60	0,15	0,80	23	1,90	1,40	2,2×3,0	0,85	0,15	23

Задача 16

Назначение и проверка размеров центрально и внецентренно нагруженного фундамента

Указания к решению задачи

При расчете оснований по деформациям необходимо, чтобы среднее давление p под подошвой центрально нагруженного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта R : $p \leq R$. Размеры подошвы центрально-нагруженного фундамента назначаются после установления глубины его заложения, исходя из условия передачи на основание давления.

Для внецентренно нагруженного фундамента предварительно проверяются три условия:

$$p_m \leq R;$$

$$p_{\max} \leq 1,2R;$$

$$p_{\min} > 0,$$

где p_m , p_{\max} , p_{\min} – соответственно среднее, максимальное и минимальное давление на грунт под подошвой фундамента, кПа.

Напряжения, возникающие под подошвой фундамента
– для центрально нагруженного фундамента

$$p = \frac{N_{0,11}}{A} + \gamma_m d;$$

– для внецентренно нагруженного фундамента

$$p_{\max} = \frac{N_{0,11}}{A} + \frac{M_{0,11}}{W} + \gamma_m d,$$

$$p_{\min} = \frac{N_{0,11}}{A} - \frac{M_{0,11}}{W} + \gamma_m d,$$

$$p = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2},$$

где $N_{0,11}$ – расчетная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

$M_{0,11}$ – расчетный изгибающий момент, кН·м;

γ_m – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта над его уступами: $\gamma_m = 20\text{--}22$ кН/м;

d – глубина заложения фундамента (для подвальных помещений – глубина заложения от пола подвала), м;

A – площадь подошвы фундамента, м²;

W – момент сопротивления площади подошвы фундамента в направлении действия момента:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}, \text{ м}^3;$$

где b, l – соответственно ширина и длина фундамента, м.

Условие задачи

Проверить достаточность несущей способности грунтов оснований фундаментов № 1–3 (таблица 16.1) по второй группе предельных состояний. Геометрические размеры фундаментов и расчетное сопротивление грунтов оснований принять по условию задачи 15. Нагрузки для определения давления под подошвой приведены в таблице 16.

Таблица 16 – Исходные данные к задаче 16

№ варианта	№ фундамента					№ варианта	№ фундамента				
	1		2		3		1		2		3
	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	N_{II} , кН/м	N_{II} , кН	M_{II} , кН		N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	N_{II} , кН/м	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м
1	200	15	125	600	30	16	340	15	300	625	45
2	220	20	150	625	35	17	200	20	125	650	50
3	240	25	175	650	40	18	220	25	150	675	55
4	260	30	200	675	45	19	240	30	175	700	30
5	280	35	225	700	50	20	260	35	200	725	35
6	300	15	250	725	55	21	280	15	225	750	40
7	320	20	275	750	30	22	300	20	250	600	45
8	340	25	300	600	35	23	320	25	275	625	50
9	200	30	125	625	40	24	340	30	300	650	55
10	220	35	150	650	45	25	200	35	125	675	30
11	240	15	175	675	50	26	220	15	150	700	35
12	260	20	200	700	55	27	240	20	175	725	40
13	280	25	225	725	30	28	260	25	200	750	45
14	300	30	250	750	35	29	280	30	225	600	50
15	320	35	275	600	40	30	300	35	250	625	55

Занятие 9

Задача 17

Построение эпюр вертикальных сжимающих напряжений в основании плитного фундамента по глубине вдоль центральной оси от равномерно распределенного дополнительного давления

Указания к решению задачи

Нагрузка от сооружения передается на основание через подошву фундамента. В грунтовом массиве, лежащем ниже подошвы фундамента, возникает напряженное состояние, которое влияет на деформации оснований (осадки, горизонтальные смещения, крены и т. д.), а также на прочность и устойчивость грунтовой толщи.

Для точек, расположенных на вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, сжимающее напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0, \text{ кПа},$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 17 в зависимости от формы подошвы, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = z/b$.

$p_0 = p_m - \sigma_{zg, 0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание, кПа,;

где p_m – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$\sigma_{zg, 0}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, бытовые напряжения в уровне подошвы фундамента, кПа;

z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки, м.

Таблица 17 – Значения коэффициента α (изменения напряжений в грунте по глубине основания)

$\xi = z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$						Ленточные фундаменты при $\eta \geq 10$
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Окончание таблицы 17

1	2	3	4	5	6	7	8
0,2	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,4	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
0,6	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
0,8	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
1,0	0,386	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
1,2	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
1,4	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
1,6	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
1,8	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
2,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
2,2	0,091	0,122	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
2,4	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
2,6	0,066	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
2,8	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
3,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,206
3,2	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
3,4	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
3,6	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
3,8	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
4,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
4,2	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
4,4	0,024	0,034	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
4,6	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
4,8	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
5,0	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
5,5	0,017	0,023	0,028	0,040	0,050	0,071	0,114
6,0	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание. Для промежуточных значений ξ и η величина коэффициента α определяется методом интерполяции.

Условие задачи

Построить эпюры дополнительных нормальных напряжений по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента до глубины, равной $6b$. Эпюры построить для трех фундаментов. Давления под подошвами фундаментов взять из условия задачи 16.

Задача 18
Определение конечной осадки
плитного фундамента мелкого заложения
методом послойного суммирования

Указания к решению задачи

В основу метода послойного суммирования положены следующие допущения:

а) грунт в основании рассматривается как сплошное линейно-деформируемое тело;

б) осадка обусловлена действием средних сжимающих напряжений под осью фундамента;

в) деформации учитываются только в пределах сжимаемой толщи;

г) значение коэффициента β принимается равным 0,8 независимо от характера грунта.

Расчет осадки производится в следующей последовательности:

а) в соответствующем масштабе вычерчиваются схема фундамента (вертикальный разрез) и геологическая колонка;

б) слева от осевой линии строится эпюра бытового давления. Справа от оси строится эта же эпюра, но уменьшенная в пять раз (в десять – для грунтов с модулем деформации $E_0 < 5$ МПа);

в) определяется величина дополнительного давления непосредственно под подошвой фундамента;

г) область ниже подошвы фундамента на глубину примерно $3...4b$ расчленяется на элементарные слои толщиной $0,2b$;

д) для каждого элементарного слоя определяется величина дополнительного среднего давления в центре слоя;

е) справа от осевой линии строится эпюра дополнительного давления и находится точка пересечения этой эпюры с уменьшенной эпюрой бытового давления. Эта точка является нижней границей сжимаемой толщи;

ж) определяется величина осадки фундамента в пределах сжимаемой толщи, путем суммирования относительных деформаций элементарных слоев:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_i} \cdot \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi(i+1)}}{2}$$

з) сравнивается осадка с предельно допустимой S_U .

Условие задачи

Определить методом послойного суммирования вероятную конечную осадку трех фундаментов, рассчитанных при решениях задач 14–17. Результаты расчетов представить в табличной форме (см. таблицу 18). Построить эпюры распределения вертикальных напряжений ниже подошвы фундамента от собственного веса грунта и дополнительного давления от нагрузки.

Таблица 18 – Результаты расчета осадки фундамента методом послойного суммирования

№ точки	$z_{гр}$, м	№ пласта	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$, кПа	E , кПа	$z_{ф}$, м	ξ	α	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zp,m}$, кПа	S_i , мм
1	0	1	0	–	20 000	–	–	–	–	–	–
2	1,10		21,45	4,29		–	–	–	–	–	–
3	1,50		25,77	5,15		0	0	1,000	301,23	295,96	5,031
4	1,84		–	–		0,34	0,20	0,965	290,69	269,00	4,573

Занятие 10

Задача 19

Конструирование и расчет тела плитного столбчатого фундамента мелкого заложения

Указания к решению задачи

Расчет бетонных и железобетонных плитных фундаментов по несущей способности производится согласно требованиям СНБ 5.03.01–2002 из условий $M_{sd} \leq M_{Rd}$; $V_{sd} \leq V_{Rd, st}$; $V_{sd} \leq V_{Rd, c}$ на расчетные нагрузки от здания, приложенные в уровне его обреза.

Конструирование плитных фундаментов следует производить согласно указаниям раздела 7 СНБ 5.01.01–99, раздела 6.4 ТКП 45-5.01-67–2007, разделов 11 и 12 СНБ 5.03.01–2002 с учетом данных методических указаний (задача 19).

При конструировании столбчатых фундаментов размеры в плане принимаются кратными 100 мм, размеры по высоте – 50 мм, при этом высота нижней ступени должна назначаться не менее 200 мм.

Столбчатые фундаменты изготавливаются из бетона и железобетона (в средах ХС2) класса не ниже $C^{16}/_{20}$ и $C^{20}/_{25}$ (для сред XD, XF, XA, XM – по СНБ 5.03.01–2002). Плитная часть армируется сварными или вязаными сетками с ячейками 100, 150 и 200 мм из арматуры класса S240, S400, S500 диаметром не менее 10 мм. Защитный слой принимается не менее 80 мм при отсутствии бетонной подготовки и не менее 45 мм при ее наличии, при выполнении из монолитного железобетона. Для сборных железобетонных фундаментов толщина защитного слоя должна быть не менее 45 мм.

Столбчатый фундамент должен рассчитываться по двум группам предельных состояний: первой – по прочности, второй – по образованию и раскрытию трещин (если это требуется по условиям эксплуатации) в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–2002.

Под действием реактивного давления грунта p ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента. Расчет прочности тела фундамента производится на расчетные нагрузки, приложенные на уровне обреза фундамента (без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах). Назначение арматуры для плитной части фундамента производится для сечений 1–1, 2–2 из расчета консольных выступов (см. рисунок 19) от действия реактивного давления грунта по его подошве (на изгибающий момент M_{sd}).

Изгибающий момент для столбчатого фундамента определяется на всю ширину фундамента от реактивного давления грунта по всей площади консольного свеса, отсекаемого рассматриваемым сечением. Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов по формулам:

а) для центрально нагруженного фундамента

$$M_i = p \cdot b_f \cdot \frac{l_i^2}{2},$$

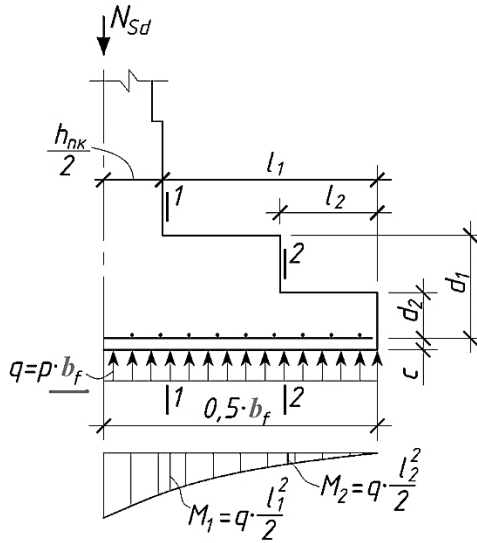


Рисунок 19 – Расчетная схема фундамента при определении площади рабочей арматуры нижней ступени для плитной части фундамента

б) для внецентренно нагруженного фундамента:

$$M_{I-I} = \frac{l_1^2 (2p_{\max} + p_1) b_f}{6}$$

(в сечении 1–1);

$$M_{II-II} = \frac{l_2^2 (2p_{\max} + p_2) b_f}{6}$$

(в сечении 2–2),

где p – реактивное давление грунта под подошвой фундамента:

$$p_{\min/\max} = \frac{N_{0,1}}{A} \pm \frac{M_{0,1}}{W};$$

$$p_m = \frac{N_{0,1}}{A},$$

где $N_{0,1}$, $M_{0,1}$ – расчетные нагрузки на фундамент, равные $1,4N_N$ и $1,4M_N$ (здесь 1,4 – осредненный коэффициент безопасности по нагрузке);

b_f – ширина фундамента;

L_i – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

Площадь сечения арматуры на 1 м подошвы определяют по формуле

$$A_{si} = \frac{M_{sd}}{\gamma_c \cdot d_i \cdot f_{yd}},$$

где d_i – рабочая высота сечения.

По большему из значений, полученных в каждом из расчетных сечений, принимается диаметр и шаг стержней.

Арматуру рекомендуется применять в виде сварных сеток из стержней диаметром от 10 до 18 мм с ячейками размером от 100 до 200 мм. Содержание арматуры должно быть не ниже минимально допускаемого процента армирования в изгибаемых элементах (см. таблицу 11.1 СНБ 5.03.01–2002).

Для значения коэффициента армирования нижней ступени плитной части фундамента, определенного ко всей ширине фундамента, должно выполняться условие

$$p = \frac{A_{s,all}}{b_f d_2} > p_{\min} = 0,0013b_f d_2,$$

где $A_{s,all}$ – площадь всей арматуры плитной части в одном из направлений;

b_f – ширина плитной части фундамента;

d_2 – рабочая высота плитной части фундамента.

Условие задачи

Выполнить конструирование тела фундамента, с учетом геометрических размеров подошвы и высоты, заданных в условии задачи 15. Выполнить расчет необходимой площади армирования плитной части фундаментов мелкого заложения.

Задача 20

Вычисление несущей способности грунта основания плитного фундамента по методике EUROCODE 7

Указания к решению задачи

При определении несущей способности основания фундамента в соответствии с требованиями EUROCODE 7 следует учитывать следующие факторы (см. рисунок 20):

- прочность основания (обычно при проектных значениях c_u , c' и φ);
- эксцентриситет и наклон проектных нагрузок;
- форму, глубину и наклон фундамента;
- наклон поверхности основания.

Основные обозначения, применяемые в расчетных формулах по методике EUROCODE 7:

- $A' = B'L'$ – проектная эффективная площадь фундамента;
- b – проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами s , q и γ ;
- B – ширина фундамента;
- B' – эффективная ширина фундамента;
- D – глубина заложения;
- e – эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами B и L ;
- i – коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления s , пригрузки q и удельного веса грунта γ ;
- L – длина фундамента;
- L' – эффективная длина фундамента;
- m – показатель степени в формулах для коэффициентов наклона I ;
- N – коэффициенты с соответствующими нижними индексами для s , q и γ ;

- q – нагрузка или давление на уровне подошвы фундамента;
- q' – расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента;
- s – коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для s , q и γ ;
- V – вертикальная нагрузка;
- α – наклон подошвы фундамента к горизонтали;
- γ' – проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;
- θ – угол наклона для H .

Расчетная схема и условные обозначения величин, применяемых в данной методике, приведены на рисунке 20.

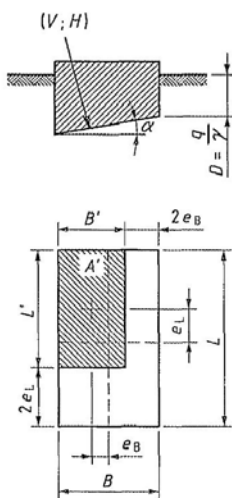


Рисунок 20 – Расчетная схема и обозначения расчетных величин для определения несущей способности основания фундамента по методике EUROCODE 7

Расчет несущей способности основания фундамента по методике EUROCODE 7 производится для двух условий:

- а) неконсолидируемого основания (условия без дренирования);
- б) консолидированного основания (условия с дренированием основания).

А. Условие недренированного основания

Расчетная несущая способность вертикально нагруженного основания фундамента для условия А может быть определена по формуле

$$R / A' = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q, \text{ кПа,}$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

– наклона подошвы фундамента:

$$b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2);$$

– формы фундамента:

$$S_c = 1 + 0,2(B' / L')$$

(для прямоугольной формы);

$$S_c = 1,2$$

(для квадратной или круглой формы);

– наклона нагрузки с горизонтальной составляющей H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right),$$

где

$$H \leq A' c_u,$$

здесь c_u – прочность грунта при недренированном сдвиге, определяемая по формуле

$$c_u = c \frac{\cos \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi} + \sigma_0 \frac{\sin \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi},$$

где
$$\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_{z, \text{гр}} + 2\sigma_{x, \text{гр}}),$$

$$\sigma_{z, \text{гр}} = \sum \gamma_{\text{гр}} z$$

$$\sigma_{x, \text{гр}} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{z, \text{гр}},$$

где ν – коэффициент Пуассона (см. таблицу 20).

Таблица 20 – Коэффициент Пуассона ν для различных типов грунтов

Тип грунта	Коэффициент Пуассона ν
Крупнообломочные грунты ($0,45 \leq e \leq 0,55$)	0,27
Пески и супеси ($0,45 \leq e \leq 0,75$)	0,30–0,35
Суглинки ($0,50 \leq e \leq 0,85$)	0,35–0,37
Глины ($0,5 \leq e \leq 1,0$) при показателе текучести I_L :	
– $I_L \leq 0$	0,20–0,30
– $0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
– $0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45

Примечание. Меньшие значения N принимаются при большей плотности грунта.

Б. Условие дренированного основания

Расчетная несущая способность вертикально нагруженного фундамента для условия Б может быть определена по формуле

$$R / A = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5B'N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \text{ кПа},$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:
– несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi'} \text{tg}^2(45^\circ + \phi' / 2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi';$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi',$$

где $\delta \geq \varphi'/2$ (при шероховатой поверхности подошвы фундамента);
 – наклонной плоскости подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

– формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi'$$

(для прямоугольной формы);

$$s_q = 1 + \sin \varphi'$$

(для квадратной или круглой формы);

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B' / L') \sin \varphi'$$

(для прямоугольной формы);

$$s_\gamma = 0,7$$

(для квадратной или круглой формы);

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

(для прямоугольной, квадратной или круглой формы);

– наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей H :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = (1 - H / (V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi'))^m ;$$

$$i_\gamma = (1 - H / (V + A'c' \operatorname{ctg} \varphi'))^{m+1} ,$$

здесь $m = m_B = (2 + (B' / L')) / (1 + (B' / L'))$, если H действует в направлении B' ; $m = m_L = (2 + (L' / B')) / (1 + (L' / B'))$, если H действует в направлении L' .

В случаях, когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол θ с направлением L' , m можно вычислять по формуле

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

Условия задачи

Определить несущую способность основания фундамента по EURO-CODE 7. Исходные данные и расчетные сечения фундаментов принять по данным задачи 15.

Занятие 11

Задача 21

Определение крена плитного фундамента жестких сооружений

Указания к решению задачи

Фундаменты жестких сооружений (водонапорной башни, градирни, дымовой трубы и др.) получают крен i в результате внецентренного нагружения основания или неоднородности напластования грунтов.

Различают два основных случая расчета крена фундаментов:

- а) надземные конструкции сооружения опираются на отдельный жесткий фундамент;
- б) жесткое сооружение опирается на несколько фундаментов.

Крен фундамента i от действия внецентренной нагрузки, приложенной в пределах ядра сечения фундамента, согласно ТКП 45-5.01-67–2007 определяется по формуле

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} \cdot k_e \cdot \frac{N_e}{\left(\frac{a}{2}\right)^3},$$

где E и ν – соответственно модуль деформации, МПа, и коэффициент поперечной деформации грунта основания;

k_e – коэффициент, зависящий от направления действия момента и принимаемый по таблице 21.1;

N – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, МН;

e – эксцентриситет приложения нагрузки, м;

a – диаметр круглого или размер стороны прямоугольного фундамента, в направлении которой действует момент (для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью A принимают $a = 2\sqrt{A/\pi}$), м;

k_m – коэффициент, учитываемый при расчете крена фундаментов по схеме линейно-деформируемого слоя конечной толщины $k_m = 1$.

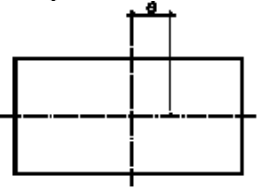
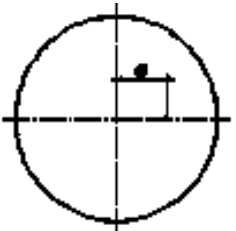
Крен фундамента, обусловленный неравномерным напластованием грунтов определяется по формуле

$$i = (S_1 - S_2)/L,$$

где S_1 и S_2 – соответственно осадка противоположных краев фундамента;

L – расстояние между точками, в которых определялись осадки S_1 и S_2 .

Таблица 21.1 – Характеристика фундамента для определения крена

Фундамент и направление действия момента	$\eta = l/b$	k_e
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны 	1,0	0,50
	1,2	0,57
	1,5	0,68
	2,0	0,82
	3,0	1,17
	5,0	1,42
	10,0	2,00
Круглый 	–	0,75

Условие задачи

Определить крен фундамента под водонапорную башню. Инженерно-геологические условия пятна застройки принять по таблице 11.3 по скважине № 2. Исходные данные для проектирования фундаментов приведены в таблице 21.2. Сила действует в направлении большего размера фундамента.

Таблица 21.2 – Исходные данные к задаче 21

№ варианта	N, МН	e , м	Размеры фундамента, м			E, МПа	№ варианта	N, МН	e , м	Размеры фундамента, м			E, МПа
			d	l	b					d	l	b	
1	1,5	0,20	1,5	4,0	2,0	12,5	16	1,9	0,35	1,5	5,5	3,5	17,5
2	1,6	0,25	1,7	4,5	2,5	17,5	17	2,0	0,40	1,7	6,0	2,0	14,5
3	1,7	0,30	1,9	5,0	3,0	14,5	18	2,1	0,45	1,9	6,5	2,5	15,5
4	1,8	0,35	2,1	5,5	3,5	15,5	19	2,2	0,20	2,1	4,0	3,0	10,5
5	1,9	0,40	2,3	6,0	2,0	10,5	20	2,3	0,25	2,3	4,5	3,5	10,0

Окончание таблицы 21.2

№ варианта	N, МН	e, м	Размеры фундамента, м			E, МПа	№ варианта	N, МН	e, м	Размеры фундамента, м			E, МПа
			d	l	b					d	l	b	
			6	2,0	0,45					1,5	6,5	2,5	
7	2,1	0,20	1,7	4,0	3,0	11,0	22	2,5	0,35	1,7	5,5	2,5	12,0
8	2,2	0,25	1,9	4,5	3,5	12,0	23	1,5	0,40	1,9	6,0	3,0	15,0
9	2,3	0,30	2,1	5,0	2,0	15,0	24	1,6	0,45	2,1	6,5	3,5	17,0
10	2,4	0,35	2,3	5,5	2,5	17,0	25	1,7	0,20	2,3	4,0	2,0	17,5
11	2,5	0,40	1,5	6,0	3,0	17,5	26	1,8	0,25	1,5	4,5	2,5	19,0
12	1,5	0,45	1,7	6,5	3,5	19,0	27	1,9	0,30	1,7	5,0	3,0	19,5
13	1,6	0,20	1,9	4,0	2,0	19,5	28	2,0	0,35	1,9	5,5	3,5	15,5
14	1,7	0,25	2,1	4,5	2,5	15,5	29	2,1	0,40	2,1	6,0	2,0	16,0
15	1,8	0,30	2,3	5,0	3,0	12,5	30	2,2	0,45	2,3	6,5	2,5	12,5

Задача 22

Расчет оснований фундаментов по несущей способности

Указания к решению задачи

Давление, при котором происходят полное разрушение грунта от сдвига, соответствует его несущей способности, т. е. наступлению предельного состояния по условию прочности (устойчивости). Это происходит при нагрузках свыше расчетного сопротивления грунта R (см. задачу 15).

Расчет оснований по несущей способности (по первой группе предельных состояний), как правило, выполняется аналитически для проверки обеспечения прочности и устойчивости оснований по формуле

$$F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \Phi_U,$$

где F – внешняя расчетная нагрузка на основание (см. рисунок 22) в наиболее невыгодной комбинации, кН;

Φ_U – наименьшая несущая способность основания из условия его предельного равновесия или прочности скального грунта по направлению нагрузки F , кН;

γ_c – коэффициент условий работы:

- для песков всех типов, кроме пылеватых $\gamma_c = 1,0$;
- для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,9$;
- для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии $\gamma_c = 0,85$;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, равный 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для зданий и сооружений I, II и III уровней ответственности.

Основания ленточных фундаментов проверяются на устойчивость только в направлении их короткой стороны (ширины), а столбчатых любой формы – в направлении действия момента или горизонтальной составляющей нагрузки.

Расчет по несущей способности обязателен для сооружений:

а) на основания которых передаются виброгеодинамические воздействия или горизонтальные и выдергивающие нагрузки, вызывающие дополнительные смещения и осадку фундаментов (распорные конструкции, подпорные стены);

б) расположенных на откосах или на близком расстоянии от них, рядом с открытыми подземными сооружениями, выемками, коммуникациями и т. п.

в) на основаниях, сложенных скальными и слабыми малопрочными грунтами (биогенные, обводненные, тиксотропные и глинистые);

г) подпорных стен, стен подвалов и других, а также при особых назначении сооружения или условиях строительства и эксплуатации.

Расчет оснований по несущей способности допускается не производить, если конструктивными мероприятиями обеспечена невозможность смещения или опрокидывания проектируемого фундамента (наличие жесткого пола в подвале и междуэтажных перекрытий, фундаментов в виде перекрестных лент, жесткой конструктивной схемы здания с поясами жесткости, анкеровка сооружения, жесткое закрепление откоса и т. п.).

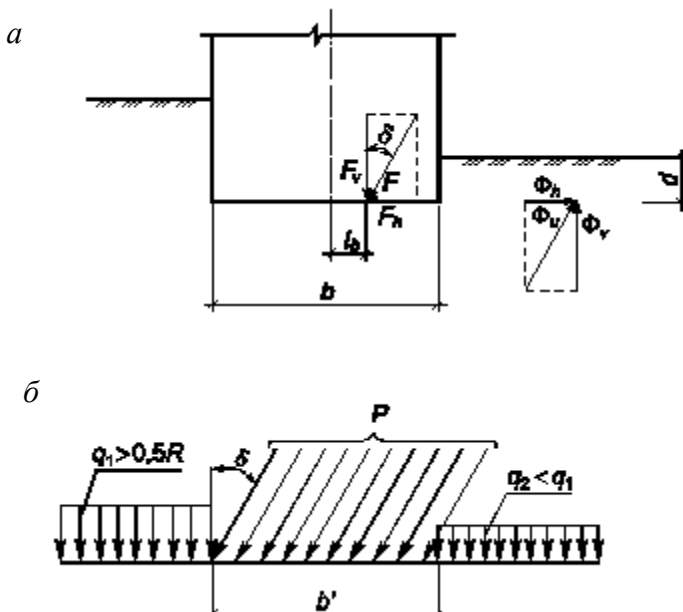


Рисунок 22 – Схема к расчету основания по несущей способности:
a – расчетная схема основания фундамента; *б* – схема нагрузок на основание

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле

$$\Phi_v = b'l' \left(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma'_1 d + N_c \xi_c c_1 \right), \text{ кН},$$

где b' и l' – приведенные ширина и длина фундамента, м, причем величина b' соответствует стороне фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания:

$$b' = b - 2e_x;$$

$$l' = l - 2e_y,$$

где e_x и e_y – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м;

N_γ, N_q, N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по таблице 22.1 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента;

γ_1, γ'_1 – расчетный удельный вес грунтов, кН/м^3 , находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды);

c_1 – расчетное удельное сцепление грунта, кПа ;

d – глубина заложения фундамента (в случае неодинаковой вертикальной нагрузки с разных сторон фундамента значение d принимается соответствующим наименьшей нагрузке, например, со стороны подвала), м ;

ξ_γ, ξ_q, ξ_c – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta};$$

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta};$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta};$$

где $\eta = l/b$ – коэффициент соотношения сторон фундамента; если $\eta < 1$, следует принимать $\eta = 1$; l и b – соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными друг другу.

Угол наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется из условия

$$\text{tg} \delta = F_h/F_v,$$

где F_h и F_v – соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки F на основание в уровне подошвы фундамента (см. рисунок 22).

Таблица 22.1 – Коэффициенты несущей способности N_γ , N_q , N_c

Угол внутреннего трения грунта ϕ , °	Коэффициенты	Углы наклона к вертикали, град., равнодействующей внешней нагрузки δ									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	N_γ	0	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	N_q	1,00	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	N_c	5,14	–	–	–	–	–	–	–	–	–
5	N_γ	0,20	0,05*	$\delta' = 4,9^\circ$	–	–	–	–	–	–	–
	N_q	1,57	1,26*	–	–	–	–	–	–	–	–
	N_c	6,49	2,93*	–	–	–	–	–	–	–	–
10	N_γ	0,60	0,42	0,12*	$\delta' = 9,8^\circ$	–	–	–	–	–	–
	N_q	2,47	2,16	1,60*	–	–	–	–	–	–	–
	N_c	8,34	6,57	3,38*	–	–	–	–	–	–	–
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	0,21*	$\delta' = 14,5^\circ$	–	–	–	–	–
	N_q	3,94	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*	$\delta' = 18,9^\circ$	–	–	–	–
	N_q	6,40	5,56	4,64	3,64	2,69*	–	–	–	–	–
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26	4,65*	–	–	–	–	–
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	2,00	1,05	0,58*	$\delta' = 22,9^\circ$	–	–	–
	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*	$\delta' = 26,5^\circ$	–	–
	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*	$\delta' = 29,8^\circ$	–	–
	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	118,48	13,19	8,63*	–	–	–

* Значения коэффициентов несущей способности соответствуют предельному значению угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки δ' (указано в ячейке справа).

Окончание таблицы 22.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
40	N_γ	66,01	48,30	33,84	22,56	14,18	8,26	4,30	2,79*	$\delta' = 32,7^\circ$	–
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26	25,39	18,70	13,11	10,46*	–	–
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45	29,07	21,10	14,43	11,27*	–	–
45	N_γ	177,61	126,09	86,20	56,50	32,26	20,73	11,26	5,45	5,22*	$\delta' = 35,2^\circ$
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,58	49,26	35,93	25,24	16,82	16,42*	–
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58	48,26	34,93	24,24	15,82	15,82*	–

Примечание. При промежуточных значениях φ_1 и δ коэффициенты N_γ , N_q и N_c допускается определять методом линейной интерполяции.

Условие задачи

Выполнить расчет основания фундамента по несущей способности. Инженерно-геологические условия пятна застройки принять по условию задачи 12 для скважины № 2. Уровень ответственности здания – II. Исходные данные для проектирования фундаментов приведены в таблице 22.2.

Таблица 22.2 – Исходные данные к задаче 22

№ варианта	F_v , МН	F_n , МН	e_x , м	Размеры фундамента, м		
				d	b	l
1	1,5	0,10	0,2	1,5	4,0	2,0
2	1,6	0,17	0,25	1,7	4,5	2,5
3	1,7	0,24	0,3	1,9	5,0	3,0
4	1,8	0,31	0,35	2,1	5,5	3,5
5	1,9	0,38	0,4	2,3	6,0	2,0
6	2,0	0,45	0,45	1,5	6,5	2,5
7	2,1	0,10	0,2	1,7	4,0	3,0
8	2,2	0,17	0,25	1,9	4,5	3,5
9	2,3	0,24	0,3	2,1	5,0	2,0
10	2,4	0,31	0,35	2,3	5,5	2,5
11	2,5	0,38	0,4	1,5	6,0	3,0
12	1,5	0,45	0,45	1,7	6,5	3,5
13	1,6	0,10	0,2	1,9	4,0	2,0
14	1,7	0,17	0,25	2,1	4,5	2,5
15	1,8	0,24	0,3	2,3	5,0	3,0

Окончание таблицы 22.2

№ варианта	F_v , МН	F_h , МН	e_x , м	Размеры фундамента, м		
				d	b	l
16	1,9	0,31	0,35	1,5	5,5	3,5
17	2,0	0,38	0,4	1,7	6,0	2,0
18	2,1	0,45	0,45	1,9	6,5	2,5
19	2,2	0,10	0,2	2,1	4,0	3,0
20	2,3	0,17	0,25	2,3	4,5	3,5
21	2,4	0,24	0,3	1,5	5,0	2,0
22	2,5	0,31	0,35	1,7	5,5	2,5
23	1,5	0,38	0,4	1,9	6,0	3,0
24	1,6	0,45	0,45	2,1	6,5	3,5
25	1,7	0,10	0,2	2,3	4,0	2,0
26	1,8	0,17	0,25	1,5	4,5	2,5
27	1,9	0,24	0,3	1,7	5,0	3,0
28	2,0	0,31	0,35	1,9	5,5	3,5
29	2,1	0,38	0,4	2,1	6,0	2,0
30	2,2	0,45	0,45	2,3	6,5	2,5

Занятие 12

Задача 23

Проверка прочности подстилающего слоя

Указания к решению задачи

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента (см. рисунок 23) имеется слой грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться с соблюдением условия:

$$\sigma_{zp, i} + \sigma_{zg, i} \leq R_z,$$

где $\sigma_{zp, i}$ и $\sigma_{zg, i}$ – соответственно дополнительное вертикальное напряжение в грунте от внешней нагрузки и давление от собственного веса грунта по оси фундамента на глубине z ниже его подошвы, МПа;

R_z – расчетное сопротивление подстилающего грунта пониженной прочности на глубине z , МПа (см. задачу 15):

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \cdot (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}),$$

Для условного фундамента $ABCD$ шириной b_z (см. рисунок 23), м:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$$

(для прямоугольного фундамента);

$$b_z = A_z / l$$

(для ленточного фундамента),

здесь $A_z = \frac{N + Q}{\sigma_{zp,i}}$; $a = \frac{l - b}{2}$;

$N + Q$ – вертикальная нагрузка на основание в уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента МН;

$\sigma_{zp,i}$ – давление на кровлю подстилающего слоя, МПа;

l и b – соответственно длина и ширина фундамента, м.

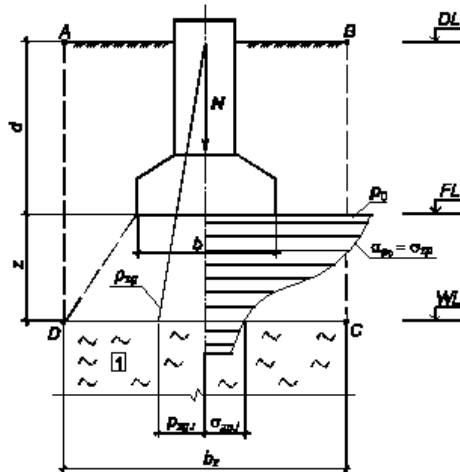


Рисунок 23 – Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта

Условие задачи

Выполнить проверку прочности подстилающего слоя. На глубине z от планировки находится слой заторфованного глинистого грунта текучей консистенции со следующими характеристиками: $\gamma = 11,5 \text{ кН/м}^3$; $\varphi = 10^\circ$; $E = 4,5 \text{ кПа}$. Мощность слоя $h = 2,5 \text{ м}$. Подобрать необходимую ширину фундамента с целью обеспечения несущей способности подстилающего слоя. Удельный вес вышележащего грунта $\gamma_{\text{гр}} = 17,8 \text{ кН/м}^3$, жесткость здания $l/h = 2,75$. Исходные данные для проектирования фундаментов приведены в таблице 23.

Таблица 23 – Исходные данные к задаче 23

№ варианта	N, МН	z, м	Размеры фундамента, м		
			d	b	l
1	1,5	2,7	1,5	4,0	2,0
2	1,6	3,0	1,7	4,5	2,5
3	1,7	3,3	1,9	5,0	3,0
4	1,8	3,6	2,1	5,5	3,5
5	1,9	3,9	2,3	6,0	2,0
6	2,0	4,2	1,5	6,5	2,5
7	2,1	4,5	1,7	4,0	3,0
8	2,2	2,7	1,9	4,5	3,5
9	2,3	3,0	2,1	5,0	2,0
10	2,4	3,3	2,3	5,5	2,5
11	2,5	3,6	1,5	6,0	3,0
12	1,5	3,9	1,7	6,5	3,5
13	1,6	4,2	1,9	4,0	2,0
14	1,7	4,5	2,1	4,5	2,5
15	1,8	2,7	2,3	5,0	3,0
16	1,9	3,0	1,5	5,5	3,5
17	2,0	3,3	1,7	6,0	2,0
18	2,1	3,6	1,9	6,5	2,5
19	2,2	3,9	2,1	4,0	3,0
20	2,3	4,2	2,3	4,5	3,5
21	2,4	4,5	1,5	5,0	2,0
22	2,5	2,7	1,7	5,5	2,5
23	1,5	3,0	1,9	6,0	3,0

Окончание таблицы 23

№ варианта	N, МН	z, м	Размеры фундамента, м		
			d	b	l
24	1,6	3,3	2,1	6,5	3,5
25	1,7	3,6	2,3	4,0	2,0
26	1,8	3,9	1,5	4,5	2,5
27	1,9	4,2	1,7	5,0	3,0
28	2,0	4,5	1,9	5,5	3,5
29	2,1	2,7	2,1	6,0	2,0
30	2,2	3,0	2,3	6,5	2,5

Задача 24

Расчет длительно нагруженных оснований плитных фундаментов существующих сооружений при их ремонте и реконструкции

Указания к решению задачи

Реконструкция и усиление оснований плитных фундаментов зданий и сооружений производится при необходимости:

- а) повышения требований к надежности и безопасности объекта;
- б) изменения функционального назначения и конструктивных свойств объекта или условий его эксплуатации в результате возникновения недопустимых деформаций и перемещений, дополнительной нагрузки, необходимости повышения несущей способности оснований и фундаментов, организации защитных мероприятий от агрессивной среды, техногенных и природных виброгеодинамических воздействий и т. п.;
- в) повышения экономичности сооружения за счет снижения затрат на его эксплуатацию посредством улучшения его эксплуатационных характеристик;
- г) выполнения требований по охране природной среды.

Реконструкцию оснований и фундаментов рекомендуется осуществлять следующими методами:

- повышением прочности грунтов основания;
- изменением условий передачи давления на основание за счет уширения и заглубления подошвы фундамента или его пересадки на дополнительные опоры: сваи, оболочки и др.;

- возвращением фундамента в проектное положение;
- повышением прочности материала фундамента посредством укрепления его тела обоймами, инъекцией и др.

Проектирование реконструкции оснований и фундаментов (расчет и конструирование) осуществляется согласно требованиям норм и с учетом следующих требований:

- дополнительные осадки не должны превышать 30–40 % их предельно допустимых значений, принимаемых для нового строительства ;

- учет возможности изменения характеристик, прочности и деформативности грунта, водонепроницаемости, прочности и деформативности материала фундаментов и изменения инженерно-геологических условий строительства во времени;

- учет влияния деформаций основания реконструируемого объекта на основания соседних существующих сооружений;

- разработка мероприятий по защите сооружений, технике безопасности и способам визуального и инструментального наблюдения за зданием и усиливаемыми конструкциями в процессе проведения работ и по их окончании (в случае необходимости).

Расчетное сопротивление грунта основания, уплотненного длительно действующей нагрузкой от существующего сооружения, допускается определять по формуле ТКП 45-5.01-67–2007:

$$R_{\text{уп}} = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \left(M_g k_z b g_{\text{II}} + M_q d_1 g'_{\text{II}} + (M_q - 1) d_b g_{\text{II}} + M_c c_{\text{II}} \right),$$

где M_g , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 15.2 в зависимости от расчетных значений угла внутреннего трения φ_{II} уплотненного грунта, залегающего под подошвой фундамента, определяемого опытным путем или по эмпирической зависимости, приведенной ниже;

g_{II} – средний расчетный удельный вес грунта после длительного уплотнения, залегающего ниже подошвы фундамента, по данным обследования, кН/м³;

g'_{II} – то же, грунта, залегающего выше подошвы фундамента, по данным обследования, кН/м³;

c_{II} – расчетное удельное сцепление длительно уплотненного грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, по данным обследования, МПа, определяемое опытным путем или по эмпирической зависимости, приведенной ниже.

Значения угла внутреннего трения, удельного сцепления и модуля деформации для ненарушенных грунтов основания, находящихся под длительной нагрузкой от существующего сооружения, допускается определять по формулам

$$\varphi = K_{\varphi}\varphi_0,$$

$$c = K_c c_0,$$

$$E = K_E E_0,$$

где φ_0 , φ – расчетный угол внутреннего трения грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, град.;

c_0 , c – расчетное удельное сцепление грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;

E , E_0 – модуль деформации грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;

K_{φ} , K_c , K_E – коэффициенты приращения значений φ_0 , c_0 , E_0 грунтов Республики Беларусь средней прочности от их длительного уплотнения весом существующего сооружения, принимаемые по таблице 24.2.

Таблица 24 – Коэффициенты приращения K_Φ , K_c , K_E исходных значений Φ_0 , c_0 , E_0 грунтов средней прочности на глубину до 1 м ниже подошвы фундамента шириной 1 м от длительного уплотнения их весом существующих сооружений

Тип грунта основания	Расчетное давление на грунт $p_0 = 0,3$ МПа, длительно действующее в течение														
	1 года			3 лет			5 лет			20 лет			40 лет и более		
	K_Φ	K_c	K_E	K_Φ	K_c	K_E	K_Φ	K_c	K_E	K_Φ	K_c	K_E	K_Φ	K_c	K_E
Лесовые супеси, суглинки (неводонасыщенные, при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 0,75$ и показателе текучести $0 \leq I_L \leq 0,75$)	1	1,20	1,00	1,00	1,40	1,20	1,00	1,45	1,25	1,00	1,5	1,30	1,00	1,5	1,3
Моренные супеси, суглинки (неводонасыщенные, при коэффициенте пористости $0,3 \leq e \leq 0,5$ и показателе текучести $0 \leq I_L \leq 0,75$)	1	1,00	1,00	1,00	1,20	1,25	1,00	1,25	1,30	1,00	1,3	1,35	1,00	1,4	1,5
Пески средней прочности (независимо от влажности, при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 0,75$): – крупные, средней крупности – мелкие – пылеватые	1	1,12	1,25	1,06	1,15	1,30	1,07	1,15	1,30	1,07	1,3	1,35	1,08	1,4	1,4
	1	1,14	1,30	1,10	1,20	1,35	1,11	1,25	1,35	1,12	1,4	1,40	1,12	1,5	1,5
	1	1,20	1,35	1,13	1,25	1,40	1,14	1,30	1,40	1,15	1,7	1,50	1,15	1,8	1,6

Условие задачи

Определить несущую способность грунтов основания плитных фундаментов через прошедшее время эксплуатации здания. Проверить достаточность размеров существующих фундаментов зданий для восприятия новых увеличенных нагрузок. Исходные инженерно-геологические условия приведены в условии задачи 12, характеристики фундаментов – в условии задачи 15, начальные нагрузки в условии задачи 16. Исходные данные для проектирования реконструкции фундаментов приведены в таблице 24.2.

Таблица 24.2 – Исходные данные к задаче 24

№ варианта	Время эксплуатации здания, лет	Увеличение нагрузки в ... раз	№ варианта	Время эксплуатации здания, лет	Увеличение нагрузки в ... раз
1	1,0	1,1	16	1,0	1,1
2	3,0	1,2	17	3,0	1,2
3	5,0	1,3	18	5,0	1,3
4	2,0	1,4	19	2,0	1,4
5	4,0	1,6	20	4,0	1,6
6	1,0	1,1	21	1,0	1,1
7	3,0	1,2	22	3,0	1,2
8	5,0	1,3	23	5,0	1,3
9	20,	1,4	24	2,0	1,4
10	4,0	1,6	25	4,0	1,6
11	1,0	1,1	26	1,0	1,1
12	3,0	1,2	27	3,0	1,2
13	5,0	1,3	28	5,0	1,3
14	2,0	1,4	29	2,0	1,4
15	4,0	1,6	30	4,0	1,6

Раздел III ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И АНКЕРОВ

Занятие 13

Задача 25

Определение физико-механических характеристик грунтов по результатам зондирования

Указания к решению задачи

Метод зондирования заключается в измерении сопротивления грунта погружению зонда (конуса диаметром 96 мм, площадью 10 см^2 , с углом заострения 60°), под его наконечником и на боковой поверхности, которые используются для определения физико-механических характеристик грунтов или несущей способности свай. Зонды погружают двумя способами: задавливанием (*статическое зондирование*) или забивкой (*динамическое зондирование*).

Определение физико-механических характеристик грунтов оснований по результатам зондирования выполняется в соответствии с ТКП 45-5.01-15–2005 «Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения» и ТКП 45-5.01-17–2006 «Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения» (далее – норм).

Коэффициент пористости e песчаных грунтов естественного сложения, независимо от генезиса, крупности и влажности (кроме водонасыщенных пылеватых), определяют с учетом условного динамического сопротивления грунта p_d по корреляционной зависимости

$$e = (0,855 - 0,130)\ln p_d.$$

Нормативные значения удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ песчаных грунтов естественного сложения (кроме песков пылеватых водонасыщенных) в зависимости от условного динамического сопротивления грунта p_d следует принимать по таблице 25.1.

Таблица 25.1 – Значения c и φ по результатам динамического зондирования

Вид песчаных грунтов	Характеристики грунтов	Характеристики песчаных грунтов при условном динамическом сопротивлении грунта p_d , МПа						
		1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	15,0	17,5
Крупные	c , кПа	–	0,0	0,0	0,5	0,8	1,5	2,0
	φ , °	–	34	36	38	39	40	41
Средние	c , кПа	0,0	0,0	0,0	1,1	1,7	2,5	3,0
	φ , °	31	32	33	35	37	38	39
Мелкие	c , кПа	0,0	1,0	1,5	2,1	3,5	4,0	4,5
	φ , °	28	29	30	32	35	36	37
Пылеватые маловлажные и влажные	c , кПа	1,5	2,0	3,0	4,1	5,5	6,0	6,5
	φ , °	24	26	28	30	33	34	35

Примечания.

1. Для песчаных грунтов с промежуточными значениями p_d значения c и φ следует определять методом интерполяции.

2. При значениях p_d более 17,5 МПа значения c и φ следует принимать как для $p_d = 17,5$ МПа.

Показатель текучести I_L глинистых грунтов по результатам динамического зондирования определяется согласно норм по корреляционным зависимостям:

– для супесей моренных $I_L = (0,457 - 0,228)\ln p_d$,

– для суглинков моренных $I_L = (0,556 - 0,202)\ln p_d$.

Нормативные значения прочностных характеристик c и φ глинистых грунтов в зависимости от условного динамического сопротивления грунта p_d принимаются по таблице 25.2.

Таблица 25.2 – Значения c и φ по результатам динамического зондирования

Генетический тип грунтов	Вид грунтов	Характеристики грунтов	Условное динамическое сопротивление грунта p_d , МПа						
			1,2	2,4	3,6	6,0	9,0	12,0	> 15,0
Ледниковые (моренные)	Супеси	c , кПа	23	26	30	36	40	42	48
		φ , °	26	27	27	28	29	30	31
	Суглинки	c , кПа	30	35	40	45	50	52	56
		φ , °	25	26	26	27	28	29	29
Озерно-ледниковые	Суглинки и глины	c , кПа	36	42	56	65	85	100	130
		φ , °	14	14	13	12	11	10	9

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями p_d значения c и φ следует определять методом интерполяции.

Нормативные значения модуля деформации E песчаных грунтов естественного сложения, независимо от их генезиса (кроме водонасыщенных пылеватых), и пылевато-глинистых грунтов определяю в зависимости от условного динамического сопротивления грунта p_d по таблице 25.3.

Таблица 25.3 – Значение модуля деформации E по результатам динамического зондирования

Генетический тип и вид грунтов	Условное динамическое сопротивление грунта p_d , МПа					
	1,2	2,0	3,0	5,0	10,0	15,0
Пески гравелистые, крупные, независимо от влажности	11	14	16	23	40	55
Пески средние, независимо от влажности	10	14	16	22	35	50
Пески мелкие, независимо от влажности	9	12	15	21	33	45
Пески пылеватые маловлажные и влажные	8	11	14	20	32	46
Моренные супеси и суглинки	10	13	16	22	38	54
Лессовидные супеси и суглинки	8	12	15	19	30	–

Примечания.

1. Для грунтов с промежуточными значениями p_d значения E следует определять методом интерполяции.
2. При значениях $p_d > 15$ МПа значения E следует принимать как для $p_d = 15$ МПа.

Условие задачи

Определить физико-механические характеристики грунтов оснований по результатам статического и динамического зондирования, а также по основным расчетным формулам. Сравнить полученные результаты. Расчеты свести в таблицу (образец – см. таблицу 25.4). Выполнить сравнение полученных результатов. Исходные данные для определения физико-механических свойств грунтов строительной площадки оснований по результатам динамического зондирования с целью проектирования свайных фундаментов принять по приложению 1. Номера ИГЭ и точек зондирования выбрать соответственно варианту.

Таблица 25.4 – Результаты расчетов для задачи 25

№ ИГЭ	Наименование грунта	Мощность грунта, м	Величина зондирования p_d , МПа	Удельный вес минеральных частиц γ_s , кН/м ³	Коэффициент пористости e		Удельный вес грунта $\gamma_{гр}$, кН/м ³	Влажность грунта w , %	Показатель текучести I_L		Угол внутреннего трения φ , °		Удельное сцепление c , кПа		Модуль деформации E , МПа	
					Лб.	Зонд.			Лб.	Зонд.	Лб.	Зонд.	Лб.	Зонд.	Лб.	Зонд.

Задача 26

Определение допускаемой на сваю расчетной нагрузки практическим методом по данным норм Республики Беларусь

Указания к решению задачи

Выбор конструкции фундамента (свайного, на естественном или искусственном основании), а также вида свай и типа свайного фундамента (например, свайных кустов, лент, полей) следует производить, исходя из конкретных условий строительной площадки, характеризующихся материалами инженерных изысканий, расчетных нагрузок, действующих на фундамент. При этом следует учитывать результаты технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений фундаментов (с оценкой по приведенным затратам), выполненного с учетом требований по экономному расходованию основных строительных материалов и обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов.

Сваями называют стержни с отношением стороны (диаметра) d к длине L $d/L = 0,03...0,20$ (при $d \leq 0,8$ м), передающие нагрузку на нижние прочные слои грунта, погруженные в основание в готовом виде (забивкой, вибрацией) или изготовленные непосредственно на строительной площадке. Плиты и балки (как правило, из монолит-

ного бетона), объединяющие сваи поверху называют **ростверком**, который считается низким при заглублении его подошвы в грунт или высоким, если его подошва расположена над грунтом.

Сваи подразделяют по характеру передачи нагрузки на основание:

а) *сваи-стойки* – передают нагрузку от сооружения нижним концом на практически несжимаемые грунты, при этом силы трения по боковой поверхности не учитываются;

б) *сваи, заземленные (висячие) в грунте* – передают нагрузку нижним концом и боковой поверхностью.

Расчетная несущая способность грунта одиночной сваи, называемая далее **несущей способностью сваи**, может определяться следующими способами:

а) по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;

б) по результатам испытаний грунтов зондированием (статическое, динамическое) и эталонной свай;

в) расчетными методами с использованием эмпирических и аналитических способов.

Расчет по грунту принято определять по таблицам норм (пособия П13, П18 и другие к СНБ 5.01.01–99) на основе инженерных изысканий практическим методом либо по результатам испытания свай динамическими, статическими нагрузками и испытания грунта зондированием.

Несущая способность забивных и набивных свай заземленных в грунте, работающих на сжимающую осевую нагрузку, определяется как суммарное сопротивление грунта основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности:

$$F_{d,i} = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + \sum U \gamma_{cf} R_{f,i} h_i \right), \text{ кН},$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте; $\gamma_c = 1$ – для грунтов первого типа по просадочности; $\gamma_c = 0,8$ – для биогенных и глинистых грунтов (при $I_L \geq 0,7$);

$\gamma_{cR} = 1$ – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; для буронабивных свай с выштампованным основанием принимается по таблице 26.1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 26.2 – для забивных свай, по таблице 26.3, 26.4 – для буронабивных с уплотненным основанием;

A – площадь опирания на грунт сваи; принимается равной площади поперечного сечения нижнего конца сваи или ее уширения «брутто» после вытрамбовки, м^2 ;

U – усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в i -ом слое грунта, м;

γ_{cf} – коэффициент работы грунта на боковой поверхности сваи; для глинистых грунтов $\gamma_{cf} = 0,8$; для песчаных – $\gamma_{cf} = 0,9$; для насыпных – $\gamma_{cf} = 0,75$ (при $K_{com} < 0,95$);

$R_{f,i}$ – расчетное сопротивление трению грунта на боковой поверхности ствола сваи в пределах i -го слоя, кПа, принимаемое по таблицам 26.5, 26.6, 26.7 для буронабивных свай с уплотненным основанием;

h_i – толщина грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола сваи в пределах i -го слоя, м.

Таблица 26.1 – Значение коэффициента γ_{cR} для буронабивных свай с уплотненным основанием

Диаметр нижнего конца сваи (пяты), мм	Способ подготовки песчаных и глинистых оснований	
	разбуриванием с уплотнением забоя скважины	разбуриванием с вытрамбовкой пяты
400	1,20	–
500	1,20	–
600	1,20	3,00
700	1,15	2,60
800	1,10	2,40
900	1,05	2,20
1000	1,05	2,00
1500	–	1,50

Таблица 26.2 – Значения сопротивления R для забивных свай с уплотненным основанием из глинистых (моренных) грунтов, МПа,

Расчетная глубина расположе- ния нижнего конца свай, м	Кэф- фици- ент порис- тости e	Показатель текучести I_L									
		≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1,5	0,3	2,0	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,70	0,60	–	–
	0,4	1,3	1,00	0,90	0,80	0,65	0,50	0,40	0,35	0,30	–
	0,5	0,9	0,70	0,60	0,55	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15

Окончание таблицы 26.2

Расчетная глубина расположения нижнего конца свай, м	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L									
		≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
2,0	0,3	2,8	2,40	2,10	1,80	1,40	1,20	0,90	0,80	–	–
	0,4	1,8	1,50	1,30	1,20	0,90	0,80	0,60	0,50	0,40	–
	0,5	1,3	1,10	0,90	0,80	0,60	0,55	0,40	0,35	0,30	0,25
3,0	0,3	3,0	2,70	2,40	2,00	1,60	1,40	1,10	1,00	–	–
	0,4	2,0	1,80	1,60	1,30	1,00	0,90	0,70	0,60	0,50	–
	0,5	1,5	1,25	1,10	0,90	0,70	0,60	0,50	0,45	0,40	0,30
4,0	0,3	3,2	2,90	2,60	2,30	1,90	1,60	1,30	1,00	–	–
	0,4	2,3	2,10	1,85	1,60	1,20	1,05	0,90	0,70	0,60	–
	0,5	1,7	1,50	1,30	1,05	0,85	0,70	0,60	0,40	0,35	0,35
5,0	0,3	3,4	3,10	2,80	2,50	2,00	1,75	1,40	1,20	–	–
	0,4	2,6	2,40	2,20	1,70	1,30	1,20	1,00	0,80	0,70	–
	0,5	2,0	1,70	1,50	1,15	0,90	0,80	0,55	0,50	0,45	0,40
6,0	0,3	3,6	3,30	3,00	2,60	2,10	1,85	1,50	1,30	–	–
	0,4	2,9	2,60	2,40	1,80	1,40	1,30	1,20	0,90	0,75	–
	0,5	2,2	1,80	1,60	1,25	1,00	0,90	0,65	0,45	0,50	0,35
8,0	0,3	4,0	3,70	3,40	2,80	2,30	2,05	1,70	1,50	–	–
	0,4	3,4	3,00	2,60	2,00	1,60	1,40	1,30	1,00	0,80	–
	0,5	2,6	2,00	1,80	1,35	1,10	1,00	0,75	0,50	0,55	0,40
10	0,3	4,4	4,10	3,80	3,00	2,50	2,25	1,90	1,70	–	–
	0,4	3,6	3,40	2,80	2,20	1,80	1,50	1,40	1,05	0,80	–
	0,5	3,0	2,20	1,90	1,55	1,20	1,10	0,85	0,55	0,50	0,45
12	0,3	4,8	4,50	4,20	3,20	2,70	2,40	2,10	1,90	–	–
	0,4	4,4	3,80	3,00	2,30	1,95	1,60	1,45	1,10	0,90	–
	0,5	3,4	2,60	2,00	1,70	1,30	1,20	0,90	0,60	0,55	0,50

Примечания.

1. Для промежуточных значений глубин и показателей текучести грунтов значения R определяются методом интерполяции.

2. Расчетную глубину расположения нижнего конца свай во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) необходимо принимать от поверхности грунта.

Таблица 26.3 – Значения расчетных сопротивлений R грунтовых оснований буронабивных свай под пятой, МПа

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) свай, м	Коэффициент пористости e	Песчаные грунты			
		крупные и гравелистые	средние	мелкие	пылеватые
1,5	0,50	1,80	1,40	1,15	0,90
	0,65	1,40	1,10	0,90	0,70
	0,80	1,10	0,90	0,70	0,55
2,0	0,50	2,60	1,95	1,30	1,05
	0,65	2,00	1,50	1,00	0,80
	0,80	1,60	1,20	0,80	0,65

Окончание таблицы 26.3

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) свай, м	Коэффициент пористости e	Песчаные грунты			
		крупные и гравелистые	средние	мелкие	пылеватые
3,0	0,50	3,00	2,20	1,40	1,15
	0,65	2,30	1,70	1,10	0,90
	0,80	1,85	1,35	0,90	0,70
4,0	0,50	3,50	2,80	1,60	1,30
	0,65	2,70	2,15	1,25	1,00
	0,80	2,15	1,70	1,00	0,80
5,0	0,50	4,00	3,25	1,80	1,40
	0,65	3,10	2,50	1,40	1,10
	0,80	2,50	2,00	1,10	0,90
7,0	0,50	5,00	4,15	2,20	1,70
	0,65	3,90	3,20	1,70	1,30
	0,80	3,10	2,60	1,35	1,05
9,0	0,50	6,10	5,05	2,60	1,90
	0,65	4,70	3,90	2,00	1,50
	0,80	3,75	3,10	1,60	1,20
12,0	0,50	7,80	6,50	3,20	2,45
	0,65	6,00	5,00	2,50	1,90
	0,80	4,80	4,00	2,00	1,50

Таблица 26.4 – Значения R буронабивных свай с уплотненным основанием для глинистых грунтов (кроме моренных)

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) свай, м	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L							
		≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
1,5	$\leq 0,55$	1,20	1,00	0,85	0,70	0,60	0,50	0,45	0,30
	0,65	1,00	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,35	0,25
	0,75	0,80	0,60	0,55	0,45	0,40	0,30	0,25	0,20
2,0	$\leq 0,55$	1,70	1,40	1,25	1,10	0,85	0,70	0,55	0,35
	0,65	1,40	1,20	1,05	0,90	0,70	0,60	0,45	0,30
	0,75	1,10	1,00	0,85	0,70	0,55	0,45	0,35	0,25
3,0	$\leq 0,55$	1,90	1,70	1,40	1,20	1,00	0,85	0,65	0,50
	0,65	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,70	0,55	0,40
	0,75	1,30	1,10	1,00	0,80	0,60	0,55	0,45	0,30
4,0	$\leq 0,55$	2,40	1,90	1,70	1,30	1,10	1,00	0,70	0,60
	0,65	2,00	1,60	1,45	1,10	0,90	0,80	0,60	0,50
	0,75	1,60	1,30	1,20	0,90	0,70	0,60	0,45	0,40
5,0	$\leq 0,55$	2,80	2,30	2,00	1,50	1,20	1,10	0,85	0,70
	0,65	2,40	1,90	1,70	1,25	1,00	0,90	0,70	0,60
	0,75	2,00	1,50	1,40	1,00	0,80	0,70	0,55	0,45

Окончание таблицы 26.4

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) свай, м	Коэффициент пористости e	Показатель текучести I_L							
		≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
7,0	$\leq 0,55$	3,50	2,70	2,50	2,00	1,70	1,30	1,10	0,85
	0,65	2,90	2,30	2,10	1,70	1,40	1,10	0,90	0,70
	0,75	2,30	1,90	1,70	1,40	1,10	0,90	0,70	0,55
10,0	$\leq 0,55$	4,20	3,50	3,20	2,70	2,50	1,70	1,40	1,10
	0,65	3,50	2,90	2,70	2,30	2,00	1,40	1,20	0,90
	0,75	2,80	2,30	2,10	1,90	1,70	1,10	1,00	0,70

Примечания.

1. Для промежуточных значений глубин слоев и показателей текучести и коэффициента пористости значения R определяются методом интерполяции.

2. Расчетную глубину расположения нижнего конца свай во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) принимать от поверхности грунта.

Таблица 26.5 – Расчетные сопротивления песчаных грунтов R_{fi} на боковой поверхности буронабивных свай с уплотненным основанием, кПа

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) свай, м	Коэффициент пористости e	Песчаные грунты			
		крупные и гравелистые	средние	мелкие	пылеватые
0,5	0,50	45	39	26	19
	0,65	35	30	20	15
	0,80	31	24	16	12
1,0	0,50	52	45	32	30
	0,65	40	35	25	23
	0,80	32	31	20	18
1,5	0,50	55	49	39	32
	0,65	42	38	30	25
	0,80	34	30	24	20
2,0	0,50	58	55	41	36
	0,65	45	42	32	28
	0,80	36	34	26	22
3,0	0,50	65	62	45	39
	0,65	50	48	35	30
	0,80	40	38	31	24
4,0	0,50	71	69	49	41
	0,65	55	53	38	32
	0,80	44	42	29	26
5,0	0,50	78	73	52	44
	0,65	60	56	40	34
	0,80	48	45	32	27

Окончание таблицы 26.5

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) свай, м	Коэффициент пористости e	Песчаные грунты			
		крупные и гравелистые	средние	мелкие	пылеватые
6,0	0,50	80	75	55	45
	0,65	62	58	42	35
	0,80	50	46	34	28
8,0	0,50	84	80	57	46
	0,65	65	62	44	36
	0,80	52	50	35	29
11,0	0,50	93	88	65	51
	0,65	72	68	50	39
	0,80	58	55	40	31

Примечания.

1. Для промежуточных значений глубин слоев, коэффициента пористости e значение $R_{f,i}$ определяется методом интерполяции.

2. Расстояние до середины рассматриваемого слоя грунта во всех случаях принимать от верха свай (фундамента) в уровне отметки забивки.

3. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай $R_{f,i}$, пласты грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 1 м.

Таблица 26.6 – Значения $R_{f,i}$ глинистых (моренных) грунтов на боковой поверхности буронабивных свай с уплотненным ложем

Расстояние поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Показатель текучести I_L									
	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,5	50	44	40	26	16	11	8	5,5	4	3
1,0	58	51	45	32	20	15	12	8	6	5
2,0	65	58	53	41	25	22	17	14	12	9
3,0	67	60	56	48	34	27	22	19	17	12
4,0	69	62	58	51	41	33	25	22	19	14
5,0	71	64	60	54	46	34	27	24	21	17
6,0	73	66	62	57	49	37	29	27	23	19
8,0	77	70	66	60	54	42	33	31	27	23
11,0	82	76	71	65	59	50	38	35	33	29

Примечания.

1. Для промежуточных значений глубин и показателей текучести, расчетное сопротивление $R_{f,i}$, кПа, определяется методом интерполяции.

2. Для прочных и очень прочных моренных супесей и суглинков расчетное сопротивление $R_{f,i}$, кПа, увеличивается на 30 %.

Таблица 26.7 – Значения $R_{f,i}$ глинистых грунтов (кроме моренных) на боковой поверхности буронабивных свай с уплотненным основанием

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Показатель текучести I_L							
	≤ 0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
0,5	40	35	30	20	12	9	6	4,5
1,0	45	38	35	25	15	12	9	5,0
2,0	55	45	42	32	22	17	13	9,0
3,0	60	50	48	38	28	21	17	13,0
4,0	65	55	53	40	32	24	19	15,0
5,0	70	60	56	43	36	26	21	17,0
7,0	74	64	60	47	40	30	25	20,0
9,0	78	68	64	51	44	32	27	22,0

Примечания.

1. Для промежуточных значений глубин слоев и показателя текучести грунтов значения $R_{f,i}$ определяются методом интерполяции.

2. Для прочных супесей, суглинков и глин значения $R_{f,i}$ увеличиваются на 20 %.

Сопротивление песчаных грунтов на боковой поверхности сваи с уширением следует учитывать на участке от уровня планировки до пересечения ствола сваи с поверхностью воображаемого конуса, имеющего в качестве образующей линию, касающуюся поверхности уширения под углом $\varphi_1/2$ к оси сваи (φ_1 – осредненное (по слоям) расчетное значение угла внутреннего трения грунта). Сопротивление пылеватоглинистых грунтов допускается учитывать по всей длине ствола.

При определении расчетных значений сопротивления грунта на боковой поверхности $R_{f,i}$ с использованием их табличных величин, пласты грунта расчленяются на однородные слои толщиной не более 1000 мм или принимаются равными толщине отдельных прослоев, если высота последних не превышает 1000 мм.

Нагрузка допускаемая на сваю N определяется из условия

$$N = F_{d,i} / \gamma_k,$$

где γ_k – коэффициент надежности метода определения несущей способности сваи, принимаемый по таблице 5.6 СНБ 5.01.01–99; для расчетного способа $\gamma_k = 1,4$;

$F_{d,i}$ – несущая способность сваи, найденная опытным или расчетным способом, кН.

Условие задачи

Определить расчетную нагрузку, допускаемую на одиночную буронабивную сваю с уплотненным забоем скважины. Дать схему расположения сваи относительно прорезаемых ей слоев грунта с указанием расстояний от поверхности планировки до середины каждого элементарного слоя, толщиной h_i . Конструкция сваи приведена на рисунке 26, геометрические размеры – в таблице 26.8. Несущую способность определять по инженерно-геологическому разрезу, приведенному в задаче 25.

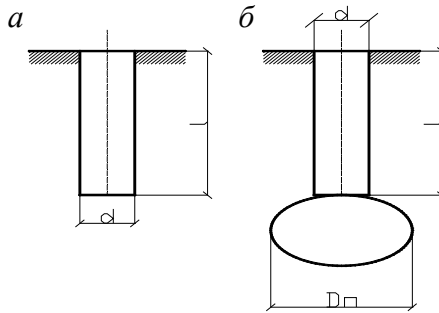


Рисунок 26 – Типы буронабивных свай с уплотненным основанием:
a – с уплотненным забоем; *б* – с вытрамбованной уширенной пятой

Таблице 26.8 – Исходные данные к задаче 26

№ варианта	Глубина заложения ростверка от поверхности земли	Геометрические параметры сваи		
		Длина сваи L , м	Диаметр ствола d , м	Диаметр пяты $D_{п}$, м
1	0,6	9,0	0,400	0,400
2	0,6	11,0	0,400	0,400
3	0,8	9,0	0,442	0,442
4	0,8	9,0	0,400	0,785
5	1,0	12,0	0,400	0,400
6	1,0	9,0	0,462	0,462
7	1,2	9,0	0,400	0,900
8	1,2	13,0	0,400	0,400
9	1,4	9,0	0,480	0,480
10	1,4	9,0	0,400	0,985
11	0,6	9,0	0,400	0,400

Окончание таблицы 26.8

№ вари- анта	Глубина заложения ростверка от поверхности земли	Геометрические параметры сваи		
		Длина сваи L , м	Диаметр ствола d , м	Диаметр пяты $D_{п}$, м
12	0,6	11,0	0,400	0,400
13	0,8	9,0	0,442	0,442
14	0,8	9,0	0,400	0,785
15	1,0	12,0	0,400	0,400
16	1,0	9,0	0,462	0,462
17	1,2	9,0	0,400	0,900
18	1,2	13,0	0,400	0,400
19	1,4	9,0	0,480	0,480
20	1,4	9,0	0,400	0,985
21	0,6	9,0	0,400	0,400
22	0,6	11,0	0,400	0,400
23	0,8	9,0	0,442	0,442
24	0,8	9,0	0,400	0,785
25	1,0	12,0	0,400	0,400
26	1,0	9,0	0,462	0,462
27	1,2	9,0	0,400	0,900
28	1,2	13,0	0,400	0,400
29	1,4	9,0	0,480	0,480
30	1,4	9,0	0,400	0,985

Занятие 14

Задача 27

Определение несущей способности сваи по результатам зондирования

Указания к решению задачи

В современной практике проектирования фундаментов несущую способность свай определяют расчетными методами, испытанием статической вдавливающей нагрузкой и по результатам статического и динамического зондирования (см. задачи 25 и 26).

Определение несущей способности забивных и набивных свай по результатам динамического зондирования П2–2000 к СНБ 05.01.01–99.

Для забивных и набивных свай – частное значение предельного сопротивления сваи в точке ударного динамического зондирования определяется по формуле

$$F_{d,i} = \bar{R}_d A + R_{fu} A_{fu} + \bar{R}_{fd} h U, \text{ кН},$$

где \bar{R}_d – среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

\bar{R}_{fd} – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

h – глубина погружения сваи в грунт, м;

U – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке определяется по формуле

$$\bar{R}_d = \frac{\sum_{i=1}^n q_{d,i} z_i}{z}, \text{ МПа},$$

где $q_{d,i}$ – удельное сопротивление i -го слоя грунта в пределах участка z под нижним концом сваи, МПа, определяемое в зависимости от полученного из опыта условного динамического сопротивления грунта p_d по таблице 27;

z_i – толщина i -го слоя грунта в пределах участка z , м;

z – участок, расположенный в пределах одного диаметра d выше и четырех диаметров $4d$ ниже отметки нижнего конца проектируемой сваи, м.

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке следует определять по формуле

$$\bar{R}_{fd} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{f}_{d,i} h_i}{h}, \text{ МПа,}$$

где $\bar{f}_{d,i}$ – среднее значение удельного сопротивления грунта i -го слоя в пределах участка h на боковой поверхности сваи, МПа, определяемое в зависимости от полученного из опыта условного динамического сопротивления грунта p_d по таблице 27.

Таблица 27 – Значения $q_{d,i}$ и $\bar{f}_{d,i}$ для забивных и набивных свай

p_d , МПа	Удельное сопротивление грунта i -го слоя под нижним концом забивной сваи $q_{d,i}$, МПа			Среднее значение удельного сопротивления грунта i -го слоя на боковой поверхности забивной сваи $\bar{f}_{d,i}$ 10^{-2} МПа		
	для песчаных грунтов естественного сложения и намывных с давностью намыва более полугода года	для моренных глинистых грунтов	для глинистых грунтов (кроме моренных) неводонасыщенных	для песчаных грунтов естественного сложения и намывных с давностью намыва более полугода года	для моренных глинистых грунтов	для глинистых грунтов (кроме моренных) неводонасыщенных
$\leq 1,0$	0,95	0,65	0,59	0,58	2,82	2,34
2,0	1,70	1,15	1,04	1,11	4,75	3,80
3,0	2,40	1,60	1,44	1,60	5,00	3,95
5,0	3,55	2,25	2,02	2,46	5,50	4,20
8,0	4,80	2,95	2,65	3,54	5,75	4,30
10,0	5,42	3,20	2,90	4,13	6,00	4,40
12,0	6,10	3,40	3,06	4,64	6,20	4,50
15,0	6,25	3,50	3,15	5,27	6,30	4,55
$\geq 17,5$	6,40	4,00	3,60	5,63	6,50	4,60

Примечания.

1. Значения $q_{d,i}$ и $\bar{f}_{d,i}$ следует определять для однородных слоев с изменениями p_d не более, чем на 20 %.

2. Пылеватые водонасыщенные пески по результатам динамического зондирования не нормируются.

Условие задачи

Определить несущую способность свай по результатам зондирования. В случае отсутствия значений $\bar{f}_{s,i}$ их значения до глубины 5,0 м принять равным значению $f_{s,i} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \varphi / 2)$. Инженерно-геологический разрез и графики зондирования приведены в данных к задаче 25.

Задача 28

Конструирование свайных фундаментов

Указания к решению задачи

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия

$$\sum \frac{N_i}{\gamma_f} \leq \sum \frac{F_{d,i}}{\gamma_k} = F_d,$$

где N_i – расчетная нормативная внешняя нагрузка, передаваемая на отдельную сваю при наиболее невыгодных сочетаниях усилий с учетом собственного веса ростверка и свай, кН;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке: при расчете основания свай по несущей способности $\gamma_f = 0,87$; при расчете по деформациям $\gamma_f = 1,0$;

$F_{d,i}$ – расчетная несущая способность грунта основания одиночной или отдельной сваи в кусте и приходящейся на нее части ростверка, кН;

γ_k – коэффициент надежности: $\gamma_k = 1,4$ (при определении F по формулам); $\gamma_k = 1,3$, если несущая способность определена по результатам динамического зондирования грунта; $\gamma_k = 1,25$, если несущая способность определена по результатам статического зондирования грунта; $\gamma_k = 1,2$, если несущая способность определена по результатам статического опытного испытания.

Тип, вид, длина свай выбираются в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки и наличия оборудования для их изготовления. Тип ростверка (низкий, высокий) и его размеры назначаются в зависимости от размеров конструкции надземной части сооружения и передаваемых нагрузок от них. Рекомендуется выполнять безростверковое опирание на сваи, совмещая колонны со сваями устройством в них стаканов или используя несущие панели и др.

Число свай в фундаменте следует назначать из условия максимального использования прочностных свойств их материала при расчетной нагрузке на сваю с учетом допустимых перегрузок крайних свай в фундаменте:

$$N = \gamma_k N_{01} / F_d,$$

где γ_k – коэффициент надежности метода (см. задачу 26);

F_d – несущая способность сваи;

N_{01} – расчетная нагрузка на фундамент (куст, 1 м длины и др.).

Сваи в кусте внецентренно нагруженного фундамента следует размещать таким образом, чтобы равнодействующая постоянных нагрузок, действующих на фундамент, проходила возможно ближе к центру тяжести плана свай.

Расстояния между сваями должны назначаться с учетом сопряжения их с надземными конструкциями, действующих нагрузок, технологических условий и конструктивных особенностей сооружения, но не менее:

– для свай заводского изготовления, защемленных в грунте, – $3d$;

– свай-стоек – $1,5d$ между осями (здесь d – диаметр, сторона квадратного или большая сторона прямоугольного поперечного сечения сваи);

– набивных свай, глубоких опор, устраиваемых без обсадной трубы – не менее 1000 мм в свету между стволами и не менее 700 мм в свету между уширениями ствола;

– свай в полостях при наличии уширения только в верхней части и наклонных свай – от 100 до 200 мм в свету между верхними оголовками.

Максимальное расстояние между сваями, как правило, не должно превышать $60d$.

Конструирование ростверка начинают с размещения свай в плане (рисунок 28). Сваи размещают в виде:

а) одиночных свай (под отдельно стоящие опоры);

б) свайных кустов (под колонны);

в) свайных лент (под стены зданий);

г) сплошного свайного поля (под массивные сплошные плиты под все сооружение или его часть).

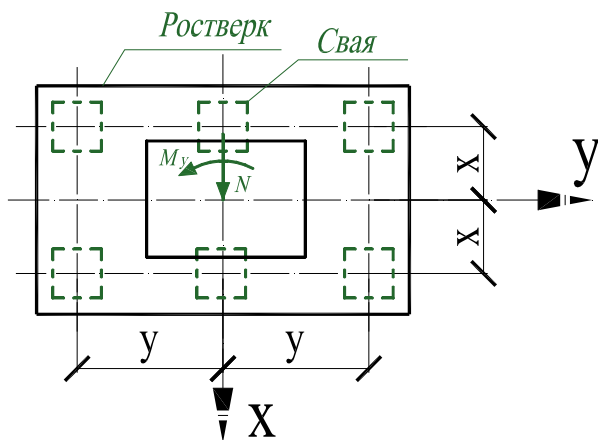


Рисунок 28 – Пример свайного столбчатого ростверка (план) для центрально приложенной нагрузки с моментом в направлении вдоль оси y - y

Под колонны сваи размещают правильными рядами или в шахматном порядке. Характер размещения свай (рядовой или шахматный) зависит от их количества. Для внецентренно нагруженных фундаментов возможны несколько случаев расположения свай:

1. Сваи размещаются симметрично относительно оси колонны, но число их увеличивается для восприятия момента. В этом случае сваи нагружены неравномерно. Больше всего нагружены сваи крайнего ряда по направлению действия момента.

2. Сваи размещают равномерно, но центр подошвы ростверка смещают в направлении действия момента на среднюю величину эксцентриситета e . При этом все сваи нагружены равномерно и коэффициент $\eta = 1$.

3. Сваи размещают неравномерно, чтобы равнодействующая сил проходила через центр тяжести свайного поля. При этом все сваи нагружены равномерно и коэффициент $\eta = 1$.

Размещение свай по схемам 2 и 3 допускается только при знако- постоянных моментах, мало изменяющихся по величине.

Под стены зданий сваи размещают в один или несколько рядов, используя ленточные ростверки. При размещении свай в один ряд наличие их в углах здания обязательно, а в местах пересечения стен – желательно.

После определения количества свай в кусте или шага в ленточном ростверке и порядка их размещения уточняют размеры ростверка и рассчитывают его фактический вес с грунтом на уступах. Размеры ростверка уточняются, исходя из следующих соображений:

– расстояние между осями наиболее близко расположенных свай, заземленных в грунте;

– расстояние от грани свай крайнего ряда до края ростверка – не менее 0,05 м для свай сечением не более 300×300 мм и 0,1 м для свай 400×400 мм и более;

Конструирование ростверка завершается определением веса ростверка и грунта на его уступах.

Вес ростверка

$$N_p = \gamma_f V_p \gamma_b,$$

где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

V_p – объем ростверка, м^3 ;

$\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес железобетона.

Вес грунта на уступах ростверка

$$N_g = \gamma_f V_g \gamma_1,$$

где V_g – объем грунта на уступах ростверка, м^3 ;

γ_1 – средневзвешенное значение удельного веса грунта, кН/м^3 , расположенного выше ростверка ($\gamma_1 = 17 \text{ кН/м}^3$).

Расчетную нагрузку на сваю N , кН (тс), следует определять, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю допускается определять по формуле

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2},$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН (тс);

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кН·м (тс·м), относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n – число свай в фундаменте;

x_i, y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

x, y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

При действии момента только в одном направлении формула превращается в двухчленную.

Условие задачи

Подобрать необходимое количество свай для ростверка под колонну и для ленточного ростверка. Несущую способность принять по значениям, определенным при решении задач 26 и 27. Нагрузки на обресе фундамента приведены в таблице 28.

Таблица 28 – Исходные данные к задаче 28

№ варианта	Нагрузка на ростверк от колонны			Нагрузка на ростверк от стены Q_1 , кН/м
	N_1 , кН	$M_{x, 1}$, кН·м	$M_{y, 1}$, кН·м	
1	4000	90	50	325
2	4050	100	55	350
3	4100	110	60	375
4	4150	120	65	400
5	4200	130	70	425

Окончание таблицы 28

№ варианта	Нагрузка на ростверк от колонны			Нагрузка на ростверк от стены Q_1 , кН/м
	N_1 , кН	$M_{x, I}$, кН·м	$M_{y, I}$, кН·м	
6	4250	140	75	450
7	4300	150	80	475
8	4350	160	85	500
9	4400	170	90	525
10	4450	180	95	550
11	4500	190	50	575
12	4550	200	55	600
13	4600	210	60	625
14	4650	220	65	650
15	4700	230	70	675
16	4750	90	75	400
17	4850	100	80	425
18	4900	110	85	450
19	4950	120	90	475
20	5000	130	95	500
21	5050	140	50	525
22	5100	150	55	550
23	5150	160	60	575
24	5200	170	65	600
25	5250	180	70	625
26	5300	190	75	450
27	5350	200	80	475
28	5400	210	85	500
29	5450	220	90	525
30	5500	230	95	550

Занятие 15

Задача 29

Расчет осадки свайного фундамента

Указания к решению задачи

Свайный фундамент может достигнуть предельного состояния по условию деформируемости основания. Поэтому, чтобы обеспечить эксплуатационную надежность сооружения, необходимо произвести расчет свайного фундамента из свай, защемленных в грунте по деформациям при вертикальных нагрузках, согласно действующим нормам (СНБ 5.01.01–99) по второй группе предельных состояний. Этот расчет представляет собой сравнение расчетной величины осадки S с предельной S_U для данного сооружения, устанавливаемой нормами проектирования оснований или расчетом:

$$S \leq S_U,$$

где S – совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, относительная разность осадок свай, свайных фундаментах и т. п.), определяемая расчетом согласно ТКП 45-5.01-67–2007 и настоящими методическими указаниями;

S_U – предельное значение совместной деформации основания свай, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое проектом или по указаниям норм (СНБ 5.01.01–99).

Расчет осадок свайного фундамента из свай, защемленных в грунте, и его основания по деформациям, как правило, производится по **методу условного массивного фундамента** – по той же методике, что и для фундамента на естественном основании. Грунт в межсвайном пространстве и примыканий к наружным граням крайних свай фундамента рассматривается как единый массив $АВВГ$ (см. рисунок 29), имеющих свои границы.

Границы условного свайного фундамента определяются следующим образом:

– снизу – горизонтальной плоскостью $АВ$, проходящей через нижние концы свай и служащей подошвой условного фундамента;

– по бокам – вертикальными плоскостями AB и $БГ$, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{м.п}}/4)$, но не более $2d$ в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$ (d – диаметр или сторона поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай;

– сверху – поверхностью планировки грунта $БГ$.

Осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта

$$\varphi_{\text{м.п}} = \frac{\sum_0^h \varphi_{\text{п.и}} h_i}{\sum h_i},$$

где $\varphi_{\text{п.1}}, \varphi_{\text{п.2}}, \dots, \varphi_{\text{п.и}}$ – расчетные значения углов внутреннего трения грунтов соответствующих участков свай h_1, h_2, \dots, h_i . Таким образом, длина l_y подошвы условного фундамента определяется по формуле

$$l_y = m + 2l_0 \text{tg}(\varphi_{\text{м.п}}/4),$$

где m – расстояние между внешними плоскостями свай, м;

l_0 – расчетная длина свай, м.

Ширина подошвы условного фундамента b_y и расстояние от граней свай до границ условного фундамента AB и $БГ$ определяются по формулам

$$b_y = a_b(m_b - 1) + d + 2a,$$

$$a = a' = h_{\text{м}} \text{tg}(\varphi_{\text{м.п}}/4),$$

где a_b – расстояние между сваями, м;

m_b – количество рядов;

d – диаметр или большая сторона свай, м.

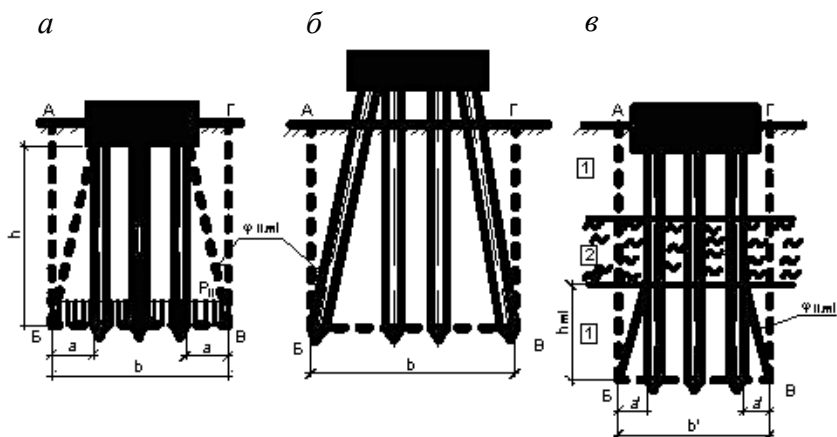


Рисунок 29 – Пример определения границ условного фундамента при расчете осадок свайных фундаментов при наличии свайных грунтов:

a – для фундамента на однородном основании с вертикальными сваями;

б – то же, с наклонными сваями; *в* – при наличии слабого слоя:

1 – слой грунта средней прочности; 2 – сильносжимаемый слой

Собственный вес условного фундамента при определении его осадки включает вес свай, ростверка, вес грунта в объеме условного фундамента.

Для условного фундамента, так же как и для плитного, следует проверять условия

$$p \leq R,$$

$$p_{\max} \leq 1,2R.$$

Для центрально нагруженных фундаментов давление p под подошвой условного фундамента определяется с учетом веса условного фундамента:

$$p = \frac{N_{0,II} + N_{p,II} + N_{s,II} + N_{\gamma,II}}{l_y \cdot b_y} = \frac{N_{II}}{A}.$$

В случае внецентренного нагружения фундамента

$$P_{\max} = \frac{N_{0,\Pi} + N_{p,\Pi} + N_{s,\Pi} + N_{\gamma,\Pi}}{l_y \cdot b_y} \pm \frac{M_{0x,\Pi}}{W_x} \pm \frac{M_{0y,\Pi}}{W_y},$$

где $N_{0,\Pi}$ – нагрузка, приложенная на уровне обреза ростверка, кН;

$N_{p,\Pi}$ – вес ростверка, кН;

$N_{s,\Pi}$ – вес свай, кН;

$N_{\gamma,\Pi}$ – вес грунта в объеме выделенного условного фундамента, кН;

$M_{0,\Pi}$ – момент от расчетных нагрузок относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы ростверка, кН·м;

W_y – момент сопротивления площади $A = l_y \cdot b_y$ относительно оси, параллельной оси, принятой при подсчете момента $M_{y,\Pi}$;

W_x – тоже, принятой при подсчете момента $M_{x,\Pi}$.

Расчетное сопротивление основания условного свайного фундамента будет представлено в следующей форме:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left(M_{\gamma} k_z b_y \gamma_{\Pi} + M_q d_y \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi} \right), \text{ кПа.}$$

Если при строительстве предусматриваются планировка территории подсыпкой (намывом) высотой более 2 м и другая постоянная (долговременная) нагрузка территории, эквивалентная подсыпке, а в пределах глубины погружения свай залегают слои торфа или ила толщиной более 30 см, то значение осадки свайного фундамента из висячих свай следует определять с учетом уменьшения габаритов условного фундамента, который в этом случае как при вертикальных, так и при наклонных сваях принимается ограниченным по бокам вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии

$$m = h_{mt} \cdot \text{tg}(\varphi_{m,\Pi}/4),$$

где h_{mt} – расстояние от нижнего конца сваи до подошвы слоя торфа или ила толщиной более 30 см (см. рисунок 29, б).

Конечная осадка свайного фундамента, как правило, определяется методом послойного суммирования (см. задачу 18). Расчет начинается с построения эпюр природного (бытового) и дополнительного давлений. На геологический разрез наносятся контуры сечения фундамента, затем от оси фундамента влево откладываются ординаты эпюр.

Природное давление

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

где γ_i – удельный вес грунта i -го слоя, кН/м^3 ;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м.

Величина бытового давления определяется на границе каждого слоя грунта. Если в пределах выделенной толщи залегает горизонт подземных вод, то удельный вес грунта определяется с учетом гидростатического взвешивания.

Для построения эпюры дополнительного давления толщина грунта ниже подошвы фундамента в пределах глубины, приблизительно равной трехкратной ширине фундамента $3b$, разбивается на ряд слоев мощностью не более $0,4b$ (обычно $0,2b$). Дополнительное вертикальное давление непосредственно под подошвой фундамента определяется как разность между средним давлением по оси фундамента и вертикальным напряжением от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента.

Дополнительное вертикальное напряжение для любого сечения, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0,$$

где α – коэффициент, принимаемый в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ (в данном случае $\eta = 1$) и относительной глубины $\xi = z/b$ (здесь l и b – соответственно длина и ширина фундамента).

Расчет осадки отдельного фундамента по теории линейно деформируемого полупространства с условным ограничением вели-

чины сжимаемой толщи h_c глубиной, где дополнительное давление σ_{zp} составляет от природного $0,2\sigma_{zg}$ или $0,1\sigma_{zg}$ (для слабых грунтов), производится по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i},$$

где s – конечная осадка отдельного фундамента, см;

n – число слоев, на которые разделена по глубине сжимаемая толща основания;

h_i – толщина i -го слоя грунта основания, см;

E_i – модуль деформации грунта i -го слоя, кПа;

β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней и нижней границах слоя, кПа.

Условие задачи

Определить осадку ленточного и кустового свайного фундамента. Расчет производить по данным задачи 28. Коэффициент надежности по нагрузке для приведенных значений нагрузок в задаче 28 принять $\gamma_f = 1,35 \dots 1,40$.

Задача 30

Определение несущей способности буроинъекционного анкера

Указания к решению задачи

В настоящее время применяются буроинъекционные анкеры (рисунки 30). Их проектирование производится по ПП8–2004 к СНБ 5.01.01–99.

Анкер предварительно напряженный – устройство для обеспечения устойчивости и взаимной связи объекта (конструкции) с грунтом за счет напряженной растянутой тяги, закрепленной одним концом в голове устройства на сооружении, а другим – в заделке (корне) устройства внутри глубоких несущих слоев грунта.

Анкер состоит из трех основных частей: головы, свободной части и заделки (корня). Анкер, в отличие от анкерной сваи, передает вырывающее усилие грунтовому основанию не по всей длине, а только через корень в виде касательных сил по его боковой поверхности и нормальных сжимающих напряжений по площади лобовой поверхности.

Анкерование строительных объектов предназначено для обеспечения и повышения устойчивости конструкций в разнообразных геологических условиях, возведения заглубленных сооружений вблизи существующих зданий при стесненной застройке, подпорных стен, укреплений котлованов, реконструкции действующих объектов и испытаний фундаментов на вдавливание.

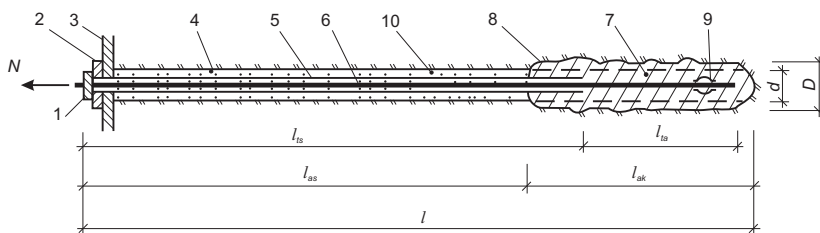


Рисунок 30 – Временный, с растянутым корнем, предварительно напряженный буроинъекционный анкер:

l – голова анкера; 2 – упор; 3 – анкеруемая конструкция; 4 – стенка скважины; 5 – защитная оболочка; 6 – тяга; 7 – корень; 8 – лобовая поверхность; 9 – фиксатор; 10 – тампонажная обойма

Последовательность конструирования и расчета анкерного крепления

1. Определить расход раствора и цемента на формирование анкерного корня и тампонажной обоймы по свободной длине.

По таблице 30.1, с учетом водопоглощения из раствора, находится объем раствора, m^3 , который потребуется на формирование корня диаметром D , м, при его длине L , м, и на заливку остальной свободной части скважины диаметром d , m^3 .

Таблица 30.1 – Определение расхода инъекционной смеси для формирования корня и свободной буроинъекционного анкера

Диаметр анкерных корней D , м	Объем 1 м корня, м ³	Объем смеси, м ³ , на 1 м анкерного корня, закачиваемой через обсадные трубы при В/Ц и К _Н (последнее – см. значение в скобках)				
		0,40 (0,70)	0,45 (0,66)	0,50 (0,62)	0,55 (0,59)	0,60 (0,55)
0,089	0,006	0,009	0,010	0,010	0,011	0,011
0,114	0,010	0,015	0,016	0,017	0,018	0,019
0,15	0,018	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032
0,20	0,031	0,045	0,048	0,051	0,053	0,057
0,25	0,049	0,070	0,074	0,079	0,083	0,089
0,30	0,071	0,101	0,107	0,114	0,120	0,129
0,35	0,096	0,137	0,146	0,155	0,163	0,175
0,40	0,126	0,180	0,190	0,203	0,213	0,229
0,50	0,196	0,280	0,297	0,316	0,332	0,356

2. Определить общий объем раствора, м³.

По таблице 30.2 для найденного объема раствора определить требуемое количество цемента, кг, и воды, кг.

Таблица 30.2 – Определение расхода цемента и воды на формирование буроинъекционных анкера, м³

Компоненты материалов для изготовления раствора	Расход материалов на 1 м ³ раствора						
	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
Вода, л	482	520	554	582	608	630	650
кг	482	520	554	582	608	630	650
Портландцемент 400, л	518	480	446	418	392	370	350
кг	1606	1487	1384	1294	1216	1146	1084
Всего: л	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
кг	2088	2007	1938	1876	1824	1776	1734

В связи потерями раствора при его закачке рекомендуется увеличивать общий расход цемента на величину кратную 25 кг.

3. Найти площадь боковой поверхности цилиндрического корня:

$$A_{б.к} = \pi D l_{ак}, \text{ м}^2.$$

Определяется площадь лобовой кольцевой поверхности корня как разность площадей сечения корня и тампонажной обоймы (скважины):

$$A_{б.к} = \pi(D^2 - d^2)/4, \text{ м}^2$$

и глубина расположения лобовой кольцевой поверхности корня:

$$h = Y + (l - l_{ak})\sin\lambda, \text{ м}$$

4. Определяется расчетное усилие на анкер на пределе сопротивления по грунту F_{bh} , кН, по формуле

$$F_{bh} = 3,14\sum D_i \cdot L_{ak,i} \cdot R_{fp,i} \cdot \gamma_{cf,i} + 0,785\sum R_{c,i}(D_i^2 - d^2)\gamma_{cR,i},$$

где D_i – диаметр заделки анкера в зоне нагнетания смеси, м;

d – диаметр скважины, м;

$R_{fp,i}$ – контактное сопротивление сдвигу грунта на боковой поверхности корня анкера, кПа;

$R_{c,i}$ – расчетное сопротивление грунта сжатию на лобовой поверхности корня, кПа;

$L_{ak,i}$ – длина цилиндрической части корня анкера, м;

$\gamma_{cR,i}$ – коэффициенты условий работы грунта перед корнем или его уширениями, принимаемые равными $\gamma_{cR,i} = 1$ (кроме случая устройства корня или ствола сваи без опрессовки в глинистом грунте при показателе текучести $I_L \geq 0,5$, когда $\gamma_{cR,i} = 0,8$) и при отсутствии динамических воздействий на грунт.

$\gamma_{cf,i}$ – коэффициенты условий работы грунта на боковой поверхности анкерных корней, зависящие от способа определения значений и принимаемые $\gamma_{cf,i} = 1$ при отсутствии динамических воздействий на грунт: если $R_{fp,i}$ вычислено по эмпирическим зависимостям либо по таблицам из задачи 26; если $R_{fp,i}$ определено согласно табличным данным, исходя из способа проходки скважин.

5. Определяется расчетное контактное сопротивление сдвигу вдоль поверхности инъекционного корня R_{fp} и расчетное сопротивление грунта на сжатие R_c по эмпирическим зависимостям или по табличным данным:

– для песчаных и глинистых грунтов Беларуси могут определяться в соответствии с корреляционными зависимостями;

– для маловлажных песков средней крупности (при коэффициенте пористости грунта $e = 0,6-0,85$)

$$R_{fo} = 113-123e,$$

$$R_{fp} = 283-269e;$$

– для маловлажных крупных песков (при $e = 0,6-0,85$)

$$R_{fo} = 116-123e,$$

$$R_{fp} = 291-269e;$$

– для маловлажных гравелистых песков (при $e = 0,6-0,85$)

$$R_{fo} = 82-84e,$$

$$R_{fp} = 371-386e;$$

– для пылеватых супесей твердой консистенции (при $e = 0,5-0,8$)

$$R_{fo} = 105-123e,$$

$$R_{fp} = 114-113e.$$

Для пластичных пылеватых супесей значения, определенные по корреляционным зависимостям, следует уменьшить в 1,8 раза при показателе текучести I_L от 0,25 до 0,5 и в 3,3 раза – при I_L от 0,75 до 0,9;

– для суглинков моренных (при $e = 0,3-0,35$, при влажности грунта $w = 5-18\%$)

$$R_{fo} = 98-4,2e,$$

$$R_{fp} = 126-3,6e.$$

Далее следует определить расчетное сопротивление $R_{f,i}$ (см. таблицы 30.3–30.4), коэффициенты γ_{cR} и γ_{cf} (по таблице 30.3)

Таблица 30.3 – Расчетное сопротивление $R_{f, i}$, кПа, для грунтов песчаных средней прочности и пылевато-глинистых

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Грунты										
	песчаные средней прочности										
	гравелистые	крупные	средней крупности	мелкие	пылеватые	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистые с показателем текучести I_L										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,5	$\frac{50,0}{40,0}$	$\frac{47,0}{35,0}$	$\frac{40,0}{31,0}$	$\frac{35,0}{20,0}$	$\frac{25,0}{12,0}$	9	6	4	3	2	1
	$\frac{60,0}{45,0}$	$\frac{55,0}{38,0}$	$\frac{45,0}{35,0}$	$\frac{40,0}{25,0}$	$\frac{30,0}{15,0}$	12	9	6	5	4	3
1,0	$\frac{65,0}{50,0}$	$\frac{57,0}{40,0}$	$\frac{50,0}{38,0}$	$\frac{45,0}{28,0}$	$\frac{30,0}{18,0}$	15	11	9	7	5	4
	$\frac{70,0}{55,0}$	$\frac{60,0}{45,0}$	$\frac{55,0}{42,0}$	$\frac{50,0}{32,0}$	$\frac{40,0}{22,0}$	17	13	11	9	7	5
2,0	$\frac{75,0}{57,0}$	$\frac{62,0}{50,0}$	$\frac{57,0}{45,0}$	$\frac{54,0}{35,0}$	$\frac{43,0}{25,0}$	19	15	13	11	8	6
	$\frac{80,0}{60,0}$	$\frac{65,0}{52,0}$	$\frac{60,0}{48,0}$	$\frac{56,0}{38,0}$	$\frac{46,0}{28,0}$	21	17	15	13	9	7
3,0	$\frac{85,0}{65,0}$	$\frac{70,0}{55,0}$	$\frac{63,0}{53,0}$	$\frac{58,0}{40,0}$	$\frac{49,0}{32,0}$	24	19	17	15	11	9
	$\frac{90,0}{70,0}$	$\frac{75,0}{60,0}$	$\frac{68,0}{56,0}$	$\frac{62,0}{43,0}$	$\frac{52,0}{36,0}$	26	21	19	17	13	11
4,0	$\frac{95,0}{72,0}$	$\frac{80,0}{65,0}$	$\frac{72,0}{60,0}$	$\frac{65,0}{45,0}$	$\frac{55,0}{38,0}$	29	23	21	19	14	12
	$\frac{100,0}{75,0}$	$\frac{85,0}{70,0}$	$\frac{75,0}{63,0}$	$\frac{68,0}{48,0}$	$\frac{58,0}{40,0}$	32	25	22	20	15	13

Примечание. Значения $R_{f, i}$, указанные в числителе, относятся к песчаным грунтам, в знаменателе – к глинистым.

Таблица 30.4 – Расчетное сопротивление $R_{f, i}$, кПа, для грунтов насыпных песчаных и пылевато-глинистых

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Грунты							
	насыпные песчаные с коэффициентом уплотнения K_{com}			пылевато-глинистых с показателем текучести I_L				
	0,92	0,95	0,98	0	0,2	0,4	0,6	0,8
0,5	18	28	38	36	25	9	4	2
1,0	24	32	44	40	28	12	7	4
1,5	27	35	49	44	31	14	9	5
2,0	30	38	55	46	34	17	10	7
2,5	32	40	58	50	36	20	12	9
3,0	33	42	61	55	38	22	14	11
4,0	35	43	63	58	41	25	15	12
5,0	38	46	67	60	45	28	17	13
6,0	39	49	71	63	48	30	19	15
7,0	40	52	73	65	50	32	20	16

Таблица 30.5 – Коэффициент условий работы грунта γ_{cf}

Сваи и способы их устройства	Грунты			
	пески	супеси	суглинки	глины
Винтонабивные	1,0	1,0	1,0	0,9
Устраиваемые сбросом бетона в сухие пробуренные шнеком скважины	0,9	0,8	0,8	0,8
Устраиваемые сбросом бетона в сухие пробитые скважины	1,0	0,9	0,9	0,8
Выполненные при заполнении скважин раствором без опрессовки	1,1	1,0	1,0	0,9
Выполненные при заполнении скважин раствором с опрессовкой давлением 0,2–0,5 МПа поэтапно через обтюратор	1,5	1,4	1,3	1,2
Изготовленные в скважинах под защитой обсадных труб или бентонитового раствора с однократной поэтапной опрессовкой давлением 0,2–0,5 МПа	1,4	1,3	1,2	1,1
Изготовленные в скважинах под защитой обсадных труб или бентонитового раствора при повторной поэтапной опрессовке давлением более 0,5 МПа	2,0	1,5	1,4	1,3

6. Определить расчетное усилие на пределе сопротивляемости грунтового основания в соответствии с формулой в п. 3.

Для восприятия растягивающего усилия в анкерной тяге определяем класс и диаметр необходимого арматурного стержня.

7. Определить расчетное усилие допускаемое на анкер F_d с учетом коэффициента надежности по грунту:

$$F_d = N_{\max} / \gamma_k,$$

где γ_k принимается равным 1,5 для постоянного анкера и 1,2 для временного.

Условие задачи

Определить несущую способность основания буринъекционного анкера и допускаемую на него расчетную нагрузку.

Длина анкера, длина корня, диаметры скважины и корня, угол наклона анкера к горизонту, глубина расположения упорного пояса от планировки приведены в таблице 30.6. Скважина для анкера бурится под защитой обсадной трубы, через которую закачивается цементный раствор с В/Ц, в зону формирования корня под избыточным давлением и посредством свободной заливки по свободной длине. Инженерно-геологические условия принять по данным задачи 25.

Таблица 30.6 – Исходные данные к задаче 30

№ варианта	Длина анкера L , м	Диаметр скважины d , см	Длина корня l_{ak} , м	Диаметр корня D , см	Глубина расположения упорного пояса y , м	Угол наклона анкера к горизонту λ , °	Водоцементное отношение В/Ц
1	2	3	4	5	6	7	8
1	8	8,9	3,0	25,0	1,5	5	0,30
2	9	11,4	3,2	30,0	1,8	8	0,35
3	10	15,0	3,4	35,0	2,1	11	0,40
4	11	20,0	3,6	40,0	2,4	14	0,45
5	12	8,9	3,8	50,0	2,7	17	0,50
6	13	11,4	4,0	25,0	3,0	20	0,55

Окончание таблицы 30.6

1	2	3	4	5	6	7	8
7	14	15,0	3,0	30,0	1,5	23	0,60
8	15	20,0	3,2	35,0	1,8	5	0,30
9	8	8,9	3,4	40,0	2,1	8	0,35
10	9	11,4	3,6	50,0	2,4	11	0,40
11	10	15,0	3,8	25,0	2,7	14	0,45
12	11	20,0	4,0	30,0	3,0	17	0,50
13	12	8,9	3,0	35,0	1,5	20	0,55
14	13	11,4	3,2	40,0	1,8	23	0,60
15	14	15,0	3,4	50,0	2,1	5	0,30
16	15	20,0	3,6	25,0	2,4	8	0,35
17	8	8,9	3,8	30,0	2,7	11	0,40
18	9	11,4	4,0	35,0	3,0	14	0,45
19	10	15,0	3,0	40,0	1,5	17	0,50
20	11	20,0	3,2	50,0	1,8	20	0,55
21	12	8,9	3,4	25,0	2,1	23	0,60
22	13	11,4	3,6	30,0	2,4	5	0,30
23	14	15,0	3,8	35,0	2,7	8	0,35
24	15	20,0	4,0	40,0	3,0	11	0,40
25	8	8,9	3,0	50,0	1,5	14	0,45
26	9	11,4	3,2	25,0	1,8	17	0,50
37	10	15,0	3,4	30,0	2,1	20	0,55
28	11	20,0	3,6	35,0	2,4	23	0,60
29	12	8,9	3,8	40,0	2,7	5	0,30
30	13	11,4	4,0	50,0	3,0	8	0,35

Раздел IV
ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ, ПОДПОРНЫХ СТЕН,
ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ, ОСНОВАНИЙ
ФУНДАМЕНТОВ В СЛОЖНЫХ (СПЕЦИФИЧЕСКИХ)
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Занятие 16

Задача 31

Расчет конструкций подземных трубопроводов, туннелей

Указания к решению задачи

Если жесткость сооружения не превышает жесткости окружающего его грунта насыпи, то нормальная и касательная составляющие нормативного давления в любой точке верхнего свода по теории предельного равновесия сыпучих тел выражаются формулами (см. рисунок 31.1):

$$\sigma = \gamma_0 z (\cos^2 \alpha + \xi_a \sin^2 \alpha);$$

$$\tau = \gamma_0 z (1 - \xi_a) \sin \alpha \cdot \cos \alpha,$$

где γ_0 – удельный вес вышележащих грунтов, кН/м³;

z – глубина рассматриваемой точки от поверхности насыпи, м;

α – угол, который составляет нормаль к поверхности сооружения в рассматриваемой точке с вертикалью, °;

ξ_a – коэффициент бокового давления грунта:

$$\xi_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2),$$

где φ – угол внутреннею трения грунта, °.

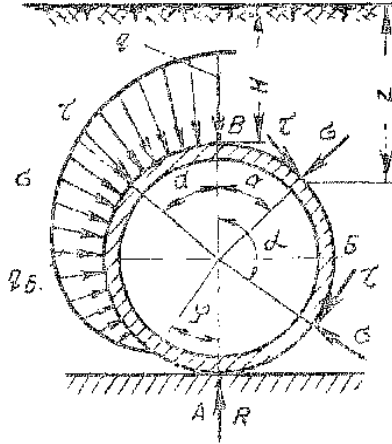


Рисунок 31.1 – Расчетная схема определения нормальных и касательных напряжений подземных трубопроводов

Равнодействующая давлений на верхнюю половину сооружения равна весу вышележащего грунта и при круговом поперечном сечении составляет:

$$Q_B = \gamma_0 H D_1 \left(1 + 0,108 \frac{D_1}{H} \right).$$

Равнодействующая активных давлений на обе половины круглого трубопровода, т. е. сила, передающаяся на основание, определяется из формулы

$$R = \gamma_0 H D_1 \left(A_1 - A_2 \frac{D_1}{H} \right).$$

где H – высота насыпи над верхом сооружения;

D_1 – наружный диаметр сооружения.

Значения параметров A_1 и A_2 в зависимости от величины ξ_a приведены на графике рисунка 31.2.

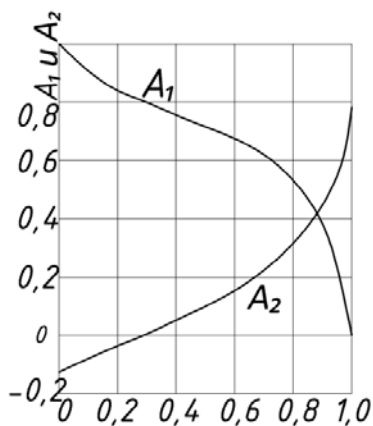


Рисунок 31.2 – Значения параметров A_1 и A_2

Боковое давление определяется по формулам без учета концентрации давлений и может быть представлено эпюрами, показанными на рисунке 31.3, с ординатами:

$$q_{b,I} = \gamma_0 \xi_a H;$$

$$q_b = \gamma_0 \xi \left(H + \frac{D_1}{H} \right).$$

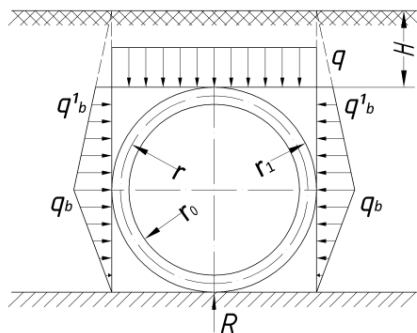


Рисунок 31.3 – Расчетная схема давления грунта на трубопровод

Для упрощения можно принять среднее боковое давление равномерным по выражению

$$q_{б.ср} = \frac{\gamma_0 \xi_a H}{4} \left(3 + \frac{D_1}{H} \right).$$

Условие задачи

Определить нормальную и касательную составляющую давлений в шести точках полуокружности водопроводной трубы, равнодействующие на верхнюю и нижнюю части трубы, а также боковое давления. Инженерно-геологические условия прокладки трубопровода принять по условию задачи 12 для скважины № 1. Грунтовые воды отсутствуют. Исходные данные приведены в таблице 31.1.

Таблица 31.1 – Исходные данные к задаче 31

№ варианта	Глубина до верха трубы, м	Диаметр трубы, см	№ варианта	Глубина до верха трубы, м	Диаметр трубы, см
1	2	3	1	2	3
1	1,7	142	16	1,8	72
2	1,8	122	17	1,9	63
3	1,9	112	18	2,0	53
4	2,0	102	19	2,1	142
5	2,1	92	20	2,2	122
6	2,2	82	21	2,3	112
7	2,3	72	22	2,4	102
8	2,4	63	23	2,5	92
9	2,5	53	24	2,6	82
10	2,6	142	25	2,7	72
11	2,7	122	26	2,8	63
12	2,8	112	27	2,9	53
13	2,9	102	28	3,0	142
14	3,0	92	29	3,1	122
15	1,7	82	30	3,2	112

Задача 32

Расчет водопритока в котлован и системы водоотведения

Указания к решению задачи

Водопонижение (искусственное понижение уровня подземных вод путем их откачки или отвода) применяется при разработке котлованов, возведении подземных сооружений, для постоянного снижения уровня подземных вод на территории промышленных предприятий, гражданских сооружений и сельскохозяйственных угодий и для защиты их от подтопления при подъеме уровня подземных вод.

Проектирование дренажей и систем водопонижения производится по СНБ 5.01.01–99 (раздел 6), П8 к СНБ 5.01.01–99 и СНиП 2.06.15–85.

Для понижения уровня грунтовых вод в строительстве используют вертикальный дренаж в виде системы водопонижительных скважин (рисунок 32) либо иглофильтровых установок.

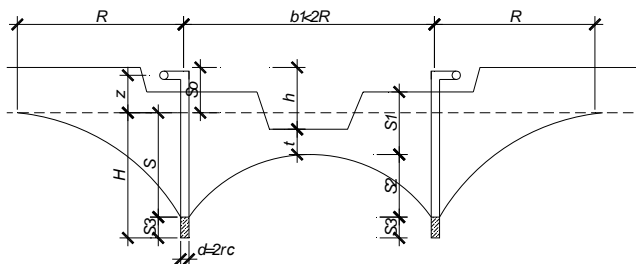


Рисунок 32 – Расчетная схема понижения уровня грунтовых вод:

S_0 – расстояние от дневной поверхности до уровня грунтовых вод, м;

S_1 – величина понижения уровня грунтовых вод в центре котлована, м;

S_2 – величина понижения уровня грунтовых вод в водопонижительной скважине либо иглофильтре по отношению к верхней точке кривой депрессии (S_2 равняется 0,5 м и 1,0 м для песчаного и глинистого грунта соответственно); S_3 – длина фильтрующей части ($S_3 = 0,3–1,0$ м); d – диаметр фильтра, принимаемый в зависимости от диаметра обсадной трубы в буровой водопонижительной скважине либо диаметр иглофильтра ($d = 2R_c$), м; h – глубина котлована от поверхности, м; H – расстояние от уровня грунтовых вод до низа водопонижительного оборудования, м; R – радиус воронки кривой депрессии (радиус действия), м; t – расстояние от дна котлована до пониженного уровня грунтовых вод ($t_{\min} = 0,5–0,7$ м); z – повышение оси водоприемного коллектора над уровнем грунтовых вод; F – площадь, околнурная водопонижительными устройствами ($F = L \times B$), м²

Иглофильтровые установка представляет собой комплект оборудования, состоящий из фильтров, надфильтровых трубок и элементов всасывающих коммуникаций (насосный агрегат, всасывающий рукав, звенья коллектора, гибкие соединения игло-фильтров, манометры и т. д.).

Основной характеристикой в расчете водопонижения является величина коэффициента фильтрации.

Последовательность расчета водопонижения:

– определяется величина понижения уровня грунтовых вод в центре котлована:

$$S_1 = h + t - S_0, \text{ м};$$

– находится общая длина водопонижительной скважины:

$$l = S_1 + S_2 + S_3 + z = H + z, \text{ м};$$

– по приближенной формуле Зихардта определяется захватная способность одной скважины (величина K_Φ в м/с)

$$q = \pi d S_3 \frac{\sqrt{K_\Phi}}{15}, \text{ м}^3/\text{час};$$

– находится приведенный радиус водопонижительной системы, м, принимаемый для контурных водопонижительных систем с соотношением ее сторон менее 5:1, равным

$$r = \sqrt{\frac{F}{\pi}};$$

– при отсутствии данных об источниках и условиях питания водоносных горизонтов величину радиуса депрессии при безнапорной фильтрации допускается определять расчетом по формуле:

$$R = r + 2S\sqrt{kH};$$

– определяется общий расход по формуле

$$Q = \frac{1,37(2H - S_1)S_1K_{\phi}}{\lg R - \lg r_c}, \text{ м}^3/\text{сут};$$

– определяется количество водопонизительных скважин:

$$n = \frac{Q}{q}, \text{ шт.};$$

– определяется шаг водопонизительных скважин:

$$L = \frac{P}{n}.$$

Понижение уровней подземных вод в точках, внешних по отношению к контуру дренажа, рекомендуется определять по формуле

$$S = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{x}}.$$

Условие задачи

Определить глубину заложения водопонизительных скважин и приток к нему при размерах контура $A \times B$ м, требуемом понижении уровня подземных вод в центре осушаемой площадки S_0 , м, и коэффициенте фильтрации, определенном в решении задаче 6. Мощность водоносного слоя определить по инженерно-геологическому разрезу. Радиус дрены по наружному слою обсыпки принять равным 0,5 м. Определить понижение уровня грунтовых вод на расстоянии $B/2$ м от оси дренажа по его периметру (см. таблицу 32).

Таблица 32 – Исходные данные к задаче 32

№ варианта	$L, м$	$B, м$	S_0	$d, м$	$h, м$	№ варианта	$L, м$	$B, м$	S_0	$d, м$	$h, м$
1	25	15	3,0	0,075	2,7	16	100	30	4,0	0,125	3,8
2	30	20	3,2	0,125	3,0	17	105	35	4,2	0,132	4,0
3	35	25	3,4	0,132	3,2	18	110	40	4,4	0,158	4,2
4	40	30	3,6	0,158	3,5	19	115	15	4,6	0,219	4,5
5	45	35	3,8	0,219	3,5	20	120	20	4,8	0,250	4,7
6	50	40	4,0	0,250	3,8	21	125	25	5,0	0,325	4,7
7	55	15	4,2	0,325	4,0	22	130	30	3,2	0,075	3,0
8	60	20	4,4	0,075	4,2	23	135	35	3,4	0,125	3,2
9	65	25	4,6	0,125	4,5	24	140	40	3,6	0,132	3,5
10	70	30	4,8	0,132	4,7	25	145	15	3,8	0,158	3,5
11	75	35	5,0	0,158	4,7	26	150	20	4,0	0,219	3,8
12	80	40	3,2	0,219	3,0	27	155	25	4,2	0,250	4,0
13	85	15	3,4	0,250	3,2	28	160	30	4,4	0,325	4,2
14	90	20	3,6	0,325	3,5	29	165	35	4,6	0,219	4,5
15	95	25	3,8	0,075	3,5	30	170	40	4,8	0,250	4,7

Занятие 17

Задача 33

Расчет пропускной способности кольцевого дренажа

Указания к решению задачи

В зависимости от расположения дренажа по отношению к водопору дренажи могут быть совершенного или несовершенного типа.

Дренаж совершенного типа закладывается на водопоре. Грунтовые воды поступают в дренаж сверху и по бокам. В соответствии с этими условиями дренаж совершенного типа должен иметь дреназирующую обсыпку сверху и по бокам.

Дренаж несовершенного типа закладывается выше водопора. Грунтовые воды поступают в дренажи со всех сторон, поэтому дреназирующая обсыпка должна выполняться замкнутой со всех сторон.

Система дренажа выбирается в зависимости от характера защищаемого объекта и гидрогеологических условий.

К местным дренажам, обеспечивающим общее понижение уровня грунтовых вод, относятся:

- кольцевой;
- пристенный;
- пластовый.

Местные «профилактические» дренажи нужно устраивать также при отсутствии наблюдаемых подземных вод для защиты подземных сооружений, располагаемых в глинистых и суглинистых грунтах.

У местных дренажей радиус депрессионной кривой захватывает значительную площадь территории. Местные дренажи необходимо устраивать для подземных сооружений, закладываемых на участках, где водоносный пласт не полностью осушается общей системой дренажа, а также в местах возможного появления верховодки.

Трубчатые дрены рекомендуется подбирать по таблице 33, в которой приведены значения Q , л/с, и v , м/с, для керамических, асбестоцементных, бетонных и железобетонных труб.

Глубина заложения дренажей должна быть не меньше глубины промерзания грунта, определяется гидравлическим расчетом и заглублением защищаемых зданий и сооружений.

Продольные уклоны дренажа рекомендуется принимать не менее 0,002 для глинистых грунтов и 0,003 для песчаных грунтов.

Наибольшие уклоны дренажей следует определять, исходя из максимально допустимой скорости течения воды в трубах – 1,0 м/сек.

Смотровые колодцы следует устанавливать в местах поворотов трассы и изменения уклонов, на перепадах, а также между этими точками при больших расстояниях.

На прямых участках дренажа нормальное расстояние между смотровыми колодцами – 40 м. Наибольшее расстояние между смотровыми колодцами дренажа – 50 м.

Таблица 33 – Расход и скорость движения воды в трубах

Диаметр условного прохода, мм	Уклон, %	Значения Q , л/с и v , м/с, при степени заполнения трубопровода									
		0,4		0,5		0,6		0,8		1,0	
		Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
150	0,5	3,69	0,56	5,39	0,61	7,19	0,65	10,3	0,69	10,5	0,58
	0,6	3,75	0,57	5,56	0,63	7,46	0,67	10,9	0,72	11,1	0,61
	0,8	4,32	0,65	6,41	0,72	8,61	0,78	12,5	0,83	12,8	0,72
	1,0	4,83	0,73	7,17	0,81	9,63	0,87	14,0	0,92	14,3	0,81

Окончание таблицы 33

Диаметр условного прохода, мм	Уклон, %	Значения Q , л/с и v , м/с, при степени заполнения трубопровода									
		0,4		0,5		0,6		0,8		1,0	
		Q	v	Q	v	Q	v	Q	v	Q	v
200	0,4	6,56	0,56	9,73	0,62	13,10	0,66	19,0	0,71	19,5	0,62
	0,6	8,04	0,69	11,90	0,76	16,00	0,81	23,3	0,87	23,9	0,76
	0,8	9,28	0,79	13,80	0,88	18,50	0,94	26,9	1,00	27,5	0,88
	1,0	10,40	0,88	15,40	0,98	20,70	1,05	30,1	1,12	30,8	0,98
250	0,3	10,30	0,56	15,30	0,62	20,50	0,67	29,9	0,71	30,6	0,62
	0,6	14,60	0,80	21,60	0,88	29,00	0,94	42,3	1,00	43,2	0,88
	0,8	16,80	0,92	25,00	1,02	33,50	1,09	48,8	1,16	49,9	1,02
	1,0	18,80	1,03	27,90	1,14	37,50	1,22	54,5	1,30	55,8	1,14
300	0,3	16,80	0,64	24,90	0,70	33,40	0,76	48,6	0,80	49,8	0,70
	0,6	23,70	0,90	35,20	1,00	47,30	1,07	68,8	1,14	70,4	1,00
	0,8	27,40	1,04	40,60	1,15	54,50	1,23	79,4	1,31	81,2	1,15
	1,0	30,60	1,16	45,40	1,29	61,00	1,38	88,8	1,47	90,8	1,29

На поворотах дренажа у выступов зданий и у камер на каналах устройство смотровых колодцев не обязательно, при условии, что расстояние от поворота до ближайшего смотрового колодца не более 20 м. В случае, когда на участке между смотровыми колодцами дренаж делает несколько поворотов, смотровые колодцы устанавливаются через один поворот.

Условие задачи

Запроектировать кольцевой дренаж вокруг участка осушения по результатам выполненных расчетов для задачи 25: подобрать дренажные трубы, установить дренажные колодцы, выполнить профиль дренажа. Отметки планировки принять по условию задачи 12.

Пример профиля дренажа приведен на рисунке 33.

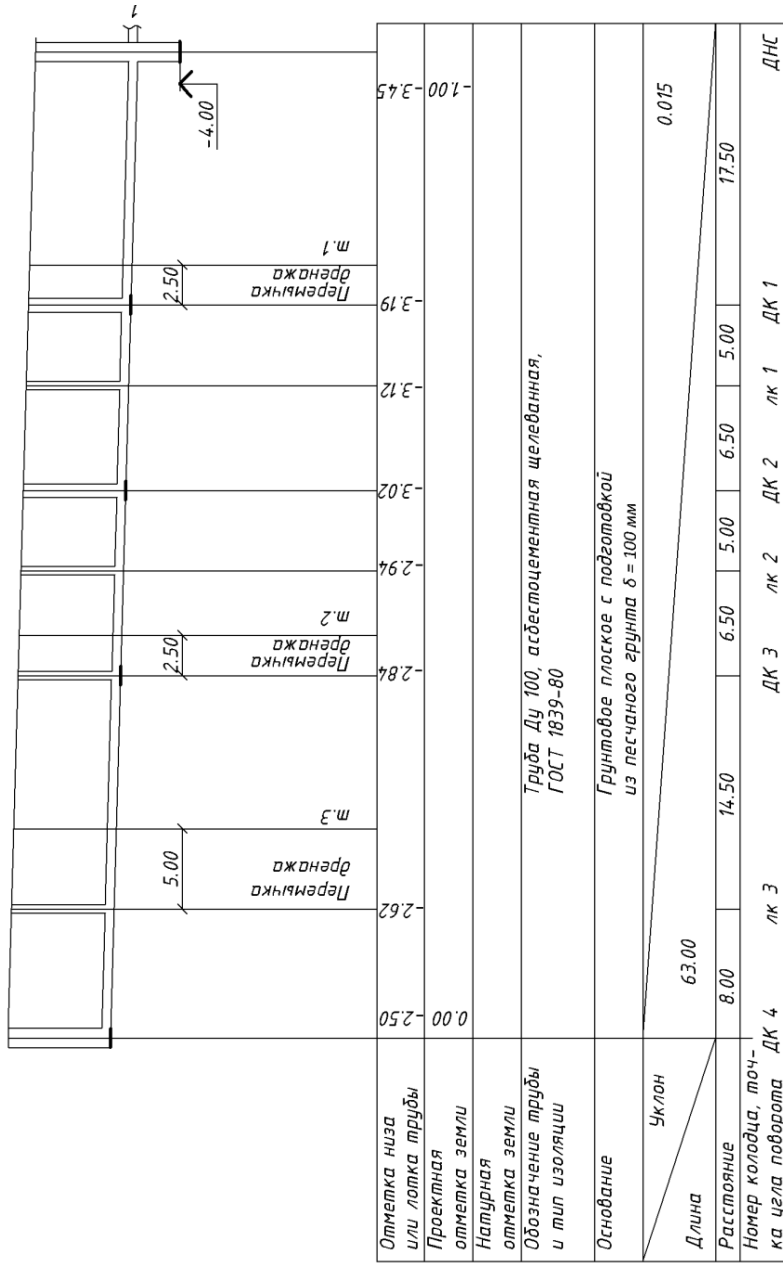


Рисунок 33 – Пример профиля дренажа

Задача 34

Расчет подпорных стен

Указания к решению задачи

Подпорная стена (ПС) – сооружение, предназначенное для удержания от обрушения грунтового массива, находящегося за ним (рисунок 34.1).

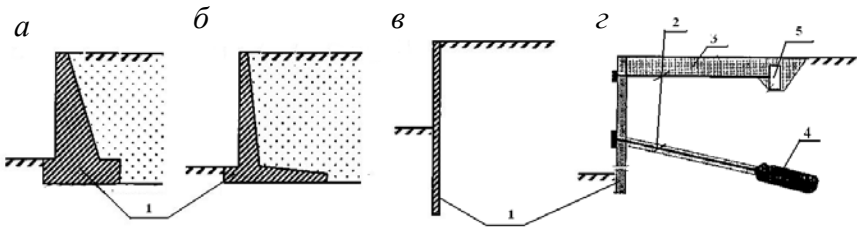


Рисунок 34.1 – Примеры конструкций подпорных стен: *а* – монолитной массивной (гравитационной); *б* – тонкостенной уголковой (консольной); *в* – гибкой консольной (безанкерной шпунтовой); *г* – то же, с анкерами;
1 – подпорная стена; *2* – пятка анкера; *3* – засыпка траншеи; *4* – инъекционный анкер; *5* – анкерный блок траншейного анкера

По конструктивному исполнению ПС подразделяются на *массивные*, устойчивость которых обеспечивается собственным весом (рисунок 34.1, *а*), и *тонкостенные*, устойчивость которых обеспечивается собственным весом и весом грунта, вовлеченного в совместную работу (рисунок 34.1, *б*) или защемлением ее нижней части в основании (рисунок 34.1, *в*) и анкерным креплением верхней части ПС (рисунок 34.1, *г*). К ограждающим подпорным стенам следует также относить стены подвалов, заглубленных частей зданий и подземных сооружений.

Давление грунта на подпорные стены и устойчивость их оснований оцениваются в практике проектирования, как правило, с помощью приближенных методов теории предельного равновесия, использующих допущения, введенные Ш. Кулоном, о прямоугольном очертании границы поверхности выпора грунта (призмы обрушения) или круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Определение давлений на подпорную стену

Для активного давления

$$\sigma'_{ha} = q\lambda_a,$$

$$\sigma^n_{ha} = (q + \gamma H)\lambda_a,$$

$$E_{ha} = (\sigma'_{ha} + \sigma^n_{ha})H / 2,$$

$$a = (a_1S_1 + a_2S_2) / (S_1 + S_2),$$

$$a_1 = \frac{H}{2},$$

$$S_1 = \sigma'_{ha}H,$$

$$a_h = \frac{H}{3},$$

$$S_2 = \frac{1}{2}(\sigma^n_{ha} + \sigma'_{ha})H;$$

при $c = 0$, $\varphi \neq 0$, $q \neq 0$

$$\sigma'_{hp} = q\lambda_p,$$

$$\sigma^n_{hp} = (q + \gamma h)\lambda_p,$$

где a – расстояние до центра тяжести эпюры;

E_{ha} – горизонтальная проекция равнодействующей активного давления;

E_{hp} – горизонтальная проекция равнодействующей пассивного давления.

Остальные обозначения – см. расчетную схему на рисунке 34.2.

Для пассивного давления при $c \neq 0$, $\varphi \neq 0$, $q \neq 0$:

$$\sigma'_{hp} = q\lambda_p + ck_p;$$

$$\sigma''_{hp} = (q + \gamma h)\lambda_p + ck_p.$$

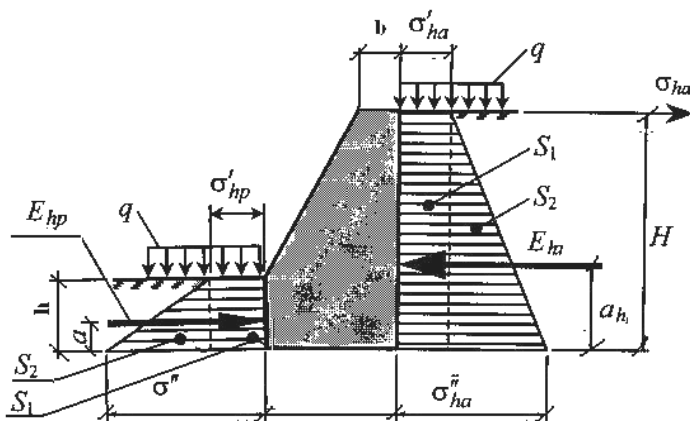


Рисунок 34.2 – Расчетная схема давлений на подпорную стену

Расчет массивных ПС на сдвиг по подошве

При расчете на сдвиг по подошве рекомендуется принимать характеристики грунта не выше $\varphi \leq 30^\circ$, $c \leq 5$ кПа, коэффициенты $\lambda_p = 1$, $k_p = 0$.

1. Плоский сдвиг по подошве ПС (рисунок 34.3):

$$k_{st} = \frac{\sum F_{уд}}{\sum F_{сд}} = \frac{T + S + E_{hp}}{E_{ha}},$$

где $S = bc$;

$T = Gt\varphi$;

φ – значение принять по таблице 34.1.

Таблица 34.1 – Значения φ

Грунт	I_L	$\varphi, ^\circ$
Песок ($S_r \leq 0,5$)	–	0,55
Песок ($0,5 \leq S_r \leq 0,8$)	–	0,45
Супесь	$< 0,25$	0,50
	$\geq 0,25$	0,35
Суглинок	$< 0,25$	0,45
	$\geq 0,25$	0,25
Глина	$< 0,25$	0,30
	$\geq 0,25$	0,20

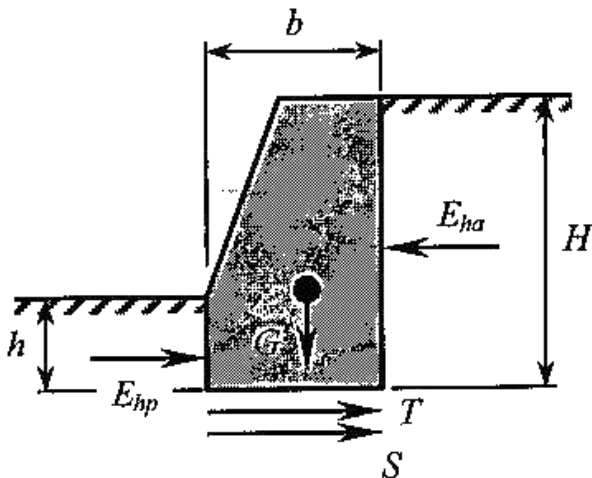


Рисунок 34.3 – Расчетная схема давлений при плоском сдвиге

2. Метод глубинного сдвига по ломанной поверхности скольжения (см. рисунок 34.4):

$$k_{st} = \frac{\sum F_{уд}}{\sum F_{сд}} = \frac{N \operatorname{tg}(\varphi - \beta_i) + S + E_{hp}}{E_{ha}}$$

где $N = G_{ст} + G_{гр}$; здесь $G_{гр}$ – вес грунта в пределах призмы скольжения (ABC – при β_1 , ABD – при β_2);

E_{hp} – горизонтальная составляющая равнодействующей пассивного давления на глубину распространения призмы скольжения (OC или OD);

$$\beta_1 = \frac{\varphi}{2}, \beta_2 = \frac{\varphi}{2};$$

$$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}.$$

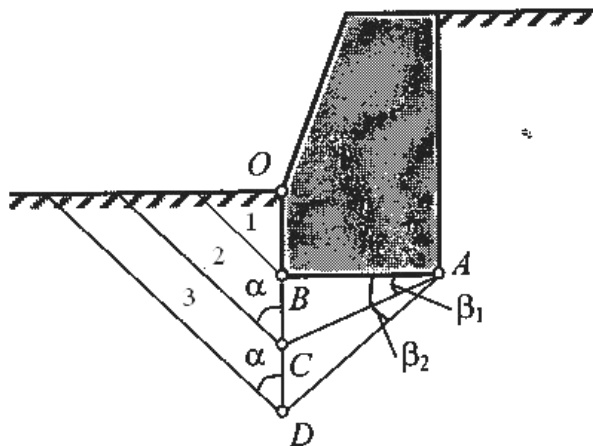


Рисунок 34.4 – Расчетная схема давлений при глубинном сдвиге по ломанной поверхности скальжения

3. Метод глубинного сдвига (по круглоцилиндрической поверхности скольжения)

$$k_{st} = \frac{\sum M_{уд}}{M_{сд}} = \frac{R \sum N_i \operatorname{tg} \varphi_{1,i} + R \sum c_{1,i}}{N_i a + F_{h,i}, d} \geq 1, 2,$$

где R – радиус поверхности скольжения, м;

c – расчетное сцепление;

L_i – участок проекции поверхности скольжения;

$M_{уд}$, $M_{сд}$ – моменты всех сил удерживающих и сдвигающих ПС относительно центра вращения $O_1 \dots i$;

G_i – вес блока, прикладываемый к центру его основания, ограниченного участком линии скольжения L_i .

Остальные обозначения – см. на расчетной схеме на рисунке 34.5.

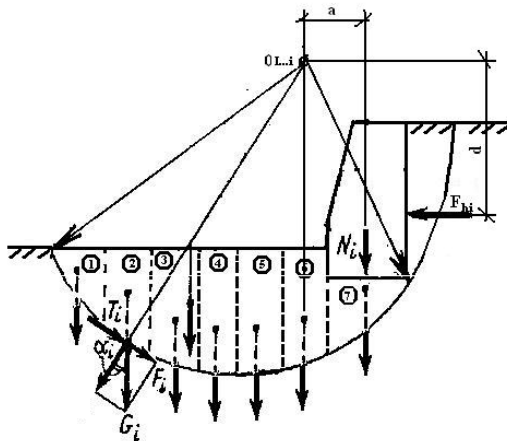


Рисунок 34.5 – Расчетная схема давлений при глубинном сдвиге по круглоцилиндрической поверхности скольжения:
1–7 – номера блоков, на которые разбивается принятая поверхность скольжения

Расчет гибкой консольной (шпунтовой) стены по способу упругой линии (метод Блюма–Ломейсера)

Расчетная схема гибкой консольной (шпунтовой) стены по способу упругой линии приведена на рисунке 34.6.

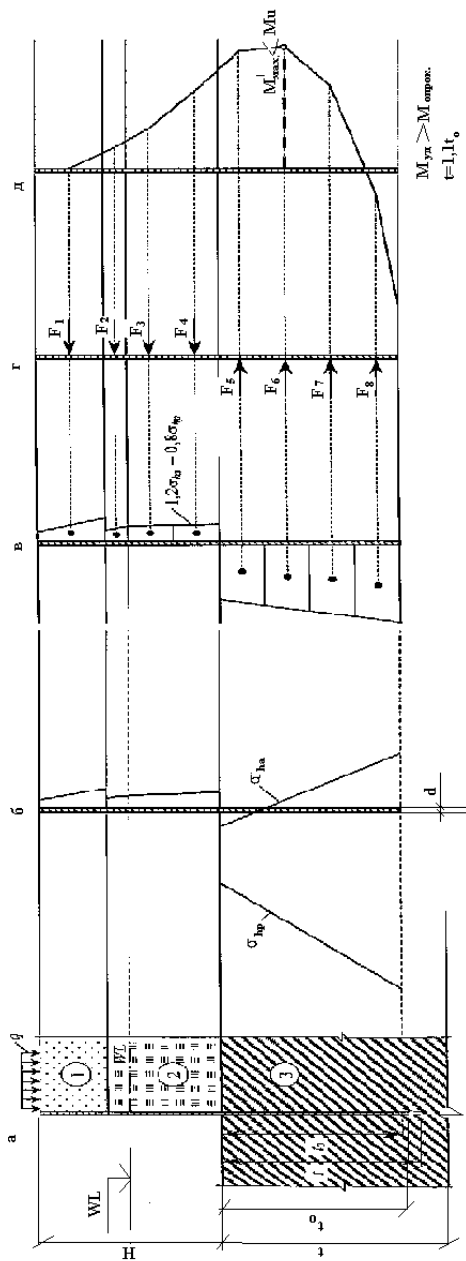


Рисунок 34.6 – Расчет гибкой консольной (шпунтовой) стены по способу упругой линии:

a – схема гибкой подпорной (шпунтовые) стены; *б* – эпюры активного и пассивного давления грунта; *в* – результирующая эпюра; *г* – замена давления сосредоточенными силами; *д* – эпюра изгибающих моментов в шпунтовой стене

Условия задачи

1. Для массивной (гравитационной) подпорной стены по рисунку 34.1, *a* определить величину активного и пассивного давления и проверить ее основание: на плоский сдвиг по подошве ПС; глубокий сдвиг по ломаной или круглоцилиндрической поверхности скольжения.

Геометрические размеры подпорной стены даны в таблице 34.2. Инженерно-геологические данные принять по таблице 11.2. Грунт засыпки за подпорной стеной – переотложенный (насыпной) природный грунт.

2. По условию задания 1 выполнить расчет гибкой подпорной стены по рисунку 34.1, *в*.

Таблица 34.2 – Исходные данные для расчета ПС к задаче 34

№ варианта	Характеристики массивной ПС по заданию 1 (обозначения см. по таблице 34.1 и 34.2)					Характеристики гибкой ПС по заданию 2 (обозначения см. по рисунку 34.2 и таблице 34.1)			
	<i>b</i> , мм	<i>B</i> , мм	<i>h</i> , мм	<i>H</i> , мм	<i>q</i> , кН/м ²	Диаметр шпунта <i>d</i> , мм	<i>t</i> ₀ , м	<i>H</i> , м	<i>q</i> , кН/м ²
1	600	800	800	3000	10	300	5,0	6,0	15
2	800	1000	800	3500			4,0	7,0	
3	800	1200	1000	5000			6,0	7,8	
4	700	1000	1200	4000			8,0	10,0	
5	800	1200	1000	5500			6,5	9,0	
6	700	1100	900	4500			5,8	8,0	
7	1000	1500	1200	6000	20	600	9,0	10,0	20
8	900	1400	800	5300			8,0	8,0	
9	1000	1800	1500	6500			8,5	11,0	
10	1200	2000	1500	8000			10,	10,0	
11	1100	2200	1600	8700			11,0	12,0	
12	900	1600	1000	7500			14,0	15,0	

ПРИЛОЖЕНИЯ
Приложение 1

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К ЗАДАЧЕ 25 (ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СЛОЕВ)

№ ИГЭ	Тип грунта	Характеристики грунтов по результатам лабораторных испытаний					
		Удельный вес γ_n , кН/м ³	Удельный вес частиц $\gamma_{1,5}$, кН/м ³	Влажности, %			Модуль деформации E , МПа
				природная w	на границе пластичности (текучести) w_L , %	на границе текучести w_p , %	
Техногенные образования							
1	Насыпной грунт песчаный	17,9	26,6	16	–	–	–
2	Насыпной грунт глинистый	20,2	27,2	15	–	–	–
Конечно-моренные отложения							
3	Песок пылеватый средней прочности	$\frac{18,3}{10,3}$	26,5	12	–	–	$\frac{17}{12}$
4	Песок пылеватый прочный	$\frac{18,4}{10,1}$	26,7	14	–	–	$\frac{29}{22}$
5	Песок мелкий средней прочности	$\frac{18,4}{9,8}$	26,6	15	–	–	$\frac{17}{12}$
6	Песок мелкий прочный	$\frac{18,4}{10,3}$	26,6	12	–	–	$\frac{29}{22}$
7	Песок средний малопрочный	$\frac{17,0}{9,8}$	26,5	17	–	–	$\frac{12}{-}$
8	Песок средний средней прочности	$\frac{17,9}{10,7}$	26,6	14	–	–	$\frac{25}{20}$
9	Песок средний средней прочности	$\frac{18,1}{10,2}$	26,7	14	–	–	$\frac{29}{22}$
10	Песок крупный гравелистый малопрочный	$\frac{17,8}{10,6}$	26,7	18	–	–	$\frac{12}{-}$

Окончание приложения 1

№ ИГЭ	Тип грунта	Характеристики грунтов по результатам лабораторных испытаний					Модуль деформации E , МПа
		Удельный вес γ_n , кН/м ³	Удельный вес частиц γ_s , кН/м ³	Влажности, %			
				природная w	на границе пластичности (текучести) w_L , %	на границе текучести w_p , %	
11	Песок крупный гравелистый средней прочности	$\frac{18,1}{10,1}$	26,6	14,0	–	–	$\frac{25}{20}$
12	Песок крупный гравелистый средней прочности	$\frac{18,5}{10,3}$	26,7	13,0	–	–	$\frac{29}{22}$
13	Суглинок пылеватый слабый	20,5	26,9	25,2	35,2	19,2	$\frac{4,5}{-}$
14	Суглинок пылеватый средней прочности	20,2	27,0	22,8	31,0	18,1	$\frac{17}{-}$
15	Суглинок пылеватый прочный	20,4	27,2	20,0	26,7	16,8	$\frac{21}{16}$
16	Суглинок пылеватый очень прочный	20,6	27,2	22,9	28,0	16,8	$\frac{27}{20}$
17	Супесь слабая	21,4	26,8	12,2	17,4	10,9	$\frac{6}{-}$
18	Супесь средней прочности	21,6	26,8	13,4	19,0	11,5	$\frac{13}{-}$
19	Супесь прочная	21,9	27,0	13,3	18,0	11,2	$\frac{19}{15}$
20	Супесь очень прочная	21,9	27,1	13,6	18,4	11,4	$\frac{32}{25}$

Примечания.

1. Для песков над чертой приведен удельный вес маловлажных грунтов, под чертой – водонасыщенных, с учетом взвешивающего действия воды.
2. Модуль деформации над чертой приведен для интервала давлений 0,15–0,30 МПа, под чертой – 0,15–0,50 МПа.

ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ КОЛОНКА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ С ГРАФИКАМИ СТАТИЧЕСКОГО И ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ К УСЛОВИЮ ЗАДАЧИ 25

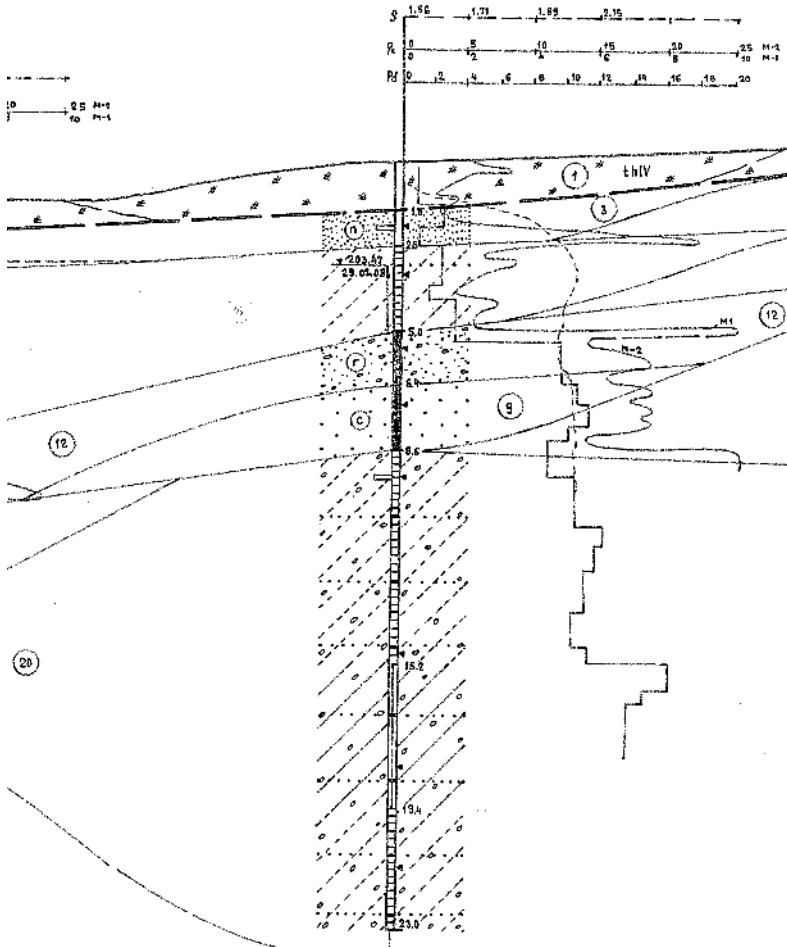


Рисунок П2.1 – Точка зондирования № 1

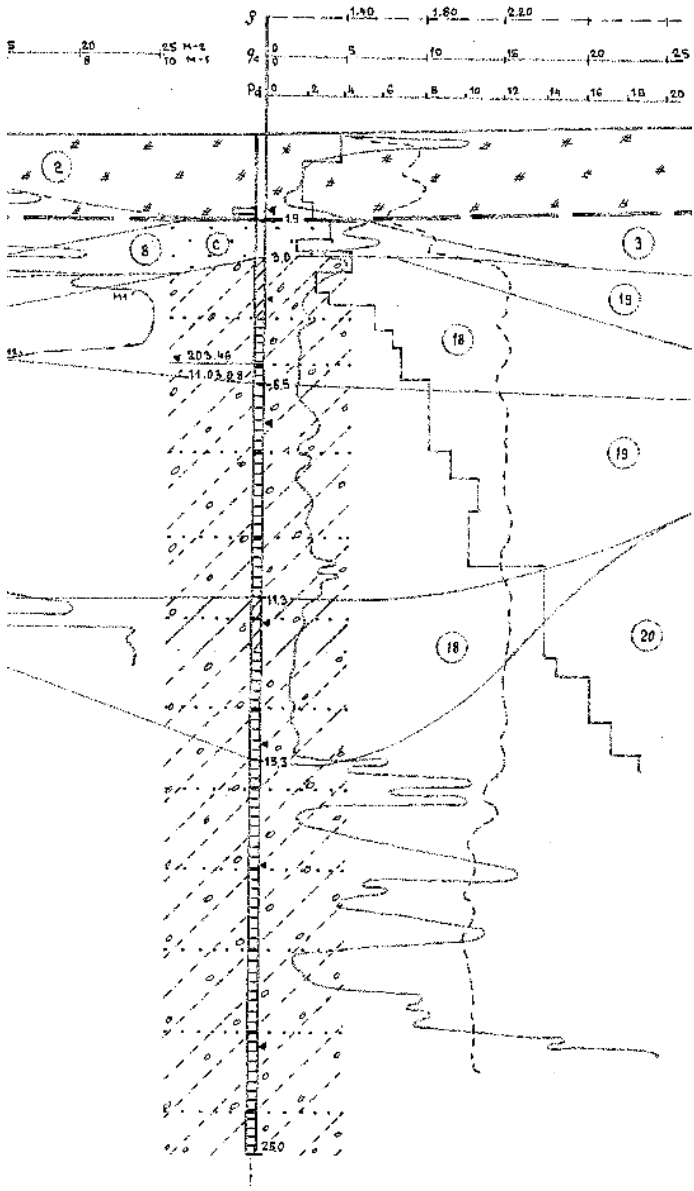


Рисунок П2.2 – Точка зондирования № 2

М-2
П-4

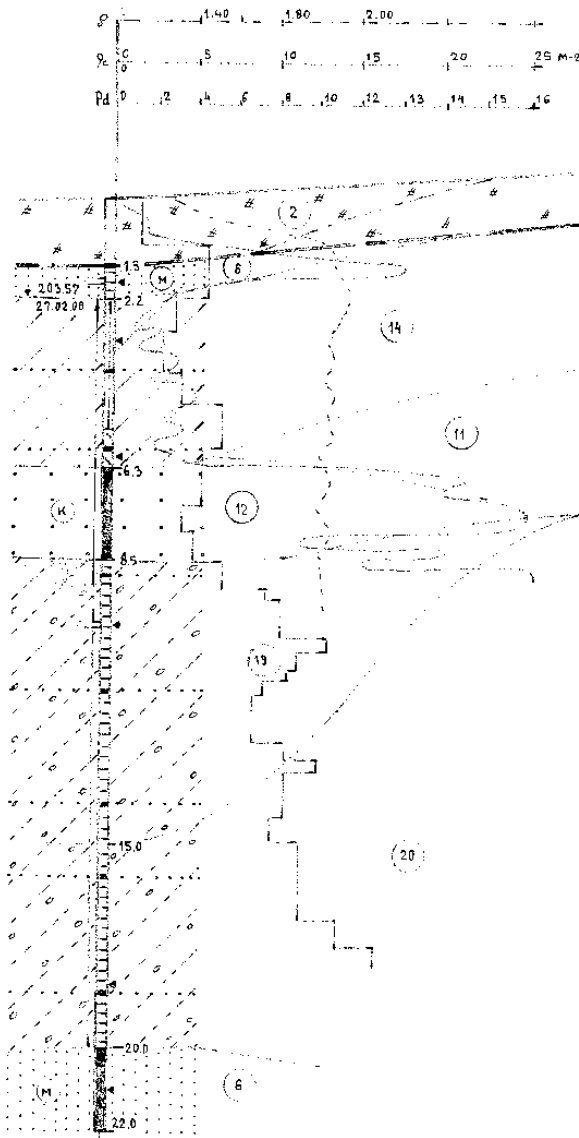


Рисунок П2.3 – Точка зондирования № 3

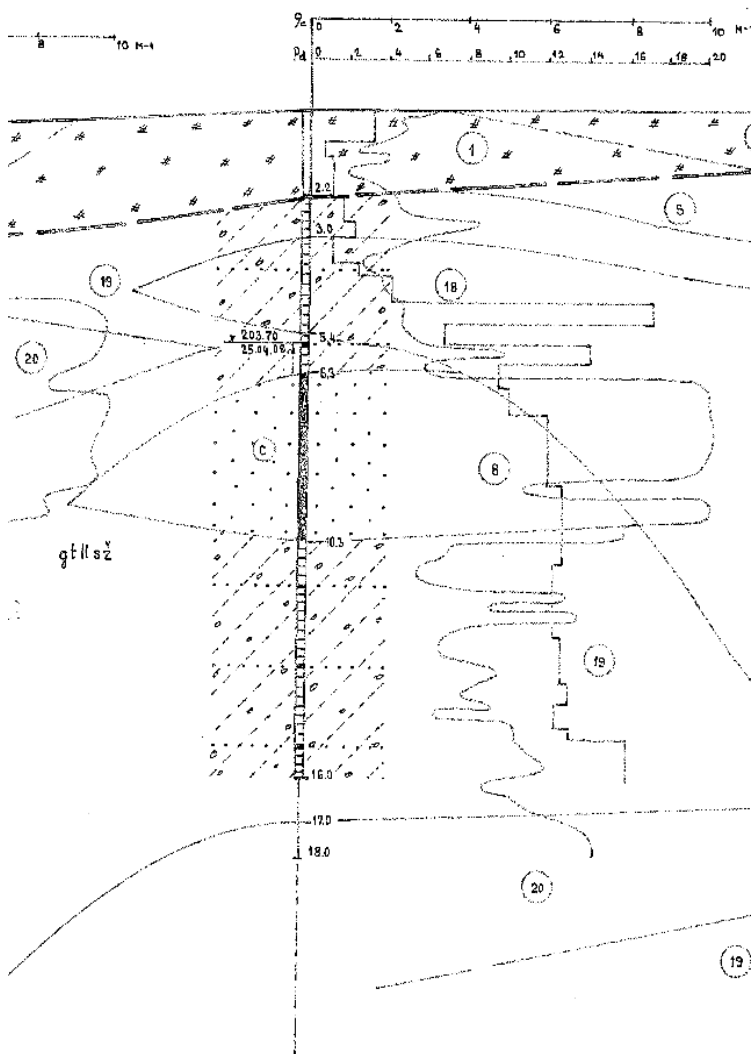


Рисунок П2.4 – Точка зондирования № 4

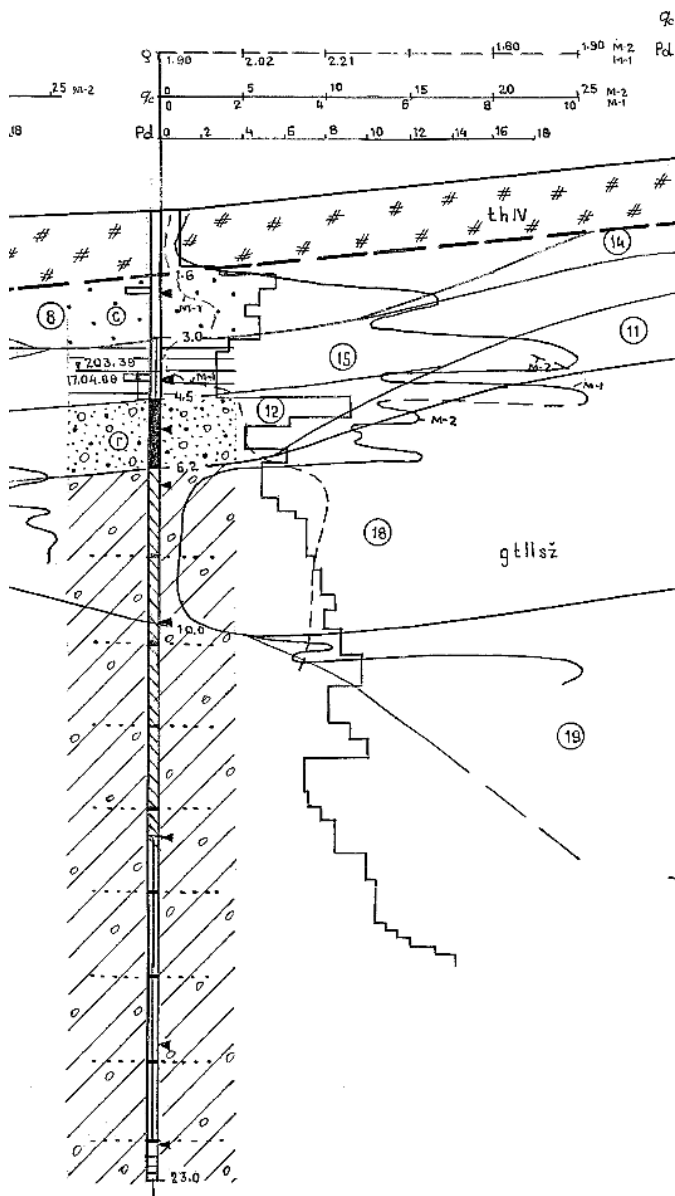


Рисунок П2.5 – Точка зондирования № 5

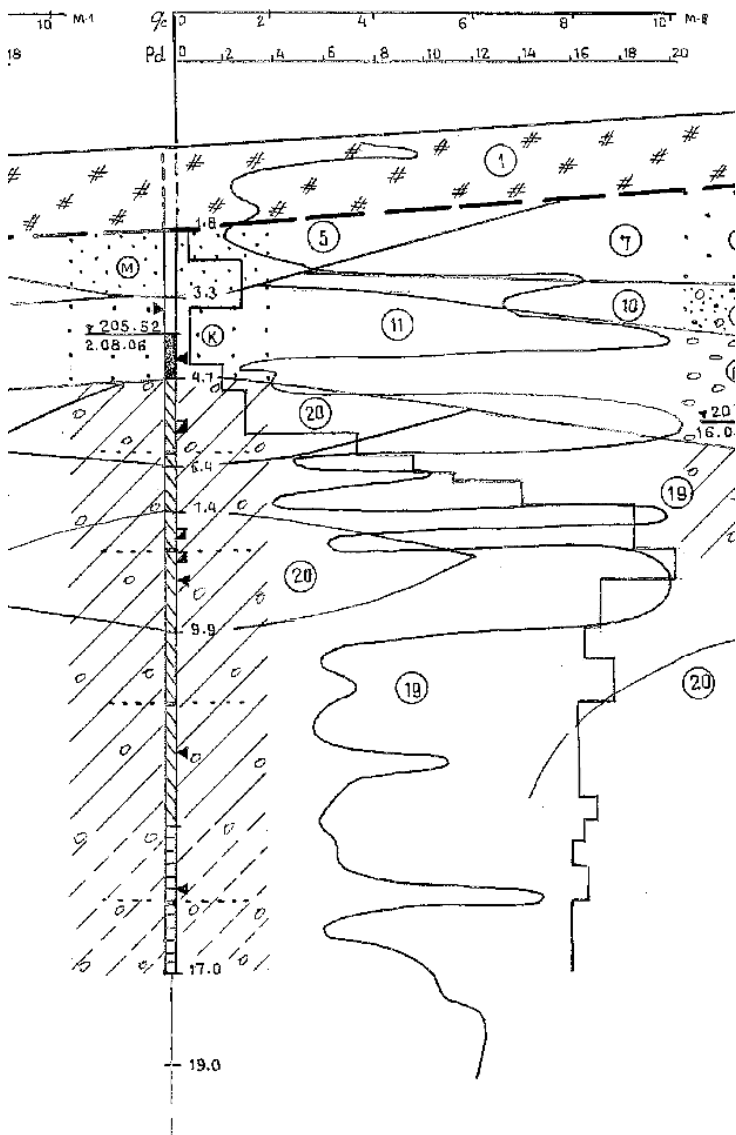


Рисунок П2.6 – Точка зондирования № 6

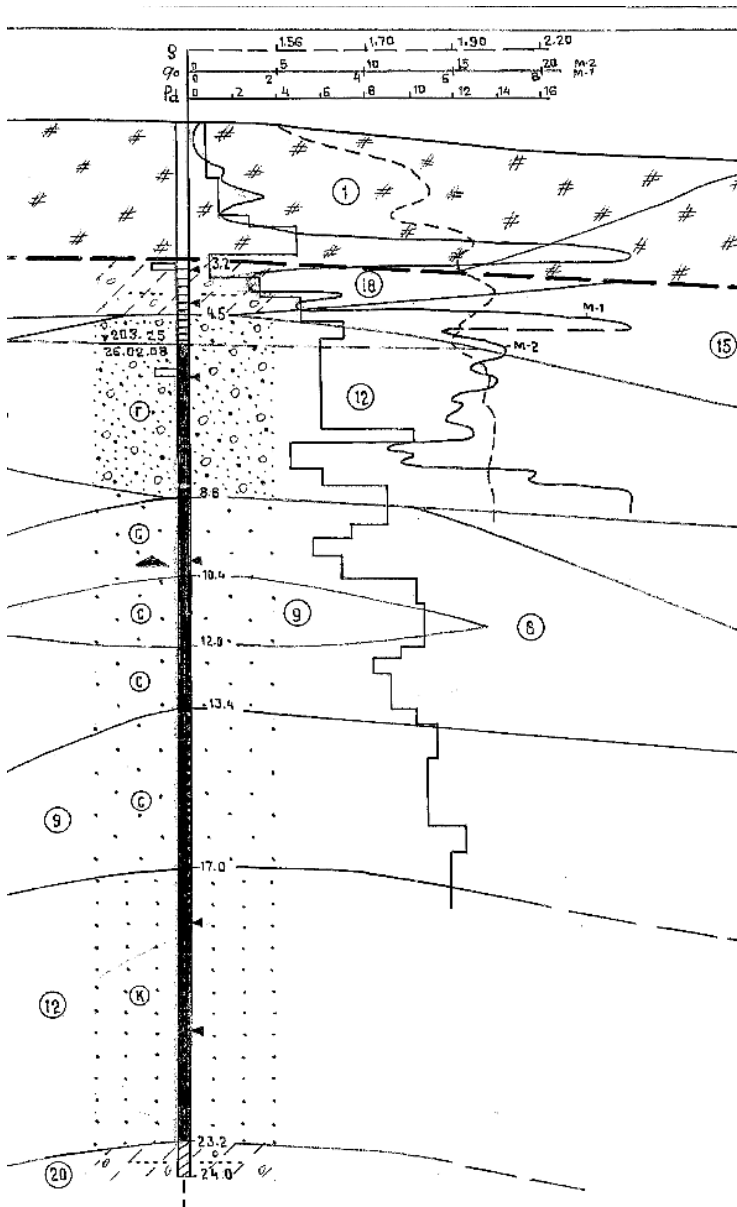


Рисунок П2.7 – Точка зондирования № 7

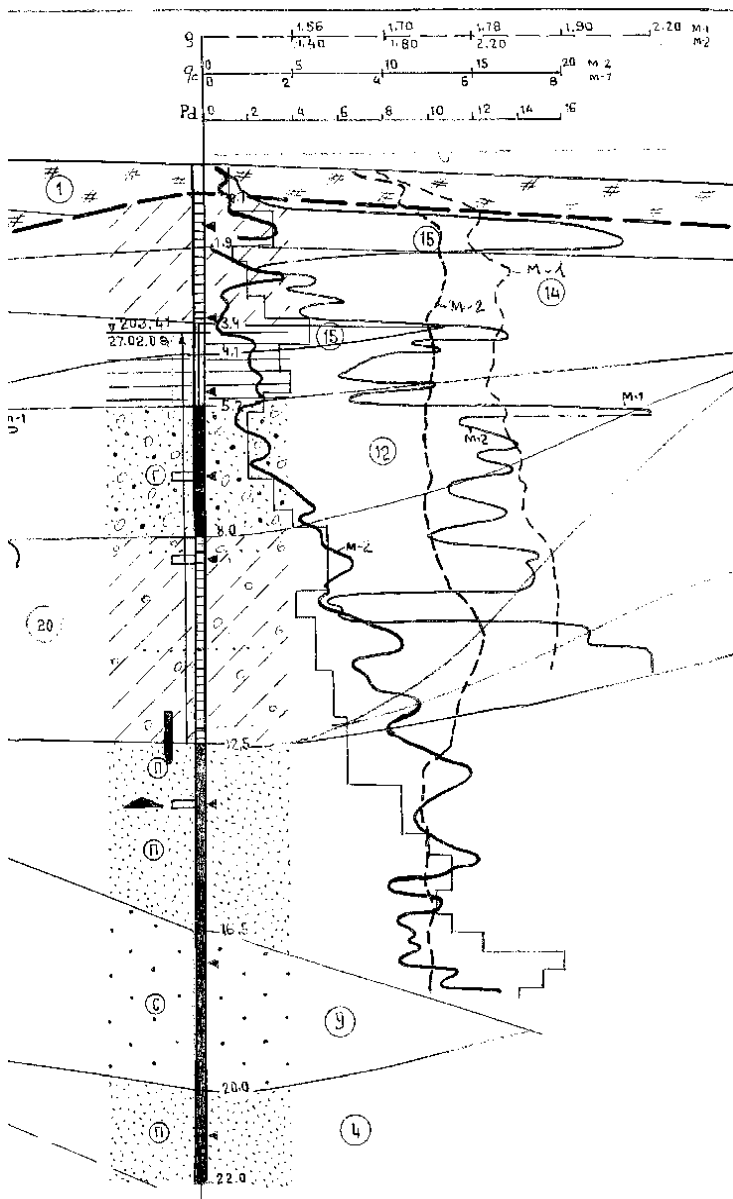


Рисунок П2.8 – Точка зондирования № 8

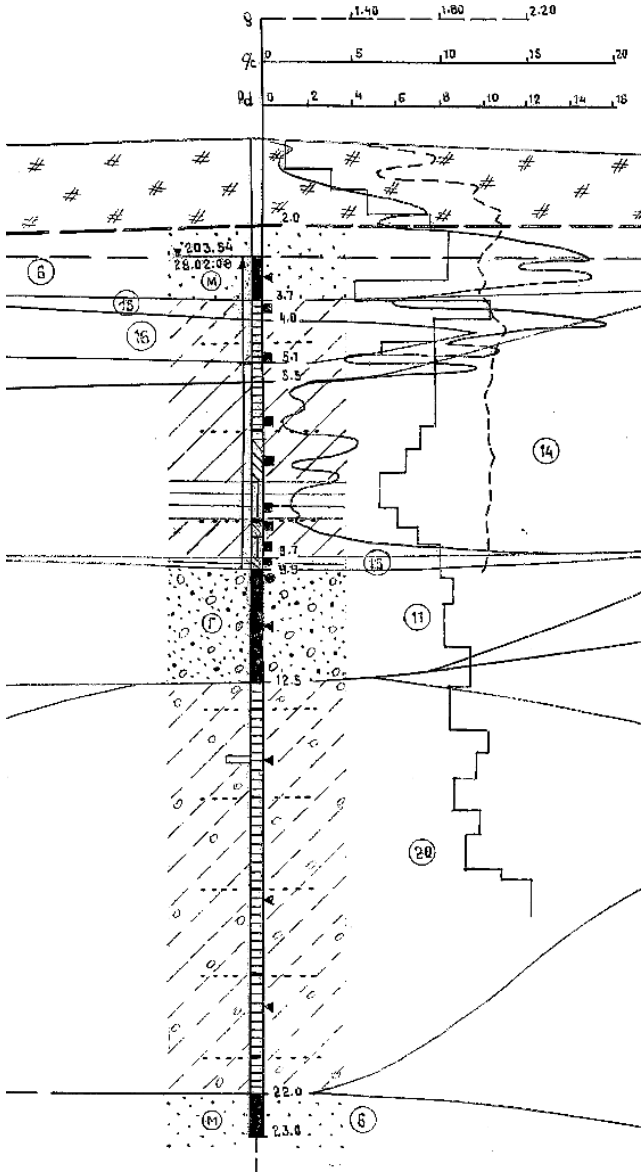


Рисунок П2.9 – Точка зондирования № 9

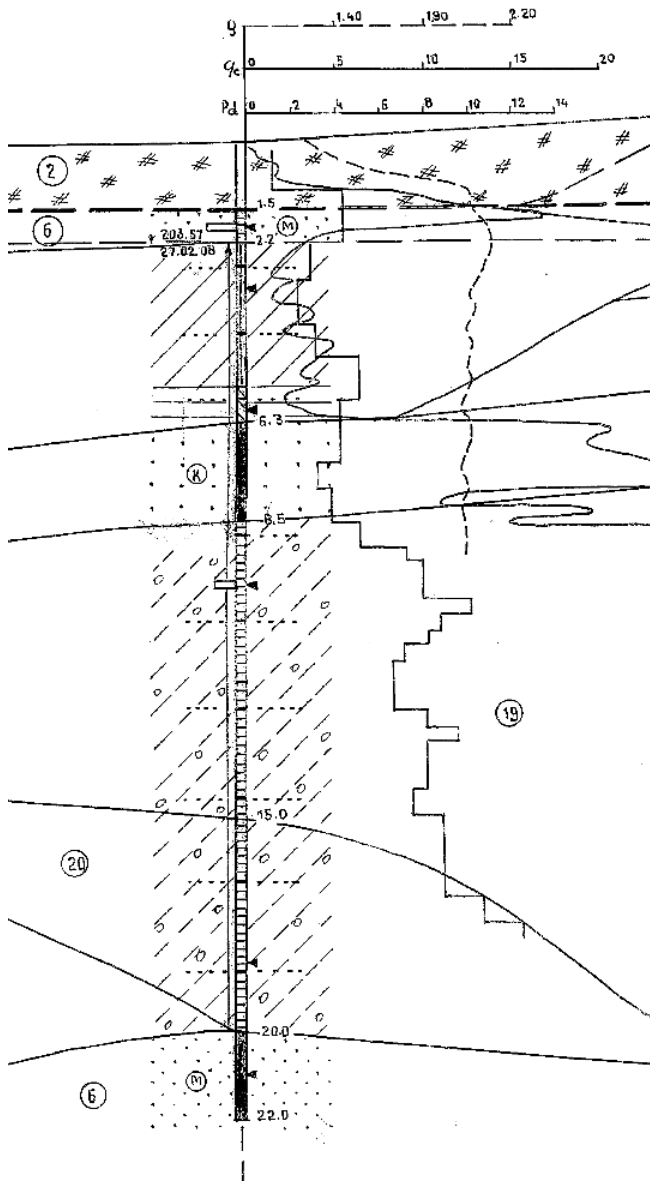


Рисунок П2.10 – Точка зондирования № 10

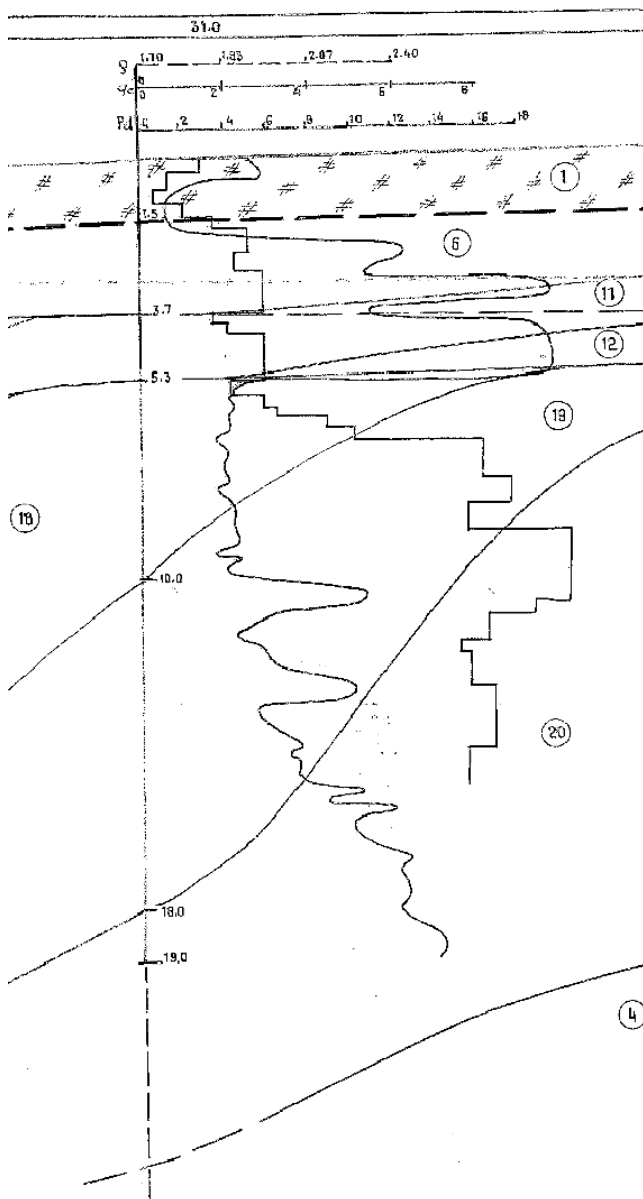


Рисунок П2.11 – Точка зондирования № 11

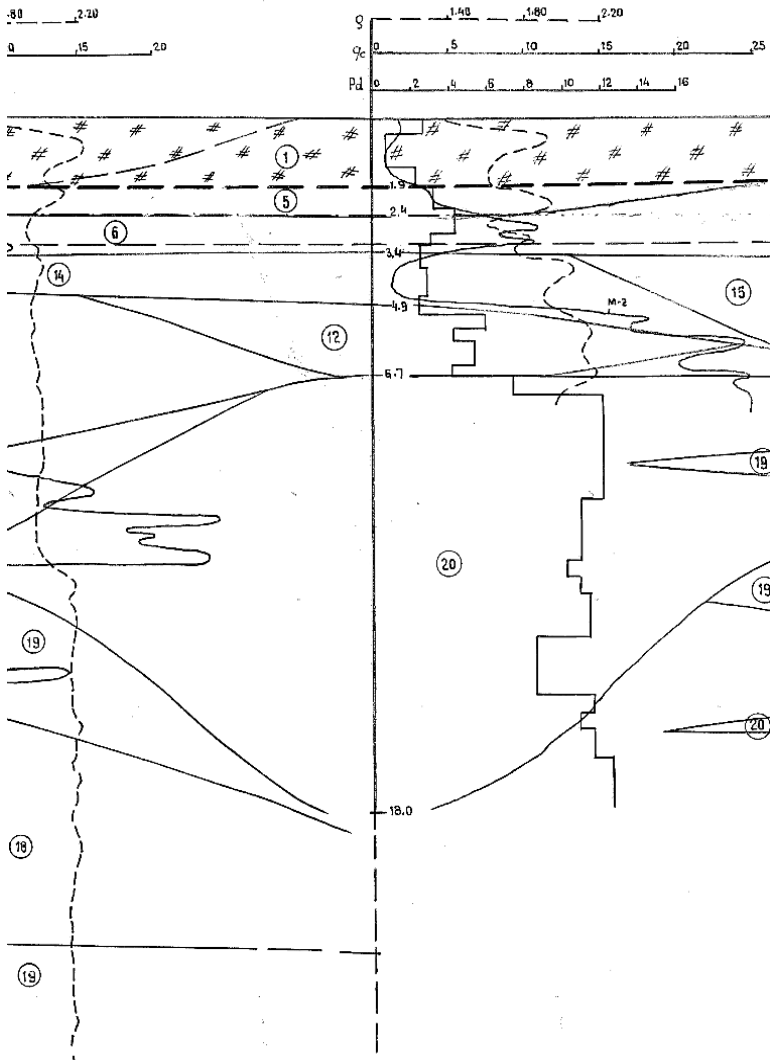


Рисунок П2.12 – Точка зондирования № 12

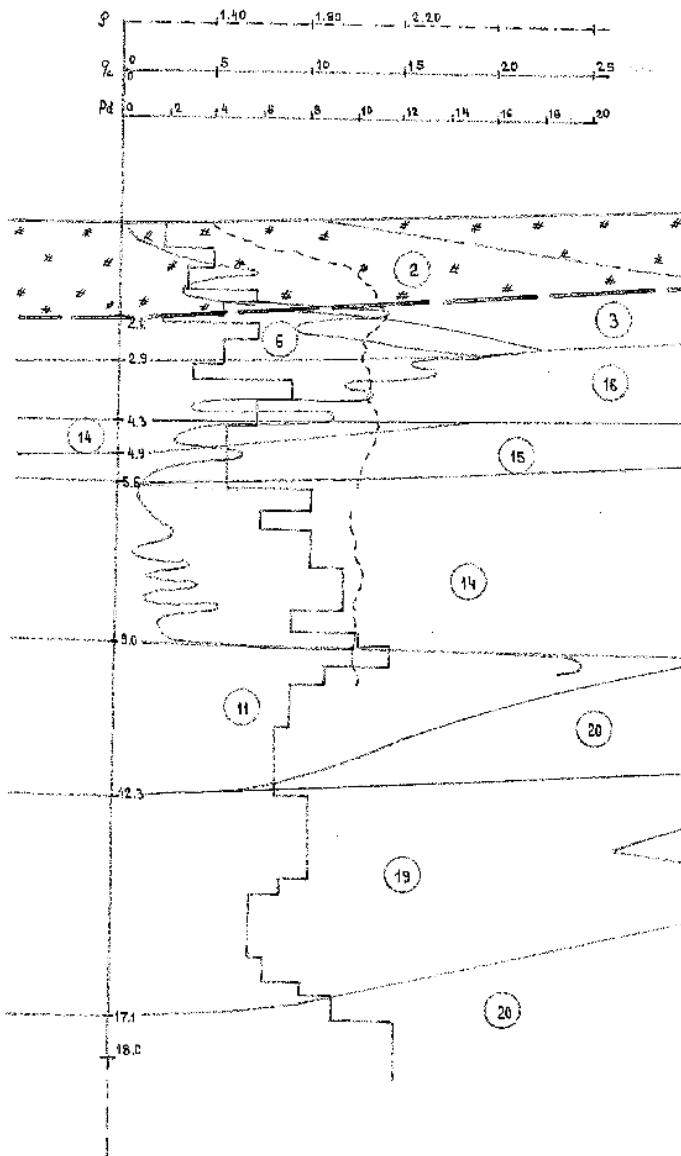


Рисунок П2.13 – Точка зондирования № 13

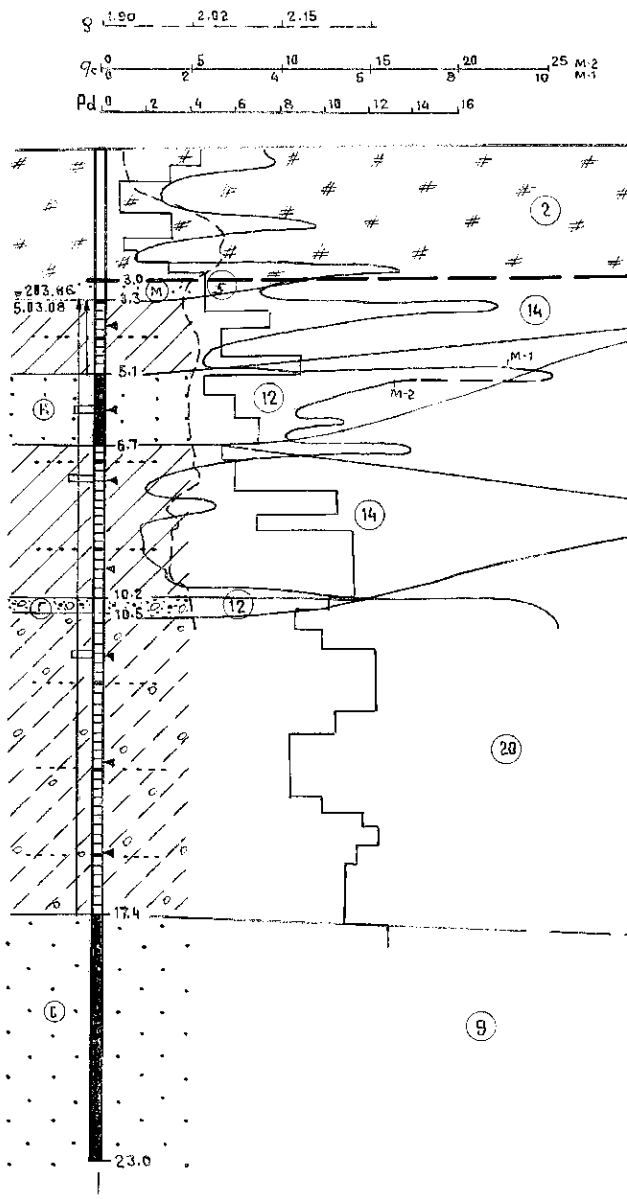


Рисунок П2.14 – Точка зондирования № 14

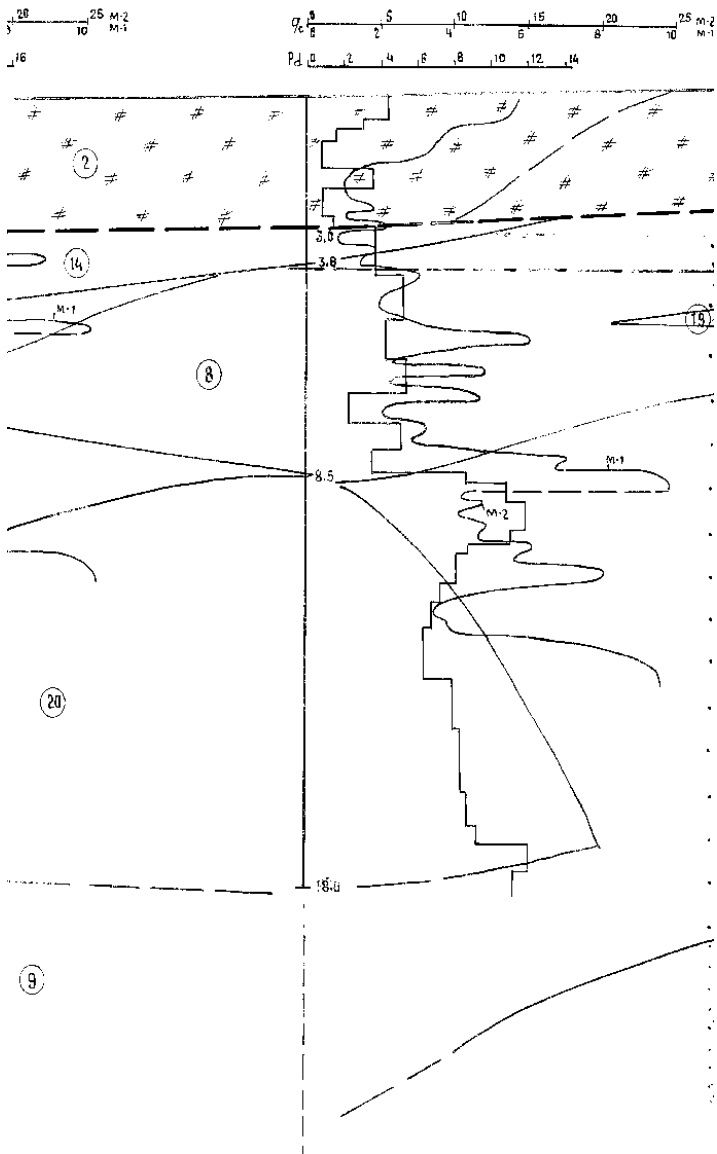


Рисунок П2.15 – Точка зондирования № 15

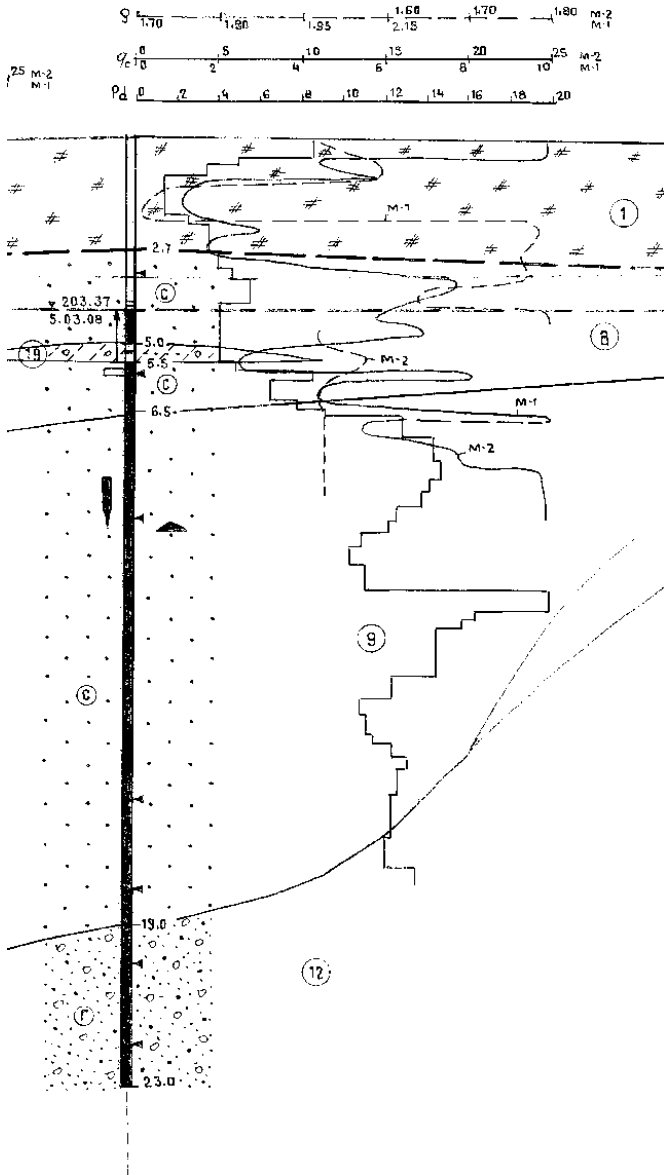


Рисунок П2.16 – Точка зондирования № 16

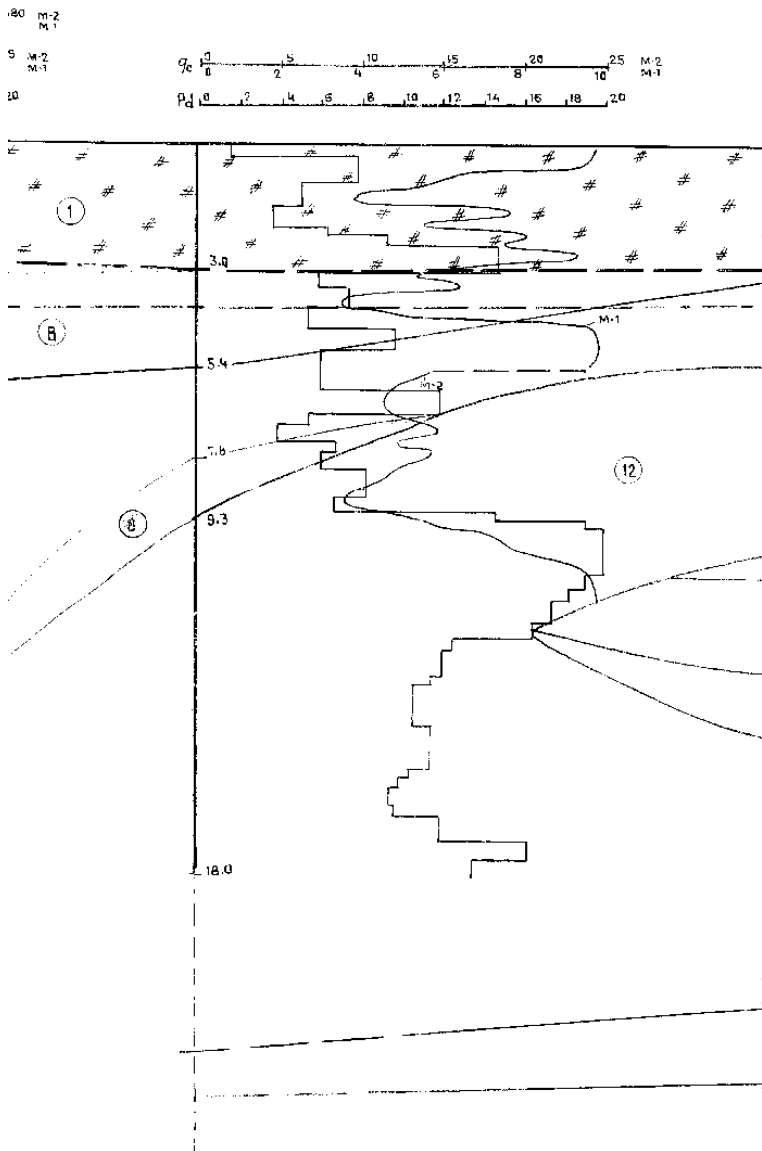


Рисунок П2.17 – Точка зондирования № 17

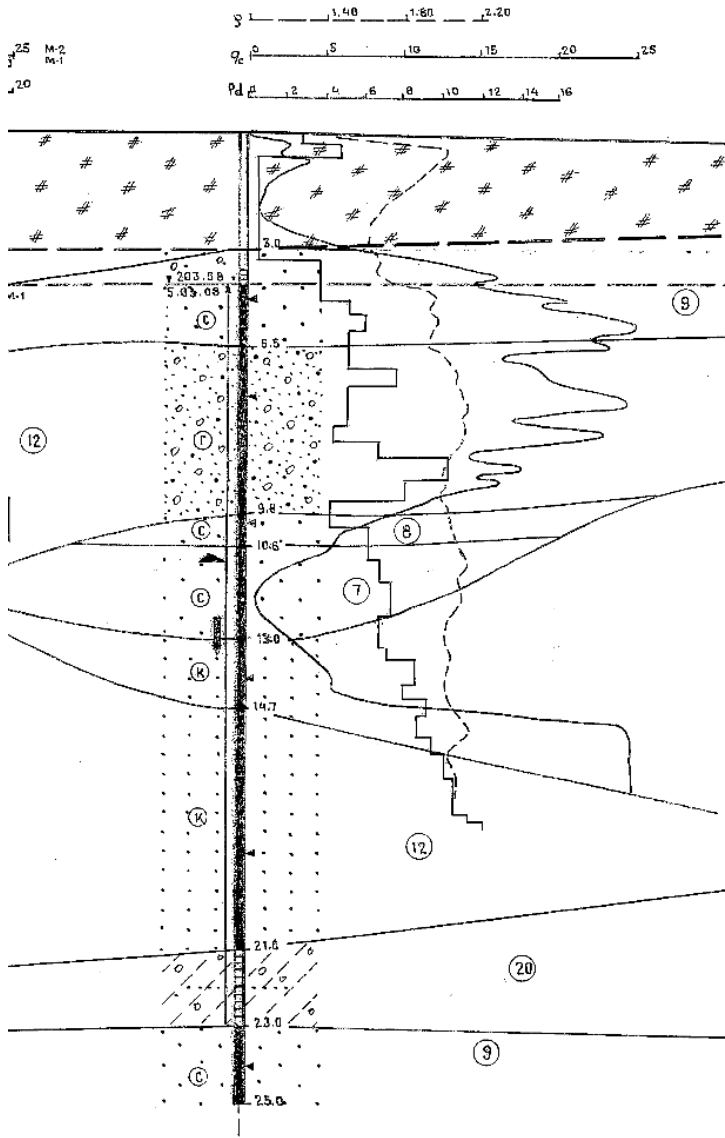


Рисунок П2.18 – Точка зондирования № 18

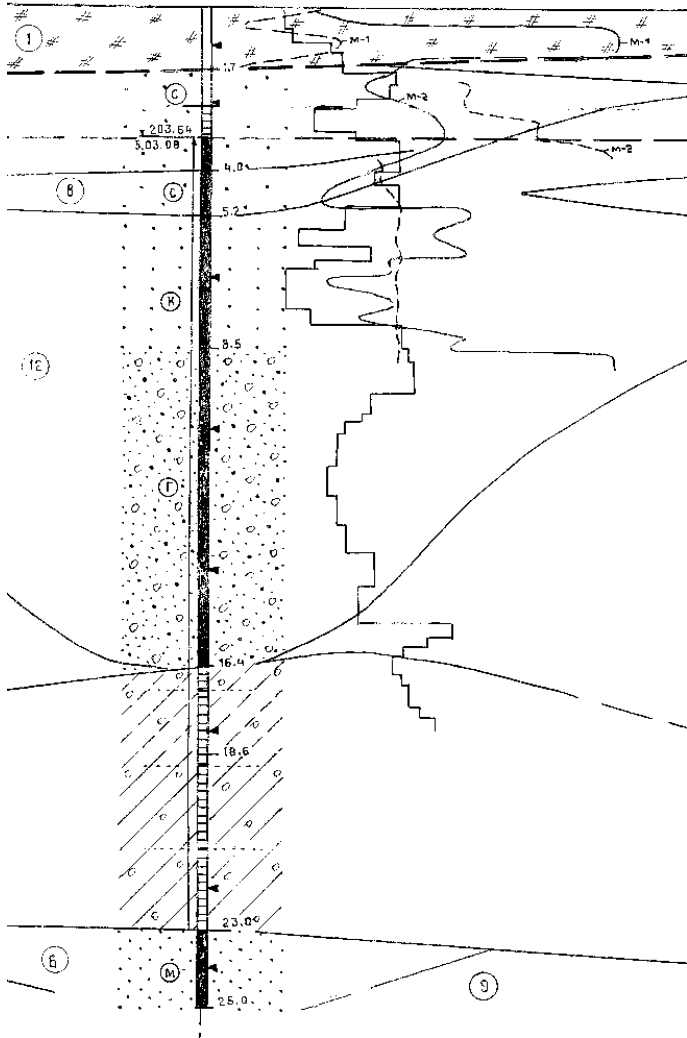
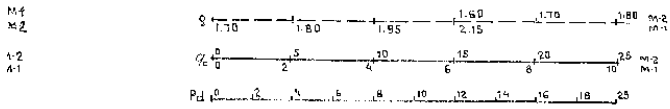


Рисунок П2.19 – Точка зондирования № 19

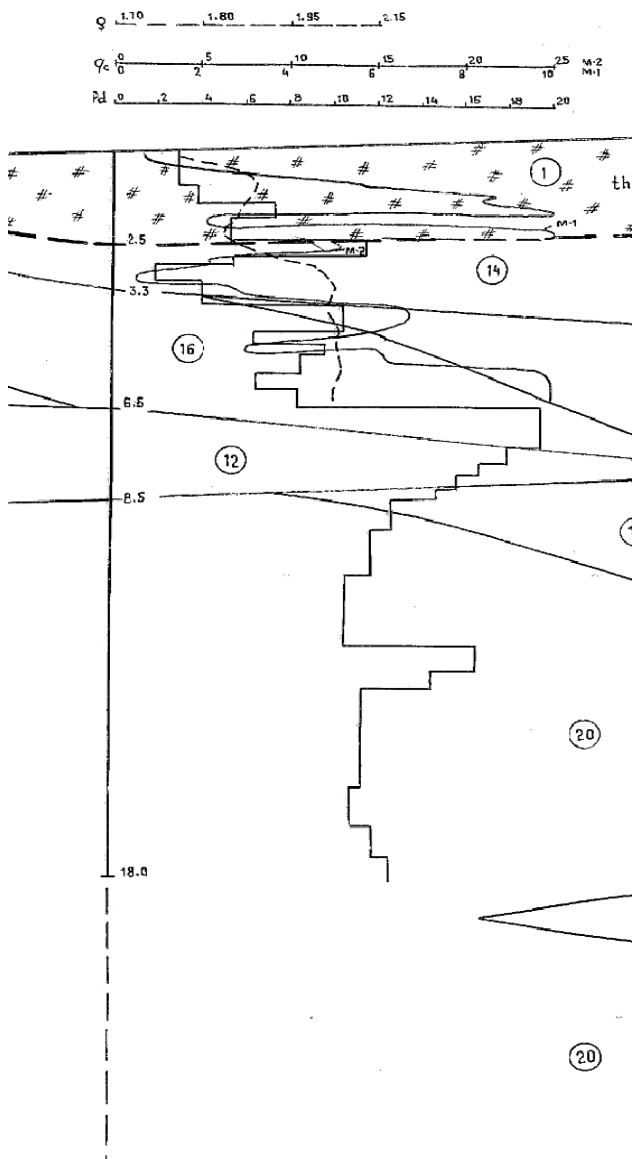


Рисунок П2.20 – Точка зондирования № 20

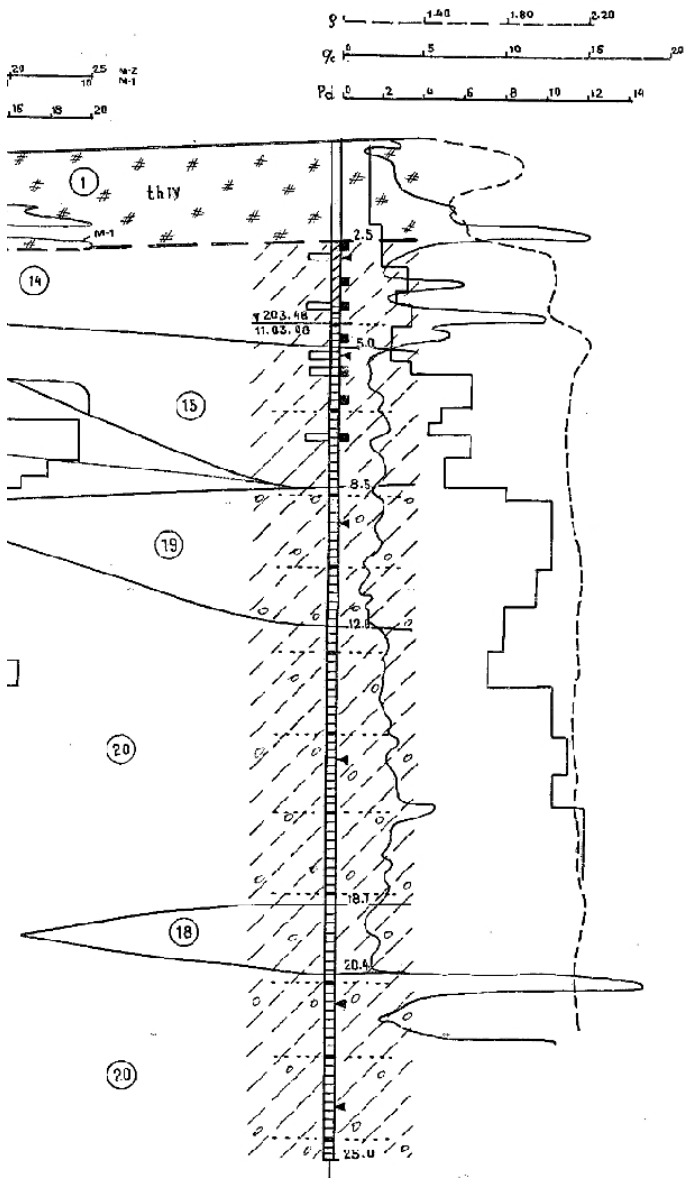


Рисунок П2.21 – Точка зондирования № 21

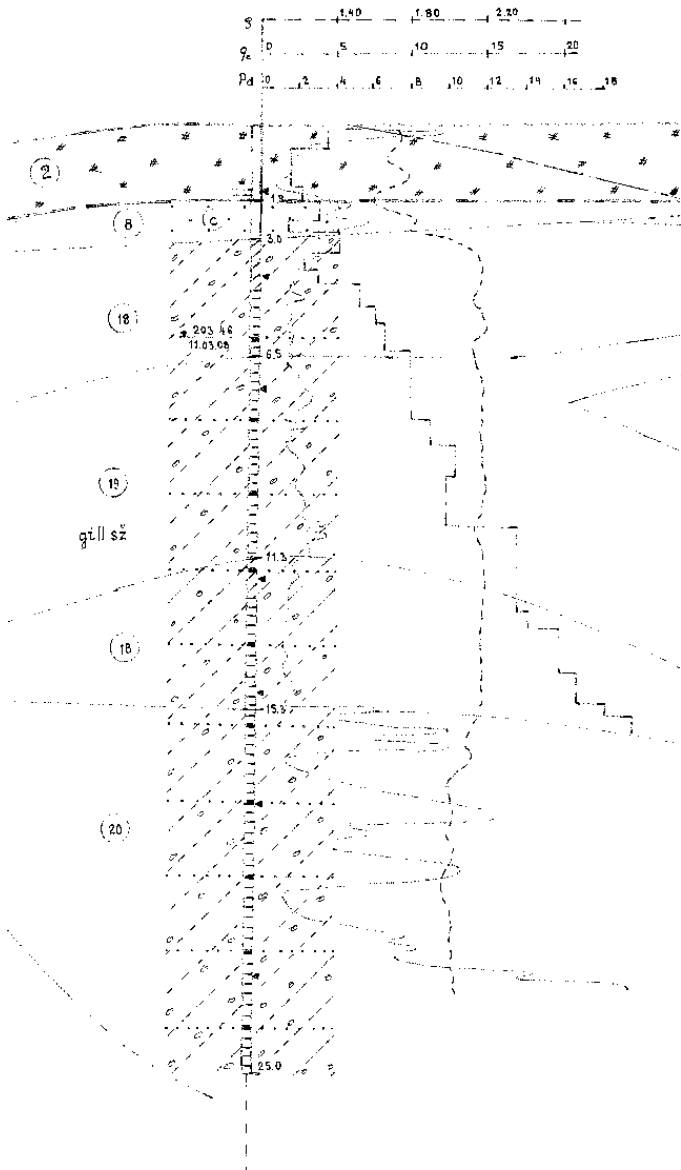


Рисунок П2.22 – Точка зондирования № 22

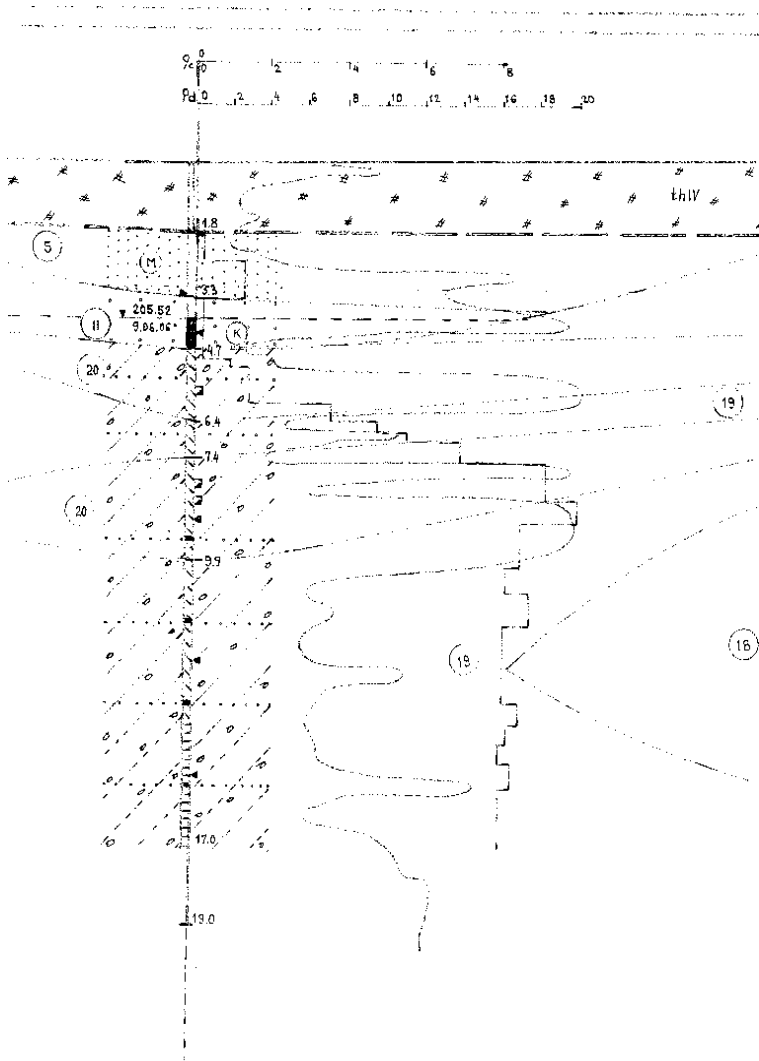


Рисунок П2.23 – Точка зондирования № 23

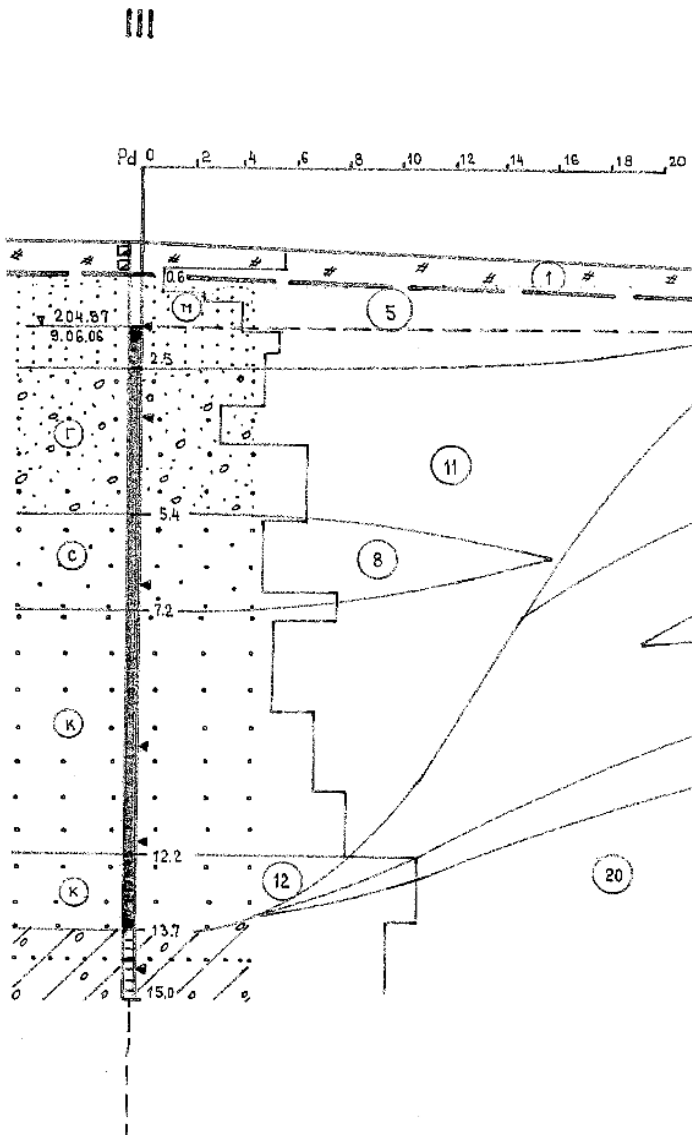


Рисунок П2.24 – Точка зондирования № 24

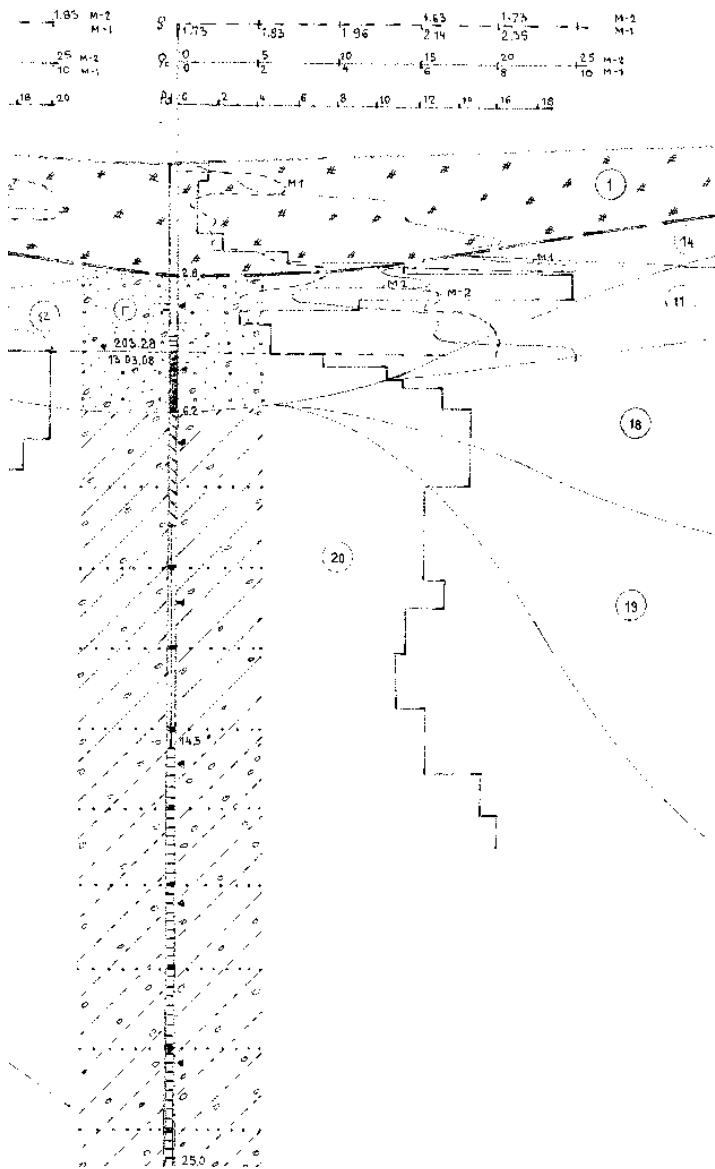


Рисунок П2.25 – Точка зондирования № 25

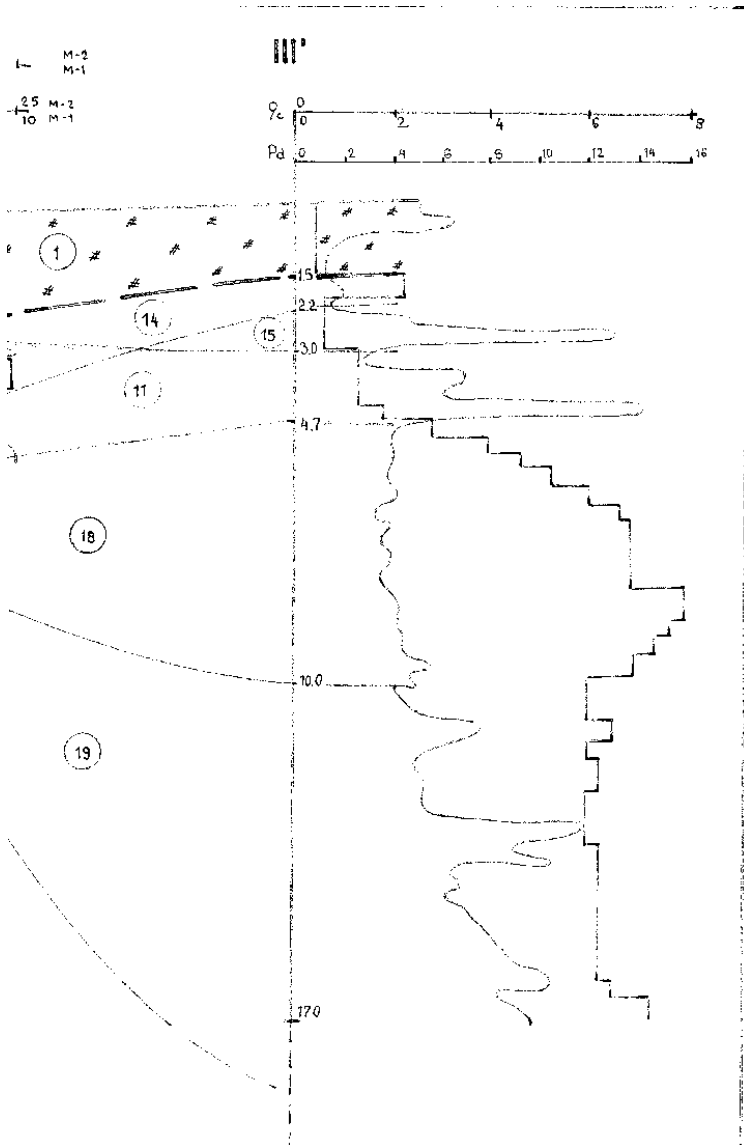


Рисунок П2.26 – Точка зондирования № 26

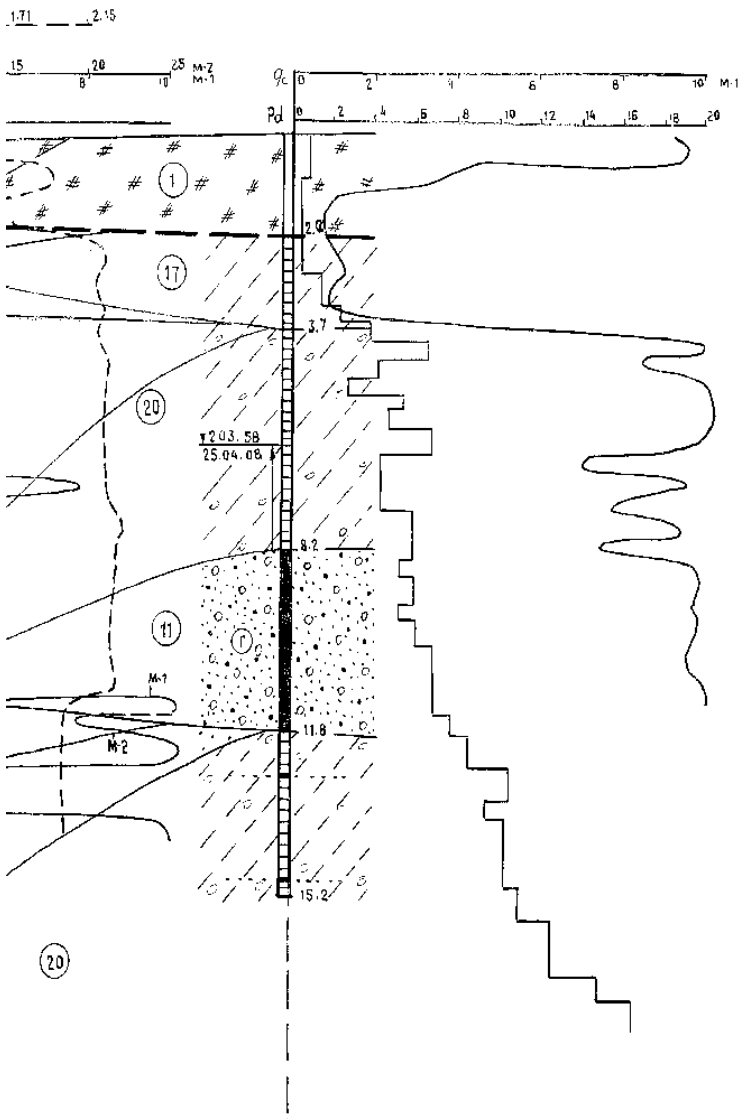


Рисунок П2.27 – Точка зондирования № 27

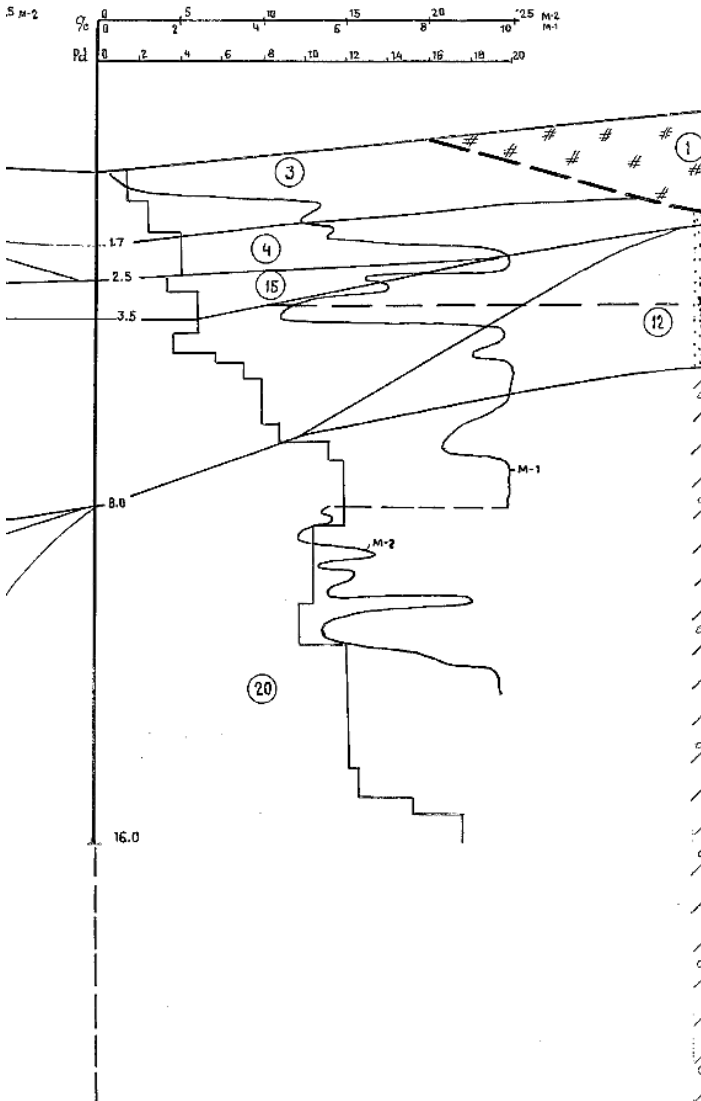


Рисунок П2.28 – Точка зондирования № 28

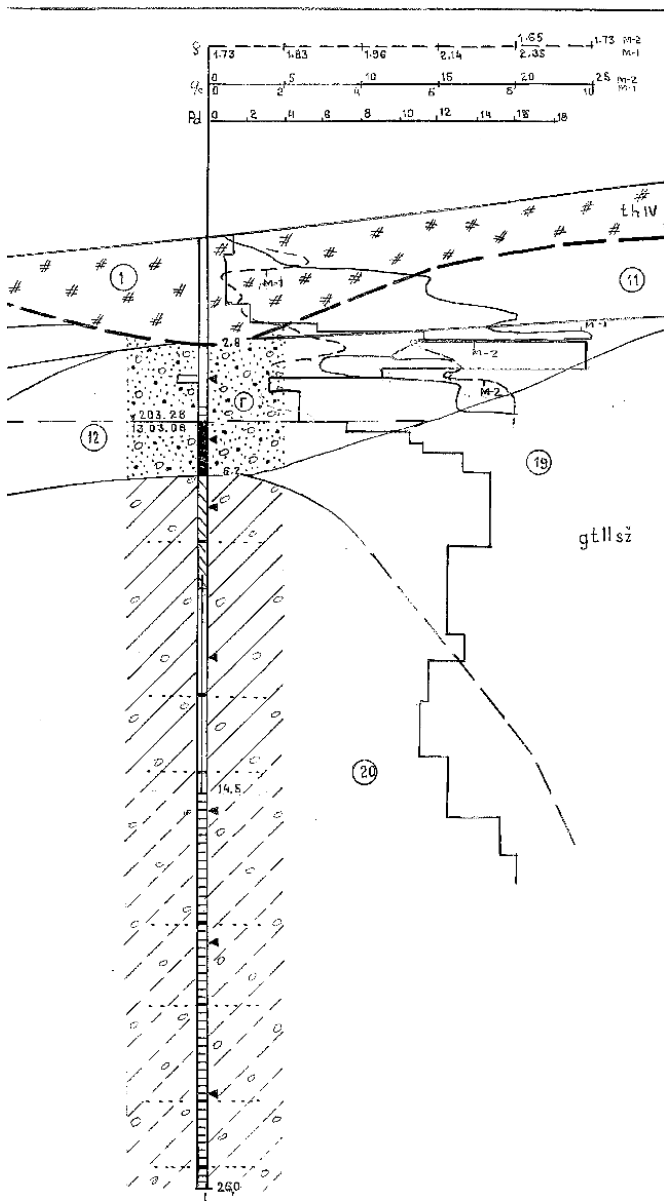


Рисунок П2.29 – Точка зондирования № 29

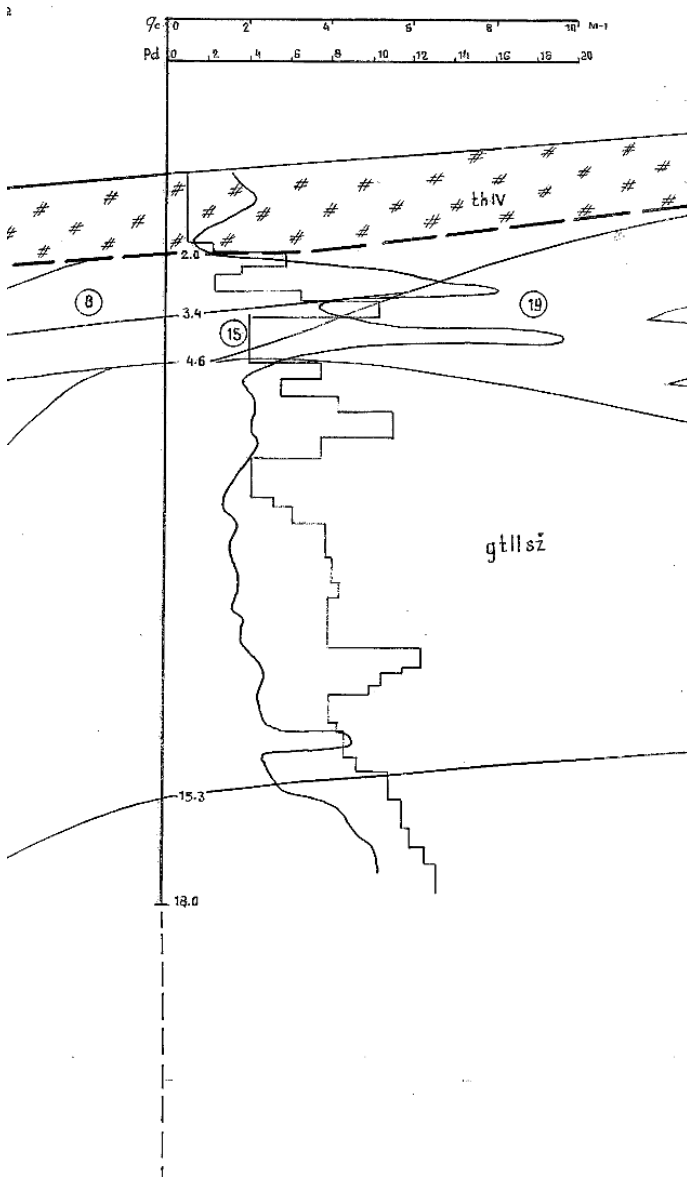


Рисунок П2.30 – Точка зондирования № 30