

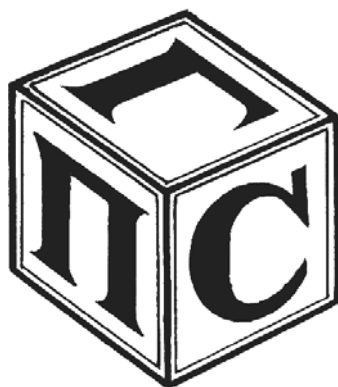
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ

*Методические рекомендации к практическим занятиям
для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения*

Часть 2



Могилев 2020

УДК 624.15
ББК 38.7
М55

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«20» октября 2020 г., протокол № 4

Составители: ст. преподаватель О. М. Лобикова;
Е. В. Кожемякина

Рецензент канд. техн. наук, доц. В. В. Кутузов

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения. Содержат общие требования к порядку и оформлению, а также исходные данные, примеры и методические указания к выполнению практических заданий.

Учебно-методическое издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ

Часть 2

Ответственный за выпуск	С. Д. Макаревич
Корректор	И. В. Голубцова
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2020

Содержание

Введение	4
1 Общие положения	5
2 Практическая работа № 1. Построение инженерно-геологического разреза	7
3 Практическая работа № 2. Инженерно-геологические изыскания на строительных площадках. Определение физико-механических характеристик грунтов	10
4 Практическая работа № 3. Анализ определяющих факторов и возможные типы фундаментов. Определение глубины заложения фундаментов	20
5 Практическая работа № 4. Определение размеров центрально и внецентренно загруженных фундаментов аналитическим и графическим методами	29
6 Практическая работа № 5. Расчет фундаментов по деформациям. Определение напряжений грунтовой толщи. Методы определения осадок фундамента	36
7 Практическая работа № 6. Проектирование и расчет свайного фундамента. Выбор конструкций свай	41
8 Практическая работа № 7. Проектирование и расчет свайного фундамента. Расчет свайного фундамента по I группе предельных состояний	42
9 Практическая работа № 8. Расчет и конструирование стыков. Расчет свайного фундамента по II группе предельных состояний.....	48
Список литературы	48

Введение

Методические рекомендации к практическим занятиям, часть 2, составлены в соответствии с учебной программой учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения, образовательного стандарта ОСВО 1-70 02 01–2013, вв. 30.08.2013 г.; учебных планов: регистрационный № J70-1-001-2, протокол № 2 от 22.09.2017 г., регистрационный № J70-1-001-2/з, утв. 27.10.2017 г., протокол № 3, регистрационный № J70-1-001-2/зс, утв. 27.10.2017 г., протокол № 3; типовой учебной программой по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», регистрационный № ТД-Ј.099/тип. от 3.02.2012 г., рассчитаны на 32 ч.

Целью изучения учебной дисциплины является формирование у студентов, обучающихся по специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство», знаний о законах механики грунтов; о свойствах грунтов, о распределении напряжений в массиве грунтов при различных воздействиях; о применении наиболее рациональных типов фундаментов и технологий их возведения в различных геологических и гидрогеологических условиях для обеспечения надежной, экономичной и долговременной эксплуатации оснований и фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений.

Цель практических занятий – закрепить теоретические знания по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», выработать практические навыки самостоятельной работы, умение пользоваться справочной и нормативной литературой.

Методические рекомендации (часть 2) содержат общие требования к порядку выполнения и оформления, исходные данные, примеры и методические рекомендации к выполнению практических заданий.

При разработке методических рекомендаций учтены требования ТКП 45-5.01-67–2007 (02250). *Фундаменты плитные. Правила проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-254–2012 (02250). *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-255–2012 (02250). *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-256–2012 (02250). *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), СТБ 943–2007. *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями), ГОСТ 25100–2011. *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями) [1–7].

При изменении нормативно-законодательной базы алгоритмы расчетов корректируют, приводя их в соответствие с требованиями, установленными на дату выполнения практической работы.

1 Общие положения

Методические рекомендации содержат индивидуальные задания для решения по темам курса, примеры решения задач, методические указания. Исходными данными для выполнения практических работ служат инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки и нормативные нагрузки и воздействия, действующие на обресе проектируемых фундаментов. Задания для практической работы каждому студенту выдаются индивидуально преподавателем по двум последним цифрам зачетной книжки согласно данным соответствующих разделов, а также результатам предыдущих расчетов.

Студенты специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» в шестом семестре должны выполнить восемь практических работ.

Практическая работа № 1. Построение инженерно-геологического разреза.

Практическая работа № 2. Инженерно-геологические изыскания на строительных площадках. Определение физико-механических характеристик грунтов.

Практическая работа № 3. Анализ определяющих факторов и возможные типы фундаментов. Определение глубины заложения фундаментов.

Практическая работа № 4. Определение размеров центрально и внецентренно нагруженных фундаментов аналитическим и графическим методами.

Практическая работа № 5. Расчет фундаментов по деформациям. Определение напряжений грунтовой толщ. Методы определения осадок фундамента.

Практическая работа № 6. Проектирование и расчет свайного фундамента. Выбор конструкций свай.

Практическая работа № 7. Проектирование и расчет свайного фундамента. Расчет свайного фундамента по I группе предельных состояний.

Практическая работа № 8. Расчет и конструирование стыков. Расчет свайного фундамента по II группе предельных состояний.

Практические работы выполняются для одних и тех же инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, объекта строительства, сечений и грунтов основания.

Отчет по практическим работам оформляется на листах формата А4 чертежным шрифтом или с использованием компьютера и принтера на одной стороне листа белой бумаги формата А4 через полтора интервала. Цвет шрифта должен быть черным или темно синим, Times New Roman, кегль 14. Текст работы следует печатать, соблюдая следующие размеры полей: правое, верхнее, левое и нижнее – 20 мм. Разрешается использовать компьютерные возможности акцентирования внимания на определенных терминах, формулах, применяя шрифты разной гарнитуры. В отчете приводятся все проводимые расчеты показателей с пояснениями к ним, формы в соответствии с настоящими методическими рекомендациями, основные определения. Текстовая часть содержит сведения об объекте проектирования, описание принятых технических и иных решений, пояснения, ссылки на нормативные и (или) технические документы, используемые при подготовке проектной документации, и результаты расчетов, обосновывающие принятые решения. Записка должна иллюстрироваться необ-

ходимыми чертежами, графиками и схемами, выполненными в удобном масштабе.

Отчет по практическим работам должны иметь соответствующие заданию *расчетные схемы и чертежи*. Схемы выполняются на миллиметровой бумаге или на белых листах в масштабе. Обязательными элементами графической части являются: инженерно-геологический разрез с условными обозначениями; сечения рассчитываемых плитных фундаментов (масштабы 1 : 10, 1 : 50), узлы сопряжений (с изображениями конструкций фундамента; гидроизоляции в зависимости от уровня грунтовых вод; отмостки; всех размеров; марками типовых элементов; абсолютными и относительными отметками, и т. д.); сечения рассчитываемых свайных фундаментов, узлы сопряжений (схема расположения свай и схема расположения ростверков с привязкой свай и подошвы ростверков к разбивочным осям (масштабы 1 : 100, 1 : 200); сечения рассчитываемых фундаментов (масштабы 1 : 10, 1 : 50) (с изображениями конструкций фундамента; гидроизоляции в зависимости от уровня грунтовых вод; отмостки; всех размеров; марками типовых элементов; абсолютными и относительными отметками; заделкой голов свай в ростверк и т. д.). Один чертеж или схема размещаются на одном листе формата А4 в масштабе.

Решение задач необходимо начинать с изучения теоретического материала по конспекту лекций, учебникам, ТКП 45-5.01-67–2007 (02250). *Фундаменты плитные. Правила проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-254–2012 (02250). *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-255–2012 (02250). *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-256–2012 (02250). *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), СТБ 943–2007. *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями), ГОСТ 25100–2011. *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями) [1–9].

В расчетах должны использоваться единицы Международной системы СИ: метр (м) – для измерения длины; килограмм (кг) – массы; ньютон (Н) – силы и веса; паскаль (Па) – давления, напряжения, модуля деформации.

2 Практическая работа № 1. Построение инженерно-геологического разреза

Инженерно-геологический разрез представляет собой схему напластования грунтов, полученную по данным проходки инженерно-геологических выработок (скважин). Разрезы строятся строго в масштабе (вертикальный М1:100, горизонтальный М1:100, М1:200). Оформление инженерно-геологического разреза выполняется согласно требованиям СТБ 21.302–99 (приложение 9.6, приложение 10) [7].

Задача 1. Построить инженерно-геологический разрез. Мощности слоев грунта по скважинам, отметки устья скважин, уровень грунтовых вод, расстояние между скважинами указаны в таблицах 2.1–2.3.

Таблица 2.1 – Мощность слоя по скважинам

Вариант	Номер слоя	Мощность слоя по скважинам, м			Вариант	Номер слоя	Мощность слоя по скважинам, м		
		1	2	3			1	2	3
0	1	2,4	2,0	1,8	5	1	2,0	2,5	3,5
	2	3,0	3,0	3,5		2	6,0	5,5	5,0
	3	3,6	4,2	4,5		3	1,0	2,0	2,0
1	1	4,5	4,0	3,5	6	1	4,5	5,0	4,0
	2	3,0	3,5	5,0		2	3,5	3,5	4,0
	3	4,0	3,5	4,0		3	2,0	2,5	3,5
2	1	2,0	3,5	3,6	7	1	4,0	3,5	4,0
	2	2,5	3,0	3,0		2	2,0	1,5	2,5
	3	6,0	3,5	4,0		3	3,0	4,5	4,0
3	1	3,8	4,5	4,5	8	1	1,0	1,5	4,0
	2	2,5	1,5	2,0		2	5,0	4,5	3,0
	3	4,0	3,0	3,5		3	4,0	4,0	3,0
4	1	2,5	2,0	1,5	9	1	3,0	3,5	5,0
	2	4,5	5,0	4,0		2	4,0	3,5	4,0
	3	3,5	3,5	4,0		3	2,0	3,5	3,0

Таблица 2.2 – Отметки устья скважин

Номер варианта	Расстояние между скважинами, м	Отметки устья скважин		
		Скв. 1	Скв. 2	Скв. 3
0	12	178,23	177,45	177,18
1	14	134,56	135,12	134,98
2	17	121,45	120,12	120,98
3	22	142,65	143,90	143,02
4	18	115,76	116,42	116,23
5	21	223,54	222,12	222,99
6	14	156,99	156,02	155,26
7	25	122,14	122,89	123,76
8	24	144,12	143,34	144,78
9	23	125,56	126,16	125,96

Тип, вид и разновидность грунтов принимается по результатам расчетов и таблице 2.4. Отметка грунтовых вод (см. таблицу 2.3) показывает расстояние от наиболее низкой точки кровли песчаных грунтов. Уровень грунтовых вод считается постоянным. На разрезе необходимо нанести:

- штриховое обозначение каждого слоя с учетом условных обозначений (СТБ 21.302–99 (приложение 9.6, приложение 10) [7]) или таблиц 2.5 и 2.6;
- относительные отметки границ между слоями и на уровне грунтовых вод);
- номера ИГЭ (инженерно-геологических элементов);
- уровень грунтовых вод (отметка WL);
- уровень планировки (отметка DL) – принимается с учетом баланса земляных работ как средняя отметка устья скважин;
- условные обозначения.

Таблица 2.3 – Основные характеристики физического состояния грунта

Вариант	Номер слоя	Отметка грунтовых вод ¹	Плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	Плотность грунта ρ , г/см ³	Природная влажность грунта w , %	Влажность на границе текучести w_L , %	Влажность на границе раскатывания w_p , %	Прочность при зондировании P_d , МПа
0	1	0,5	2,64	1,84	0,21	–	–	4,80
	2		2,71	1,92	0,25	0,17	0,39	2,40
	3		2,85	2,05	0,22	0,18	0,40	6,90
1	1	0,5	2,69	1,83	0,22	0,14	0,28	3,10
	2		2,85	1,99	0,19	–	–	7,10
	3		2,82	2,00	0,12	0,11	0,25	5,80
2	1	0,5	2,75	1,95	0,14	–	–	6,60
	2		2,83	1,99	0,20	0,17	0,27	5,20
	3		2,68	1,93	0,20	0,13	0,23	3,20
3	1	0,5	2,84	1,94	0,20	0,14	0,29	6,10
	2		2,76	1,97	0,17	–	–	8,60
	3		2,63	1,96	0,25	0,13	0,25	8,60
4	1	0,5	2,68	1,88	0,21	–	–	4,40
	2		2,65	1,95	0,27	0,16	0,35	2,90
	3		2,83	2,01	0,25	0,27	0,33	7,50
5	1	0,5	2,73	1,86	0,19	0,13	0,25	2,40
	2		2,59	1,85	0,23	–	–	4,10
	3		2,71	2,03	0,16	0,18	0,27	8,90
6	1	0,5	2,84	2,00	0,17	0,16	0,36	5,70
	2		2,75	1,95	0,18	0,17	0,25	6,80
	3		2,64	2,01	0,22	–	–	5,50
7	1	0,5	2,68	1,95	0,20	–	–	3,80
	2		2,61	1,98	0,17	0,15	0,22	5,20
	3		2,74	2,02	0,13	0,12	0,17	4,80
8	1	0,5	2,79	1,98	0,25	0,19	0,34	4,20
	2		2,71	1,96	0,19	–	–	8,30
	3		2,84	1,99	0,15	0,12	0,37	7,70
9	1	0,5	2,67	1,84	0,28	–	–	3,90
	2		2,65	1,95	0,23	0,18	0,28	2,10
	3		2,75	1,98	0,14	0,16	0,22	8,60

Таблица 2.4 – Грансостав песчаных грунтов

Вариант	Содержание фракций, %, диаметром, мм							
	> 10	10,0...5,0	5,0...2,0	2,0...1,0	1,0...0,5	0,5...0,25	0,25...0,10	< 0,10
0	–	–	7,6	10,0	15,8	33,0	26,8	6,8
1	5,0	2,9	6,1	11,1	16,7	40,5	16,1	1,6
2	–	1,7	9,0	9,9	15,0	13,2	39,2	12,0
3	–	11,0	4,3	4,6	13,4	33,1	29,3	4,3
4	–	–	4,9	12,4	15,3	15,6	25,0	25,8
5	5,0	3,4	5,8	9,6	17,4	38,6	18,9	1,3
6	2,4	5,8	5,9	12,0	35,3	30,2	7,8	0,6
7	0,6	3,1	5,9	15,0	16,5	38,6	18,7	1,6
8	0,4	4,2	5,3	12,4	16,4	37,8	21,5	2,0
9	4,9	5,2	5,9	13,3	31,9	30,4	7,8	0,51

Таблица 2.5 – Условные обозначения грунтов [4]

	Песок гравелистый		Почвенно-растительный		Насыпные грунты
	Песок крупный		Супесь		Намывные грунты
	Песок средний		Суглинок		Щебенистый грунт
	Песок мелкий		Суглинок		Гравийный грунт
	Песок пылеватый		Глина		Галечниковый грунт

Таблица 2.6 – Обозначения по скважинам и шурфам [4]

Графическое изображение	Обозначение воды в скважинах	Графическое изображение	Консистенция пылеватоглинистого грунта
	Маловлажный грунт		Твердая
	Влажный грунт		Полутвердая
	Водонасыщенный (водоносный) грунт		Тугопластичная
	Интервалы грунтов с прослойками водоносного песка		Пластичная, мягкопластичная
			Текучепластичная
			Текучая

Пример 1 – Для исходных данных таблицы 2.7 построить инженерно-геологический разрез по скважинам 1–3. Пример построения разреза приведен на рисунке 2.1.

Таблица 2.7 – Исходные данные к примеру 1

Вариант	Номер слоя	Мощность слоя по скважинам, м			Расстояние между скважинами, м	Отметки устья скважин		
		1	2	3		Скв. 1	Скв. 2	Скв. 3
	1	2,0	2,5	3,5	12	122,14	123,29	122,96
	2	6,0	5,5	5,0				
	3	1,0	2,0	2,0				

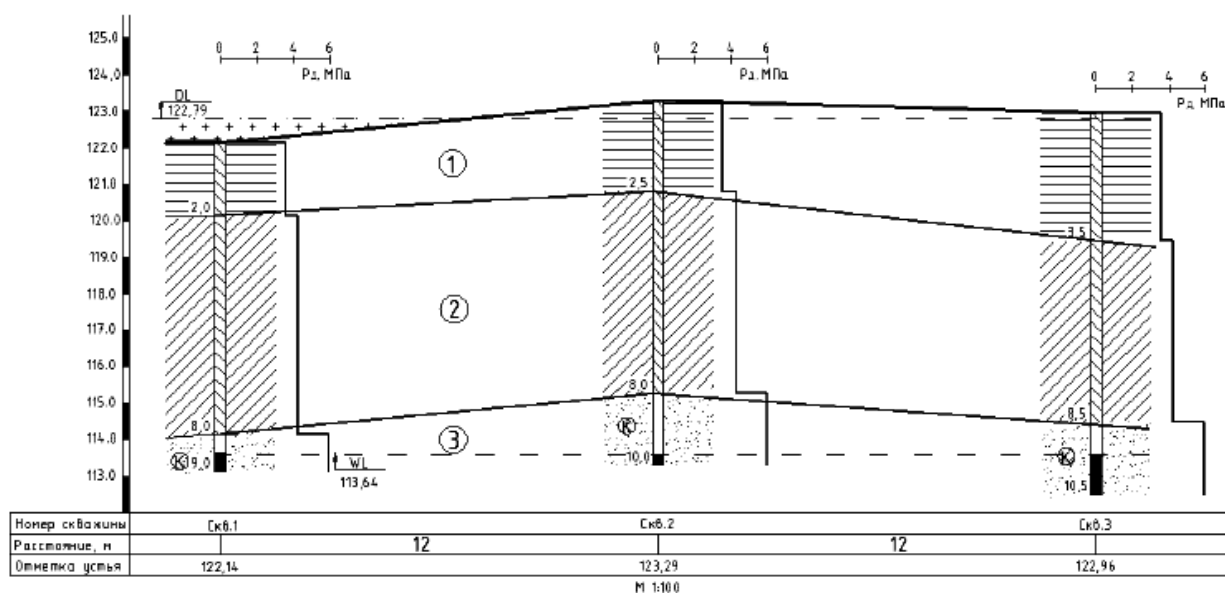


Рисунок 2.1 – Инженерно-геологический разрез

3 Практическая работа № 2. Инженерно-геологические изыскания на строительных площадках. Определение физико-механических характеристик грунтов

Оценка инженерно-геологических условий площадки начинается с изучения напластования грунтов. Для этого по исходным данным следует определить физико-механические характеристики грунтов, провести оценку строительных свойств грунтов, определить категорию сложности оснований фундаментов, разработать заключение по строительной площадке.

Расчетные характеристики служат для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунтов согласно СТБ 943–2007 [1].

Плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w}, \quad (3.1)$$

где ρ – плотность грунта, г/см³;

w – природная влажность грунта, %.

Коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (3.2)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_d – плотность грунта в сухом состоянии, г/см³.

Степень влажности грунта

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot 0,01 \cdot w}{e \cdot \rho_w}, \quad (3.3)$$

где ρ_w – плотность воды ($\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3 = 1 \text{ г/см}^3$).

Для пылевато-глинистых грунтов дополнительно определяется число пластичности и показатель текучести.

Число пластичности пылевато-глинистых грунтов

$$I_p = w_L - w_p, \quad (3.4)$$

где w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Показатель текучести пылевато-глинистых грунтов

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (3.5)$$

Определение наименования грунтов. Наименование песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу. Для этого последовательно суммируют содержание фракций. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю (таблица 3.1).

Таблица 3.1 – Вид песчаного грунта по гранулометрическому составу [1]

Вид песчаного грунта	Размер частиц, мм	Масса частиц от массы грунта, %
Гравелистый	Крупнее 2	Более 25
Крупный	Крупнее 0,5	Более 50
Средний	Крупнее 0,25	Более 50
Мелкий	Крупнее 0,1	75 и более
Пылеватый	Крупнее 0,1	Менее 75

По величине коэффициента пористости (по плотности укладки частиц) песчаные грунты делятся на *плотные*, *средней плотности* и *рыхлые* (таблица 3.2). Использовать *рыхлые пески* в качестве естественного основания не рекомендуется. По степени влажности (таблица 3.3) песчаные грунты подразделяются на *маловлажные*, *влажные* и *насыщенные водой*.

Тип пылевато-глинистых грунтов устанавливается по числу пластичности

(таблица 3.4). *Разновидности пылевато-глинистых грунтов* определяются по показателю текучести (таблица 3.5). Текучепластичные и текучие грунты не могут служить основанием фундаментов.

Таблица 3.2 – Разновидности песчаных грунтов по плотности сложения [2]

Вид песчаного грунта	Разновидность песчаных грунтов по плотности		
	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 3.3 – Разновидности песчаных грунтов по степени влажности [1]

Степень влажности S_r	Разновидность песчаных грунтов по степени влажности
$0 < S_r \leq 0,5$	Маловлажный
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажный
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенный водой

Таблица 3.4 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности I_p [1]

Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Таблица 3.5 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести [1]

Вид пылевато-глинистого грунта	Разновидность пылевато-глинистого грунта по показателю текучести	Показатель текучести
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердые	$I_L < 0$
	Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	Мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	Текучие	$I_L > 1$

Для слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, но выше водоупора, необходимо учесть *взвешивающее действие воды* на частицы грунта. *Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды* определяется по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (3.6)$$

где γ_w – удельный вес воды ($\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$).

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (3.7)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см^3 ;

g – ускорение свободного падения ($g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$).

К *водоупору* относится пласт слабо- или водонепроницаемого грунта (супесь, суглинок или глина – грунт, в котором практически отсутствует фильтрация подземных вод).

Нормативные значения характеристик механических свойств грунтов в работе допускается определять по таблицам 3.6 и 3.7 в зависимости от их физических характеристик.

Таблица 3.6 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для песчаных грунтов [3]

Наименование песчаных грунтов	Обозначение характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	–	–
	φ_n	43°	40°	38°	35°
	E	50	40	30	15
Средней крупности	c_n	3	2	1	–
	φ_n	40°	38°	35°	33°
	E	45	35	25	13
Мелкие	c_n	6	4	2	–
	φ_n	38°	36°	32°	28°
	E	40	30	20	12
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36°	34°	30°	26°
	E	35	25	18	11

Классификация обломочных пылевато-глинистых грунтов (в задании это те грунты, у которых приведены значения W_L , W_p) производится по типу и разновидности:

- тип грунта определяется по числу пластичности I_p ;
- разновидность: по прочности (сопротивлению грунта при зондировании) и по показателю текучести I_L .

Для песчаных грунтов проводят анализ гранулометрического состава и определяют тип, вид и разновидность:

- тип – песок, если масса частиц крупнее 2 мм < 50 %;
- вид обломочно-песчаных грунтов определяется по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности U_{\max} ;
- разновидность – по прочности (сопротивлению грунта при зондировании) и по степени влажности S_r .

Таблица 3.7 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа, для глинистых (не моренных и не лессовых) грунтов четвертичных отложений [3]

Наименование глинистых грунтов	Пределы нормативных значений показателя I_L	Обозначение характеристик грунтов	Значения характеристик грунтов при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	–	–	–
		φ_n	30°	29°	27°	24°	–	–	–
		E	32	24	16	10	7	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	–	–
		φ_n	28°	26°	24°	21°	18°	–	–
		E	31	23	15	9	6	–	–
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	–
		φ_n	26°	25°	24°	23°	22°	20°	–
		E	34	27	22	17	14	11	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	–
		φ_n	24°	23°	22°	21°	19°	17°	–
		E	32	25	19	14	11	8	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	–	–	25	20	16	14	12
		φ_n	–	–	19°	18°	16°	14°	12°
		E	–	–	17	12	8	6	5
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	–	81	68	54	47	41	36
		φ_n	–	21°	20°	19°	18°	16°	14°
		E	–	28	24	21	18	15	12
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	–	–	57	50	43	37	32
		φ_n	–	–	18°	17°	16°	14°	11°
		E	–	–	21	18	15	12	9

Для назначения предварительных размеров подошвы фундаментов определяют *условное расчетное сопротивление грунтов основания R_0* по таблицам 3.8 и 3.9.

Таблица 3.8 – Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов (кроме моренных и лессовых) [3]

Глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L , равном		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	0,85	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,0	250	200	150

Таблица 3.9 – Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов [3] (для фундаментов с шириной подошвы $b_0 = 1,0$ м и глубиной заложения $d_0 = 2,0$ м)

Пески	Значение R_0 , кПа, в зависимости от прочности песков	
	Прочные при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,54	Средней прочности при коэффициенте пористости e от 0,55 до 0,75
Крупные	600	500
Средние	500	400
Мелкие:		
маловлажные и влажные	400	300
водонасыщенные	300	250
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	250	150
водонасыщенные	200	100
<i>Примечание</i> – В таблице значения R_0 даны для меньшего значения e . Для большего значения e приведенные в таблице значения R_0 для прочных грунтов следует умножать на 0,9, а для грунтов средней прочности – на 0,8; для промежуточных значений e значение R_0 допускается определять линейной интерполяцией		

Расчет оснований производится по *расчетным характеристикам грунтов*, которые получаются путем деления нормативных значений на *коэффициент надежности по грунту* γ_g . Расчетные значения характеристик для расчета по I группе предельных состояний принимаются при следующих γ_g : для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1,5$; угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$; угла внутреннего трения глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

Расчетные значения характеристик φ , c , E в расчетах оснований по деформациям назначаются при значении коэффициента надежности по грунту $\gamma_g = 1$.

Оценка строительных свойств грунтов. По характеристикам механических свойств грунтов можно судить о несущей способности, деформируемости грунта и возможности использования его в качестве основания фундаментов. Грунты принято считать:

- *малосжимаемыми* (следовательно, хорошими как основания сооружений), если модуль деформации $E \leq 20$ МПа;
- *среднесжимаемыми* – при $5 \leq E < 20$ МПа;
- *сильносжимаемыми*, если $E < 5$ МПа. Опирать фундаменты на сильносжимаемые грунты (к которым относятся пески рыхлые, пылевато-глинистые грунты с $I_L > 0,75$) небезопасно, и использовать эти грунты в качестве оснований капитальных зданий не допускается.

В порядке проверки исходных данных надо выяснить, не относятся ли пылевато-глинистые грунты площадки к просадочным или набухающим. При предварительной оценке к *просадочным* обычно относятся лессы, лессовидные грунты, а также некоторые виды покровных глинистых грунтов со степенью влажности $S_r \leq 0,8$, для которых величина показателя просадочности I_{ss} , определяемого по формуле (3.8), меньше значений, приведенных в таблице 3.10.

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (3.8)$$

где e_L – коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести w_L и определяемый по формуле

$$e_L = w_L \cdot \frac{\rho_L}{\rho_w}. \quad (3.9)$$

Плотность грунта в состоянии, соответствующем влажности на границе текучести,

$$\rho_L = \rho_d \cdot (1 + 0,01 \cdot w_L). \quad (3.10)$$

Таблица 3.10 – Предельные значения показателя I_{ss} , используемые для предварительного отнесения глинистых грунтов к просадочным

Число пластичности грунта	$1 \leq I_p < 10$	$10 \leq I_p < 14$	$14 \leq I_p < 22$
Показатель I_{ss}	0,1	0,17	0,24

При предварительной оценке к набухающим от замачивания водой относятся глинистые грунты, для которых значение определяемого по формуле (3.8) показателя $I_{ss} \geq 0,3$.

Задача 2. По данным таблиц 2.1–2.3 определить нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов. Определить полные наименования грунтов.

Пример 2 – Для исходных данных, приведенных в таблице 3.11, и примера 1 определить основные физико-механические характеристики грунтов.

Таблица 3.11 – Исходные данные к примеру 2

Номер слоя	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W	W_p	W_L	P_d , МПа
1	2,75	1,84	0,09	–	–	5,7
2	2,60	1,96	0,17	0,14	0,27	2,4
3	2,76	2,00	0,18	0,13	0,25	2,0

Для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунта определяются следующие характеристики грунта

Плотность сухого грунта (скелета грунта) ρ_d :

- для первого слоя $\rho_{d1} = 1,84 / (1 + 0,09) = 1,68$ г/см³;
- для второго слоя $\rho_{d2} = 1,96 / (1 + 0,17) = 1,67$ г/см³;
- для третьего слоя $\rho_{d3} = 2,00 / (1 + 0,18) = 1,69$ г/см³.

Коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности (e):

- для первого слоя $e_1 = (2,75 - 1,68) / 1,68 = 0,63$;
- для второго слоя $e_2 = (2,6 - 1,67) / 1,67 = 0,56$;

– для третьего слоя $e_3 = (2,76 - 1,69) / 1,69 = 0,63$.

Степень влажности (коэффициент водонасыщенности):

– для первого слоя $S_{r1} = 0,09 \cdot 2,75 / 0,63 \cdot 1 = 0,39$;

– для второго слоя $S_{r2} = 0,17 \cdot 2,60 / 0,56 \cdot 1 = 0,79$;

– для третьего слоя $S_{r3} = 0,18 \cdot 2,76 / 0,63 \cdot 1 = 0,79$.

Число пластичности:

– для второго слоя $I_{p2} = 0,27 - 0,14 = 0,13 = 13 \%$;

– для третьего слоя $I_{p3} = 0,25 - 0,13 = 0,12 = 12 \%$.

Показатель текучести:

– для второго слоя $I_{L2} = (0,17 - 0,14) / 0,13 = 0,23$;

– для третьего слоя $I_{L3} = (0,18 - 0,13) / 0,12 = 0,42$.

Результаты ситового анализа гранулометрического состава песка принимаем по данным таблицы 3.12.

Таблица 3.12 – Результаты ситового анализа гранулометрического состава песка

Содержание фракций, %, диаметром d , мм							
> 10	10...5	5...2	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	< 0,1
2,8	3,9	9,1	16,4	14,7	29,5	14,4	9,2

По СТБ 943–93 определим вид песка по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности U_{\max} (таблица 3.13, рисунок 3.1).

Таблица 3.13 – Определение вида песка по гранулометрическому составу

Номер позиции	Содержание фракций	Диаметр фракций d , мм										Сумма	
		20,0	10,0	5,0	2,0	1,0	0,50	0,25	0,10	0,05			
		Логарифм диаметра фракций $\log(d)$											
		1,30	1,00	0,70	0,30	0,00	-0,30	-0,60	-1,00	-1,30			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	Содержание фракций, %	0	2,8	3,9	9,1	16,4	14,7	29,5	14,4	9,2	100		
2	Сумма $> d$, %	0	2,8	6,7	15,8	32,2	47,0	76,5	90,8	100,0			
3	Сумма $< d$, %	100	97,2	93,3	84,2	67,8	53,0	23,5	9,2	0,0			

Анализ проводим по строке 2 таблицы 3.13 начиная с фракций, имеющих наибольший диаметр. Так как масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 % (76,5 %), данный песок по разновидности относится к *пескам средним* (см. таблицу 3.1).

Для определения максимальной неоднородности по данным строки 3 строится кривая однородности грунта (рисунок 3.1).

Графически определяются значения:

$$\log(d_{95}) = 0,96;$$

$$\log(d_{50}) = -0,35;$$

$$\log(d_5) = -1,2.$$

Определяем характерные диаметры:

$$d_{95} = 10^{0,96} = 9,12; \quad d_{50} = 10^{-0,35} = 0,447; \quad d_5 = 10^{-1,2} = 0,063.$$

$$U_{\max} = d_{50} \cdot d_{95} / d_5 = 64,7 > 40 - \text{песок повышенной неоднородности.}$$

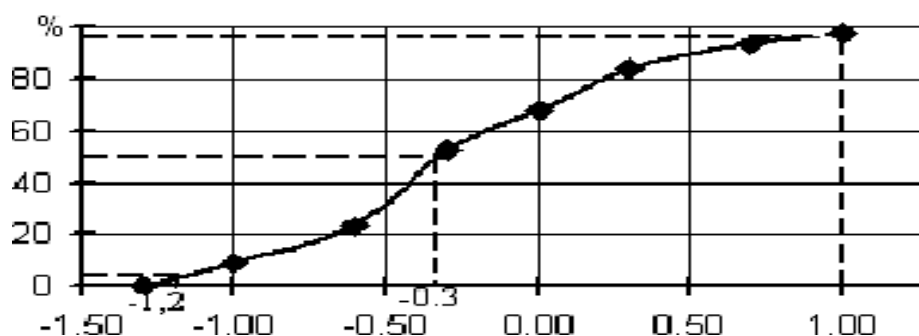


Рисунок 3.1 – Кривая однородности грунта

Определим полное наименование грунта.

Слой № 1. Данный слой обломочно-песчаный (отсутствуют значения W_L и W_P). Тип: песок, масса частиц крупнее 2 мм = 15,8 % < 50 %.

Вид: по гранулометрическому составу и по показателю U_{max} – песок средней крупности, повышенной неоднородности.

Разновидность:

– по прочности при зондировании: так как для первого слоя $P_d = 5,7$ МПа, по таблице 5.2 ТКП 45-5.01-17-2006 определяем – данный грунт средней прочности ($3,0 \leq 5,7 \leq 14$);

– по степени влажности $S_r = 0,39$ – песок маловлажный.

Вывод: слой № 1 – песок средней крупности, средней прочности, маловлажный; слой № 2 – данный слой обломочно-пылеватый глинистый ($W_L = 0,27$; $W_P = 0,14$).

Тип: по числу пластичности $I_P = 0,13$ (13 %) – суглинок (см. таблицу 3.4).

Разновидность:

– по прочности при зондировании: так как для второго слоя $P_d = 2,4$ МПа, по таблице 5.6 ТКП 45-5.01-17-2006 определяем – данный грунт средней прочности ($1,2 \leq 2,4 \leq 2,8$);

– по показателю текучести $I_L = 0,23$ – суглинок полутвёрдый (см. таблицу 3.5).

Вывод: слой № 2 – суглинок полутвёрдый средней прочности; слой № 3 – данный слой обломочно-пылеватый глинистый ($W_L = 0,25$; $W_P = 0,13$).

Тип: по числу пластичности $I_P = 0,12$ (12 %) – суглинок (см. таблицу 3.4).

Разновидность:

– по прочности при зондировании: так как для третьего слоя $P_d = 2,0$ МПа, по таблице 5.6 ТКП 45-5.01-17-2006 определяем – данный грунт средней прочности ($1,2 \leq 2,0 \leq 2,8$).

– по показателю текучести $I_L = 0,42$ – суглинок тугопластичный (см. таблицу 3.5).

Вывод: слой № 3 – суглинок тугопластичный средней прочности.

Данные, полученные по результатам расчётов, заносим в таблицу 3.14.

Таблица 3.14 – Физико-механические характеристики грунтов основания

Номер ИГЭ	Данные задания					Вычисляемые характеристики					Наименование грунта по СТБ 943-2007	
	Плотность частиц ρ_s , г/см ³	Плотность грунта ρ , г/см ³	Влажность W	Влажность текучести W_L	Влажность раскатывания W_P	Условное динамическое сопротивление P_d , МПа	Плотность скелета грунта ρ_d	Коэффициент пористости e	Степень влажности S_r	Число пластичности I_P		Показатель текучести I_L
1	2,75	1,84	0,09	–	–	5,7	1,68	0,63	0,39	–	–	Песок средней крупности, средней прочности, маловлажный
2	2,6	1,96	0,17	0,27	0,14	2,4	1,67	0,56	0,79	0,13	0,23	Суглинок полутвёрдый средней прочности
3	2,76	2,00	0,18	0,25	0,13	2,0	1,69	0,63	0,79	0,12	0,42	Суглинок тугопластичный средней прочности

Определим нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов.

ИГЭ 1. Определяем удельный вес грунта: $\gamma_n = \rho \cdot g = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН/м}^3$.

При наличии грунтовых вод в песчаных грунтах дополнительно определяем удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии γ_{sb} (см. формулу (3.6)):

$$\gamma_{sb1} = (27,5 - 10) / (1 + 0,65) = 10,74 \text{ кН/м}^3.$$

Определяем угол внутреннего трения φ_n , удельное сцепление c_n , модуль деформации E (см. таблицы 3.6 и 3.7). Находим, интерполируя, что для песков средних средней прочности угол внутреннего трения $\varphi_n = 35$; $c_n = 1,18 \text{ кПа}$. Модуль деформации грунта $E = 24,5 \text{ МПа}$.

Определяем расчетные значения физико-механических характеристик грунтов для I и II групп предельных состояний.

Расчетные значения удельного веса $\gamma_I = \gamma_{II} = \gamma_n = 18,4 \text{ кН/м}^3$.

Значение удельного сцепления по I группе предельных состояний $c_I = 1,18/1,5 = 0,8 \text{ кПа}$.

Значение удельного сцепления по II группе предельных состояний $c_{II} = 1,18/1,0 = 1,18 \text{ кПа}$.

Значение угла внутреннего трения по I группе предельных состояний $\varphi_I = 35/1,1 = 32$.

Значение угла внутреннего трения по II группе предельных состояний $\varphi_{II} = 35/1,0 = 35$.

Аналогично получаем значения для второго и третьего инженерно-

геологического элементов. Данные заносим в таблицу 3.15.

Таблица 3.15 – Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик

Номер ИГЭ, название грунта	Удельный вес, кН/м ³			Удельное сцепление, кПа			Угол внутреннего трения, градус			Модуль деформации, МПа
	γ_n	γ_I	γ_{II}	c_n	c_I	c_{II}	φ_n	φ_I	φ_{II}	E
Песок средней крупности, средней прочности, маловлажный	$\frac{18,4}{10,74}$	$\frac{18,4}{10,74}$	$\frac{18,4}{10,74}$	1,1 8	0,8	1,18	35	32	35	24,5
Суглинок полутвёрдый	19,6	19,6	19,6	37	24,67	37	20	17,39	20	27
Суглинок тугопластичный	20	20	20	28	18,67	28	22	19,13	22	19

Примечание – Для песчаных грунтов над чертой приведены значения удельного веса без учета взвешивающего действия воды, под чертой с учетом взвешивающего действия воды

4 Практическая работа № 3. Анализ определяющих факторов и возможные типы фундаментов. Определение глубины заложения фундаментов

Подбор типа фундамента производится на основе сравнения технико-экономических показателей. При выборе типа фундамента необходимо рассмотреть два-три конкурентоспособных варианта, которые зависят от инженерно-геологических условий площадки и величины нагрузки на фундамента. Возможны следующие основные варианты:

- фундамента мелкого заложения на естественном основании;
- фундамента мелкого заложения на искусственном основании (уплотнение грунтовыми сваями, устройство грунтовой подушки, уплотнение гидро-взрывным методом и др.) при слабых и просадочных основаниях;
- свайные фундамента, в том числе на просадочных и слабых грунтах с учетом отрицательного трения.

При выборе типа конструкции фундамента можно руководствоваться следующими рекомендациями.

- 1 Глубина заложения ленточных фундамента обычно не превышает 5 м.
- 2 Для многоэтажных крупнопанельных жилых зданий применение ленточных фундамента ограничивается однородным по сжимаемости основанием.
- 3 При значительных нагрузках (более 5...6 МН на фундамента) глубина заложения отдельных фундамента под колонны может достигать 8...10 м.
- 4 Необходимо предусматривать заглубление фундамента в несущий слой грунта не менее чем на 0,1...0,5 м.

5 Рекомендуется закладывать фундаменты выше уровня подземных вод. При этом исключается необходимость водоотлива и сохраняется естественная структура грунта.

6 При заложении фундаментов ниже уровня подземных вод необходимо обеспечить осушение котлована; стоимость возведения фундаментов при этом возрастает.

7 Применение свайных фундаментов наиболее эффективно в слабых и водонасыщенных грунтах.

8 Применение свайных фундаментов в обычных грунтовых условиях целесообразно:

а) для каркасных промышленных зданий при вертикальной нагрузке на фундамент более 0,75 МН или при необходимости заглублять фундаменты в естественное основание более чем на 4...7 м;

б) для жилых и гражданских зданий при использовании коротких свай длиной 6...7 м с несущей способностью более 500 кН, а также при необходимости заглубления ленточных фундаментов более чем на 3 м.

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента (при наличии бетонной подготовки под фундаментом глубина заложения принимается до ее низа).

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента должна быть, как правило, на 0,5 м ниже уровня планировки или пола подвала, гарантировать недопущение предельных состояний основания (конструкций сооружения) и назначается исходя из:

1) назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения (нагрузок, воздействий), сопряжения фундамента с надземными конструкциями и его расположения по отношению к существующим фундаментам, коммуникациям и рельефу территории;

2) инженерно-геологических условий площадки;

3) гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;

4) глубины и условий сезонного промерзания и оттаивания грунтов, приводящих к их пучению (устанавливаются исходя из вида, состояния и влажности грунта, а также уровня подземных вод в период промерзания).

Глубину заложения фундамента назначают по наибольшему значению, полученному при рассмотрении вышеперечисленных факторов.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины сезонного промерзания пучинистых грунтов (d_1), которые при промораживании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительную осадку.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_1 = k_h \cdot d_f, \quad (4.1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых зданий по таблице 4.1; для неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$;

d_f – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по данным

наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет (в задаче нормативная глубина сезонного промерзания грунтов указана в задании).

Таблица 4.1 – Рекомендуемые значения коэффициента k_h для наружных фундаментов отапливаемых зданий [3]

Особенность сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	$\frac{1,30}{1,00}$	$\frac{1,10}{0,80}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,80}{0,60}$	$\frac{0,80}{0,60}$
на лагах по грунту	$\frac{1,10}{0,90}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
по утепленному цокольному перекрытию	$\frac{1,05}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,80}$	$\frac{1,00}{0,70}$	$\frac{0,90}{0,70}$
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся: в числителе – к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них, в знаменателе – к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.</p> <p>2 Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициент k_h принимается: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10 °С – по таблице 4.1; при температуре воздуха выше 10 °С – по таблице 4.1 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>3 Приведенные значения k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента a_f менее или равно 0,5 м; при значении a_f более 0,5 м значения k_h увеличиваются на 0,10, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>4 К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа сооружений.</p> <p>5 При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения k_h принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице 2.2</p>					

Глубина заложения фундаментов по условию недопущения морозного пучения d_2 назначается не менее d_1 для песков мелких и пылеватых, глинистых грунтов при $I_L \geq 0,25$, а также для фундаментов неотапливаемых и крайних рядов фундаментов отапливаемых сооружений. При $I_L < 0,25$ допускается принимать $d_2 \geq 0,5d_1$.

Допускается не учитывать пучинистость грунтов в случаях:

- если подземные воды находятся ниже глубины промерзания не менее чем на 2 м – для песков, 3 м – для супесей и суглинков и 4 м – для глин;
- если глина и суглинок находятся в твердом или полутвердом состоянии, супесь – в твердом;
- исключение промерзания грунтов в период строительства обеспечивается не глубиной промерзания фундамента, а теплоизоляционными мероприятиями.

Для внутренних рядов фундаментов глубина их заложения назначается без

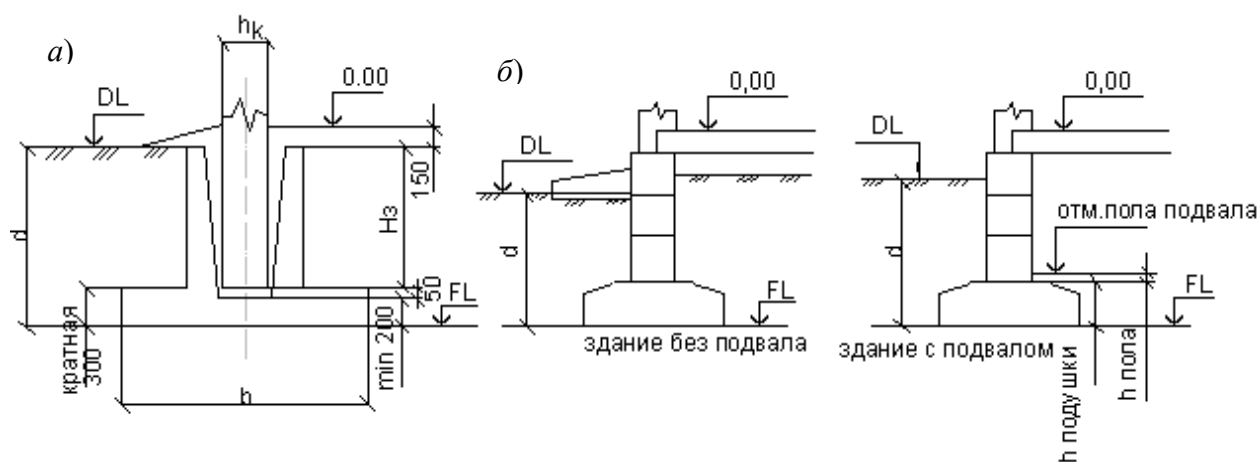
учета глубины промерзания грунта.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от назначения и конструктивных особенностей здания и сооружения d_3 – наличия подвалов, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование и т. д.

На глубину заложения фундаментов влияют следующие конструктивные особенности зданий или сооружений:

- наличие и глубина заложения подвалов;
- тепловой режим здания, подвалов или техподпольев;
- минимальная глубина заделки колонны в стакан фундамента и конструктивные требования к элементам фундамента.

Для определения минимально возможной глубины заложения фундамента d_3 необходимо выполнить рисунок 4.1.



a – для фундаментов под колонну; *б* – для фундаментов под стену

Рисунок 4.1 – Схема к определению величины глубины заложения фундамента

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента должна быть не менее чем на 0,5 м ниже уровня планировки. Для зданий с отапливаемым подвалом глубина заложения назначается независимо от глубины промерзания, но не менее чем на 0,5 м ниже пола подвала (а также пола прямых, расположенных в непосредственной близости к фундаментам). Глубина заложения фундаментов зданий с холодными подвалами и техническими подпольями назначается в зависимости от глубины сезонного промерзания.

Опоры надземных конструкций проектируют ступенчатого типа с размерами в плане подошвы, ступеней и подколонника, кратными 100 мм.

Высоту ступеней монолитных фундаментов рекомендуется назначать кратной 50 мм, а при высоте плитной части фундамента более 1,5 м – 150 мм.

Под сборными фундаментами в глинистых грунтах необходимо устраивать песчаную подготовку, а под монолитными – бетонную из бетона класса не ниже $C^6/8$, толщиной 100 мм с размерами в плане, превышающими размеры подошвы фундамента на 100 мм (для каждой стороны).

Фундаменты под сборные колонны проектируют с устройством стакана для установки колонны. Зазоры между стенками стакана и колонной должны составлять: по низу – не менее 50 мм и по верху – не менее 75 мм.

Минимальная глубина заделки колонны в фундамент определяется типом и размерами колонны. При этом учитывается, что:

– по конструктивным требованиям расстояние от уровня пола до обреза фундамента в безподвальных зданиях принимается равным 0,15 м;

– между нижней гранью колонны и фундаментом предусматривают зазор 50 мм;

– толщина дна стакана должна назначаться по расчету на продавливание и составлять не менее 200 мм;

– размеры подколонника (стакана) в плане назначаются исходя из размеров колонны с учетом конструктивных зазоров – 75 мм; минимальной толщины стенок стакана $0,2l_k$, но не менее 175 мм (см. рисунок 2.1) (l_k – наибольший размер сечения колонны);

– глубина стакана подколонника назначается исходя из глубины заделки колонны ($1 \dots 1,5l_k$) и конструктивных зазоров 50 мм;

– плитная часть фундамента может быть одно-, двух-, трехступенчатой. Высота ступеней принимается равной 300 мм. Вылет ступеней может быть равен 150, 300, 450, 600 мм;

– все размеры фундамента должны соответствовать минимальному строительному модулю 50 мм, а размеры плитной части в плане укрупненному модулю 300 мм.

Размеры стенок стакана (см. рисунок 4.1, а) назначаются из расчета на внецентренное сжатие с учетом рекомендаций таблицы 4.2.

Таблица 4.2 – Толщина стенок стакана

В миллиметрах

Направление усилия	Колонны прямоугольного сечения с эксцентриситетом продольной силы		Двухветвевые колонны
	$e < 2lc, e < 2bc$	$e > 2 \cdot lc, e > 2bc$	
В плоскости изгибающего момента	$0,2l_c$, но не менее 200 (150)	$0,3l_c$, но не менее 200 (150)	$0,2l_n$ (размер со стороны ветвей), но не менее 200 (150)
Из плоскости изгибающего момента	≥ 200 (150)	≥ 200 (150)	≥ 200 (150)
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 В скобках даны размеры для сборных фундаментов.</p> <p>2 Обозначения – см. рисунки 2.1 и 2.2</p>			

Фундаменты здания, как правило, должны закладываться на одном уровне.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий площадки. Данный фактор оказывает влияние на выбор глубины заложения фундаментов в случае, если верхние слои грунта являются слабыми и не могут служить надежным основанием фундаментов без проведения специальных мероприятий по их упрочнению. Если при этом толщина слабого слоя не превышает 3 м, целесообразно глубину заложения фундамента назначить в зависимости от глубины залегания более прочных слоев грунта.

При толщине слабого слоя более 3 м применение ленточных фундаментов

на естественном основании будет нецелесообразным и в этом случае предусматривают какой-либо из методов упрочнения грунтов. При этом глубина заложения фундаментов назначается независимо от инженерно-геологических условий.

При выборе глубины заложения фундаментов по инженерно-геологическим условиям рекомендуется:

- не использовать в качестве основания илы, торфы, рыхлые песчаные и текучепластичные глинистые грунты;
- фундаменты под большие нагрузки, в целях уменьшения их размеров, рационально основывать на малосжимаемых грунтах;
- предусмотреть заглубление фундамента в несущий слой грунта на 10...50 см;
- не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если строительные свойства грунта этого слоя значительно хуже свойств подстилающего слоя (приложение Г ТКП [3]).

Глубина заложения фундаментов в зависимости от гидрогеологических условий площадки строительства. При проектировании плитных фундаментов сооружений необходимо учитывать гидрогеологические условия площадки и возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения. Рекомендуется закладывать фундаменты по возможности выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водоотлива и сохранения естественной структуры грунта при производстве работ.

Глубина заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений. Фундаменты проектируемого здания, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке.

В практической работе *ленточные фундаменты* выполняются сборными. Марки и соответствующие им размеры фундаментных блоков и плит ленточных фундаментов принимают по СТБ 1076. *Столбчатые фундаменты* под железобетонные колонны выполняются монолитными. При проектировании столбчатых фундаментов необходимо ориентироваться на типовые монолитные фундаменты под железобетонные колонны (СТБ 1076).

Задача 3. Определить глубину заложения фундамента:

- а) под колонну (монолитный железобетонный фундамент) в здании с подвалом;
- б) под колонну (монолитный железобетонный фундамент) в здании без подвала;
- в) под стену (ленточный сборный железобетонный фундамент) в здании с подвалом;
- г) под стену (ленточный сборный железобетонный фундамент) в здании без подвала.

Характеристики проектируемого здания и район строительства принять на основании таблицы 4.3. При определении глубины заложения фундаментов с подвалом d_1 в задаче принять, что пол подвала бетонный ($\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$) толщиной 100 мм.

Таблица 4.3 – Характеристики проектируемого здания, район строительства

Номер варианта	Размеры здания (длина × ширина × высота), м	Тип колонны	Размеры колонны, мм	Район строительства	Нормативная глубина сезонного промерзания, см
0	66 × 24 × 18	1-ветв.	500 × 400	Могилев	130
1	72 × 36 × 18	2-ветв.	1400 × 500	Минск	137
2	72 × 18 × 12	1-ветв.	600 × 400	Бобруйск	132
3	60 × 12 × 12	2-ветв.	1900 × 500	Лида	113
4	60 × 24 × 14,4	1-ветв.	800 × 400	Гомель	148
5	54 × 24 × 16,8	2-ветв.	1400 × 500	Гродно	134
6	48 × 18 × 12	1-ветв.	800 × 500	Витебск	142
7	60 × 18 × 9,6	2-ветв.	1900 × 500	Борисов	147
8	48 × 24 × 13,2	1-ветв.	900 × 500	Мозырь	135
9	60 × 36 × 9,6	2-ветв.	1400 × 500	Орша	140

Пример 3 – Определить глубину заложения фундамента для отапливаемого здания без подвала, с полами, устраиваемыми на лагах по грунту.

Район строительства – г. Полоцк Витебской области. Среднесуточная температура в помещениях, примыкающих к наружным стенам здания, 5 °С. Согласно расчету надежность фундамента для данного грунта обеспечена при его ширине 1,4 м на глубине $d_3 = 0,9$ м, толщина стены – 51 см. Грунт основания – супесь с показателем текучести $I_L = 0,34$. Уровень подземных вод находится на глубине $d_w = 5$ м от поверхности земли.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов $d_{fn} = 1,22$ м.

Определяем вылет наружного ребра фундамента от внешней грани стены:

$$a_f = (1,4 - 0,51)/2 = 0,445 < 0,5 \text{ м.}$$

Для здания с полами на лагах по таблице 4.2 находим значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_h = 0,8$. Расчетная глубина промерзания грунта по формуле (4.1) $d_1 = 0,8 \cdot 1,22 = 0,98$ м.

Так как $I_L = 0,34 > 0,25$, глубина заложения подошвы фундамента d_2 по условию недопущения морозного пучения должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания, которая, с учетом округления в большую сторону, составит $d_1 = d_2 = 1,0$ м. Проверяем условие: $d_f + 2 = 1,22 + 2 = 3,22$ м, что меньше $d_w = 5$ м. Окончательно назначаем глубину заложения подошвы фундамента по большему значению величин d_1, d_2, d_3 равной 1,0 м.

Пример 4 – Определить глубину заложения фундамента для здания с подвалом. Район строительства – г. Могилев. Инженерно-геологические условия приняты согласно рисунку 4.2. Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности планировки и на 0,5 м от пола подвала. Согласно рисунку 4.2 планировочная отметка $DL = 99,5$ м. Здание имеет подвал глубиной 3 м, следовательно, подошва фундамента будет ниже глубины промерзания, т. к. для г. Могилева по карте нормативных глубин сезонного промерзания $d_{fn} = 1$ м, для песка мелкого $d_{fn} \cdot 1,2 = 1 \cdot 1,2 = 1,2$ м.

Отметка чистого пола, согласно заданию, при $DL = 0,9$ м будет равна 100,4 м, отметка пола подвала будет в этом случае $100,4 - 3 = 97,4$ м; ниже пола, для размещения подушки, останется $97,4 - 96,4 = 1$ м. Примем высоту подушки $h_n = 0,3$ м. Тогда под подошвой фундамента останется слой песка малой мощности, а именно $1 - 0,3 = 0,7$ м. Таким образом, поставим фундаментную плиту во второй слой – супесь пластичную, с заглублением в него на 0,1 м и отметка подошвы фундамента составит 96,3 м.

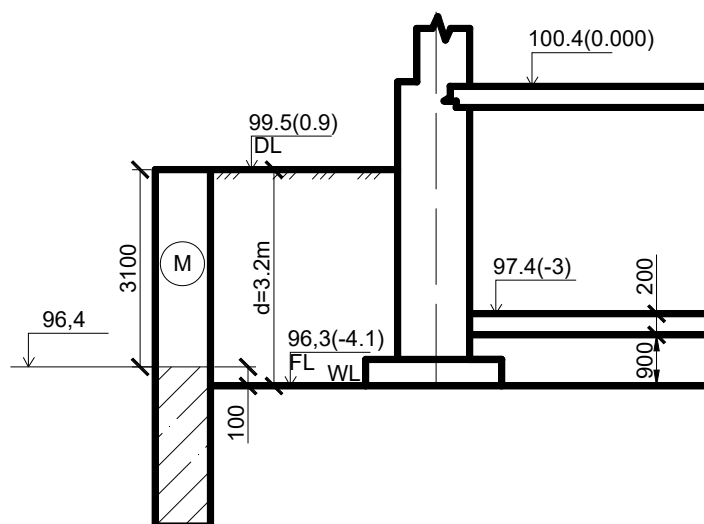


Рисунок 4.2 – Определение глубины заложения фундамента к примеру 4

Пример 5 – Определить глубину заложения фундамента под колонну $0,4 \times 0,4$ м для здания без подвала. Район строительства – г. Могилев. Инженерно-геологические условия – согласно рисунку 4.3. Планировочная отметка $DL - 99,5$ м (-0,15).

Для определения предварительной глубины заложения следует выполнить рисунок 4.3.

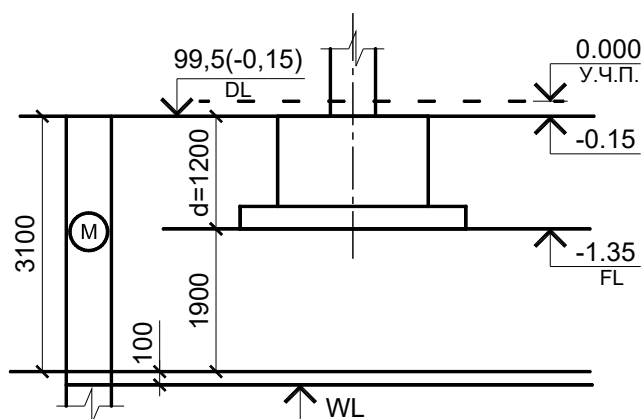


Рисунок 4.3 – Определение предварительной глубины заложения фундамента к примеру 5

По назначению и конструктивным особенностям. В случае применения железобетонных колонн верхний обрез фундамента проектируют на 150 мм ниже отметки чистого пола первого этажа или подвала, глубину заделки сборных колонн сплошного сечения H_3 принимают

$$H_3 = (1 \dots 1,5) \cdot h_k = (1 \dots 1,5) \cdot 0,4 = 0,4 \dots 0,6 \text{ м,}$$

где h_k – больший размер колонны, м.

Толщина дна стакана не менее 200 мм. Примем $h_f = 0,6 + 0,3 = 0,9$ м.

По существующему и проектируемому рельефу. Рельеф спокойный – ограничений нет.

По глубине заложения фундаментов существующих сооружений – ограничений нет.

По инженерно-геологическим и гидрологическим условиям площадки строительства. Выбираем несущий слой, в котором расположена подошва фундамента. Согласно рисунку 4.3 первый слой – песок мелкий, мощностью 3,1 м, маловлажный, может служить несущим основанием.

По глубине сезонного промерзания грунтов. Определив нормативную глубину промерзания d_{fn} , вычисляем расчетную глубину промерзания по формуле (4.1).

Для сборных фундаментов глубина заложения дополнительно определяется принятой конструкцией и размещением по высоте фундаментных блоков и подушек.

Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий не зависит от глубины промерзания.

Минимальная глубина заложения фундамента по конструктивным особенностям. Используем унифицированный подколонник размером $0,9 \times 0,9$ м, глубиной $0,9$ м $> 0,6$ м и плитную часть толщиной $0,3$ м. $d = 0,15 + 0,9 + 0,3 = DL = 1,2$ м.

Примем типовой монолитный фундамент под колонну $0,4 \times 0,4$ м высотой $h_{\min} = 1,5$ м.

5 Практическая работа № 4. Определение размеров центрально и внецентренно загруженных фундаментов аналитическим и графическим методами

Размеры подошвы фундамента (b, l) назначаются не менее размеров опорных частей надфундаментных конструкций в зависимости от нагрузок относительно его оси и характера эпюры контактных давлений.

Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p_m = \frac{N + Q}{A} + q \cdot \alpha, \quad (5.1)$$

где N – расчетная равнодействующая вертикальная нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), определяемая, как для случая расчета основания по деформациям, кН (кН/м);

Q – нагрузка от веса фундамента G_ϕ и грунта на его обрезах G_{gp} , кН(кН/м), $Q = G_\phi + G_{gp}$;

A – площадь подошвы фундамента, м²;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый только в случае односторонней полосовой нагрузки (если временная нагрузка расположена лишь с одной стороны от фундамента, $\alpha = 0,5$; если с двух сторон от фундамента, $\alpha = 1$);

q – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов, кН/м^2 (допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м^2 , в остальных случаях – 10 кН/м^2).

Для *внецентренно нагруженных фундаментов* с моментами M_x и M_y относительно главных осей x и y и сплошной или местной равномерно распределенной нагрузкой q крайние давления на гранях фундамента и в угловой точке C определяются по формуле

$$p_{\frac{\max(\max.C)}{\min}} = \frac{N + Q}{A} + q \cdot \alpha \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \quad (5.2)$$

где M_x, M_y – моменты, действующие в уровне подошвы фундамента относительно осей x и y , определяемые с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций, $\text{кН}\cdot\text{м}$;

W_x и W_y – моменты сопротивления для опорной части подошвы фундамента относительно осей x и y , м^3 ; $W = b \cdot l^2 / 6$.

Для прямоугольных центрально нагруженных фундаментов при первой подстановке предварительную ширину подошвы фундамента допускается принимать минимальной, как правило, $b \approx 1,0 \text{ м}$.

При расчете ленточных фундаментов рассматриваем участок длиной 1 м . Тогда $b = A / l = A / 1$.

Для определения предварительных размеров подошвы фундамента принимаем значение расчетного сопротивления грунта под подошвой равным условному расчетному сопротивлению слоя грунта, принятого в качестве несущего, т. е. $R = R_0$.

$$b = \sqrt{\frac{(N + Q) + q \alpha}{n(R_0 - \gamma_{mt} d)}}; \quad (5.3)$$

$$n = b / l, \quad (5.4)$$

где n – отношение сторон подошвы прямоугольного фундамента (для центрально нагруженного фундамента $n = 1$, для прямоугольных внецентренно нагруженных $1,2 \leq n \leq 1,5$);

γ_{mt} – усредненный нормативный удельный вес материала фундамента и грунта на его обрезах, кН/м^3 (для предварительных расчетов бетонных фундаментов допускается принимать усредненный удельный вес бетона и грунта $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$);

A, d, l, b – площадь подошвы, глубина заложения и размеры подошвы фундамента, м .

Эксцентриситет приложения нагрузки на подошву фундамента e , м , определяется по формуле

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{mt} d_f l b + q \alpha l b}. \quad (5.5)$$

Если значение эксцентриситета для внецентренной нагрузки удовлетворяет условию

$$e_0 = \frac{M}{N + \gamma_{mt} h l b + q \alpha l b} \leq \frac{1}{30} \text{ м}, \quad (5.6)$$

то размеры подошвы фундамента следует принимать, как для центрально нагруженного фундамента по формулам (5.1) и (5.2).

Проверка напряжений в основании и уточнение размеров подошвы фундамента. Принятые в первом приближении размеры подошвы плитного фундамента уточняются исходя из следующих условий:

$$p_m \leq R; \quad (5.7)$$

$$p_{\max} \leq 1,2R; \quad (5.8)$$

$$p_{\max.C} \leq 1,5R; \quad (5.9)$$

$$p_{\min} \geq 0 \text{ (при внецентренной нагрузке)}, \quad (5.10)$$

где p_m – среднее давление грунта под подошвой фундамента, МПа;

R – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа;

p_{\max} , p_{\min} , $p_{\max.C}$ – максимальные краевые давления вдоль каждой оси и в угловой точке C фундамента при действии на него изгибающих моментов взаимно перпендикулярных направлений (внецентренно приложенной вертикальной нагрузки), соответственно определяемые по рисунку 5.1, МПа.

При назначении размеров фундамента *недонапряжение грунта под его подошвой*, как правило, не должно превышать 10 %.

Расчетное сопротивление грунта основания осевому сжатию R , МПа, устанавливается по формуле

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} \cdot \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (5.11)$$

где γ_1 и γ_2 – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 5.1;

k – коэффициент, $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ и c определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам ТКП [1];

M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 5.2;

k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м $k_z = 1$; при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ ($z_0 = 8$ м; b – ширина подошвы фундамента, м);

γ_{II} – среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи, но не менее $2b$ при $b \leq 1$ м и не менее $0,5b$ при $b > 1$ м, кН/м³(при наличии подземных

вод определяется с учетом их взвешивающего действия):

$$\gamma_{\text{II}} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{\text{II},i} h_i E_i}{\sum_{i=1}^n h_i E_i}, \quad (5.12)$$

где γ_s и γ_w – соответственно удельный вес твердых частиц грунта и воды, кН/м³;

E_i – модуль деформации, кПа;

γ'_{II} – среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (для засыпок $\gamma'_{\text{II}} = 0,95\gamma_{\text{II}}$ по ТКП [3]), кН/м³;

c_{II} – расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

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

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{\text{II}}}, \quad (5.13)$$

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

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

γ_{cf} – расчетный удельный вес конструкции пола подвала, кН/м³;

d_b – глубина подвала, от уровня планировки до верха пола, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м допускается принимать $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м или отсутствии подвала $d_b = 0$).

Расчетные значения удельного веса грунтов допускается принимать равными их нормативным значениям ($\gamma_{\text{II}} = \gamma_n$).

Задача 4. Определить основные размеры и рассчитать конструкцию фундамента для условия задачи 3 различными методами. Грунтовые условия принять на основании результатов задач 1–3. Расчетные нагрузки принять из таблицы 5.3.

Пример 6 – Определить размеры подошвы фундамента под наружную стену для здания с подвалом. Схема фундамента представлена на рисунке 5.1.

Расчетные значения нагрузок $N_{0\text{II}} = 400$ кН; $M_{0\text{II}} = 7$ кН·м; $Q_{0\text{II}} = 17,5$ кН.

Таблица 5.1 – Значения коэффициентов γ_1 и γ_2

Грунты основания	Коэффициент γ_1	Коэффициент γ_2 для сооружений с жесткой и ограниченно-жесткой конструктивными схемами при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
		Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
Пески пылеватые, насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем и 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 $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
<i>Примечание</i> – Для малопрочных песков и слабых глинистых грунтов γ_1 и γ_2 принимаются равными единице			

Таблица 5.2 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения фп, град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения фп, град	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0°	0	1,00	3,14	23°	0,69	3,65	6,24
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
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

Таблица 5.3 – Расчетные нагрузки

Номер варианта	N_{0I} , кН	N_{0II} , кН	M_{0I} , кНм	M_{0II} , кНм
0	1100	1000	220	200
1	2200	2000	330	300
2	3300	3000	250	230
3	4400	4000	170	160
4	1400	1300	180	170
5	2500	2300	370	340
6	3600	3300	280	260
7	4700	4300	190	180
8	1800	1700	360	150
9	3000	2700	200	180

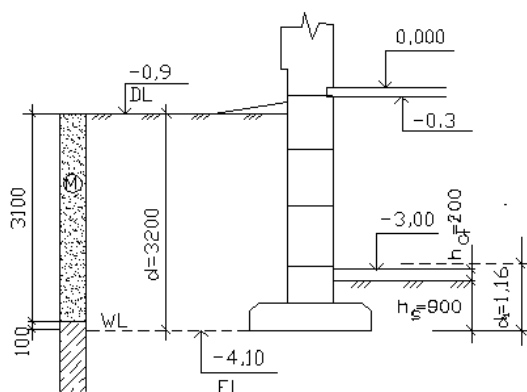


Рисунок 5.1 – К определению размеров подошвы фундамента

Краевые давления под подошвой внецентренно нагруженного фундамента по формуле (5.2), если площадь подошвы $A = b \cdot l$ п. м, $W_x = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{b}{6}$, то

$$P_{\max} = \frac{N+Q}{b \cdot l} + q \cdot \alpha + \frac{6 \cdot M_x}{b} = \frac{400 + 3,2 \cdot 20 \cdot b}{b} + 10 \cdot 0,5 + \frac{6 \cdot 32,5}{b} = \frac{595}{b} + 69; P_{\max} \leq 1,2R.$$

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_C \cdot C_{II} \right], \text{ т. к. } l_L = 0,64 > 0,5,$$

$$\text{то } \gamma_{C1} = 1,1, \gamma_{C2} = 1,0, k = 1,1, k_z = 1, \text{ при } \varphi_n = 26,1^\circ, M_\gamma = 0,84, M_q = 4,37, M_C = 6,9, \\ c_n = 15,4 \text{ кПа, } \gamma_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{16,8 \cdot 3,1 + 20,8 \cdot 0,1}{3,1 + 0,1} = 16,925 \text{ кН/м}^3,$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,9 + 0,2 \frac{22}{16,8} = 1,16 \text{ м.}$$

Задаваясь значением ширины подошвы фундамента b , определяем давление под подошвой P_{\max} и расчетное сопротивление грунта R . Расчетные значения сведем в таблицу 5.4.

$$P_{\max} = \frac{595}{b} + 69; R = 17,5 \cdot b + 306,2.$$

Таблица 5.4 – Сводная таблица определения b

b , м	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
P_{\max} , кПа	69	1259	664	465,7	366,5	307	267,3
R , кПа	306,2	314,95	327,7	332,5	341,2	349,95	358,7
$1,2R$, кПа	367,44	377,9	388,4	398,94	409,4	419,9	430,44

По рисунку 5.2 определяем необходимую ширину подошвы фундамента b в точке пересечения графиков $P_{\max} = f(b)$ и $1,2R = f(b)$ (для данного случая $b = 1,75$ м).

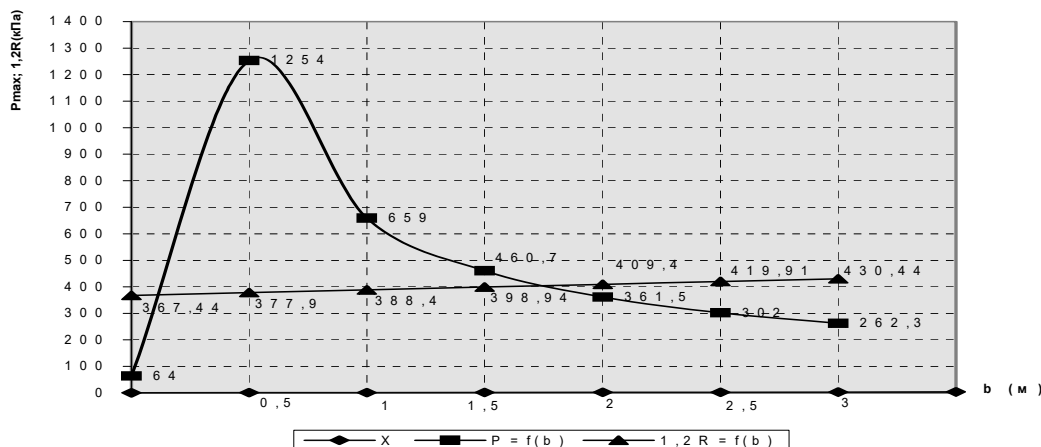


Рисунок 5.2 – График для определения ширины b фундамента

Выбираем фундаментную плиту ФЛ 20,12 и $G_{\phi} = 20,4$ кН и стеновые блоки шириной 0,5 м – ФБС 24.5.6-Т (ГОСТ 13579–78) с $G_{\phi l} = 16,3$ кН и ФБС 24.3.6.Т с $G_{\phi l} = 9,7$ кН.

Значение удельного веса обратной засыпки принято $\gamma'_{II} = \gamma_{II} \cdot 0,95$, где коэффициент 0,95 выражает соотношение между удельными весами грунтов нагруженной и ненагруженной структуры [4].

Нагрузка от перекрытия $P_1 = 30$ кН; $e_1 = \left(\frac{500}{2} - \frac{140}{2} \right) = 180$ см.

Собственный вес фундамента $G = \frac{24,4 + 5 \cdot 16,3 + 1 \cdot 9,7}{2,38} = 48,6$ кН/м.

Принимаем интенсивность временной равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта $q = 10$ кН/м². Эту распределенную нагрузку заменим фиктивным слоем грунта h_{np} : $h_{np} = q / \bar{\gamma}_{II} = 10 / 16,925 = 0,59$ м $\approx 0,6$ м.

Активное давление грунта на стену подвала находим по формуле

$$E_a = \left(q \cdot d + \frac{\gamma'_{II} \cdot d^2}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'_{II}}{2} \right);$$

характеристики грунта засыпки за пазухи фундамента примем $\gamma'_{II} = \gamma \cdot 0,95 = 16,8 \cdot 0,95 = 16$ кН/м³; $\phi'_{II} = 28^\circ$. Тогда $E_a = \left(10 \cdot 3,2 + \frac{16 \cdot 3,2^2}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{28}{2} \right)$; $\operatorname{tg}^2(45^\circ - 14^\circ) = \operatorname{tg}^2 31^\circ$; $\operatorname{tg} 31^\circ = 0,6009$; $\operatorname{tg}^2 31^\circ = 0,3611$. В результате

$$E_a = (32 + 81,92) \cdot 0,3611 = 41,14 \text{ кН/м.}$$

Вычислим плечо равнодействующей активного давления относительно подошвы фундамента (рисунок 5.3):

$$e_a = \frac{d}{3} + \frac{d + 3 \cdot h_{np}}{d + 2 \cdot h_{np}} = \frac{3,2}{3} + \frac{3,2 + 3 \cdot 0,6}{3,2 + 2 \cdot 0,6} = \frac{3,2}{3} + \frac{5}{4,4} = 2,2 \text{ м.}$$

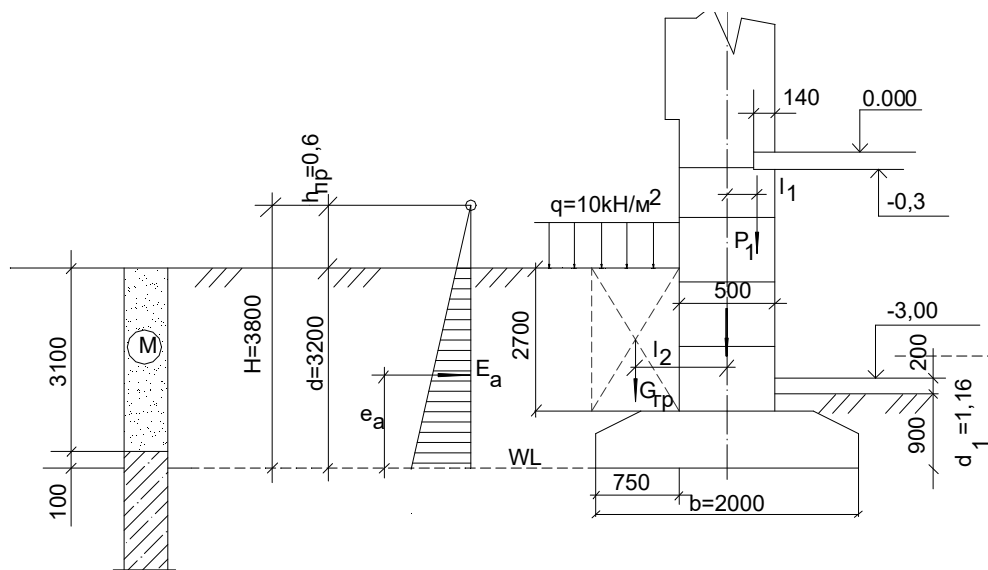


Рисунок 5.3 – Расчетная схема фундамента

Вес грунта на уступе фундамента $G_{gp} = 2,7 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 16 = 32,4 \text{ кН.}$

Определим плечо силы G_{gp} : $e_2 = \frac{0,75}{2} + \frac{0,5}{2} = 0,625 \text{ м.}$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P_m = \frac{400 + 48,6 + 32,4}{2 \cdot 1} + 3,2 \cdot 20 + 10 \cdot 0,5 = 309,5 \text{ кПа.}$$

Момент относительно центра тяжести подошвы фундамента

$$\begin{aligned} M &= M_{0II} + E_a \cdot e_a + P_1 \cdot e_1 - G_{gp} \cdot e_2 = 7 + 41,14 \cdot 2,2 + 30 \cdot 0,18 - 34,4 \cdot 0,625 = \\ &= 7 + 90,5 + 5,4 - 20,25 = 82,65 \text{ кН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

Момент сопротивления подошвы фундамента $W = \frac{1 \cdot 2^2}{6} = 0,67 \text{ м.}$

Краевые давления будут

$$P_{\min}^{\max} = \frac{400 + 48,6 + 32,4}{2 \cdot 1} + 10 \cdot 0,5 \pm \frac{82,65}{0,67} = 245,5 \pm 123,4 \text{ кПа.}$$

$$P_{\max} = 245,5 + 123,4 = 368,9 \text{ кПа}; P_{\min} = 245,5 - 123,4 = 122,1 \text{ кПа.}$$

Определим расчетное сопротивление R при $b = 2$ м. $R = 17,5 \cdot 2 + 306,2 = 341,2$ кПа. $P_{\max} = 368,9$ кПа $< 1,2R = 1,2 \cdot 341,2 = 409,44$ кПа. $P_{\min} = 122,1$ кПа > 0 . Следовательно, размеры подошвы фундамента подобраны правильно.

6 Практическая работа № 5. Расчет фундаментов по деформациям. Определение напряжений грунтовой толщи. Методы определения осадок фундамента

Расчет конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундамента методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства производится в предположении, что сжимаемый грунт ниже подошвы фундамента подчиняется закону линейно-деформируемой среды, т. е. его деформация (осадка) линейно зависит от давления (нагрузки). При этом допустимое давление на грунт назначается из следующих условий:

- а) область развития предельного равновесия (сдвигов) под подошвой фундамента по его краям не превышает $1/4$ ширины (т. е. соблюдается условие $p_m \leq R$);
- б) осадка фундамента зависит только от вертикального давления по его оси.

Метод послойного суммирования рекомендуется применять для определения конечной абсолютной осадки уплотнения основания фундаментов шириной $b \leq 10$ м, возводимых на основаниях с глубоким залеганием прочного слоя ($E_i \geq 100$ МПа) за пределами сжимаемой толщи грунта H_c .

Осадка s при использовании расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемой толщи H_c по методу послойного суммирования определяется как сумма осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи:

– при ширине фундамента $b \leq 5$ м и условии, что в уровне подошвы фундамента среднее давление на основание p_m больше вертикального напряжения от собственного веса вышележащего грунта – $p_m > \sigma_{zg,0}$, по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (6.1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i,ср}$ – среднее дополнительное (к природному) вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания, равное полусумме указанных напряжений на верхней (z_{i-1}) и нижней (z_i) границах рассматриваемого слоя,

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{z_i} + \sigma_{z_{i-1}}}{2}; \quad (6.2)$$

$\sigma_{zg,i}$ – среднее вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса грунта, находящегося выше отметки подошвы фундамента, МПа

(по формуле (6.3));

h_i – толщина i -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толща грунта, м;

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

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Разбиение сжимаемой толщи грунта на слои должно производиться согласно следующим требованиям:

– границы расчетных слоев должны совпадать с границами слоев грунта, слагающих основание строительной площадки, и уровнем грунтовых вод;

– мощность слоя h_i принимается не более $0,4b$, где b – ширина подошвы фундамента.

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в i -м слое основания на глубине z ниже подошвы фундамента вдоль вертикали, проходящей через ее центр, $\sigma_{zp.i}$ и $\sigma'_{zp.i}$ определяются по формулам

$$\sigma_{zp.i} = \alpha p_0; \quad (6.3)$$

$$\sigma'_{zp.i} = \alpha p_m, \quad (6.4)$$

где α – коэффициент затухания напряжений, принимаемый по таблице 6.1 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$;

p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента, МПа;

$$p_0 = p_m - p_{zg.0}, \quad (6.5)$$

где p_m – среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки, определяемое по формуле (5.1), МПа;

$p_{zg.0}$ – вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащего грунта, МПа (при планировке срезкой-подсыпкой принимают $p_{zg.0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки $p_{zg.0} = \gamma' d_n$);

γ' – удельный вес грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, МПа/м³;

d и d_n – глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа, м.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания по методу послойного суммирования ограничивается глубиной $z = H_c$. Из условия при $b \leq 5$ м

$$\sigma_{zp} = 0,2 \cdot p_{zg}. \quad (6.6)$$

Если в пределах глубины H_c , определенной по вышеуказанным условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, толщина сжимаемого слоя принимается до верхней кровли этого грунта.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое слабого грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает за пределами указанной границы на глубине, не превышающей ширины фундамен-

та b , найденное значение H_c увеличивается на толщину этого слоя, а за H_c принимается минимальное из значений, соответствующее подошве слабого слоя или глубине, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,1p_{zg}$.

Таблица 6.1 – Коэффициент затухания напряжений α

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточ- ных
		1, 0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечание – Обозначения: b – ширина или диаметр фундамента; l – длина фундамента

Вертикальное давление от собственного веса грунта в любой точке основания на расстоянии z от подошвы фундамента $p_{zg,i}$, МПа, определяется по формуле

$$p_{zg,i} = \gamma'_{II}d + \sum_{i=1}^n \gamma_{II}h_i, \quad (6.7)$$

где γ'_{II} – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, МПа/м³;

d – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности земли, м;

γ_{II} и h_i – соответственно удельный вес, МПа/м³, и толщина, м, i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды по формуле (2.6). При определении p_{zg} в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Надежность основания фундамента по деформациям считается обеспеченной, если осадка фундаментов не превышает предельную осадку для рассматриваемого типа сооружения ($s \leq s_u$) (таблица 6.2).

Таблица 6.2 – Предельные деформации основания [4]

Вид сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Средняя $s_{u,m}$ (максимальная $s_{u,max}$) осадка, см
1 Производственные и гражданские сооружения: – с полным каркасом: а) железобетонным б) железобетонным при наличии железобетонных поясов или монолитных перекрытий в) стальным – монолитные	0,0020	–	8 (10)
	0,0050	–	15 (18)
	0,0040	–	12
	0,0030	–	12 (15)
2 Многоэтажные бескаркасные сооружения с несущими стенами из: а) крупных панелей б) крупных блоков или кирпичной кладки без армирования в) то же с армированием	0,0016	0,0050	10 (12)
	0,0020	0,0050	10 (12)
	0,0024	0,0050	15 (18)

Проверка прочности подстилающего слоя. Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента (рисунок 6.1) имеется слой грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться с соблюдением условия

$$\sigma_{zp.i} + \sigma_{zg.i} \leq R_z, \quad (6.8)$$

где $\sigma_{zp.i}$ и $p_{zg.i}$ – 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, вычисленное по формуле (5.11) для условного фундамента $ABCD$ шириной b_z (см. рисунок 6.1), м:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a \text{ (для прямоугольного фундамента); (6.9)}$$

$$b_z = A_z/l \text{ (для ленточного фундамента), (6.10)}$$

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

$N + Q$ – 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.

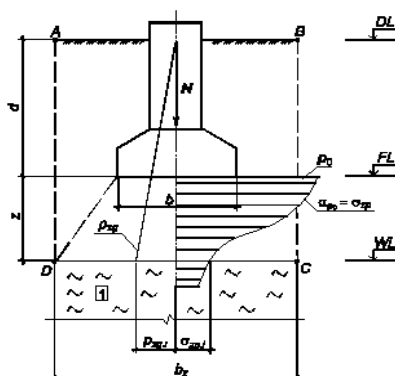


Рисунок 6.1 – Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта

Задача 5. Определить осадку фундаментов. Размеры и конструкцию фундаментов принять по результатам задачи 4. Грунтовые условия принять на основании результатов задач 1–3. Расчетные нагрузки принять из таблицы 5.3.

Пример расчета осадки фундаментов подробно рассмотрен в методических рекомендациях к курсовому проектированию по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», часть 1, и поэтому в данных методических рекомендациях не приводится.

7 Практическая работа № 6. Проектирование и расчет свайного фундамента. Выбор конструкций свай

Выбор конструкции фундамента, а также вида свай и свайного фундамента (например, свайных кустов, лент, полей) следует производить исходя из:

а) конкретных условий строительной площадки, характеризующихся материалами инженерных изысканий;

б) расчетных нагрузок, действующих на фундамент и обеспечивающих наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов;

в) физико-механических свойств материалов фундаментов, на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений фундаментов (с оценкой по приведенным затратам), выполненного с

учетом требований по экономному расходованию основных строительных материалов и трудозатрат.

Проектирование свайного фундамента рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- определяют нагрузки, передаваемые на свайный фундамент;
- выбирают тип ростверка и назначают предварительные размеры плиты свайного ростверка, глубину её заложения в грунт при проектировании низких свайных ростверков;
- выбирают тип и материал свай;
- устанавливают расчётные нагрузки на уровне подошвы плиты ростверка;
- определяют количество свай и размещают их в плане;
- корректируют длину свай с учётом восприятия истинной нагрузки и размерами свай, выпускаемых промышленностью. Назначают способ объединения свай с плитой ростверка;
- проводят проверку несущей способности по грунту фундамента;
- рассчитывают основание свайного фундамента по II группе предельных состояний;
- приводят краткие выводы по технологии возведения свайного фундамента.

Определение длины свай. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов. При этом заглубление нижнего конца забивных свай в прочные грунты основания должно быть не менее, м:

- 0,5 – в крупнообломочных, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных, пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,1$;
- 1,0 – в прочих нескальных грунтах.

При определении заглубления нижнего конца сваи важно, чтобы под ним оставался достаточно мощный слой прочного грунта. Ориентировочно можно считать, что под подошвой сваи должен быть слой прочного грунта толщиной не менее $3 \dots 5 d$ (d – сторона квадратной или диаметр круглой сваи).

Полная длина свай определяется как сумма:

$$l_{св.} = l_0 + \sum l_{гр} + l_{н.с.}, \quad (7.1)$$

где l_0 – глубина заделки сваи в ростверк;

$\sum l_{гр}$ – расстояние от подошвы ростверка или низа бетонной подготовки до слоя грунта, принятого за основание, в который заделывается нижний конец сваи, м;

$l_{н.с.}$ – заглубление в несущий слой, м.

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен по предельным состояниям первой и второй групп [4].

Задача 6. Выбрать тип, конструкцию и размеры сваи для свайного фундамента на основе данных задач 1–3.

Пример выбора конструкции и размеров свайного фундамента подробно рассмотрен в методических рекомендациях к курсовому проектированию по

дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», часть 2, и поэтому в данных методических рекомендациях не приводится.

8 Практическая работа № 7. Проектирование и расчет свайного фундамента. Расчет свайного фундамента по I группе предельных состояний

Несущая способность свай по материалу. Несущая способность свай по материалу определяется как сжатой или сжато-изгибаемой стойки, защемленной на 1/3 в нижних слоях грунта. В задаче расчет свай по материалу допускается не производить, принимая несущую способность железобетонной свай F_d , изготавливаемой по ГОСТ 19804.1–79, равной:

сечением $0,25 \times 0,25$	– 650 кН;	сечением $0,35 \times 0,35$	– 1850 кН;
сечением $0,3 \times 0,3$	– 1000 кН;	сечением $0,3 \times 0,3$	– 2000 кН.

Несущая способность свай по грунту. При опирании свай на малосжимаемые грунты, т. е. крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней прочности или прочным, а также глины твердой консистенции с модулем деформации $E \geq 50$ МПа и скальные и полускальные грунты забивные свай рассчитываются как свай-стойки по п. 6.1 ТКП 45-5.01-256–2012. В остальных случаях несущая способность свай определяется, как для защемленных в грунте свай. В задаче предлагается определить несущую способность F_d , кН, защемленной в грунте забивной свай, работающей на сжимающую нагрузку, по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum U_i \cdot \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot R_{fi}), \quad (8.1)$$

где γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

γ_{cr}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице 8.1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа, принимаемое по таблице 8.2;

A – площадь опирания на грунт свай, м^2 , принимаемая по площади поперечного сечения брутто свай;

U_i – наружный периметр i -го поперечного сечения свай, м;

R_{fi} – расчетное сопротивление (прочность) i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, кПа, принимаемое по [4] или по таблице 8.3;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м.

При определении несущей способности свай по грунту следует составить в масштабе расчётную схему с изображением геологического разреза, отметки природного рельефа – NL , планировки – DL , подошвы ростверка – FL и наложенного на него свайного фундамента.

Таблица 8.1 – Коэффициенты условий работы грунта [6]

Способ погружения свай и свай-оболочек (без выемки грунта)	Коэффициент условий работы грунта	
	под нижним углом γ_{CR}	на боко- вой по- верхнос- ти γ_{CF}
1 Погружение сплошных полых с закрытым нижним концом свай механическими паровоздушными молотами и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее чем на 1 м ниже забоя скважины при её диаметре: равной стороне квадратной сваи на 0,05 м меньше стороны квадратной сваи на 0,15 м меньше стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач)	1,0 1,0 1,0	0,5 0,6 1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты: песчаные средней плотности: крупные и средней крупности мелкие пылеватые пылевато-глинистые с $I_L \leq 0,5$: супеси суглинки глины пылевато-глинистые с $I_L \leq 0$	1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 1,0	1,0 1,0 1,0 0,9 0,9 0,9 1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом: при диаметре полости сваи 0,4 м и менее то же от 0,4 до 0,8 м	1,0 0,7	1,0 1,0
6 Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце сваи камуфлётного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, м: 1,0 независимо от указанных видов грунта 1,5 в песках и супесях 1,5 в суглинках и глинах	0,9 0,8 0,7	1,0 1,0 1,0
7 Погружение, вдавливание свай в грунты: песчаные средней плотности, крупные, средней крупности и мелкие пылеватые пылевато-глинистые с $I_L \leq 0,5$ то же с $I_L \geq 0,5$	1,1 1,1 1,1 1,0	1,0 0,8 1,0 1,0
<i>Примечание</i> – Коэффициенты γ_{CR} и γ_{CF} по позиции 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией		

Таблица 8.2 – Расчётные сопротивления грунта под нижним концом свай [6]

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R , кПа										
	Песчаных грунтов средней прочности с коэффициентом пористости $e = 0,65$										
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–	–	–	–	–
	Пылевато-глинистых, кроме моренных, грунтов при показателе текучести I_L , равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	7100	6000	2500	3400	1800	1200	900	800	600		
	6000	3200		1800	1300	1000					
3	7500	6600	3500	3800	2100	1300	1000	900	700	–	–
	6500	4000		2200	1600	1200					
4	8300	6800	4000	4400	2300	1350	1100	1000	750	–	–
	7000	4800		2600	1700	1300					
5	8900	7000	4400	4600	2400	1400	1150	1050	800	–	–
	7500	6000		2800	2000	1350					
6	9400	7200	4500	4700	2450	1450	1200	1100	850	–	–
	8100	6500		3000	2100	1400					
7	9700	7300	4600	4800	2500	1500	1250	1150	900	–	–
	8500	6900		3200	2200	1450					
8	9900	7550	4800	4900	2600	1550	1280	1170	920	–	–
	8700	7100		3300	2300	1500					
9	10200	7800	4900	5000	2560	1600	1300	1200	940	–	–
	8900	7200		3400	2350	1550					
10	10500	7900	5000	5100	2700	1650	1320	1220	960	–	–
	9100	7350		3550	2400	1600					
12	11000	8200	5200	5200	2800	1750	1350	1250	980	–	–
	9300	7500		3700	2500	1650					
15	11700	8500	5600	5400	3000	1900	1380	1280	1000	–	–
	9500	7700		4000	2600	1700					
20	12600	8800	6200	5600	3200	1950	1400	1300	1020	–	–
	10000	7800		4500	2700	1750					
25	13400	9000	6800	5800	3500	2000	1450	1320	1040	–	–
	10500	7900		4800	2800	1800					

Примечания

1 В числителе даны значения R для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

2 Глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах – от уровня дна болота.

3 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести (I_L) пылевато-глинистых грунтов значения R и R_{fl} в таблицах А.3 и А.4 определяются интерполяцией.

4 Для прочных песчаных грунтов, прочность которых определена по данным статического зондирования, значения R для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 80 %. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения (R) следует увеличить на 50 %, но не более чем до 20000 кПа

Таблица 8.3 – Расчётные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек [6]

Средняя глубина рас- положения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления i -го слоя грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек R_{fi} , кПа										
	Песчаных грунтов средней плотности										
	граве- листых	круп- ных	средней крупно- сти	мел- ких	пыле- ватых	–	–	–	–	–	–
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{62}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	11,0	8,0	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0
9	$\frac{104}{77}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0	11,0	8,0

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай R_{fi} следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 1, 2 и 3 к таблице А.4.

2 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай R_{fi} пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3 Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай R_{fi} следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице

*Определение количества свай в ростверке для отдельно стоящих фунда-
ментов.* Количество свай в ростверке отдельно стоящего фундамента под ко-
лонны определяется по формуле

$$n = N_{IF}/(F_d/\gamma_k), \quad (8.2)$$

где N_{IF} – расчетная нагрузка на уровне подошвы ростверка, которую на начальном этапе расчета допускается принимать без учета веса фундамента, ростверка и грунта на его уступах, т. е. $N_{IF} = N_{01}$;

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый 1,4, т. к. указанные в задании усилия в уровне обреза фундаментов представляют собой сумму постоянных и переменных нагрузок.

Полученное значение n округляется до целого. При назначении количества свай в ростверке необходимо добиться выполнения следующих рекомендаций:

- наиболее оптимальное число свай в кусте для фундаментов промзданий – 2, 4, 5, 6;
- 8, 9 свай допускается применять лишь для высоконагруженных фундаментов ($N > 2000$ кН);
- 10 и более свай в свайном кусте для фундаментов промзданий применять не рекомендуется;
- 1, 3 сваи под столбчатым фундаментом рекомендуется применять лишь для центрально загруженных фундаментов ($M_{IF} = 0$).

При невыполнении перечисленных условий рекомендуется изменить размеры свай и произвести перерасчет.

Конструирование ростверка. При проектировании окончательных размеров ростверка необходимо выполнение следующих конструктивных требований:

- сваи равномерно распределяются по длине и ширине ростверка. Рекомендуется симметричное расположение свай для отдельно стоящих фундаментов, одно-, двухрядное расположение свай для ленточных фундаментов;
- расстояние между осями свай принимается не менее $3d$ и не более $6d$ (где d – сторона поперечного сечения свай);
- размеры ростверка в плане принимаются кратными 300 мм;
- расстояние от наружной грани сваи до грани ростверка принимается не менее 100 мм;
- размеры ростверка в плане рекомендуется назначать на 150...200 мм больше размеров вышележащих фундаментных конструкций (для столбчатых фундаментов это размеры стакана под колонну);
- высота ростверка принимается по расчету на продавливание, но не менее 400 мм;
- класс бетона принимается не менее С12/15.

Армирование ростверка и подколонника выполняется с учетом рекомендаций [6].

Задача 7. Определить несущую способность одной сваи для грунтовых условий задач 1–3 и результатов задачи 6.

Пример определения несущей способности сваи подробно рассмотрен в методических рекомендациях к курсовому проектированию по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», часть 2, и поэтому в данных методических рекомендациях не приводится.

Пример 7 – Определить несущую способность одной сваи для грунтовых условий расчетной схемы на рисунке 8.1. Свая железобетонная, призматическая квадратного сечения 300×300 мм. Глубина заложения ростверка принята равной 1,75 м. Свая заделывается в ростверк по жесткой схеме.

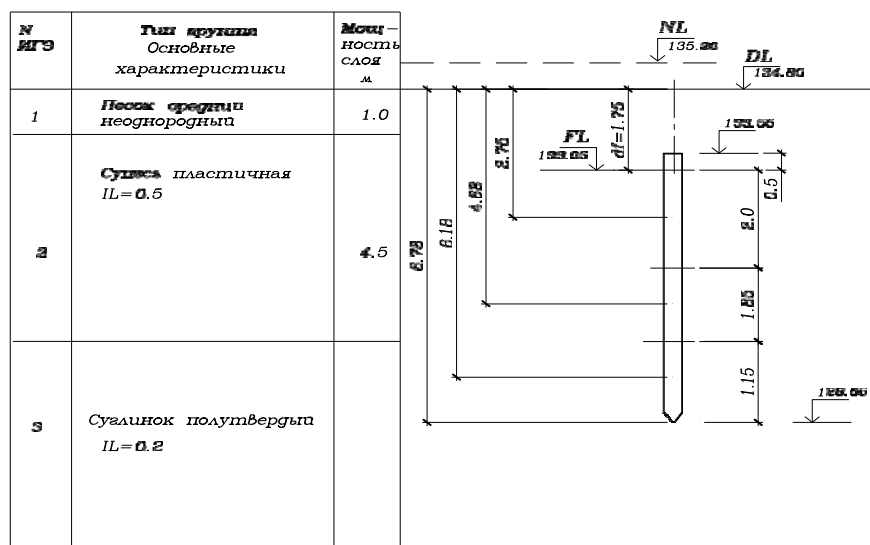


Рисунок 8.1 – Расчетная схема определения несущей способности сваи по грунту

Задаемся длиной сваи. Глубина заделки сваи в ростверк $l_3 = 0,5$ м. Глубина погружения сваи в суглинок полутвердый l_h не менее 1,0 м. Расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя $h = 3,85$ м. $L = 0,5 + 1,0 + 3,85 = 5,35$ м.

Принимаем сваю длиной 5,5 м. Марка сваи по ГОСТ 19804.1–79 С5.5-30. Несущая способность сваи по материалу $F_{d1} = 1000$ кН.

Несущую способность сваи по грунту определим с использованием табличных значений характеристик грунта п. 6.2 [6].

При $Z_R = 6,78$ м $I_L = 0,2$, $R = 4267$ кПа; при $Z_1 = 2,75$ м $I_L = 0,5$, $f_1 = 19$ кПа; при $Z_2 = 4,68$ м $I_L = 0,5$, $f_2 = 23$ кПа; при $Z_3 = 6,18$ м $I_L = 0,2$, $f_3 = 57$ кПа.

Коэффициенты условия работы для забивных свай $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_{cR} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 1,0$. Площадь поперечного сечения $A = 0,09$ м², периметр $U = 1,2$ м.

Несущая способность сваи по грунту

$$F_{d2} = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 0,09 \cdot 4267 + 1,2 \cdot (1,0 \cdot 19 \cdot 2,0 + 1,0 \cdot 23 \cdot 1,85 + 1,0 \cdot 57 \cdot 1,15)) = 559 \text{ кН.}$$

Таким образом, несущая способность сваи принимается $F_d = 559$ кН. Расчетная нагрузка на сваю $P_{св} = F_d / \gamma_g = 559 / 1,4 = 399,3$ кН.

9 Практическая работа № 8. Расчет и конструирование стыков. Расчет свайного фундамента по II группе предельных состояний

Расчёты по II группе предельных состояний позволяют определить различные виды деформаций свайного фундамента.

Определение размеров условного фундамента.

Расчет свайного фундамента по деформациям основания производится аналогичным образом, как и фундамента на естественном основании с использованием метода послойного суммирования, согласно ТКП 45-5.01-256–2007.

Задача 8. Определить осадку свайного фундамента по результатам задачи 7. Пример расчета подробно рассмотрен в методических рекомендациях к курсовому проектированию по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты», часть 2, и поэтому в данных методических рекомендациях не приводится.

Список литературы

1 **ТКП 45-5.01-67–2007 (02250).** Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2008. – 136 с.

2 **СТБ 943–2007.** Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 943–93; введ. 2007-07-18. – Минск : Госстандарт Респ. Беларусь, 2007. – 20 с.

3 **ГОСТ 25100–2011.** Грунты. Классификация. – Взамен ГОСТ 25100–95; введ. 2012-07-12. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 38 с.

4 **ТКП 45-5.01-254–2012 (02250).** Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. – Введ. 2012-01-05. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 102 с.

5 **ТКП 45-5.01-255–2012 (02250).** Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-01-05. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 32 с.

6 **ТКП 45-5.01-256–2012 (02250).** Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-01-05. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.

7 **СТБ 21.302–99.** Система проектной документации для строительства. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Основные требования к составлению и оформлению документации, условные графические обозначения. – Введ. 1999-02-15. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1999. – 59 с.

8 **Талецкий, В. В.** Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий: учебно-методическое пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий, М. В. Маркова. – Гомель: БелГУТ, 2018. – 85 с.

9 **Пойта, П. С.** Механика грунтов: учебное пособие / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк. – Минск: Вышэйшая школа, 2019. – 280 с.