

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«КАЛИНИНГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

А. Ю. Михайлов

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ

Учебно-методическое пособие – локальный электронный методический
материал по выполнению курсового проекта для студентов, обучающихся
в бакалавриате по направлению подготовки
08.03.01 Строительство

Калининград
2022

УДК 72 (076)

Рецензент

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительства ФГБОУ ВО
«Калининградский государственный технический университет»

Л. В. Узунова

Михайлов, А. Ю.

Основания и фундаменты зданий, сооружений: учеб.-метод. пособие – локальный электронный методический материал по выполнению курсового проекта для студентов бакалавриата по направлению подготовки 08.03.01 Строительство / А. Ю. Михайлов. – Калининград: ФГБОУ ВО «КГТУ», 2022. – 139 с.

Учебно-методическое пособие – локальный электронный методический материал по выполнению курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты зданий, сооружений» для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство. Содержит рекомендации по выполнению курсового проекта: выбор темы; варианты заданий; порядок выполнения; краткий теоретический курс; использование основных нормативных документов, справочной и иной литературы в области проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений. Даны критерии оценок и рекомендации по выбору типа фундаментов при вариативном проектировании.

Табл. – 27, рис. – 53, список лит. – 18 наименований.

Учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта рекомендовано к изданию в качестве локального электронного методического материала методической комиссией Института морских технологий, энергетики и строительства ФГБОУ ВО «Калининградский государственный технический университет» 25.05.2022 г., протокол № 4

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	4
1. УСЛОВИЯ ВЫБОРА ТЕМЫ И ПОРЯДОК РАЗРАБОТКИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	5
2. ТРЕБОВАНИЯ К СТРУКТУРЕ, ОБЪЕМУ, СОДЕРЖАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	7
2.1. Требования к оформлению курсового проекта	7
2.2. Краткое описание объекта	8
2.3. Построение инженерно-геологического разреза	10
2.4. Определение физико-механических характеристик грунтов	12
2.5. Определение глубины сезонного промерзания грунтов	18
2.6. Определение степени пучинистости грунтов основания	19
2.7. Выбор типа фундаментов и основания	24
2.8. Определение глубины заложения фундаментов	28
2.9. Сбор нагрузок, действующих на ленточный фундамент	35
2.10. Определение размеров подошвы ленточного фундамента при центрально приложенной нагрузке	38
2.11. Графический метод определения размеров подошвы фундамента	43
2.12. Определение осадки методом послойного суммирования	45
2.13. Проверка прочности подстилающего слоя	49
2.14. Определение толщины песчаной подушки на слабых грунтах	52
2.15. Проектирование фундамента под внутреннюю колонну здания	54
2.16. Расчет фундамента по материалу	62
2.17. Проектирование свайных фундаментов	78
2.18. Расчет свайного фундамента по деформациям	92
2.19. Конструктивные требования к столбчатым фундаментам	115
3. ОРГАНИЗАЦИЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА И КРИТЕРИИ ЕГО ОЦЕНКИ	118
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	119
СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ	120
Приложение А. Варианты грунтовых условий с 1 по 30	122
Приложение Б. Нагрузки на фундамент	131
Приложение В. Варианты районов строительства	132
Приложение Г. Размеры и масса фундаментных плит	133
Приложение Д. Размеры и масса стеновых блоков	134
Приложение Е. Нормативные значения распределенных нагрузок	135
Приложение Ж. Типовые конструкции забивных свай квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой	136
Приложение З. Значения безразмерного коэффициента a_n	137

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «Основания и фундаменты зданий, сооружений» является составной частью профессионального модуля основной образовательной программы бакалавриата по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профиль программы «Промышленное и гражданское строительство».

Проектирование оснований и фундаментов заключается в выборе несущего слоя основания, типа конструкции и основных размеров фундамента и в их совместном расчете как одной из частей здания или сооружения.

Основание, фундамент и надземная часть здания или сооружения неразрывно связаны, влияют друг на друга и должны рассматриваться как единая система. Деформация и устойчивость грунтов зависят от особенностей приложенных нагрузок, размеров и конструкции фундаментов и конструктивной схемы здания или сооружения. Задача усложняется еще и особенностями строительной площадки, условиями производства работ, климатическими и природными факторами, а также возможным применением различных типов фундаментов на строительной площадке.

Целью выполнения курсового проекта является формирование у обучающихся компетенций, предусмотренных ФГОС ВО, а также систематизация и углубление знаний, умений и навыков у студентов, полученных ими при изучении таких дисциплин как: «Инженерная геология», «Основы геотехники», «Строительные материалы», «Архитектура зданий и сооружений», «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические конструкции».

Задачами курсового проектирования являются:

- анализ и оценка инженерно-геологических условий площадки строительства;
- вариативное проектирование фундаментов применительно к заданным грунтовым условиям и конструктивным особенностям здания;
- овладение методиками расчета фундаментов различного типа.

В результате выполнения курсового проекта каждый обучающийся должен:

знать: нормативные документы в части проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений, виды и конструкции фундаментов, область их применения;

уметь: проводить оценку устойчивости и деформируемости грунтового основания, проектировать и рассчитывать различные типы фундаментов;

владеть: навыками выбора нормативной документации, устанавливающей требования к зданиям (сооружениям) промышленного и гражданского

назначения, для производства работ на выбранном объекте, составления проектной рабочей документации на устройство оснований и фундаментов.

1. УСЛОВИЯ ВЫБОРА ТЕМЫ И ПОРЯДОК РАЗРАБОТКИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

При выполнении курсового проекта студентам предоставляется право выбора темы, схематично отображенной на рисунке 1.1.

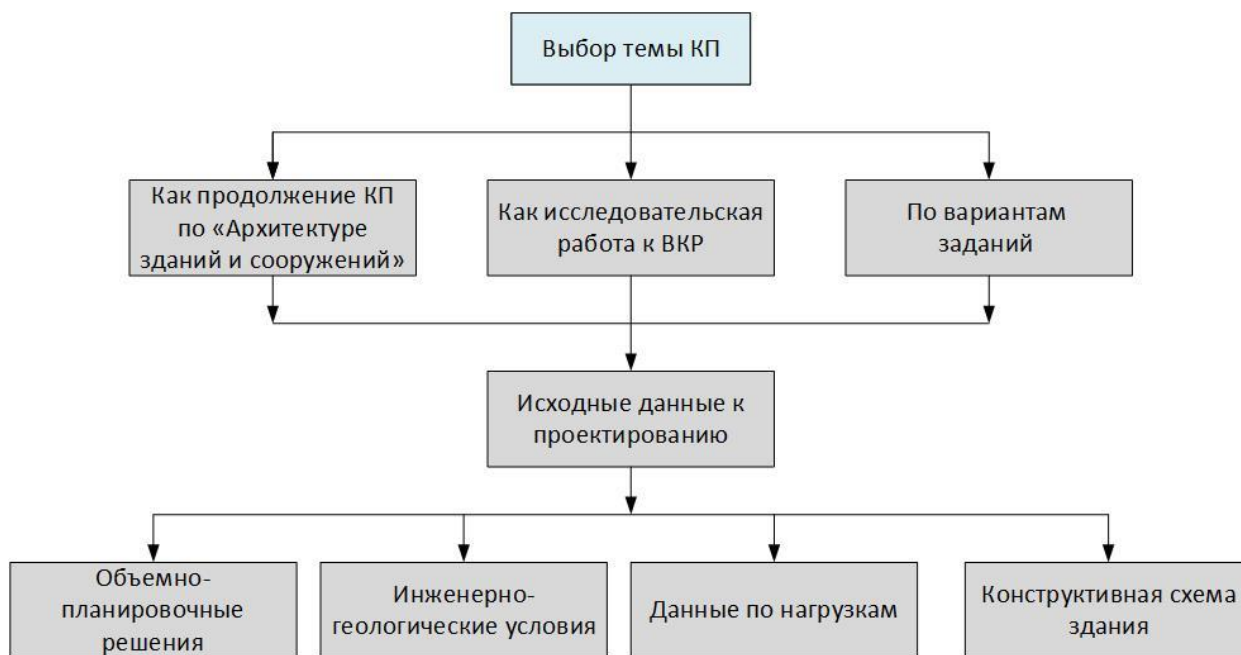


Рисунок 1.1 – Схема выбора темы курсового проекта

При выборе темы курсового проекта как продолжения работы над курсовым проектом по дисциплине «Архитектура зданий и сооружений» может быть принято многоквартирное жилое, административное или промышленное здание (цех). Исходными данными для проектирования являются объемно-планировочные и конструктивные решения, рабочие чертежи: фасады, планы и разрезы, пояснительная записка. Инженерно-геологические условия площадки строительства принимаются по вариантам заданий по списку экзаменационной ведомости (Приложение А). Сбор нагрузок на обрез фундамента осуществляется в соответствии с действующими правилами [3].

Район строительства выбирается по желанию студента или по вариантам (Приложение В). Выбор темы курсового проекта, исходных данных по грунтовым условиям и района строительства оформляется заданием.

При выборе темы курсового проекта как научной исследовательской работы исходными данными могут быть материалы инженерно-геологических

и геодезических изысканий, результаты обследования зданий и сооружений, а также другие документы. Выбор темы курсового проекта как научной исследовательской работы к ВКР оформляется заданием.

Третьим вариантом выбора темы курсового проекта является стандартное задание.

На основании исходных данных по нагрузке, грунтовым условиям и района строительства (по вариантам) запроектировать фундамент мелкого заложения (столбчатый) и свайный фундамент под колонну крайнего ряда промышленного отапливаемого здания. Размеры здания: длина 42 м, ширина 18 м, высота 16 м.

Выполнить расчеты по несущей способности и деформациям, сделать заключение по результатам расчетов.

Варианты исходных данных приведены в настоящем пособии в Приложениях А, Б и В.

Варианты заданий соответствуют алфавитному списку студентов по экзаменационной ведомости (с 1 по 30 вариант), далее с 1 варианта.

Порядок разработки курсового проекта:

- проанализировать исходные данные к курсовому проекту;
- проанализировать конструктивную схему здания или сооружения;
- определить нагрузки, действующие на фундамент;
- определить недостающие физико-механические и прочностные характеристики грунтов (на основании расчетов и СП 22.13330.2016);
- выполнить оценку инженерно-геологических условий площадки строительства;
- обосновать глубину заложения фундамента с учетом влияния всех факторов (геологических, конструктивных, климатических, гидрологических);
- выполнить вариативное проектирование фундаментов (столбчатого и свайного);
- выполнить расчеты по деформациям;
- выполнить расчеты фундаментов по материалу и их конструирование;
- на основании сравнения вариантов выбрать экономически выгодные и технологически целесообразные виды фундаментов.

Основное внимание при выполнении курсового проекта должно быть уделено анализу совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение», оценке влияния деформаций фундаментов на работу надземных конструкций и здания в целом, поэтому при расчете и конструировании фундаментов должны быть учтены все факторы: инженерно-геологические, гидрологические, характер и величина внешних нагрузок, климатические условия, конструктивная схема здания или сооружения и т. д.

При выполнении курсового проекта должны применяться ручные методы расчета, как вариативное проектирование допускается использование программных комплексов, например, таких как *Лира* или *Scad*.

Основной целью данного учебно-методического пособия является необходимость в помощи студентам в структурировании материалов вариативного проектирования и выборе наиболее оптимальной конструкции фундаментов.

2. ТРЕБОВАНИЯ К СТРУКТУРЕ, ОБЪЕМУ, СОДЕРЖАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

2.1. Требования к оформлению курсового проекта

Курсовой проект должен состоять из пояснительной записки и графической части (чертежи должны быть выполнены в *Autocad* на листе формата А-3 (1–2 листа), пояснительная записка – на листах формата А-4 объемом до 50 страниц, размер шрифта – 14, с одинарным интервалом, формулы набраны в графическом редакторе.

Пояснительная записка в общем случае должна иметь следующую структуру:

- титульный лист;
- задание;
- содержание;
- введение;
- краткое описание объекта (для первых двух вариантов выбора темы КП);
- анализ инженерно-геологических условий площадки строительства;
- обоснование выбора глубины заложения фундамента;
- сбор нагрузок на обрез фундамента (для первых двух вариантов выбора темы КП);
- проектирование столбчатого фундамента;
- расчет столбчатого фундамента по деформациям (метод послойного суммирования);
- расчет столбчатого фундамента по материалу;
- проектирование свайного фундамента;
- расчет свайного фундамента по деформациям (метод послойного суммирования);
- сравнительный анализ вариантов;
- список использованных источников.

Графическая часть (для первых двух вариантов выбора темы курсового проекта) должна содержать следующую информацию:

- фасады, планы здания и разрезы;
- выкопировка из Генплана;
- инженерно-геологический разрез;
- опалубочные чертежи рассчитанной конструкции фундамента;

– спецификация материалов.

Данные чертежей и пояснительной записки должны быть увязаны между собой. Более полные требования к оформлению и содержанию разделов курсового проекта будут приведены ниже.

Проектирование оснований зданий и сооружений рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями нормативных документов, перечень которых приведен в списке литературы. Примеры оформления выполненных курсовых проектов представлены в разделе дисциплины «Основания и фундаменты зданий, сооружений» в ЭИОС КГТУ.

2.2. Краткое описание объекта

Краткое описание объекта строительства выполняется для первых двух вариантов при выборе темы курсового проекта:

- как продолжение КП по «Архитектуре зданий и сооружений»;
- как выполнение научно-исследовательской работы к ВКР.

При выборе темы курсового проекта по вариантам такое описание заданием не предусмотрено.

При выполнении сквозного проектирования в пояснительной записке приводится следующая основная информация по объекту:

1. Назначение объекта, место строительства;
2. Объемно-планировочное решение: этажность, размеры здания, наличие подвала, высота этажей, назначение помещений здания;
3. Конструктивные решения: описание несущих конструкций здания (стены, колонны, перекрытия, покрытие, кровля, перегородки, полы) с указанием их размеров и материалов.

В графической части разрабатываются:

- план 1-го этажа (либо подвала, согласовывается с преподавателем) с указанием размеров здания в осях, расчетного сечения, габаритных размеров конструкций, попадающих в расчетное сечение;
- разрез здания по расчетному сечению с указанием высотных отметок, составов перекрытий и покрытия здания.

Пример оформления плана и разреза здания приведен на рисунках 2.1– 2.3.

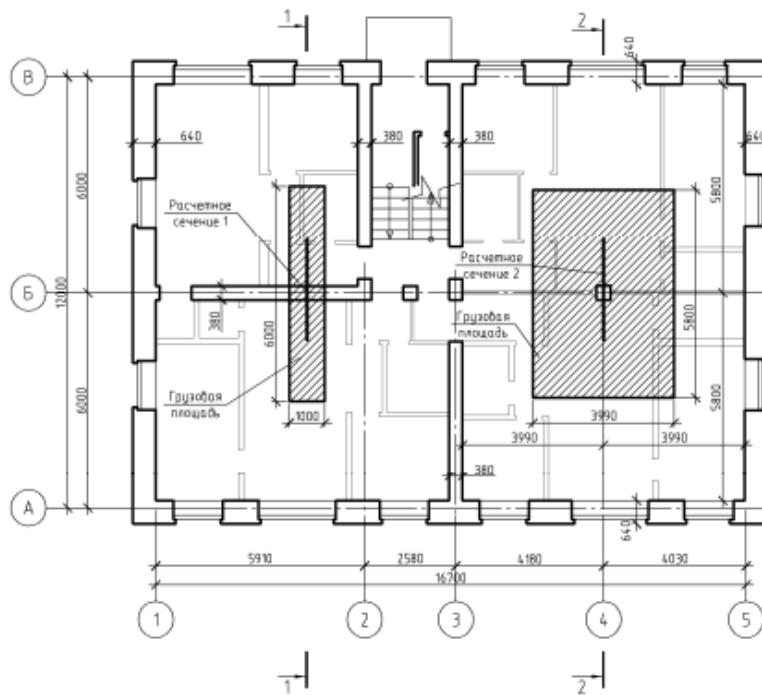


Рисунок 2.1 – Пример оформления плана здания

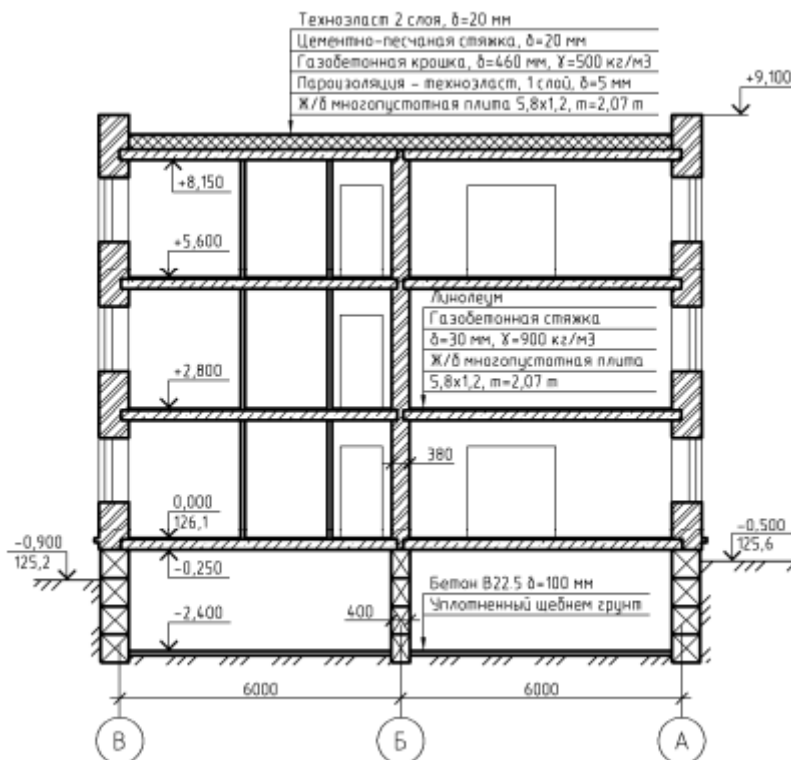


Рисунок 2.2 – Пример оформления разреза здания (сечение 1-1) I-I ?

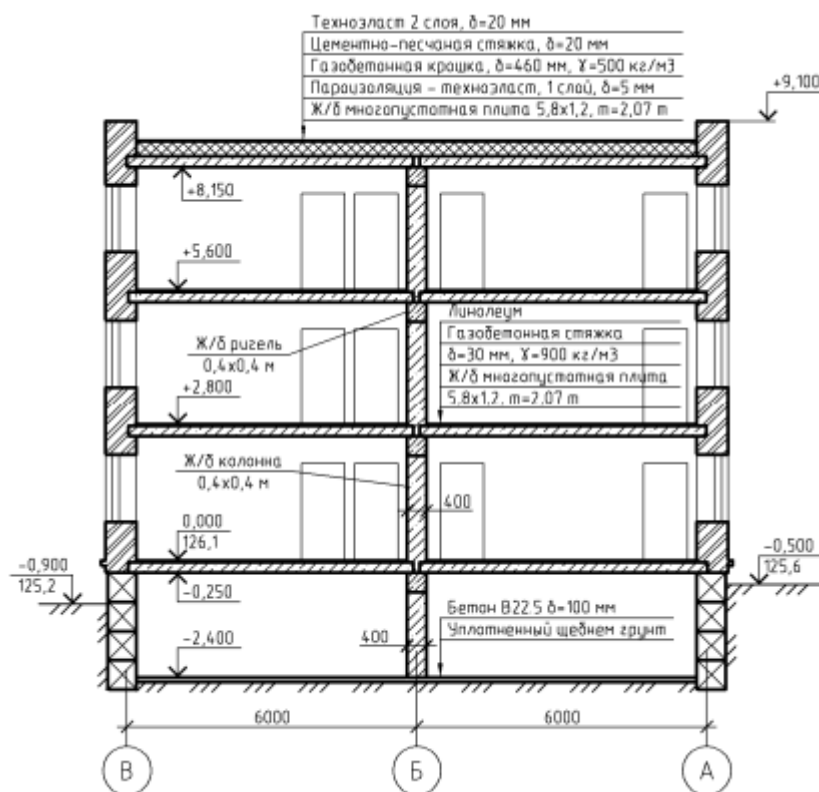


Рисунок 2.3 – Пример оформления разреза здания (сечение 2-2)

Примечание: сечение 1-1 для расчета ленточного фундамента, нагрузка собирается на 1 п/м; сечение 2-2 при расчете фундамента от колонны (столба), нагрузка собирается с грузовой площади в кПа

2.3. Построение инженерно-геологического разреза

Оценку инженерно-геологических условий строительной площадки следует начинать с построения выкопировки из Генплана и инженерно-геологического разреза.

На выкопировке из Генплана указываются контур здания, главные оси, фактические и проектируемые отметки углов здания, положение выработок с указанием привязки к осям здания и фактических отметок.

По данным колонок скважин строится инженерно-геологический разрез, на котором отмечают напластование, толщину, абсолютные отметки отдельных слоев грунта, уровень грунтовых вод. Расстояния между выработками берутся непосредственно с выкопировки, а толщина пластов – с литологических колонок.

Положение выработок в плане принимается условно. При отсутствии иных указаний в задании на выполнение сквозного проектирования проектируемые отметки углов здания принимаются равными фактическим и назначаются исходя из абсолютных отметок выработок, приведенных в задании.

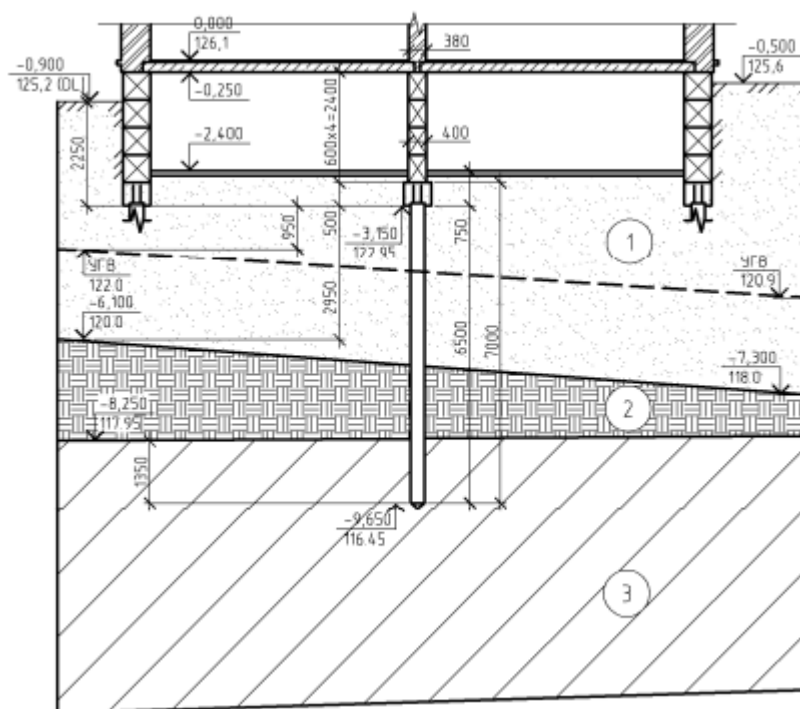


Рисунок 2.6 – Схема к предварительному выбору свайного фундамента под несущие стены: 1 – песок мелкий; 2 – торф; 3 – суглинок полутвердый

Для каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ) по основным показателям определяют ряд расчетных характеристик, не вошедших в исходные данные (по формулам или таблицам СП 22.13330.2016).

2.4. Определение физико-механических характеристик грунтов

Заданием на курсовое проектирование предусмотрена только основная часть физико-механических характеристик грунтов (Приложение А), недостающие характеристики студентам предлагается определить самостоятельно с помощью известных формул из курса «Основы геотехники» и по соответствующим таблицам свода правил СП 22.13330.2016.

К таким физико-механическим характеристикам грунтов относятся:

1. Плотность скелета грунта, кг/м³:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01W} \quad (2.1)$$

Примечание: коэффициент 0,01 применяется в случае, если значение влажности грунта дано в процентах.

2. Коэффициент пористости, доли единицы:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2.2)$$

3. Степень влажности грунта или коэффициент водонасыщения (плотность воды $1,0\text{г}/\text{см}^3$):

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} \quad (2.3)$$

4. Удельный вес, $\text{кН}/\text{м}^3$

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (2.4)$$

где g – ускорение свободного падения, в технических расчетах принимается равным 10.

5. Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии, $\text{кН}/\text{м}^3$:

$$\gamma_{sb} = \frac{10 \cdot (\rho_s - 1)}{1 + e} \quad \text{или} \quad \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (2.5)$$

Для глинистых грунтов дополнительно определяются характеристики, характеризующие их способность удерживать воду и состояние при природной влажности. Для нахождения этих характеристик в лабораторных условиях определяют *влажность на границе текучести и на границе раскатывания*.

Влажность на границе текучести W_L – это такая влажность, при которой грунт переходит в текучее состояние. Величина условная, определяется при помощи погружения стандартного конуса в исследуемый грунт при изменении влажности. При погружении конуса на определённую глубину считается, что он достиг границы текучести, и при этом определяют его влажность.

Влажность на границе раскатывания W_p – это такая влажность, при которой грунт переходит в полутвёрдое состояние. Влажность грунта на границе текучести и раскатывания используется для определения характеристик: число пластичности и показатель консистенции.

Число пластичности характеризует способность грунтов удерживать воду в промежутке от полутвёрдого до текучего состояния. Чем больше в грунте глинистых частиц, тем больше число пластичности (таблица 2.1).

$$J_p = W_L - W_p. \quad (2.6)$$

Таблица 2.1 – Разновидность глинистых грунтов в зависимости от числа пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности I_p
Супесь	1 – 7
Суглинок	7 – 17
Глина	> 17

Показатель текучести показывает состояние пластичности грунта при природной влажности (грунт находится в текучем, твёрдом или каком-то промежуточном состоянии).

Наименование глинистых грунтов складывается из наименования разновидности по числу пластичности и показателя текучести (таблица 2.2).

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (2.7)$$

Таблица 2.2 – Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести J_L
Супесь	
Твёрдая	< 0
Пластичная	$0 - 1,0$
Текучая	$> 1,0$
Суглинки и глины	
Твёрдые	< 0
Полутвёрдые	$0 - 0,25$
Тугопластичные	$0,25 - 0,5$
Мягкопластичные	$0,5 - 0,75$
Текучепластичные	$0,75 - 1,0$
Текучие	$> 1,0$

Примечание: грунты, выделенные желтым цветом в таблицах 2.2–2.4, непригодны в качестве естественных оснований под фундаменты. Такие грунты подлежат или закреплению, или их полной замене.

Пригодность песчаных грунтов в качестве естественных оснований под фундаменты зданий и сооружений предварительно определяют по их плотности сложения грунта и степени влажности (таблицы 2.3, 2.4). Пески рыхлые малопригодны в качестве естественных оснований под фундаменты зданий.

По данным физических характеристик грунтов с помощью таблиц, приведенных в СП 22.13330.2016 для простых ИГУ, можно достаточно уверенно прогнозировать деформативно-прочностные показатели (E , R_0).

Таблица 2.3 – Классификация песчаного грунта по плотности

Виды песков	Плотность сложения по коэффициенту пористости e		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$\leq 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Пески мелкие	$\leq 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$\leq 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 2.4 – Степень влажности грунта

Состояние	Степень влажности
Маловлажные	$0 - 0,5$
Влажные	$0,5 - 0,8$
Насыщенные водой	$> 0,8$

Расчетное значение характеристики (с учетом возможных отклонений характеристик грунтов в неблагоприятную сторону) определяется как:

$$X = X_n / \gamma_g,$$

где X_n – нормативное значение данной характеристики; γ_g – коэффициент надёжности по грунту.

Расчётные значения характеристик грунтов по несущей способности обозначаются c_I, φ_I , а по деформациям – c_{II}, φ_{II} . (или нормативные значения)

Значение коэффициента надёжности по грунту принимается в расчётах оснований по деформациям равным единице, а в расчётах оснований по несущей способности: для удельного сцепления – 1,5; для угла внутреннего трения песчаных грунтов – 1,1; то же для пылевато-глинистых грунтов – 1,15.

По соответствующим таблицам Б1–Б8 Приложения Б СП 22.13330.2016 определяют искомое значение R_0 – условное расчетное сопротивление. Данное табличное значение используется для определения предварительных размеров подошвы фундамента, а для зданий и сооружений III группы ответственности допускается использовать для окончательных расчетов (см. Приложение В) [3].

Ниже рассмотрим порядок определения физико-механических и прочностных характеристик грунтов на примере.

Пусть даны некоторые характеристики грунтов (таблица 2.5), определить недостающие характеристики и представить в виде таблицы (таблица 2.6).

Таблица 2.5 – Исходные физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	ρ_s т/м ³	W_P	W_L	W	ρ т/м ³	c_{II} кПа	φ_{II} град	E Мпа
Песок мелкий аллювиальный	2,67	-	-	0,21	2,02	2	30	18,4
Торф	1,90	-	-	0,75	1,2	-	28	2,0
Суглинок озерно- аллювиальный	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8

1. ИГЭ-1 Песок мелкий аллювиальный.

Плотность скелета грунта определим по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{2,02}{1+0,21} = 1,67 \text{ т/м}^3.$$

Коэффициент пористости определим по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,67 - 1,67}{1,67} = 0,60.$$

По таблице 2.3 настоящего пособия это будет песок плотный [1].

Коэффициент водонасыщения грунта определим по формуле (2.3):

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,67}{0,6 \cdot 1,0} = 0,93 \text{ д.е.}$$

По таблице 2.4 настоящего пособия – это *песок плотный водонасыщенный* [1].

Удельный вес грунта определим по формуле (2.4):

$$\gamma = \rho \cdot g = 2,02 \cdot 10 = 20,2 \text{ кН / м}^3.$$

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии (формула (2.5):

$$\gamma_{sb} = \frac{10 \cdot (\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10 \cdot (2,67 - 1)}{1 + 0,6} = 10,43 \text{ кН / м}^3.$$

Условное расчетное сопротивление грунта определим по таблице 2.6 настоящего пособия или по СП 22.13330.2016 [4].

Таблица 2.6 – Условное расчетное сопротивление R_0 песчаного грунта

Вид грунтов	R_0 кПа, в зависимости от плотности	
	плотные	средней плотности
Пески крупные независимо от влажности	600	500
Пески средние независимо от влажности	500	400
Пески мелкие:		
маловлажные	400	300
водонасыщенные	300	250

Тогда ИГЭ-1 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный, $R_0 = 300$ кПа.

2. ИГЭ-2 Торф

В заданиях для торфа приведена объемная влажность грунта $W_{об}$. Для расчетов предварительно определяется весовая влажность. Данные величины связаны между собой:

$$W = \frac{\rho_w \cdot W_{об}}{\rho_d} \quad \text{или} \quad W = \frac{\rho_w \cdot W_{об}}{\rho - \rho_w \cdot W_{об}}. \quad (2.8)$$

Тогда влажность грунта (торфа) будет равна:

$$W = \frac{\rho_w \cdot W_{об}}{\rho - \rho_w \cdot W_{об}} = \frac{1,0 \cdot 0,75}{1,2 - 1,0 \cdot 0,75} = 1,67 \text{ д.е.}$$

Плотность скелета грунта определим по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,2}{1 + 1,67} = 0,45 \text{ т / м}^3.$$

Коэффициент пористости определим по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{1,9}{0,45} - 1 = 3,22 \text{ д.е.}$$

Коэффициент водонасыщения грунта определим по формуле (2.3):

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{1,67 \cdot 1,90}{3,22 \cdot 1,0} = 0,99 \text{ д.е.}$$

По таблице 2.4 настоящего пособия – это *песок плотный водонасыщенный* [1].

Удельный вес грунта определим по формуле (2.4):

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,2 \cdot 10 = 12,0 \text{ кН / м}^3.$$

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии (формула (2.5)):

$$\gamma_{sb} = \frac{10 \cdot (\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10 \cdot (1,90 - 1)}{1 + 3,22} = 2,13 \text{ кН / м}^3.$$

Тогда ИГЭ-2 – торф водонасыщенный. Расчетное сопротивление для торфа не нормируется.

3. ИГЭ-3 Суглинок озерно-аллювиальный

Плотность скелета грунта определим по формуле (2.1):

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,84}{1 + 0,21} = 1,52 \text{ т / м}^3.$$

Коэффициент пористости определим по формуле (2.2):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,64 - 1,52}{1,52} = 0,74 \text{ д.е.}$$

Коэффициент водонасыщения грунта определим по формуле (2.3):

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,64}{0,74 \cdot 1,0} = 0,75 \text{ д.е.}$$

Удельный вес грунта определим по формуле (2.4)

$$\gamma = \rho \cdot g = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН / м}^3.$$

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии (формула (2.5)):

$$\gamma_{sb} = \frac{10 \cdot (\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10 \cdot (2,64 - 1)}{1 + 0,74} = 9,42 \text{ кН / м}^3.$$

По числу пластичности (формула (2.6) и таблица 2.1) грунт – *суглинок*:

$$J_p = W_L - W_p = 0,25 - 0,17 = 0,08 \text{ д.е. (или 8 \%)}$$

По показателю текучесть (формула (2.7) и таблица 2.2) грунт – *суглинок полутвердый*:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,21 - 0,17}{0,25 - 0,17} = 0,24 \text{ д.е.}$$

Условное расчетное сопротивление грунта определим методом интерполяции по таблице 2.7 настоящего пособия или по СП 22.13330.2016 [4].

Таблица 2.7 – Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов

Вид грунта	Коэффициент пористости, e	R_0 , кПа, при показателе текучести I_L		
		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
	1	250	200	150

Тогда ИГЭ-3 – суглинок полутвердый, $R_0 = 225,6$ кПа.

Результаты расчетов сведем в таблицу 2.8.

Таблица 2.8 – Физико-механические характеристики грунтов

Характеристики	Песок мелкий, плотный водонасыщенный	Торф	Суглинок полутвердый
ρ_s т/м ³	2,67	1,9	2,64
ρ_d т/м ³	1,67	0,45	1,52
ρ т/м ³	2,02	1,2	1,84
γ_I γ_{II} кН/м ³	20,2	12,0	18,4
γ_{sb} кН/м ³	10,43	2,13	9,42
W	0,21	1,67	0,21
S_r д.е	0,93	0,99	0,75
e д.е.	0,60	3,22	0,74
J_p	-	-	0,08
J_L	-	-	0,24
c_I c_{II} кПа	2	-	19
φ_I φ_{II} град	3	28	19
R_0 кПа	300	-	226
E , МПа	18,4	2,0	6,8

2.5. Определение глубины сезонного промерзания грунтов

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной среднему значению из ежегодных максимальных глубин промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке. УГВ при этом располагается ниже сезонного промерзания грунта.

Нормативную глубину сезонного промерзания d_{fn} при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнического расчета. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допустимо определять по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (2.9)$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму, принимаемый по СП 131.13330.2018. Строительная климатология [7]; d_0 – величина, равная: для суглинков – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f определяется как:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (2.10)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый по таблице 2.9 настоящего пособия или по СП [4].

Таблица 2.9 – Значения коэффициента k_h для отапливаемых зданий

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	≥ 20
Без подвала с полами, устраиваемыми по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
На лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
По утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечание: 1. Приведенные в данной таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f \leq 0,5$ м, если $a_f \geq 0,5$ м, то значение коэффициента повышается на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1,0$. 2. Значения коэффициента k_h для неотапливаемых зданий принимается равным 1,1.

2.6. Определение степени пучинистости грунтов основания

В соответствии со СП 22.13330.2016 (п. 6.8.2) к пучинистым грунтам относятся: глинистые грунты; пески пылеватые и мелкие; крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем, имеющим на начало промерзания влажность выше определенного уровня (ГОСТ 25100).

По степени морозной пучинистости грунты подразделяются в зависимости от ε_{fn} на пять групп (ГОСТ 25100-2020 табл. Б. 2.19):

- практически непучинистый $\varepsilon_{fn} \leq 1,0$;
- слабопучинистый $1,0 \leq \varepsilon_{fn} \leq 3,5$;
- среднепучинистый $3,5 \leq \varepsilon_{fn} \leq 7,0$;
- сильнопучинистый $7,0 \leq \varepsilon_{fn} \leq 10,0$;
- чрезмерно пучинистый $\varepsilon_{fn} \geq 10,0$.

Оценка пучинистости грунтов может быть представлена схематично (рисунок 2.7) и в табличной форме (таблица 2.10).

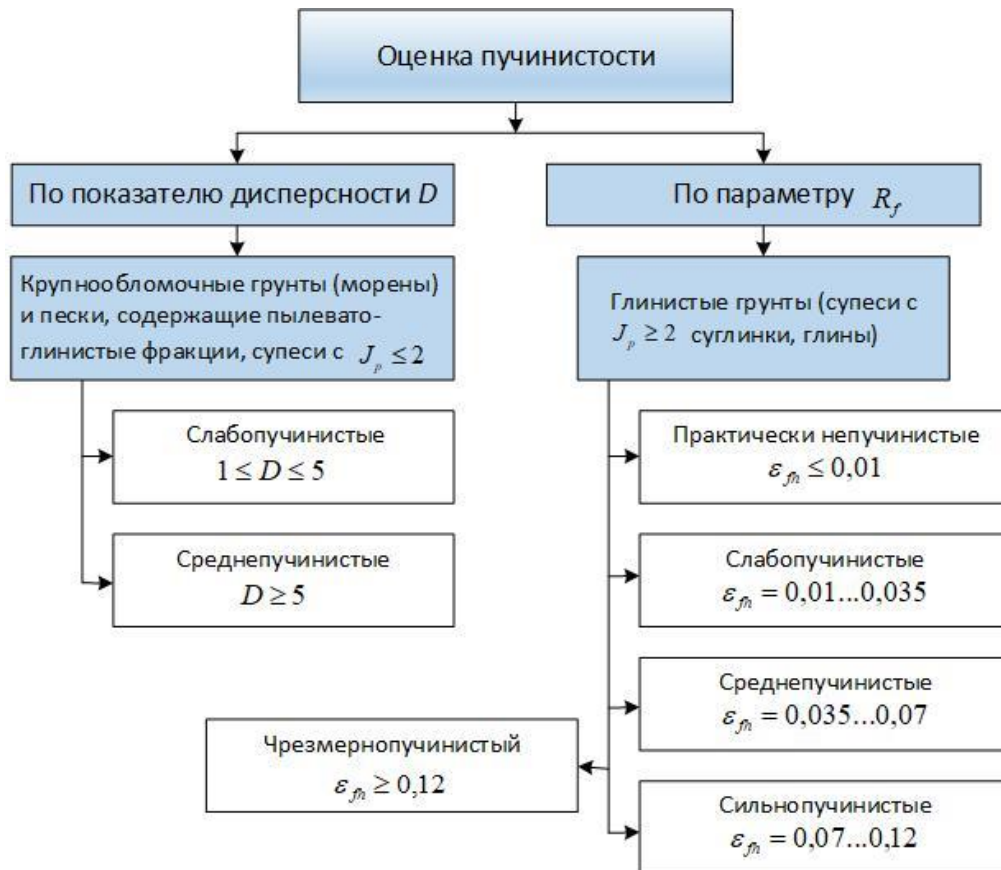


Рисунок 2.7 – Критерии оценки пучинистости грунтов

Все строительные площадки по их увлажнению можно разделить на три вида: сухие возвышенные; сухие равнинные и мокрые в пониженных равнинах.

1. К сухим возвышенным участкам относятся те, у которых УГВ расположен глубоко ($d_w \geq d_{fn} + z$), $W \leq W_{cr} + 0,3J_p$.

2. Сухие равнинные участки увлажняются за счет «верховодки» и частично поверхностными водами ($d_w \leq d_{fn} + z$), $W \geq W_{cr} + 0,3J_p$.

3. Мокрые пониженные равнинные участки увлажняются за счет высокого уровня грунтовых вод и осадков ($d_w \leq d_{fn}$), $W \geq W_{cr} + 0,5J_p$,

где z – наименьшее расстояние от границы (d_{fn}) до УГВ (d_w) – таблица 2.10.

Таблица 2.10 – Высота капиллярного поднятия воды z от границы промерзания (d_{fn}) до уровня подземных вод (d_w)

№ п/п	Наименование грунта	Значение z , м
1	Глина с монтмориллонитовой и илитовой основой	3,5
	Глина с каолинитовой основой	2,5
2	Суглинки пылеватые с $J_p \geq 0,13$	2,0
	Суглинки с $J_p \leq 0,13$	2,0
	Суглинки с $J_p \leq 0,13$	1,8
3	Супеси пылеватые с $J_p \geq 0,02$	1,5
	Супеси с $J_p \geq 0,02$	1,3
	Супеси с $J_p \leq 0,02$	1,0
4	Пески пылеватые	1,0
	Пески мелкие	0,8
	Пески средние и крупные	0,3-0,5
5	Гравий, щебень	0,0

Примечание: при больших значениях z , указанных в таблице, подземные воды не оказывают влияния на увлажнение промерзающего грунта.

Классификация глинистых грунтов по степени пучинистости приведена в таблице 2.11.

Таблица 2.11 – Классификация глинистых грунтов по степени пучинистости ε_{fn}

Наименование грунта	Значение параметра $R_f \times 10^2$			
	Практически непучинистый $\varepsilon_{fn} \leq 0,1$	Слабо-пучинистый $0,01 \leq \varepsilon_{fn} \leq 0,035$	Средне-пучинистый $0,035 \leq \varepsilon_{fn} \leq 0,07$	Сильно-пучинистый $0,07 \leq \varepsilon_{fn} \leq 0,012$
Супесь	< 0,14	0,14–0,49	0,49–0,93	0,98–1,69
Супесь пылеватая	< 0,09	0,09–0,3	0,3–0,6	0,6–1,03
Суглинок	< 0,1	0,1–0,35	0,35–0,71	0,71–1,22
Суглинок легкий пылеватый	< 0,08	0,08–0,27	0,27–0,54	0,54–0,93
Суглинок тяжелый пылеватый	< 0,07	0,07–0,23	0,23–0,46	0,46–0,79
Глины	< 0,12	0,12–0,43	0,43–0,86	0,86–1,47

Пример 2.1. Слой сезонного промерзания ИГЭ-1 на строительной площадке сложен песком мелким, плотным, водонасыщенным с коэффициентом пористости $e = 0,6$ и степенью влажности $S_r = 0,93$ д.е (см. п. 2.4 настоящего пособия).

Определить степень пучинистости грунта.

Решение

В соответствии со СП 22.13330.2016 (п.6.8.2) указанный грунт относится к *пучинистым грунтам* [3]. Степень пучинистости песка может быть определена по показателю дисперсности D .

Для определения показателя дисперсности требуются данные по гранулометрическому составу грунта, а так как таких данных по условию нет, сделать заключение о степени пучинистости данного грунта не представляется возможным.

Вывод: Песок мелкий, плотный, водонасыщенный относится к пучинистым грунтам. Глубина заложения мелкозаглубленного фундамента должна быть принята ниже расчетной глубины промерзания с обратной засыпкой непучинистым грунтом (песок средней крупности).

При наличии данных о гранулометрическом составе грунта (таблица 2.12) определение степени пучинистости рекомендуется выполнять с учетом рекомендаций, изложенных в Методическом пособии «Проектирование оснований фундаментов на пучинистом грунте» [11].

Таблица 2.12 – Гранулометрический состав грунта

Размер частиц фракций, мм	1,0–0,5	0,5–0,25	0,25–0,1	0,1–0,05	0,05–0,01	0,01–0,005	<0,005
Содержание фракций, %	1,6	22,7	43,7	17,8	8,9	2,8	2,8
Расчетный размер частиц фракций, см $0,07=(0,5 \cdot 1,4)$	0,07	0,035	0,014	0,007	0,0014	0,0007	0,00036

По гранулометрическому составу данный грунт относится к *пескам пылеватым*. Средний диаметр частиц грунта d_0 равен:

$$d_0 = \left(\frac{0,016}{0,07} + \frac{0,227}{0,035} + \frac{0,434}{0,014} + \frac{0,178}{0,007} + \frac{0,089}{0,0014} + \frac{0,028}{0,0007} + \frac{0,028}{0,00036} \right)^{-1} = 0,0041 \text{ см.}$$

Показатель дисперсности D составляет:

$$D = \frac{K_1}{d_0^2 \cdot e} = \frac{1,85 \cdot 10^{-4}}{(41 \cdot 10^{-4})^2 \cdot 0,81} = 13,7.$$

По показателю дисперсности песок пылеватый относится к *среднепучинистым грунтам*, его относительная деформация пучения $\varepsilon_{fh} > 0,35$.

Для данного типа грунта справедливы к исполнению рекомендации, изложенные ранее для песка мелкого.

Пример 2.2. Слой сезонного промерзания ИГЭ-1 на строительной площадке (г. Чебоксары) сложен суглинком полутвердым с коэффициентом пористости $e = 0,68$; природной влажностью $W = 0,2$; влажностью на границе

раскатывания $W_p = 0,19$; плотностью грунта $1,99 \text{ т/м}^3$; влажностью на границе текучести $W_L = 0,32$.

Определить степень пучинистости грунта.

Решение

Параметр R_f определим по формуле:

$$R_f = 0,67 p_d \left[0,012(W - 0,1) + \frac{W(W - W_{cr})^2}{W_{sat} W_p \sqrt{M_0}} \right] =$$

$$= 0,67 \cdot 1,66 \left[0,012 \cdot (0,2 - 0,1) + \frac{0,2(0,2 - 0,21)^2}{0,32 \cdot 0,19 \cdot \sqrt{9,02}} \right] = 0,00146 = 0,15 \cdot 10^{-2}$$

где $W_{cr} = 0,21$ – критическая влажность грунта, определяется по графику $J_p = 13$ (рисунок 2.8) для суглинка с $0,07 \leq J_p \leq 0,13$ (доли единицы).

$$J_p = W_L - W_p = 0,32 - 0,19 = 0,13,$$

где $W_{sat} = W_L = 0,32$ – полная влагоемкость грунта, доли единицы, для глинистых грунтов принимается влажность на границе текучести W_L ; p_d – плотность сухого грунта (кг/м^3), определяемая по формуле:

$$p_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,99}{1 + 0,2} = 1,66 \cdot 10^3.$$

M_0 – безразмерный коэффициент, численно равный абсолютному значению средней многолетней температуры за зимний период в г. Чебоксары, принимаемый равным 9,02 (СП 131.13330.2018). Относительная

деформация суглинка в соответствии с параметром $R_f \times 10^2 = 0,15$ составляет $\varepsilon_{fh} = 0,02$, определяется по графику 4 рисунка 2.8 и по таблице 2.10 в слое сезонного промерзания, относится к *слабопучинистому грунту*.

На рисунке 2.8. обозначения соответствуют: 1, 2 – супеси; 3 – суглинки; 4 – суглинки с $0,07 \leq J_p \leq 0,13$; 5 – суглинки с $0,13 \leq J_p \leq 0,17$; 6 – глины [4, рисунок 6.11].

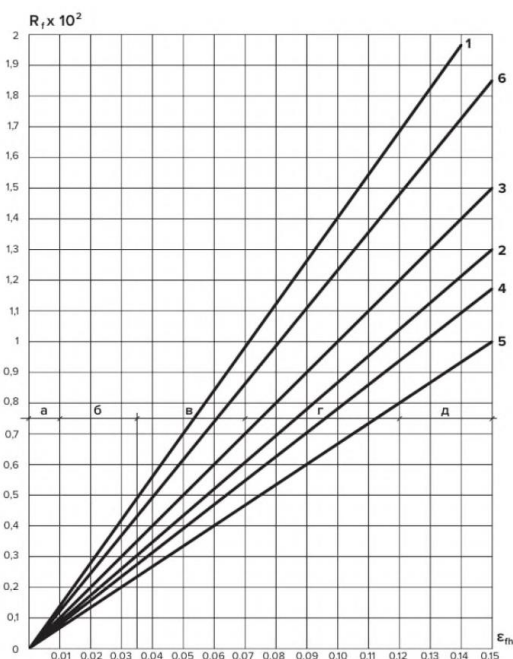


Рисунок 2.8 – Взаимосвязь параметра

R_f и относительной деформации пучения ε_{fh}

2.7. Выбор типа фундаментов и основания

Основной тип фундамента (и его основания) выбирают в результате технико-экономического сравнения, выполняемого на стадии вариантного проектирования. С этой целью разрабатывают варианты проектных решений фундамента под наиболее характерную и нагруженную конструкцию сооружения. На стадии выбора рассматривают не менее двух вариантов, в числе которых обязательно должны быть фундамент на естественном основании и свайный.

В качестве третьего варианта может быть рассмотрен фундамент на искусственном основании (песчаной подушке, закрепленном грунте и т. п.), его проектируют таким образом, чтобы получить все необходимые размеры для корректного технико-экономического сравнения с другими вариантами.

Конструкции отдельных фундаментов под колонны и ленточных фундаментов под стены представлены на рисунках 2.9–2.12.

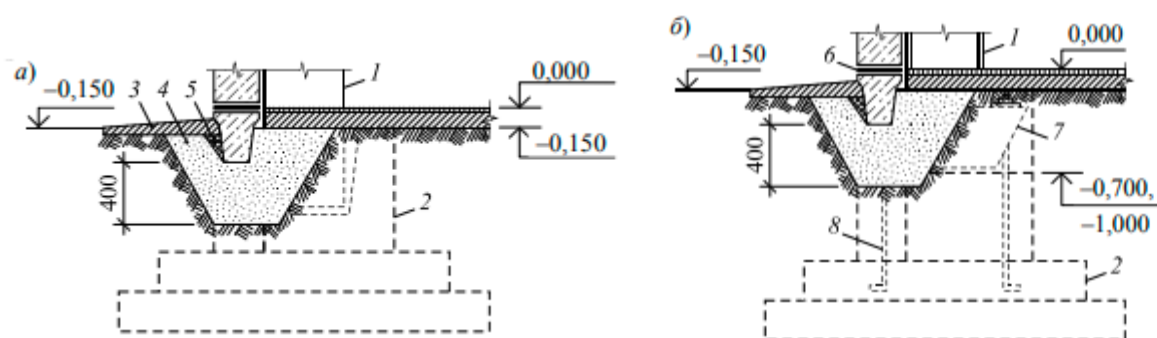


Рисунок 2.9 – Отдельные фундаменты под железобетонную сборную (а) и стальную (б) колонну постоянного сечения для зданий без подвалов: 1 – колонна; 2 – фундамент; 3 – отмотка; 4 – обратная засыпка; 5 – глиняный замок; 6 – противопокапиллярная гидроизоляция; 7 – траверса; 8 – анкерный болт

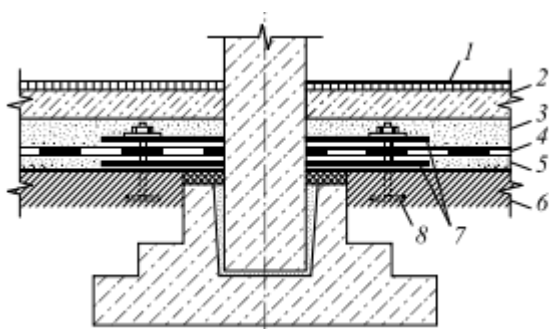


Рисунок 2.10 – Конструкция гидроизоляции около отдельного фундамента под сборную железобетонную колонну: 1 – покрытие пола; 2 – конструкция пола подвала; 3 – защитная цементная стяжка 20 мм; 4 – рулонная гидроизоляция; 5 – выравнивающая цементная стяжка 30 мм; 6 – бетонная подготовка; 7 – стальной лист; 8 – анкерный болт

В курсовом проекте рекомендуется использовать типовые конструкции фундаментов и их элементов, используя серии и ГОСТы. Выбор фундаментных

конструкций по номограммам или ключам серий в зависимости от действующих нагрузок позволит исключить прочностные расчеты.

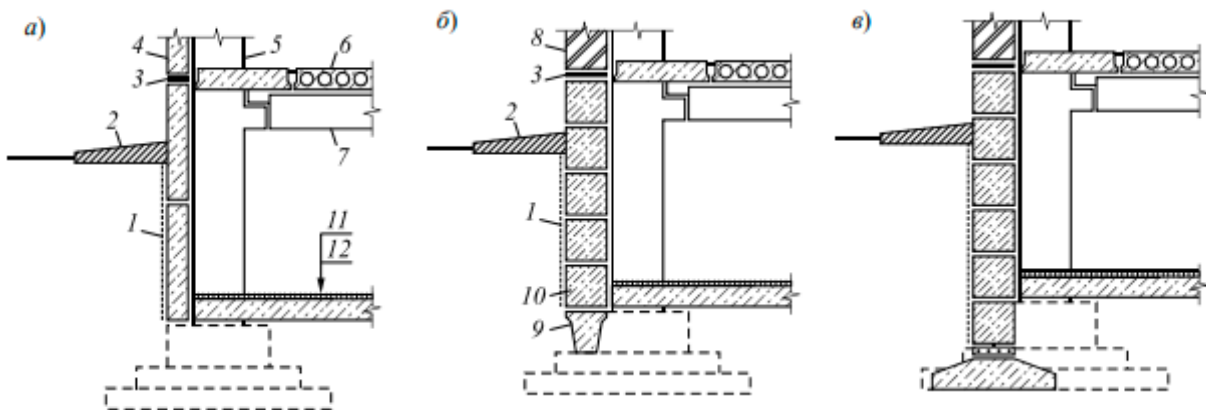
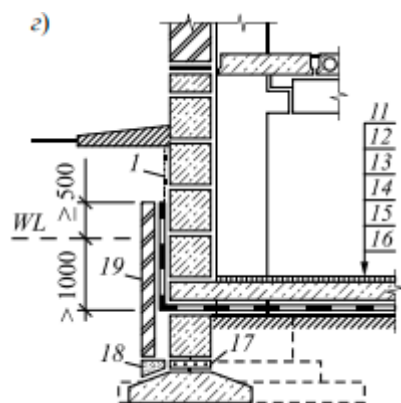


Рисунок 2.11 – Отдельные фундаменты под железобетонные колонны постоянного сечения для зданий с подвалами: а – в – при УГВ ниже подошвы фундамента, г – при



высоком УГВ; 1 – окрасочная гидроизоляция; 2 – отмоска; 3 – противокapиллярная гидроизоляция; 4 – стеновая панель; 5 – колонна; 6 – плита перекрытия; 7 – ригель; 8 – кирпичная стена; 9 – фундаментная балка; 10 – фундаментный блок; 11 – покрытие пола; 12 – железобетонная плита; 13 – защитная цементная стяжка; 14 – рулонная гидроизоляция; 15 – выравнивающая цементная стяжка 20 мм; 16 – бетонная подготовка 100 мм; 17 – армированный пояс; 18 – набетонка; 19 – защитная стенка из полнотелого кирпича

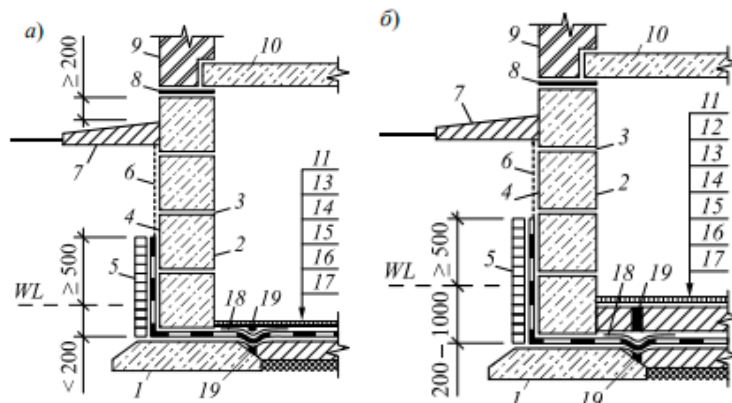


Рисунок 2.12 – Ленточные фундаменты под стены зданий с подвалами: 1 – фундаментная плита; 2 – фундаментный блок; 3 – цементный раствор 20 мм; 4 – выравнивающая затирка цементным раствором; 5 – защитная стенка из полнотелого керамического кирпича на цементном растворе; 6 – окрасочная гидроизоляция в два слоя; 7 – отмоска; 8 – противокapиллярная гидроизоляция; 9 – стена; 10 – надподвальное перекрытие; 11 – покрытие пола подвала; 12 – железобетонная плита; 13 – защитная стяжка из цементного раствора 30 мм; 14 – рулонная гидроизоляция; 15 – выравнивающая стяжка из цементного раствора; 16 – бетонная подготовка 100 мм; 17 – жирная глина; 18 – армирующая сетка из стекловолокна; 19 – эластичный наполнитель деформационного шва

Фундамент мелкозаложенного под колонны – отдельно стоящий, прямоугольной или квадратной формы в плане. Для железобетонных колонн заводского изготовления – фундаменты стаканного типа. Сопряжение колонны с фундаментом осуществляется за счет установки колонны в стакан подколонника фундамента с последующей заделкой стыка бетоном. Для сопряжения с монолитными колоннами в подколоннике предусматриваются арматурные выпуски.

Отметка обреза фундамента проектируется в уровне пола подвала, для бесподвальных зданий – на 0,15 м ниже планировочной отметки рельефа. Минимальные размеры в плане сборного фундамента стаканного типа составляют $1,2 \times 1,2$ м, максимальные $2,4 \times 2,7$ м при высоте фундамента 0,9 м. Для увеличения площади подошвы проектируют монолитный фундамент стаканного типа, типоразмеры можно применять по типовым сериям. Толщина плиты назначается не менее 0,3 м. Монолитный фундамент проектируется из подколонника и нескольких ступеней. Количество ступеней зависит от требуемой площади подошвы фундамента. Высота подколонника, ширина и высота ступеней, как правило, проектируются кратными 0,3 м.

При соответствующем обосновании в случае массового применения или для отдельных индивидуальных фундаментов разрешается принимать размеры, кратные 100 мм в соответствии с ГОСТ Р 52085–2003.

Фундамент мелкозаложенного под стены здания проектируется ленточный, монолитный или из сборных элементов. Ширина сборных фундаментных подушек 0,6–3,2 м. При ширине фундамента менее 2,0 м высота – 0,3 м, более 2,0 м – 0,5 м. Стены подвала проектируются из фундаментных блоков шириной 0,3–0,6 м (кратно 0,1 м) и высотой 0,3 или 0,6 м.

Как правило, стены подвала выполняются из фундаментных блоков до низа плит перекрытия 1-го этажа. Глубину заложения фундамента от пола подвала рекомендуется принимать не менее 0,5 м. При меньшей глубине заложения в дальнейшем необходимо выполнить обосновывающий расчет по несущей способности. В качестве рабочего слоя рекомендуется принимать ИГЭ с расчетным сопротивлением $R_0 \geq 150$ кПа.

Заглубление фундамента в рабочий слой не менее 0,15 м. Мощность рабочего слоя под подошвой фундамента должна составлять не менее 1,0 м. Если под рабочим слоем расположен слой с более низкими прочностными и деформационными характеристиками, в дальнейшем необходимо произвести проверку прочности подстилающего слоя. Предварительно назначенная глубина заложения фундамента d должна быть не менее расчетной глубины сезонного промерзания d_f .

Свайный фундамент в курсовом проекте проектируется из забивных свай призматического сечения. Фундамент под колонны проектируют из куста свай,

объединенных монолитным ростверком, выполненного из плиты и подколонника. Для сборных железобетонных колонн предусматривают подколонник стаканного типа. Сопряжение с монолитными колоннами осуществляется за счет выпусков арматуры.

Размеры ростверка в плане должны приниматься кратными 30 см, а по высоте – 15 см. Конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины стакана. Глубина стакана, для колонн сечением 40×40 см составляет 0,6–0,8 м. Отметка обреза подколонника проектируется аналогично фундаментам мелкого заложения. Для зданий с несущими стенами, как правило, применяют ленточные ростверки с одно- или многорядным расположением свай. Ширина ростверка зависит от числа свай в поперечном сечении и ширины несущей стены. Высота ростверка определяется расчетом и составляет не менее 0,5–0,6 м. Стены подвала выполняются из фундаментных блоков аналогично фундаментам мелкого заложения. В зданиях с подвалом ростверк проектируется в уровне пола подвала, в бесподвальных – на 0,15 м ниже планировочной отметки. При наличии технического подполья возможно выполнение высокого ростверка, в этом случае опирание плит перекрытия 1-го этажа производится непосредственно на ростверк.

При назначении глубины заложения подошвы ростверка учитывается расчетная глубина сезонного промерзания грунтов. Для предотвращения воздействия сил морозного пучения подошву ростверка проектируют ниже глубины промерзания или предусматривают конструктивные мероприятия.

В качестве конструктивных мероприятий можно выполнить зазор на высоту морозного пучения под ростверком, произвести замену грунта на непучинистый или уложить теплоизоляционный слой. Для предварительного выбора принимаются призматические сваи заводского изготовления длиной 3–28 м (шаг 1,0 м), сечением 30 × 30, 35 × 35, 40 × 40 (см. типовую серию 1.011.1–10). Длина свай предварительно назначается из анализа инженерно-геологического разреза.

Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования. Заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть:

- в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м;
- в другие дисперсные грунты – не менее 1,0 м.

Опирающие нижних концов свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции, илы, торфы не допускается.

Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимися, так и жесткими. Свободное опирание при монолитных ростверках выполняется путем заделки головы сваи в ростверк на

глубину 5–10 см. Жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями предусматривается в случае, когда стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т. п.); на сваю действуют горизонтальные нагрузки; сваи работают на выдергивающие нагрузки и др. Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком выполняется с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкеровки арматуры, или с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкеровки.

На основе анализа показателей свойств грунтов, предварительно назначенной глубины заложения фундаментов необходимо дать заключение о пригодности грунтов строительной площадки в качестве естественного основания для проектирования фундаментов здания или сооружения. Инженерно-геологическое заключение должно включать:

1) рекомендации по выбору рабочего слоя грунта для варианта ленточных или отдельно стоящих фундаментов;

2) рекомендации по предполагаемой глубине забивки свай в варианте свайных фундаментов;

3) сведения о глубине горизонта подземных вод и его влиянии на особенности производства работ нулевого цикла. Если горизонт подземных вод ниже отметки дна котлована на 0,5–1,0 м, условия производства работ по отрывке котлована считаются благоприятными. В противном случае необходимо предусмотреть мероприятия по водопонижению;

4) схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов.

При технико-экономическом сравнении вариантов оценивают в первую очередь осадки и прямые затраты на возведение фундаментов.

Затраты на возведение фундаментов определяют по федеральным единичным расценкам в зависимости от объемов работ (в качестве затрат может использоваться такой показатель, как трудоемкость).

Подсчеты объемов работ сопровождаются схемами, а их результаты для удобства пользования и компактности сводят в таблицы.

Разработка вариантов – важнейший этап курсового проекта, к которому необходимо подойти с особым вниманием.

2.8. Определение глубины заложения фундаментов

В общем случае глубина заложения фундаментов принимается с учетом:

1) назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;

2) глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;

- 3) существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- 4) инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- 5) гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- 6) возможного размыва грунта у опор сооружений, возводимых в руслах рек (мостов, переходов трубопроводов и т. п.);
- 7) глубины сезонного промерзания.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

- а) для наружных фундаментов (от уровня планировки) по таблице 5.3 [4];
- б) для внутренних фундаментов – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по таблице 5.3 СП 22.13330.2016, считая от пола до подвала или технического подполья.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по таблице 5.3, при этом глубина исчисляется следующим образом: при отсутствии подвала или технического подполья – от уровня планировки, а при наличии – от пола подвала или технического подполья.

Глубину заложения подошвы фундамента d принимают не менее d_f в глинистых грунтах, а также в песках мелких и пылеватых при $d_w > d_f + 2$ м (здесь d_w – глубина уровня подземных вод WL от уровня планировки DL).

Глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания, если:

- фундаменты опираются на пески мелкие, и специальными исследованиями на данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях, когда специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;
- предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов.

Подошву фундамента заглубляют в несущий слой не менее чем на 0,5 м. В качестве несущего слоя не используют слабые глинистые грунты (т. е. глинистые грунты с $E = 5$ МПа и $Sr = 0,8$), рыхлые пески, насыпные и заторфованные грунты, илы, а также грунты с $R < 100$ кПа.

На расчетной схеме приводится следующая информация: отметки; размеры по вертикали; маркировка сборных железобетонных элементов, величины действующих нагрузок.

Пример 2.3. Определить глубину заложения ленточного фундамента под внутреннюю стену здания. Исходные данные:

- Архитектурно-планировочные и конструктивные решения отапливаемого здания (см. рисунки 2.1, 2.2 пособия), подвал здания эксплуатируемый, расчетная температура $+18^{\circ}\text{C}$; расчетное сечение $I-I$;
- Инженерно-геологические условия см. таблицу 2.8; рисунки 2.4, 2.5 пособия;
- Район строительства г. Челябинск.

Решение

1. Определим предварительно назначенную глубину заложения фундамента с учетом инженерно-геологических условий.

Нормативная глубина сезонного промерзания (формула (2.9)):

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{15,8 + 14,3 + 7,4 + 6,2} = 2,11 \text{ м},$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму, принимаемый по СП 131.13330.2018. Строительная климатология [7]; d_0 – величина, равная: для суглинков – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34.

Тогда расчетная глубина сезонного промерзания грунта (формула (2.10)):

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 2,11 = 1,06 \text{ м},$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый по таблице 2.9 настоящего пособия или по СП [4].

2. Определение глубины заложения фундамента:

- глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых зданий по условиям недопущения морозного пучения основания назначается независимо от расчетной глубины промерзания грунтов;

- отметки подошвы внутренних и наружных фундаментов должны располагаться на одном уровне (следовательно, необходимо определить глубину заложения для наружных фундаментов);

- глубина заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений, согласно таблице 5.3 для песков мелких (ИГЭ-1 – рабочий слой), при условии

$$d_w > d_f + 2 \text{ м} \quad (3,2 > 1,06 + 2,0)$$

не зависит от d_f [3].

3. Стену подвала проектируем из фундаментных стеновых блоков. Высота подвала $2,4 - 0,25 = 2,15$ м (см. рисунок 2.5, где 0,25 – толщина перекрытия). Ширину блоков назначаем 0,4 м исходя из толщины стены 0,38 м.

Фундамент принимаем ленточный из сборных элементов (ФЛ) предварительно высотой 0,3 м (при ширине подошвы фундамента менее 2,0 м). Отметка подошвы фундамента $(-0,250) - 2,4 - 0,3 = -2,950$ (FL). Тогда абсолютная отметка подошвы фундамента будет $126,5 - 2,95 = 123,15$ м.

4. Минимальная планировочная отметка (см. рисунок 2.4) 125,2 (DL). Тогда глубина заложения фундамента будет равна:

$$d = 125,2 - 123,15 = 2,05 \text{ м} > d_f = 1,06 \text{ м}.$$

5. ИГЭ-1 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300 \text{ кПа} > 100 \text{ кПа}$ подходит в качестве несущего слоя. Мощность слоя 5,2–6,8 м. Абсолютные отметки подошвы слоя 120,0–18,8 м. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы несущего слоя $123,15 - 120,0 = 3,15 \text{ м} > 1,0 \text{ м}$.

Следовательно, ИГЭ-1 выбираем в качестве несущего слоя для фундамента мелко заложения (ленточного из сборных железобетонных элементов). Составляем расчетную схему (рисунок 2.15).

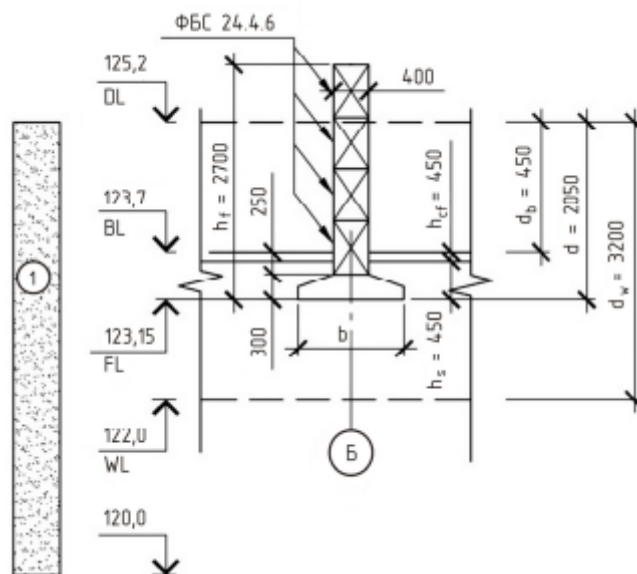


Рисунок 2.15 – Расчетная схема к примеру

Пример 2.4. Определить глубину заложения фундамента под внутреннюю колонну здания. Исходные данные:

– архитектурно-планировочные и конструктивные решения отапливаемого здания (см. рис. 2.1, 2.3 пособия), подвал здания эксплуатируемый, расчетная температура $+18^0 \text{ C}$; расчетное сечение II-II.

– Инженерно-геологические условия (см. таблицу 2.8; рисунки 2.4, 2.5 пособия).

– Район строительства г. Челябинск.

Решение

1. Определим предварительно назначенную глубину заложения фундамента с учетом инженерно-геологических условий.

Нормативная глубина сезонного промерзания (формула (2.9)):

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{15,8 + 14,3 + 7,4 + 6,2} = 2,11 \text{ м} ,$$

где M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму, принимаемый по СП 131.13330.2018. Строительная климатология [7]; d_0 – величина, равная: для суглинков – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34.

Тогда расчетная глубина сезонного промерзания грунта (формула (2.10)):

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 2,11 = 1,06 \text{ м} ,$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый по таблице 2.9 настоящего пособия или по СП [4].

2. Определение глубины заложения фундамента.

– Фундамент под колонну принимаем отдельный типовой монолитный. Типовые размеры фундаментов приведены в таблице 2.13. Принимаем фундамент $\Phi.2.1.1$ высотой $h_f = 1,5 \text{ м}$.

Таблица 2.13 – Размеры типовых монолитных фундаментов колонн с размерами обреза 0,9×0,9 м

Размеры ступеней плитной части (a×b×h), м			Объем фундамента, м ³ при высоте фундамента, м								Марка ф-та
подошва	вторая	третья	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,6	4,2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,5×1,5×0,3	-	-	1,6	1,9	2,1	2,4	2,6	2,9	3,3	3,8	Φ1.1.1
1,8×1,5×0,3	-	-	1,8	2,1	2,3	2,5	2,7	3,0	3,5	4,0	Φ2.1.1
1,8×1,8×0,3	-	-	1,9	2,2	2,4	2,7	2,9	3,2	3,6	4,1	Φ3.1.1
2,1×1,8×0,3	-	-	2,1	2,3	2,6	2,8	3,1	3,3	3,8	4,3	Φ4.1.1
2,1×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3	-	2,3	2,5	2,7	3,0	3,2	3,5	4,0	4,5	Φ4.2.1
2,4×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3	-	2,4	2,7	2,9	3,2	3,4	3,6	4,1	4,6	Φ5.2.1
2,7×2,1×0,3	2,1×1,5×0,3	-	3,4	3,6	3,9	4,1	4,3	4,6	5,1	5,6	Φ6.2.1
3,0×2,4×0,3	2,1×1,5×0,3	-	3,8	4,1	4,3	4,6	4,8	5,0	5,5	6,0	Φ7.2.1
3,3×2,7×0,3	2,4×1,5×0,3	-	4,5	4,7	5,0	5,2	5,4	5,7	6,2	6,7	Φ8.2.1
2,7×2,1×0,3	2,1×1,5×0,3	1,5×1,5×0,3	3,8	4,0	4,3	4,5	4,8	5,0	5,5	6,0	Φ6.3.1
3,0×2,4×0,3	2,4×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	6,0	6,5	Φ7.3.1
3,3×2,7×0,3	2,7×2,1×0,3	1,5×1,5×0,3	5,5	5,8	6,0	6,3	6,5	6,8	7,2	7,7	Φ8.3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3,6×3,0×0,3	2,7×2,4×0,3	1,8×1,5×0,3	6,5	6,7	7,0	7,2	7,4	7,7	8,2	8,7	Ф9.3.1
3,9×3,3×0,3	3,0×2,4×0,3	1,8×1,5×0,3	7,3	7,6	7,8	8,0	8,3	8,5	9,0	9,5	Ф10.3.1
4,2×3,6×0,3	3,3×2,7×0,3	2,1×1,5×0,3	8,3	8,9	9,1	9,4	9,6	9,8	10,3	10,8	Ф11.3.1
4,5×3,9×0,3	3,3×2,7×0,3	2,4×1,8×0,3	9,7	10,0	10,2	10,4	10,7	10,9	11,4	11,9	Ф12.3.1
4,8×4,2×0,3	3,6×3,3×0,3	2,1×1,8×0,3	11,2	11,5	11,7	12,0	12,2	12,4	12,9	13,4	Ф13.3.1

3. Отметку обреза фундамента принимаем равной отметке пола – 2,400; тогда абсолютная отметка – 123,7.

Абсолютная отметка подошвы фундамента $123,7 - 1,5 = 122,2$ (FL).

4. Минимальная планировочная отметка (см. рисунок 2.4) 125,2 (DL). Тогда глубина заложения фундамента будет равна:

$$d = 125,2 - 122,2 = 3,0 \text{ м} > d_f = 1,06 \text{ м}.$$

5. ИГЭ-1 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300 \text{ кПа} > 100 \text{ кПа}$ подходит в качестве несущего слоя. Мощность слоя 5,2–6,8 м. Абсолютные отметки подошвы слоя 120,0–118,8 м. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы несущего слоя $122,2 - 120,0 = 2,2 \text{ м} > 1,0 \text{ м}$.

Следовательно, ИГЭ-1 выбираем в качестве несущего слоя для фундамента мелкого заложения (ленточного из сборных железобетонных элементов). Составляем расчетную схему (рисунок 2.16).

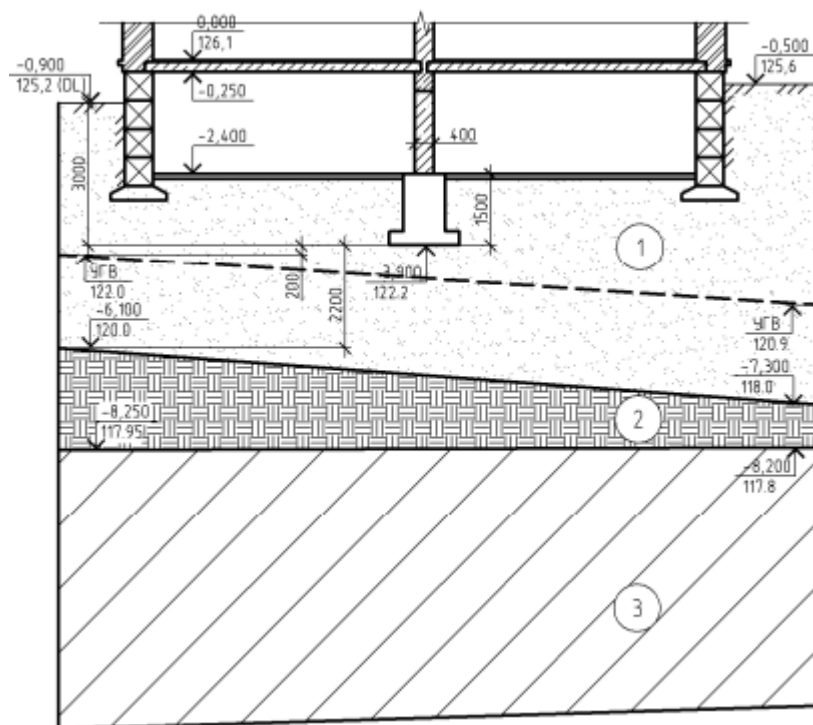


Рисунок 2.16 – Схема к предварительному выбору фундамента мелкого заложения под колонну

2.9. Сбор нагрузок, действующих на ленточный фундамент

Сбор нагрузок, действующих на фундаменты зданий и сооружений, производится по расчетным сечениям, заданным в курсовом проекте в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 [3].

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, устанавливаются расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания (рисунок 2.17).

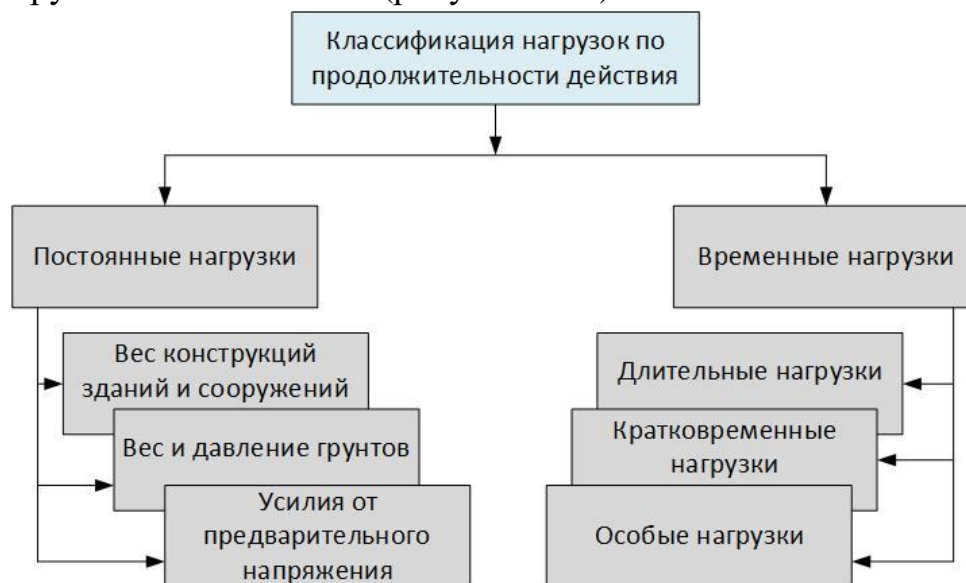


Рисунок 2.17–Классификация нагрузок по длительности воздействия

К постоянным нагрузкам P_d следует относить вес частей сооружения, в том числе несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунтов засыпок, нагрузки от предварительного напряжения конструкций.

К длительным нагрузкам P_l следует отнести некоторые из перечня по СП 20.13330.2016 [3]:

- Вес временных перегородок (п. 8.2).
- Вес стационарного оборудования (п. 8.1).
- Нагрузки на перекрытия в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, архивах, библиотеках и т. п. (п. 8.2).
- Нагрузки на перекрытия в жилых и общественных зданиях с пониженным нормативным значением (п. 8.2).
- Снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, умноженным на коэффициент 0,5 (п. 10).
- Вес отложений производственной пыли, если не предусмотрены специальные мероприятия по ее удалению.
- Воздействия, обусловленные деформацией оснований фундаментов.

К кратковременным нагрузкам P_t следует отнести некоторые из перечня по СП 20.13330.2016 [3]:

- Нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий с полными нормативными значениями (п. 8.2).
- Снеговые нагрузки с полным расчетным значением (п. 10).
- Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (п. 9).
- Нагрузки, возникающие при перевозке, монтаже и перестановке оборудования (п. 8.1).
- Нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах (п. 8.1).

- Ветровые нагрузки (п. 11).
- Температурные и климатические воздействия (п. 13).

К кратковременным особым нагрузкам P_s относятся [3]:

- Сейсмические.
- Взрывные.
- Ударные, в том числе нагрузки от столкновения транспортных средств с частями сооружения.
- Нагрузки, обусловленные резким нарушением технологического процесса.
- Воздействия, обусловленные неравномерными просадками грунтов.
- Климатические нагрузки, которые могут привести к расчетным аварийным ситуациям (снеговые, гололедные, ветровые и т. д.).
- Нагрузки, обусловленные пожаром.

Основное сочетание нагрузок включает постоянные, длительные и кратковременные. При основном сочетании, если принята одна кратковременная нагрузка, она принимается без уменьшения, если две и более – с понижающим коэффициентом, равным 0,9; длительные нагрузки – с коэффициентом 0,95.

$$C_m = P_d + (\psi_{11} P_{11} + \psi_{12} P_{12} + \dots) + (\psi_{i1} P_{i1} + \psi_{i2} + \dots) \quad (2.12)$$

Особое сочетание нагрузок состоит из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок. При особом сочетании кратковременные нагрузки принимаются с коэффициентом 0,8; длительные – 0,95; особые – без снижения:

$$C_s = P_m + P_s \quad (2.13)$$

При расчете фундаментов зданий или сооружений, у которых имеются подвалы или заглубленные помещения, необходимо учитывать изгибающие моменты, которые возникают от горизонтального давления грунта и его веса на уступах фундамента. Нагрузки, определенные для расчета по первой группе предельных состояний, обозначают $N_I (M_I)$, для второй группы предельных состояний – $N_{II} (M_{II})$.

Пример 2.5. Выполнить сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены (ленточный фундамент) для расчета основания по первой и второй группам предельных состояний. Архитектурно-планировочные решения – см. рисунки. 2.1, 2.2 (расчетное сечение I-I). Район строительства г. Челябинск.

Решение

1. Сбор нагрузок производится для внутренней стены без оконных проемов, расчет ведется на 1 п. м. длины стены (длина грузовой площади). Обрез фундамента – верх стены подвала, отм. – 0,250.

2. Согласно конструктивной схеме ширина грузовой площади:

$$5,61/2 + 5,61/2 + 0,38 = 5,99 \text{ м.}$$

3. Грузовая площадь $A = 5,99 \times 1,0 = 5,99 \text{ м}^2$.

4. Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента. Расчет сводится в таблицу (таблица 2.14).

Таблица 2.14 – Сбор нагрузок на обрез фундамента

№ п/п	Наименование нагрузки	q_n кПа	γ_f	q кПа
Постоянные нагрузки от кровли				
1	Техноэласт – 10 мм, $\rho = 600 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,06	1,3	0,8
2	Цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\rho = 1800 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,36	1,3	0,48
3	Газобетонная крошка – 460 мм, $\rho = 500 \text{ кг} / \text{м}^3$	2,31	1,3	3,00
4	Техноэласт – 5 мм, $\rho = 600 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,03	1,3	0,04
5	Собственный вес плит покрытия – многопустотные плиты длиной 5,8 м, шириной 1,2 м, массой 2,07 т $20,7 / (5,8 \times 1,2) = 2,97$	2,97	1,1	3,27
	Итого от кровли	5,73	-	6,87
Постоянные нагрузки от перекрытия				
6	Линолеум – 4 мм, $\rho = 2,5 \text{ кг} / \text{м}^2$	0,08	1,1	0,09
7	Газобетон – 30 мм, $\rho = 900 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,27	1,3	0,36
8	Собственный вес плит покрытия – многопустотные плиты длиной 5,8 м, шириной 1,2 м, массой 2,07 т $20,7 / (5,8 \times 1,2) = 2,97$	2,97	1,1	3,27
	Итого от перекрытия	3,35	-	3,72
Временные нагрузки				
9	Полезная нагрузка на перекрытие (жилые помещения)	1,5	1,3	1,95
10	Собственный вес перегородок	0,5	1,3	0,65
11	Снеговая нагрузка кратковременная	1,5	1,4	2,4
12	Снеговая нагрузка длительная	0,75	1,4	1,05
	Итого временные на перекрытие	2,0	-	2,70
	Итого временные снеговые	1,5	-	2,4

Примечание: сбор нагрузок от конструктивных слоев производим по

$$\text{формуле: } q_n = \frac{\rho \cdot g \cdot t}{1000} = \frac{600 \cdot 10 \cdot 0,01}{1000} = 0,06.$$

5. Собственный вес кирпичной стены. Высота $H=8,15+0,25=8,4\text{м}$; толщина кладки $\delta=0,38\text{ м}$; плотность кирпичной кладки $\rho=1800\text{кг}/\text{м}^3$.

$$q_n^{\text{стены}} = \frac{\delta \cdot H \cdot \rho \cdot g}{1000} = \frac{0,38 \cdot 8,4 \cdot 1800 \cdot 10}{1000} = 57,46\text{кН}/\text{м};$$

$$q^{\text{стены}} = \gamma_f \cdot q_n^{\text{стены}} = 57,46 \cdot 1,1 = 63,20\text{кН}/\text{м}.$$

6. Нормативная и расчетная нагрузки на обрез фундамента будут равны:

$$q_n = (q_n^{\text{кровли}} + n \cdot q_n^{\text{перекрытия}}) \cdot A_{cp} + q_n^{\text{стены}} = (5,73 + 3 \cdot 3,35) \cdot 5,99 + 57,46 = 151,98\text{кН}/\text{м}$$

$$\cdot q = (q^{\text{кровли}} + n \cdot q^{\text{перекрытия}}) \cdot A_{cp} + q^{\text{стены}} = (6,87 + 3 \cdot 3,72) \cdot 5,99 + 63,20 = 171,20\text{кН}/\text{м}.$$

Примечание: для данной расчетной схемы действиями изгибающих моментов можно пренебречь, т. к. нагрузку от изгибающих моментов, приложенных к фундаменту, условно принимаем уравновешивающимися.

2.10. Определение размеров подошвы ленточного фундамента при центрально приложенной нагрузке

Предварительное назначение размеров подошвы фундамента (ширины b – для ленточных фундамента), производится из условия:

$$p \leq R_0, \quad (2.14)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента; R_0 – расчетное сопротивление грунта, принятое по СП 22.13330.2016, а в нашем случае – по таблице 2.8. Среднее давление под подошвой фундамента p определяется по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b}, \quad (2.15)$$

где N_{II} – нормативная нагрузка, действующая на обрез фундамента; G_f – собственный вес фундамента; G_g – вес грунта на обрезах фундамента.

Поскольку вес фундамента и грунта на его обрезах неизвестен, приближенный размер определяют из условия:

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_m d}, \quad (2.16)$$

где γ_m – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его ступенях, принимаемое для фундамента сооружений без подвала равным $20\text{ кН}/\text{м}^3$, а для сооружений с подвалом – $17\text{ кН}/\text{м}^3$; d – предварительно назначенная глубина фундамента.

По предварительно полученной ширине производят подбор сборных или монолитных типовых конструкций. Для ленточных фундаментов выбирают фундаментную подушку с шириной, превышающую требуемую (по каталогам), а для монолитных – с размерами, кратными 100 мм в большую сторону.

При отличии полученной высоты фундамента от предварительно назначенной d производят корректировку глубины заложения фундаментов. После корректировки определяют собственный вес фундамента G_f и вес грунта на его обрезах G_g . Далее определяют среднее давление под подошвой фундамента p по формуле (2.18) и проверяют условие (2.17). Если условие (2.17) не выполняется, необходимо увеличить площадь подошвы фундамента. Для этого подбирают конструкцию с большей площадью подошвы фундамента и снова проверяют условие (2.17). Предварительные размеры фундамента считаются подобранными, если условие (2.17) выполняется, при этом разность значений p и R_0 не превышает 20 %.

Табличные значения расчетного сопротивления R_0 , приведенные в СП 22.13330,2016, даны для фундаментов с шириной $b = 1$ м при глубине заложения $d = 2$ м. Расчетное сопротивление грунта основания R для конкретных b и d будет отличаться от табличных значений, поэтому расчетное сопротивление следует уточнить по формуле Н. П. Пузыревского [4]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.17)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы; k – коэффициент надежности (если прочностные характеристики грунта φ_{II} и c_{II} определены непосредственными испытаниями; $k = 1,0$ и $k = 1,1$ – если они приняты по соответствующим таблицам Приложения Б СП 22.13330.2016); M_γ, M_q, M_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 [4]; $k_z = 1,0$ – коэффициент, при ширине фундаментов менее 10 м; γ_{II} и γ'_{II} – усредненные расчетные значения удельного веса грунта, залегающего соответственно ниже и выше подошвы фундамента; d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле, приведенной в СП; b – ширина подошвы фундамента; d_b – глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала (при отсутствии подвала $d_b = 0$; для сооружений с подвалом шириной $b < 20$ м и глубиной более 2 м $d_b = 2$ м, а при $b > 20$ м $d_b = 0$, $d_1 = d$); c_{II} – расчетное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа.

Значение расчетного сопротивления R , полученное по формуле (2.17), сравнивают с давлением под подошвой фундамента p .

Если условие не выполняется, необходимо увеличить ширину (площадь) подошвы фундамента. Для этого принимают конструкцию с большей площадью подошвы фундамента и снова определяют расчетное сопротивление грунта по формуле (2.20) и при новом значении b .

Формулу Н. П. Пузыревского рекомендуется использовать при любой форме подошвы фундамента. Так как R зависит от ширины подошвы фундамента (b) и глубины его заложения (d), определяется для каждого рассчитываемого фундамента. Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция фундамента улучшает условия его работы с основанием (прерывистое, с угловыми вырезами и др.). Для фундаментных плит с угловыми вырезами R допускается увеличивать на 15–30 %.

Пример 2.6. Определить геометрические размеры ленточного фундамента под внутреннюю стену здания. Архитектурно-планировочные решения те же (см. рисунки 2.1, 2.2) (расчетное сечение 1-1). Район строительства г. Челябинск. Нагрузки на фундамент подсчитаны в п. 2.9 настоящего пособия.

Решение

1. Определяем приблизительно ширину подошвы ленточного фундамента по формуле (2.16):

$$b = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_m d} = \frac{151,98}{300 - 17 \cdot 2,05} = 0,57 \text{ м.}$$

Ближайший размер по Сортаменту плит ленточных – 0,6 м. С учетом некоторого запаса примем сборную фундаментную плиту ФЛ 8.24 шириной $b=0,8$ м и высотой плитной части – 0,3 м (Приложение Г).

Корректировка глубины заложения фундамента не требуется.

2. Определяем собственный вес фундамента G_f и вес грунта на обрезах фундамента G_g , расчет ведется на 1 п. м. Масса фундаментной плиты 1,15 т при

длине 2,4 м, или $\frac{m \cdot g}{l} = \frac{1150 \cdot 10}{2,4} = 4,79 \text{ кН/м.}$

Масса фундаментного блока стенового ФБС 24.4.6-Г (Приложение Д) – 1,3 т, или это будет соответствовать 5,42 кН/м. Вес 1 п. м. стены из четырех блоков будет составлять $5,42 \times 4 = 21,64$ кН/м.

Тогда полный вес фундамента будет равен:

$$G_f = 4,79 + 21,64 = 26,43 \text{ кН/м.}$$

Площадь обреза фундамента составляет $(0,8 - 0,4) \cdot 1 \text{ п/м} = 0,4 \text{ м}^2$.

Высота слоя грунта на обрез фундамента составляет $0,45 - 0,3 = 0,15$ м. Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$. Вес грунта – $20,2 \times 0,15 \times 0,4 = 1,21$ кН/м,

дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной 0,1 м. Удельный вес бетона примем $\gamma_{II} = 20,0 \text{ кН} / \text{м}^3$. Тогда вес полов $20,0 \times 0,1 \times 0,4 = 0,8 \text{ кН/м}$.

Тогда вес грунта и пола на обрезах фундамента будет равен:

$$G_g = 1,21 + 0,8 = 2,01 \text{ кН} / \text{м}.$$

3. Среднее давление под подошвой фундамента p определим по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b} = \frac{151,98 + 26,43 + 2,01}{0,8} = 225,53 \text{ кПа}.$$

4. Проверяем условие:

$$p \leq R_0 \quad (225,53 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа}).$$

Разница между давлением под подошвой фундамента и расчетным сопротивлением не должна превышать 20 %:

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{300 - 225,53}{300} \cdot 100\% = 24,8\%.$$

В принципе размер подошвы фундамента можно не уменьшать, т. к. предшествующий типоразмер – 0,6 м может отразиться на расчете по деформациям, поэтому оставляем ширину подошвы фундамента равной 0,8 м.

5. Следующим шагом должно стать уточнение расчетного сопротивления грунта по формуле (2.17) (Н. Н. Пузыревского) [4].

Для зданий с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L / H = 16,7 / 9,1 = 1,84$ коэффициент условий работы по интерполяции будет равным $\gamma_{c2} = 1,27$.

Коэффициент условий работы для песков мелких $\gamma_{c1} = 1,3$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $k = 1,0$.

Для расчетного слоя грунта ИГЭ-1 угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 20^\circ$; $c_{II} = 2 \text{ кПа}$; усредненные значения удельного веса грунта $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 1,15$; $M_q = 5,59$; $M_c = 7,95$.

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,45 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 0,55 \text{ м}.$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

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

$$\frac{1,3 \cdot 1,27}{1,0} \left[1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2,0 \right] = 370,44 \text{ кПа}$$

6. Проверяем условие:

$$p + q \leq R \quad (225,53 + 2,0 \text{ кПа} < 370,44 \text{ кПа}),$$

где $q = 2,0 \text{ кПа}$ (Приложение Е)

Так как разница между давлением под подошвой фундамента и расчетным сопротивлением грунта не должна превышать 20 %, а у нас она составляет 38,6 %, необходимо все-таки уменьшить размер ширины подошвы фундамента до 0,6 м и повторить расчет.

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{370,44 - 227,53}{370,44} \cdot 100\% = 38,6\% .$$

Принимаем фундаментную плиту ФЛ 6.24 (масса 930 кг).

Тогда нагрузка от собственного веса фундамента будет составлять:

$$\frac{m \cdot g}{l} = \frac{930 \cdot 10}{2,4} = 3,88 \text{ кН / м} .$$

Полный вес фундамента будет равен:

$$G_f = 3,88 + 21,64 = 25,52 \text{ кН / м} .$$

Площадь обреза фундамента составляет $(0,6 - 0,4) \cdot 1 \text{ п/м} = 0,2 \text{ м}^2$.

Высота слоя грунта на обрез фундамента составляет $0,45 - 0,3 = 0,15 \text{ м}$.

Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН / м}^3$. Вес грунта – $20,2 \times 0,15 \times 0,2 = 0,61 \text{ кН/м}$, дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной 0,1 м. Удельный вес бетона примем $\gamma_{II} = 20,0 \text{ кН / м}^3$. Тогда вес полов $20,0 \times 0,1 \times 0,2 = 0,4 \text{ кН/м}$.

Тогда вес грунта и пола на обрезах фундамента будет равен:

$$G_g = 0,61 + 0,4 = 1,01 \text{ кН / м} .$$

7. Среднее давление под подошвой фундамента p будет равно:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b} = \frac{151,98 + 25,52 + 1,01}{0,6} = 297,5 \text{ кПа} .$$

8. Расчетное сопротивление грунта будет равно:

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

$$\frac{1,3 \cdot 1,27}{1,0} \left[1,15 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + \right. \\ \left. + (5,59 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2,0 \right] = 362,77 \text{ кПа}$$

Повторно проверим условие

$$p + q \leq R \quad (297,5 + 2,0 = 299,5 \text{ кПа} < 362,77 \text{ кПа}).$$

Разница между давлением под подошвой фундаментов и расчетным сопротивлением грунта составляет:

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{362,77 - 299,5}{362,77} \cdot 100\% = 17,44\% .$$

Следовательно, условие выполняется. Принимаем ФЛ 6.24.

Окончательным решением по предварительно выбранной ширине подошвы фундамента будет проверка условия по деформациям (пример 2.8).

2.11. Графический метод определения размеров подошвы фундамента

Как нам уже известно, графический метод определения размеров подошвы фундамента заключается в построении двух графиков $R = f(b)$ и $p = f(b)$, точка пересечения которых дает искомое значение ширины фундаментной подушки, соответствующее расчетному давлению.

Первый график в виде зависимости $R = f(b)$, который является прямой, строим по двум точкам: при $b = 1\text{ м}$ и $b = 3,2\text{ м}$. Далее по формуле (2.17) определяем расчетные сопротивления грунта при этих значениях.

Второй график – парабола (или ломаная линия) $p = f(b)$

Для нашего расчетного случая рассмотрим на примере.

Пример 2.7. Определить ширину подошвы ленточного фундамента под внутреннюю стену здания (исходные данные те же).

Решение

1. Определим расчетные сопротивления грунта под подошвой фундамента при $b = 1\text{ м}$ и $b = 3,2\text{ м}$.

- при $b = 1\text{ м}$

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

$$\frac{1,3 \cdot 1,27}{1,0} \left[1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2,0 \right] = 373,0 \text{ кПа}$$

- при $b = 3,2\text{ м}$

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

$$\frac{1,3 \cdot 1,27}{1,0} \left[1,15 \cdot 1,0 \cdot 3,2 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2,0 \right] = 455,9 \text{ кПа}$$

2. Соответствующее значение p_{II} для второго графика определим как:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b}$$

- при $b = 0,6\text{ м}$ принимаем ФЛ 6.24 (см. пример 2.6)

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b} = \frac{151,98 + 25,52 + 1,01}{0,6} = 297,5 \text{ кПа}$$

- при $b = 0,8\text{ м}$ принимаем ФЛ 8.24 (см. пример 3.4)

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b} = \frac{151,98 + 26,43 + 2,01}{0,8} = 225,53 \text{ кПа}.$$

- при $b = 1,6 \text{ м}$ принимаем ФЛ 16.24 (масса 2,15 т).

Среднее давление под подошвой фундамента p будет равно:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{b} = \frac{151,98 + 30,6 + 60,4}{1,6} = 151,9 \text{ кПа}.$$

Нагрузка от собственного веса фундамента будет составлять:

$$\frac{m \cdot g}{l} = \frac{2150 \cdot 10}{2,4} = 8,96 \text{ кН / м}.$$

Полный вес фундамента будет равен

$$G_f = 8,96 + 21,64 = 30,6 \text{ кН / м}.$$

Площадь обреза фундамента составляет $(1,6 - 0,4) \cdot 1 \text{ п/м} = 1,2 \text{ м}^2$.

Высота слоя грунта на обрез фундамента составляет $0,45 - 0,3 = 0,15 \text{ м}$.

Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН / м}^3$. Вес грунта – $20,2 \times 0,15 \times 1,2 = 3,64 \text{ кН/м}$, дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Удельный вес бетона примем $\gamma_{II} = 20,0 \text{ кН / м}^3$. Тогда вес полов $20,0 \times 0,1 \times 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}$.

Тогда вес грунта и пола на обрезах фундамента будет равен:

$$G_g = 3,64 + 2,4 = 6,04, \text{ кН / м}.$$

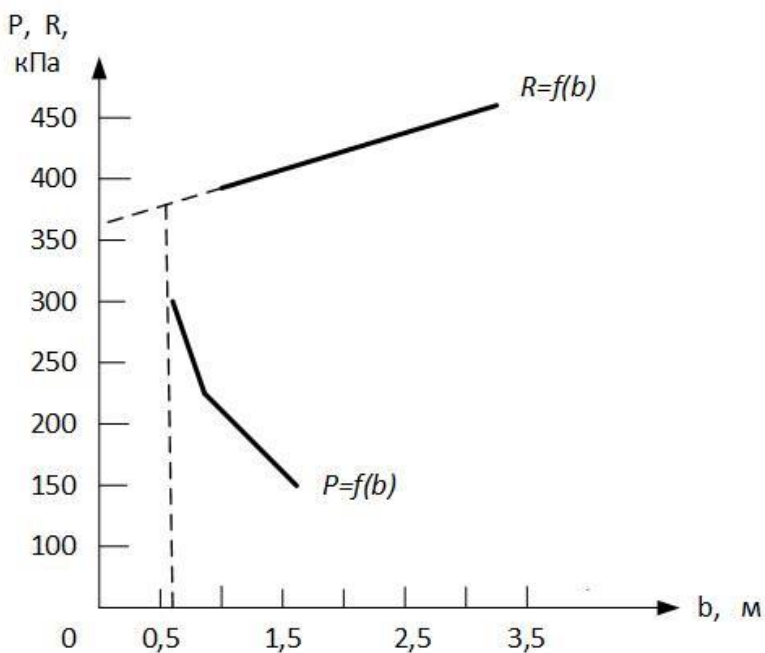


Рис. 2.18 – Схема графического определения ширины подошвы фундамента

3. Строим два графика $R = f(b)$ и $p = f(b)$, точка пересечения которых дает искомое значение ширины фундаментной подушки, соответствующее расчетному давлению (рисунок 2.18). Как видно из графика, после построения, пересечения линий не произошло, что говорит о том, что необходимую ширину подушки фундамента b следует принять минимального размера, т. е. $b = 0,6 \text{ м}$ что подтверждается

аналитическим методом расчета. Повторно проверим условие $p + q \leq R$
 $(297,5 + 2,0 = 299,5 < 362,77)$

Условие выполнено.

Разница между давлением под подошвой фундаментов и расчетным сопротивлением грунта составляет:

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{362,77 - 299,5}{362,77} \cdot 100\% = 17,44\% .$$

Следовательно, условие выполняется. Принимаем ФЛ 6.24.

2.12. Определение осадки методом послойного суммирования

Применение данного метода является выполнением условия

$$p + q \leq R .$$

Для выполнения расчета составляют расчетную схему, на которой указывают:

- контуры фундамента;
- положение DL , NL , FL , WL ;
- границы инженерно-геологических элементов;
- разбивку грунтов сжимаемой толщи на слои.

Толщина слоя h_i не должна превышать величины $0,4b$. Обязательными границами слоев должны быть границы ИГЭ и линия WL . На границах полученных слоев определяют вертикальные напряжения, кПа:

1. От внешней нагрузки – σ_{zp} . для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения на глубине z от подошвы фундамента определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p , \quad (2.18)$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 в зависимости от относительной глубины $\xi = 2z / b$ и $\eta = l / b$ [4]; p – среднее давление под подошвой фундамента (с учетом q), кПа. Давление под подошвой фундамента $\sigma_{zp0} = p$.

2. От собственного веса грунта – σ_{zg} . На границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяют по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i , \quad (2.19)$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы (обычно это грунт обратной засыпки).

Удельный вес песчаных грунтов и супесей, а также глин и суглинков с $I_L \geq 0,25$, расположенных ниже УГВ, принимают в расчетах с учетом взвешивающего действия воды.

3. От собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована – σ_{zy} . На отметке подошвы фундамента $\sigma_{zy0} = \sigma_{zp0}$, а на глубине z от подошвы

прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле (2.19). При этом для определения коэффициента α , принимаемого по таблице 5.8 в зависимости от относительной глубины $\xi = 2z/b$ и $\eta = l/b$, в качестве L и B в данном случае принимаются размеры котлована (длина и ширина) [4].

Расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} и σ_{zy} производится на границах слоев в пределах глубины сжимаемой толщи H_c . Нижнюю границу сжимаемой толщи (BC) определяют из следующих условий:

- $\sigma_{zp} \leq 0,5\sigma_{zg}$, при этом граница H_c должна располагаться в слое грунта с модулем деформации $E > 7 \text{ МПа}$. Если $E < 7 \text{ МПа}$, то заданный ИГЭ включают в сжимаемую толщу и добиваются более жесткого условия $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$;

- если в пределах H_c , определенной по предыдущему условию, залегает ИГЭ с $E > 100 \text{ МПа}$, то нижнюю границу сжимаемой толщи назначают по кровле данного элемента.

4. Осадку s определяют суммированием осадок элементарных слоев:

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} + 0,8 \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{5E_i}. \quad (2.20)$$

Для зданий и сооружений II и III степени ответственности при возведении фундаментов в котлованах глубиной менее 5 м второе слагаемое в формуле расчета осадки допускается не учитывать. Для удобства расчета осадок основания фундаментов для каждого элементарного слоя рекомендуется выполнять в табличной форме.

Пример 2.8. Определить осадку ленточного фундамента методом послойного суммирования. Исходные данные – по примеру 2.6.

Решение

1. Подготавливаем расчетную схему (рисунок 2.19).

Производим разбивку сжимаемой толщи на элементарные слои толщиной 0,4 м (из условия не более $0,4b$ не вполне целесообразно). Маркируем слои $i=1-15$. Определяем глубину заложения и высоту каждого слоя z_i и h_i .

Определим удельный вес γ_{II} и модуль деформации E для каждого слоя. Для слоев ниже УГВ удельный вес принимаем с учетом взвешивающего действия воды. Для суглинка (ИГЭ-3) с $I_L = 0,24 \leq 0,25$ взвешивающее действие воды не учитывается:

- для слоев 1-3: $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- для слоев 4-8: $\gamma_{II} = \gamma_{sb} = 10,43 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- для слоев 9-14: $\gamma_{II} = \gamma_{sb} = 2,13 \text{ кН/м}^3$, $E = 2,0 \text{ МПа}$;
- для слоя 15: $\gamma_{II} = 18,4 \text{ кН/м}^3$, $E = 6,8 \text{ МПа}$.

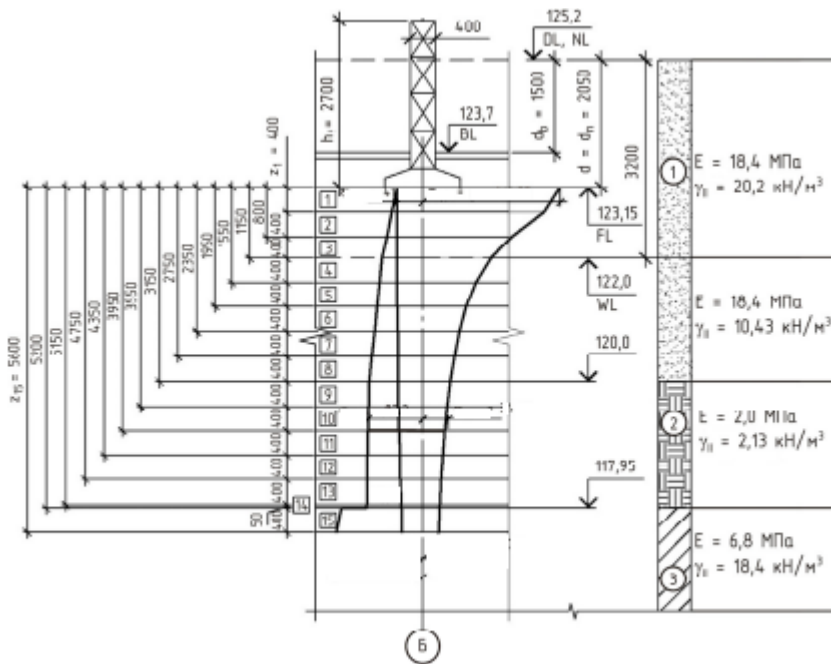


Рисунок 2.19 – Расчетная схема для определения осадки

Выносим полученную информацию на расчетную схему (рисунок 2.19).

2. Определяем напряжение под подошвой фундамента.

Давление под подошвой фундамента:

$$\sigma_{zp0} = p = 299,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg0} = \gamma'd = 20,2 \cdot 2,05 = 41,41 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zy} = \sigma_{zg0} = 41,41 \text{ кПа}.$$

3. Дальнейшие вычисления для удобства сводим в таблицу 2.15. Для каждого значения z определяем:

– $\xi_i = 2z/b$ и $\eta = l/b$, далее по таблице 5.8 определяем значение коэффициента α_i и по формуле $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ определяем напряжение под подошвой фундамента по глубине [4];

– для расчета σ_{zy} значение коэффициента α_i производится аналогично, по таблице 5.8 при условии, что $B = 12 \text{ м}$ – ширина котлована (условно принята в осях здания) и $L = 16,7 \text{ м}$ – длина котлована (условно принимаем равной длине здания в осях) [4];

– производим расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} и σ_{zy} на границах элементарных слоев в пределах глубины сжимаемой толщи H_c .

Например, для σ_{zp}

$$\sigma_{zp0} = \alpha \cdot p = 1,0 \cdot 299,5 = 299,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp1} = \alpha \cdot p = 0,881 \cdot 299,5 = 264,2 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp2} = \alpha \cdot p = 0,642 \cdot 299,5 = 192,3 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp3} = \alpha \cdot p = 0,495 \cdot 299,5 = 148,3 \text{ кПа}.$$

..... и так далее.

Для σ_{zg} :

Напряжение на кровле первого слоя при $h=0$:

$$\sigma_{zg0} = 41,41 \text{ кПа}; \quad 0,5\sigma_{zg0} = 20,7 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_1 h_1 = 41,41 + 20,2 \cdot 0,4 = 49,49 \text{ кПа}; \quad 0,5\sigma_{zg1} = 24,7 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 h_2 = 49,49 + 20,2 \cdot 0,4 = 57,57 \text{ кПа}; \quad 0,5\sigma_{zg2} = 28,8 \text{ кПа}.$$

..... и так далее.

Таблица 2.15 – Определение осадки методом суммирования

ИГЭ	№ точки	h_i , м	z_i , м	γ_i , кН/м ³	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_p = \alpha \cdot p_0$ кПа	σ_{zg} кПа	$0,5\sigma_{zg}$ кПа	Ср. σ_p
1	0	0	0	-	0	1	299,5	41,4	20,7	
	1	0,4	0,4	20,2	0,8	0,881	264,2	49,5	24,7	282
	2	0,4	0,8	20,2	1,6	0,642	192,3	57,6	28,8	228
	3	0,35	1,15	20,2	2,3	0,495	148,3	64,6	32,3	170
	4	0,4	1,55	10,43	3,1	0,336	115,6	68,8	34,4	132
	5	0,4	1,95	10,43	3,9	0,314	94,0	73,0	36,5	105
	6	0,4	2,35	10,43	4,7	0,264	79,0	77,2	38,6	87
	7	0,4	2,75	10,43	5,5	0,227	68,0	81,3	40,6	74
2	8	0,4	3,15	10,43	6,3	0,199	59,6	85,5	42,7	64
	9	0,4	3,55	2,13	7,1	0,178	53,6	86,4	43,2	86
	10	0,4	3,95	2,13	7,9	0,160	47,9	87,2	43,6	87
	11	0,4	4,35	2,13	8,7	0,145	43,4	88,1	44,0	46
	12	0,4	4,75	2,13	9,5	0,133	39,8	88,9	44,5	42
3	13	0,4	5,15	2,13	10,3	0,123	36,8	89,8	44,9	38
	14	0,05	5,2	2,13	10,4	0,122	36,5	89,8	44,9	37
3	15	0,4	5,6	18,4	11,2	0,113	33,8	137,7	68,9	36

Примечание: как видно из полученных расчетов, условие по достижению напряжения, равное $0,5\sigma_{zg}$, достигается уже на 11 элементарном слое, т. е. деформации практически прекращаются в слое торфа. Но так как модуль деформации торфа менее 7 МПа, расчет продолжаем далее, он выполнится окончательно уже в 15 элементарном слое (ИГЭ-3 в слое суглинка).

4. Вычисляем суммарную осадку по формуле:

$$S = 0,8 \left[\frac{1}{18400} (289 + 228 + 132 + 105 + 87 + 74 + 64) \cdot 0,4 + 170 \cdot 0,35 + \frac{1}{2000} (86 + 87 + 46 + 42 + 38) \cdot 0,4 + 37 \cdot 0,05 + \frac{1}{6800} (35 \cdot 0,4) \right] = 0,025 \text{ м}$$

По п. 3 таблицы Г. 1 Приложения Г (СП 22.13330.2016) величина предельных деформаций для многоэтажных бескаркасных зданий с кирпичными стенами без монолитных поясов составляет 12 см.

Условие по деформациям выполнено: $S \leq S_{\max}$.

Вывод. В результате выполненных расчетов фундамента по заданным инженерно-геологическим и архитектурно-конструктивным решениям по сечению I-I принимается фундамент ленточный из сборных железобетонных плит марки ФЛ 6.24.

2.13. Проверка прочности подстилающего слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, необходимо выполнение проверки прочности подстилающего слоя (рисунок 2.20).

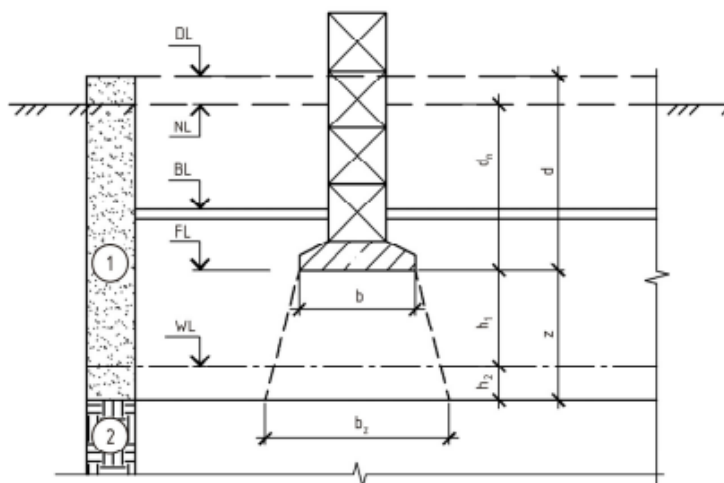


Рисунок 2.20 – Расчетная схема для проверки подстилающего слоя грунта

При расположении на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы обеспечить условие

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.21)$$

где σ_{zp} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент, кПа, определяемые по формуле (2.18); σ_{zg} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта, кПа, определяемые по формуле (2.19); σ_{zy} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована, кПа, определяемые по формуле (2.19);

Значение коэффициента α_i определяется аналогично по таблице 5.8 при условии, что B – ширина котлована, L – длина котлована [4]; R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , вычисляемое по формуле (2.17) (Н. Н. Пузыревского) для условного фундамента глубиной заложения $d_z = d + z$, шириной b_z .

Для отдельного фундамента $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$; для ленточного фундамента $b_z = A_z / l$, где $a = (l + b) / 2$; l и b – соответственно длина и ширина фундамента; $A_z = A \cdot p / \sigma_{zp}$.

Пример 2.9. Проверка условия по прочности подстилающего слоя (в нашем случае это ИГЭ-2).

Решение

1. Выполнение данной проверки требуется, поскольку рабочий слой грунта основания (ИГЭ-1) с модулем деформации $E=18,4$ МПа подстилается более слабым грунтом ИГЭ-2 – торфом с $E=2,0$ МПа. Глубина расположения слоя слабого грунта от подошвы фундамента $z = 3,15$ м.

При этом должно выполняться условие (2.21):

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} \leq R_z.$$

2. Находим напряжения в грунте от нагрузки на фундамент на глубине z от его подошвы:

$$\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 3,15}{0,6} = 10,5,$$

значение коэффициента α_i определяем по таблице 5.8 [4].

Напряжение под подошвой фундамента определяем по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,260 \cdot 299,5 = 77,9 \text{ кПа}.$$

3. Находим напряжение в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \gamma'd + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 20,2 \cdot 2,05 + 20,2 \cdot 1,15 + 10,43 \cdot 2,0 = 85,5 \text{ кПа}.$$

Для расчета σ_{zg} в пределах глубине z выделяем два слоя, т. к. присутствуют грунтовые воды:

1-й – выше уровня грунтовых вод, $h_1 = 1,15$ м и $\gamma_1 = 20,2 \text{ кН} / \text{м}^3$;

2-й – ниже уровня грунтовых вод, $h_2 = 2,0$ м и $\gamma_2 = 10,43 \text{ кН} / \text{м}^3$.

4. Находим напряжение в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована:

$$\xi = \frac{2z}{B} = \frac{2 \cdot 3,15}{12,0} = 0,525;$$

$$\eta = \frac{L}{B} = \frac{16,7}{12,0} = 1,4,$$

где $B = 12$ м – ширина котлована; $L = 16,7$ м – длина котлована.

По таблице 5.8 значение коэффициента $\alpha_i = 0,933$ [4], тогда

$$\sigma_{zy} = \alpha \cdot \sigma_{zg0} = \alpha \gamma'd = 0,933 \cdot 20,2 \cdot 2,05 = 36,84 \text{ кПа}.$$

Определяем площадь условного фундамента:

$$A_z = \frac{A \cdot p}{\sigma_{zp}} = \frac{0,6 \cdot 1,0 \text{ н.м} \cdot 299,5}{77,9} = 2,3 \text{ м}^2.$$

Тогда ширина условного фундамента будет равна

$$b_z = A_z / l = 2,3 / 1,0 = 2,3 \text{ м}.$$

5. Определяем расчетное сопротивление грунта z от подошвы фундамента.

Для торфа принимаем минимальные значения $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1,0$ [4].

Прочностные характеристики грунта определены непосредственным испытанием $k = 1,0$ [4].

По таблице 2.5 при $\varphi_{II} = 28^\circ$ значения безразмерных коэффициентов $M_\gamma = 0,98; M_q = 4,93; M_c = 7,40$ [4].

При $b_z = 2,3 \text{ м} < 10,0 \text{ м}$ значение коэффициента $k_z = 1,0$ [4].

Для подстилающего слоя (ИГЭ-2) $\gamma_{II} = 2,13 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Для грунтов, расположенных выше подошвы условного фундамента (ИГЭ-1), определяем усредненное значение по формуле:

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 d + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{d + h_1 + h_2} = \frac{20,2 \cdot 2,05 + 20,2 \cdot 1,15 + 10,43 \cdot 2,0}{2,05 + 1,15 + 2,0} = 16,44 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Удельное сцепление для торфа (ИГЭ-2) $c_{II} = 0$.

Приведенную глубину заложения условного фундамента определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{\gamma_{cf} \cdot h_{cf}}{\gamma_{II}} = 3,6 + \frac{20 \cdot 0,1}{20,2} = 3,7 \text{ м},$$

где h_s – толщина слоя грунта выше условной подошвы фундамента (3,2 м – грунт, 0,3 м – толщина подушки фундамента и 0,1 м бетонный пол).

6. Расчетное сопротивление грунта на кровле слоя торфа определим по формуле Н. Н. Пузыревского:

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

$$\frac{1,0 \cdot 1,0}{1,0} \left[0,98 \cdot 1,0 \cdot 2,3 \cdot 2,13 + 4,93 \cdot 3,7 \cdot 16,44 + \right. \\ \left. + (4,93 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 16,44 + 7,40 \cdot 0 \right] = 401,6 \text{ кПа}$$

7. Проверяем условие (2.24):

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} = 77,9 - 36,8 + 85,5 = 126,6 \text{ кПа} \leq R_z (401,6 \text{ кПа}).$$

Следовательно, условие выполняется.

2.14 Определение толщины песчаной подушки на слабых грунтах

Песчаная подушка при соответствующем экономическом обосновании может быть запроектирована на достаточно слабых грунтах как один из вариантов проектного решения. Такими проектными решениями могут быть полная замена слабых грунтов на всю глубину залегания (при незначительной толщине), закрепление грунтов, устройства фундаментов больших размеров, устройства свайных фундаментов или фундаментных плит.

Рассмотрим вариант проектирования песчаной подушки на слабом грунте (слабый грунт: $R_0 < 100 \text{ кПа}$; показатель текучести $J_L > 0,75$; коэффициент пористости для песков $e > 0,6$; модуль деформации $E \approx 5 - 7 \text{ МПа}$) на примере.

Пример 2.10. Определить размер песчаной подушки под столбчатый фундамент бесподвального здания. По обрезу фундамента действует нагрузка $N_{\text{ол}} = 1800 \text{ кН}$, глубина заложения фундамента $d = 1,0 \text{ м}$.

Грунтовые условия: мягкопластичная глина с удельным весом $\gamma_{\text{II}} = 19,1 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения $\varphi_{\text{II}} = 15^\circ$, коэффициент сцепления $c_{\text{II}} = 1,7 \text{ кПа}$, показатель текучести $J_L = 0,65$. Грунтовые воды не обнаружены. Удельный вес песка подушки $\gamma_{\text{II}} = 18,2 \text{ кН/м}^3$.

Решение

1. Определяем предварительные размеры подошвы фундамента:

$$A_{\phi} = \frac{N_{\text{ол}}}{R_0 - \gamma_{\text{сп}} d} = \frac{1800}{400 - 22 \cdot 1,0} = 4,76 \text{ м}^2,$$

где $R_0 = 400 \text{ кПа}$ – условное расчетное сопротивление песчаной подушки из среднезернистого песка при средней плотности (таблица Б 2 СП 22.13330.2016); $\gamma_{\text{сп}} = 22 \text{ кН/м}^3$ – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его выступах. Примем размеры фундамента: $l = 2,4 \text{ м}$; $b = 2,0 \text{ м}$ при соотношении сторон:

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,4}{2,0} = 1,2.$$

2. Проверка давления по подошве фундамента

$$p_{\text{II}} = \frac{N_{\text{ол}}}{A_{\phi}} + \gamma_{\text{сп}} d = \frac{1800}{2,4 \cdot 2,0} + 22 \cdot 1,0 = 397 \text{ кПа}.$$

Величина природного напряжения по подошве фундамента:

$$\sigma_{z_{\text{го}}} = \gamma_{\text{II}} d = 19,1 \cdot 1,0 = 19,1 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление по подошве фундамента составляет:

$$\sigma_{zp0} = p_0 = p_{II} - \sigma_{zg0} = 397 - 19,1 = 377,9 \text{ кПа} .$$

3. Определение высоты песчаной подушки.

Высоту подушки фундамента h_n выбирают таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превысило расчетное сопротивление этого грунта (методом подбора). Примем толщину подушки $h_n = 1,6 \text{ м}$.

4. Уплотняющее напряжение σ_{zp} на кровле слабого подстилающего грунта определим по формуле: $\sigma_{zp} = \alpha(p_{II} - \sigma_{zg0}) = \alpha \cdot \sigma_{zp0}$, где $\alpha = 0,496$ – табличный коэффициент (таблица 5.8 СП 22.13330.2016), определяемый из соотношения:

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,4}{2,0} = 1,2 \quad \xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 1,6}{2,0} = 1,6 .$$

Тогда
$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp0} = 0,496 \cdot 377,9 = 185,4 \text{ кПа} .$$

5. Определение ширины условного фундамента:

$$b_{\text{ycl}} = \sqrt{A_z + a^2} - a ,$$

где $a = \frac{l-b}{2} = \frac{2,4-2,0}{2} = 0,2 \text{ м}$; A_z – площадь условного фундамента.

$$A_z = \frac{N_{\text{oll}} + A_{\phi} \gamma_{\text{cpII}} d}{\sigma_{zp}} = \frac{1800 + 4,8 \cdot 22 \cdot 1,0}{185,4} = 10,3 \text{ м}^2 .$$

Тогда $b_{\text{ycl}} = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{10,3 + 0,2^2} - 0,2 = 3,0 \text{ м}$.

6. Расчетное сопротивление (давление) слабого подстилающего слоя грунта определяют по формуле 5.7 СП 22.13330.2016:

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,325 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 19,1 + 2,3 \cdot 2,6 \cdot 19,1 + 4,85 \cdot 1,7] = 237 \text{ кПа} . \end{aligned}$$

7. Проверка условия несущей способности основания

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R .$$

Природное давление на кровле подстилающего слоя будет равно:

$$\sigma_{zg} = \sum d_i \cdot \gamma_{II} = 1,0 \cdot 19,1 + 1,6 \cdot 18,2 = 48,2 \text{ кПа} .$$

Тогда $185,4 + 48,2 = 233,6 \text{ кПа} < 237 \text{ кПа}$ – условие выполнено.

8. Конструируем подушку подсыпки

$$b_n = b + 2 \cdot h_n \operatorname{tg} \alpha = 2,0 + 2 \cdot 1,6 \cdot 0,84 = 4,7 \text{ м} ,$$

где α – угол, при котором обеспечивается устойчивость подушки (обычно при угле в $45 - 60^\circ$).

Чем больше различие в деформационных и прочностных свойствах слабого грунта и песка, тем меньше принимается угол ($30 - 45^\circ$).

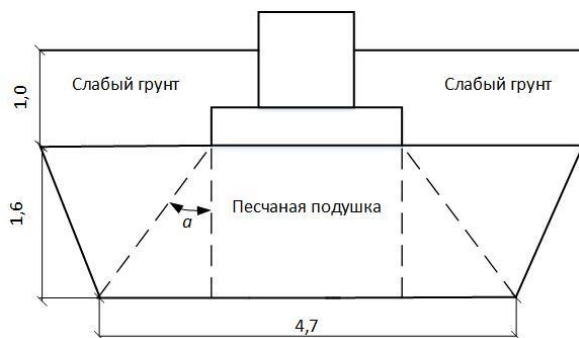


Рисунок 2.21 – Расчетная схема песчаной подушки

В нашем расчетном случае примем $\alpha = 40^\circ$. Тогда $\operatorname{tg}\alpha = 0,84$ (рисунок 2.21).

2.15. Проектирование фундамента под внутреннюю колонну здания

Сбор нагрузок, действующих на фундаменты зданий и сооружений, производится по расчетным сечениям, заданным в курсовом проекте в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 [3].

В данном параграфе рассмотрим порядок проектирования фундамента под внутреннюю колонну здания в сечении 2-2 (рисунки 2.1, 2.3).

Исходные данные те же, что и в ранее рассмотренных примерах. Здание с эксплуатируемым подвалом. Расчетная глубина промерзания $d_f = 1,06\text{ м}$. Рассмотрим ход проектирования на примере.

Пример 2.11. Спроектировать фундамент под внутреннюю колонну здания.

Решение

1. Фундамент под колонну принимаем отдельный типовой монолитный. По таблице 2.15 принимаем фундамент Ф.2.1.1 высотой $h_f = 1,5\text{ м}$ (рисунок 2.16).

Отметку обреза фундамента принимаем равной отметке пола – 2,4000; абсолютная отметка подошвы фундамента – $123,7 - 1,5 = 122,2\text{ м}$ (FL).

Минимальная планировочная отметка 125,2 (DL). Глубина заложения фундамента $d = 125,2 - 122,2 = 3,0\text{ м} > d_f$.

ИГЭ-1 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300\text{ кПа}$ подходит в качестве естественного основания. Мощность слоя 5,2 – 6,8 м. Абсолютные отметки подошвы слоя 120,0 – 118,8 м. Максимальная – 120,0 м. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы рабочего слоя $122,2 - 120,0 = 2,2\text{ м} > 1,0\text{ м}$ (выбираем *ИГЭ-1* в качестве рабочего слоя для фундамента мелкого заложения).

Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначается независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Отметка подошвы внутренних и наружных фундаментов должна располагаться на одном уровне, необходимо определить глубину заложения для наружных фундаментов.

Глубина заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений согласно СП 22.13330.2016 для песков мелких (*ИГЭ-1* – рабочий слой) при условии: $d_w > d_f + 2(3,2 > 1,06 + 2,0)$ не зависит от d_f [4]. Окончательно глубину заложения фундаментов, определенную с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания, принимаем $d=3,0$ м. Составляем расчетную схему (рисунок 2.22).

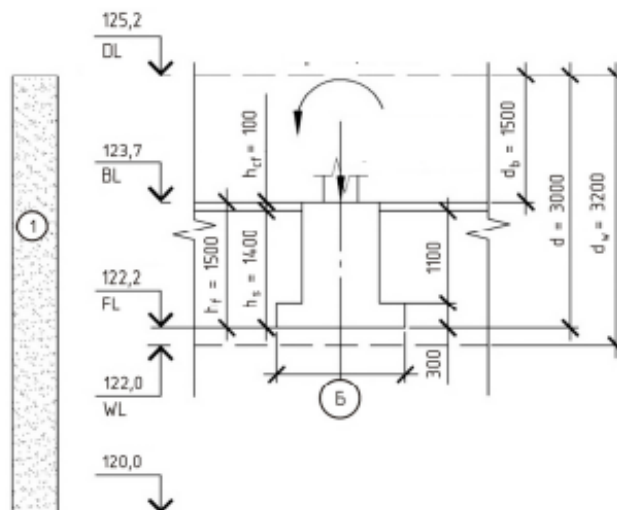


Рисунок 2.22 – Расчетная схема к примеру

1. Выполним сбор нагрузок на обрез фундамента по сечению 2-2.

Сбор нагрузок производится на обрез колонны, отметка – 2,400 м. По конструктивной схеме здания грузовая площадь будет равна $A = 5,8 \cdot 3,99 = 23,14 \text{ м}^2$. Для удобства, сбор нагрузок выполним в табличной форме (таблица 2.16).

Таблица 2.16 – Сбор нагрузок на обрез фундамента колонны

№ п/п	Наименование нагрузки	q_n кПа	γ_f	q кПа
1	2	3	4	5
Постоянные нагрузки от кровли				
1	Техноэласт – 10 мм, $\rho = 600 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,06	1,3	0,8
2	Цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\rho = 1800 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,36	1,3	0,48
3	Газобетонная крошка – 460 мм, $\rho = 500 \text{ кг} / \text{м}^3$	2,31	1,3	3,00
4	Техноэласт – 5 мм, $\rho = 600 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,03	1,3	0,04
5	Собственный вес плит покрытия – многоярусные плиты длиной 5,8 м, шириной 1,2 м, массой 2,07 т $20,7 / (5,8 \times 1,2) = 2,97$	2,97	1,1	3,27
	Итого от кровли	5,73	-	6,87

1	2	3	4	5
Постоянные нагрузки от перекрытия				
6	Линолеум – 4 мм, $\rho = 2,5 \text{ кг} / \text{м}^2$	0,08	1,1	0,09
7	Газобетон – 30 мм, $\rho = 900 \text{ кг} / \text{м}^3$	0,27	1,3	0,36
8	Собственный вес плит покрытия – многпустотные плиты длиной 5,8 м, шириной 1,2 м, массой 2,07 т $20,7 / (5,8 \times 1,2) = 2,97$	2,97	1,1	3,27
	Итого от перекрытия	3,35	-	3,72
Временные нагрузки				
9	Полезная нагрузка на перекрытие (жилые помещения)	1,5	1,3	1,95
10	Собственный вес перегородок	0,5	1,3	0,65
11	Снеговая нагрузка кратковременная	1,5	1,4	2,4
12	Снеговая нагрузка длительная	0,75	1,4	1,05
	Итого временные на перекрытие	2,0	-	2,70
	Итого временные снеговые	1,5	-	2,4

Собственный вес железобетонной колонны: $\gamma = 2400 \text{ кг} / \text{м}^3$; высота колонны $H = 8,15 + 2,4 = 10,55 \text{ м}$. Поперечное сечение колонны (площадь) $F = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$; объем колонны $V = F \cdot H = 0,16 \cdot 10,55 = 1,69 \text{ м}^3$.

$$N_n^{\text{колонны}} = \frac{\gamma \cdot g \cdot V}{1000} = \frac{2400 \cdot 10 \cdot 1,69}{1000} = 40,56 \text{ кН};$$

$$N^{\text{колонны}} = \gamma_f \cdot N_n^{\text{колонны}} = 1,1 \cdot 40,56 = 44,62 \text{ кН}.$$

Собственный вес железобетонных ригелей: $\gamma = 2400 \text{ кг} / \text{м}^3$; длина ригелей $L = 3,99 - 0,4 = 3,59 \text{ м}$; поперечное сечение ригелей (площадь) $F = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$; объем ригелей $V = n \cdot L \cdot H = 4 \cdot 3,59 \cdot 0,16 = 2,3 \text{ м}^3$.

$$N_n^{\text{ригелей}} = \frac{\gamma \cdot g \cdot V}{1000} = \frac{2400 \cdot 10 \cdot 2,3}{1000} = 55,2 \text{ кН};$$

$$N^{\text{ригелей}} = \gamma_f \cdot N_n^{\text{ригелей}} = 1,1 \cdot 55,2 = 60,72 \text{ кН}.$$

Тогда суммарная нормативная и расчетная нагрузки на обреш фундамента будут равны:

$$N_n = (q_n^{\text{кровли}} + n \cdot q_n^{\text{перекр}}) \cdot A_{зр} + N_n^{\text{колонны}} + N_n^{\text{ригелей}} =$$

$$= (5,73 + 3 \cdot 3,35) \cdot 23,14 + 40,56 + 55,2 = 460,9 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0,1 \cdot N_n = 0,1 \cdot 460,9 = 46,1 \text{ кНм};$$

$$N = (q^{\text{кровли}} + n \cdot q^{\text{перекр}}) \cdot A_{зр} + N^{\text{колонны}} + N^{\text{ригелей}} =$$

$$= (6,87 + 3 \cdot 3,72) \cdot 23,14 + 44,62 + 60,72 = 523,5 \text{ кН}$$

$$M = 0,1 \cdot N = 0,1 \cdot 523,5 = 52,4 \text{ кНм}.$$

Примечание: для данной расчетной схемы примем действия изгибающих моментов из расчета 10 % соответственно от нормативных и расчетных нагрузок.

3. Определим приближенную площадь подошвы фундамента аналитическим методом:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma \cdot d} = \frac{460,9}{300 - 20,0 \cdot 3} = 1,92 \text{ м}^2.$$

Предварительные размеры подошвы будут соответственно равны:

$$b = \sqrt{A} / 1,1 = \sqrt{1,92} / 1,1 = 1,25 \approx 1,5 \text{ м} \quad \text{тогда} \quad l = 1,1 \cdot b = 1,1 \cdot 1,5 = 1,65 \approx 1,8 \text{ м}$$

По таблице 2.15 принимаем типовой монолитный фундамент Ф.2.1.1 $h_f = 1,5 \text{ м}$, что полностью соответствует предварительному решению (рисунок 2.22).

4. Определяем собственный вес фундамента G_f и вес грунта на обрезах фундамента G_g . Масса фундамента (объемом $1,8 \text{ м}^3$) равна:

$$G_f = \frac{\gamma \cdot g \cdot V}{1000} = \frac{2400 \cdot 10 \cdot 1,8}{1000} = 43,2 \text{ кН}.$$

Площадь обреза плитной части фундамента составляет:

$$1,5 \cdot 1,8 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,89 \text{ м}^2.$$

Высота слоя грунта на обресе фундамента равна: $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1 \text{ м}$.

Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН} / \text{м}^3$. Тогда вес грунта будет равен:

$$G_g = \gamma_{II} \cdot V = 20,2 \cdot 1,1 \cdot 1,89 = 42,0 \text{ кН}.$$

Дополнительно также учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Удельный вес бетона примем $\gamma = 20,0 \text{ кН} / \text{м}^3$, тогда вес полов будет равен:

$$20,0 \cdot 0,1 \cdot 1,89 = 3,78 \text{ кН}.$$

Итого $G_g = 42,0 + 3,78 = 45,78 \text{ кН}$

5. Среднее давление под подошвой фундамента p определим по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{460,9 + 43,2 + 45,8}{1,5 \cdot 1,8} = 203,7 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие:

$$p \leq R_0 \quad (203,7 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа}).$$

Разница между давлением под подошвой фундамента и расчетным сопротивлением не должна превышать 20 %:

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{300 - 203,7}{300} \cdot 100\% = 32,1\%.$$

Это означает, что размеры подошвы фундамента завышены, и их следует уменьшить, но в то же время мы еще не учли нагрузки от случайных

эксцентриситетов (изгибающие моменты), поэтому предварительно принятые размеры оставим пока без изменений.

б. Следующим шагом должно стать уточнение расчетного сопротивления грунта по формуле (2.17) (Н. Н. Пузыревского) [4].

Для зданий с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L / H = 16,7/9,1 = 1,84$ коэффициент условий работы по интерполяции будет равным $\gamma_{c2} = 1,27$.

Коэффициент условий работы для песков мелких $\gamma_{c1} = 1,3$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $k = 1,0$.

Для расчетного слоя грунта ИГЭ-1 угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 20^\circ$; коэффициент сцепления $c_{II} = 2 \text{ кПа}$; усредненные значения удельного веса грунта $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$.

Безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 1,15; M_q = 5,59; M_c = 7,95$.

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 1,4 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 1,5 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

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

$$\frac{1,3 \cdot 1,27}{1,0} \left[1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + \right. \\ \left. + (5,59 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2,0 \right] = 593,04 \text{ кПа}$$

б. Проверяем условие:

$$p + q \leq R \quad (203,7 + 2,0 \text{ кПа} = 205,7 < 593,04 \text{ кПа}),$$

где $q = 2,0 \text{ кПа}$ (Приложение Е).

Так как разница между давлением под подошвой фундамента и расчетным сопротивлением грунта не должна превышать 20 %, а у нас она составляет 38,6 %, необходимо все-таки уменьшить размер ширины подошвы фундамента до 0,6 м и повторить расчет.

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{593,04 - 205,7}{593,04} \cdot 100\% = 65,3\%.$$

Разница не выполняется. Принимаем фундамент Ф1.1.1 с меньшей площадью подошвы: $b = 1,5 \text{ м}$ и $l = 1,5 \text{ м}$ и повторим расчет заново.

Масса фундамента (объем $1,6 \text{ м}^3$) равна:

$$G_f = \frac{\gamma \cdot g \cdot V}{1000} = \frac{2400 \cdot 10 \cdot 1,6}{1000} = 38,4 \text{ кН}.$$

Площадь обреза плитной части фундамента составляет:

$$1,5 \cdot 1,5 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,44 \text{ м}^2.$$

Высота слоя грунта на обресе фундамента равна: $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1$ м.
Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН} / \text{м}^3$. Тогда вес грунта будет равен:

$$G_g = \gamma_{II} \cdot V = 20,2 \cdot 1,1 \cdot 1,44 = 32,0 \text{ кН}.$$

Дополнительно также учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1$ м.
Удельный вес бетона примем $\gamma = 20,0 \text{ кН} / \text{м}^3$, тогда вес полов будет равен:

$$20,0 \cdot 0,1 \cdot 1,44 = 2,88 \text{ кН}.$$

$$\text{Итого } G_g = 32,0 + 2,88 = 34,88 \text{ кН}.$$

7. Среднее давление под подошвой фундамента p определим по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{460,9 + 38,4 + 34,88}{1,5 \cdot 1,5} = 237,4 \text{ кПа}$$

Проверяем условие:

$$p + q \leq R \quad (237,4 + 2,0 \text{ кПа} = 239,4 < 593,04 \text{ кПа}).$$

Разница между давлением под подошвой фундамента и расчетным сопротивлением не должна превышать 20% :

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{593,04 - 239,4}{593,04} \cdot 100\% = 59,6\%.$$

Условие снова не выполняется. Принимаем фундамент индивидуального изготовления с размерами в плане $1,2 \times 1,2$ м и повторяем расчет.

8. Масса фундамента будет составлять:

$$G_f = \frac{\gamma \cdot g \cdot V}{1000} = \frac{2400 \cdot 10 \cdot (1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,2)}{1000} = 33,6 \text{ кН}.$$

Площадь обреза плитной части фундамента составляет:

$$1,2 \cdot 1,2 - 0,9 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ м}^2.$$

Высота слоя грунта на обресе фундамента равна: $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1$ м.
Удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН} / \text{м}^3$. Тогда вес грунта будет равен:

$$G_g = \gamma_{II} \cdot V = 20,2 \cdot 1,1 \cdot 0,63 = 14,0 \text{ кН}.$$

Дополнительно также учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1$ м.
Удельный вес бетона примем $\gamma = 20,0 \text{ кН} / \text{м}^3$, тогда вес полов будет равен:

$$20,0 \cdot 0,1 \cdot 0,63 = 1,26 \text{ кН}.$$

$$\text{Итого } G_g = 14,0 + 1,26 = 17,64 \text{ кН}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента p определим по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{460,9 + 32,6 + 17,64}{1,2 \cdot 1,2} = 354,9 \text{ кПа}$$

9. Уточняем расчетное сопротивление грунта:

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

$$\frac{1,3 \cdot 1,27}{1,0} \left[1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + \right. \\ \left. + (5,59 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2,0 \right] = 581,55 \text{ кПа}$$

Повторно проверяем условие

$$p + q \leq R \quad (354,2 + 2,0 \text{ кПа} = 356,2 < 581,55 \text{ кПа}).$$

Тогда разница между давлением под подошвой фундамента и расчетным сопротивлением составит:

$$\Delta = \frac{R_0 - p}{R_0} \cdot 100\% = \frac{581,55 - 356,2}{581,55} \cdot 100\% = 38,7\%.$$

Как видим, условие опять не выполняется, но по конструктивным требованиям из-за минимальных размеров подколонника уменьшить размеры подошвы фундамента не представляется возможным. Следовательно, размеры подошвы фундамента оставляем со сторонами – 1,2 м.

10. Проверка краевых напряжений. Для данного здания должны выполняться условия:

$$\frac{e}{l} \leq \frac{1}{4} \quad \text{и} \quad p_{\max} \leq 1,2R.$$

Условие $p_{\max} \leq 1,5R$ не проверяется, т. к. M_{II} действует в одной плоскости. Определяем эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента:

$$e = \frac{M_{II}}{pA} = \frac{46,1}{354,9 \cdot 1,2 \cdot 1,2} = 0,09 \text{ м}.$$

Определяем момент сопротивления площади подошвы фундамента:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{1,2 \cdot 1,2}{6} = 0,29 \text{ м}^3.$$

Поскольку $\frac{e}{l} = \frac{0,09}{1,2} = 0,08 \leq \frac{1}{4}$, расчет краевого давления проводим по формуле:

$$p_{\max} = p_{cp} + \frac{M_{II}}{W} = 354,9 + \frac{46,1}{0,29} = 513,9 \text{ кПа}.$$

$$p_{\max} = 513,9 \leq 1,2 \cdot 581,55 - \text{условие выполняется.}$$

11. Проверка прочности подстилающего слоя. Проверка данного условия необходима, так как несущий слой (ИГЭ-1) с модулем деформации $E = 18,4 \text{ МПа}$ подстилается более слабым грунтом ИГЭ-2 – торфом с $E = 2,0 \text{ МПа}$. Глубина расположения слоя слабого грунта от подошвы фундамента $z = 2,2 \text{ м}$. При этом должно выполняться условие (2.21):

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} \leq R_z.$$

Находим напряжения в грунте от нагрузки на фундамент на глубине z от его подошвы:

$$\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,2}{1,2} = 2,933, \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{1,2}{1,2} = 1,0,$$

значение коэффициента $\alpha = 0,127$ определяем по таблице 5.8 [4].

Напряжение под подошвой фундамента определяем по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,127 \cdot 354,9 = 45,07 \text{ кПа}.$$

Далее находим напряжение в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \gamma'd + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 20,2 \cdot 3,0 + 20,2 \cdot 0,2 + 10,43 \cdot 2,0 = 85,5 \text{ кПа}.$$

Для расчета σ_{zg} в пределах глубины z выделяем два слоя, т. к. присутствуют грунтовые воды:

1-й – выше уровня грунтовых вод, $h_1 = 0,2 \text{ м}$ и $\gamma_1 = 20,2 \text{ кН/м}^3$;

2-й – ниже уровня грунтовых вод, $h_2 = 2,0 \text{ м}$ и $\gamma_2 = 10,43 \text{ кН/м}^3$.

Находим напряжение в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована:

$$\xi = \frac{2z}{B} = \frac{2 \cdot 2,2}{2,2} = 2,0;$$

$$\eta = \frac{L}{B} = \frac{2,2}{2,2} = 1,0,$$

где $B = 2,2 \text{ м}$ – ширина котлована; $L = 2,2 \text{ м}$ – длина котлована.

По таблице 5.8 значение коэффициента $\alpha_i = 0,336$ [4].

Длину и ширину котлована назначаем условно на 1,0 м больше размеров подошвы фундамента. Тогда

$$\sigma_{zy} = \alpha \cdot \sigma_{zg0} = \alpha \gamma'd = 0,336 \cdot 20,2 \cdot 2,05 = 13,94 \text{ кПа}.$$

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{A \cdot p}{\sigma_{zp}} = \frac{1,2 \cdot 1,2 \cdot 354,9}{45,07} = 11,34 \text{ м}^2.$$

Тогда ширина условного фундамента будет равна:

$$b_z = \sqrt{11,34} = 3,36 \text{ м}.$$

Определяем расчетное сопротивление грунта z от подошвы фундамента.

Для торфа принимаем минимальные значения $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1,0$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственным испытанием $k = 1,0$. По таблице 2.5 при $\varphi_{II} = 28^0$ значения безразмерных коэффициентов $M_\gamma = 0,98; M_q = 4,93; M_c = 7,40$ [4]. При $b_z = 3,36 \text{ м} < 10,0 \text{ м}$ значение коэффициента $k_z = 1,0$.

Для подстилающего слоя (ИГЭ-2) $\gamma_{II} = 2,13 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Для грунтов, расположенных выше подошвы условного фундамента (ИГЭ-1), определяем усредненное значение по формуле:

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 d + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{d + h_1 + h_2} = \frac{20,2 \cdot 2,05 + 20,2 \cdot 1,15 + 10,43 \cdot 2,0}{2,05 + 1,15 + 2,0} = 16,44 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Удельное сцепление для торфа (ИГЭ-2) $c_{II} = 0$.

Приведенную глубину заложения условного фундамента определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{\gamma_{cf} \cdot h_{cf}}{\gamma_{II}} = 3,6 + \frac{20 \cdot 0,1}{20,2} = 3,7 \text{ м},$$

где h_s – толщина слоя грунта выше условной подошвы фундамента (3,2 м – грунт, 0,3 м – толщина подушки фундамента и 0,1 м бетонный пол).

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта на кровле слоя торфа определим по формуле Н. Н. Пузыревского:

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right]$$
$$\frac{1,0 \cdot 1,0}{1,0} \left[0,98 \cdot 1,0 \cdot 3,36 \cdot 2,13 + 4,93 \cdot 3,7 \cdot 16,44 + \right. \\ \left. + (4,93 - 1,0) \cdot 1,5 \cdot 16,44 + 7,40 \cdot 0 \right] = 403,81 \text{ кПа}$$

Проверяем условие (2.21):

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} = 45,07 - 13,94 + 85,5 = 116,6 \text{ кПа} \leq R_z (403,81 \text{ кПа}).$$

Следовательно, условие выполняется.

И в завершении наших расчетов надлежит выполнить еще один – расчет осадки фундамента методом послойного суммирования. Его предлагается студентам выполнить самостоятельно (см. пример 2.8).

2.16. Расчет фундамента по материалу

Конструктивные требования. Под монолитными фундаментами рекомендуется устраивать бетонную подготовку толщиной 100 мм. Допускается также применение щебеночной или песчаной подготовки с цементной стяжкой. При соответствующем обосновании допускается бетонирование фундамента без подготовки.

Толщина защитного слоя бетона для арматуры в монолитных фундаментах принимается 40 мм при наличии бетонной подготовки и 70 мм – при ее отсутствии. Расстояние между стержнями арматуры не должно превышать 200 мм. В железобетонных фундаментах площадь сечения продольной растянутой арматуры A_s (а также сжатой, если она требуется по

расчету), в процентах от площади сечения, равной произведению ширины прямоугольного сечения b на рабочую высоту сечения h_0 :

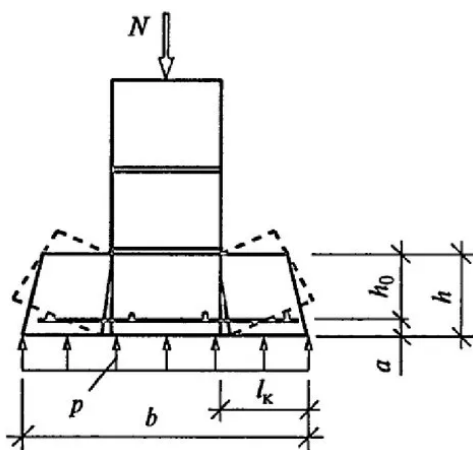
$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} 100\% \quad (2.22)$$

следует принимать не менее 0,1 %. Под сборные фундаменты устраивают подготовку из песка или цементного раствора.

Определение усилий в центрально-нагруженном фундаменте. Усилие в фундаменте (изгибающий момент, поперечная сила) определяется на действие расчетных значений нагрузок. Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены (рисунок 2.23) определяется как:

$$Q = p \cdot l \cdot \left(\frac{l_k}{2} \right), \quad (2.23)$$

где l – длина подошвы фундамента (в ленточном фундаменте принимается

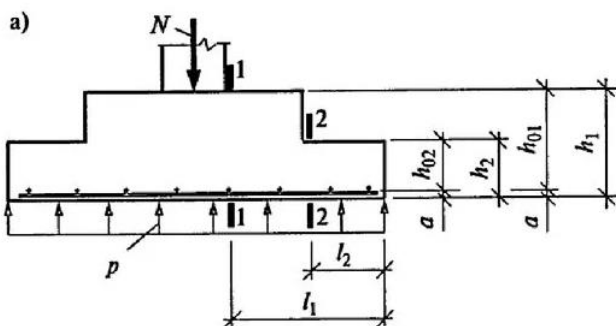


l м, в столбчатом фундаменте соответствует второй стороне); b – ширина подошвы фундамента; l_k – длина консольной части фундамента; p – среднее давление под подошвой фундамента; h_0 – рабочая высота поперечного сечения.

Рис. 2.23 – Расчетная схема ленточного фундамента

Изгибающий момент, возникающий в сечении плиты у грани стены, определяется как: $M = 0,125 p \cdot l \cdot l_k^2$. (2.24)

Поперечная сила в сечениях I-I и II-II (рисунок 2.24) фундамента под колонну определяется по формулам:



$$Q_{I-I} = p \cdot b \left(\frac{l_1}{2} \right). \quad (2.25)$$

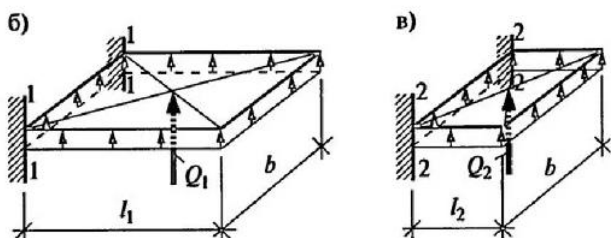
$$Q_{II-II} = p \cdot b \left(\frac{l_2}{2} \right). \quad (2.26)$$

Изгибающий момент в сечениях I-I и II-II:

$$M = 0,125 p \cdot l_1^2. \quad (2.27)$$

$$M = 0,125 p \cdot l_2^2. \quad (2.28)$$

Рисунок 2,24 – Расчетная схема:
а – расчетные сечения фундамента;
б – часть подошвы фундамента в сечении I-I; в – то же в сечении II-II



Определение усилий во внецентренно нагруженном фундаменте.

Поперечная сила в любом сечении внецентренно нагруженного фундамента определяется по формуле:

$$Q_i = l(0,5b - l_i) \frac{P_{\max} + P_i}{2}, \quad (2.29)$$

где l – длина подошвы фундамента (в ленточном фундаменте принимается l п. м., в столбчатом фундаменте соответствует второй стороне); b – ширина подошвы фундамента; l_i – расстояние от оси фундамента до рассматриваемой точки; p_i – напряжение основания в рассматриваемом сечении.

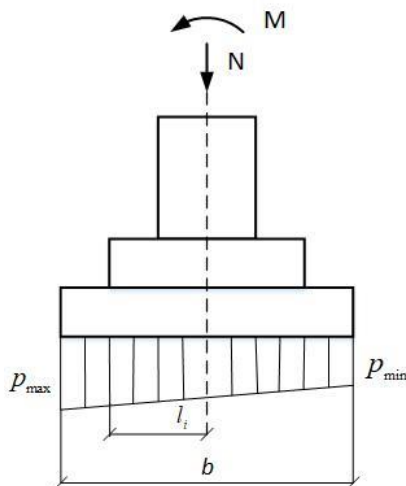
Максимальное напряжение под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок (рисунок 2.25):

$$p_{\max} = \frac{N_l + G_l^{sp} + G_l^{\phi}}{A} \pm \frac{M_l}{W}. \quad (2.30)$$

Напряжения в любом расчетном сечении подошвы фундамента определяются по формуле:

$$p_i = \frac{N_l}{A} + \frac{M_l}{W} \cdot \frac{l_i}{0,5b}, \quad (2.31)$$

где N_l и M_l – суммарная вертикальная сила и момент от расчетных нагрузок на уровне подошвы фундамента; W – момент сопротивления подошвы фундамента.



Изгибающий момент в любой точке фундамента вычисляется по формуле:

$$M_i = l \cdot (0,5b - l_i)^2 \frac{2p_{\max} + p_i}{6}.$$

Рисунок 2.25 – Расчетная схема внецентренно-нагруженного фундамента

Расчет конструкции фундамента на действие поперечной силы.

Расчет на действие поперечной силы не производится, если выполняется условие:

$$Q \leq Q_b, \quad (2.32)$$

где Q – поперечная сила, действующая в фундаменте; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном и определяемая по формуле:

$$Q_b = 0,5R_{bt}bh_0, \quad (2.33)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, принимаемое в зависимости от класса бетона (таблица 2.16); b – ширина фундамента.

Если данное условие не выполняется, необходимо устанавливать поперечную арматуру либо увеличивать высоту сечения. В практике

проектирования обычно принимают второй вариант. Кроме этого, необходима проверка выполнения условия обеспечения прочности по наклонному сечению нижней ступени фундамента из условия восприятия поперечной силы бетоном:

$$Q = p_{cp} [0,5(b - l_k) - c] \cdot l \leq \frac{1,5R_{bt}Lh_0}{c}, \quad (2.34)$$

где правая часть уравнения принимается не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $0,5R_{bt}bh_0$; c – длина проекции рассматриваемого наклонного сечения:

$$c = 0,5(b - l_k - 2h_0). \quad (2.35)$$

Расчетные сопротивления бетона на сжатие и растяжение приведены в таблице 2.17.

Таблица 2.17 – Расчетные значения сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие (осевое) R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение (осевое) R_{bt}	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

Подбор продольной арматуры осуществляется следующим образом: сначала вычисляют значение:

$$a_m = \frac{M}{0,9R_bbh_0^2}. \quad (2.36)$$

Если $a_m < a_R$ сжатая арматура по расчету не требуется (a_R принимается по таблице 2.20). При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры на всю ширину фундамента определяется по формуле:

$$A_s = 0,9R_bbh_0 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2a_m})}{R_s}. \quad (2.37)$$

Если $a_m > a_R$, требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площадь сечения растянутой арматуры A_s и сжатой A'_s арматуры, если по расчету требуется сжатая арматура, определяются по формулам:

сжатая арматура

$$A'_s = \frac{M - 0,9a_RR_bbh_0^2}{R_s(h_0 - a')}; \quad (2.38)$$

растянутая арматура

$$A_s = \frac{0,9\xi_R R_b b h_0}{R_s} + A_s', \quad (2.39)$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по таблице 2.19; ξ_R – коэффициент относительной высоты сжатой зоны, принимается по таблице 2.18.

Таблица 2.18 – Значения коэффициентов a_R и ξ_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	A600
ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
a_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Таблица 2.19 – Расчетные сопротивления арматуры, МПа

Класс арматуры	Растяжение арматуры		Сжатие арматуры R_{sc}
	Продольная R_s	Поперечная (хомуты и отогнутые стержни R_{sw})	
A240	215	170	215
A300	270	215	270
A400	355	285	355
A500	435	300	435 (400)
B500	410	300	410 (360)

Значения в скобках используются только при расчете на кратковременное действие нагрузки

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производят исходя из условия:

$$F \leq 0,9R_{bt} u h_0, \quad (2.40)$$

где F – продавливающая сила; u – периметр контура продавливания,

расположенного на расстоянии $0,5 h_0$ от границы площадки опирания сосредоточенной силы; h_0 – рабочая высота сечения.

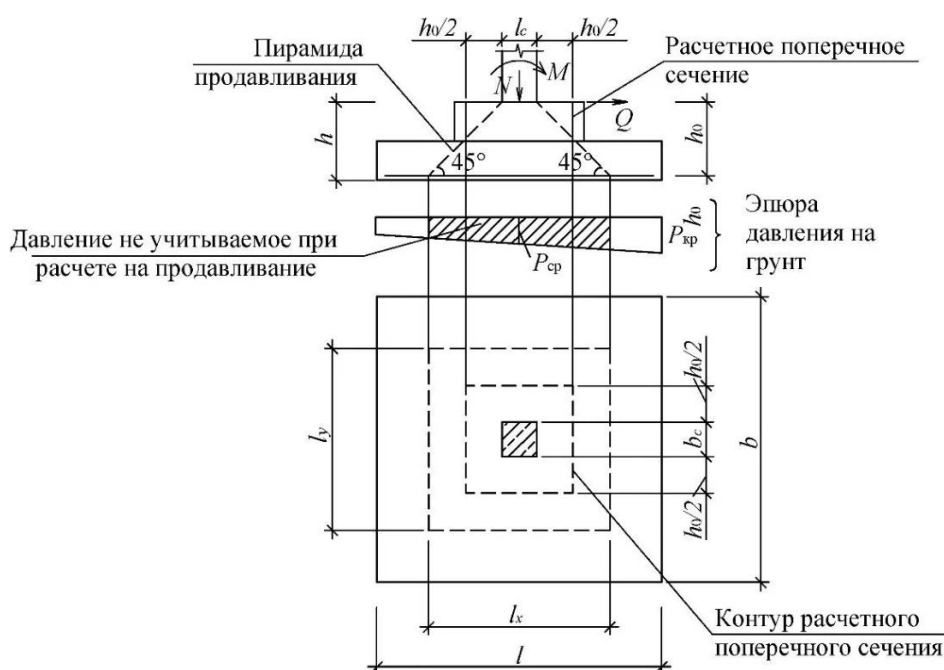


Рисунок 2.26 – Схема к определению призмы продавливания

При размерах прямоугольной площадки опирания $l_x l_y$ (рисунок 2.26) $u = 2(l_x + l_y + 2h_0)$. Для ленточного фундамента $u = 2(l_k + h_0 + 1)$, l_k – ширина стены.

Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие:

$$M \leq M_{crc}, \quad (2.41)$$

где M – момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента (при этом учитываются все нагрузки, постоянные и временные) с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1; M_{crc} – момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Момент образования трещин без учета упругих деформаций бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt, Ser} W, \quad (2.42)$$

где W – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона; $R_{bt, Ser}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению по второй группе предельных состояний (таблица 2.20).

Таблица 2.20 – Расчетные значения сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b, Ser}$ и $R_{bt, Ser}$ МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b, Ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt, Ser}$	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Момент сопротивления W определяется по формуле:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (2.43)$$

где I_{red} – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый по формуле:

$$I_{red} = I + I_s a + I_s' a', \quad (2.44)$$

где I, I_s, I_s' – моменты инерции сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры; y_t – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений при действии момента в плоскости оси симметрии момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона допускается определять по формуле:

$$M_{cr} = R_{bt, Ser} W \quad (2.45)$$

с заменой W на $W_{pl} = \gamma \cdot W$ где $\gamma = 1,3$ – для прямоугольных сечений.

В общем случае W_{pl} определяется по формуле:

$$W_{pl} = \left(0,292 + 0,75 \left(\frac{(b - b_1) \cdot h_i}{bh} + 2a\mu \right) \right) bh^2. \quad (2.46)$$

Для прямоугольного сечения значение W_{pl} определяется по формуле (при отсутствии сжатой арматуры):

$$W_{pl} = (0,292 + 1,5a\mu) Bh^2, \quad (2.47)$$

где $a = \frac{E_s}{E_b}$ и $\mu = \frac{A_s}{bh}$ – коэффициент армирования сечения.

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры;

E_b – модуль упругости бетона (таблица 2.21).

Таблица 2.21 – Значения модуля упругости бетона

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа 10^3 , при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

В случае, если условие $M \leq M_{cr}$ не выполняется, проверяется ширина раскрытия трещин по формуле:)

$$a_{cr} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (2.48)$$

где $\delta = 1,0$ – коэффициент; $\varphi_1 = 1,5$ – коэффициент при длительном действии постоянных и временных нагрузок; $\eta = 1,0$ – коэффициент при использовании стержневой арматуры периодического профиля; $\mu \leq 0,02$ – коэффициент армирования, принимаемый не более 0,1; σ_s – напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}, \quad (2.49)$$

где z – плечо внутренней пары сил:

$$z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right); \quad \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5l}{10\mu \cdot n}}, \quad (2.50)$$

где l определяется как:

$$l = \frac{M}{R_{bn} b h_0^2}, \quad (2.51)$$

где R_{bn} – нормативное сопротивление бетона [6]; d – диаметр стержневой арматуры.

Ширина раскрытия трещин, вычисленная по формуле, сравнивается с предельно допустимыми значениями, определяемыми по таблице 2.22:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}.$$

Если условие не выполняется, необходимо изменить конструкцию фундамента либо увеличить класс бетона и усилить армирование фундамента.

Таблица 2.22 – Допустимые значения раскрытия трещин

Условия	$a_{crc,ult}$, мм
а) из условия сохранности арматуры (для любых конструкций): – при продолжительном раскрытии трещин; – при непродолжительном раскрытии трещин	0,3 0,4
б) из условия ограничения проницаемости конструкций (для конструкций, подверженных непосредственному давлению жидкостей, газов, сыпучих материалов): – при продолжительном раскрытии трещин; – при непродолжительном раскрытии трещин	0,2 0,3

Пример 2.12. Расчет конструкции центрально сжатого ленточного фундамента. Выполнить расчет ленточного фундамента по материалу, если ширина фундамента $b = 1,0$ м; толщина стены $t = 0,6$ м; высота подушки фундамента $h = 0,3$ м; материал фундамента – бетон класса В15. Под фундамент будет выполнена бетонная подготовка. Среднее давление под подошвой фундамента (с учетом собственного веса фундамента и веса грунта на его обрезах):

– от нормативных нагрузок $p_{cp,II} = 292 \text{ кПа}$;

– от расчетных нагрузок $p_{cp,I} = 349 \text{ кПа}$.

Решение

Принимаем расстояние от центра арматуры до растянутой грани бетона $a = 55$ мм. Рабочая высота поперечного сечения будет равна: $h_0 = h - a = 30 - 5,5 = 24,5$ см.

Расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b = 8,5 \text{ МПа} (0,85 \text{ кН/см}^2)$ – таблица 6.8 СП 63.13330.2018 Железобетонные конструкции. Общие положения или таблица 2.20. Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} (0,075 \text{ кН/см}^2)$ – таблица 2.20.

Расчет на действие поперечной силы

Расчет на действие поперечной силы не производится, если выполняется условие (рисунок 2.27):

$$Q \leq Q_b,$$

где Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по формуле:

$$Q_b = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,075 \cdot 100 \cdot 24,5 = 92 \text{ кН}.$$

Поперечная сила в сечении фундамента у грани стены равна:

$$Q = p_{cp,l} \cdot l \cdot \left(\frac{l_k}{2} \right) = 349 \cdot 1,0 \cdot \left(\frac{1,0 - 0,6}{2} \right) = 69,8 \text{ кН}$$

Следовательно, условие выполнено, установки поперечной арматуры не требуется.

c – длина проекции рассматриваемого наклонного сечения:

$$c = 0,5(b - l_k - 2h_0) = 0,5(1,0 - 0,6 - 2 \cdot 0,245) = -0,045$$

что меньше 0, следовательно, наклонная трещина не образуется.

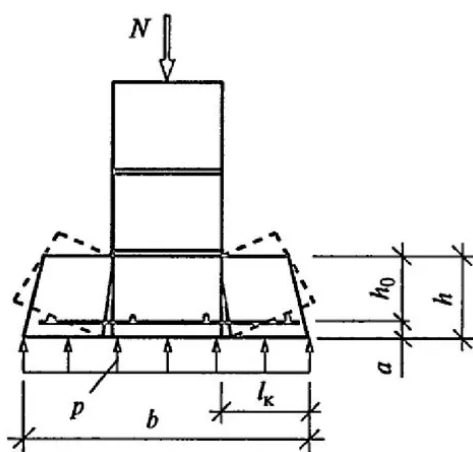


Рис. 2.27 – Расчетная схема ленточного фундамента

Расчет на продавливание

Продавливающая сила определяется как:

$$F = p_{cp,l} b l = 349 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 349 \text{ кН}.$$

Периметр контура расчетного поперечного сечения для ленточного фундамента определяется по формуле:

$$u = 2(l_k + h_0 + 1,0) = 2(0,6 + 0,245 + 1,0) = 2,294 \text{ м}.$$

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производят исходя из условия:

$$F \leq 0,9 R_{bt} u h_0 \quad 349 \leq 0,9 \cdot 0,75 \cdot 2,294 \cdot 0,245 = 0,38 \text{ МН} = 380 \text{ кН}.$$

Подбор сечения рабочей арматуры

Изгибающий момент в сечении у грани стены определяется как:

$$M = Q \cdot \frac{l_k}{2} = 69,8 \cdot 0,1 = 6,98 \text{ кНм}.$$

Рабочую арматуру примем А400 (А-III) с расчетным сопротивлением $R_s = 355 \text{ МПа}$ (таблица 2.19).

Значение коэффициента a_m вычислим по формуле:

$$a_m = \frac{M}{0,9R_b b h_0^2} = \frac{6,98 \cdot 100}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 24,5^2} = 0,015,$$

где $\xi_R = 0,39$ – значение коэффициента относительной высоты сжатой зоны, принимается по таблице 2.18.

Проверка условия:

$$a_m < a_R \quad (0,015 < 0,39)$$

– выполнено, сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры на всю ширину фундамента определяется по формуле:

$$A_s = 0,9R_b b h_0 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2a_m})}{R_s} = 0,9 \cdot 0,085 \cdot 100 \cdot 24,5 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015})}{35,5} = 0,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем на 1 п. м. фундамента 6 стержней диаметром 6 мм (минимальный шаг стержней 200 мм $A_s = 1,7 \text{ см}^2$).

Проверяем процент армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} 100\% = \frac{1,7}{100 \cdot 24,5} 100 = 0,069 < 0,1 \quad \text{– условие не выполнено,}$$

следовательно, необходимо увеличить диаметр или количество стержней.

При диаметре стержней 8 мм $A_s = 3,02 \text{ см}^2$ тогда

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} 100\% = \frac{3,02}{100 \cdot 24,5} 100 = 0,12 > 0,1 \quad \text{– условие выполнено.}$$

Примечание: Можно было не увеличивать диаметр арматуры, а уменьшить высоту сечения фундамента, но тогда потребовалось бы произвести заново перерасчет на действие поперечной силы и на продавливание.

Расчет по раскрытию трещин

Примечание: расчет по раскрытию трещин относится к II группе предельных состояний, поэтому учитываются нормативные значения материалов и нагрузок.

Изгибающий момент в сечении у грани стены от нормативной нагрузки:

$$M = Q \cdot \frac{l_k}{2} = 69,8 \cdot 0,1 = 6,98 \text{ кНм};$$

$$M = 0,125 p_{cp,II} \cdot l(b - l_k)^2 = 0,125 \cdot 292 \cdot 1,0(1,0 - 0,6)^2 = 6,0 \text{ кНм}.$$

Модуль упругости бетона класса В15 $E_b = 24000 \text{ МПа}$ (таблица 2.21).

Модуль упругости арматуры $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Значение $a = \frac{E_s}{E_b} = 20 \cdot 10^4 / 2,4 \cdot 10^4 = 8,33$.

Значение коэффициента армирования сечения:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{3,02}{100 \cdot 24,5} = 0,0012.$$

Упругопластический момент сопротивления W_{pl} подошвы фундамента для прямоугольного сечения определяется по формуле:

$$W_{pl} = (0,292 + 1,5a\mu)bh^2 = (0,292 + 1,5 \cdot 8,33 \cdot 0,0012) \cdot 1,0 \cdot 0,3^2 = 0,027 \text{ м}^3.$$

Расчетное сопротивление бетона растяжению по второй группе предельных состояний $R_{bt, Ser} = 1,1 \text{ МПа}$ (таблица 2.20).

Момент образования трещин в бетоне определяют по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt, Ser} W = 1,1 \cdot 0,027 = 0,03 \text{ МНм} = 30 \text{ кНм}.$$

Условие прочности по образованию трещин выполнено:

$$M \leq M_{crc} \quad (6,0 \text{ кНм} < 30,0 \text{ кНм}).$$

Следовательно, расчет по раскрытию трещин производить не требуется.

Пример 2.13. Расчет конструкции внецентренно нагруженного фундамента под колонну.

Рассчитать конструкцию внецентренно нагруженного столбчатого фундамента под колонну. Размеры фундамента в плане $4,0 \times 2,5 \text{ м}$. Фундамент двухступенчатый, высота каждой ступени $h = 0,4 \text{ м}$. Материал фундамента $B40$. Под фундамент будет выполнена бетонная подготовка. Нагрузки, действующие на фундамент по его обрезу (рисунок 2.28):

- нормативные $N_{II} = 1000 \text{ кН}$; $M_{II} = 600 \text{ кНм}$;
- расчетные $N_I = 1100 \text{ кН}$; $M_I = 700 \text{ кНм}$.

Решение

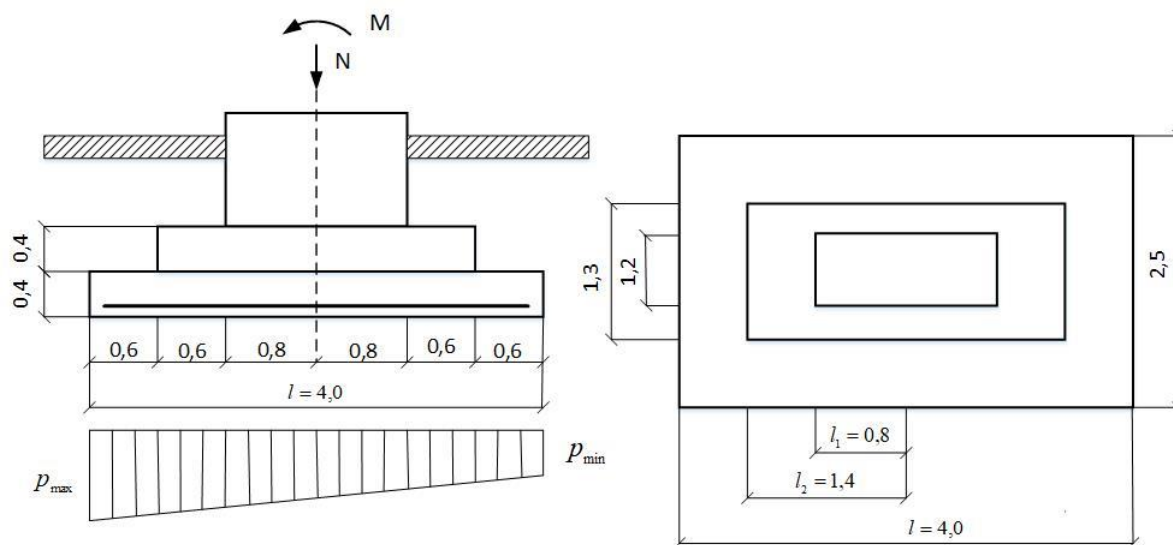


Рис. 2.28 – Расчетная схема столбчатого фундамента

Определение усилий и расчетных характеристик материалов

Принимаем расстояние от центра арматуры до растянутой грани бетонного сечения $a = 60$ мм. Рабочая высота сечения первой ступени $h_0 = h - a = 0,4 - 0,06 = 0,34$ м;

Рабочая высота сечения второй ступени $h'_0 = h_0 + h = 0,34 + 0,4 = 0,74$ м.

Расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b = 22,0$ МПа (таблица 2.20).

Расчетное сопротивление бетона сжатию $R_{bt} = 1,4$ МПа (таблица 2.20).

Расчетная нагрузка от фундамента $G_I^\phi = 262$ кН.

Расчетная нагрузка от грунта на обрезах фундамента $G_I^{ep} = 72$ кН.

Момент сопротивления подошвы фундамента:

$$W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,5 \cdot 4,0^2}{6} = 6,66 \text{ м}^3.$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента равно:

$$p_{cp} = \frac{N_I + G_I^\phi + G_I^{ep}}{A} = \frac{1100 + 262 + 72}{2,5 \cdot 4,0} = 143 \text{ кПа}.$$

Максимальное крайнее давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок:

$$p_I^{\max} = \frac{N_I + G_I^\phi + G_I^{ep}}{A} + \frac{M_I}{W} = \frac{1100 + 262 + 72}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{700}{6,66} = 248 \text{ кПа}.$$

Минимальное крайнее давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок:

$$p_I^{\min} = \frac{N_I + G_I^\phi + G_I^{ep}}{A} - \frac{M_I}{W} = \frac{1100 + 262 + 72}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{700}{6,66} = 38 \text{ кПа}.$$

Напряжение в грунте под подошвой фундамента на уровне обреза по грани второй ступени:

$$p_1 = \frac{\sum N_I}{A} + \frac{M_I}{W} \cdot \frac{l_2}{0,5l} = \frac{1100 + 262 + 72}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{700}{6,66} \cdot \frac{1,4}{0,5 \cdot 4,0} = 217 \text{ кПа}.$$

Напряжение в грунте под подошвой фундамента на уровне обреза по грани подколонника:

$$p_2 = \frac{\sum N_I}{A} + \frac{M_I}{W} \cdot \frac{l_1}{0,5l} = \frac{1100 + 262 + 72}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{700}{6,66} \cdot \frac{0,8}{0,5 \cdot 4,0} = 185 \text{ кПа}.$$

Поперечная сила в фундаменте на уровне обреза по грани второй ступени:

$$Q_1 = b \cdot (0,5l - l_2) \frac{p_{\max} + p_1}{2} = 2,5(0,5 \cdot 4,0 - 1,4) \frac{248 + 217}{2} = 349 \text{ кН}.$$

Поперечная сила в фундаменте на уровне обреза по грани подколонника:

$$Q_2 = b \cdot (0,5l - l_1) \frac{p_{\max} + p_2}{2} = 2,5(0,5 \cdot 4,0 - 0,8) \frac{248 + 185}{2} = 650 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = 0,5R_{br}bh_0' = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 1,3 \cdot 0,74 = 670 \text{ кН}.$$

Проверка условия $Q \leq Q_b$ ($650 \text{ кН} < 670 \text{ кН}$) – выполнено, следовательно, установка поперечной арматуры не требуется.

Длина проекции рассматриваемого наклонного сечения равна:

$$c = 0,5(l - l_k - 2h_0) = 0,5(4,0 - 0,8 - 2 \cdot 0,74) = 0,86 \text{ м}.$$

Проверка условия:

$$Q = p_{cp}' [0,5(l - l_k) - c] \cdot b \leq \frac{1,5R_{br}Bh_0}{c}$$

$$Q = 0,143[0,5(4,0 - 0,8) - 0,86] \cdot 2,5 = 0,275 \text{ МН} \leq \frac{1,5 \cdot 1,4 \cdot 2,5 \cdot 0,74^2}{0,86} = 3,34 \text{ МН}$$

Условие выполнено.

Расчет на продавливание

Продавливающая сила $F = N_l = 1100 \text{ кН}$.

Периметр контура расчетного поперечного сечения:

$$u = 2(b_1 + 2l_1 + 2h_0') = 2(1,2 + 2 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,74) = 8,56 \text{ м}.$$

Проверка условия:

$$F \leq 0,9R_{br}uh_0 \quad 1100 \leq 0,9 \cdot 1,4 \cdot 8,56 \cdot 0,74 = 7,98 \text{ МН} = 7980 \text{ кН} \quad \text{– условие выполнено.}$$

Подбор рабочей арматуры

Изгибающий расчетный момент в первом сечении плиты у грани второй ступени определяется как:

$$M_1 = b \cdot (0,5l - l_1)^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 2,5(0,5 \cdot 4,0 - 1,4)^2 \frac{2 \cdot 248 + 217}{6} = 107 \text{ кНм}.$$

Изгибающий расчетный момент во втором сечении плиты у грани подколонника:

$$M_2 = b \cdot (0,5l - l_2)^2 \frac{2p_{\max} + p_2}{6} = 2,5(0,5 \cdot 4,0 - 0,8)^2 \frac{2 \cdot 248 + 185}{6} = 409 \text{ кНм}.$$

Расчетное сопротивление рабочей арматуры А400 (А-III) $R_s = 355 \text{ МПа}$ (таблица 2.21). Значение коэффициента a_m вычислим по формуле:

$$a_{m1} = \frac{M_1}{0,9R_{br}bh_0^2} = \frac{107 \cdot 100}{0,9 \cdot 2,2 \cdot 250 \cdot 34^2} = 0,019;$$

$$a_{m2} = \frac{M_2}{0,9R_{br}bh_0^2} = \frac{409 \cdot 100}{0,9 \cdot 2,2 \cdot 250 \cdot 74^2} = 0,015,$$

$\xi_R = 0,39$ – значение коэффициента относительной высоты сжатой зоны, принимается по таблице 2.18.

Проверка условия $a_m < a_R$ ($0,015$ и $0,019 < 0,39$) – выполнено, сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры на всю ширину равна:

$$A_{s1} = 0,9R_b b h_0 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2a_{m1}})}{R_s} = 0,9 \cdot 2,2 \cdot 250 \cdot 34 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,019})}{35,5} = 9,09 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = 0,9R_b b h_0 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2a_{m2}})}{R_s} = 0,9 \cdot 2,2 \cdot 250 \cdot 74 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015})}{35,5} = 15,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 13 стержней диаметром 14 мм класса А400 с шагом 200 мм $A_s = 20,0 \text{ см}^2$. Проверка процента армирования:

$$\mu_2 = \frac{A_s}{b h_0 + b_2 h} 100\% = \frac{20,0}{250 \cdot 34 + 130 \cdot 40} 100 = 0,15\% > 0,1\% ;$$

$$\mu_1 = \frac{A_s}{b h_0} 100\% = \frac{20,0}{250 \cdot 34} 100 = 0,24\% > 0,1\%.$$

Примечание. В направлении меньшей стороны фундамента арматура подбирается по среднему напряжению грунта.

Изгибающий расчетный момент в первом сечении плиты у грани второй ступени определяется как:

$$M_1 = 0,125 p_{cp} l (b - b_2)^2 = 0,125 \cdot 143 \cdot 4,0 \cdot (2,5 - 1,3)^2 = 103 \text{ кНм}.$$

Изгибающий расчетный момент во втором сечении плиты у грани подколонника:

$$M_2 = 0,125 p_{cp} l (b - b_1)^2 = 0,125 \cdot 143 \cdot 4,0 \cdot (2,5 - 1,2)^2 = 121 \text{ кНм}.$$

Значение коэффициента a_m вычислим по формуле:

$$a_{m1} = \frac{M_1}{0,9 R_b b h_0^2} = \frac{103 \cdot 100}{0,9 \cdot 2,2 \cdot 250 \cdot 34^2} = 0,011;$$

$$a_{m2} = \frac{M_2}{0,9 R_b b h_0^2} = \frac{121 \cdot 100}{0,9 \cdot 2,2 \cdot 250 \cdot 74^2} = 0,003,$$

$\xi_R = 0,39$ – значение коэффициента относительной высоты сжатой зоны, принимается по таблице 2.18.

Проверка условия:

$a_m < a_R$ (0,011 и 0,003 < 0,39) – выполнено, сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры на всю ширину равна:

$$A_{s1} = 0,9 R_b l h_0 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2a_{m1}})}{R_s} = 0,9 \cdot 2,2 \cdot 400 \cdot 34 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,011})}{35,5} = 8,39 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = 0,9 R_b l h_0 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2a_{m2}})}{R_s} = 0,9 \cdot 2,2 \cdot 400 \cdot 74 \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,003})}{35,5} = 4,96 \text{ см}^2.$$

Принимаем 20 стержней диаметром 8 мм класса А400 с шагом 200 мм $A_s = 10,04 \text{ см}^2$.

Расчет по раскрытию трещин

Расчет по раскрытию трещин относится ко II группе предельных состояний, поэтому учитываются нормативные значения нагрузок и характеристики материалов.

Приложенные нормативные нагрузки $N_{II} = 1000 \text{ кН}$; $M_{II} = 600 \text{ кНм}$.

Нормативная нагрузка от фундамента $G_{II}^{\phi} = 238 \text{ кН}$.

Нормативная нагрузка от грунта на обрезах фундамента $G_{II}^{sp} = 60 \text{ кН}$.

Максимальное краевое давление под подошвой фундамента от действия расчетных нагрузок:

$$p_{II}^{\max} = \frac{N_{II} + G_{II}^{\phi} + G_{II}^{sp}}{A} + \frac{M_{II}}{W} = \frac{1000 + 238 + 60}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{600}{6,66} = 220 \text{ кПа}.$$

Напряжение в грунте под подошвой фундамента на уровне обреза по грани второй ступени:

$$p_1 = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{M_{II}}{W} \cdot \frac{l_2}{0,5l} = \frac{1000 + 238 + 60}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{600}{6,66} \cdot \frac{1,4}{0,5 \cdot 4,0} = 193 \text{ кПа}.$$

Напряжение в грунте под подошвой фундамента на уровне обреза по грани подколонника:

$$p_2 = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{M_{II}}{W} \cdot \frac{l_1}{0,5l} = \frac{1000 + 238 + 60}{2,5 \cdot 4,0} + \frac{600}{6,66} \cdot \frac{0,8}{0,5 \cdot 4,0} = 166 \text{ кПа}.$$

Изгибающий расчетный момент в первом сечении плиты у грани второй ступени определяется как:

$$M_1 = b \cdot (0,5l - l_1)^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 2,5(0,5 \cdot 4,0 - 1,4)^2 \frac{2 \cdot 220 + 193}{6} = 95 \text{ кНм}.$$

Изгибающий расчетный момент во втором сечении плиты у грани подколонника:

$$M_2 = b \cdot (0,5l - l_2)^2 \frac{2p_{\max} + p_2}{6} = 2,5(0,5 \cdot 4,0 - 0,8)^2 \frac{2 \cdot 220 + 166}{6} = 364 \text{ кНм}.$$

Модуль упругости бетона класса В40 $E_b = 36000 \text{ МПа}$ (таблица 2.21).

Модуль упругости арматуры $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

$$\text{Значение } a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{3,6 \cdot 10^4} = 5,56$$

Значение коэффициента армирования сечения вычислено ранее:

$$\mu_1 = 0,24 \% (0,0024); \quad \mu_2 = 0,15 \% (0,0015).$$

Упругопластический момент сопротивления W_{pl} подошвы фундамента для прямоугольного сечения в сечении второй ступени определяется как:

$$W_{pl} = (0,292 + 1,5a\mu)bh^2 = (0,292 + 1,5 \cdot 5,66 \cdot 0,0024) \cdot 2,5 \cdot 0,4^2 = 0,125 \text{ м}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления W_{pl} подошвы фундамента для прямоугольного сечения в сечении подколонника определяется по формуле:

$$W_{pl2} = \left(0,292 + 0,75 \left(\frac{(b - b_2)h}{b(h + h)} + 2\alpha\mu_{s2} \right) \right) b(h + h)^2 =$$

$$= \left(0,292 + 0,75 \left(\frac{(2,5 - 1,3) \cdot 0,4}{2,5 \cdot 0,8} + 2 \cdot 5,56 \cdot 0,0015 \right) \right) \cdot 2,5 \cdot 0,8^2 = 0,778 \text{ м}^3$$

Расчетное сопротивление бетона растяжению по второй группе предельных состояний $R_{bt, Ser} = 2,1 \text{ МПа}$ (таблица 2.17). Момент образования трещин в бетоне определяют по формуле:

$$M_{crc1} = R_{bt, Ser} W_{pl1} = 2,1 \cdot 0,125 = 0,263 \text{ МНм};$$

$$M_{crc2} = R_{bt, Ser} W_{pl2} = 2,1 \cdot 0,778 = 1,63 \text{ МНм}.$$

Проверка условия:

$$M_1 \leq M_{crc1} \quad (95 \text{ кНм} < 263,0 \text{ кНм});$$

$$M_2 \leq M_{crc2} \quad (364 \text{ кНм} < 1630,0 \text{ кНм}).$$

Условие прочности по образованию трещин выполнено. Следовательно, трещины в теле фундамента не образуются. Схема армирования фундамента представлена на рисунке 2.29.

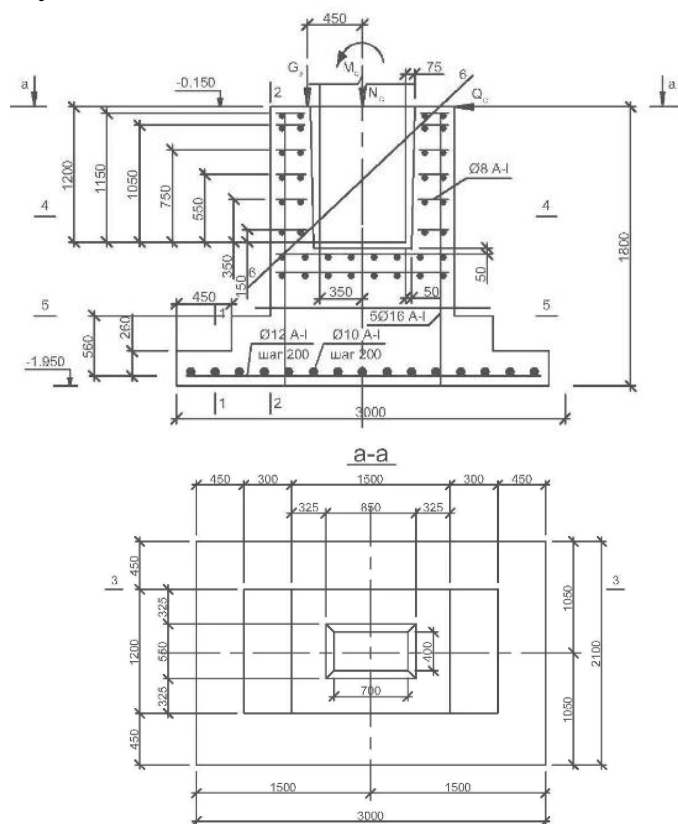


Рис. 2.29 – Схема армирования столбчатого фундамента под сборную железобетонную колонну

2.17. Проектирование свайных фундаментов

Свайей называют погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на основание.

Свайным фундаментом считают группу свай, объединенных сверху свайным ростверком.

Свайным ростверком называют плиту или балку, объединяющую группу свай и предназначенную для передачи и равномерного распределения нагрузки на сваи. Ростверки являются несущими конструкциями, служат для опирания надземных конструкций зданий.

Сваи различают по условиям изготовления и погружения, материалу, условиям взаимодействия с грунтом, а также по размерам и формам поперечного и продольного сечения.

При выполнении курсового проектирования рассматриваются свайные фундаменты из призматических сплошных и составных свай. Типовые конструкции призматических забивных свай по серии 1.011.1–10 приведены в Приложении Ж. По условиям взаимодействия свай с грунтом различают сваям–стойки и висячие сваи. Данная классификация свай крайне важна, так как в зависимости от принятой схемы определяется предельное сопротивление грунта основания сваи F_d (несущая способность свай по грунту).

К сваям–стойкам надлежит относить сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, – на малосжимаемые грунты. К малосжимаемым грунтам относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней плотности и плотные, глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации $E \geq 50$ МПа.

К висячим сваям относятся сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания своей боковой поверхностью и острием.

Сваи и свайные фундаменты рассчитываются по двум группам предельных состояний: первая группа – по несущей способности одиночных свай и свайных фундаментов при действии вертикальных нагрузок; вторая группа – по осадкам свайных фундаментов при действии вертикальных нагрузок.

Расчет несущей способности одиночной сваи по грунту F_d выполняется на основное и особое сочетание расчетных нагрузок. При расчете свайных фундаментов по первой группе предельных состояний при определении несущей способности свай расчетные нагрузки принимаются с коэффициентом надежности γ_f по СП 20.13330.2018 (N_I, N_{II}). Расчет свайных фундаментов по

деформациям при определении осадок фундаментов ведется на расчетные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ (N_{II} , M_{II}).

Расчет свайных фундаментов по несущей способности

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

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}, \quad (2.52)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании); γ_0 – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, равный $1,0$ при односвайном фундаменте и $1,15$ – кустовое расположении свай; F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи (далее – несущая способность сваи); γ_k – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным: $1,2$ – если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; $1,25$ – если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний сваи, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей–зондом; $1,4$ – если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний, выполненных без учета упругих деформаций грунта; $1,4$ ($1,25$) – для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях (сваях трения) и сваях–стойках, а при высоком ростверке – только на сваях–стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте; γ_n – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным $1,2$; $1,15$ и $1,10$ соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности.

Расчет выполняют в следующей последовательности:

- определение несущей способности одиночной сваи F_d ;
- определение расчетной нагрузки на одиночную сваю N ;
- определение требуемого числа свай n в составе фундамента и конструирование ростверка;
- определение расчетной нагрузки, действующей на сваю в составе фундамента N , и проверка условия (2.52).

Определение несущей способности одиночной сваи по грунту

Определение несущей способности одиночной сваи по грунту F_d производится с учетом (рисунок 2.30):

- особенностей типа сваи (свая–стойка или висячая);
- метода устройства сваи (забивная, буровая, набивная).

Несущую способность по грунту сваи–стойки (забивной сваи, свай–оболочки, набивной и буровой сваи) следует определять по формуле:

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (2.53)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$; A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 ; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи–стойки, Для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, следует принимать $R = 20000$ кПа.

Расчетное сопротивление грунта для набивных, буровых свай и свай–оболочек, заполняемых бетоном, опирающихся на невыветрелые скальные и малосжимаемые грунты (без слабых прослоек) и заглубленных в них менее чем на 0,5 м, определяют по формуле, приводимой в СП 24.13330.2016.

Несущую способность F_d висячей забивной и вдавливаемой сваи следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.54)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$; A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 ; R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи–стойки, принимаемое по СП 24.13330.2016; u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м; γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, по СП 24.13330.2016, кПа; h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи.

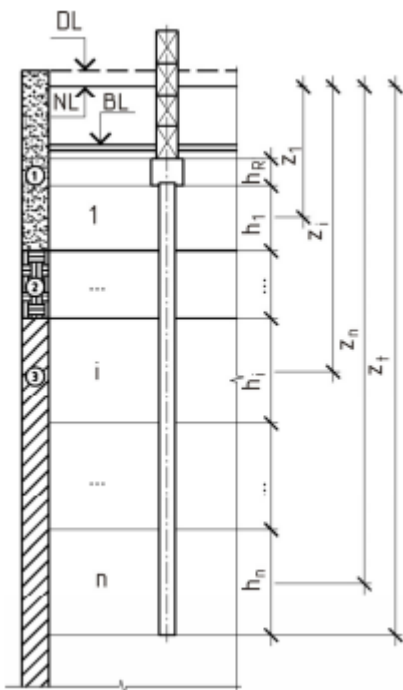


Рисунок 2.30 – Расчетная схема висячей сваи

Производят разбивку грунта около сваи на слои толщиной не более 2,0 м. Определяют расстояние от отметки NL до середины каждого слоя z_i и до нижнего конца сваи. В зависимости от полученных значений находят R и f_i по СП 24.13330.2016. При наличии в основании свайного фундамента слоя торфа необходимо учитывать силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываются на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f_i принимается равным табличному значению со знаком минус, для самого торфа – равным 5 кПа.

Допустимая расчетная нагрузка на одиночную сваю по грунту, когда ее характеристики определены расчетами, определяется по формуле:

$$F = \frac{F_d}{\gamma_k}. \quad (2.55)$$

Коэффициент надежности по грунту $\gamma_k = 1,4$ (см. ранее).

Требуемое количество свай в свайном ростверке определяют как:

$$n \geq \frac{\sum N}{F}. \quad (2.56)$$

С учетом требуемого количества свай в составе фундамента и конструктивных требований к минимальным размерам ростверка в плане и по высоте производят конструирование ростверка свайного фундамента (рисунок 2.31).

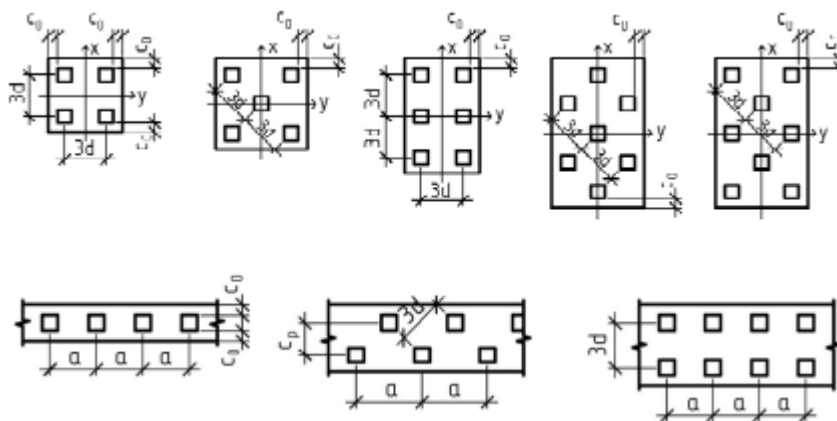


Рисунок 2.31 – Схемы расположения свай в ростверках: сверху – свайные кусты; внизу – свайные ленты

Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее $3d$ (где d – сторона поперечного сечения ствола сваи), а свай–стоек – не менее $1,5d$. Максимальное расстояние между осями забивных свай, как правило, не должно превышать $6d$. Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 \geq 0,1$ м, но не более $0,5d$. При шахматном расположении свай в составе ленточных фундаментов расстояние между осями свай определяется по формуле:

$$c_p = \sqrt{9d^2 - 0,25a^2} \leq 3d. \quad (2.57)$$

Высота ростверка и его армирование принимаются по расчету. Класс бетона для ростверка применяется не менее *B15*. Конструктивно высота ростверка назначается не менее размера сторон сваи и должна учитывать вид сопряжения сваи с ростверком. Сваи размещаются обязательно в углах здания и в узлах пересечения несущих стен. При однорядном расположении свай в каменных зданиях целесообразно размещать их в узлах пересечения продольных и поперечных стен. Для колонн промышленных зданий свайные фундаменты проектируются с учетом действующих нагрузок. Применяются кусты из 2–3 и более свай. Сваи в кусте внецентренно нагруженного отдельно стоящего фундамента следует размещать таким образом, чтобы равнодействующая нагрузок проходила ближе к центру тяжести плана свай.

Проверка расчетной нагрузки, действующей на сваи в составе фундамента

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров определяют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю в составе фундамента, с учетом веса ростверка, расположения свай в составе фундамента и видов нагрузок, действующих на фундамент.

Расчетную нагрузку на крайнюю сваю в кусте находят по формуле:

$$N_{\max} = \frac{N_l + G_R + G_g}{n} + G_p \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}, \quad (2.58)$$

где G_R и G_g – нагрузка от веса ростверка и грунта на его обрезах с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,1 и 1,15 соответственно; n – число свай в фундаменте.

Расчетная нагрузка на сваю в кусте при наличии изгибающих моментов проверяется по формулам:

$$N_{\max} = \frac{N_l + G_R + G_g}{n} + G_p + \frac{M_{lx}}{\sum y_i^2} + \frac{M_{ly}}{\sum x_i^2} \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}, \quad (2.59)$$

где M_x , M_y – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка; x_i , y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м; x , y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м. Для ленточного фундамента проверку расчетной нагрузки вычисляют по формуле:

$$N_{\max} = \frac{N_l + G_R + G_g}{l} a + G_p \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}. \quad (2.60)$$

Если условия выполняются и запас по нагрузке не превышает 15 %, расчет считается выполненным.

Пример 2.14. Расчет свайного фундамента под несущую стену. Выполнить расчет свайного фундамента под несущую стену по первой группе предельных состояний. Исходные данные:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (см. рисунки 2.1, 2.2), расчетное сечение 1-1, подвал здания эксплуатируемый отапливаемый;

2. Приложенные нагрузки: вертикальная расчетная $N_f = 213,36 \text{ кН}$, изгибающий момент $M_f = 0,1N_f = 21,34 \text{ кНм}$.

2. Инженерно-геологические условия см. таблицу 2.8, рисунок 2.4.

3. Схема с предварительно назначенными размерами фундамента – рисунок 2.32. Согласно предварительно принятым размерам – свая длиной 7,0 м, сечением 30×30 см. Предварительная марка сваи С 70.30.

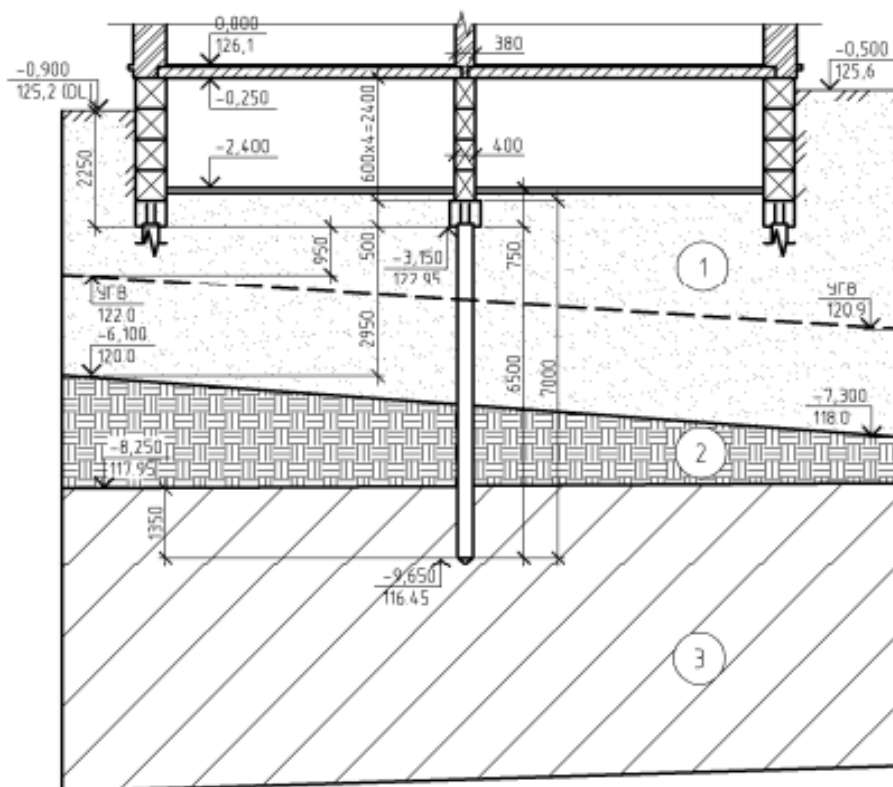


Рис. 2.32 – Схема свайного фундамента к примеру

Решение

1. Так как свая опирается на глинистый грунт с $I_L > 0,1$, она работает как висячая. Расчет несущей способности сваи производим по формуле (2.55), где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$; $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт; $u = 0,3 \times 4 = 1,2 \text{ м}$ – наружный периметр поперечного сечения сваи.

Околосвайный грунт разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м с учетом границ *ИГЭ* и уровня грунтовых вод. Всего выделим пять слоев толщиной h_i .

Вычислим расстояния от отметки *DL* до середины слоев z_{1-5} . Составляем расчетную схему (рисунок 2.33).

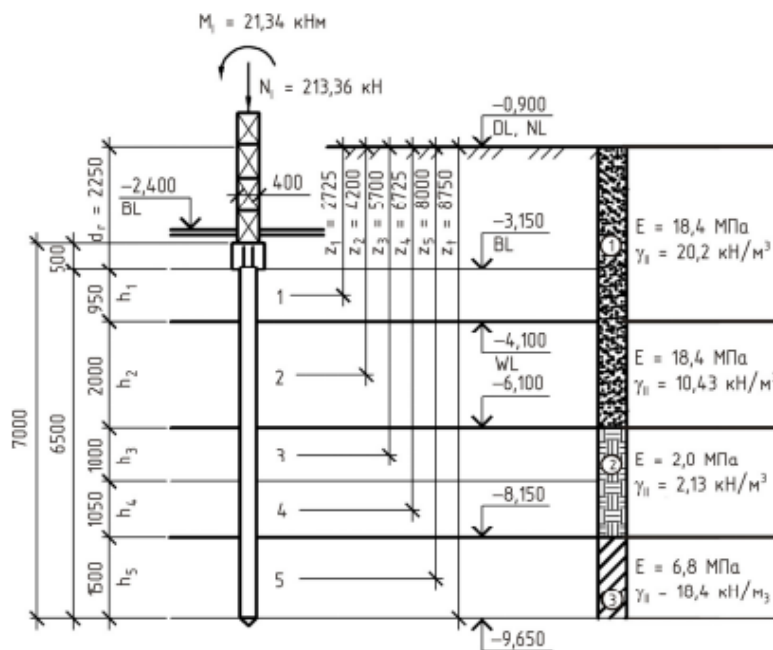


Рисунок 2.33 – Расчетная схема к примеру

$R = 4192 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай-стойки, принимаем по таблице 7.2 СП 24.13330.2016; γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа ее погружения на расчетные сопротивления грунта – принимаем равными 1,0 по таблице 7.4 [5].

Расчетное значение сопротивления каждого слоя грунта основания на боковой поверхности свай принимаем по таблице 7.3 [5].

Поскольку 1-й и 2-й слои представлены песком плотным, расчетное сопротивление увеличиваем на 30 % относительно табличных значений. Исходя из того, что в основании свайного фундамента расположен слой торфа, необходимо учесть силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываем на участке ствола свай выше подошвы слоя торфа, т. е. для слоев 1 и 2.

На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f принимается равным табличному значению со знаком минус, для самого торфа $f = -5 \text{ кПа}$, тогда: $f_1 = -42,4 \text{ кПа}$; $f_2 = -49,5 \text{ кПа}$; $f_3 = -5,0 \text{ кПа}$; $f_4 = -5,0 \text{ кПа}$; $f_5 = 54,8 \text{ кПа}$.

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

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1,0 \left[1,0 \cdot 4192 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-42,4 \cdot 0,95 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 54,8 \cdot 1,5) \right] = 296,35 \text{ кПа}$$

2. Предельно допустимая нагрузка на сваю определяется по формуле (2.52):

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 296,35}{1,15 \cdot 1,4} = 211,68 \text{ кН},$$

где $\gamma_0 = 1,15$ – кустовое расположение свай; $F_d = 296,35$ кН – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи; $\gamma_k = 1,4$ – если несущая способность сваи определена расчетом; $\gamma_n = 1,15$ – коэффициент надежности по назначению для сооружений III уровня ответственности.

3. Для фундамента стен при рядовом расположении свай требуемый шаг определяют по формуле:

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_l} = \frac{211,68 - 46,82 - 17,6}{213,36} = 0,69 \text{ м}.$$

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле:

$$g_r + g_g = (3d)^2 \cdot d_r \gamma_m = (3 \cdot 0,34)^2 \cdot 2,25 \cdot 20,0 = 46,82 \text{ кН},$$

где d – условный диаметр сваи, для свай квадратного сечения принимается равным $\sqrt{4A/\pi}$; d_r – глубина заложения низа ростверка.

Вес сваи С70.30 по Приложению Ж с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76 \text{ т} = 17,6 \text{ кН}$.

Так как полученный шаг свай менее $3d = 0,9$ м, необходимо проектировать их двухрядное расположение, что приведет к увеличению ростверка. Для того чтобы добиться однорядного расположения свай в ростверке, увеличим длину сваи на 1,0 м. Примем сваю С80.30 и повторим расчет.

3. Добавляем 6-й слой, $h_6 = 1,0 \text{ м}$; $z_6 = 9,25 \text{ м}$.

Расчетная схема со свайей С80.30 приведена на рисунке 2.34.

$A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт;

$u = 0,3 \times 4 = 1,2 \text{ м}$ – наружный периметр поперечного сечения сваи;

$R = 4456 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, принимаем по таблице 7.2 СП 24.13330.2016;

$f_6 = 56,4 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление грунта о поверхность сваи.

Тогда несущая способность сваи по грунту будет равна:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) =$$

$$1,0 \left[1,0 \cdot 4456 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-42,4 \cdot 0,95 - \right.$$

$$\left. - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 54,8 \cdot 1,5) + 56,4 \cdot 1,0 \right] = 380,29 \text{ кПа}$$

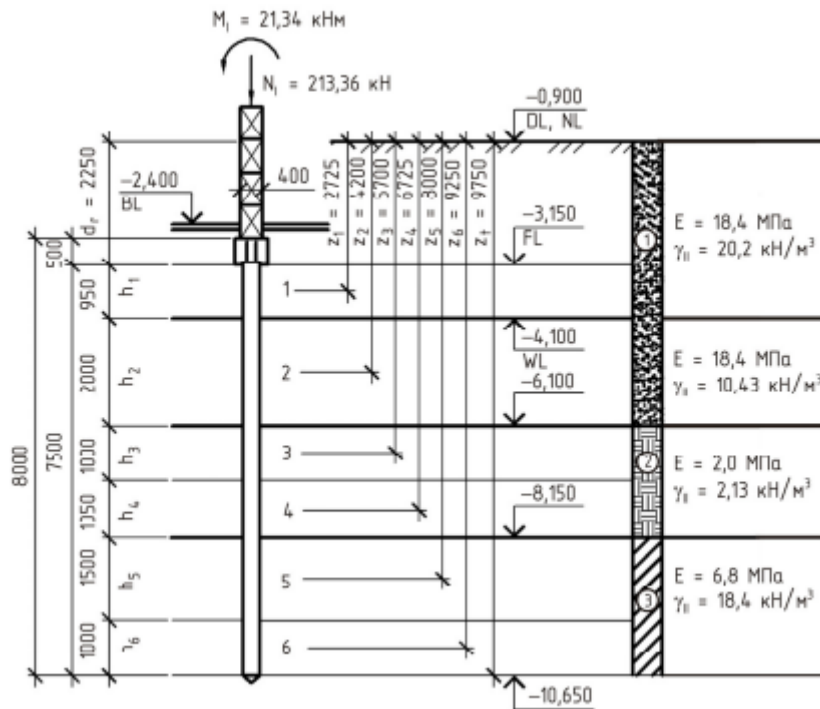


Рисунок 2.34 – Расчетная схема к примеру со свай С80.30

Предельно допустимая нагрузка на сваю равна:

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 380,29}{1,15 \cdot 1,4} = 271,64 \text{ кН}.$$

4. Требуемый шаг установки свай определяют по формуле:

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_l} = \frac{271,64 - 46,82 - 20,1}{213,36} = 0,95 \text{ м}.$$

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле:

$$g_r + g_g = (3d)^2 \cdot d_r \gamma_m = (3 \cdot 0,34)^2 \cdot 2,25 \cdot 20,0 = 46,82 \text{ кН},$$

где d – условный диаметр свай, для свай квадратного сечения принимается равным $\sqrt{4A/\pi}$; d_r – глубина заложения низа ростверка.

Вес свай С80.30 по Приложению Ж с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,83 \cdot 1,1 = 2,01 \text{ м} = 20,1 \text{ кН}$.

Полученный шаг свай не менее $3d$, что позволяет применить однорядное их расположение.

5. Конструируем ростверк для участка стены по оси *Б* в осях 1–2. Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 = 0,1$ м, тогда ширина ростверка составит 0,5 м.

Сваи располагаем на пересечении с осями 1 и 2 по центру стен. Расстояние в осях крайних свай составило 6,32 м.

Сваи по оси *Б* располагаем с шагом 0,9 м, что не более расчетного 0,95 м. Схема расположения свай приведена на рисунке 2.35.

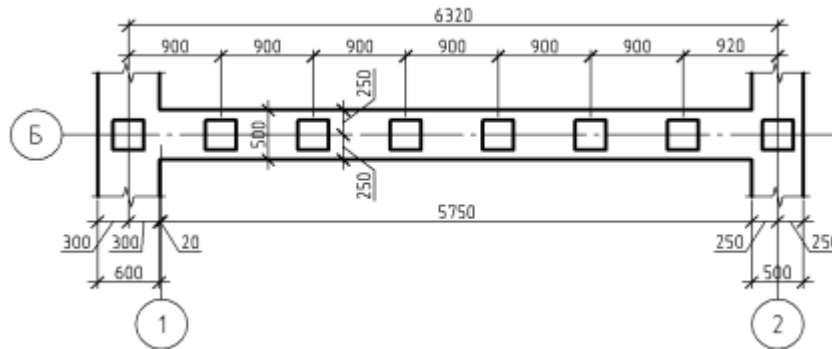


Рисунок 2.35 – Схема расположения свай в ростверке

Проверку расчетной нагрузки, действующей на сваи в составе фундамента, выполняем по формуле (2.60):

$$N_{\max} = \frac{N_l + G_R + G_g}{l} a + G_p \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}$$

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах (на 1 п. м.) с учетом коэффициента по надежности 1,1: высота ростверка 0,5 м, ширина – 0,5 м,

$$G_R = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ т} = 5,5 \text{ кН};$$

ширина уступов 0,1 м, высота грунта на уступе 0,15 м, толщина полов 0,1 м,

$$G_g = (0,1 \cdot 0,15 \cdot 20,2 + 1,1 \cdot 20,0) \cdot 1,1 = 0,6 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = \frac{N_l + G_R + G_g}{l} a + G_p = \frac{213,6 + 5,5 + 0,6}{1} \cdot 0,92 + 20,1 = 221,99 \text{ кН}.$$

$$\text{Предельно допустимая нагрузка } \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 380,29}{1,15 \cdot 1,4} = 271,64 \text{ кН}.$$

$$\text{Условие выполняется. Запас составляет } \Delta = \frac{271,64 - 221,99}{221,64} \cdot 100\% = 18\%,$$

больше 15 %. Уменьшим количество свай в ряду $a_{\max} = 1,07$ м (рисунок 2.36).

Проверка условия (разница составляет 6 %):

$$N_{\max} = \frac{N_l + G_R + G_g}{l} a + G_p = \frac{213,6 + 5,5 + 0,6}{1} \cdot 1,07 + 20,1 = 254,9 < 271,64.$$

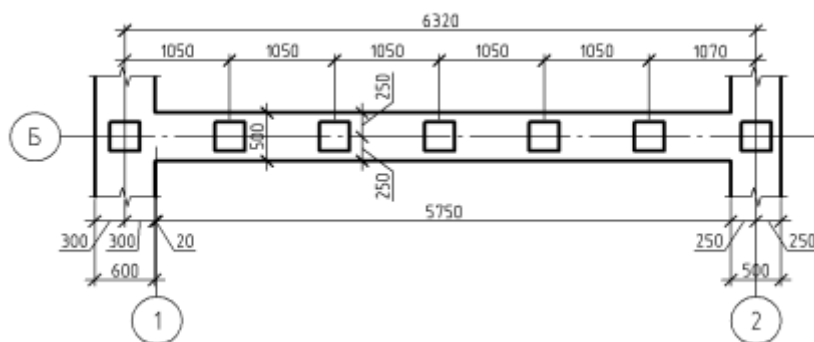


Рисунок 2.36 – Уточненная схема расположения свай в ростверке

Пример 2.15. Расчет свайного фундамента под колонну здания. Выполнить расчет свайного фундамента под колонну здания по первой группе предельных состояний. Исходные данные:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (см. рисунки 2.1 и 2.3), расчетное сечение 2-2, подвал здания эксплуатируемый отапливаемый;

2. Приложенные нагрузки: вертикальная расчетная $N_r = 681,41 \text{ кН}$, изгибающий момент $M_r = 0,1N_r = 68,54 \text{ кНм}$.

2. Инженерно-геологические условия см. таблицу 2.8, рисунок 2.4.

3. Согласно предварительно принятым размерам – свая длиной 7,0 м, сечением 30×30 см. Предварительная марка сваи С 70.30.

Решение

Для выполнения расчета составим расчетную схему с предварительно назначенными размерами фундамента (рисунок 2.37).

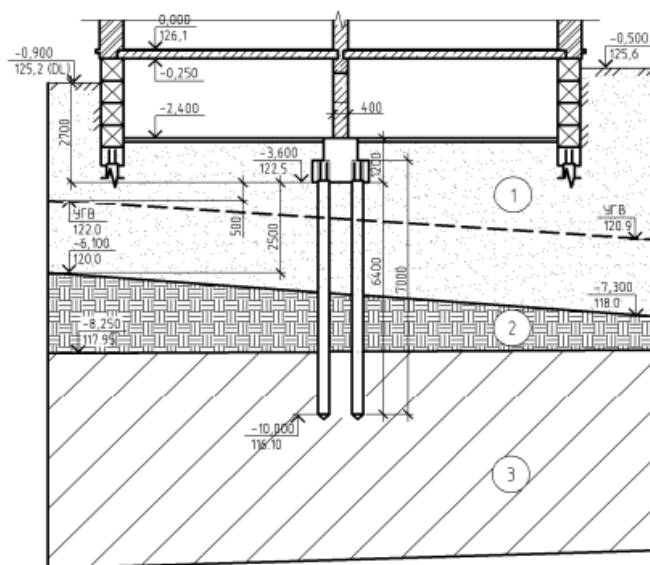


Рисунок 2.37 – Расчетная схема к примеру

1. Так как свая опирается на глинистый грунт с $I_L > 0,1$, она работает как висячая. Расчет несущей способности сваи производим по формуле (2.54):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$; $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт; $u = 0,3 \times 4 = 1,2 \text{ м}$ – наружный периметр поперечного сечения сваи.

Околосвайный грунт разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м с учетом границ ИГЭ и уровня грунтовых вод. Всего выделим пять слоев толщиной h_i .

Вычислим расстояния от отметки DL до середины слоев z_{1-5} . Составляем расчетную схему (рисунок 2.38).

$R = 4250 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, принимаем по таблице 7.2 СП 24.13330.2016;

γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта, – принимаем равными 1,0 по таблице 7.4 [5].

Расчетное значение сопротивления каждого слоя грунта основания на боковой поверхности сваи принимаем по таблице 7.3 [5].

Поскольку 1-й и 2-й слои представлены песком плотным, расчетное сопротивление увеличиваем на 30 % относительно табличных значений. Исходя из того, что в основании свайного фундамента расположен слой торфа, необходимо учесть силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываем на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа, т. е. для слоев 1 и 2.

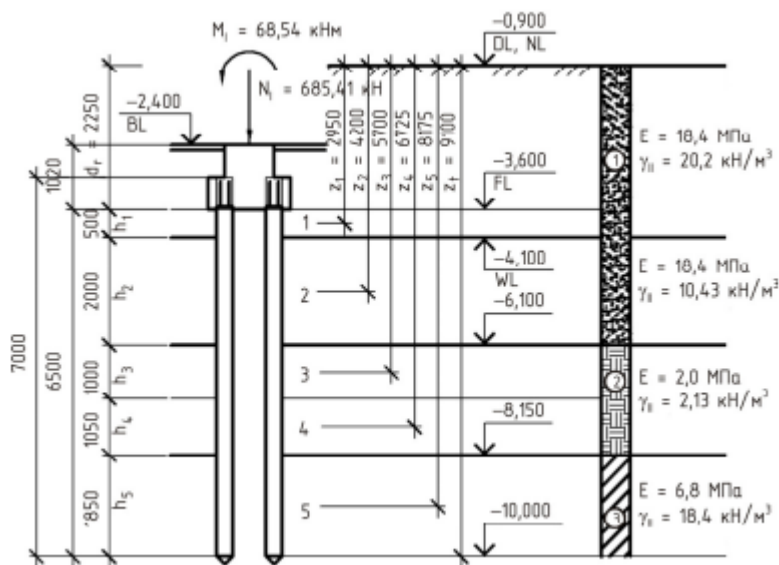


Рисунок 2.38 – Расчетная схема к примеру

На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f принимается равным табличному значению со знаком минус, для самого торфа $f = -5 \text{ кПа}$, тогда: $f_1 = -43,5 \text{ кПа}$; $f_2 = -49,5 \text{ кПа}$; $f_3 = -5,0 \text{ кПа}$; $f_4 = -5,0 \text{ кПа}$; $f_5 = 55,0 \text{ кПа}$.

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

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) =$$

$$1,0 \left[1,0 \cdot 4250 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-43,5 \cdot 0,0,5 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 55,0 \cdot 1,85) \right] = 347,39 \text{ кПа}$$

2. Предельно допустимая нагрузка на сваю определяется по формуле (2.52):

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 347,39}{1,15 \cdot 1,4} = 248,14 \text{ кН},$$

где $\gamma_0 = 1,15$ – кустовое расположение свай; $F_d = 347,39 \text{ кН}$ – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи; $\gamma_k = 1,4$ – если несущая способность сваи определена расчетом; $\gamma_n = 1,15$ – коэффициент надежности по назначению для сооружений III уровня ответственности.

3. Для фундамента стен при рядовом расположении свай требуемый шаг определяют по формуле:

$$n = \frac{N_l \cdot k}{N - g_r - g_g - G_p} = \frac{685,41 \cdot 1,18}{248,14 - 56,18 - 17,6} = 4,6 \approx 5 \text{ м}.$$

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле:

$$g_r + g_g = (3d)^2 \cdot d_r \gamma_m = (3 \cdot 0,34)^2 \cdot 2,7 \cdot 20,0 = 56,18 \text{ кН},$$

где d – условный диаметр сваи, для сваи квадратного сечения принимается равным $\sqrt{4A/\pi}$; d_r – глубина заложения низа ростверка.

Вес сваи С70.30 по Приложению Ж с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76 \text{ т} = 17,6 \text{ кН}$.

Коэффициент k , учитывающий наличие изгибающего момента в расчетном сечении:

$$k = 1 + 1,8 \frac{M_l}{N_l} = 1 + 1,8 \frac{68,54}{685,41} = 1,18.$$

4. Конструирование ростверка.

Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 = 0,1 \text{ м}$. Сваи располагаем с шагом не менее $0,9 \text{ м}$. Принятая схема расположения свай приведена на

рисунке 2.39. Расчетная нагрузка на сваю в кусте при наличии изгибающих моментов проверяется по формуле (2.59):

$$N_{\max} = \frac{N_I + G_R + G_g}{n} + G_p + \frac{M_{Ix}}{\sum y_i^2} + \frac{M_{Iy}}{\sum x_i^2} \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}$$

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах с учетом коэффициента по надежности 1,1.

Объем ростверка 2,39 м³.

$$G_R = 2,39 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 5,25 \text{ т} = 52,5 \text{ кН.}$$

Площадь уступов $1,78 \cdot 1,78 - 0,9 \cdot 0,9 = 2,36 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе 0,5 м, толщина полов – 0,1 м.

$$G_g = (2,36 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 2,36 \cdot 0,1 \cdot 20) \cdot 1,1 = 31,39 \text{ кН}$$

Выполним проверку:

$$N_{\max} = \frac{685,41 + 52,5 + 31,39}{5} + 17,6 + \frac{68,5 \cdot 0,64}{\sum (0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2)} + 0 = 198,22 \text{ кН}$$

$$N = 248,14 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

$$\text{Запас составляет } \Delta = \frac{248,14 - 198,22}{248,15} \cdot 100\% = 20\% .$$

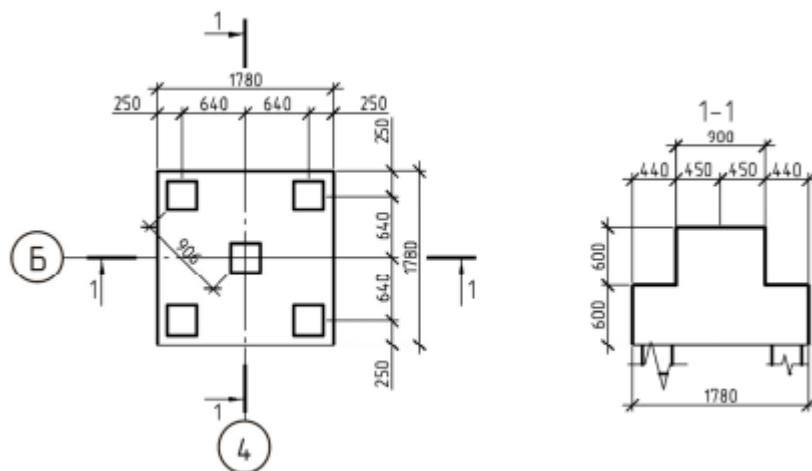


Рисунок 2.39 – Схема расположения свай и поперечный разрез ростверка

Уменьшаем количество свай до 4 шт. (рисунок 2.40) и выполняем проверку повторно.

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах с учетом коэффициента по надежности 1,1.

Объем ростверка 1,66 м³.

$$G_R = 1,66 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 3,66 \text{ т} = 36,6 \text{ кН.}$$

Площадь уступов $1,4 \cdot 1,4 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,15 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе 0,5 м, толщина полов – 0,1 м.

$$G_g = (1,15 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 1,15 \cdot 0,1 \cdot 20) \cdot 1,1 = 15,31 \text{ кН.}$$

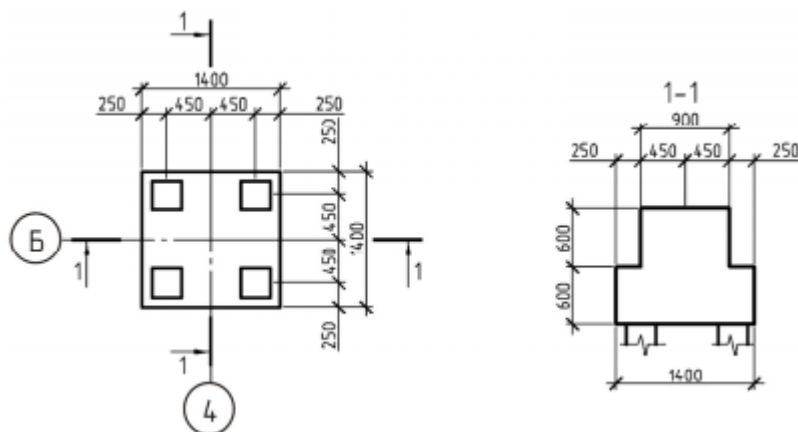


Рисунок 2.40 – Скорректированная схема расположения свай и поперечный разрез ростверка

Выполним проверку:

$$N_{\max} = \frac{685,41 + 36,6 + 15,31}{4} + 17,6 + \frac{68,5 \cdot 0,64}{\sum (0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2)} + 0 = 239,97 \text{ кН}$$

$$N = 248,14 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

$$\text{Запас составляет } \Delta = \frac{248,14 - 239,97}{248,15} \cdot 100\% = 3\%, \text{ что не превышает } 15\%.$$

2.18. Расчет свайного фундамента по деформациям

При проектировании свайных фундаментов особое внимание следует уделять методам расчета осадок. Обычно выделяют расчеты осадок ленточных свайных фундаментов, осадок свайных кустов, осадок свай и свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных грунтах, прогноз осадок свай и свайных фундаментов во времени с учетом ползучести. Все указанные методы расчетов достаточно подробно освещены в нормативной и технической литературе. Некоторые из указанных методов применяются при проектировании в сложных инженерно-геологических условиях ответственных зданий и сооружений или при решении сложных инженерных задач.

При выполнении курсового проекта студенту необходимо научиться определять конечные величины осадок основных типов свайных фундаментов – лент и кустов.

Свайные фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки, включая одиночные сваи, воспринимающие вне кустов выдергивающие нагрузки, а также свайные кусты, работающие на действие выдергивающих нагрузок, *рассчитывать по деформациям не требуется.*

Расчет свайных фундаментов может выполняться по следующим методикам:

- с использованием модели сдвига околосовайного грунта;
- методом послойного суммирования с использованием модели условного фундамента;
- по методике расчета осадки ленточного фундамента, предложенной профессором А. А. Бартоломеем.

Расчет осадки свайного фундамента с использованием модели сдвига околосовайного грунта

Расчет фундамента из висячих свай и его основания по деформациям следует производить с использованием модели сдвига околосовайного грунта по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте в соответствии с требованиями СП 24.13330.2016 как для малой группы ($n \leq 25$) свай (свайного куста). Для каждого инженерно-геологического элемента приводят следующие характеристики:

- модуль деформации E ;
- угол внутреннего трения φ ;
- удельный вес (удельный вес во взвешенном состоянии);
- коэффициент Пуассона ν (таблица 2.23);
- модуль сдвига G .

Таблица 2.23 – Коэффициент Пуассона

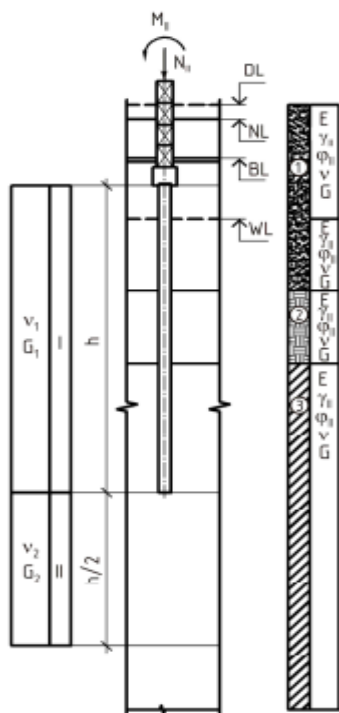
№ п/п	Грунты	Коэффициент Пуассона
1	Крупнообломочные грунты	0,27
2	Пески и супеси	0,30–0,35
3	Суглинки	0,35–0,37
4	Глины при показателе текучести: $I_L \leq 0$	0,20–0,30
	$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
	$0,25 < I_L \leq 1,0$	0,38–0,45

Модуль сдвига определяют по формуле:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (2.61)$$

Расчет начинают с построения расчетной схемы (рисунок 2.41).

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяют двумя слоями:



I – околосвайный грунт высотой h . Рассчитывается от подошвы ростверка до нижнего конца сваи при низком ростверке, при высоком ростверке – от NL ;

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $h/2$. Для каждого из слоев определяют значения G и ν как средневзвешенные значения входящих в их состав инженерно-геологических элементов.

Рисунок 2.41 – Расчетная схема свайного фундамента по деформациям при низком ростверке

Далее производят проверку возможности применения данной методики. При этом должны выполняться условия:

$$\frac{h}{d} > 5; \quad (2.62)$$

$$\frac{G_1 h}{G_2 d} > 1, \quad (2.63)$$

где d – диаметр поперечного сечения сваи. Для призматической сваи квадратного сечения с площадью A $d = 2\sqrt{A/\pi}$.

При выполнении условий вычисляют коэффициенты:

$$k_{\nu_1} = 2,82 - 3,78\nu_1 + 2,18\nu_1^2; \quad (2.64)$$

$$k_{\nu} = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2, \quad (2.65)$$

где $\nu = 0,5(\nu_1 + \nu_2)$.

Для сваи определяется модуль упругости бетона:

$$E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{bcr}}, \quad (2.66)$$

где φ_{bcr} – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по таблице 2.24; E_b – начальный модуль деформации, принимаемый по таблице 2.246.

Таблица 2.24 – Деформационные характеристики бетона

Характеристика	Класс бетона			
	B15	B20	B25	B30
E_b , МПа	24000	27500	30000	32500
φ_{bcr} при ψ %				
> 75	2,4	2,0	,8	1,6
40-75	3,4	2,8	2,5	2,3
< 40	4,8	4,0	3,6	3,2

Далее определяют относительную жесткость ствола сваи:

$$\chi = \frac{E_{br} A}{G_1 h^2}. \quad (2.67)$$

Определяют параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{0,75}}{1 + 2,12 \chi^{0,75}}. \quad (2.68)$$

Вычисляют коэффициенты:

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{G_2 d}; \quad \alpha' = 0,17 \ln \frac{k_v h}{d}; \quad \beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha)}{\chi}. \quad (2.69)$$

Далее производят расчет нагрузки, действующий на сваю:

а) для куста свай нагрузку определяют для каждой сваи по нормативным нагрузкам по формуле (2.59):

$$N_{\max} = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{n} + G_p + \frac{M_{Ix}}{\sum y_i^2} + \frac{M_{Iy}}{\sum x_i^2},$$

где M_x , M_y – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка; x_i , y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м; x , y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

б) Для ленточного фундамента проверку расчетной нагрузки вычисляют по нормативным нагрузкам по формуле (2.60):

$$N_{\max} = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{l} a + G_p.$$

Производят выбор наиболее нагруженной сваи:

- для куста свай – максимально нагруженную сваю;
- для ленты – сваю в середине ряда.

Осадку одиночной сваи определяют по формуле:

$$s' = \beta \frac{N_{\max}}{G_1 h}. \quad (2.70)$$

Далее определяют расстояние, на котором устанавливают влияние соседних свай:

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 h}{2G_2}. \quad (2.71)$$

Для попадающих в зону влияния свай вычисляют коэффициент:

$$\delta_i = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_i},$$

где a_i – расстояние до расчетной сваи.

Дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай определяют по формуле:

$$s_{add} = \sum_{i=1}^n \delta_i \frac{N_{max}}{G_1 h} . \quad (2.72)$$

Полная осадка расчетной сваи определяется:

$$s = s' + s_{add} . \quad (2.73)$$

Расчет осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Расчет фундамента по деформациям из свай и его основания для большеразмерного свайного фундамента в соответствии с требованиями СП 24.13330.2016 следует производить с использованием модели условного фундамента. Данный метод может применяться и для расчета обычных фундаментов, но только при выполнении экспертной оценки. Границы условного фундамента определяют следующим образом (рисунок 2.42).

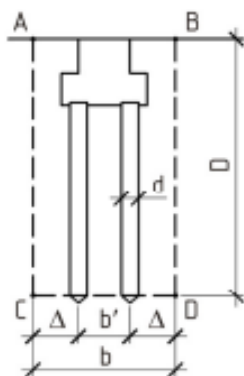


Рисунок 2.42 – Границы условного фундамента

Условный фундамент включает в себя ростверк, сваи и массив грунта, ограниченный следующими плоскостями: снизу – горизонтальной плоскостью, проходящей через нижние концы свай; сверху – поверхностью грунта на отметке планировки; с боков – вертикальными плоскостями, удаленными от осей крайних рядов свай на расстояние Δ , равное 1/2 шага свай, но не более $2d$.

Размеры подошвы условного фундамента вычисляют по формулам:

$$b = b' + 2\Delta \quad \text{и} \quad l = l' + 2\Delta, \quad (2.74)$$

где b' и l' – продольный и поперечный шаг свай.

Давление под подошвой условного фундамента p_{II} вычисляют от нагрузки на фундамент, собственного веса свай и ростверка, без учета веса грунта, находящегося в его границах:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + G_R + nG_g}{bl} . \quad (2.75)$$

Далее выполняется расчет условного фундамента по деформациям методом послойного суммирования по аналогии с фундаментами мелкого заложения по формуле (2.23):

$$s = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + 0,8 \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{5E_i} .$$

Расчет осадки свайного ленточного фундамента

Для расчета свайных ленточных фундаментаов с одно- и двухрядным расположением свай при расстоянии между сваями 3–4 d можно использовать формулу, предложенную А. А. Бартоломеем:

$$s = \frac{N(1 - \nu^2)}{\pi E} \delta_0, \quad (2.76)$$

где N – погонная нагрузка на свайный фундамент, кН/м, с учетом веса фундамента в виде массива грунта со сваями, ограниченного:

- сверху – поверхностью планировки;
- с боков – вертикальными плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай;
- снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай.

Нагрузку на свайный фундамент допускается определять по формуле:

$$N = \frac{N_{\max} i}{a} + \gamma_{\text{мт}} h_f B, \quad (2.77)$$

где N_{\max} – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю; i – число рядов свай; a – шаг свай; $\gamma_{\text{мт}}$ – среднее значение удельного веса грунта со сваями в массиве, принимается равным 20 кН/м³; h_f – расстояние от планировочной отметки до плоскости острия свай; B – ширина фундамента, принимаемая равной ширине ростверка; E – усредненное значение модуля деформации грунта в пределах активной зоны фундамента, кПа; ν – усредненное значение коэффициента Пуассона грунта в пределах активной зоны фундамента. Частные значения принимают по таблице 2.25; δ_0 – коэффициент, принимаемый по номограмме (рисунок 2.43) в зависимости от ν , приведенной ширины фундамента $\bar{B} = B/h$ (h – глубина погружения свай от уровня подошвы ростверка) и приведенной глубины активной зоны:

$$\bar{H} = H_a / h,$$

где H_a – глубина активной зоны фундамента от уровня подошвы ростверка.

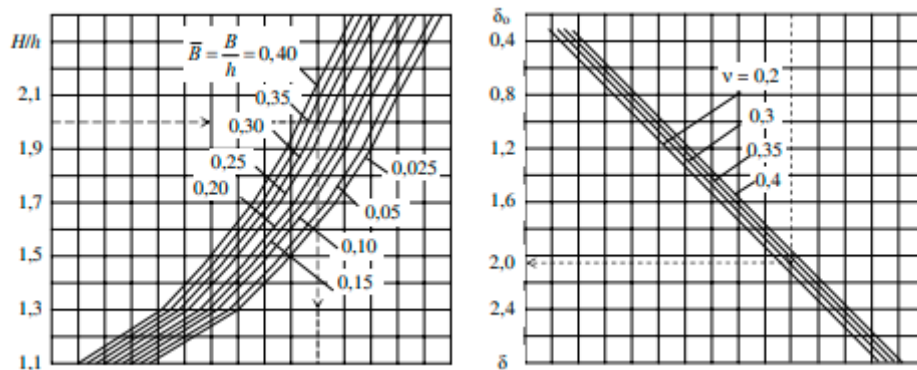


Рисунок 2.43 – Номограмма для определения значений δ_0

Значения коэффициента δ_0 определяют следующим образом. На номограмме через точку, соответствующую вычисленному значению приведенной глубины активной зоны, проводят прямую, параллельную оси абсцисс, до пересечения с линией приведенной ширины фундамента \bar{B} и опускают перпендикуляр до линии коэффициента Пуассона. Из точки пересечения проводят линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с осью ординат, на которой приведены значения коэффициента δ_0 . Глубину активной зоны определяют из условия, что дополнительные напряжения в активной зоне σ_z не превышают структурной прочности грунта сжатию $P_{стр}$

Дополнительные напряжения в активной зоне определяют по формуле:

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi \cdot h} a_n, \quad (2.78)$$

где a_n – безразмерный коэффициент, принимаемый по Приложению 3 в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента \bar{B} , приведенной глубины рассматриваемой точки z/h (z – глубина от уровня подошвы ростверка) и приведенного расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного свайного фундамента x/h .

Структурную прочность грунта определяют по формуле:

$$P_{стр} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (2.79)$$

где c и φ – удельное сопротивление и угол внутреннего трения грунта соответственно.

Допускается принимать нижнюю границу активной зоны из условия $\sigma_z < 10 \text{ кПа}$ без учета структурной прочности грунта.

Пример 2.16. Расчет свайного фундамента под несущую стену здания по деформациям с использованием модели сдвига околосвайного грунта. Исходные данные:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (см. рисунки 2.1, 2.2), расчетное сечение 1-1, подвал здания эксплуатируемый отапливаемый.

2. Приложенные нагрузки: вертикальная расчетная $N_l = 213,36 \text{ кН}$, изгибающий момент $M_l = 0,1N_l = 21,34 \text{ кНм}$.

2. Инженерно-геологические условия см. таблицу 2.8, рисунок 2.4.

3. Схема с размерами фундамента (см. рисунок 2.33).

Решение

Составляем расчетную схему (рисунок 2.44).

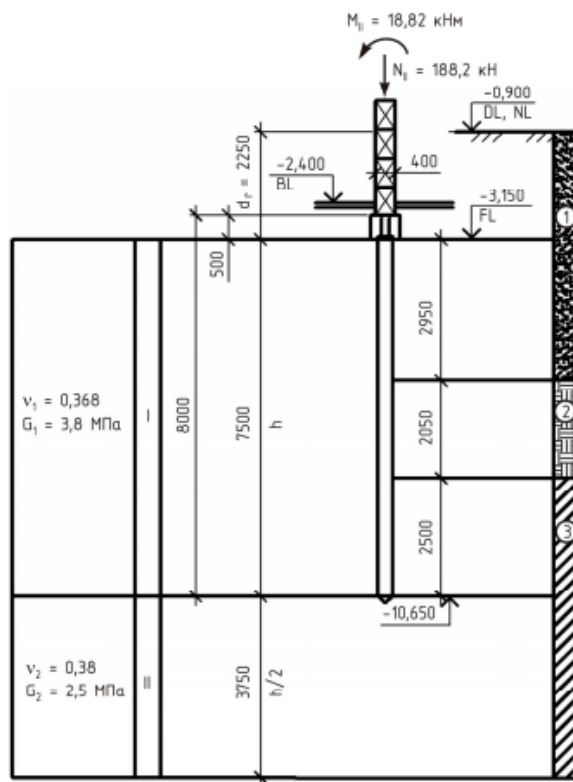


Рисунок 2.44 – Схема свайного фундамента к примеру

Для каждого инженерно-геологического элемента определяем следующие характеристики:

- коэффициент Пуассона ν (таблица 2.23);
- модуль сдвига G (по формуле (2.61)).

Коэффициент Пуассона:

$$\nu_{ИГЭ1} = 0,3; \quad \nu_{ИГЭ2} = 0,45; \quad \nu_{ИГЭ3} = 0,38.$$

Модуль сдвига $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$;

$$G_{ИГЭ1} = \frac{18,4}{2(1 + 0,3)} = 7,1 \text{ МПа}; \quad G_{ИГЭ2} = \frac{2}{2(1 + 0,45)} = 0,7 \text{ МПа};$$

$$G_{ИГЭ3} = \frac{6,8}{2(1 + 0,38)} = 2,5 \text{ МПа}.$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяем двумя слоями:

- околосвайный грунт высотой $h = 7,5 \text{ м}$;
- слой грунта под нижним концом сваи толщиной $0,5h = 3,75 \text{ м}$.

Для каждого слоя определим значение модуля сдвига и коэффициента Пуассона:

$$\nu_1 = \frac{0,3 \cdot 2,95 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 2,5}{7,5} \quad \nu_1 = 0,37;$$

$$\nu_2 = 0,38;$$

$$G_{шгэ1} = \frac{7,1 \cdot 2,95 + 0,7 \cdot 2,05 + 2,5 \cdot 2,5}{7,5} G_1 = 3,8 \text{ МПа}; \quad G_2 = 2,5 \text{ МПа}.$$

Производим проверку данной методики по формулам (2.62) и (2.63):

$$\frac{h}{d} = \frac{7,5}{0,34} = 22,15 > 5 ;$$

$$\frac{G_1 h}{G_2 d} = \frac{3,8 \cdot 7,5}{2,5 \cdot 0,34} = 34,10 > 1,$$

где d – диаметр поперечного сечения сваи. Для призматической сваи квадратного сечения с площадью A $d = 2\sqrt{A/\pi} = 2\sqrt{0,09/3,14} = 0,34 \text{ м}$.

Далее вычисляют коэффициенты k_{ν_1} и k_{ν} :

$$k_{\nu_1} = 2,82 - 3,78\nu_1 + 2,18\nu_1^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,37 + 2,18 \cdot 0,37^2 = 1,73;$$

$$k_{\nu} = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,375 + 2,18 \cdot 0,375^2 = 1,71,$$

где $\nu = 0,5(\nu_1 + \nu_2) = 0,5(0,37 + 0,38) = 0,375$.

Для сваи определяется модуль упругости бетона:

$$E_{br} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{bcr}} = \frac{27500}{1 + 2} = 9167 \text{ МПа},$$

где φ_{bcr} – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по таблице 2.24; E_b – начальный модуль деформации, принимаемый по таблице 2.24.

Затем определяют относительную жесткость ствола сваи по формуле (2.65):

$$\chi = \frac{E_{br} A}{G_1 h^2} = \frac{9167 \cdot 0,09}{3,8 \cdot 7,5^2} = 3,87.$$

Определяют параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{0,75}}{1 + 2,12 \chi^{0,75}} = \frac{2,12 \cdot 3,87^{0,75}}{1 + 2,12 \cdot 3,87^{0,75}} = 0,85.$$

Вычисляют коэффициенты:

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_{\nu} G_1 h}{G_2 d} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2,5 \cdot 0,34} = 0,69;$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{\nu_1} h}{d} = 0,17 \ln \frac{1,73 \cdot 7,5}{0,34} = 0,62;$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha)}{\chi} = \frac{0,69}{0,85} + \frac{1 - (0,69/0,62)}{3,87} = 0,78.$$

Далее определяем нагрузки, действующие на среднюю сваю (№ 4) (рисунок 2.45).

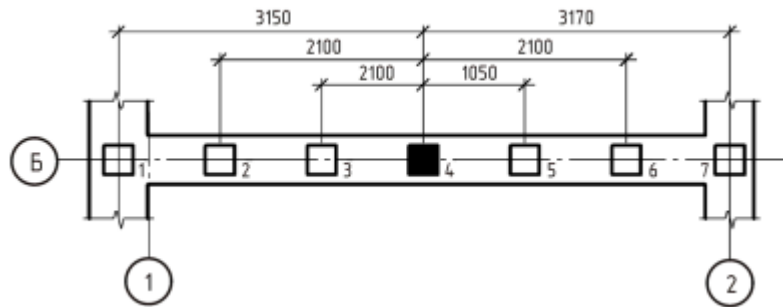


Рисунок 2.45 – Выбор наиболее нагруженной сваи

Для ленточного фундамента проверку расчетной нагрузки вычисляют по нормативным нагрузкам по формуле (2.61):

$$N_{\max} = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{l} a + G_p =$$

$$= \frac{188,2 + 0,6 + 5,5}{1} \cdot 1,05 + 20,1 = 224,1 \text{ кН} = 0,224 \text{ МН}$$

где $G_g = (0,1 \cdot 0,15 \cdot 20,2 + 1,1 \cdot 20,0) \cdot 1,1 = 0,6 \text{ кН}$ (см. пример 2.14); ширина уступов $0,1 \text{ м}$, высота грунта на уступе $0,15 \text{ м}$, толщина полов $0,1 \text{ м}$.

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах (на 1 п. м.) с учетом коэффициента по надежности 1,1: высота ростверка $0,5 \text{ м}$, ширина – $0,5 \text{ м}$,
 $G_R = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ т} = 5,5 \text{ кН}$ (см. пример 2.14).

Вес сваи С80.30 по Приложению Ж с коэффициентом надежности по нагрузке:

$$G_p = 1,83 \cdot 1,1 = 2,01 \text{ т} = 20,1 \text{ кН}.$$

Осадку одиночной сваи определяют по формуле (2.70):

$$s' = \beta \frac{N_{\max}}{G_1 h} = 0,78 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} 0,0061 \text{ м} = 0,61 \text{ см}.$$

Далее устанавливают расстояние, на котором определяют влияние соседних свай:

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 h}{2G_2} = 1,71 \frac{3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5} = 9,9 \text{ м} > 3,17 \text{ м}.$$

Это означает, что необходимо учесть влияние всех свай в ленте.

Для попадающих в зону влияния свай 1–3 и 5–7 вычисляют коэффициенты по формуле (2.71):

$$\delta_1 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_1} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 3,105} = 0,124;$$

$$\delta_2 = \delta_6 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_{2(6)}} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 2,1} = 0,185;$$

$$\delta_3 = \delta_5 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_{3(5)}} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,05} = 0,371;$$

$$\delta_7 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_7} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 3,107} = 0,123,$$

где a_i – расстояние до расчетной сваи.

Дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай определяют по формуле (2.72):

$$\begin{aligned} s_{add} &= \sum_{i=1}^n \delta_i \frac{N_{\max}}{G_1 h} = 0,124 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,185 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,371 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,371 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} = \\ &= 0,185 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,123 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} = 0,0003 \text{ м} = 0,03 \text{ см} \end{aligned}$$

Полная осадка расчетной сваи:

$$s = s' + s_{add} = 0,61 + 0,03 = 0,64 \text{ см}.$$

Предельная осадка свайного фундамента согласно СП 22.13330.2016 равна 12,0 см – следовательно, условие по деформациям выполняется.

Далее, для полного представления по данному вопросу выполним расчет осадки свайного ленточного фундамента по методике, предложенной А. А. Бартоломеем.

Пример 2.17. Выполнить расчет свайного фундамента под несущую стену здания по деформациям по методике А. А. Бартоломеем.

Исходные данные те же.

Решение

Нагрузку на свайный фундамент допускается определять по формуле (2.77):

$$N = \frac{N_{\max} i}{a} + \gamma_{mt} h_f B = \frac{224,1 \cdot 1}{1,05} + 20 \cdot 9,75 \cdot 0,5 = 310,92 \text{ кН / м}.$$

Структурная прочность грунта определяют по формуле (2.79):

$$P_{сmp} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \cdot 19 \cdot \cos 19}{1 - \sin 19} = 53,27 \text{ кПа}.$$

Далее выполняется расчет дополнительных напряжений в активной зоне для приведенной ширины фундамента, приведенного расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного свайного фундамента по формуле:

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi \cdot h} \alpha_n,$$

где α_n – безразмерный коэффициент, принимаемый по Приложению 3 в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента \bar{B} :

$\bar{B} = B/h = 0,5/7,5 = 0,07$, приведенной глубины рассматриваемой точки $z/h=0/7,5=0$ (z – глубина от уровня подошвы ростверка) и приведенного расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного свайного фундамента x/h .

Расчет сводим в таблицу 2.25.

Таблица 2.25 – Расчет дополнительных напряжений в активной зоне

Приведенная глубина z/h	Коэффициент α_n	Дополнительные напряжения кПа	Глубина $z, м$
1,01	12,362	163,14	7,575
1,05	7,753	102,31	7,875
1,1	5,188	68,46	8,25
1,2	3,352	44,23	9,0

Анализ таблицы показывает, что на глубине $z = 9,0 м$ дополнительное напряжение $\sigma_z = 44,23 кПа$, что не превышает структурной прочности грунта $P_{стр} = 53,27 кПа$, т. о. границу активной зоны назначаем $H = 9,0 м$. Расчетная схема к примеру представлена на рисунке 2.46.

Находим усредненные значения модуля упругости грунтов E и коэффициента Пуассона ν :

$$\nu = \frac{0,3 \cdot 2,95 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 4,0}{9,0} = 0,37;$$

$$E = \frac{18,4 \cdot 2,95 + 2,0 \cdot 2,05 + 6,8 \cdot 2,5}{9,0} = 9,5 МПа.$$

По номограмме определяем коэффициент $\delta_0 = 0,96$ в зависимости от коэффициента Пуассона $\nu = 0,37$, приведенной ширины $\bar{B} = 0,07$ и приведенной глубины $\bar{H} = H_a/h = 9,0/7,5 = 1,2$, где H_a – глубина активной зоны фундамента от уровня подошвы ростверка.

Тогда расчет осадки ведется по формуле (2.76):

$$s = \frac{N(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0 = \frac{310,92(1-0,37^2)}{3,14 \cdot 9,5 \cdot 1000} \cdot 0,96 = 0,0097 м = 0,97 см.$$

Таким образом, осадка расчетной сваи $s = 0,97 см$.

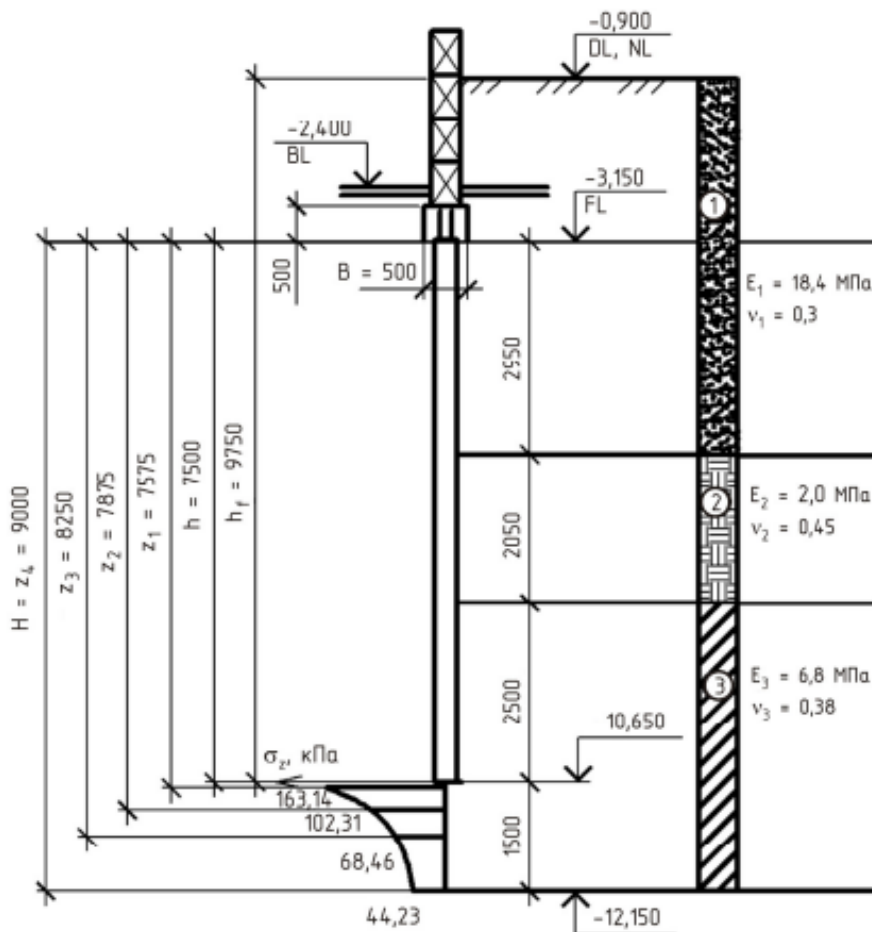


Рисунок 2.46 – Расчетная схема к примеру

Пример 2.18. Выполнить расчет свайного фундамента под колонну здания по деформациям с использованием модели сдвига околосвайного грунта. Исходные данные принять те же. Расчетная схема представлена на рисунке 2.47. Недостающие данные принять из предыдущего примера.

Решение

В примере 2.16 для каждого инженерно-геологического элемента нами определены: коэффициент Пуассона ν и модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона:

$$\nu_{игэ1} = 0,3; \quad \nu_{игэ2} = 0,45; \quad \nu_{игэ3} = 0,38.$$

Модуль сдвига:

$$G_{игэ1} = \frac{18,4}{2(1+0,3)} = 7,1 \text{ МПа}; \quad G_{игэ2} = \frac{2}{2(1+0,45)} = 0,7 \text{ МПа};$$

$$G_{игэ3} = \frac{6,8}{2(1+0,38)} = 2,5 \text{ МПа}.$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяем двумя слоями: околосвайный грунт высотой $h=6,4$ м; слой грунта под нижним концом сваи толщиной $0,5h = 3,2$ м.

Для каждого слоя определим значение модуля сдвига и коэффициента Пуассона как средневзвешенное:

$$\nu_1 = \frac{0,3 \cdot 2,5 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 1,85}{6,4} = 0,4; \quad \nu_2 = 0,38$$

$$G_{\text{пгэ1}} = \frac{7,1 \cdot 2,5 + 0,7 \cdot 2,05 + 2,5 \cdot 1,85}{6,4} = 3,7 \text{ МПа}; \quad G_2 = 2,5 \text{ МПа}.$$

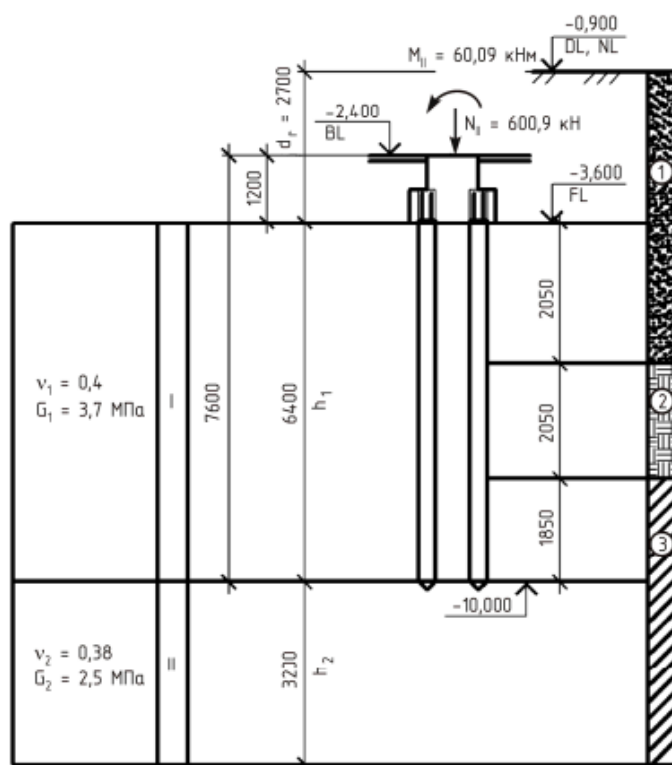


Рисунок 2.47- Расчетная схема к примеру

Производим проверку данной методики по формулам (2.62) и (2.63):

$$\frac{h}{d} = \frac{6,4}{0,34} = 18,9 > 5;$$

$$\frac{G_1 h}{G_2 d} = \frac{3,7 \cdot 6,4}{2,5 \cdot 0,34} = 28,4 > 1,$$

где d – диаметр поперечного сечения сваи. Для призматической сваи квадратного сечения с площадью A $d = 2\sqrt{A/\pi} = 2\sqrt{0,09/3,14} = 0,34$ м.

Далее вычисляют коэффициенты k_{ν_1} и k_{ν} :

$$k_{\nu_1} = 2,82 - 3,78\nu_1 + 2,18\nu_1^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,4 + 2,18 \cdot 0,4^2 = 1,66;$$

$$k_{\nu} = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,39 + 2,18 \cdot 0,39^2 = 1,68,$$

где $\nu = 0,5(\nu_1 + \nu_2) = 0,5(0,4 + 0,38) = 0,39$.

Для сваи определяется модуль упругости бетона

$$E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{bcr}} = \frac{24000}{1 + 2,4} = 7059 \text{ МПа},$$

где $\varphi_{bcr} = 2,4$ – коэффициент ползучести бетона (таблица 2.24) в зависимости от среднемесячной относительной влажности воздуха в июле более 75 % (климатический район 1Б); $E_b = 24000$ МПа – начальный модуль деформации бетона класса В15, принимаемый по таблице 2.24.

Затем определяют относительную жесткость ствола сваи по формуле (2.67):

$$\chi = \frac{E_{b\tau} A}{G_1 h^2} = \frac{7059 \cdot 0,09}{3,7 \cdot 6,4^2} = 4,19.$$

Определяют параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{0,75}}{1 + 2,12 \chi^{0,75}} = \frac{2,12 \cdot 4,19^{0,75}}{1 + 2,12 \cdot 4,19^{0,75}} = 0,86.$$

Вычисляют коэффициенты:

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{G_2 d} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2,5 \cdot 0,34} = 0,86;$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_v h}{d} = 0,17 \ln \frac{1,66 \cdot 6,4}{0,34} = 0,59;$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha)}{\chi} = \frac{0,86}{0,86} + \frac{1 - (0,86 / 0,59)}{4,19} = 0,73.$$

Производим расчет нагрузки, действующей на каждую сваю в кусте. Выполним маркировку свай (рисунок 2.48). Наиболее нагруженными сваями являются № 1 и 2. Выполним расчет для сваи № 1.

Нагрузку на сваю определим по формуле (3.49) (см. п. 4 примера 3.13).

Объем ростверка $1,66 \text{ м}^3$. $G_R = 1,66 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 3,66 \text{ т} = 36,6 \text{ кН}$.

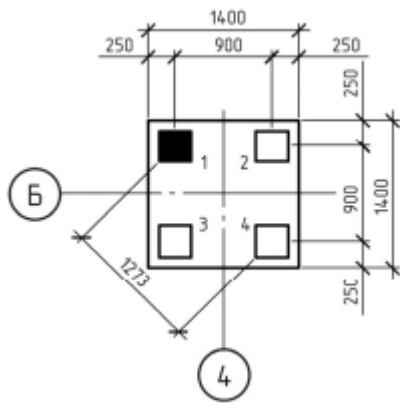
Площадь уступов $1,4 \cdot 1,4 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,15 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе $0,5 \text{ м}$, толщина полов – $0,1 \text{ м}$. $G_g = (1,15 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 1,15 \cdot 0,1 \cdot 20) \cdot 1,1 = 15,31 \text{ кН}$.

Тогда максимальная нагрузка на сваю будет определена по формуле:

$$N_{\max} = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{n} + G_p + \frac{M_{Ix}}{\sum y_i^2} + \frac{M_{Iy}}{\sum x_i^2} \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_n}.$$

Выполним проверку:

$$N_{\max 1,2} = \frac{600,9 + 36,6 + 15,31}{4} + 17,6 + \frac{60,9 \cdot 0,45}{\sum (0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2)} + 0 = 214,2 \text{ кН}$$



Определим осадку сваи № 1 как одиночной сваи по формуле (2.70):

$$s' = \beta \frac{N_{\max}}{G_1 h} = 0,73 \frac{0,214}{3,7 \cdot 6,4} 0,0061 \text{ м} = 0,66 \text{ см}.$$

Определяем расстояние, на котором следует учесть влияние соседних свай:

$$a_{\text{ult}} = k_v \frac{G_1 h}{2G_2} = 1,68 \frac{3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5} = 8,1 \text{ м} > 1,27 \text{ м}.$$

Рисунок 2.48 – Схема расположения свай в кусте

Далее необходимо учесть влияние всех свай в кусте, вычисляем коэффициенты для свай 2–4 по формуле (2.68):

$$\delta_2 = \delta_3 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_1} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 0,9} = 0,185;$$

$$\delta_4 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_2} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,273} = 0,279,$$

где a_i – расстояние до расчетной сваи.

Дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай 2–4 определяют по формуле (2.72):

$$s_{\text{add}} = \sum_{i=1}^n \delta_i \frac{N_{\max}}{G_1 h} = 0,394 \frac{0,214}{3,7 \cdot 6,4} + 0,394 \frac{0,147}{3,3 \cdot 6,4} + 0,279 \frac{0,147}{3,7 \cdot 6,4} = 0,00024 \text{ м} = 0,024 \text{ см}$$

Полная осадка расчетной сваи определяется:

$$s = s' + s_{\text{add}} = 0,66 + 0,024 = 0,68 \text{ см}.$$

Предельная осадка свайного фундамента согласно СП 22.13330.2016 равна 12,0 см – следовательно, условие по деформациям выполняется.

Пример 2.19. Расчет ленточного свайного фундамента. Выполнить расчет ленточного свайного фундамента под наружную стену жилого дома с подвалом. Глубина заложения ростверка $h = 2,4 \text{ м}$. Длина сваи $L_{\text{св}} = 4,5 \text{ м}$. Размеры поперечного сечения сваи $b \cdot b = 0,25 \cdot 0,25 \text{ м}$, длина острия сваи $l = 0,25 \text{ м}$. Сваи погружаются с помощью дизель-молота. Длина здания $L = 90 \text{ м}$, высота $H = 22,5 \text{ м}$. Нагрузки, действующие по обрезу фундамента (на 1 м. п.) с учетом собственного веса: $N_I = 360 \text{ кНм}$; $N_{II} = 320 \text{ кНм}$.

ИГЭ № 1 – песок средней крупности, средней плотности, водонасыщенный толщиной 3,9 м с удельным весом $\gamma_1 = 20 \text{ кН/м}^3$. Коэффициент пористости $e = 0,663$.

ИГЭ № 2 – суглинок тугопластичный толщиной 4,3 м с удельным весом $\gamma_2 = 18,7 \text{ кН/м}^3$. Коэффициент пористости $e = 0,805$. Индекс текучести: $I_L = 0,462$ (рисунок 2.49).

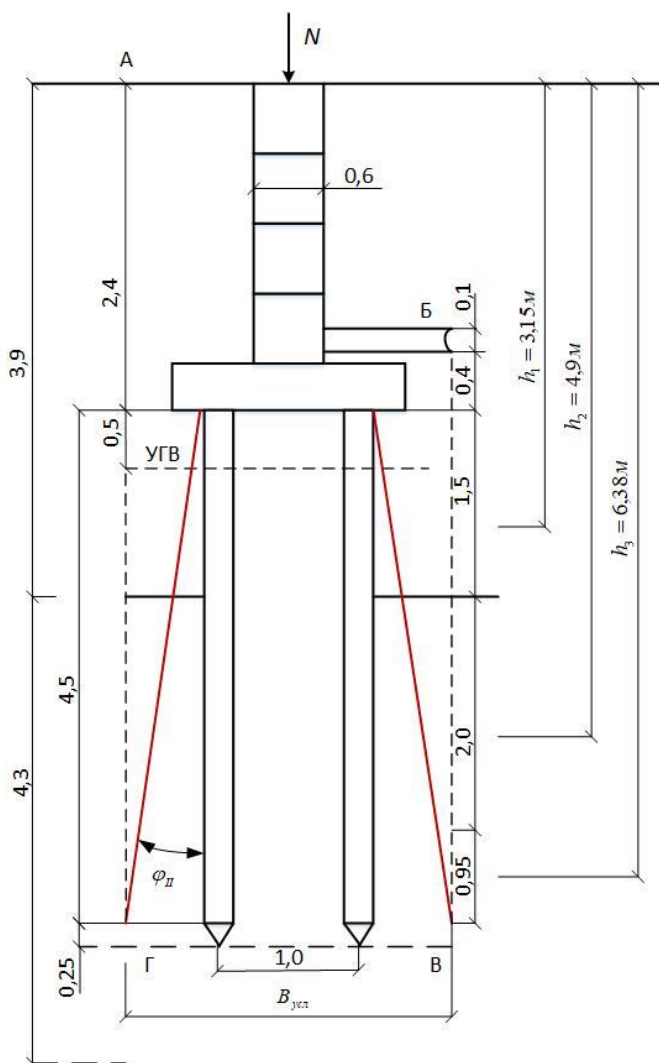
Решение

Определение требуемого количества свай

Площадь поперечного сечения сваи $A = b^2 = 0,25^2 = 0,0625 \text{ м}^2$.

Периметр поперечного сечения сваи $u = 4b = 4 \cdot 0,25 = 1,0 \text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи на глубине 7,0 м составляет $R = 1840 \text{ кПа}$ (таблица 7.2 СП 24.13330.2016).



Средняя глубина расположения слоев представлена на рисунке 2.49.

$$h_1 = 3,15 \text{ м}; \quad h_2 = 4,9 \text{ м}; \\ h_3 = 6,38 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи в первом слое грунта при глубине заложения $h_1 = 3,15 \text{ м}$ составляет $f_1 = 48,8 \text{ кПа}$ (таблица 7.3 СП 24.13330.2016).

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи во втором слое грунта при глубине заложения $h_2 = 4,9 \text{ м}$ составляет $f_2 = 26,5 \text{ кПа}$.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи во втором слое грунта при средней глубине заложения $h_3 = 6,38 \text{ м}$ составляет $f_3 = 28,5 \text{ кПа}$.

Рисунок 2.49 – Расчетная схема к примеру

Коэффициент условий работы сваи в грунте $\gamma_c = 1,0$. Коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи

$\gamma_{cr} = 1,0$. Коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности свай
 $\gamma_{cf} = 1,0$.

Несущая способность одиночной сваи определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \gamma_{cf} \sum f_i h_i) =$$

$$= 1,0 (1,0 \cdot 1840 \cdot 0,0625 + 1,0 \cdot 1,0 \cdot (48,8 \cdot 1,5 + 26,5 \cdot 2,0 + 28,5 \cdot 0,95)) = 269 \text{ кН}$$

Коэффициент надежности по грунту $\gamma_k = 1,4$.

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по грунту:

$$F = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{336}{1,4} = 192 \text{ кН}.$$

Требуемое количество свай:

$$n = \frac{N_l}{F} = \frac{360}{192} = 1,88.$$

Определим расчетное расстояние между осями свай по длине стены:

$$a = \frac{1}{1,88} = 0,53 \text{ м}.$$

Для забивных свай минимальное расстояние должно быть не менее $3d$, принимаем шаг свай 0,75 м. В этом случае целесообразно принять двухрядное шахматное расположение свай в плане (рисунок 2.50).

Окончательно принимаем 2 сваи на 1 п. м. свайного фундамента. Ширина ростверка принимается от числа рядов свай – 2. Расстояние от края ростверка до грани сваи не менее 150 мм.

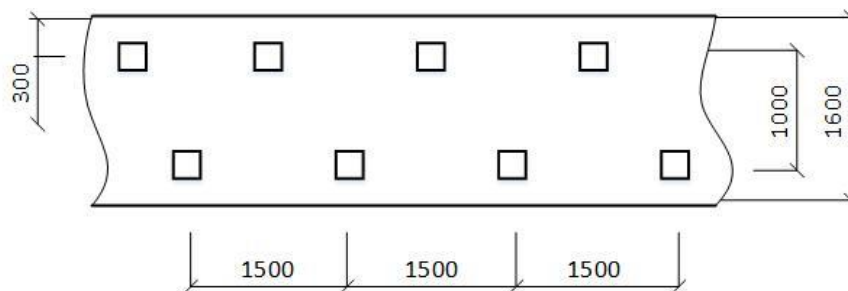


Рисунок 2.50 – Схема расположения свай в ростверке

Угол внутреннего трения для ИГЭ №1 $\varphi_{II,1} = 35^\circ$.

Угол внутреннего трения для ИГЭ №2 $\varphi_{II,2} = 20^\circ$.

Усредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых сваями, определяется по формуле:

$$\varphi_{II,sp} = 0,25 \cdot \frac{\sum_0^h \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i} = 0,25 \cdot \frac{(35 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,2)}{1,5 + 3,2} = 6,2^\circ.$$

Ширина условного фундамента (рисунок 2.49):

$$B_{\text{учл}} = 1,0 + 0,25 + 2(1,5 + 3,2) \cdot \text{tg} 6,2^\circ = 2,27 \text{ м}.$$

Вес грунта в объеме АБВГ:

$$G_{\text{гр}} = 20,0 \cdot 2,1 \left(\frac{2,27 - 0,6}{2} \right) \cdot 1,0 + 20 \cdot 0,5 \cdot 2,27 \cdot 1,0 + \\ + 10,0 \cdot 1,0 \cdot 2,27 \cdot 1,0 + 9,4 \cdot 3,2 \cdot 2,27 \cdot 1,0 = 149 \text{ кН}$$

Удельное сцепление грунта, на который опирается условный фундамент определим по таблице Б2 Приложения Б СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений $c_{\text{II},2} = 23,5 \text{ кПа}$.

$$\text{Коэффициент } M_\gamma = 0,31; \quad \text{Коэффициент } M_q = 3,06;$$

$$\text{Коэффициент } M_c = 5,66 \text{ [4]}.$$

Значение коэффициента $k = 1,1$ [4].

Удельный вес песка первого слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{\text{sb},1} = \gamma_{\text{II}} - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Усредненный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma_{\text{II}}' = \frac{20 \cdot 2,9 + 10 \cdot 1,0 + 20 \cdot 0,6 + 9,4 \cdot 3,2}{2,9 + 1,0 + 3,2} = 13,8 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Толщина слоя грунта, залегающего выше подошвы фундамента со стороны подвала (от острия свай до пола), составляет $h_s = 5,1 \text{ м}$.

Толщина конструкции пола $h_{\text{cf}} = 0,1 \text{ м}$.

Удельный вес конструкции пола подвала $\gamma_{\text{cf}} = 22 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Приведенная глубина заложения подошвы фундамента от пола подвала:

$$d_1 = h_s + h_{\text{cf}} \frac{\gamma_{\text{cf}}}{\gamma_{\text{II}}'} = 5,1 + 0,1 \frac{22}{13,8} = 5,26 \text{ м}.$$

По таблице 5.4 (СП 22.13330.2016) коэффициент условий работы $\gamma_{\text{c1}} = 1,2$; $\gamma_{\text{c2}} = 1,0$ при соотношении $L/H = 90/22,5 = 4,0$.

Тогда расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента будет равно (заниженное значение):

$$R_1 = \frac{\gamma_{\text{c1}} \gamma_{\text{c2}}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{\text{II}} + M_q d_1 \gamma_{\text{II}}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{\text{II}}' + M_c c_{\text{II}} \right] = \\ = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 2,27 \cdot 9,4 + 3,06 \cdot 5,26 \cdot 13,8 + \dots] + \\ = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} [\dots (3,09 - 1,0) \cdot 1,9 \cdot 13,8 + 5,66 \cdot 23,5] = 458 \text{ кПа}$$

Проверка условия: $p_{\text{cp}} \leq R \quad 206,6 \text{ кПа} < 458 \text{ кПа}$ – условие выполнено.

Пример 2.20. Расчет свайного фундамента под колонну. Выполнить расчет свайного фундамента под колонну общественного здания. Глубина заложения подошвы ростверка $h=0,8\text{ м}$. Длина сваи $L_{\text{св}}=5,5\text{ м}$. Размеры поперечного сечения сваи $b \cdot b=0,3 \cdot 0,3\text{ м}$, длина острия сваи $l=0,25\text{ м}$. Сваи погружаются с помощью дизель-молота. Длина здания $L=91,8\text{ м}$, высота $H=18\text{ м}$. Нагрузки, действующие по обрезу фундамента с учетом собственного веса: $N_I=1000\text{ кНм}$; $N_{II}=820\text{ кНм}$ (рисунок 2.51).

ИГЭ № 1 – песок пылеватый, средней плотности, влажный, толщиной 3,6 м с удельным весом $\gamma_1=18,5\text{ кН/м}^3$. Коэффициент пористости $e=0,666$.

ИГЭ № 2 – суглинок тугопластичный толщиной 1,7 м с удельным весом $\gamma_2=19,5\text{ кН/м}^3$. Коэффициент пористости $e=0,618$. Индекс текучести: $I_L=0,6$.

ИГЭ № 3 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный, толщиной 2,2 м с удельным весом $\gamma_3=20\text{ кН/м}^3$. Коэффициент пористости $e=0,6$.

ИГЭ № 4 – суглинок толщиной 3,4 м с удельным весом $\gamma_4=20\text{ кН/м}^3$. Коэффициент пористости $e=0,78$. Индекс текучести: $I_L=0,429$.

Решение

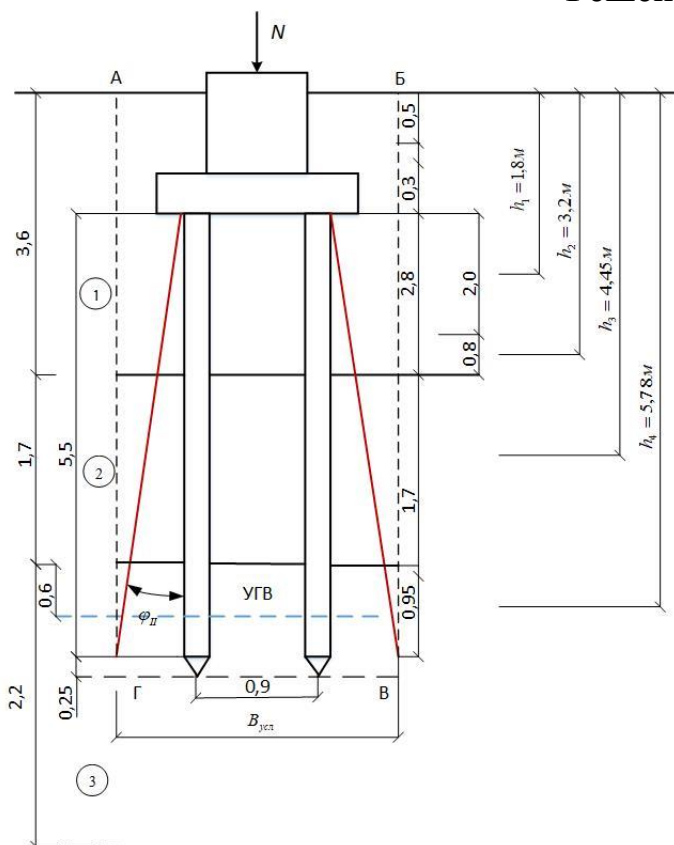


Рисунок 2.51 – Расчетная схема к примеру

Площадь поперечного сечения сваи $A=b^2=0,3^2=0,09\text{ м}^2$.

Периметр поперечного сечения сваи $u=4b=4 \cdot 0,3=1,2\text{ м}$.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи на глубине 6,5 м составляет $R=2350\text{ кПа}$ (таблица 7.2 СП 24.13330.2016).

Средняя глубина расположения слоев: $h_1=1,8\text{ м}$; $h_2=3,2\text{ м}$; $h_3=4,45\text{ м}$; $h_4=5,78\text{ м}$.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи в первом слое грунта при глубине заложения $h_1=1,8\text{ м}$ составляет $f_1=19,8\text{ кПа}$ (таблица 7.3 СП 24.13330.2016).

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи в первом слое грунта при глубине заложения $h_2=3,2\text{ м}$ составляет $f_2=25,4\text{ кПа}$.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи во втором слое грунта при средней глубине заложения $h_3 = 4,45\text{м}$ составляет $f_3 = 16,5\text{кПа}$.

Расчетное сопротивление по боковой поверхности сваи в третьем слое грунта при средней глубине заложения $h_4 = 5,78\text{м}$ составляет $f_4 = 41,6\text{кПа}$.

Коэффициент условий работы сваи в грунте $\gamma_c = 1,0$.

Коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи $\gamma_{cR} = 1,0$. Коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи $\gamma_{cf} = 1,0$. Несущая способность одиночной сваи определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \gamma_{cf} \sum f_i h_i) =$$

$$= 1,0(1,0 \cdot 2350 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot (19,8 \cdot 2,0 + 25,4 \cdot 0,8 + 16,5 \cdot 1,7 + 41,6 \cdot 0,95)) = 364\text{кН}$$

Коэффициент надежности по грунту $\gamma_k = 1,4$.

Допустимая расчетная нагрузка на сваю по грунту

$$F = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{364}{1,4} = 260\text{кН}.$$

Требуемое количество свай:

$$n = \frac{N_I}{F} = \frac{1000}{260} = 3,85.$$

Принимаем число свай $n = 4$.

Угол внутреннего трения ИГЭ № 1 для песчаного грунта $\varphi_{II,1} = 29,4^\circ$.

Угол внутреннего трения ИГЭ № 2 для глинистых грунтов $\varphi_{II,2} = 24,6^\circ$.

Угол внутреннего трения ИГЭ № 3 для песчаных грунтов $\varphi_{II,3} = 34^\circ$.

Усредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых свайей, определяется по формуле:

$$\varphi_{II,сп} = 0,25 \cdot \frac{\sum_0^h \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i} = 0,25 \cdot \frac{(29,4 \cdot 2,8 + 24,6 \cdot 1,7 + 34 \cdot 1,2)}{2,8 + 1,7 + 1,2} = 7^\circ.$$

Ширина условного фундамента (рисунок 2.51):

$$B_{ysl} = 0,9 + 0,3 + 2(2,8 + 1,7 + 1,2) \cdot \text{tg} 7^\circ = 2,6\text{м}.$$

Вес грунта в объеме АБВГ:

$$G_{сп} = 3,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 18,5 + 1,7 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 19,5 + 0,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 20 +$$

$$+ 0,6 \cdot 2,6 \cdot 2,6 \cdot 10,1 = 796\text{кН}$$

Давление под подошвой условного фундамента определяется как:

$$p_{сп} = \frac{N_I + G_{сп}}{A} = \frac{820 + 796}{2,6 \cdot 2,6} = 239\text{кПа}.$$

Удельное сцепление грунта, на который опирается условный фундамент, определим по таблице Б1 Приложения Б СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений - $c_{II,2} = 3\text{кПа}$.

Коэффициент $M_\gamma = 1,55$; коэффициент $M_q = 7,22$; коэффициент $M_c = 9,22$. Значение коэффициента $k = 1,1$.

Удельный вес песка третьего слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb,1} = \gamma_{II} - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Усредненный вес грунтов, залегающих выше подошвы условного фундамента:

$$\gamma'_{II} = \frac{18,5 \cdot 3,6 + 19,5 \cdot 1,7 + 20 \cdot 0,6 + 10 \cdot 0,6}{3,6 + 1,7 + 1,2} = 18,1 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

По таблице 5.4 (СП 22.13330.2016) коэффициент условий работы $\gamma_{c1} = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,0$ при соотношении $L/H = 91,8/18 = 5,1$.

Тогда расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента будет равно (заниженное значение).

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma'_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} [1,55 \cdot 1,0 \cdot 2,6 \cdot 10,1 + 7,22 \cdot 6,5 \cdot 18,1 + 0 + 9,22 \cdot 3,0] = 1190 \text{ кПа}.$$

Проверка условия: $p_{cp} \leq R \quad 239 \text{ кПа} < 1190 \text{ кПа}$ – условие выполнено.

Расчет осадки фундамента

Напряжение на кровле первого слоя при $h=0$

$$\sigma_{zg0} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 0.$$

Напряжение по подошве первого слоя при $h_1 = 3,6 \text{ м}$:

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_1 h_1 = 0 + 18,5 \cdot 3,6 = 66,6 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 13,3 \text{ кПа}.$$

Напряжение по подошве второго слоя при $h_2 = 1,7 \text{ м}$:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 h_2 = 66,6 + 19,5 \cdot 1,7 = 99,8 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 20 \text{ кПа}.$$

Напряжение в третьем слое на уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 h_3 = 99,8 + 20 \cdot 0,6 = 111,8 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg3} = 22,4 \text{ кПа}.$$

Удельный вес третьего слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb3} = \frac{\gamma_{s3} - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,14 - 10,0}{1 + 0,598} = 10,1 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Напряжение по подошве третьего слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma'_{zg3} = \sigma_{zg3} + \gamma_{sb3} h_3 = 111,8 + 10,1 \cdot 0,6 = 117,8 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma'_{zg3} = 23,6 \text{ кПа}.$$

Напряжение по подошве условного фундамента с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg3} = \sigma'_{zg3} + \gamma_{sb3} h_3 = 117,8 + 10,1 \cdot (2,2 - 1,2) = 127,8 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg3} = 25,6 \text{ кПа}.$$

Удельный вес четвертого слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{sb4} - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27,8 - 10,0}{1 + 0,779} = 10,0 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Напряжение по подошве четвертого слоя с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_{sb4} h_4 = 127,8 + 10,0 \cdot 3,4 = 161,8 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg4} = 32,4 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление под подошвой условного фундамента:

$$p = p_{cp} - \sigma'_{zg3} = 276 - 127,8 = 148,2 \text{ кПа} \approx 148 \text{ кПа}.$$

Отношение длины условного фундамента к его ширине:

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,6}{2,6} = 1,0$$

Чтобы избежать интерполяции (таблица 5.8 СП 22.13330.2016), зададимся соотношением $\xi = 0,4$

$$z = \frac{\xi b}{2} = \frac{0,4 \cdot 2,6}{2} = 0,52 \text{ м}.$$

Проверка условия:

$$h_i \leq 0,4b \quad (0,52 < 1,04) \text{ – условие выполняется.}$$

Нижнюю границу сжимаемой толщи находим по точке пересечения вспомогательной эпюры и эпюры дополнительных напряжений, т. к. при вычислении осадки фундамента необходимо выполнение условия:

$$\sigma_z \leq 0,2\sigma_{zg}.$$

Мощность сжимаемого слоя составляет $H = 4,16 \text{ м}$ (рисунок 2.52).

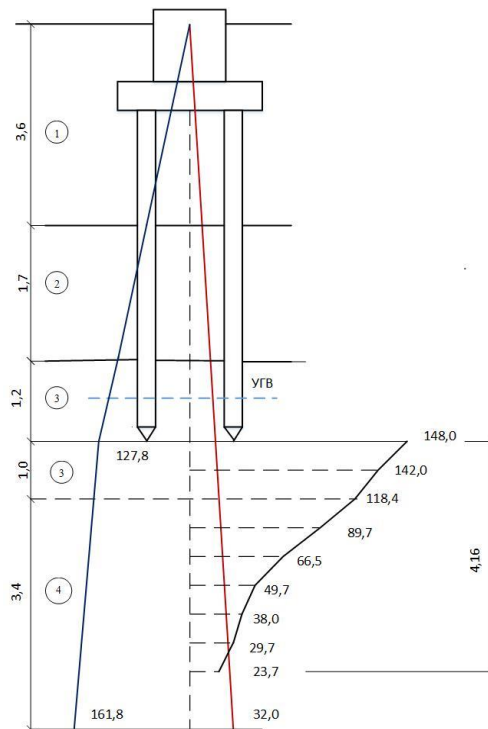


Рисунок 2.52 – Расчетная схема к определению осадки фундамента

Вычисление напряжений в основании свайного фундамента целесообразно производить в табличной форме (таблица 2.26)

Таблица 2.26 – Расчет послойных напряжений в сжимаемой толще грунта

Грунт	$z, \text{ м}$	$\xi = 2z/b$	a	$\sigma_{zp} = ap$ кПа	$E,$ кПа
Песок плотный	0	0	1,0	148,0	32000
	0,52	0,4	0,96	142,0	
Суглинок тугопластичный	1,04	0,8	0,80	118,4	30000
	1,56	1,2	0,606	89,7	
	2,08	1,6	0,449	66,5	
	2,6	2,0	0,336	49,7	
	3,12	2,4	0,257	38,0	
	3,64	2,8	0,201	29,7	
	4,16	3,2	0,16	23,7	

Допускаемая осадка фундамента для здания с железобетонным каркасом принимается по СП 22.13330.2016 и равна $s_u = 10 \text{ см}$.

Осадка фундамента определяется методом послойного суммирования по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} \cdot h_i}{E} = \frac{0,8 \cdot 0,52}{32000} \left(\frac{148+142}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,52}{30000} \left(\frac{118,4+89,7}{2} + \frac{89,7+66,5}{2} + \frac{66,5+49,7}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,52}{30000} \left(\frac{49,7+38}{2} + \frac{38+29,7}{2} + \frac{29,7+23,7}{2} \right) = 0,00666 \text{ м} = 0,7 \text{ см}$$

Следовательно, условие выполнено, прогнозируемая осадка меньше предельно допустимого значения.

2.19. Конструктивные требования к столбчатым фундаментам

Столбчатый фундамент состоит из плиты и подколонника, который имеет углубление (стакан) для заделки сборной железобетонной колонны или выполняется без него (при сопряжении фундамента с металлической или железобетонной колонны).

Высоту фундамента назначают по условиям заглубления, по условию заделки сборной колонны или по условиям заделки выпусков арматуры при монолитных колоннах и анкерных болтов при стальных колоннах.

Высота плитной части фундамента назначается по расчету. Если высота фундамента получается больше высоты плитной части, за счет разницы в высотах устраивается подколонник. Высоту фундамента рекомендуется назначать кратной 300 мм.

Высоту ступеней устанавливают в зависимости от полной высоты плитной части фундамента и принимают равной 300 и 450 мм. При высоте

плитной части 1500 мм и более высота верхней ступени может быть принята равной 600 мм. Высоту ступеней рекомендуется принимать по таблице 2.27.

Таблица 2.27 – Рекомендуемая высота ступеней железобетонных фундаментов

Общая высота плитной части фундамента, мм	Высота ступеней, мм		
	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Конструирование фундамента под железобетонную колонну начинают с определения размеров подколонника и стакана. Размер поперечного сечения подколонника по сравнению с размерами поперечного сечения колонны принимаются увеличенными на 50 мм в каждую сторону из условия удобства установки опалубки. Рекомендуется принимать типовые размеры верха фундамента (в зависимости от сечения колонны).

Для колонн с размерами поперечного сечения 400 x 300 мм, 400 x 400 мм сечение подколонника принимают 900 x 900 мм.

Для колонн с поперечным сечением 500 x 400 мм, 500 x 500 мм, 600 x 400 мм и 600 x 500 мм сечение подколонника принимают 1200 x 1200 мм.

Для колонн с поперечным сечением 700 x 400 мм, 800 x 400 мм, 800 x 500 мм, сечение подколонника принимают 1500 x 1200 мм. Глубина стакана при этом составляет 900 мм.

В фундаментах под сборные железобетонные колонны глубина заделки принимается равной $(1,0-1,5)h$, где h – ширина сечения колонны. Под колонной в стакане предусматривается зазор 50 мм, необходимый для установки колонны на проектной отметке на цементно-песчаном растворе. Зазор между колонной и стенками стакана фундамента заполняется мелкозернистым бетоном или цементно-песчаным раствором марки не ниже М100.

Соединение монолитных фундаментов с монолитными колоннами выполняется путем стыкования продольной арматуры колонны с выпусками стержней из фундамента.

Количество, диаметр и разбивка арматурных выпусков из подколонника должны быть такими же, как и в колонне в месте ее заделки, как правило, выпуски доводят до подошвы фундамента, и она является продольной арматурой подколонника; эта арматура должна быть объединена хомутами.

Подколонники отдельно стоящих фундаментов армируются продольными стержнями и прикрепляемыми к ним арматурными сетками – С-2. Диаметр

продольных рабочих стержней подколонника принимается не менее 12 мм (класса А300 или А400), остальная арматура назначается класса Вр-1.

Кроме того, стакан столбчатого фундамента конструктивно армируется 5–6 сетками С-3 из парных стержней диаметром 8 мм арматурой класса А400. Верхняя сетка устанавливается ниже обреза фундамента на 50 мм, нижняя ставится выше торца колонны не менее чем на 50 мм.

При большой высоте подколонника может выполняться дополнительный стык продольной арматуры путем устройства выпусков из верхней ступени плитной части фундамента.

Подошва фундамента армируется сеткой С-1, диаметр рабочих стержней арматуры, укладываемых вдоль стороны до 3 м, принимается не менее 10 мм и более 3 м – не менее 12 мм, шаг арматуры в сетке 100 x 200 мм.

Верх фундамента рекомендуется принимать:

- для фундаментов сборных колонн – на отметке 0,150 м;
- для фундаментов монолитных колонн – в уровне верха фундаментной плиты, а при ее отсутствии – на отметке 0,05 м;
- для фундаментов под стальные колонны – на 100 мм ниже отметки опорной плиты башмака колонны.

Класс бетона по прочности на сжатие для монолитных фундаментов на естественном основании рекомендуется назначать не ниже *B12,5*. Сборные фундаменты и ростверки следует выполнять из бетона класса *B15* или *B20*.

Пример армирования столбчатого фундамента под сборную железобетонную колонну представлен на рисунке 2.53.

Под монолитными фундаментами независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов) рекомендуется всегда предусматривать бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона класс *B7,5*.

Толщина защитного слоя в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки назначается не менее 35 мм, при отсутствии бетонной подготовки – не менее 70 мм.

Конструирование монолитного фундамента ступенчатой формы для сборной колонны выполняют вначале в плоскости большего размера. Для этого на отметке 0,150 откладывают соответствующий размер подколонника симметрично оси фундамента. Количество ступеней принимают от одной до трех, вылет ступеней по размеру должен быть не меньше высоты ступени (300, 450, 600 и 900 мм). Аналогичным образом конструируют в направлении короткой стороны, число ступеней по обеим сторонам должно по возможности быть равным или отличаться не более чем на одну ступень.

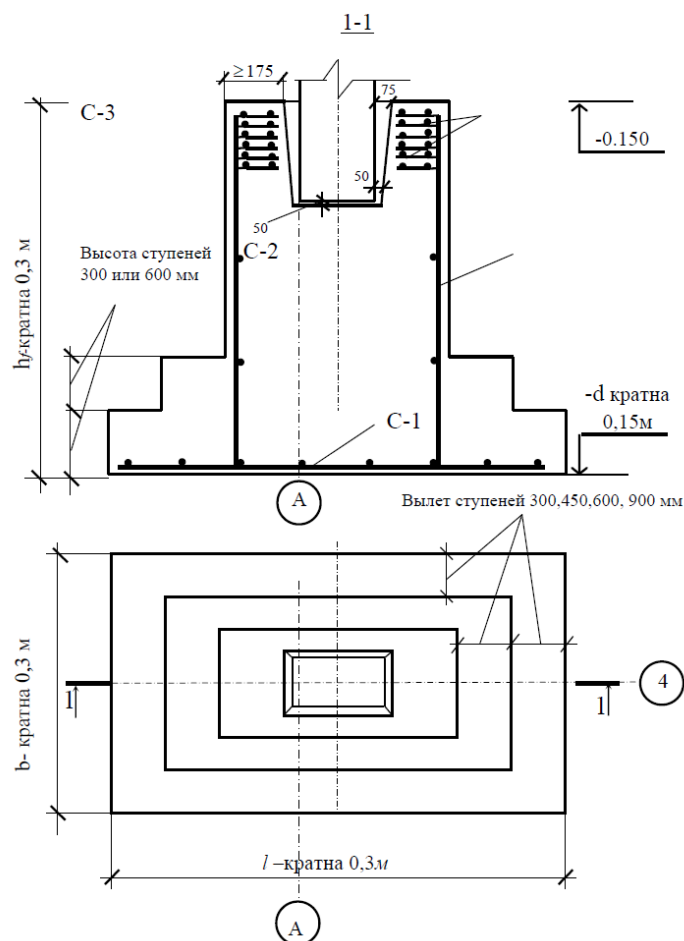


Рисунок 2.53 – Армирование столбчатого фундамента под рядовую колонну

3. ОРГАНИЗАЦИЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА И КРИТЕРИИ ЕГО ОЦЕНКИ

В соответствии с учебным планом каждый студент обязан самостоятельно выполнить курсовой проект и защитить его в срок до начала экзаменационной сессии (для всех форм обучения).

Защита курсового проекта разрешается только после его детальной разработки согласно заданию. Перед защитой курсового проекта студент должен сдать преподавателю чертежи и пояснительную записку на проверку.

Защита курсового проекта производится очно, допускается защита удаленно при определенных обстоятельства (болезнь, пандемия, нахождение в командировке – для заочной формы обучения и в других случаях).

Во время защиты курсового проекта студент должен дать все необходимые пояснения по расчетам и его содержанию, а также ответить на вопросы преподавателя относительно запроектированного фундамента.

При оценке курсового проекта учитываются его содержание и оформление, а также качество защиты.

Оценивая курсовой проект, преподаватель учитывает обоснованность и оригинальность принятых решений, глубину и полноту проработки проектного материала, умение использовать актуальную научно-техническую литературу, качество оформления, самостоятельность, ответы на вопросы.

Оценивание защиты курсового проекта осуществляется по четырехбалльной системе.

Оценка *«неудовлетворительно»* выставляется в случае выполнения не своего задания, допущения грубых ошибок, повлиявших на результаты расчетов, использования неактуальных нормативных документов, оформления графической и текстовых частей работы не по требованиям ЕСКД, неспособность доложить о принятых решениях.

Оценка *«удовлетворительно»* выставляется в случае допущения незначительных ошибок, в целом не повлиявших на результаты расчетов. При оформлении графической и текстовых частей курсового проекта допущены некоторые отступления от требований ЕСКД, при защите могут быть допущены незначительные неточности в ответах на вопросы.

Оценка *«хорошо»* выставляется в случае выполнения курсового проекта, полностью соответствующего критериям правильности полученных результатов расчетов принятых конструктивных решений, оформления по ЕСКД, грамотного изложения и ответов на вопросы, но при этом нет вариативного проектирования.

Оценка *«отлично»* выставляется при выполнении всех условий как при оценивании на *«хорошо»*, но при этом используется вариативное проектирование и выполнен анализ принятого решения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебно-методическом пособии даны рекомендации по выполнению курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты зданий, сооружений».

Рассмотрены 20 примеров с подробными решениями наиболее характерных задач по тематике заданий курсового проектирования. Различная справочная информация приведена в 27 таблицах и 6 приложениях, даны ссылки на 18 источников нормативной, справочной и учебной литературы.

Выполнение задания по курсовому проекту предусматривает самостоятельную работу студентов с нормативной и справочной литературой, чему способствуют индивидуальные задания.

Безусловно, в пособии рассмотрены лишь некоторые инженерно-геологические процессы и условия работы грунтов оснований под фундаменты зданий и сооружений при различных внешних условиях и пути выбора

наиболее оптимальных решений. Знания о прочностных и деформационных свойствах грунтов, их устойчивости, а также применяемых методах расчетов, полученных в результате теоретического изучения дисциплины, выполнения практических заданий и курсового проектирования, позволят будущим специалистам вполне успешно решать практические задачи по проектированию и возведению фундаментов зданий и сооружений.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация.
2. ГОСТ 13580.2021. Плиты железобетонные ленточных фундаментов
Технические условия.
3. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
4. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
5. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты.
6. СП 63.13330.2016. Железобетонные конструкции.
7. СП 131.13330.2018. Строительная климатология.
8. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии.
9. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83*).
10. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84).
11. Проектирование оснований фундаментов на пучинистом грунте: метод. пособие / под. ред. А. Г. Алексеева. – Москва: Изд. Мин. стр-ва и ЖКХ РФ, 2019. – 53 с.
12. Берлинов, М. В. Основания и фундаменты : учеб. для строит. спец. вузов. – 3-е изд., стер. / М. В. Берлинов. – Москва: Высшая школа, 1999. – 319 с.
13. Канаков, Г. В. Проектирование оснований и фундаментов гражданских зданий: учебно-методич. пособие / Г. В. Канаков, В. Ю. Прохоров. – Нижний Новгород: ННГАСУ, 2010. – 72 с. (ЭСБ «Университетская библиотека онлайн»).
14. Ухов, С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: учеб. пособие для строит. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. / С. Б. Ухов [и др.]. – Москва: Высшая школа, 2002. – 567 с.
15. Насонов, С. Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций / С. Б. Насонов. – Москва: Изд. АСВ, 2015. – 816 с.
16. Основания и фундаменты зданий, сооружений: Базы данных Рестко по строительству и недвижимости – https://www.restko.ru/building_db.php .

17. Сучкова, Е. О. Специальные вопросы проектирования оснований и фундаментов: учеб. пособие: в 2 ч. / Е. О. Сучкова. – Нижний Новгород: ННГАСУ, 2010. – Ч. 1. – 69 с. (ЭСБ «Университетская библиотека онлайн»).

18. Украинченко, Д.А. Цикл лабораторных работ по дисциплине «Механика грунтов»: учеб. пособие / Д. А. Украинченко, Л. А. Муртазина. – Оренбург: ОГУ, 2014. – 136 с. (ЭСБ «Университетская библиотека»)

Варианты грунтовых условий с 1 по 30

Вариант 1

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	231,1	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	6,0	УГВ = = 3,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,70	35	13	8,0	
		Глина со щебнем до 12 %	2,8	2,5	0,19	0,37	0,22	1,93	60	22	20,0	
		Глина со щебнем до 20 %	4,0	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	46,0	
2	229,9	Песок пылеватый	2,1	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	6,0	УГВ = = 4,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	2,5	1,9	0,21	0,40	0,30	1,70	35	13	8,0	
		Глина со щебнем до 12 %	1,9	2,5	0,19	0,37	0,22	1,93	60	22	20,0	
		Глина со щебнем до 20 %	4,5	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	46,0	

Вариант 2

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	0,9	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	УГВ = = 0,8 м
		Песок пылеватый	1,5	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,1	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	
		Песок гравелистый	1,1	2,69	–	–	0,33	1,75	2	28	19,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,8	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	
2	91,8	Суглинок	0,7	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	УГВ = = 1,2 м
		Песок пылеватый	1,8	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	
		Песок гравелистый	1,5	2,69	–	–	0,33	1,75	2	28	19,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Вариант 3

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	ϕ_d , град	E , МПа	Примечание
1	39,3	Супесь аллювиальная	1,4	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	УГВ = 0,8 м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,98	2,5	26	12,0	
2	38,5	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	УГВ = 0,3 м
		Пылеватый песок заторфованный	9,1	2,65	0,07	0,09	0,25	1,98	2,5	26	12,0	

Вариант 4

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	ϕ_d , град	E , МПа	Примечание
1	112,1	Песок мелкий аллювиальный	3,1	2,67	–	–	0,21	1,86	0	26	13,0	УГВ = 0,5 м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	
		Песок пылеватый	1,1	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,0	
		Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	
2	113,2	Песок мелкий аллювиальный	3,5	2,67	–	–	0,21	1,86	0	26	13,0	УГВ = 0,4 м
		Супесь аллювиальная	5,2	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	
		Песок пылеватый	0,8	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,0	
		Рухляки алевролитов	6,3	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	

Вариант 5

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	ϕ_d , град	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,6	2,67	–	–	0,20	1,92	4,0	30	27,0	УГВ = 0,8 м
		Торф	3,2	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,84	19	18	6,9	
2	151,8	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	1,92	4,0	30	27,0	УГВ = 0,9 м
		Торф	2,9	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,8	2,65	0,17	0,25	0,31	1,84	19	18	6,9	

* – дана объемная влажность торфа.

Вариант 6

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	ϕ_d , град	E , МПа	Примечание
1	134,5	Суглинок озерно-аллювиальный	6,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,85	15	16	9,0	УГВ = 1,2 м
		Супесь аллювиальная	3,3	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,8	
		Глина третичная	4,3	2,65	0,45	0,65	0,50	1,70	20	10	17,0	
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,85	15	16	9,0	УГВ = 0,9 м
		Супесь аллювиальная	3,5	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,8	
		Глина третичная	3,8	2,65	0,45	0,65	0,50	1,70	20	10	17,0	

Вариант 7

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,9	2,67	–	–	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ = = 4,9 м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	
		Суглинок аллювиальный	3,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	
2	168,0	Пылеватый песок	2,8	2,67	–	–	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ = = 4,8 м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	
		Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	

Вариант 8

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	65,0	Суглинок аллювиальный	4,8	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	10,5	УГВ = = 5,2 м
		Мелкий песок	1,9	2,65	–	–	0,29	1,93		30	21,0	
		Супесь	2,3	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	10,0	
		Суглинок аллювиальный	4,8	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	
2	65,9	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	10,5	УГВ = = 4,7 м
		Супесь	2,1	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	10,0	
		Суглинок аллювиальный	4,4	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	

Вариант 9

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	86,5	Суглинок лессовидный	3,8	2,67	0,17	0,26	0,19	1,81	26	24	16,0	УГВ = = 4,9 м
		Суглинок лессовидный	3,9	2,66	0,19	0,30	0,27	1,95	33	20	12,0	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,5	
2	85,8	Суглинок лессовидный	3,2	2,67	0,17	0,26	0,19	1,81	26	24	16,0	УГВ = = 3,7 м
		Суглинок лессовидный	4,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,95	33	20	12,0	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,5	

Вариант 10

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	184,5	Суглинок загипсованный	5,4	2,67	0,18	0,26	0,17	1,78	27	23	18,0	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,3	2,69	0,13	0,29	0,28	1,81	32	22	7,2	
		Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	22,0	
2	189,8	Суглинок загипсованный	4,8	2,67	0,18	0,26	0,17	1,78	27	23	18,0	УГВ = = 1,2 м
		Суглинок	6,5	2,69	0,13	0,29	0,28	1,81	32	22	7,2	
		Глина со щебнем известняка	3,8	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	22,0	

Вариант 11

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	231,4	Песок пылеватый	2,2	2,67	—	—	0,18	1,71	2	27	8,0	УГВ = = 4,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	
		Глина со щебнем до 12 %	2,5	2,5	0,19	0,37	0,22	1,98	70	23	24,5	
		Глина со щебнем до 20 %	3,7	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	41,0	
2	230,7	Песок пылеватый	2,5	2,67	—	—	0,18	1,71	2	27	8,0	УГВ = = 5,7 м
		Глина со щебнем до 5 %	2,1	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	
		Глина со щебнем до 12 %	0,8	2,5	0,19	0,37	0,22	1,98	70	23	24,5	
		Глина со щебнем до 20 %	3,9	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	41,0	

Вариант 12

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	1,1	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	4,0	УГВ = = 0,7 м
		Песок пылеватый	1,6	2,68	—	—	0,32	1,65	1,5	25	8,3	
		Суглинок	2,9	2,69	0,15	0,23	0,19	2,00	28	23	20,5	
		Песок гравелистый	1,8	2,69	—	—	0,33	1,84	3	30	22,0	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	—	—	0,17	2,05	—	41	28,0	
2	91,8	Суглинок	0,7	2,70	0,28	0,40	0,36	1,64	17	18	3,0	УГВ = = 1,6 м
		Песок пылеватый	1,3	2,69	—	—	0,31	1,64	2	24	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,17	0,25	0,23	1,98	27	23	19,5	
		Песок гравелистый	1,5	2,70	—	—	0,32	1,86	4	31	21,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,3	2,72	—	—	0,17	2,05	—	41	28,0	

Вариант 13

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	39,6	Супесь аллювиальная	1,5	2,66	0,19	0,23	0,23	1,86	2	20	8,4	УГВ = = 0,8 м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,76	2	24	5,7	
2	38,7	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	1,86	2	20	8,4	УГВ = = 1,3 м
		Пылеватый песок заторфованный	9,4	2,65	0,07	0,09	0,25	1,76	2	24	5,7	

Вариант 14

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	112,2	Песок мелкий аллювиальный	3,4	2,67	—	—	0,21	1,93	1	29	14,2	УГВ = = 0,5 м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	
		Песок пылеватый	1,1	2,70	—	—	0,22	1,97	2	28	7,7	
		Рухляки алевролитов	8,0	2,71	—	—	0,18	2,20	100	24	27,0	
2	113,4	Песок мелкий аллювиальный	3,9	2,67	—	—	0,21	1,93	1	29	14,2	УГВ = = 0,8 м
		Супесь аллювиальная	5,6	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	
		Песок пылеватый	0,9	2,70	—	—	0,22	1,97	2	28	7,7	
		Рухляки алевролитов	6,0	2,71	—	—	0,18	2,20	100	24	27,0	

Вариант 15

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_D , кПа	φ_D , град	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	2,0	3,8	31	32,0	УГВ = = 2,4 м
		Торф	3,3	1,90	–	–	0,75*	1,20	–	28	1,9	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,9	20	16	8,4	
2	151,9	Мелкий песок	7,3	2,67	–	–	0,20	2,0	3,8	31	32,0	УГВ = = 3,5 м
		Торф	2,8	1,90	–	–	0,75*	1,20	–	28	1,9	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,8	2,65	0,17	0,25	0,31	1,9	20	16	8,4	

* – дана объемная влажность торфа

Вариант 16

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_D , кПа	φ_D , град	E , МПа	Примечание
1	134,4	Суглинок озерно-аллювиальный	6,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,75	11	9	6,6	УГВ = = 1,6 м
		Супесь аллювиальная	3,1	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,0	
		Глина третичная	4,1	2,65	0,45	0,65	0,50	1,54	5	6	15,0	
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,75	11	9	6,6	УГВ = = 0,9 м
		Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,0	
		Глина третичная	3,2	2,65	0,45	0,65	0,50	1,54	5	6	15,0	

Вариант 17

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_D , кПа	φ_D , град	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,9	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,4	УГВ = = 4,0 м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	
		Суглинок аллювиальный	3,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	31,0	
2	167,6	Пылеватый песок	2,6	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,4	УГВ = = 4,8 м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	
		Суглинок аллювиальный	4,5	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
		Глина	3,9	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	31,0	

Вариант 18

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	65,3	Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	УГВ = = 5,2 м
		Мелкий песок	1,9	2,65	–	–	0,29	1,93	0	30	21,4	
		Супесь	1,9	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
		Суглинок аллювиальный	4,9	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	
2	65,8	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	УГВ = = 4,7 м
		Супесь	3,2	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	

Вариант 19

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	85,1	Суглинок лёссовидный	3,6	2,67	0,17	0,26	0,19	1,65	18	20	11,0	УГВ = = 4,9 м
		Суглинок лёссовидный	3,8	2,66	0,19	0,30	0,27	1,85	30	18	8,0	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,2	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,0	2,67	0,17	0,26	0,19	1,65	18	20	11,0	УГВ = = 3,8 м
		Суглинок лёссовидный	5,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,85	30	18	8,0	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,2	

Вариант 20

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	189,5	Суглинок заглипсованный	5,3	2,67	0,18	0,26	0,17	1,83	28	24	20,5	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,2	2,69	0,13	0,29	0,28	1,89	35	23	15,0	
		Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	23,2	
2	189,8	Суглинок заглипсованный	4,8	2,67	0,18	0,26	0,17	1,83	28	24	20,5	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,7	2,69	0,13	0,29	0,28	1,89	35	23	15,0	
		Глина со щебнем известняка	3,5	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	23,2	

Вариант 21

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	231,7	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	7,0	УГВ = = 4,4 м
		Глина со щебнем до 5 %	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,88	50	16	12,0	
		Глина со щебнем до 12 %	2,5	2,5	0,19	0,37	0,22	2,08	82	23	29,0	
		Глина со щебнем до 20 %	3,9	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	45,0	
2	230,9	Песок пылеватый	2,0	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	7,0	УГВ = = 5,8 м
		Глина со щебнем до 5 %	2,6	1,9	0,21	0,40	0,30	1,88	50	16	12,0	
		Глина со щебнем до 12 %	0,8	2,5	0,19	0,37	0,22	2,08	82	23	29,0	
		Глина со щебнем до 20 %	4,1	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	45,0	

Вариант 22

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	0,8	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	УГВ = = 1,9 м
		Песок пылеватый	1,4	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	2,9	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	
		Песок гравелистый	1,3	2,69	–	–	0,33	1,67	4	27	14,8	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	
2	91,8	Суглинок	0,7	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	УГВ = = 1,1 м
		Песок пылеватый	1,3	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	
		Песок гравелистый	1,5	2,69	–	–	0,33	1,67	4	27	14,8	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,9	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Вариант 23

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град	E , МПа	Примечание
1	39,5	Супесь аллювиальная	1,6	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ = = 0,9 м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,87	2,3	25	7,0	
2	38,7	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ = = 0,3 м
		Пылеватый песок заторфованный	9,3	2,65	0,07	0,09	0,25	1,87	2,3	25	7,0	

Вариант 24

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град	E , МПа	Примечание
1	112,6	Песок мелкий аллювиальный	3,2	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ = = 1,5 м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	
		Песок пылеватый	1,1	270	–	–	0,22	1,97	3	29	7,5	
		Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	
2	113,8	Песок мелкий аллювиальный	3,5	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ = = 2,4 м
		Супесь аллювиальная	5,4	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	
		Песок пылеватый	0,9	270	–	–	0,22	1,97	3	29	7,5	
		Рухляки алевролитов	6,3	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	

Вариант 25

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,5	2,67	–	–	0,20	1,84	4,0	30	18,7	УГВ = = 2,4 м
		Торф	3,2	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	1,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,76	21	17	5,2	
2	151,8	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	1,84	4,0	30	18,7	УГВ = = 3,5 м
		Торф	2,8	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	1,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,1	2,65	0,17	0,25	0,31	1,76	21	17	5,2	

* – дана объемная влажность торфа

Вариант 26

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град	E , МПа	Примечание
1	134,8	Суглинок озерно-аллювиальный	6,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,8	12	11	7,5	УГВ = = 1,6 м
		Супесь аллювиальная	3,3	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	5	18	8,5	
		Глина третичная	4,1	2,65	0,45	0,65	0,50	1,65	12	8	16,6	
2	133,3	Суглинок озерно-аллювиальный	7,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,8	12	11	7,5	УГВ = = 1,8 м
		Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	5	18	8,5	
		Глина третичная	3,2	2,65	0,45	0,65	0,50	1,65	12	8	16,6	

Вариант 27

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,8	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,0	УГВ = = 4,1 м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	2,00	9	25	29,0	
		Суглинок аллювиальный	3,9	2,66	0,17	0,25	0,24	1,94	21	20	14,0	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	
2	167,2	Пылеватый песок	2,7	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,0	УГВ = = 4,8 м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	2,00	9	25	29,0	
		Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,17	0,25	0,24	1,94	21	20	14,0	
		Глина	3,9	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	

Вариант 28

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_r , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	φ_d , град	E , МПа	Примечание
1	65,1	Суглинок аллювиальный	4,4	2,66	0,19	0,27	0,24	1,75	21	22	8,8	УГВ = = 3,2 м
		Мелкий песок	1,8	2,65	–	–	0,29	1,93	0	30	21,0	
		Супесь	1,9	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
		Суглинок аллювиальный	4,9	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	
2	65,8	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,75	21	22	8,8	УГВ = = 4,7 м
		Супесь	3,1	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	

Вариант 29

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_r , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	φ_d , град	E , МПа	Примечание
1	85,1	Суглинок лессовидный	3,4	2,67	0,17	0,26	0,19	1,72	20	21	12,0	УГВ = = 4,9 м
		Суглинок лессовидный	3,8	2,66	0,19	0,30	0,27	1,90	32	18	10,4	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	5	31	14,5	
2	85,8	Суглинок лессовидный	3,2	2,67	0,17	0,26	0,19	1,72	20	21	12,0	УГВ = = 3,8 м
		Суглинок лессовидный	4,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,90	32	18	10,4	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	5	31	14,5	

Вариант 30

Физико-механические характеристики грунтов

Номер скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_r , т/м ³	w_p	w_L	w	ρ , т/м ³	c_d , кПа	φ_d , град	E , МПа	Примечание
1	187,5	Суглинок заглинованный	5,1	2,67	0,18	0,26	0,17	1,87	34	24	17,2	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,3	2,69	0,13	0,29	0,28	1,99	39	24	7,8	
		Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	29	22,4	
2	187,8	Суглинок заглинованный	4,9	2,67	0,18	0,26	0,17	1,87	34	24	17,2	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,5	2,69	0,13	0,29	0,28	1,99	39	24	7,8	
		Глина со щебнем известняка	3,5	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	29	22,4	

Нагрузки на фундамент

Номер варианта	Нагрузки на обрез фундамента для расчета по несущей способности						Сечение колонны, мм	Расстояние от оси колонны до оси наружной стены, м	
	1-я комбинация			2-я комбинация					Нагрузка от стены, N кН
	N_{\max} кН	M кНм	Q кН	M кНм	N_{\max} кН	Q кН			
1	850	50	25	-65	800	-30	150	400*400	0,4
2	950	60	30	-65	900	-35	180	400*500	0,45
3	1250	80	30	-85	1200	-30	195	400*600	0,5
4	2100	100	40	-105	2000	-45	210	500*600	0,55
5	1800	120	30	-125	1750	-30	150	400*600	0,4
6	1600	80	40	-80	1400	-40	120	400*400	0,45
7	900	50	20	-50	1600	-30	130	400*500	0,4
8	750	60	30	-60	1800	-40	140	400*600	0,45
9	800	80	40	-65	2000	-30	150	500*600	0,5
10	1000	100	25	-70	800	35	160	500*500	0,4
11	1100	120	30	-75	900	-40	180	400*400	0,45
12	1200	80	40	-80	1000	-45	130	400*500	0,5
13	1400	90	45	-90	1200	-20	140	500*500	0,4
14	1600	120	25	-100	1400	-25	150	400*600	0,45
15	1800	100	30	-110	1600	-30	160	400*500	0,5
16	2000	120	40	-120	1800	-35	170	600*800	0,4
17	1200	80	20	-50	600	-40	180	400*400	0,45
18	1400	50	25	-60	700	-20	200	400*500	0,5
19	1600	60	30	-70	800	-25	150	400*500	0,4
20	1800	70	34	-80	900	-30	160	400*600	0,45
21	2000	80	40	-90	1000	-35	170	500*800	0,5
22	2400	90	45	-100	1200	-40	180	400*400	0,4
23	750	100	50	-110	500	-20	190	400*500	0,45
24	800	120	55	-120	600	-25	200	400*500	0,5
25	850	60	60	-50	600	-30	160	500*500	0,4
26	900	70	20	-60	550	-35	170	500*500	0,45
27	950	80	25	-70	600	-35	180	400*600	0,5
28	1000	90	30	-80	500	-40	185	500*600	0,4
29	1200	100	35	-90	600	-40	190	500*600	0,45
30	2000	120	40	-100	1200	-45	200	600*800	0,5

Варианты районов строительства

№ п/п	Город	Глина или суглинок	Супесь, песок пылеватый или мелкий	Песок средней крупности, крупный или гравелистый	Крупнообломочные грунты
1	Архангельск	1,59	1,94	2,08	2,35
2	Астрахань	0,91	1,1	1,18	1,34
3	Барнаул	1,86	2,27	2,43	2,75
4	Братск	2,06	2,51	2,69	3,04
5	Владимир	1,37	1,65	1,79	2,03
6	Вологда	1,5	1,83	1,96	2,22
7	Екатеринбург	1,72	2,09	2,24	2,54
8	Иваново	1,44	1,75	1,88	2,13
9	Ижевск	1,65	2,01	2,15	2,44
10	Иркутск	2,02	2,46	2,63	2,98
11	Казань	1,58	1,93	2,07	2,34
12	Калининград	0,59	0,71	0,76	0,87
13	Кемерово	1,95	2,38	2,55	2,88
14	Красноярск	1,9	2,31	2,47	2,8
15	Липецк	1,32	1,6	1,72	1,95
16	Магадан	2,06	2,51	2,68	3,04
17	Москва	1,32	1,61	1,72	1,95
18	Мурманск	1,49	1,81	1,94	2,2
19	Омск	1,94	2,36	2,53	2,87
20	Орел	1,24	1,51	1,62	1,83
21	Оренбург	1,65	2,01	2,15	2,44
22	Пенза	1,47	1,8	1,92	2,18
23	Рязань	1,36	1,65	1,77	2,01
24	Самара	1,54	1,88	2,01	2,28
25	С-Петербург	1,15	1,39	1,49	1,69
26	Саратов	1,41	1,71	1,84	2,08
27	Сыктывкар	1,74	2,11	2,26	2,57
28	Тамбов	1,35	1,64	1,76	2,0
29	Томск	1,97	2,4	2,57	2,91
30	Ярославль	1,43	1,74	1,86	2,11

Размеры и масса фундаментных плит

Марка плиты	Основные размеры плиты, мм			Масса плиты, т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	
ФЛ 6.24	600	2380	300	0,93
ФЛ 6.12		1180		0,45
ФЛ 8.24	800	2380		1,15
ФЛ 8.12		1180		0,55
ФЛ 10.30	1000	2980		1,75
ФЛ 10.24		2380		1,38
ФЛ 10.12		1180		0,65
ФЛ 10.8		780		0,42
ФЛ 12.30	1200	2980		2,05
ФЛ 12.24		2380		1,63
ФЛ 12.12		1180		0,78
ФЛ 12.8		780		0,5
ФЛ 14.30	1400	2980		2,4
ФЛ 14.24		2380		1,90
ФЛ 14.12		1180		0,91
ФЛ 14.8		780		0,58
ФЛ 16.30	1600	2980		2,74
ФЛ 16.24		2380		2,15
ФЛ 16.12		1180		1,03
ФЛ 16.8		780		0,65
ФЛ 20.30	2000	2980	5,10	
ФЛ 20.24		2380	4,05	
ФЛ 20.12		1180	1,95	
ФЛ 20.8		780	1,25	
ФЛ 24.30	2400	2980	5,98	
ФЛ 24.24		2380	4,75	
ФЛ 24.12		1180	2,30	
ФЛ 24.8		780	1,45	
ФЛ 28.24	2800	2380	5,90	
ФЛ 28.12		1180	2,82	
ФЛ 28.8		780	1,80	
ФЛ 32.12	3200	1180	3,23	
ФЛ 32.8		780	2,05	

Размеры и масса стеновых блоков

Марка плиты	Основные размеры блоков, мм			Масса плиты, т
	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	
ФЛ 6.24	2380	2380	300	0,93
ФЛ 6.12		1180		0,45
ФЛ 8.24		2380		1,15
ФЛ 8.12		1180		0,55
ФЛ 10.30	1000	2980		1,75
ФЛ 10.24		2380		1,38
ФЛ 10.12		1180		0,65
ФЛ 10.8		780		0,42
ФЛ 12.30	1200	2980		2,05
ФЛ 12.24		2380		1,63
ФЛ 12.12		1180		0,78
ФЛ 12.8		780		0,5
ФЛ 14.30	1400	2980		2,4
ФЛ 14.24		2380		1,90
ФЛ 14.12		1180		0,91
ФЛ 14.8		780		0,58
ФЛ 16.30	1600	2980		2,74
ФЛ 16.24		2380		2,15
ФЛ 16.12		1180		1,03
ФЛ 16.8		780		0,65
ФЛ 20.30	2000	2980	5,10	
ФЛ 20.24		2380	4,05	
ФЛ 20.12		1180	1,95	
ФЛ 20.8		780	1,25	
ФЛ 24.30	2400	2980	5,98	
ФЛ 24.24		2380	4,75	
ФЛ 24.12		1180	2,30	
ФЛ 24.8		780	1,45	
ФЛ 28.24	2800	2380	5,90	
ФЛ 28.12		1180	2,82	
ФЛ 28.8		780	1,80	
ФЛ 32.12	3200	1180	3,23	
ФЛ 32.8		780	2,05	

Нормативные значения распределенных нагрузок

№ п/п	Помещения зданий и сооружений	P , кПа
1	Квартиры жилых зданий, спальня помещения детских дошкольных учреждений; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения; технические этажи жилых и общественных зданий; подвальные помещения	$\geq 2,0$
4	Залы: а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т. п.) в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные, фитнес-центры, бильярдные г) торговые, выставочные	2,0 3,0 4,0 $\geq 4,0$
5	Книгохранилища, архивы	$\geq 5,0$
6	Сцены зрелищных предприятий	$\geq 5,0$
7	Трибуны: а) с закрепленными сидениями б) для стоящих зрителей	4,0 5,0
8	Чердачные помещения	0,7
9	Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения б) сплошной равномерной на площади балкона	4,0 2,0
10	Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	$\geq 1,5$
11	От веса временных перегородок	0,5
12	Покрытия на участках с возможным скоплением людей	4,0

**Типовые конструкции забивных свай квадратного сечения
с ненапрягаемой арматурой**

Марка свай	Длина, мм	Сторона, мм	Масса, т	Класс бетона
C30.20	3000	200	0,33	B15
C40.20	4000		0,43	
C50.20	5000		0,53	
C60.20	6000		0,63	
C30.25	3000	250	0,5	
C40.25	4000		0,65	
C50.25	5000		0,8	
C60.25	6000		0,95	
C30.30	3000	300	0,7	
C40.30	4000		0,93	
C50.30	5000		1,15	
C60.30	6000		1,38	
C70.30	7000		1,6	
C80.30	8000		1,83	
C90.30	9000		2,05	
C100.30	10000		2,28	
C110.30	11000	2,50		
C120.30	12000	2,73		
C40.35	4000	1,30	B20	
C50.35	5000	1,50		
C60.35	6000	1,90		
C70.35	7000	2,20		
C80.35	8000	350	2,50	B20/B25
C90.35	9000		2,80	
C100.35	10000		3,10	
C110.35	11000		3,43	
C120.35	12000		3,75	
C130.35	13000		4,05	
C140.35	14000		4,35	
C150.35	15000		4,60	
C160.35	16000	4,90	B25/B30	
C40.40	4000	1,65		B20
C50.40	5000	2,05		
C60.40	6000	2,45		
C70.40	7000	2,85		
C80.40	8000	3,25		
C90.40	9000	3,65		
C100.40	10000	4,05		
C110.40	11000	4,45		

Значения безразмерного коэффициента a_n

z h	x/l													
	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
$\bar{B} = 0,05$														
1,01	13,7907	8,0834	2,5951	1,9473	1,5013	1,2419	1,0487	0,8917	0,759	0,6453	0,5475	0,4634	0,3915	
1,05	8,0206	6,5857	4,2363	2,3056	1,5591	1,2668	1,0658	0,9066	0,7735	0,6597	0,5618	0,4775	0,4051	
1,1	5,1769	4,859	4,1223	2,7469	1,6774	1,3103	1,0909	0,9262	0,7914	0,6772	0,5791	0,4943	0,4216	
1,2	3,3168	3,2655	3,123	2,6846	1,8758	1,4213	1,1555	0,9719	0,8296	0,7123	0,6128	0,5272	0,4533	
1,3	2,5773	2,5603	2,5109	2,3365	1,8759	1,4884	1,2156	1,0195	0,8692	0,7477	0,6458	0,5588	0,4837	
1,4	2,1593	2,1514	2,1283	2,0422	1,7736	1,4872	1,246	1,0555	0,9041	0,7805	0,677	0,5887	0,5125	
1,5	1,8817	1,8773	1,8644	1,8151	1,6475	1,4419	1,2445	1,0729	0,9286	0,8073	0,7043	0,6158	0,5392	
1,6	1,6797	1,677	1,669	1,6378	1,5263	1,3771	1,2199	1,0722	0,9406	0,8857	0,7258	0,6388	0,5628	
1,7	1,524	1,5222	1,5168	1,4955	1,4173	1,3066	1,1821	1,0578	0,9411	0,8353	0,7408	0,6569	0,5826	
1,8	1,3991	1,3978	1,3939	1,3787	1,3213	1,2371	1,138	1,0431	0,9325	0,837	0,7493	0,6698	0,5983	
1,9	1,2959	1,2949	1,292	1,2806	1,2371	1,1716	1,0917	1,005	0,9172	0,8321	0,7519	0,6776	0,6097	
2	1,2087	1,2079	1,2057	1,1969	1,163	1,1109	1,0458	0,9731	0,8974	0,8221	0,7495	0,6809	0,6171	
2,1	1,1338	1,1332	1,1314	1,1244	1,0974	1,0552	1,0015	0,9402	0,8749	0,8085	0,7432	0,6803	0,6209	
2,2	1,0685	1,068	1,0666	1,061	1,0389	1,0043	0,9595	0,8509	0,9074	0,7924	0,7338	0,6766	0,6216	
2,3	1,011	1,0106	1,0094	1,0048	0,9866	0,9577	0,9199	0,8754	0,8263	0,7748	0,7223	0,6703	0,6197	
2,4	0,9599	0,9595	0,9586	0,9547	0,9394	0,915	0,8428	0,8445	0,8017	0,7561	0,7092	0,662	0,6155	
2,5	0,914	0,9137	0,9129	0,9096	0,8967	0,8758	0,8482	0,815	0,7775	0,7371	0,695	0,6523	0,6097	
$\bar{B} = 0,1$														
1,01	9,506	8,6979	5,3509	1,8597	1,4285	1,1884	1,0093	0,8628	0,7382	0,7306	0,5374	0,4568	0,3874	
1,05	7,2177	6,6371	5,0111	2,4175	1,5002	1,2165	1,0272	0,8777	0,7522	0,6444	0,5511	0,4702	0,4004	
1,1	5,2092	4,965	4,3346	2,8941	1,6489	1,2677	1,0547	0,8978	0,7699	0,6613	0,5676	0,4865	0,4162	
1,2	3,4217	3,37	3,2252	2,767	1,8891	1,1288	0,9272	0,9472	0,8091	0,6962	0,6005	0,5181	0,4467	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1,3	2,6499	2,6319	2,5797	2,394	1,8995	1,4853	1,2003	1,0011	0,8519	0,7328	0,6337	0,5492	0,4764	
1,4	2,2099	2,2015	2,1769	2,0847	1,7974	1,4927	1,2397	1,0438	0,8909	0,7679	0,666	0,5795	0,5051	
1,5	1,9195	1,9139	1,9002	1,8475	1,669	1,4511	1,244	1,0665	0,9194	0,7974	0,6949	0,6075	0,5321	
1,6	1,7076	1,7048	1,6962	1,663	1,5448	1,3873	1,2228	1,0697	0,9349	0,8185	0,7183	0,6317	0,5564	
1,7	1,5458	1,5439	1,5382	1,5157	1,4331	1,3167	1,1867	1,0578	0,9381	0,8305	0,7351	0,6511	0,5771	
1,8	1,4166	1,4152	1,4111	1,3951	1,3348	1,2466	1,0358	0,0358	0,9314	0,834	0,7452	0,6652	0,5936	
1,9	1,3102	1,3092	1,3061	1,2942	1,2487	1,1803	1,0973	1,0077	0,9174	0,8305	0,7492	0,6742	0,606	
2	1,2206	1,2198	1,2175	1,2083	1,173	1,1188	1,0513	0,9763	0,8986	0,8217	0,7469	0,6785	0,6143	
2,1	1,1439	1,1432	1,1414	1,1342	1,1061	1,0623	1,0068	0,9437	0,8767	0,8099	0,7424	0,6788	0,6188	
2,2	1,0772	1,0767	1,0752	1,0693	1,0465	1,0107	0,9645	0,911	0,8531	0,7933	0,7337	0,6757	0,6201	
2,3	1,0185	1,0181	0,0168	1,0121	0,9933	0,9635	0,9246	0,8689	0,8287	0,776	0,7226	0,6699	0,618	
2,4	0,9664	0,9661	0,9651	0,9611	0,9453	0,9202	0,8872	0,8479	0,8042	0,7577	0,7099	0,662	0,615	
2,5	0,9198	0,9195	0,9187	0,9153	0,902	0,8806	0,8522	0,8182	0,78	0,7388	0,696	0,6526	0,6096	
$\bar{B} = 0,2$														
1,01	6,7056	6,0955	5,7741	3,5721	1,3261	1,1113	0,9523	0,821	0,708	0,6094	0,523	0,4474	0,3816	
1,05	5,6594	5,5258	5,1839	3,4944	1,4473	1,1471	0,9721	0,836	0,7215	0,6223	0,5356	0,4598	0,3937	
1	4,7391	4,5442	4,3622	3,3313	1,6805	1,217	1,0047	0,8575	0,7391	0,6384	0,5512	0,475	0,4084	
1,2	3,4337	3,3938	3,2784	2,8776	1,9531	1,3917	1,097	0,9142	0,7807	0,6734	0,583	0,5051	0,4373	
1,3	2,7056	2,6886	1,6389	2,4581	1,9457	1,4943	1,1859	1,0785	0,8287	0,7123	0,6167	0,5358	0,4661	
1,4	2,2608	2,2523	2,2273	2,1331	1,8328	1,5071	1,2364	1,0305	0,874	0,7511	0,6508	0,5667	0,4947	
1,5	1,96	1,9551	1,9408	1,8859	1,6979	1,4666	1,2466	1,0602	0,9083	0,7846	0,5823	0,596	0,5223	
1,6	1,7409	1,7379	1,7289	1,694	1,5691	1,4024	1,2285	1,068	0,9283	0,8094	0,7084	0,622	0,5476	
1,7	1,5728	1,5708	1,5647	1,541	1,4537	1,3309	1,194	1,0591	0,9349	0,8245	0,7277	0,6433	0,5695	
1,8	1,4387	1,4373	1,433	1,416	1,3525	1,2556	1,1512	1,0389	0,9306	0,8305	0,74	0,6592	0,6874	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1,9	1,3286	1,1327	1,3244	1,3118	1,3639	1,1921	1,1052	1,0118	0,9183	0,8289	0,7457	0,6698	0,6011
2	1,2362	1,2364	1,2129	1,2233	1,1862	1,1294	1,059	0,981	0,9005	0,8214	0,7458	0,6754	0,6105
2,1	1,1572	1,1565	1,1546	1,147	1,1176	1,0719	1,0141	0,9486	0,8793	0,8096	0,7515	0,6768	0,6161
2,2	1,0887	1,0881	1,0866	1,0805	1,0567	1,0194	0,9713	0,9159	0,8561	0,7947	0,7337	0,6746	0,6182
2,3	1,0285	1,0281	1,0289	1,0218	1,0023	0,9713	0,931	0,8837	0,832	0,7779	0,7233	0,6695	0,6175
2,4	0,9752	0,9749	0,9739	0,9697	0,9534	0,9274	0,8932	0,8532	0,8076	0,7599	0,711	0,6622	0,6145
2,5	0,9276	0,9273	0,9265	0,9229	0,9092	0,8871	0,8578	0,8228	0,7834	0,7412	0,6974	0,6532	0,6095
$\bar{B} = 0,3$													
1,01	5,4922	4,9691	4,7046	4,4143	1,2575	1,2491	0,9057	0,7857	0,6834	0,5921	0,5112	0,4398	0,3771
1,0	4,7306	4,6464	4,4779	4,0314	1,5602	1,0995	0,9287	0,8025	0,6966	0,6044	0,5232	0,4515	0,3885
1,1	4,1927	4,1509	4,0298	3,5481	1,8888	1,2026	0,9693	0,8261	0,6201	0,538	0,538	0,4658	0,4024
1,2	3,3052	3,2795	3,2033	2,9152	2,0647	1,4207	1,0845	0,8921	0,7595	0,6558	0,5693	0,4948	0,4299
1,3	2,6873	2,6734	2,6322	2,4775	1,9958	1,5229	1,1877	0,9669	0,8133	0,6973	0,6039	0,5255	0,4581
1,4	2,2703	2,2625	2,2395	2,1518	1,8608	1,5278	1,2429	1,0261	0,8642	0,7397	0,6399	0,5572	0,4868
1,5	1,9758	1,9713	1,9673	1,9038	1,7175	1,482	1,2539	1,0598	0,9027	0,7765	0,6736	0,5878	0,515
1,6	1,1757	1,7541	1,7451	1,7103	1,5847	1,4149	1,2357	0,0697	0,9257	0,8041	0,7019	0,6153	0,5412
1,7	1,5876	1,5855	1,5194	1,5555	1,467	1,3414	1,2008	1,0619	0,9342	0,8213	0,7231	0,638	0,5642
1,8	1,4518	1,4503	1,4459	1,4287	1,3639	1,2689	1,1576	1,0422	0,9311	0,8288	0,7369	0,6553	0,5832
1,9	1,34	1,3389	1,3357	1,3228	1,2739	1,2004	1,1113	1,0154	0,9197	0,8284	0,7439	0,667	0,5978
2	1,2462	1,2453	1,2428	1,2329	1,195	1,1369	1,0647	0,9848	0,9025	0,8217	0,7449	0,6735	0,608
2,1	1,1659	1,1653	1,1633	1,1555	1,1254	1,0787	1,0195	0,9524	0,8816	0,8105	0,7413	0,6756	0,6143
2,2	1,0964	1,0959	1,0943	1,088	1,0637	1,0255	0,9763	0,9196	0,8586	0,796	0,734	0,674	0,6171
2,3	1,1035	1,035	1,0337	1,0285	1,0085	0,9769	0,9356	0,8874	0,8346	0,7795	0,724	0,6694	0,6169
2,4	0,9814	0,981	0,9799	0,9757	0,959	0,9324	0,8975	0,8102	0,7613	0,712	0,712	0,6625	0,6142
2,5	0,9331	0,9328	0,9319	0,9283	0,9143	0,8917	0,8618	0,8161	0,786	0,7431	0,6986	0,6538	0,6096

Локальный электронный методический материал
по выполнению курсового проекта

Александр Юрьевич Михайлов

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ЗДАНИЙ, СООРУЖЕНИЙ

Редактор Э. С. Круглова

Локальное электронное издание
Уч.-изд. л 9,0. Печ. л. 8,6

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Калининградский государственный технический университет».
236022, Калининград, Советский проспект, 1