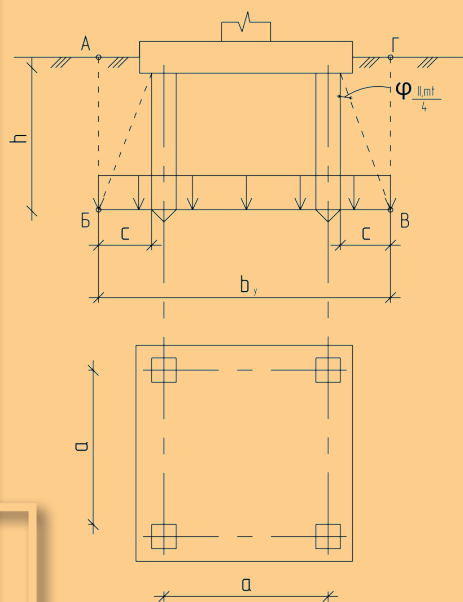


Министерство образования и науки Российской Федерации
Тольяттинский государственный университет
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

Л.М. Борозенец
В.И. Шполтаков

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

Электронное
учебно-методическое пособие



© ФГБОУ ВПО «Тольяттинский
государственный университет», 2015

ISBN 978-5-8259-0854-0

УДК 624.15

ББК 38.2

Рецензенты:

главный инженер ООО НПФ «Тектор» *А.П. Чагайдак*;
канд. техн. наук, доцент Тольяттинского государственного
университета *В.В. Теряник*.

Борозенец, Л.М. Расчет и проектирование фундаментов : электрон. учеб.-метод. пособие / Л.М. Борозенец, В.И. Шполтаков. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. – 1 оптический диск.

Учебно-методическое пособие содержит алгоритм расчета, примеры расчета, нормативные и справочные материалы, необходимые для выполнения курсовой работы по дисциплине «Основания и фундаменты».

Предназначено для студентов очной и заочной форм обучения направления подготовки 270800.62 (08.03.01) «Строительство», профилей «Промышленное и гражданское строительство» и «Городское строительство и хозяйство».

Пособие может быть использовано студентами при выполнении соответствующих разделов дипломного проекта.

Текстовое электронное издание.

Рекомендовано к изданию научно-методическим советом Тольяттинского государственного университета.

Минимальные системные требования: IBM PC-совместимый компьютер: Windows XP/Vista/7/8; ППП 500 МГц или эквивалент; 128 Мб ОЗУ; SVGA; Adobe Reader.

© ФГБОУ ВПО «Тольяттинский
государственный университет», 2015

Редактор *Г.В. Данилова*
Технический редактор *З.М. Малявина*
Компьютерная верстка: *Л.В. Сызганцева*
Художественное оформление,
компьютерное проектирование: *И.И. Шишкина*

Дата подписания к использованию 09.04.2015.

Объем издания 3,9 Мб.

Комплектация издания: компакт-диск, первичная упаковка.

Заказ № 1-18-14.

Издательство Тольяттинского государственного университета

445667, г. Тольятти, ул. Белорусская, 14

тел. 8(8482) 53-91-47, www.tltsu.ru

Содержание

| | |
|--|----|
| Введение | 6 |
| 1. ПОСАДКА ЗДАНИЯ НА МЕСТНОСТИ | 10 |
| 1.1. Привязка здания и оценка рельефа | 10 |
| 1.2. Геологический профиль основания | 12 |
| 2. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ ОСНОВАНИЯ | 14 |
| 2.1. Определение дополнительных значений физико-механических характеристик грунтов основания | 14 |
| 2.2. Общая оценка строительной площадки | 16 |
| 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА | 17 |
| 3.1. Глубина заложения по конструктивным требованиям | 17 |
| 3.2. Глубина заложения по условиям промерзания | 17 |
| 4. ВЫБОР ВАРИАНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ | 20 |
| 5. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ | 22 |
| 5.1. Определение размеров подошвы фундаментов | 22 |
| 5.2. Конструирование ленточного фундамента | 26 |
| 5.3. Расчет осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования | 30 |
| 6. РАСЧЕТ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ | 33 |
| 6.1. Определение размеров подошвы фундамента | 34 |
| 6.2. Конструирование столбчатого фундамента | 36 |
| 6.3. Расчёт конечной осадки фундамента методом эквивалентного слоя | 39 |
| 7. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ | 45 |
| 7.1. Расчет несущей способности одиночной сваи- стойки на действие вертикальной нагрузки | 45 |
| 7.2. Расчёт несущей способности одиночной висячей сваи на действие вертикальной нагрузки | 47 |
| 7.3. Проектирование свайного кустового фундамента | 50 |
| 7.4. Расчет осадки свайного кустового фундамента | 53 |

| | |
|---|----|
| 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ЛЕНТОЧНЫХ | |
| ФУНДАМЕНТОВ | 56 |
| 8.1. Конструирование свайного ленточного фундамента | 56 |
| 8.2. Определение числа свай и размещение их в плане | 57 |
| 8.3. Расчет осадки свайного ленточного фундамента | 59 |
| Библиографический список | 64 |
| Приложение 1 | 65 |
| Приложение 2 | 69 |

Введение

Учебно-методическое пособие написано в соответствии с программой курса «Основания и фундаменты».

Цели выполнения курсовой проектной работы: закрепление теоретических знаний, приобретение практических навыков расчета фундаментов на естественном основании, получение навыков самостоятельной работы с нормативной и справочной литературой, умений проектирования оснований и фундаментов и оформления рабочих чертежей.

При выполнении работы рекомендуется использовать учебник [2], материал лекций по соответствующим темам, СП 50-101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений» (М., 2005); СП 50-102–2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов» (М., 2004).

Проектная работа выполняется в составе расчетно-пояснительной записки и графической части, оформленных в соответствии с требованиями ЕСКД.

Расчетно-пояснительная записка объемом 20...25 страниц оформляется на стандартных листах белой писчей бумаги формата А4.

Графическая часть оформляется на листе формата А1.

Пояснительная записка должна содержать:

- титульный лист;
- содержание;
- задание на проектирование и исходные данные;
- схему посадки здания на местности;
- геологический профиль строительной площадки;
- дополнительные сведения о грунтах основания;
- общую оценку строительной площадки;
- определение глубины заложения фундаментов;
- выбор вариантов конструкций ленточных фундаментов мелкого заложения в сборном и сборно-монолитном исполнении, столбчатых монолитных абсолютно жестких и жестких с гибкой плитой и свайных фундаментов с размещением свай в один или несколько рядов;
- расчет по I и II группам предельных состояний и конструирование фундаментов мелкого заложения;

- расчет по I и II группам предельных состояний и конструирование свайных фундаментов;
- список использованной литературы.

Чертежи должны включать:

- разбивочный план здания;
- геологический профиль строительной площадки по скважинам № 1 и № 2;
- поперечные сечения столбчатых и ленточных фундаментов мелкого заложения в монолитном, сборном и сборно-монолитном вариантах;
- план размещения свай в ленточном и столбчатом фундаменте;
- поперечный разрез свайного и столбчатого фундамента;
- расчетную схему определения осадки ленточного фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования;
- расчетную схему определения осадки столбчатого фундамента методом эквивалентного слоя;
- расчетную схему определения осадки ленточного свайного фундамента методом послойного суммирования;
- таблицу расходов материалов на 100 кН несущей способности фундаментов мелкого заложения и свайного фундамента;
- условные обозначения на чертежах.

Исходные данные принимаются по табл. 1–3 и рисунку прил. 1 в соответствии с порядковым номером студента в журнале.

Конструктивная схема проектируемого здания, размеры в плане, высота здания и поперечное сечение колонн выдаются преподавателем для каждого студента индивидуально.

Бланк задания предъявляется преподавателю вместе с выполненной и оформленной работой.

Образец задания
для выполнения курсовой работы на тему
«Проектирование фундаментов на естественном основании»

Произвести вариантное проектирование ленточных и столбчатых фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов под наружные стены административного здания с неполным каркасом размерами $L \times B \times H = 36 \times 15 \times 15$ м, железобетонными колоннами 400×400 мм и жесткой конструктивной схемой (рис. А).

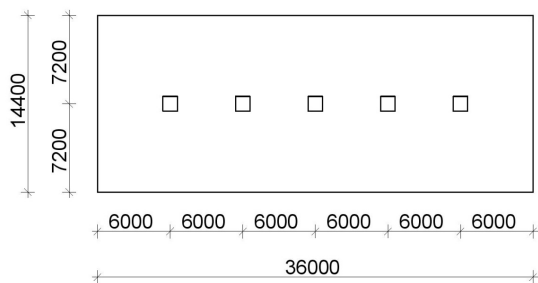


Рис. А. Схема здания

Исходные данные

1. Район строительства – г. Уфа.
2. Нормативная нагрузка на фундамент стен – 500 кН/м.
3. Нормативная нагрузка на столбчатый фундамент – 2160 кН.
4. Вариант свай (рис. Б).

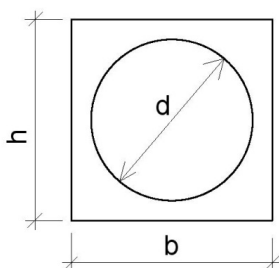


Рис. Б. Поперечное сечение сваи

Размеры поперечного сечения: 40×40, 27,8 см.

Количество стержней, диаметр и класс арматуры: 8 Ø 18 А300.

Класс бетона – В15.

Способ погружения свай – вибровдавливание.

5. Глубина подвала – 1,0 м.
6. Толщина стен – 0,51 м.
7. Расчетная среднесуточная температура в помещениях 1-го этажа 15 °С.
8. План строительной площадки задан в масштабе 1: 2000 (рис. В).

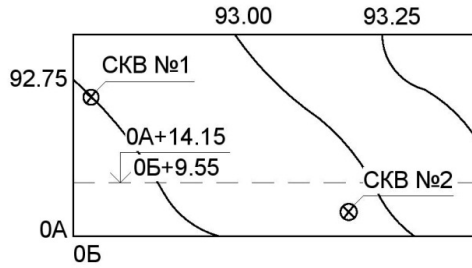


Рис. В. Схема строительной площадки

9. Грунтовые условия строительной площадки – вариант 8 (табл. 2 прил. 1)

| № варианта | № слоя | Грунт | Глубина от поверхности, м | | Расчетные значения характеристик с доверительной вероятностью $\alpha = 0,85$ | | | | | | | | | |
|------------|--------|-------|---------------------------|------|---|------------------------------|--------------------------------|------|-------|-------|-------------|--------|--------|----------------------------|
| | | | слоев грунта | | до грунто- вых вод | γ , кН/м ³ | γ_s , кН/м ³ | e | e_p | e_c | φ_0 | C, кПа | E, МПа | $\nu \cdot 10^{-7}$, см/с |
| | | | от | до | | | | | | | | | | |
| 8 | 1 | 1 | 0 | 0,7 | 4,2 | – | – | – | – | – | – | – | – | – |
| | 2 | 3 | 0,7 | 5,5 | | 18,7 | 26,6 | 0,25 | – | – | 29 | 0 | 28 | 0,22 |
| | 3 | 6 | 5,5 | 13,1 | | 17,7 | 27,4 | 0,24 | 0,2 | 0,45 | 14 | 38 | 27 | 0,12 |

Грунты:

- 1 – почва каштановая, суглинистая;
- 3 – песок мелкий, средней плотности;
- 6 – глина пылеватая, комковая, полутвердая.

1. ПОСАДКА ЗДАНИЯ НА МЕСТНОСТИ

Цели:

- 1) привязать углы здания к линии застройки и строительной геодезической сетке. Определить отметку планировки;
- 2) оценить пригодность рельефа местности для организации строительства;
- 3) вычертить геологический профиль основания по створу скважин № 1 и 2;
- 4) оценить пригодность грунтов в качестве основания.

1.1. Привязка здания и оценка рельефа

Главный фасад здания размещается по линии застройки с привязкой углов к строительной геодезической сети разбивочного плана М 1:500 (рис. 1).

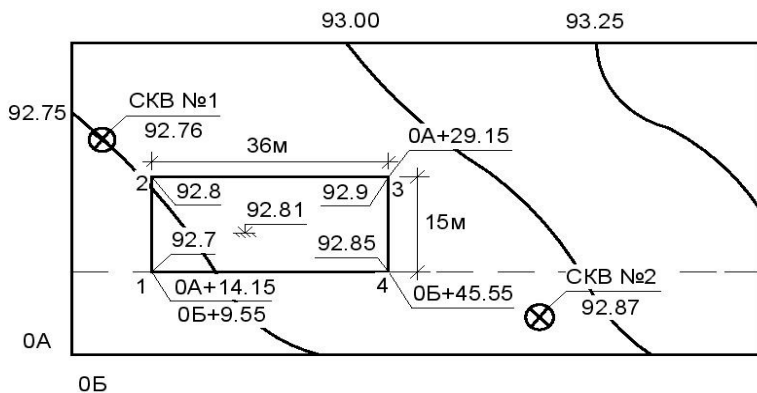


Рис. 1. План строительной площадки

Высотная привязка осуществляется из условий нулевого баланса земляных работ при планировке территории строительной площадки.

$$h_{pl} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{n} = \frac{(92,8 + 92,7 + 92,9 + 92,85)}{4} = 92,81 \text{ м}, \quad (1.1)$$

где h_i – высотные отметки поверхности рельефа для углов здания;
 n – количество углов здания в плане.

Высотные отметки h_i поверхности рельефа для углов здания и по осям скважин № 1 и 2 определяются по горизонталям плана строительной площадки из представления длины заложения между горизонталями в плане $\ell = 33$ м и превышения, равного разности отметок между ними, например, $93,00 - 92,75 = 0,25$ м в виде треугольника по разрезу, проходящему через точку угла здания 4. Замерив по плану длину заложения между горизонталью 92,75 и точкой 4, равной $\ell_t = 14$ м, откладываем его на катете треугольника. Восстановлением перпендикуляра из точки 4 до пересечения с гипотенузой треугольника получаем точку 4 на поверхности площадки (рис. 2).

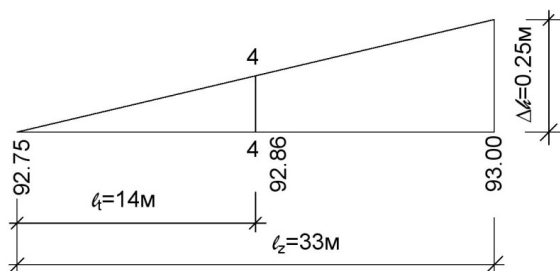


Рис. 2. Схема к расчету абсолютных отметок точек на поверхности строительной площадки

Из подобия треугольников составляется пропорция и рассчитывается Dh_4 , то есть превышение точки 4 над горизонталью 92,75 м.

$$\frac{\Delta h_4}{\ell_t} = \frac{\Delta h}{\ell_z}; \quad \Delta h_4 = \frac{\ell_t \Delta h}{\ell_z} = \frac{14 \cdot 0,25}{33} = 0,11 \text{ м.}$$

Абсолютная отметка точки 4:

$$92,75 + 0,11 = 92,86 \text{ м.}$$

Аналогично и для остальных отметок.

По плану горизонталей определяют направление уклона местности и величину максимального уклона.

$$i_{\max} = \Delta h / l_{\min} = 0,25 / 33 = 0,00758 = 7,6 \text{ ‰},$$

где Δh – превышение отметок горизонталей, м; l_{\min} – минимальное расстояние между горизонталями, м.

Вывод: естественный рельеф местности пригоден для организации строительства с незначительной планировкой.

1.2. Геологический профиль основания

Геологический профиль составляется по вертикальному разрезу в створе скважин 1–2.

По геологическому разрезу устанавливаются гидрогеологические условия основания при проектировании фундаментов и расчете их осадки.

Построение начинается с топографического разреза, включающего сетку профиля с указанием отметок и расстояния в масштабе 1:1000, показом осей скважин 1 и 2, шкалы отметок в вертикальном масштабе 1:200.

При этом шкала должна вмещать размер глубины скважины по заданию грунтовых условий площадки строительства. Затем по границам глубин каждого слоя грунта, взятых также по заданию, рассчитываются их абсолютные отметки и по шкале отметок наносятся точки по осям скважин.

Проводятся линии границ каждого слоя от руки, вычерчивается литологическая колонка и уровень грунтовых вод, если он имеется по заданию. На этом геологический разрез считается выполненным с обязательным указанием условных обозначений (рис. 3).

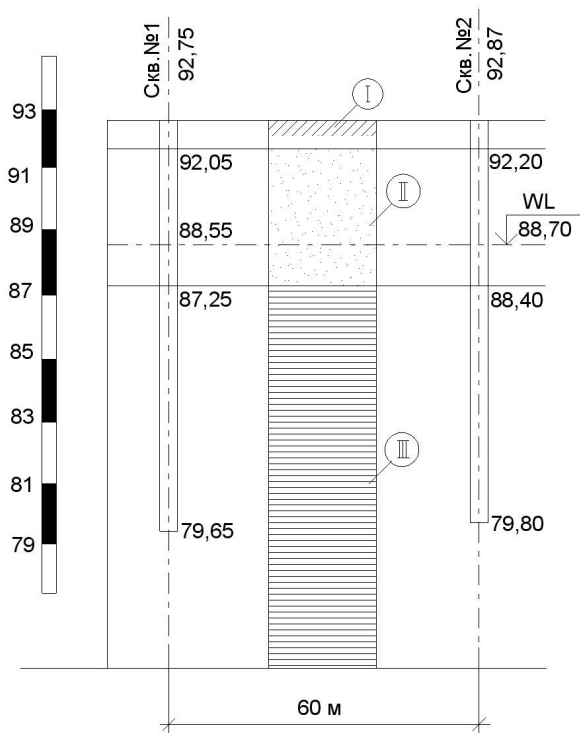
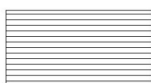


Рис. 3. Геолого-литологический разрез по створу скважины 1–2

Условные обозначения:



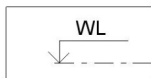
Почва



Глина



Песок



Уровень грунтовых вод

2. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГРУНТАХ ОСНОВАНИЯ

2.1. Определение дополнительных значений физико-механических характеристик грунтов основания

Для оценки сжимаемости и прочности грунтов в каждом слое грунта вычисляют присущие ему физические и механические характеристики: γ_d , e , S_r , J_p , J_L , R_0 , m_v .

Пригодность грунтов в качестве основания здания оценивают по значениям расчетного сопротивления грунтов основания R_0 под подошвой фундаментов и относительных коэффициентов их сжимаемости m_v .

При $m_v \leq 0,1$ грунт малосжимаем и является хорошим основанием.

При $0,1 < m_v \leq 0,5$ грунт средней сжимаемости и может использоваться в качестве естественного основания.

При $m_v > 0,5$ грунт сильносжимаемый и не может быть использован в качестве естественного основания, требует искусственного укрепления.

Пример

1-й слой. Почва каштановая, суглинистая – не рассматривается.

2-й слой. Песок мелкий, средней плотности.

Объемный вес сухого грунта:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} = \frac{18,7}{1 + 0,25} = 14,96 \text{ кН/м}^3. \quad (2.1)$$

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{(\gamma_s - \gamma_d)}{\gamma_d} = \frac{(26,6 - 14,96)}{14,96} = 0,778. \quad (2.2)$$

Согласно ГОСТ 25100–2011 – песок средней плотности.

Степень влажности:

$$S_r = \frac{\gamma_s \omega}{\gamma_w e} = \frac{26,6 \cdot 0,25}{10 \cdot 0,778} = 0,855, \quad (2.3)$$

где γ_w – удельный вес воды, кН/м^3 .

Вывод: так как $S_r = 0,855 > 0,8$, то согласно ГОСТ 25100–2011 – песок насыщен водой.

Относительный коэффициент сжимаемости:

$$\beta_{II} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0,22^2}{1-0,22} = 0,937;$$
$$m_{vII} = \frac{\beta_{II}}{E_{II}} = \frac{0,937}{28} = 0,0346 \text{ МПа}^{-1}. \quad (2.4)$$

Расчетное сопротивление: $R_0 = 200$ кПа – принимается по табл. 2.4 прил. 2.

3-й слой. Глина пылеватая, полутвердая.

Объемный вес сухого грунта:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{17,7}{1+0,24} = 14,27 \text{ кН/м}^3.$$

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{(\gamma_s - \gamma_d)}{\gamma_d} = \frac{(27,4 - 14,27)}{14,27} = 0,92.$$

Число пластичности:

$$J_p = \omega_L - \omega_p = 0,45 - 0,2 = 0,25. \quad (2.5)$$

Согласно ГОСТ 25100–2011 – глина легкая, пылеватая.

Показатель консистенции:

$$J_L = \frac{(\omega - \omega_p)}{J_p} = \frac{(0,24 - 0,2)}{0,25} = 0,16. \quad (2.6)$$

Согласно ГОСТ 25100–2011 – глина полутвердая.

Коэффициент относительной сжимаемости:

$$\nu = 0,12; \quad \beta_{III} = 1 - \frac{2 \cdot 0,12^2}{1-0,12} = 0,967;$$

$$m_{vIII} = \frac{\beta_{III}}{E} = \frac{0,967}{27} = 0,036 \text{ МПа}^{-1}.$$

Глина малосжимаемая.

Расчетное сопротивление $R_0 > 232$ кПа – принимается по табл. 2.5 прил. 2.

2.2. Общая оценка строительной площадки

На основе анализа плана горизонталей, уклонов рельефа, геологического профиля, глубины залегания подземных вод, наличия подземных коммуникаций и выработок, механических характеристик слоев грунта и других сведений делают вывод о пригодности или непригодности грунтов в качестве естественного основания здания; трудностях строительства, вызванных большими уклонами рельефа, высоким уровнем подземных вод, наличием подземных коммуникаций, выработок или другими препятствиями для строительства; о возможных инженерных мероприятиях по их устранению.

Пример анализа

Судя по плану горизонталей и геологическому профилю, площадка имеет спокойный рельеф ($i = 7,6 \text{ ‰}$), подземные коммуникации и выработки отсутствуют, подземные воды на глубине 4,2 м от уровня планировки, грунты слоистые, с выдержанным залеганием пластов, малосжимаемы ($m_v < 0,1 \text{ мПа}^{-1}$), незначительно различаются по сжимаемости и прочности, достаточно прочные ($R_0 > 200 \text{ кПа}$) и могут служить естественным основанием здания.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА

Цель – определить минимальную глубину заложения подошвы фундамента по конструктивным требованиям и по условию недопущения морозного пучения грунтов основания.

3.1. Глубина заложения по конструктивным требованиям

По конструктивным требованиям глубина заложения ленточных и столбчатых фундаментов определяется по формуле

$$d \geq d_b + h + 0,1, \quad (3.1)$$

где d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м – $d_b = 0$); h – высота фундаментной плиты ($h = 0,3 \dots 0,5$ м); $0,1$ – толщина пола, м.

Пример расчета

Глубина подвала $d_b = 1,0$ м.

Принимаем конструктивно высоту фундаментной плиты

$$h = 0,3 \text{ м.}$$

По конструктивным требованиям глубина заложения:

$$d > d_b + h + 0,1 = 1,0 + 0,3 + 0,1 = 1,4 \text{ м.}$$

3.2. Глубина заложения по условиям промерзания

По условиям промерзания глубина заложения фундамента назначается с учетом района строительства, теплового режима здания и гидрогеологических условий строительной площадки, для чего определяются:

а) нормативная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (3.2)$$

где d_0 – величина, принимаемая равной:

- для суглинков и глин – 0,23 м;
- супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28 м;

- песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30 м;
- крупнообломочных грунтов – 0,34 м.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимается по табл. 2.1 прил. 2;

б) расчетная глубина сезонного промерзания

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (3.3)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых зданий по табл. 2.2 прил. 2; для наружных и внутренних фундаментов, неотапливаемых зданий $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой;

в) влияние вида грунта под подошвой фундамента и глубины расположения уровня подземных вод на глубину заложения фундамента принимается по табл. 2.3 прил. 2.

Фундаменты здания должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отсеках здания их допустимая разность определяется из условия

$$\Delta h \geq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right), \quad (3.4)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету; φ_1 , c_1 – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта; p – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности).

Пример расчета

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта из мелко-го песка в районе г. Уфы составляет:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{53,2} = 2,04 \text{ м},$$

где $M_t = 14,6 + 13,7 + 7,4 + 5,6 + 11,9 = 53,2$ (табл. 2.1 прил. 2).

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 2,04 = 1,08 \text{ м},$$

где $k_h = 0,5$ – для здания с подвалом при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении $15\text{ }^\circ\text{C}$ (табл. 2.2 прил. 2).

Глубина расположения уровня подземных вод $d_w = 4,2$ м.

$$d_f + 2 = 1,08 + 2 = 3,08 \text{ м};$$

$$d_w > d_f + 2 \text{ м.}$$

Согласно табл. 2.3 прил. 2 глубина заложения фундамента d не зависит от d_f и принимается по конструктивным требованиям.

Принимаем $d = 1,4$ м по конструктивным требованиям.

4. ВЫБОР ВАРИАНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ

В работе необходимо рассмотреть 2–3 различных варианта ленточных и столбчатых фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов, вычертить их поперечные разрезы, как показано на рис. 4. При этом рекомендуется задаться длиной сваи, исходя из грунтовых условий или конструктивно от 6 до 10 м. Соединение сваи с ростверком может быть шарнирным и жестким.

Пример выбора

Для сравнения задаемся вариантами ленточных фундаментов мелкого заложения со сборной или монолитной железобетонной плитой, столбчатых монолитных абсолютно жёстких и жёстких с гибкой плитой и вариантами свайных фундаментов с монолитным ростверком при однорядном и двухрядном размещении свай (рис. 4). Во всех вариантах фундаментов принимаем бетонные стеновые блоки подвала марки ФБС 24.5.6 (по табл. 2.10 прил. 2).

На рис. 4 обозначено: *a* – сборные железобетонные плиты и бетонные стеновые блоки ленточного фундамента; *б* – монолитная железобетонная плита и бетонные стеновые блоки ленточного фундамента; *в* – абсолютно жёсткий монолитный железобетонный столбчатый фундамент; *г* – жёсткий монолитный железобетонный столбчатый фундамент с гибкой плитой; *д* – однорядный свайный фундамент с монолитным железобетонным ростверком и бетонными стеновыми блоками; *е* – двухрядный свайный фундамент с монолитным железобетонным ростверком и бетонными стеновыми блоками.

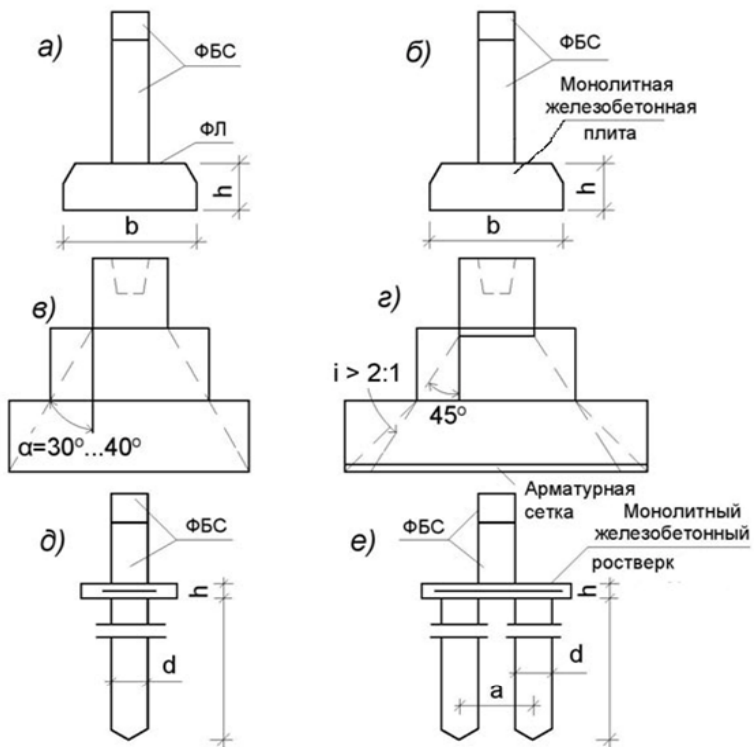


Рис. 4. Варианты конструкций ленточных, столбчатых свайных фундаментов

5. РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Цели:

- 1) рассчитать и принять размеры подошвы фундамента, показать его расчётную схему, совмещенную с инженерно-геологическим разрезом;
- 2) спроектировать ленточные фундамента, изобразить расчётно-монтажные схемы;
- 3) определить конечную осадку фундамента методом послойного суммирования.

5.1. Определение размеров подошвы фундамента

Ориентировочно требуемая ширина подошвы ленточного фундамента определяется по формуле

$$b = \frac{f_n}{R_0 - \gamma_m \cdot d}, \quad (5.1)$$

где f_n – нормативная нагрузка на 1 погонный метр фундамента, принимаемая по таблице исходных данных, кН/м; d – глубина заложения подошвы фундамента, м; γ_m – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях ($\gamma_m = 20$ кН/м³); R_0 – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента шириной $b = 1$ м и глубиной заложения $d = 2$ м служит для предварительного определения размеров фундамента, кПа. Принимается по табл. 2.4 прил. 2.

Вычисленная по формуле (5.1) ширина подошвы фундамента требует уточнения по величине расчетного сопротивления грунта R , соответствующего принятой ширине подошвы b и глубине заложения фундамента d :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (5.2)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 2.6 прил. 2; k – коэффициент, принимаемый равным $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями; $k = 1,1$, если они приняты по таблицам приложения [3].

В работе принять $k = 1$;

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 2.7 прил. 2;

k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м $k_z = 1$,

при $b \geq 10$ м $k_z = \frac{z_0}{\hat{a}} + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента, м;

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

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа (по исходным данным);

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

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{\text{II}}}, \quad (5.3)$$

где h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м. Удельный вес конструкции пола принимаем $\gamma_{cf} = 2,4$ кН/м³; d_b – глубина подвала, м.

После определения R уточняются размеры подошвы фундамента по формуле

$$b = \frac{f_n}{R - \gamma_m \cdot d}. \quad (5.4)$$

Значения b , вычисленные по формуле (5.4), должны отличаться не более чем на 10 %. Если они отличаются более чем на 10 %, то вновь определяют значение R по формуле (5.2) для b , вычисленного по формуле (5.4).

Такое уточнение повторяют до достижения отличия двух последних значений b не более чем на 10 %. Затем среднее значение двух b округляют в большую сторону кратно 0,1 м и принимают в качестве расчетной ширины фундамента. По ней подбирают фундаментные блоки или назначают ширину плиты монолитного фундамента.

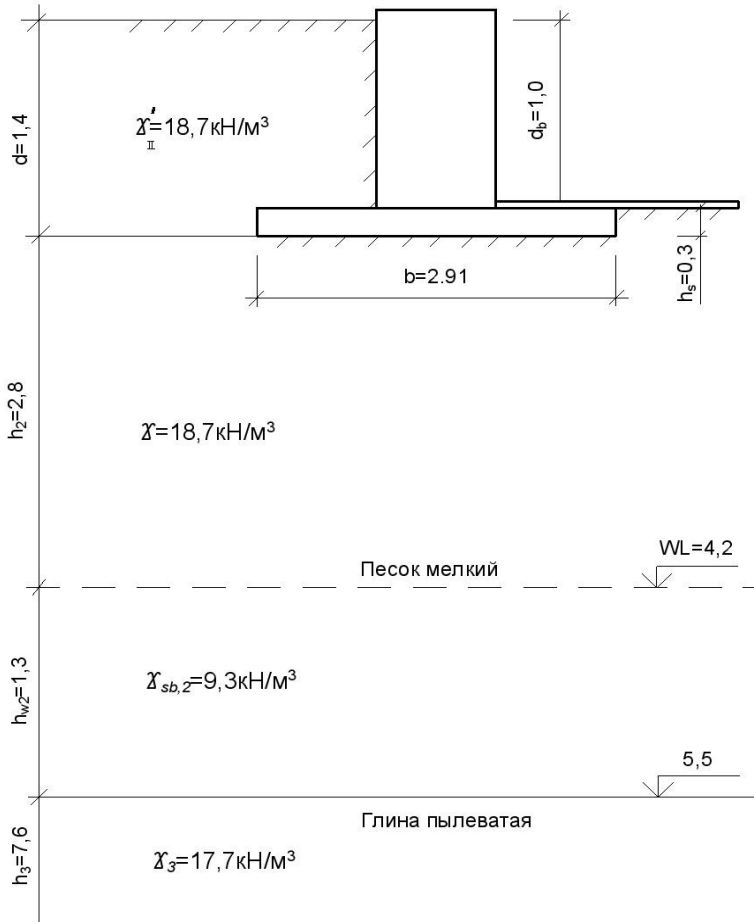


Рис. 5. Схема расположения фундамента мелкого заложения в грунтовом массиве

Пример расчёта

Ориентировочная требуемая ширина подошвы ленточного фундамента мелкого заложения:

$$b_1 = \frac{f_n}{R_0 - \gamma_m \cdot d} = \frac{500}{200 - 20 \cdot 1,4} = 2,91 \text{ м.}$$

Определяем расчетное сопротивление грунта при ширине подошвы фундамента, равной 2,91 м, по формуле

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

В расчете приняты:

коэффициент надежности по грунту $\gamma_g = 1$;

для второго слоя грунта выше подошвы фундамента

$$\gamma'_{II} = \gamma_2 = 18,7 \text{ кН/м}^3;$$

для грунта ниже подошвы фундамента осредненное расчетное значение удельного веса

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_{II} \cdot h_2 + \gamma_{sb,2} \cdot h_{w2} + \gamma_3 \cdot h_3}{h_2 + h_{w2} + h_3} = \frac{18,7 \cdot 2,8 + 9,3 \cdot 1,3 + 17,7 \cdot 7,6}{2,8 + 1,3 + 7,6} = 17,0 \text{ кН/м}^3,$$

где $\gamma_{sb,2} = \frac{\gamma_{s,2} - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,778} = 9,3 \text{ кН/м}^3;$

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,3 + \frac{0,1 \cdot 24}{18,7} = 0,43 \text{ м};$$

$\gamma_{c1} = 1,3$ – для песка мелкого (табл. 2.6 прил. 2);

$\gamma_{c2} = 1,204$ – для песка мелкого и сооружения с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения к его высоте $\frac{L}{H} = \frac{36}{15} = 2,4$ (табл. 2.6 прил. 2);

$k = 1$, так как прочностные характеристики грунта (ϕ и c) определены непосредственными испытаниями и заданы в исходных данных;

$M_{\gamma} = 1,06$, $M_g = 5,25$, $M_c = 7,67$ – для слоя песка с $\phi_{II} = 29$ (табл. 2.7 прил. 2);

$k_z = 1$, так как $b = 2,91 < 10$ м;

$c_{II} = 0$ – для песка слоя № 2 (см. грунтовые условия);

$d_b = 1,0$ м – по заданию.

Расчетное сопротивление грунта R под подошвой фундамента:

• При $b = b_1 = 2,91$ м

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1,3 \cdot 1,204}{1} [1,06 \cdot 1 \cdot 2,91 \cdot 17,0 + 5,25 \cdot 0,43 \cdot 18,7 + \\ &+ (5,25 - 1) \cdot 1 \cdot 18,7 + 7,67 \cdot 0] = 273 \text{ кПа}; \end{aligned}$$

$$b_2 = \frac{f_n}{R - \gamma_m \cdot d} = \frac{500}{273 - 20 \cdot 1,4} = 2,04 \text{ м};$$

$$b_1 - b_2 = 2,91 - 2,04 = 0,87 > 0,05 \text{ м.}$$

- При $b_2 = 2,04 \text{ м}$

$$R = 1,5652(18,02 \cdot 2,04 + 121,69) = 248 \text{ кПа};$$

$$b_3 = \frac{500}{248 - 28} = 2,27 \text{ м};$$

$$b_3 - b_2 = 2,27 - 2,04 = 0,23 > 0,05 \text{ м.}$$

- При $b = 2,27 \text{ м}$

$$R = 1,5652(18,02 \cdot 2,27 + 121,69) = 254 \text{ кПа};$$

$$b_4 = \frac{500}{254 - 28} = 2,21 \text{ м};$$

$$b_3 - b_4 = 2,27 - 2,21 = 0,06 > 0,05 \text{ м.}$$

- При $b = 2,21 \text{ м}$

$$R = 1,5652(18,02 \cdot 2,21 + 121,69) = 253 \text{ кПа};$$

$$b_5 = \frac{500}{253 - 28} = 2,22 \text{ м};$$

$$b_5 - b_4 = 2,22 - 2,21 = 0,01 > 0,05 \text{ м.}$$

Вывод: условие выполняется.

$$b = (b_5 + b_4) / 2 = \frac{2,22 + 2,21}{2} = 2,215 \text{ м.}$$

Принимаем $b = 2,3 \text{ м}$.

5.2. Конструирование ленточного фундамента

При конструировании ленточного фундамента необходимо подобрать фундаментную подушку, фундаментные стеновые блоки или панели и вычертить поперечное сечение фундамента.

Марка фундаментной плиты назначается по табл. 2.9 прил. 2, исходя из требуемой ширины подошвы фундамента b .

Размеры сечения монолитной фундаментной плиты принимаются конструктивно: ширина b – по расчету п. 5.1; высота $h = 0,3 \text{ м}$ при $b \leq 1,6 \text{ м}$, $h = 0,4 \text{ м}$ при $1,6 < b \leq 2,4 \text{ м}$, $h = 0,5 \text{ м}$ при $b > 2,4 \text{ м}$.

В дальнейшем высота плиты проверяется по условию прочности.

Марка стеновых блоков и их количество по высоте назначаются по табл. 2.10 прил. 2, исходя из толщины стен, глубины заложения фундамента d и принятой высоты фундаментной плиты.

После определения конструкции поперечного сечения фундамента необходимо определить величину среднего давления под подошвой фундамента:

$$p = \frac{f_n + q_f + q_q}{b}, \quad (5.5)$$

где f_n – нормативная нагрузка на 1 м фундамента, кН/м, принимается по заданию; q_f – суммарная нормативная нагрузка на 1 м фундамента от собственного веса фундаментной плиты, стеновых блоков или стеновых панелей, кН/м.

$$q_q = \frac{V_q \cdot \gamma'_{II}}{\ell_f}, \quad (5.6)$$

где V_q – суммарный объем грунта на уступах 1 м фундаментной плиты, м³ (определяется расчетом); γ'_{II} – нормативный удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента, кН/м³.

5.2.1. Сборный фундамент

Принимается сборный фундамент, состоящий из фундаментной плиты ФЛ 24.12 размером $\ell_1 \times b_f \times h_f = 1,2 \times 2,4 \times 0,5$ м и весом $G_{f1} = 28,5$ кН (табл. 2.9 прил. 2) и двух рядов стеновых бетонных блоков ФБС 24.5.6 размером $\ell_2 \times b \times h = 2,4 \times 0,5 \times 0,6$ м и весом $G_{f2} = 16,3$ кН (табл. 2.10 прил. 2).

Расчетная схема сборного фундамента показана на рис. 6.

Расчетное сопротивление грунта R под подошвой фундамента шириной $b_f = 2,4$ м будет равно

$$R = 1,5652(18,02 \cdot 2,4 + 121,69) = 258 \text{ кПа.}$$

Суммарная нормативная нагрузка на 1 м фундамента от собственного веса составляет

$$q_f = \sum \frac{G_{fi}}{\ell_i} = \frac{G_{f1}}{\ell_1} + 2 \frac{G_{f2}}{\ell_2} = \frac{28,5}{1,2} + 2 \frac{16,3}{2,4} = 37,4 \text{ кН/м.}$$

Суммарная нормативная нагрузка на 1 м фундамента от веса грунта, лежащего на фундаментной плите:

$$q_q = V_q \cdot \gamma'_{\Pi} / \ell_f = 0,95 \cdot 18,7 / 1,0 = 17,8 \text{ кН/м},$$

$$\text{где } V_q = \frac{b_f - b}{2} \cdot d_b \cdot \ell_f = \frac{2,4 - 0,5}{2} \cdot 1 \cdot 1 = 0,95 \text{ м}^3.$$

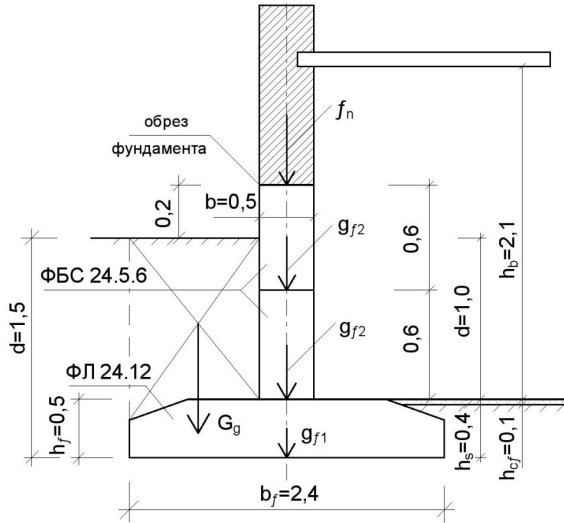


Рис. 6. Расчетная схема сборного фундамента

Среднее давление под подошвой фундамента составляет:

$$p = \frac{f_n + q_f + q_q}{b_f} = \frac{500 + 37,4 + 17,8}{2,4} = 231 < R = 258 \text{ кПа},$$

так как при $b = 2,4 \text{ м}$ $R = 1,5652(18,02 \cdot 2,4 + 121,69) = 258 \text{ кПа}$.

5.2.2. Сборно-монолитный фундамент

Принимается сборно-монолитный фундамент, состоящий из монолитной железобетонной фундаментной плиты шириной $b_f = 2,3 \text{ м}$ и высотой $h_f = 0,4 \text{ м}$ и двух рядов стеновых бетонных блоков ФБС 24.5.6 размером $\ell_2 \times b \times h = 2,4 \times 0,5 \times 0,6 \text{ м}$ и весом $G_{f2} = 16,3 \text{ кН}$ (табл. 2.10 прил. 2).

Нормативная нагрузка от собственного веса на 1 м фундаментной плиты:

$$q_{f1} = \gamma_b \cdot A_f \frac{\ell_f}{\ell_f} = 25 \cdot 0,76 \frac{1}{1} = 19 \text{ кН/м},$$

где $A_f = b_f \cdot h_f - 2 \cdot 0,5 \cdot b_1 \cdot h_1 = 2,3 \cdot 0,4 - 2 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,2 = 0,76 \text{ м}^2$;
 A_f – площадь поперечного сечения фундаментной плиты; ℓ_f – расчетная длина подошвы ленточного фундамента, принята равной 1;
 γ_b – нормативный удельный вес железобетона, $\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$.

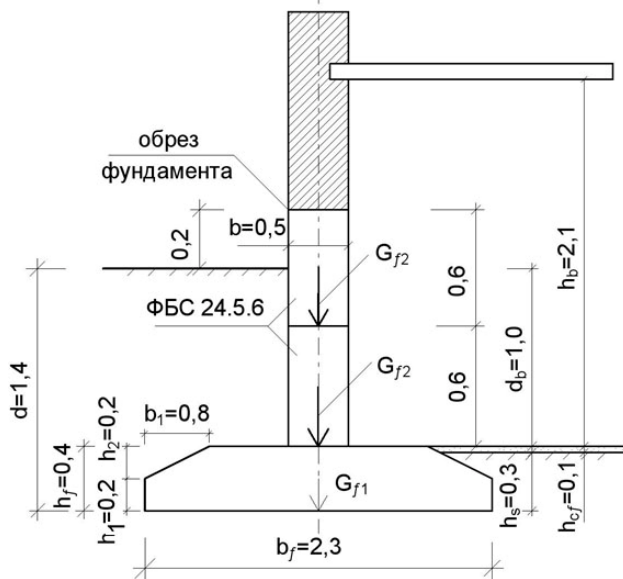


Рис. 7. Расчетная схема сборно-монолитного фундамента

Суммарная нормативная нагрузка от собственного веса на 1 м фундамента:

$$q_f = q_{f1} + 2 \frac{G_{f2}}{\ell_2} = 19 + 2 \frac{16,3}{2,4} = 32,6 \text{ кН/м.}$$

Суммарная нормативная нагрузка от веса грунта на 1 м фундаментной плиты:

$$q_q = \gamma_{II}' \frac{V_q}{\ell_f} = 18,7 \frac{0,98}{1} = 18,3 \text{ кН/м,}$$

где $V_q = (d_b \frac{b_f - b}{2} + \frac{b_1 \cdot h_1}{2}) \ell_f = (1,0 \frac{2,3 - 0,5}{2} + \frac{0,8 \cdot 0,2}{2}) 1,0 = 0,98 \text{ м}^3$.

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$p = \frac{f_n + q_f + q_q}{b_f} = \frac{500 + 32,6 + 18,3}{2,3} = 240 < R = 255 \text{ кПа,}$$

так как при $b = 2,3$ м

$$R = 1,5652(18,02 \cdot 2,3 + 121,69) = 255 \text{ кПа.}$$

5.3. Расчет осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования

Цели расчета: определить осадку фундамента S и сравнить ее с предельно допустимой S_u .

Осадку фундамента определяют методом послойного суммирования.

Пример расчета

Исходные данные:

грунты оснований:

1-й слой – почва, $h_1 = 0,7$ м;

2-й слой – песок мелкий, $h_2 = 4,8$ м, $\gamma_2 = 18,7$ кН/м³, $E_2 = 28$ МПа;

3-й слой – глина пылеватая, $h_3 = 0,76$ м, $\gamma_3 = 17,7$ кН/м³, $E_3 = 27$ МПа;

ширина подошвы фундамента $b_f = 2,3$ м;

глубина заложения подошвы фундамента $d = 1,4$ м;

среднее давление под подошвой $P = 240$ кПа;

грунтовые воды на глубине $4,2$ м.

1. Вертикальное напряжение от веса грунта на уровне:

– подошвы фундамента

$$G_{zq,0} = \gamma_2 \cdot d = 18,7 \cdot 1,4 = 26,2 \text{ кПа};$$

– подземных вод

$$G_{zq,w} = \gamma_2(h_1 + h_2 - h_w) = 18,7(0,7 + 4,8 - 1,3) = 78,5 \text{ кПа};$$

– подошвы 2 слоя

$$G_{zq,2} = G_{zq,w} + \gamma_{sb,2} \cdot h_w = 78,5 + 9,3 \cdot 1,3 = 90,6 \text{ кПа};$$

– кровли 3 слоя

$$G'_{zq,3} = G_{zq,2} + \gamma_w \cdot h_w = 90,6 + 10 \cdot 1,3 = 103,6 \text{ кПа};$$

– подошвы 3 слоя

$$G_{zq,3} = G'_{zq,3} + \gamma_3 \cdot h_3 = 103,6 + 17,7 \cdot 0,76 = 238,1 \text{ кПа.}$$

2. Принимаем толщину элементарного слоя:

$$h_i = 0,4 \cdot b_f = 0,4 \cdot 2,3 = 0,92 \text{ м.}$$

3. Дополнительное давление под подошвой фундамента:

$$p_0 = p - G_{zq,0} = 240 - 26,2 = 213,8 \text{ кПа.}$$

Расчет осадки приведен в табл. 1, где коэффициент α определяется по табл. 2.11 прил. 2.

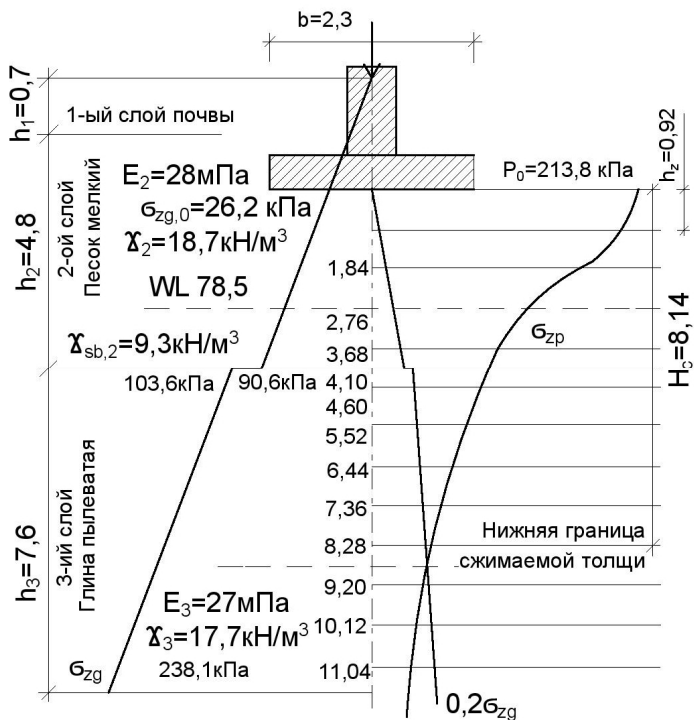
Таблица 1

Расчет осадки сборно-монолитного фундамента

| Толщина слоя, м | Расстояние от подошвы до слоя Z | $\zeta = \frac{2Z}{b}$ | α | Давление на слой $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0$, кПа | Среднее давление $\sigma_{zp,i}$, кПа | E_i , кПа | Осадка элементарного слоя, мм $S_i = \beta \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}$ |
|-----------------|---------------------------------|------------------------|----------|---|--|-----------------|--|
| 0 | 0 | 0 | 1 | 213,8 | | $28 \cdot 10^3$ | |
| 0,92 | 0,92 | 0,80 | 0,871 | 188,4 | 201,1 | | 5,29 |
| 0,92 | 1,84 | 1,60 | 0,642 | 137,3 | 162,9 | | 4,28 |
| 0,92 | 2,76 | 2,40 | 0,477 | 102,0 | 119,7 | | 3,15 |
| 0,92 | 3,68 | 3,20 | 0,374 | 80,0 | 91,0 | | 2,39 |
| 0,42 | 4,10 | 3,57 | 0,340 | 72,7 | 76,4 | | 1,09 |
| 0,50 | 4,60 | 4,00 | 0,306 | 65,4 | 69,1 | $27 \cdot 10^3$ | 1,02 |
| 0,92 | 5,52 | 4,80 | 0,258 | 55,2 | 60,3 | | 1,64 |
| 0,92 | 6,44 | 5,60 | 0,223 | 47,7 | 51,5 | | 1,40 |
| 0,92 | 7,36 | 6,40 | 0,196 | 41,9 | 44,8 | | 1,22 |
| 0,92 | 8,28 | 7,20 | 0,175 | 37,4 | 39,7 | | 1,08 |
| 0,92 | 9,20 | 8,00 | 0,158 | 33,8 | 35,6 | | 0,97 |
| 0,92 | 10,12 | 8,80 | 0,143 | 30,6 | 32,2 | | $\Sigma S_i = 23,53$ |
| 0,92 | 11,04 | 9,60 | 0,132 | 28,2 | | | |

$$\Sigma S_i = 23,5 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 23,5 \text{ мм};$$

$$S = \Sigma S_i < S_u = 100 \text{ мм.}$$



Масштаб: размеров – 1 см = 1 м; давлений – 1 см = 50 кПа.

Рис. 8. Расчетная схема осадки ленточного фундамента

6. РАСЧЕТ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Цели: определить основные размеры и спроектировать столбчатый центрально нагруженный фундамент под колонну.

Здание коридорного типа 36×15×15 м с неполным поперечным каркасом, с подвалом.

Нормативная и расчетная нагрузки на фундамент колонны (суммарные с учетом надежности и сочетания от грузовой площади) принимаются по табл. 2

Таблица 2

Варианты нагрузок на фундамент колонны

| Номер по журналу | Нагрузка N, кН | | Номер по журналу | Нагрузка N, кН | |
|------------------|----------------|-----------|------------------|----------------|-----------|
| | нормативная | расчётная | | нормативная | расчётная |
| 1 | 2160 | 2490 | 17 | 2800 | 3290 |
| 2 | 2200 | 2540 | 18 | 2840 | 3340 |
| 3 | 2280 | 2590 | 19 | 2880 | 3390 |
| 4 | 2320 | 2640 | 20 | 2920 | 3440 |
| 5 | 2360 | 2590 | 21 | 2960 | 3490 |
| 6 | 2400 | 2740 | 22 | 3000 | 3540 |
| 7 | 2440 | 2790 | 23 | 3040 | 3590 |
| 8 | 2480 | 2840 | 24 | 3080 | 3640 |
| 9 | 2520 | 2890 | 25 | 3120 | 3690 |
| 10 | 2560 | 2940 | 26 | 3160 | 3740 |
| 11 | 2600 | 2990 | 27 | 3200 | 3790 |
| 12 | 2640 | 3040 | 28 | 3240 | 3840 |
| 13 | 2680 | 3090 | 29 | 3300 | 3890 |
| 14 | 2720 | 3140 | 30 | 3340 | 3940 |
| 15 | 2760 | 3190 | 31 | 3380 | 3990 |
| 16 | 2800 | 3240 | 32 | 3420 | 4040 |

Поперечное сечение сборной колонны каркаса 400×400 мм.

6.1. Определение размеров подошвы фундамента

Грунт несущего слоя – песок мелкий, средней плотности с удельным весом $\gamma = 18,7 \text{ кН/м}^3$ и коэффициентом пористости $e = 0,778$ (по расчету см. п. 2.1).

Условное расчетное сопротивление основания, сложенного песком, $R_o = 0,2 \text{ МПа}$ (по расчету см. п. 2.1).

Глубина заложения подошвы фундамента от планировочной поверхности площадки с учетом глубины подвала (d_b), толщины пола подвала (h_{pp}) и высоты столбчатого фундамента (h_f) находится как

$$d = d_b + h_{pp} + h_f (\text{м}).$$

Высота фундамента h_f определяется глубиной стакана (h_s), равной $(1 \dots 1,5)h_\kappa$, толщиной днища стакана, устанавливаемой из условия продавливания и принимаемой не менее 200 мм, и фундаментной плиты, состоящей из одной, двух или трех ступеней высотой не более 0,5 метра.

При $h_\kappa = 400 \text{ мм}$

- Принимаем: $h_s = 0,6 \text{ м}$, толщина подстаканника 0,3 м, фундаментная плита из двух ступеней по 0,5 м каждая.

$$h_f = 0,6 + 0,3 + 1,0 = 1,9 \text{ м}.$$

Следовательно, глубина заложения подошвы фундамента

$$d = d_b + h_{pp} + h_f = 1,0 + 0,15 + 1,9 = 3,05 \text{ м}.$$

Предварительная площадь подошвы фундамента

$$A = N / (R - \gamma_m d) = 2,160 / (0,20 - 0,02 \cdot 3,05) = 16,00 \text{ м}^2.$$

Размеры фундамента $A = b \cdot \ell = 4 \cdot 4 = 16,0 \text{ м}^2$.

Расчетное сопротивление грунта основания при $b = 4 \text{ м}$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{\kappa} \left[M_{\gamma \kappa z} \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] = \\ &= \frac{1,3 \cdot 1,204}{1} \cdot [1,06 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 17 + 5,25 \cdot 1,18 \cdot 18,7 + (5,25 - 1) \cdot 1 \cdot 18,7 + 7,67 \cdot 0] = \\ &= 406,26 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

- Принимаем $R = 400 \text{ кПа}$

Площадь подошвы фундамента:

$$A = N / (R - \gamma_m d) = 2,160 / (0,40 - 0,02 \cdot 3,05) = 6,37 \text{ м}^2.$$

- Принимаем монолитную плиту $A = b \cdot \ell = 2,53 \cdot 2,53 = 6,36 \text{ м}^2$
 $4 - 2,53 = 1,47$, что больше 10 %.

Расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = 1,565 (18,02 \cdot 2,53 + 195,321) = 377,0 \text{ кПа};$$

$$A = N / (R - \gamma_m d) = 2,160 / (0,377 - 0,02 \cdot 3,05) = 6,82 \text{ м}^2;$$

$$A = b \cdot \ell = 2,6 \cdot 2,6 = 6,76 \text{ м}^2;$$

$$2,6 - 2,53 = 0,07, \text{ что менее } 10\%.$$

Расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = 1,565 \cdot (18,02 \cdot 2,6 + 195,321) = 379,0 \text{ кПа}.$$

Вес фундаментной плиты:

$$G_f = Ah_p \gamma_g = (6,76 + 3,24) \cdot 0,5 \cdot 0,024 = 0,12 \text{ мН}.$$

Вес стакана под колонну:

$$G_s = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,024 = 0,021 \text{ мН}.$$

Вес грунта на обрезах фундамента:

$$G_{q1} = (A - A_s) h_q \gamma_q = (6,76 - 1,0) \cdot 0,9 \cdot 0,018 = 0,093 \text{ мН};$$

$$G_{q2} = (A - A_l) h_q \gamma_q = (6,76 - 3,24) \cdot 0,5 \cdot 0,018 = 0,031 \text{ мН};$$

$$G_q = 0,093 + 0,031 = 0,124 \text{ мН}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P = \frac{N + G_f + G_s + G_q}{A} = \frac{2,160 + 0,12 + 0,021 + 0,124}{6,76} = 357 \text{ кПа}.$$

$P = 357 \text{ кПа} < R = 379 \text{ кПа}$ – условие удовлетворяется. Превышение расчетного сопротивления составляет $5,8\% < 10\%$, следовательно, фундамент запроектирован рационально.

Окончательно принимаем для фундамента под колонну монолитную плиту размером $2,6 \times 2,6 \text{ м}$ с высотой $h_n = 0,5 \text{ м}$.

Расчетная нагрузка на уровне пола подвала составляет $N = 2,490 \text{ мН}$.

От веса фундамента

$$G_f = 1,1 (0,12 + 0,021) = 0,160 \text{ мН}.$$

От грунта на уступах фундамента

$$G_q = 1,15 \cdot 0,124 = 0,143 \text{ мН}.$$

Давление под подошвой фундамента от действия нагрузок:

$$P = \frac{N + G_f + G_q}{A} = \frac{2,490 + 0,16 + 0,143}{2,6 \times 2,6} = 433 \text{ кПа} = 0,433 \text{ МПа}.$$

6.2. Конструирование столбчатого фундамента

Столбчатые фундаменты применяются для передачи на грунт сосредоточенных нагрузок от колонн и самонесущих стен здания. Они выполняются в монолитном или сборном вариантах. Конструирование монолитных железобетонных жёстких и гибких фундаментов показано на рис. 9.

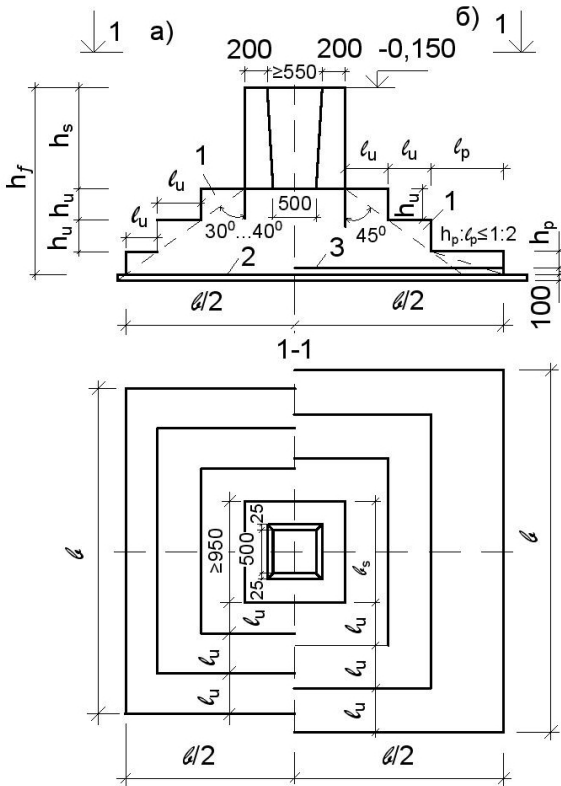


Рис. 9. Монолитные железобетонные столбчатые фундаменты стаканного типа: а – жёсткий; б – жёсткий с нижней гибкой ступенью-плитой; 1 – фундамент; 2 – бетонная подготовка; 3 – арматурная сетка

Монолитные столбчатые железобетонные фундаменты мелкого заложения выполняются, как правило, ступенчатой формы.

Для сопряжения со сборными колоннами применяются фундаменты стаканного типа.

Глубина стакана равна нормативной глубине заделки колонны и толщине подливки раствора, равной 50 мм.

Толщина днища стакана определяется из условия продавливания и принимается не менее 200 мм. Зазор между колонной и стенками стакана должен быть по низу – 50 мм, по верху – 75 мм.

Толщина стенки стакана предусматривается не менее 200 мм.

Высота и количество ступеней принимаются без учета высоты стакана и подколонника кратными 150 мм, обрез стакана – на относительной отметке $-0,150$ м.

В жестких фундаментах недопущение растягивающих напряжений в их теле обеспечивается ограничением отношения высоты ступов к их ширине значениями углов жёсткости в пределах $35...40^\circ$.

Для гибких железобетонных ступеней $h_p / \ell_p \leq 1:2$.

Сечения и арматура таких фундаментов подбираются с соблюдением требований, предъявляемых к железобетонным конструкциям.

Данные фундаменты армируются по низу нижней ступени сварными сетками из сталей классов А300 или А400 диаметром не менее 10 мм с расстоянием между осями от 100 до 200 мм.

Защитный слой для нижней арматуры должен быть не менее 70 мм при отсутствии бетонной подготовки и 35 мм при ее наличии.

Размеры в плане подошвы, ступеней и подколонника принимаются кратными 300 мм.

Пример конструирования жесткого фундамента

Конструирование жесткого столбчатого фундамента производится на основании результатов расчёта с соблюдением нормативных требований.

Схема монолитного железобетонного столбчатого жесткого фундамента стаканного типа приведена на рис. 10.

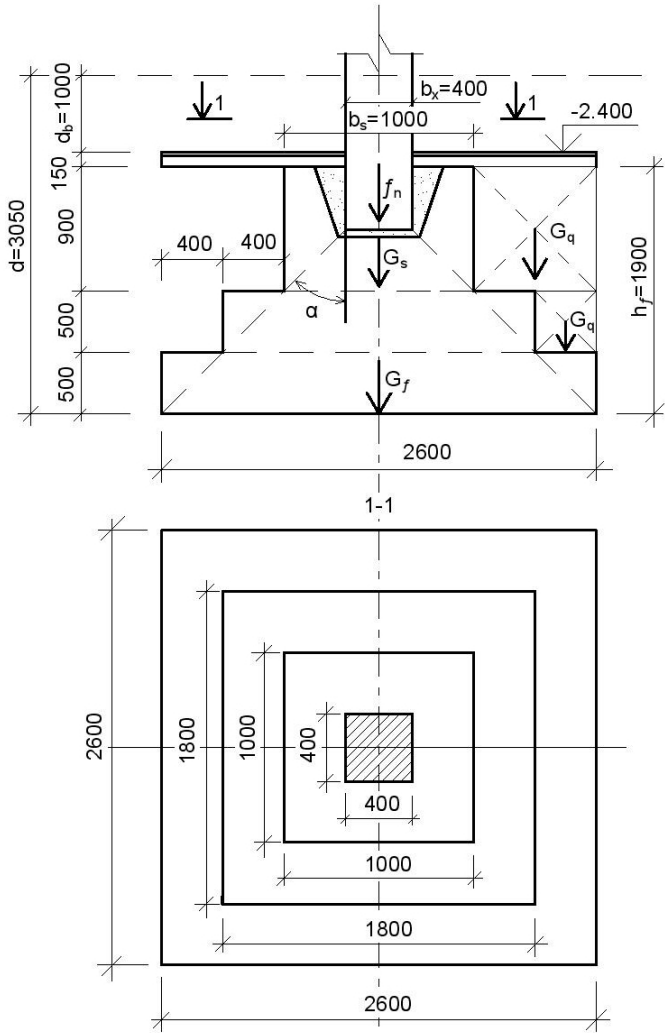


Рис. 10. Схема монолитного железобетонного столбчатого жесткого фундамента стаканного типа

6.3. Расчёт конечной осадки фундамента методом эквивалентного слоя

Эквивалентным называется слой грунта мощностью h_3 , осадка которого при сплошной нагрузке на поверхности p_0 будет равна осадке грунтового полупространства под воздействием местной нагрузки интенсивностью p_0 .

Осадку слоя грунта из условия одномерного сжатия без возможности бокового расширения

$$S = \frac{P_0 h_3}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right), \quad (6.1)$$

где E – модуль деформации грунта; ν – коэффициент Пуассона.

Значение ν принимается в зависимости от вида и состояния грунтов:

- глины и суглинки твёрдой и полутвёрдой консистенции – $\nu = 0,1 \dots 0,15$;
- то же тугопластичной – $\nu = 0,2 \dots 0,25$;
- то же мягкопластичной и текучепластичной – $\nu = 0,3 \dots 0,4$;
- то же текучей – $\nu = 0,45 \dots 0,5$;
- супеси – $\nu = 0,15 \dots 0,3$;
- пески – $\nu = 0,2 \dots 0,25$.

С учётом относительного коэффициента сжимаемости грунтов m_v

$$S = P_0 h_3 m_v, \quad (6.2)$$

где

$$m_v = \beta / E; \quad (6.3)$$

β – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона, т. е.

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}. \quad (6.4)$$

Толщина эквивалентного слоя

$$h_3 = A \omega b, \quad (6.5)$$

где A – площадь подошвы фундамента; ω – коэффициент, зависящий от формы, площади и жёсткости фундамента; значения табулированы в табл. 3.

Значения коэффициентов ω для полупространства

| Отношение сторон $n = \ell/b$ | ω_c | ω_o | ω_m | ω_{const} |
|-------------------------------|---------------|------------|------------|-------------------------|
| 1 – круг | 0,64 | 1,00 | 0,85 | 0,79 |
| 2 – квадрат | $0,5\omega_o$ | 1,12 | 0,95 | 0,88 |
| 3 – прямоугольник | $0,5\omega_o$ | 1,53 | 1,30 | 1,22 |
| 4 – прямоугольник | $0,5\omega_o$ | 1,78 | 1,53 | 1,44 |
| 5 – прямоугольник | $0,5\omega_o$ | 1,96 | 1,70 | 1,61 |
| 6 – прямоугольник | $0,5\omega_o$ | 2,10 | 1,83 | 1,72 |
| 10 – прямоугольник | $0,5\omega_o$ | 2,53 | 2,25 | 2,12 |

Примечание: ω_c – для осадки угловой точки прямоугольника или круга; ω_o – для максимальной осадки гибкого фундамента под центром загружаемой площади; ω_m – для средней осадки гибкого фундамента всей площади загрузки; ω_{const} – для осадки абсолютно жёстких фундамента; b – ширина подошвы фундамента.

Произведение $A\omega$ называется коэффициентом эквивалентного слоя, значения табулированы в табл. 4.

Для однородного основания требуемая осадка при известных E и ν определяется по формуле (6.2).

Для слоистого основания осадка

$$S = P_0 h_3 \bar{m}_\nu, \quad (6.6)$$

где \bar{m}_ν – средневзвешенный относительный коэффициент сжимаемости

$$\bar{m}_\nu = \sum_{i=1}^n h_i m_{\nu i} z_i / (2h_3^2), \quad (6.7)$$

который определяется с использованием расчётной эпюры на рис. 11.

Средневзвешенное значение коэффициента Пуассона

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H_c, \quad (6.8)$$

где H_c – мощность сжимаемой толщи основания

$$H_c = 2h_3. \quad (6.9)$$

Таблица 4

Значения коэффициента эквивалентного слоя A_0

| Соотношение l/b | Гравий и галька | | Пески | | Суглинки пластичные | | | | Глины и суглинки мягкопластичные | | | | | | | | | |
|-------------------|--|----------|-----------------------------|----------|---------------------|--------------|------------------|----------|----------------------------------|----------|----------|--------------|----------|----------|--------------|----------|----------|--------------|
| | Глины и суглинки твёрдые и полутвёрдые | | Супеси твёрдые и пластичные | | | | Глины пластичные | | $v = 40$ | | | | | | | | | |
| | $v = 0,10$ | | $v = 0,20$ | | $v = 0,25$ | | $v = 0,30$ | | | | | | | | | | | |
| | A_{0b} | A_{0m} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0b} | A_{0m} | | | | | | | | |
| 1,0 | 1,13 | 0,96 | 0,89 | 1,20 | 1,01 | 0,94 | 1,26 | 1,07 | 0,99 | 1,37 | 1,17 | 1,08 | 1,58 | 1,34 | 1,24 | 2,02 | 1,71 | 1,58 |
| 1,5 | 1,37 | 1,16 | 1,09 | 1,45 | 1,23 | 1,15 | 1,53 | 1,30 | 1,21 | 1,66 | 1,40 | 1,32 | 1,91 | 1,62 | 1,52 | 2,44 | 2,07 | 1,94 |
| 2,0 | 1,55 | 1,31 | 1,23 | 1,63 | 1,39 | 1,30 | 1,72 | 1,47 | 1,37 | 1,88 | 1,60 | 1,49 | 2,16 | 1,83 | 1,72 | 2,76 | 2,34 | 2,34 |
| 3,0 | 1,81 | 1,55 | 1,46 | 1,90 | 1,63 | 1,54 | 2,01 | 1,73 | 1,62 | 2,18 | 1,89 | 1,76 | 2,51 | 2,15 | 2,01 | 3,21 | 2,75 | 2,59 |
| 4,0 | 1,99 | 1,72 | 1,63 | 2,09 | 1,81 | 1,72 | 2,21 | 1,92 | 1,81 | 2,41 | 2,09 | 1,97 | 2,77 | 2,39 | 2,26 | 3,53 | 3,06 | 2,90 |
| 5,0 | 2,13 | 1,85 | 1,74 | 2,24 | 1,95 | 1,84 | 2,37 | 2,07 | 1,94 | 2,58 | 2,25 | 2,11 | 2,96 | 2,57 | 2,42 | 3,79 | 3,29 | 3,10 |
| 6,0 | 2,25 | 1,98 | - | 2,37 | 2,09 | - | 2,50 | 2,21 | - | 2,72 | 2,41 | - | 3,14 | 2,76 | - | 4,00 | 3,53 | - |
| 7,0 | 2,35 | 2,06 | - | 2,47 | 2,18 | - | 2,61 | 2,31 | - | 2,84 | 2,51 | - | 3,26 | 2,87 | - | 4,18 | 2,67 | - |
| 8,0 | 2,43 | 2,14 | - | 2,56 | 2,26 | - | 2,70 | 2,40 | - | 2,94 | 2,61 | - | 3,38 | 2,98 | - | 4,32 | 3,82 | - |
| 9,0 | 2,51 | 2,21 | - | 2,64 | 2,34 | - | 2,79 | 2,47 | - | 3,03 | 2,69 | - | 3,49 | 3,08 | - | 4,46 | 3,92 | - |
| 10 и более | 2,58 | 2,27 | 2,15 | 2,71 | 2,40 | 2,26 | 2,86 | 2,54 | 2,38 | 3,12 | 2,77 | 2,60 | 3,58 | 3,17 | 2,98 | 4,58 | 4,05 | 3,82 |
| Коэффициент | A_{0b} | A_{0m} | A_{0const} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0const} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0const} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0const} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0const} | A_{0b} | A_{0m} | A_{0const} |

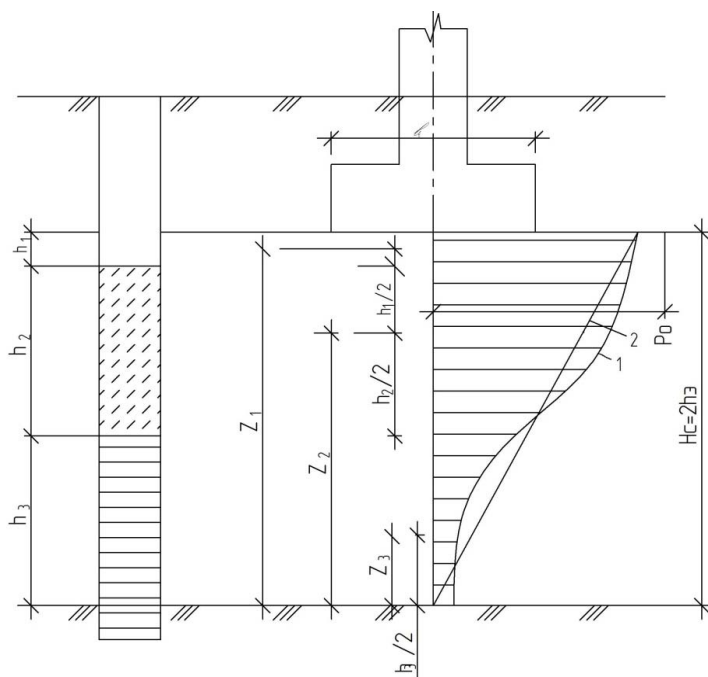


Рис. 11. Схема к определению осадок методом эквивалентного слоя для многослойного основания: 1 – расчётная нелинейная эпюра дополнительных напряжений; 2 – эквивалентная треугольная эпюра дополнительных напряжений

Пример расчёта

Определить методом эквивалентного слоя осадку столбчатого фундамента, рассчитанного в п. 6.1 и 6.2,

$$P_0 = P - \gamma d = 433 - 18,7 \cdot 3,05 = 375 \text{ кПа}, \quad b = 2,6 \text{ м.}$$

Грунтовые условия – по заданию.

II слой – песок мелкий, средней плотности с коэффициентом Пуассона $\nu = 0,2$.

При глубине заложения фундамента 3,05 м

$$h = 5,5 - 3,05 = 2,45 \text{ м.}$$

По табл. 4 определяем $A\omega_m = 1,01$.

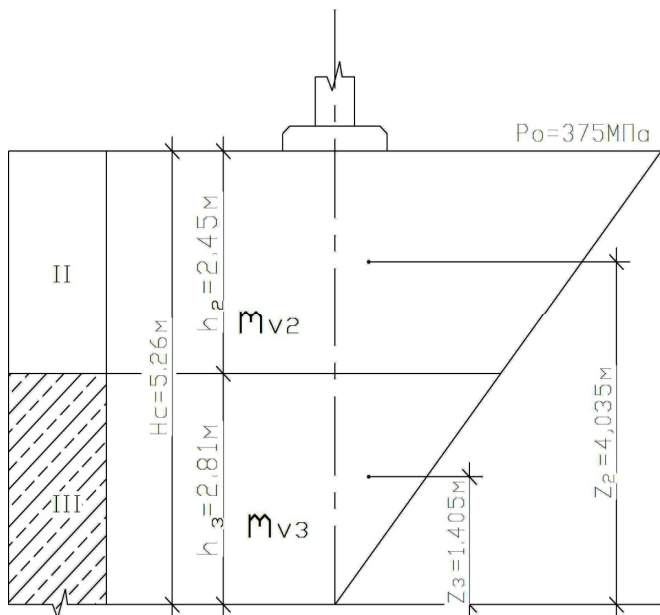


Рис. 12. Расчётная схема осадки фундамента методом эквивалентного слоя

Толщина эквивалентного слоя:

$$h_3 = A \omega_m b = 1,01 \cdot 2,6 = 2,63 \text{ м.}$$

Мощность сжимаемой толщи:

$$H_c = 2h_3 = 2 \cdot 2,63 = 5,26 \text{ м.}$$

При глубине заложения подошвы фундамента $d = 3,05$ м в сжимаемую толщу входят II и III слои грунтов с модулями деформаций $E_{II} = 28$ МПа, $E_{III} = 27$ МПа.

Относительные коэффициенты сжимаемости:

– для второго слоя при $\nu_{II} = 0,2$

$$\beta_{II} = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} = \frac{2 \cdot 0,2^2}{1-0,2} = 0,9; \quad m_{vII} = \frac{\beta_{II}}{E_{II}} = \frac{0,9}{28} = 0,032 \text{ МПа}^{-1};$$

– третьего слоя (глина пылеватая, комковая, полутвердая)

$$\nu_{III} = 0,12; \quad \beta_{III} = 1 - \frac{2 \cdot 0,12^2}{1-0,12} = 0,96; \quad m_{vIII} = \frac{\beta_{III}}{E_{III}} = \frac{0,96}{27} = 0,035 \text{ МПа}^{-1}.$$

Средний относительный коэффициент сжимаемости:

$$\bar{m}_v = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{2h_s^2} = \frac{0,032 \cdot 1,2 \cdot 4,035 + 0,035 \cdot 2,981 \cdot 1,405}{2 \cdot 2,63^2} = 3,5 \cdot 10^{-5} \text{ кПа}^{-1}.$$

Конечная осадка фундамента:

$$S = p_0 h_s \bar{m}_v = 375 \cdot 2,63 \cdot 3,5 \cdot 10^{-5} = 0,0325 \text{ м} = 3,25 \text{ см}.$$

Проверка условия:

$$S = 3,25 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см} \text{ — условие удовлетворяется.}$$

7. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Цели:

- 1) определить несущую способность одиночной сваи-стойки на действие вертикальной нагрузки;
- 2) определить несущую способность одиночной висячей сваи-фундамента на действие вертикальной нагрузки.

7.1. Расчет несущей способности одиночной сваи-стойки на действие вертикальной нагрузки

Расчётная несущая способность сваи определяется как наименьшее из значений: а) сопротивление сваи по материалу; б) сопротивление сваи по грунту под нижним её концом.

Сопротивление сваи по материалу вычисляется по формуле для расчета соответствующих строительных конструкций как для элемента, работающего на сжатие, без учета продольного изгиба. Так, для железобетонной сваи расчетная нагрузка по материалу определяется по формуле

$$F = R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s, \quad (7.1)$$

где R_b , R_{sc} – расчетное сопротивление осевому сжатию соответственно бетона и арматуры сваи, кПа. Определяется по табл. 2.14 прил. 2 в зависимости от класса бетона и арматуры в свае; A – площадь железобетона в поперечном сечении сваи, м². Определяется расчетом по размерам сваи; A_s – площадь арматуры в поперечном сечении сваи, м². Определяется по табл. 2.8 прил. 2 в зависимости от диаметра и количества арматурных стержней.

Для сваи-стойки, опирающейся на малосжимаемый и на скальный грунт,

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (7.2)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условия работы сваи в грунте; R – расчетное сопротивление грунта под концом сваи, кПа. Для забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, $R = 20$ МПа; A – площадь поперечного сечения сваи, м².

Сравнивая сопротивление сваи по материалу и по грунту, меньшее из них принять как расчётную несущую способность сваи F .

Пример расчета

Исходные данные

1. Сваи вибропогружаемые длиной $l = 6,0$ м, поперечным сечением $b_s \times h_s = 40 \times 40$ см с пустотой $d = 27,8$ см изготовлены из бетона класса В15 и армированы 8d18A300.

$A'_s = 20,36$ см² (прил. 2, табл. 2.8);

$R_b = 11,0$ МПа (прил. 2, табл. 2.14);

$R_{sc} = 280$ МПа (прил. 2, табл. 2.14).

2. Нагрузка на 1 м фундамента $f_n = 500$ кН/м.

3. Грунтовые условия приняты по заданию.

4. В расчете приняты: высота ростверка – 40 см, заделка оголовка сваи в ростверк – 30 см, глубина заложения подошвы ростверка $d = 1,4$ м.

Размеры и размещение сваи приведены на рис. 13.

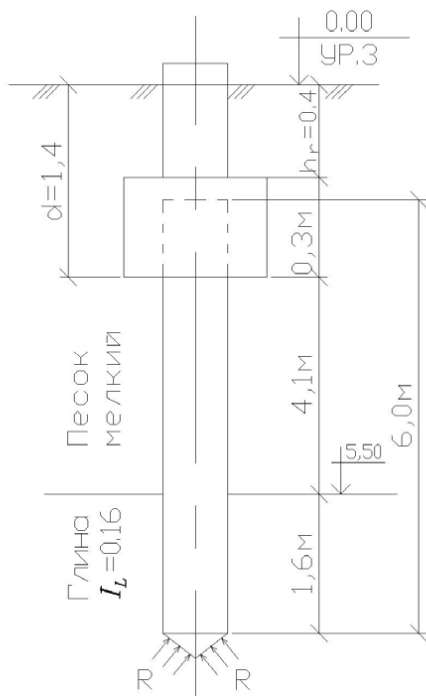


Рис. 13. Схема размещения сваи-стойки в грунтах основания

Соппротивление сваи по материалу:

$$F = R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s = 11 \cdot 10^3 \cdot 0,1 + 280 \cdot 10^3 \cdot 20,36 \cdot 10^{-4} = 1670 \text{ кН},$$

где $A = h_s \cdot b_s - \pi d^2 / 4 = 0,4 \cdot 0,4 - 3,14 \cdot 0,278^2 / 4 = 0,1 \text{ м}^2$.

Расчётная несущая способность грунта основания под нижним концом сваи

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cr} R A = 1 \cdot 0,7 \cdot 5,69 \cdot 10^3 \cdot 0,16 = 637,3 \text{ кН},$$

где $\gamma_{cr} = 0,7$ – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте.

Вывод. За несущую способность сваи принимается несущая способность грунта под нижним концом сваи как меньшее по значению.

7.2. Расчёт несущей способности одиночной висячей сваи на действие вертикальной нагрузки

Для висячей забивной сваи несущая способность определяется как сумма расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (7.3)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте; R – расчетное сопротивление грунта под концом сваи, кПа; A – площадь опирания сваи в грунте, м^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи (брутто); U – наружный периметр поперечного сечения сваи, м; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 2.13 прил. 2; γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунтов и принимаемые по табл. 2.15 прил. 2.

Соппротивление сваи по грунту

$$F = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (7.4)$$

где F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, кПа; γ_k – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности сваи. Если она определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, $\gamma_k = 1,2$;

по результатам статического зондирования грунта и по результатам динамических испытаний свай, $\gamma_k = 1,25$; расчетом, $\gamma_k = 1,4$.

Для определения расчетной силы трения по боковой поверхности сваи f_i каждый пласт грунта под ростверком делится на слои не более 2 м и устанавливается глубина заложения середины каждого слоя от уровня планировки грунта.

Пример расчета

Исходные данные

1. Сваи вибропогружаемые длиной $l = 6,0$ м, поперечным сечением $b_s \times h_s = 40 \times 40$ см с пустотой $d = 27,8$ см изготовлены из бетона класса В15 и армированы 8d18A300.

$A_s = 20,36$ см² (прил. 2, табл. 2.8);

$R_b = 11,0$ МПа (прил. 2, табл. 2.14);

$R_{sc} = 280$ МПа (прил. 2, табл. 2.14).

2. Нагрузка на 1 м фундамента $f_n = 500$ кН/м.

3. Грунтовые условия приняты по заданию.

4. В расчете приняты: высота ростверка – 40 см, заделка оголовка сваи в ростверк – 30 см, глубина заложения подошвы ростверка $d = 1,4$ м, размещение сваи в грунте дано на рис. 14.

Расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи:

$$\begin{aligned} F_d &= \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = \\ &= 1(0,7 \cdot 6,09 \cdot 10^3 \cdot 0,16 + 1,6(1 \cdot 30 \cdot 1,1 + 1 \cdot 35 \cdot 1 + \\ &+ 1 \cdot 39 \cdot 2 + 0,9 \cdot 54,5 \cdot 1,6)) = 1120 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте; R – расчетное сопротивление грунта под концом сваи, кПа; A – площадь опирания сваи в грунте, м²; U – наружный периметр поперечного сечения сваи, м; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа; γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи.

7.3. Проектирование свайного кустового фундамента

Свайным кустом называется фундамент, состоящий из группы свай. Число свай в кусте должно быть не менее трех, но иногда допускается устройство куста из двух свай. Свайные кусты устраивают под колонны сооружений и опоры, передающие значительные вертикальные нагрузки. Куст свай, объединенный поверху распределительной плитой, образует свайный кустовой фундамент. Распределительные плиты выполняются монолитными или сборными железобетонными и называются ростверками. Если подошва ростверка находится на уровне поверхности грунта или ниже ее, то ростверк называется низким свайным (рис. 15).

7.3.1. Выбор конструкции свайного кустового фундамента

Выбор конструкции данного вида фундаментов заключается в подборе вида свай, типа свайного фундамента и ростверка с учетом конкретных условий строительной площадки, конструктивных и технологических особенностей проектируемых зданий и сооружений, расчетных нагрузок путем сравнения вариантов.

Тип, вид и размеры свай выбираются в зависимости от геологических условий площадки, наличия технологического оборудования и уровня расположения подошвы ростверка. В обычных грунтах нижние концы свай должны заглубляться в более прочные грунты на глубину не менее одного метра, в твердых глинистых, гравелистых и средней крупности песках на глубину не менее 0,5 м.

Предпочтительным является низкий ростверк, который располагается ниже пола подвала.

7.3.2. Определение числа свай и размещение их в плане

Рассматривается центрально нагруженный свайный кустовой фундамент. При условии что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на все сваи фундамента при определенной несущей способности сваи F_d , необходимое число свай в кусте

$$n = \gamma_k N_{oi} / F_d, \quad (7.5)$$

где γ_k – коэффициент, см. формулу (7.4); N_{oi} – расчетная нагрузка на куст, кН.

Для отдельно стоящего куста свай получаемое по расчету число свай округляется в сторону увеличения до целого числа.

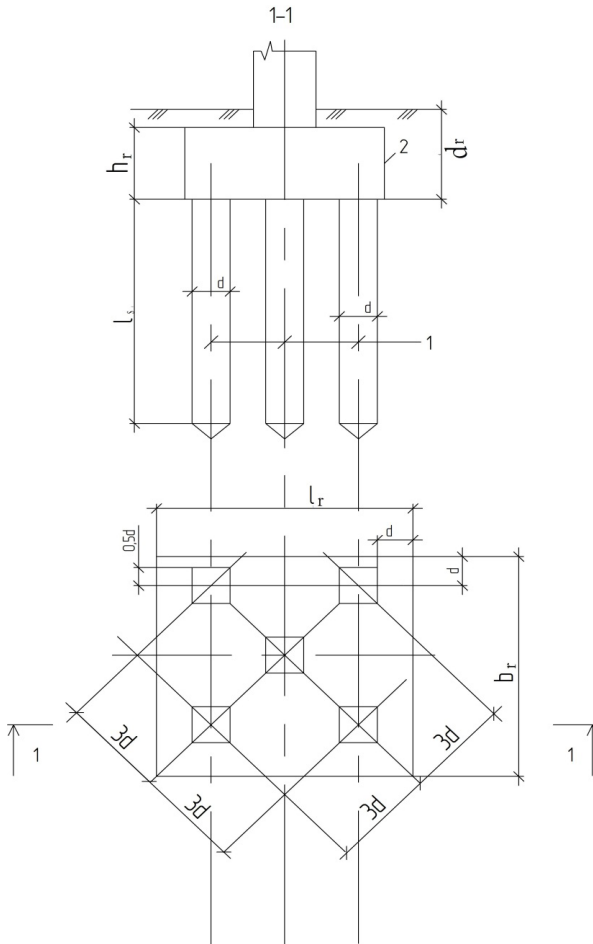


Рис. 15. Схема свайного кустового фундамента:
1 – свайный куст; 2 – низкий ростверк

Сваи в кусте можно располагать в шахматном порядке или на прямоугольной сетке, с тем чтобы ростверк получился компактным. Рекомендуется расстояние между осями свай принимать $a = 3d$, расстояние от оси крайнего ряда свай до грани ростверка – $1d$. Пример размещения свай в плане приведен на рис. 15.

Ростверки кустовых фундаментов конструируются как обычные фундаменты мелкого заложения и рассчитываются на продавливание колонной или угловой свайей, на поперечную силу в наклонных сечениях и на изгиб. Расчеты производятся с учетом требований для железобетонных конструкций.

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров ростверка определяется нагрузка N на каждую сваю

$$N = \frac{N_{01} + G_f + G_g}{n} \leq F_d / \gamma_k, \quad (7.6)$$

где G_f и G_g – расчетные нагрузки от веса фундамента и грунта на обреze ростверка, кН.

Пример расчета

Исходные данные принимаются по п. 7.1.

Расчетная нагрузка на кустовой фундамент $N_{01} = 2790$ кН.

Расчетная несущая способность сваи по грунту $F_d = 1120$ кН.

Определить число свай в кусте, распределить их в плане, спроектировать ростверки и свайный кустовой фундамент.

Необходимое число свай в кусте:

$$n = \gamma_k N_{01} / F_d = 1,4 \cdot 2790 / 1120 = 3,5 \text{ шт.}$$

Принимается $n = 4$ с округлением значения в большую сторону.

Распределение свай в плане производится с расстоянием между осями свай $a = 3d = 3 \cdot 0,4 = 1,2$ м.

Конструктивная схема свайного кустового фундамента показана на рис. 16.

Размеры ростверка в плане:

$$\ell_r = b_r = a + d + 2 \cdot 0,1 = 1,2 + 0,4 + 0,2 = 1,8 \text{ м.}$$

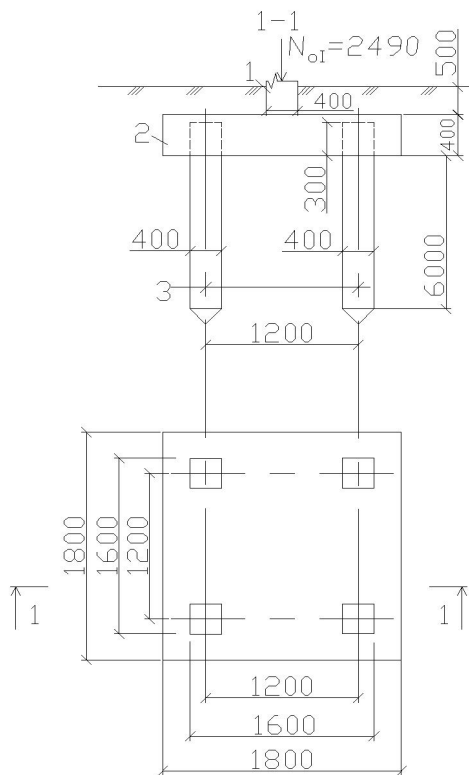


Рис. 16. Монтажная схема свайного кустового фундамента:
1 – колонна; 2 – ростверк; 3 – сваи

7.4. Расчет осадки свайного кустового фундамента

Значения передаваемых кустовым фундаментом нагрузок на грунт зависят от числа свай в фундаменте, их длины, расстояния между сваями, свойств грунта.

В большинстве случаев расчет осадок в настоящее время производится по методу условного массивного фундамента, это означает, что сваи, грунт межсвайного пространства и грунт, примыкающий к наружным сторонам свай фундамента, рассматриваются как единый массив *АВВГ* (рис. 17), ограниченный снизу плоскостью *ВВ*, проходящей через нижние концы свай, а с боков массивного фун-

дамента – вертикальными плоскостями AB и $B\Gamma$, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии

$$c = h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{mt}/4), \quad (7.7)$$

где h – глубина погружения сваи в грунт; φ_{mt} – осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта

$$\varphi_{mt} = \Sigma\varphi_i h_i / \Sigma h_i, \quad (7.8)$$

где φ_i – расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта мощностью h_i .

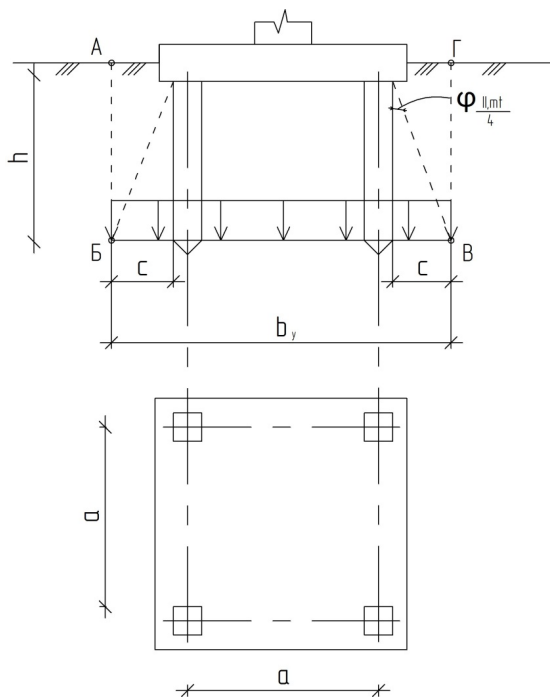


Рис. 17. Схема условного массивного фундамента

Размеры подошвы условного квадратного фундамента:

$$b_y = a(m - 1) + d = 2c, \quad (7.9)$$

где a – расстояние между осями свай; m – количество рядов свай по ширине фундамента; d – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи.

Расчет осадки свайного кустового фундамента, как условного массивного, выполняется теми же методами, что и расчет фундамента мелкого заложения с соблюдением условия

$$p = N/A_y \leq R, \quad (7.10)$$

где A_y – площадь подошвы условного фундамента; N – расчетная нагрузка по второй группе предельного состояния

$$N = N_o + N_f + N_q, \quad (7.11)$$

где N_o – расчетная нагрузка от веса здания на уровне верхнего обреза фундамента; N_f – вес свай и ростверка; N_q – вес грунта в объеме условного фундамента.

Расчетное сопротивление грунта основания R определяется как и при расчете фундамента мелкого заложения по формуле (5.2), но с заменой фактической ширины и глубины заложения фундамента на условные.

Осадка кустового фундамента S определяется методом элементарного суммирования. Последовательность расчета та же, что и для фундамента мелкого заложения. Полная осадка фундамента

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}. \quad (7.12)$$

Она не должна превышать ее предельного нормативного значения по условию $S \leq S_u$.

8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

8.1. Конструирование свайного ленточного фундамента

При конструировании ленточного свайного фундамента необходимо рассмотреть варианты размещения свай в один и в два ряда с монолитными ростверками. Размеры ростверков назначают конструктивно с последующей проверкой их расчета по прочности. Сопряжение свай с ростверком может быть шарнирным и жестким.

Основные требования по конструированию ленточных свайных фундамента приведены на рис. 18.

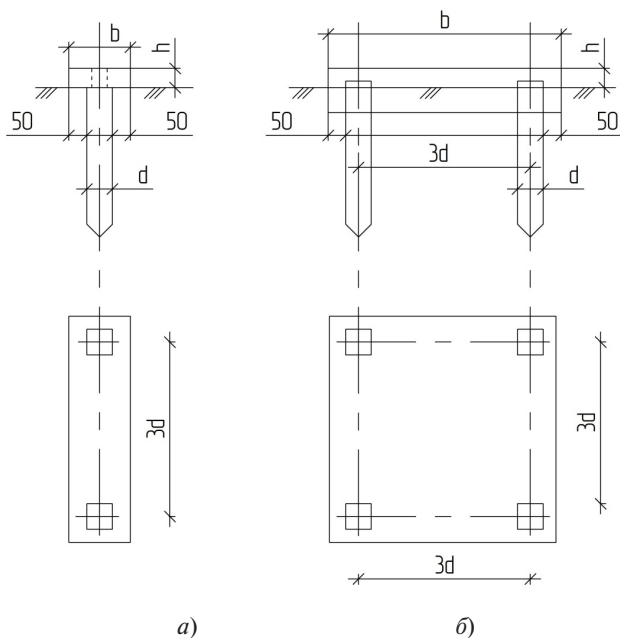


Рис. 18. Конструкции свайных ленточных фундамента:
а – однорядное размещение свай с жестким сопряжением;
б – двухрядное размещение свай с шарнирным сопряжением

Пример расчета и конструирования свайного фундамента изложен в п. 8.2.

8.2. Определение числа свай и размещение их в плане

Пример расчета

Исходные данные:

- грунты, нормативная нагрузка на 1 погонный метр фундамента, конструкция свай и способ ее погружения – по заданию;
- размеры и несущую способность висячей одиночной сваи принимать по результату расчета на вертикальную нагрузку (п. 7.2).

Требуется определить минимальное расстояние между сваями и спроектировать однорядный и двухрядный свайные ленточные фундаментаы.

Расчетная нагрузка на 1 м фундамента

$$f = f_n \cdot \gamma_f = 500 \cdot 1,2 = 600 \text{ (кН/м)},$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Минимальное расстояние между сваями

$$\alpha_{\min} = 3d = 3 \cdot 0,4 = 1,2 \text{ (м)},$$

где $d = 0,4$ м – больший размер поперечного сечения сваи.

Максимальное расстояние между сваями в ряду по несущей способности при их размещении:

в один ряд

$$\alpha_{\max,1} = F/f = 800/600 = 1,33 \text{ (м)};$$

в два ряда

$$\alpha_{\max,2} = 2 \cdot F/f = 2 \cdot 800/600 = 2,67 \text{ (м)}.$$

Принимаем $\alpha_1 = 1,3$ м; $\alpha_2 = 2,6$ м; высота ростверка $h = 0,4$ м; глубина заложения подошвы ростверка $d = 1,4$ м; стены подвала до обреза фундамента – два ряда бетонных блоков ФСБ 24.5.6; ростверк железобетонный.

Конструкция свайных фундаментаов показана на рис. 19.

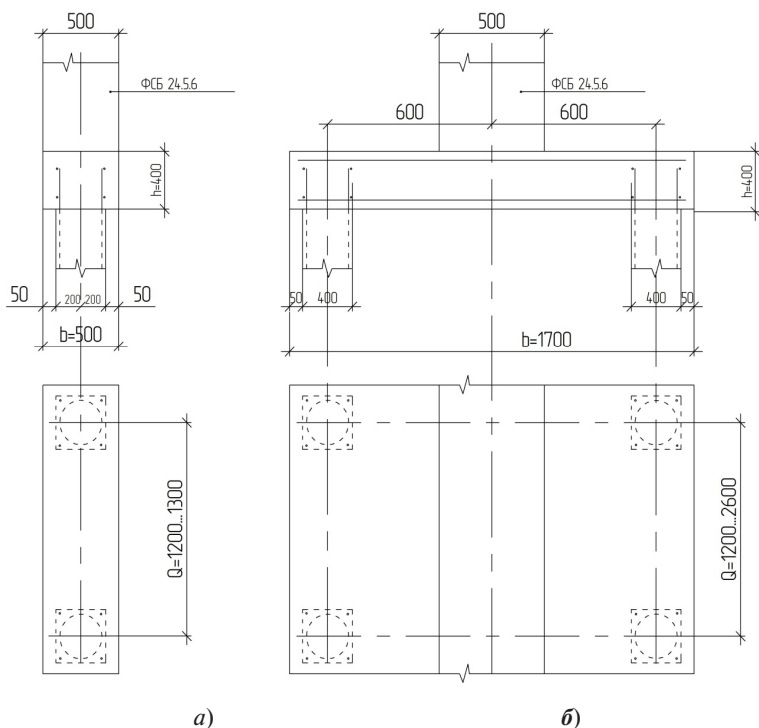


Рис. 19. Свайные фундаменты с монолитным ростверком:
 а – размещение свай в один ряд; б – размещение свай в два ряда

Проверка фактической нагрузки на сваю:

а) размещение сваи в один ряд:

$$N = (f_n \cdot \gamma_f + q_f \cdot \gamma_f + q_q \cdot \gamma_f) a = (500 \cdot 1,2 + 20 \cdot 1,1 + 0) 1,3 = 809 > F = 800 \text{ кН},$$

где $q_f = \gamma_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot \ell_f / \ell_f = 25 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 1,0 / 1,0 = 20 \text{ кН/м}$; $q_q = 0$, так как грунта на ростверке нет.

Вывод. Необходимо уменьшить расстояние между сваями. Принимаем $a = 1,25 \text{ м}$;

б) размещение сваи в два ряда

$$N = (f_n \cdot \gamma_f + q_f \cdot \gamma_f + q_q \cdot \gamma_f) a / n = (500 \cdot 1,2 + 32,3 \cdot 1,1 + 11,2 \cdot 1,2) 2,6 / 2 = 844 > F = 800 \text{ кН},$$

где $q_f = \gamma_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot \ell_f / \ell_f + \frac{G_{f2}}{\ell_2} = 25 \cdot 1,7 \cdot 0,4 \cdot 1,0 / 1,0 + 2 \frac{18,3}{2,4} = 32,3 \text{ кН/м}$;

$$q_q = \gamma_{II} \cdot 0,5(b_f - \delta)(d - h) \frac{\ell_f}{\ell_f} = 18,7 \cdot 0,5(1,7 - 0,5)(1,4 - 0,4) \frac{1}{1} = 11,2 \text{ кН/м.}$$

Необходимо уменьшить расстояние между сваями. Принимаем $a = 2,4$ м.

Проверяем соблюдение условия

$$N = 844 \cdot 2,4/2,6 = 779 < F = 800 \text{ кН.}$$

Условие $N < F$ соблюдается.

8.3. Расчет осадки свайного ленточного фундамента

Цели: определить осадку свайного фундамента S и сравнить ее с предельной S_u .

Осадку определяется для условного (приведенного) фундамента с шириной подошвы b_{red} и глубиной заложения h_{red} (рис. 20).

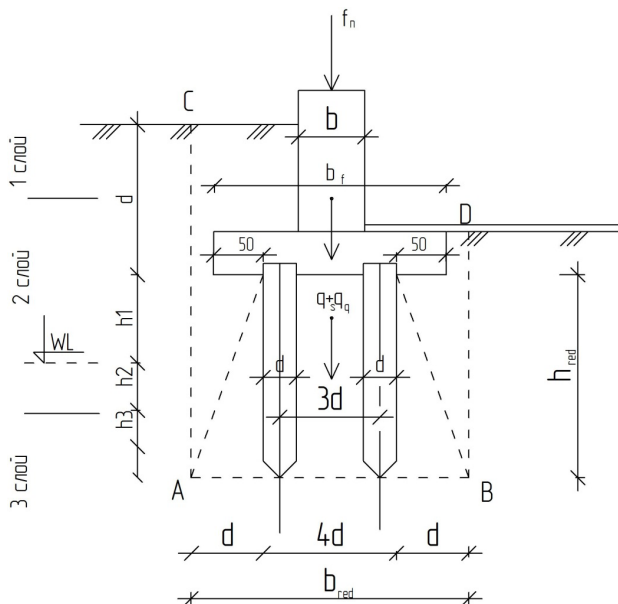


Рис. 20. Схема определения границ условного фундамента при расчете осадок свайных фундамента

Контуры условного свайного фундамента находят следующим образом: внизу – плоскостью AB , проходящей через нижние концы свай, с боков – вертикальными плоскостями AC и BD , проходящими при вертикальных сваях от их граней на расстоянии

$$b = h_{red} \cdot \operatorname{tg}\varphi_{II,mt}/4, \quad (8.1)$$

где $\varphi_{II,mt}$ – средневзвешенное расчетное (по деформациям) значение угла внутреннего трения толщи грунтов в пределах длины сваи (в градусах):

$$\varphi_{II,mt} = \sum \varphi_{II,i} \cdot h_i / \sum h_i, \quad (8.2)$$

здесь $\varphi_{II,i}$ и h_i – принимаются по данным геологического профиля.

Среднее давление на подошву условного фундамента

$$p = (f_n + q_f + q_s + q_q) / b_{red}, \quad (8.3)$$

где q_f – нагрузка от ростверка и стен до обреза фундамента, кН/м; q_s – нагрузка от свай, кН/м; q_q – нагрузка от грунта в пределах условного фундамента, кН/м.

Расчетное сопротивление грунта под условным фундаментом определяется по формуле (5.2).

Расчет осадки свайных фундамента производят методом элементарного суммирования (см. пример 8.3) или методом линейно-деформируемого слоя.

Расчетная осадка фундамента S не должна превышать предельной S_u для проектируемого сооружения, которая для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами из панелей, крупных блоков или кирпичной кладки без армирования не должна превышать $S_u = 10$ см.

Пример расчета

Производим расчет фундамента с однорядным размещением свай как более экономичного по расходу бетона на изготовление ростверка.

Напряжения от собственного веса грунта определены в пункте 5.3.

Используем их значения при построении эпюры природного давления G_{zq} и вспомогательной эпюры $0,2 G_{zq}$ для определения границы сжимаемой толщи. Природное давление на подошву условного фундамента на отметке 7,10 составит

$$G_{zq,0} = G_{zq,3} + \gamma_3 \cdot h_3 = 103 + 17,2 \cdot 2,1 = 139 \text{ кПа.}$$

Осредненное значение угла внутреннего трения для толщи грунта, пронизываемой свай:

$$\varphi_{п,mt} = \sum \varphi_{п,i} \cdot h_i / \sum h_i = (29 \cdot 4,1 + 14 \cdot 2,1) / (4,1 + 2,1) = 23,3^\circ.$$

Высота условного фундамента до низа ростверка $h_{red} = 5,7 \text{ м.}$

Ширина условного фундамента:

$$b_{red} = d + 2h \cdot \text{tg}(\varphi_{mt}/4) = 0,4 + 2 \cdot 5,7 \cdot 0,09 = 1,4 \text{ м.}$$

Нагрузка от ростверка и стен подвала до обреза фундамента:
 $q_f = 20 \text{ кН/м (см. п. 7.2).}$

Нагрузка от свай, приходящихся на 1 м фундамента:

$$q_s = \gamma_b \cdot \ell_s \cdot b_s \cdot h_s / a = 25 \cdot 5,7 \cdot 0,4 \cdot 0,4 / 1,2 = 19 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от грунта в объеме САВД на 1 м фундамента:

$$q_q = \gamma_{s3} \cdot 1,6 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 2 + \gamma_{sw} \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 2 + \\ + \gamma_{s2} (4,2 \cdot 0,5 \cdot 1 + 3,2 \cdot 0,5 \cdot 1) = 125 \text{ кН/м.}$$

Давление на подошву условного фундамента:

$$P_{mt} = (f_n + q_f + q_q) / b_{red} = (500 + 20 + 19 + 125) / 4 = 475 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление на подошву условного фундамента:

$$P_{o,red} = P_{mt} - G_{zq,0} = 475 - 139 = 332 \text{ кПа.}$$

Соотношение сторон ленточного фундамента

$$n = \frac{\ell}{b_{red}} = \frac{15}{1,4} = 10,7.$$

Основание под концом сваи разбиваем на слои толщиной

$$h_i = 0,4 \cdot b_{red} = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ м,}$$

принимаям 0,5 м.

Значение коэффициента α определяем по табл. 2.11 прил. 2.

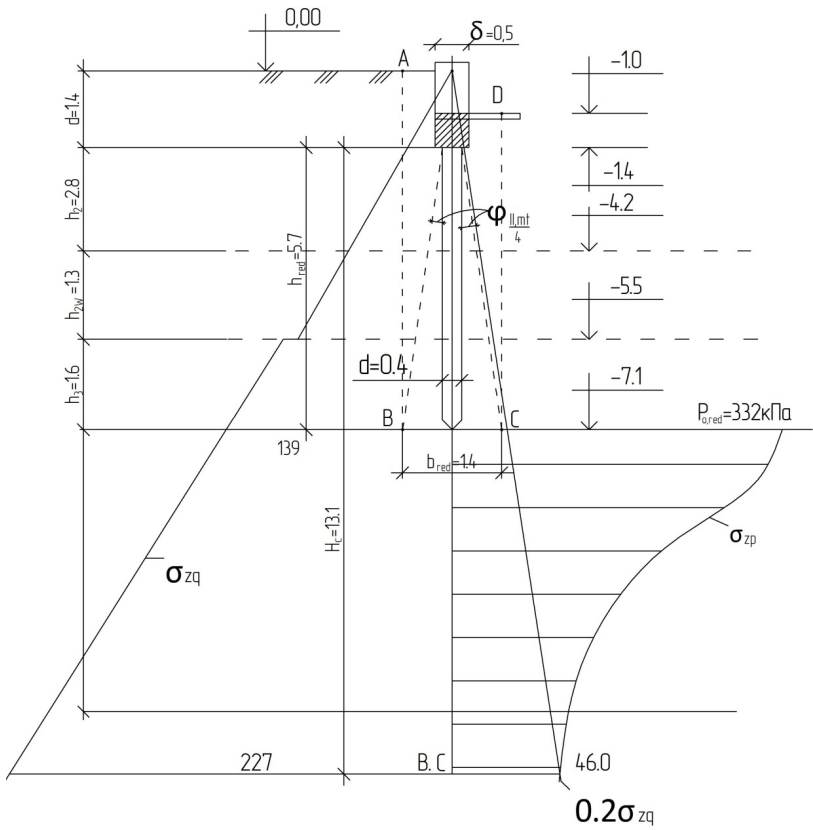
Осадка фундамента, рассчитанная методом послойного суммирования (рис. 21), составляет $S = 1,91 \text{ см.}$

Расчет осадки ленточного свайного фундамента

| Толщина слоя, м | Расстояние от подошвы до слоя Z | $\zeta = \frac{2Z}{b_{red}}$ | α | Давление на слой $\sigma_{zp} = \alpha \cdot R_u$, кПа | Среднее давление $\sigma_{zp,i}$, кПа | E_p , кПа | Осадка элементарного слоя, мм $S_i = \beta \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}$ |
|-----------------|---------------------------------|------------------------------|----------|---|--|-------------|--|
| 0 | 0 | 0 | 1 | 332 | | | |
| 0,5 | 0,5 | 0,87 | 0,850 | 282 | 307 | 27000 | 6,39 |
| 0,5 | 1,0 | 1,05 | 0,602 | 199 | 244 | | 3,62 |
| 0,5 | 1,5 | 2,62 | 0,400 | 133 | 166 | | 1,84 |
| 0,5 | 2,0 | 3,5 | 0,350 | 116 | 124,5 | | 1,49 |
| 0,5 | 2,5 | 4,38 | 0,260 | 86 | 101 | | 1,20 |
| 0,5 | 3,0 | 5,26 | 0,247 | 79 | 82,5 | | 1,06 |
| 0,5 | 3,5 | 6,1 | 0,202 | 67 | 73 | | 1,00 |
| 0,5 | 4,0 | 7,0 | 0,180 | 60 | 63,5 | | 0,9 |
| 0,5 | 4,5 | 7,89 | 0,154 | 51 | 55 | | 0,81 |
| 0,5 | 5,0 | 8,7 | 0,145 | 48 | 49,5 | | 0,71 |
| 0,5 | 5,5 | 89,6 | 0,132 | 43 | 45,5 | | 0,39 |
| 0,5 | 6,0 | 910,5 | 0,115 | 38 | 40,5 | | 0,31 |

$\Sigma S_i = 19,1$ мм, что меньше допустимой осадки = 100 мм

Примечание. Расчет осадки двухрядного свайного фундамента производится по приведенной методологии с учетом в ширине подошвы условного массивного фундамента *АВСД* минимального расстояния *a* между сваями.



Масштаб: размеров -1 см = 1 м; давлений -1 см = 50 кПа

Рис. 21. Расчетная схема осадки свайного фундамента

Библиографический список

1. Борозенец, Л.М. Основания и фундаменты: проектирование фундаментов на естественном основании : пособие / Л.М. Борозенец, Д.Е. Китаев. – Тольятти : ТВТИ, 2009. – 101 с.
2. Механика грунтов, основания и фундаменты : учеб. для вузов / С.Б. Ухов [и др.] ; под ред. С.Б. Ухова – М. : Высш. шк., 2007. – 566 с.
3. СП 50-101–2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 130 с.
4. СП 50-102–2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М. : ФГУП ЦПП, 2005. – 81 с.
5. ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация. – М. : Стандартинформ, 2013. – 38 с.
6. Булгаков, В.И. Основания и фундаменты : метод. указания по выполнению курсовой работы по дисциплине / В.И. Булгаков. – Тольятти : ТГУ, 2010. – 34 с.

Исходные данные для расчета фундаментов

| № по журналу | № строитель- ной площадки | Грунтовые условия | Район строитель- ства | Глубина подвала, м | Норма- тивная нагрузка на фун- дамент, кН/м | Тол- щина стен, м | Расчетная среднесуточ- ная темпера- тура в поме- щениях 1-го этажа |
|--------------|------------------------------|----------------------|-----------------------------|--------------------------|--|----------------------------|---|
| 1 | 1 | 1 | Волгоград | 0,70 | 500 | 0,51 | 15 |
| 2 | 2 | 2 | Камышин | 1,50 | 400 | 0,64 | 20 |
| 3 | 3 | 3 | Пенза | 1,40 | 650 | 0,64 | 15 |
| 4 | 4 | 4 | Кострома | 1,20 | 550 | 0,40 | 20 |
| 5 | 5 | 5 | Саратов | 1,00 | 550 | 0,40 | 15 |
| 6 | 6 | 6 | Смоленск | 1,50 | 450 | 0,51 | 20 |
| 7 | 7 | 7 | Курск | 1,30 | 500 | 0,51 | 15 |
| 8 | 8 | 8 | Уфа | 1,20 | 450 | 0,64 | 20 |
| 9 | 9 | 1 | Волгоград | 0,80 | 450 | 0,51 | 15 |
| 10 | 10 | 2 | Камышин | 1,30 | 300 | 0,64 | 20 |
| 11 | 1 | 3 | Пенза | 1,20 | 550 | 0,64 | 15 |
| 12 | 2 | 4 | Кострома | 1,40 | 600 | 0,64 | 20 |
| 13 | 3 | 5 | Саратов | 1,30 | 500 | 0,40 | 15 |
| 14 | 4 | 6 | Смоленск | 1,40 | 500 | 0,51 | 20 |
| 15 | 5 | 7 | Курск | 1,00 | 550 | 0,51 | 15 |
| 16 | 6 | 8 | Уфа | 1,30 | 400 | 0,50 | 15 |
| 17 | 7 | 1 | Волгоград | 1,00 | 350 | 0,51 | 20 |
| 18 | 8 | 2 | Камышин | 1,20 | 350 | 0,51 | 15 |
| 19 | 9 | 3 | Пенза | 1,00 | 500 | 0,64 | 20 |
| 20 | 10 | 4 | Кострома | 1,60 | 450 | 0,40 | 15 |
| 21 | 1 | 5 | Саратов | 1,50 | 550 | 0,40 | 20 |
| 22 | 2 | 6 | Смоленск | 1,30 | 400 | 0,51 | 15 |
| 23 | 3 | 7 | Курск | 1,40 | 600 | 0,64 | 20 |
| 24 | 4 | 8 | Уфа | 1,40 | 500 | 0,50 | 15 |
| 25 | 5 | 1 | Волгоград | 1,20 | 400 | 0,51 | 20 |
| 26 | 6 | 2 | Камышин | 1,00 | 450 | 0,64 | 15 |
| 27 | 7 | 3 | Пенза | 1,30 | 600 | 0,64 | 20 |
| 28 | 8 | 4 | Кострома | 1,00 | 400 | 0,40 | 15 |
| 29 | 9 | 7 | Курск | 1,60 | 650 | 0,64 | 20 |
| 30 | 10 | 8 | Уфа | 1,00 | 500 | 0,64 | 15 |

Варианты плана строительной площадки М 1:2000

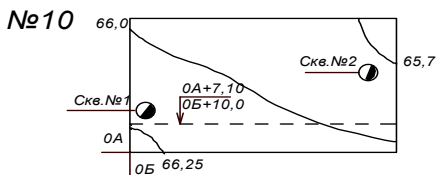
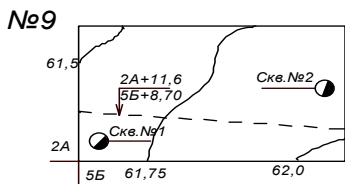
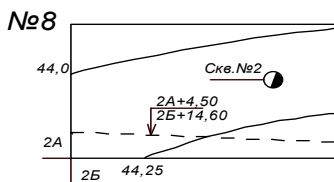
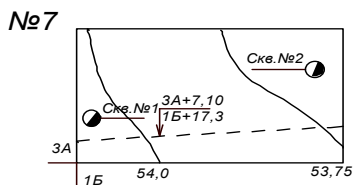
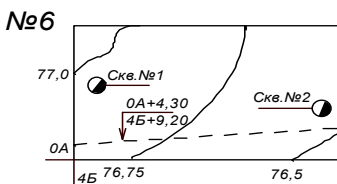
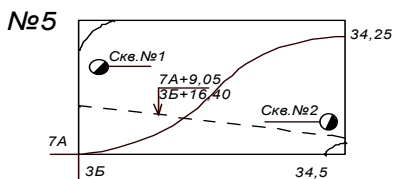
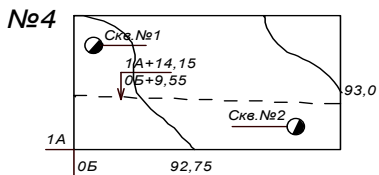
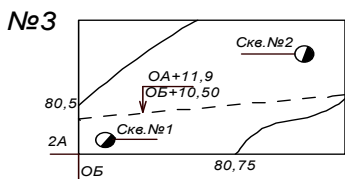
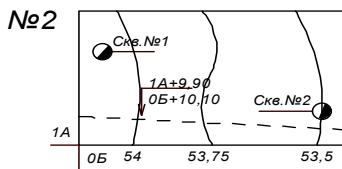
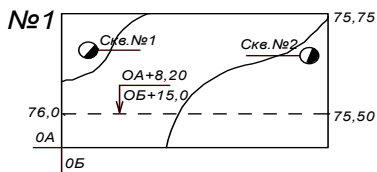


Таблица 1.2

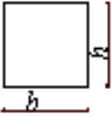
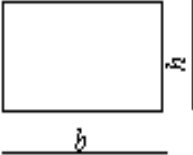
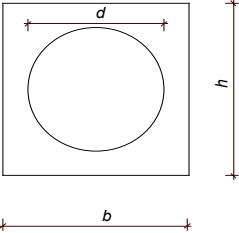
Варианты грунтовых условий строительной площадки

| № варианта | № слоя | Грунт | Глубина от поверхности, м | | Расчетные значения характеристик с доверительной вероятностью | | | | | | | | | |
|------------|--------|-------|---------------------------|------|---|------------------------------|--------------------------------|-------------|---------------|---------------|-------------|--------|--------|-------|
| | | | слоев грунта | | грунтовых вод | γ , кН/м ³ | γ_s , кН/м ³ | ϑ | ϑ_p | ϑ_c | φ^0 | C, кПа | E, МПа | ν |
| | | | от | до | | | | | | | | | | |
| 1 | 1 | 1 | 0 | 0,8 | 4 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 2 | 0,8 | 5,3 | | 17,1 | 27,3 | 0,29 | 0,2 | 0,36 | 16 | 18 | 25 | 0,15 |
| | 3 | 3 | 5,3 | 12,5 | | 18,7 | 26,6 | 0,25 | — | — | 29 | 0 | 28 | 0,22 |
| 2 | 1 | 1 | 0 | 0,6 | 6,2 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 3 | 0,6 | 4,5 | | 18,7 | 26,6 | 0,25 | — | — | 29 | 0 | 28 | 0,22 |
| | 3 | 2 | 4,5 | 13,4 | | 17,2 | 27,3 | 0,29 | 0,21 | 0,36 | 16 | 20 | 18 | 0,14 |
| 3 | 1 | 1 | 0 | 0,9 | 2,7 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 2 | 0,9 | 6 | | 17,1 | 27,3 | 0,29 | 0,25 | 0,36 | 16 | 18 | 25 | 0,15 |
| | 3 | 4 | 6 | 14,2 | | 15,7 | 27,8 | 0,47 | 0,44 | 0,74 | 28 | 23 | 38 | 0,1 |
| 4 | 1 | 1 | 0 | 0,7 | 3,6 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 5 | 0,7 | 4,8 | | 18,9 | 26,9 | 0,14 | 0,18 | 0,27 | 15 | 35 | 30 | 0,18 |
| | 3 | 6 | 4,8 | 10,6 | | 17,7 | 27,4 | 0,24 | 0,2 | 0,45 | 14 | 38 | 27 | 0,12 |
| 5 | 1 | 1 | 0 | 0,9 | 2,2 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 2 | 0,9 | 7,2 | | 18 | 27,2 | 0,22 | 0,2 | 0,35 | 19 | 13 | 15 | 0,12 |
| | 3 | 7 | 7,2 | 14 | | 17,8 | 26,6 | 0,26 | — | — | 26 | 3 | 21 | 0,3 |
| 6 | 1 | 1 | 0 | 0,6 | 2,8 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 3 | 0,6 | 3,4 | | 18,7 | 26,6 | 0,25 | — | — | 29 | 0 | 28 | 0,22 |
| | 3 | 5 | 3,4 | 11,6 | | 18,9 | 26,9 | 0,14 | 0,18 | 0,27 | 15 | 35 | 30 | 0,18 |
| 7 | 1 | 1 | 0 | 0,9 | 1,8 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 7 | 0,9 | 2,8 | | 17,8 | 26,6 | 0,26 | — | — | 26 | 3 | 21 | 0,3 |
| | 3 | 5 | 2,8 | 14,7 | | 18,9 | 26,9 | 0,14 | 0,18 | 0,27 | 15 | 35 | 30 | 0,18 |
| 8 | 1 | 1 | 0 | 0,7 | 4,2 | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 3 | 0,7 | 5,5 | | 18,7 | 26,6 | 0,25 | — | — | 29 | 0 | 28 | 0,22 |
| | 3 | 6 | 5,5 | 13,1 | | 17,7 | 27,4 | 0,24 | 0,2 | 0,45 | 14 | 38 | 27 | 0,12 |

Грунты: 1 – почва каштановая, суглинистая; 2 – суглинок пылеватый, тяжелый полутвердый; 3 – песок мелкий, средней плотности; 4 – глина жирная, полутвердая; 5 – суглинок легкий, плотный, полутвердый с галькой; 6 – глина пылеватая, комковая, полутвердая; 7 – песок пылеватый, рыхлый.

Таблица 1.3

Исходные данные для расчета свайных фундаментов

| № варианта | Поперечное сечение сваи | Количество стержней, диаметр и класс арматуры | Материал | Размеры сечения |
|------------|--|---|----------|-----------------|
| 1, 16 |  | 4 Ø 20 А-II | В15 | 20×20 |
| 2, 17 | | 4 Ø 16 А-II | В20 | 25×25 |
| 3, 18 | | 4 Ø 18 А-I | В30 | 35×35 |
| 4, 19 | | 8 Ø 16 А-I | В25 | 30×30 |
| 5, 20 | | 8 Ø 18 А-I | В15 | 30×30 |
| 6, 21 |  | 8 Ø 20 А-II | В20 | 20×30 |
| 7, 22 | | 6 Ø 22 А-II | В25 | 30×40 |
| 8, 23 | | 8 Ø 16 А-II | В25 | 30×40 |
| 9, 24 | | 6 Ø 18 А-I | В30 | 20×40 |
| 10, 25 | | 8 Ø 18 А-I | В15 | 25×40 |
| 11, 26 |  | 8 Ø 16 А-I | В15 | 25×25, 11 |
| 12, 27 | | 4 Ø 16 А-II | В20 | 30×30, 12 |
| 13, 28 | | 4 Ø 18 А-I | В25 | 35×35, 13 |
| 14, 29 | | 4 Ø 18 А-II | В25 | 25×25, 11 |
| 15, 30 | | 8 Ø 18 А-II | В15 | 40×40, 27,8 |

Примечание. Способы погружения сваи в вариантах: 1...8 – забивка молотом; 9...16 – забивка в предварительно пробуренные скважины; 17...23 – вибропогружение; 24...30 – вибродавливание.

Таблицы справочных данных

Таблица 2.1

Температура наружного воздуха

| Край, область, пункт | Средняя по месяцам | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|--------------------|------|------|-----|------|------|------|------|------|-----|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| Волгоград | -9,2 | -8,7 | -2,3 | 8,3 | 16,7 | 21,6 | 24,2 | 22,7 | 16,1 | 7,8 | 0 | -6,1 |
| Камышин | -11 | -10 | -4,5 | 7,2 | 16,2 | 21 | 23,8 | 21,8 | 15,1 | 6,8 | -1,2 | -7,5 |
| Кострома | -11,8 | -11 | -6 | 2,6 | 10,5 | 15,2 | 17,6 | 15,5 | 9,7 | 3 | -3,6 | -9 |
| Курск | -8,6 | -8,4 | -3,4 | 5,8 | 13,7 | 17,4 | 19,3 | 18,2 | 12,6 | 5,6 | -0,9 | -6,2 |
| Пенза | -12,1 | -12 | -5,8 | 4,5 | 13,4 | 17,6 | 19,8 | 18,1 | 11,8 | 4,3 | -3,4 | -9,3 |
| Саратов | -11,9 | -11 | -5,2 | 5,8 | 15,1 | 20 | 22,1 | 20,6 | 14,1 | 5,7 | -2,4 | -8,7 |
| Смоленск | -8,6 | -8,1 | -3,8 | 4,4 | 12,1 | 15,6 | 17,6 | 16 | 10,8 | 4,6 | -1,1 | -6,1 |
| Уфа | -14,6 | -14 | -7,4 | 3,2 | 12,5 | 17,7 | 19 | 17 | 10,9 | 2,7 | -5,6 | -12 |

Таблица 2.2

Значения коэффициента k_h

| Особенности сооружения | Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре возду- ха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам | | | | |
|--|---|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 и более |
| Без подвала с полами, устраиваемыми: – по грунту – на лагах по грунту – по утепленному цокольному пере- крытию | 0,9 1,0 1,0 | 0,8 0,9 1,0 | 0,7 0,8 0,9 | 0,6 0,7 0,8 | 0,5 0,6 0,7 |
| С подвалом или техническим под- польем | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,5 | 0,4 |

Примечания.

1. Приведенные в табл. 2.2 значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f > 0,5$ м, значения коэффициента k_h повышаются на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном размере a_f значения коэффициента k_h определяются по интерполяции.
2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.
3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимается с округлением до меньшего ближайшего значения, указанного в табл. 2.2

Таблица 2.3

Влияние вида грунта и глубины расположения уровня подземных вод на глубину заложения фундамента

| Грунты под подошвой фундамента | Глубина заложения фундамента в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при | |
|--|--|---------------------|
| | $d_w \leq d_f + 2$ | $d_w > d_f + 2$ |
| Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупной и средней крупности | Не зависит от d_f | Не зависит от d_f |
| Пески мелкие и пылеватые | Не менее | То же |
| Супеси с показателем текучести $I_L < 0$ | То же | ** |
| То же, при $I_L > 0$ | ** | Не менее d_f |
| Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$ | ** | То же |
| То же $I_L < 0,25$ | ** | Не менее $0,5d_f$ |

Примечания.

1. В случаях когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, не указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_m .
2. Положение уровня подземных вод должно приниматься с учетом п. 2.17–2.21 СНиП 2.02.01–83.

Таблица 2.4

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

| Пески | Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков | |
|------------------------------|--|-------------------|
| | плотные | средней плотности |
| Крупные | 600 | 500 |
| Средней плотности | 500 | 400 |
| Мелкие: | | |
| – маловлажные | 400 | 300 |
| – влажные и насыщенные водой | 300 | 200 |

| Пески | Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков | |
|--------------------|--|-------------------|
| | плотные | средней плотности |
| Пылеватые: | | |
| – маловлажные | 300 | 250 |
| – влажные | 200 | 150 |
| – насыщенные водой | 150 | 100 |

Таблица 2.5

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

| Пылевато-глинистые грунты | Коэффициент пористости e | Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L , равном | |
|---------------------------|----------------------------|--|-----------|
| | | $I_L = 0$ | $I_L = 1$ |
| Супеси | 0,5 | 300 | 300 |
| | 0,7 | 250 | 200 |
| Суглинки | 0,5 | 300 | 250 |
| | 0,7 | 250 | 180 |
| | 1,0 | 200 | 100 |
| Глины | 0,5 | 600 | 400 |
| | 0,6 | 500 | 300 |
| | 0,8 | 300 | 200 |
| | 1,1 | 250 | 100 |

Таблица 2.6

Значение коэффициентов условий работы грунтов γ_{c1} , γ_{c2}

| Грунты | Коэффициент γ_{c1} | Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения к его высоте L/H , равном | |
|---|---------------------------|---|-------------|
| | | 4 и более | 1,5 и менее |
| Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых | 1,4 | 1,2 | 1,4 |
| Пески мелкие | 1,3 | 1,1 | 1,3 |
| Пески пылеватые: | | | |
| – маловлажные | 1,25 | 1,0 | 1,2 |
| – влажные насыщенные водой | 1,1 | 1,0 | 1,2 |

| Грунты | Коэффициент γ_{c1} | Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения к его высоте L/H , равном | |
|---|---------------------------|---|-------------|
| | | 4 и более | 1,5 и менее |
| Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$ | 1,25 | 1,0 | 1,1 |
| То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$ | 1,2 | 1,0 | 1,1 |
| То же, при $I_L > 0,5$ | 1,1 | 1,0 | 1,0 |

Примечания.

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию условий от деформации оснований.
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.
3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица 2.7

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c

| Угол внутреннего трения φ , град. | Коэффициенты | | | Угол внутреннего трения φ , град. | Коэффициенты | | |
|---|--------------|-------|-------|---|--------------|-------|-------|
| | M_γ | M_q | M_c | | M_γ | M_q | M_c |
| 0 | 0 | 1,00 | 3,14 | 23 | 0,69 | 3,65 | 6,24 |
| 1 | 0,01 | 1,06 | 3,23 | 24 | 0,72 | 3,87 | 6,45 |
| 2 | 0,03 | 1,12 | 3,32 | 25 | 0,78 | 4,11 | 6,67 |
| 3 | 0,04 | 1,18 | 3,41 | 26 | 0,84 | 4,37 | 6,90 |
| 4 | 0,06 | 1,25 | 3,51 | 27 | 0,91 | 4,64 | 7,14 |
| 5 | 0,08 | 1,32 | 3,61 | 28 | 0,98 | 4,93 | 7,40 |
| 6 | 0,10 | 1,39 | 3,71 | 29 | 1,06 | 5,25 | 7,67 |
| 7 | 0,12 | 1,47 | 3,82 | 30 | 1,15 | 5,59 | 7,95 |
| 8 | 0,14 | 1,55 | 3,93 | 31 | 1,24 | 5,95 | 8,24 |
| 9 | 0,16 | 1,64 | 4,05 | 32 | 1,34 | 6,34 | 8,55 |

| Угол внутреннего трения φ , град. | Коэффициенты | | | Угол внутреннего трения φ , град. | Коэффициенты | | |
|---|--------------|-------|-------|---|--------------|-------|-------|
| | M_γ | M_q | M_c | | M_γ | M_q | M_c |
| 10 | 0,18 | 1,73 | 4,17 | 33 | 1,44 | 6,76 | 8,88 |
| 11 | 0,21 | 1,83 | 4,29 | 34 | 1,55 | 7,22 | 9,22 |
| 12 | 0,23 | 1,94 | 4,42 | 35 | 1,68 | 7,71 | 9,58 |
| 13 | 0,26 | 2,05 | 4,55 | 36 | 1,81 | 8,24 | 9,97 |
| 14 | 0,29 | 2,17 | 4,69 | 37 | 1,95 | 8,81 | 10,37 |
| 15 | 0,32 | 2,30 | 4,84 | 38 | 2,11 | 9,44 | 10,80 |
| 16 | 0,36 | 2,43 | 4,99 | 39 | 2,28 | 10,11 | 11,25 |
| 17 | 0,39 | 2,57 | 5,15 | 40 | 2,46 | 10,85 | 11,73 |
| 18 | 0,43 | 2,73 | 5,31 | 41 | 2,66 | 11,64 | 12,24 |
| 19 | 0,47 | 2,89 | 5,48 | 42 | 2,88 | 12,51 | 12,79 |
| 20 | 0,51 | 3,06 | 5,66 | 43 | 3,12 | 13,46 | 13,37 |
| 21 | 0,56 | 3,24 | 5,84 | 44 | 3,38 | 14,50 | 13,98 |
| 22 | 0,61 | 3,44 | 6,04 | 45 | 3,66 | 15,64 | 14,64 |

Таблица 2.8

Сортамент арматурных стержней

| Прокатываемые диаметры, мм, арматуры классов | | Площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней | | | |
|--|------|---|-------|-------|-------|
| А-I | А-II | 1 | 4 | 6 | 8 |
| 16 | 16 | 2,01 | 8,04 | 12,06 | 16,08 |
| 18 | 18 | 2,55 | 10,17 | 15,26 | 20,36 |
| — | 20 | 3,14 | 12,56 | 18,84 | 25,13 |
| 22 | 22 | 3,8 | 15,2 | 22,81 | 30,41 |

Таблица 2.9

Железобетонные плиты ленточных фундаментов

| Марка | Эскиз | Размеры, мм | | | Масса, кг |
|----------|-------|-------------|------|------|-----------|
| | | ℓ | b | h | |
| ФЛ 32.12 | | 1180 | 3200 | 500 | 4000 |
| ФЛ 32.8 | | 780 | | | 2620 |
| ФЛ28.12 | | 1180 | 2800 | | 3420 |
| ФЛ 28.8 | | 780 | | | 2240 |
| ФЛ24.12 | | 1180 | 2400 | | 2845 |
| ФЛ 24.8 | | 780 | | | 1845 |
| ФЛ 20.12 | | 1180 | 2000 | 2440 | |
| ФЛ 20.8 | | 780 | | 1595 | |
| ФЛ 16.24 | | 2380 | 1600 | 300 | 2470 |
| ФЛ 16.12 | | 1180 | | | 1215 |
| ФЛ 16.8 | | 780 | | | 800 |
| ФЛ 14.24 | | 2380 | 1400 | | 2110 |
| ФЛ 14.12 | | 1180 | | | 1040 |
| ФЛ 14.8 | | 780 | 685 | | |
| ФЛ 12.24 | | 2380 | 1200 | 1760 | |
| ФЛ 12.12 | | 1180 | | 870 | |
| ФЛ 12.8 | | 780 | | 570 | |
| ФЛ 8.24 | | | 2380 | 800 | 300 |
| ФЛ 8.12 | 1180 | | 685 | | |
| ФЛ 8.24 | 2380 | | 600 | 1395 | |
| | 1180 | | | 685 | |

Таблица 2.10

Бетонные блоки для ленточных фундаментов

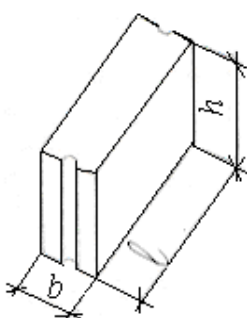
| Марка | Эскиз | Размеры, мм | | | Масса, кг |
|--------------|---|-------------|-----|-----|-----------|
| | | l | b | h | |
| ФБС 24.3.6 |  | 2380 | 300 | 580 | 970 |
| ФБС 24.4.6 | | | 400 | | 1300 |
| ФБС 24.3.6 | | | 500 | | 1830 |
| ФБС 24.3.6 | | | 600 | | 1960 |
| ФБС 24.3.6 | | 1180 | 400 | 580 | 640 |
| ФБС 24.3.6 | | | 500 | | 790 |
| ФБС 24.3.6 | | | 600 | | 910 |
| ФБС 24.3.6 | | 880 | 400 | 280 | 340 |
| ФБС 24.3.6 | | | 500 | | 380 |
| ФБС 24.3.6 | | | 600 | | 460 |
| ФБС 24.3.6 | | | 300 | 580 | 350 |
| ФБС 24.3.6 | | | 400 | | 470 |
| ФБС 24.3.6 | | | 500 | | 590 |
| ФБС 24.3.6-Т | | | 600 | | 700 |

Таблица 2.11

Значение коэффициента α

| $\zeta = 2z/b$ | Коэффициент α для фундаментов | | | | | | | Ленточных $\eta > 10$ |
|----------------|--------------------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|
| | круглых | прямоугольных с соотношением сторон $\eta = \ell/b$, равным | | | | | | |
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | |
| 0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,949 | 0,960 | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 0,8 | 0,756 | 0,800 | 0,848 | 0,866 | 0,876 | 0,879 | 0,881 | 0,871 |
| 1,2 | 0,547 | 0,606 | 0,682 | 0,171 | 0,739 | 0,749 | 0,754 | 0,755 |
| 1,6 | 0,390 | 0,449 | 0,532 | 0,578 | 0,612 | 0,629 | 0,693 | 0,642 |
| 2 | 0,285 | 0,336 | 0,414 | 0,463 | 0,505 | 0,530 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,214 | 0,257 | 0,325 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,165 | 0,201 | 0,260 | 0,304 | 0,349 | 0,383 | 0,410 | 0,420 |

| $\zeta = 2z/b$ | Коэффициент α для фундаментов | | | | | | | Ленточных $\eta > 10$ |
|----------------|--------------------------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|
| | круг- лых | прямоугольных с соотношением сторон $\eta = \ell/b$, равным | | | | | | |
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | |
| 3,2 | 0,130 | 0,160 | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374 |
| 3,6 | 0,106 | 0,131 | 0,173 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,319 | 0,337 |
| 4 | 0,087 | 0,108 | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,073 | 0,091 | 0,123 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,255 | 0,280 |
| 4,8 | 0,062 | 0,077 | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,053 | 0,067 | 0,091 | 0,113 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,239 |
| 5,6 | 0,046 | 0,058 | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,223 |
| 6 | 0,040 | 0,051 | 0,070 | 0,087 | 0,110 | 0,136 | 0,173 | 0,208 |
| 6,4 | 0,036 | 0,045 | 0,062 | 0,077 | 0,099 | 0,122 | 0,158 | 0,196 |
| 6,8 | 0,031 | 0,040 | 0,055 | 0,064 | 0,088 | 0,110 | 0,145 | 0,185 |
| 7,2 | 0,003 | 0,036 | 0,049 | 0,062 | 0,080 | 0,100 | 0,133 | 0,175 |
| 7,6 | 0,024 | 0,032 | 0,044 | 0,056 | 0,072 | 0,091 | 0,123 | 0,166 |
| 8 | 0,022 | 0,029 | 0,040 | 0,051 | 0,066 | 0,084 | 0,113 | 0,158 |
| 8,4 | 0,021 | 0,026 | 0,037 | 0,046 | 0,060 | 0,077 | 0,105 | 0,150 |
| 8,8 | 0,019 | 0,024 | 0,033 | 0,042 | 0,055 | 0,071 | 0,098 | 0,143 |
| 9,2 | 0,017 | 0,022 | 0,031 | 0,039 | 0,051 | 0,065 | 0,091 | 0,137 |
| 9,6 | 0,016 | 0,020 | 0,028 | 0,036 | 0,047 | 0,060 | 0,085 | 0,132 |
| 10 | 0,015 | 0,019 | 0,026 | 0,033 | 0,043 | 0,056 | 0,079 | 0,126 |
| 10,4 | 0,014 | 0,017 | 0,024 | 0,031 | 0,040 | 0,052 | 0,074 | 0,122 |
| 10,8 | 0,013 | 0,016 | 0,022 | 0,029 | 0,037 | 0,049 | 0,069 | 0,117 |
| 11,2 | 0,012 | 0,015 | 0,021 | 0,027 | 0,035 | 0,045 | 0,065 | 0,113 |
| 11,6 | 0,011 | 0,014 | 0,020 | 0,025 | 0,033 | 0,042 | 0,061 | 0,109 |
| 12 | 0,010 | 0,013 | 0,018 | 0,023 | 0,031 | 0,040 | 0,058 | 0,106 |

Таблица 2.12

Расчетные сопротивления грунтов под нижним концом сваи

| Глубина погружения нижнего конца сваи, м | Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа | | | | | | |
|--|---|--------------|------|-------------------|--------------|-----------|------|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | |
| | гравелистых | крупных | | средней плотности | мелких | пылеватых | |
| | пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном | | | | | | |
| | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| 3 | 7500 | 6000 4000 | 3000 | 3100 2000 | 200 1200 | 1100 | 600 |
| 4 | 8300 | 6800 511 | 3800 | 3200 2500 | 2100 1600 | 1250 | 700 |
| 5 | 8800 | 7000 6200 | 4000 | 3400 2800 | 2200 2000 | 1300 | 800 |
| 7 | 9700 | 7300 6900 | 4300 | 3700 3300 | 2400 2200 | 1400 | 850 |
| 10 | 10500 | 7700 7300 | 5000 | 4000 3500 | 2600 2400 | 1500 | 900 |
| 15 | 11700 | 8200 7500 | 5600 | 4400 4000 | 2900 | 1650 | 1000 |
| 20 | 12600 | 8500 | 6200 | 4800 4500 | 3200 | 1800 | 1100 |
| 25 | 13400 | 9000 | 6800 | 5200 | 3500 | 1950 | 1200 |
| 30 | 14200 | 9500 | 7400 | 5600 | 3800 | 2100 | 1300 |
| 35 | 15000 | 10000 | 8000 | 6000 | 4100 | 2250 | 1400 |

Примечания.

1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой – для пылевато-глинистых.
2. Для промежуточных глубин погружения сваи и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R определяются интерполяцией.

Таблица 2.13

Расчетные сопротивления грунтов по боковой поверхности свай

| Средняя глубина расположения слоя грунта, м | Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай f_i , кПа | | | | | | | | | |
|---|--|--------|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|---|--|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | | | | |
| | крупных и средней крупности | мелких | пылеватых | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1 | |
| 1 | 35 | 23 | 15 | 12 | 8 | 4 | 4 | 3 | 2 | |
| 2 | 42 | 30 | 21 | 17 | 12 | 7 | 5 | 4 | 4 | |
| 3 | 48 | 35 | 25 | 20 | 14 | 8 | 7 | 6 | 5 | |
| 4 | 53 | 38 | 27 | 22 | 16 | 9 | 8 | 7 | 5 | |
| 5 | 56 | 40 | 29 | 24 | 17 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 6 | 58 | 42 | 31 | 25 | 18 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 8 | 62 | 44 | 33 | 26 | 19 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 10 | 65 | 46 | 34 | 27 | 19 | 10 | 8 | 7 | 6 | |
| 15 | 72 | 51 | 38 | 28 | 20 | 11 | 8 | 7 | 6 | |
| 20 | 79 | 56 | 41 | 30 | 20 | 12 | 8 | 7 | 6 | |
| 25 | 86 | 61 | 44 | 32 | 20 | 12 | 8 | 7 | 6 | |
| 30 | 93 | 66 | 47 | 34 | 21 | 12 | 9 | 8 | 7 | |
| 35 | 100 | 70 | 50 | 36 | 22 | 13 | 9 | 8 | 7 | |

Примечания.

1. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности f_i пластины грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.
2. Для плотных песчаных грунтов расчетные сопротивления увеличивают на 30%.
3. Для супесей и суглинков при $e < 0,5$ и глин при $e < 0,6$ расчетные сопротивления следует увеличивать на 15%.

Таблица 2.14

Расчетные сопротивления материала сваи, МПа

| Вид сопротивления | Класс бетона | | | |
|---|----------------|------|------|-----|
| | B15 | B20 | B25 | B30 |
| Расчетное сопротивление бетона сжатию, R_b | 8,5 | 11,5 | 14,5 | 17 |
| Расчетное сопротивление арматуры сжатию, R_{sr} | Класс арматуры | | | |
| | A240 | | A300 | |
| | 225 | | 280 | |

Таблица 2.15

Коэффициенты условий работы грунта γ_{cR} и γ_{cF}

| Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов | Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности сваи | |
|---|---|---|
| | под нижним концом сваи γ_{cR} | на боковой поверхности сваи γ_{cF} |
| 1. Погружение забивкой механическими, паровоздушными и дизельными молотами | 1,00 | 1,00 |
| 2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные скважины | 1,00 | 0,50 |
| 3. Погружение с подмывом в песчаные грунты | 1,00 | 0,90 |
| 4. Вибропогружение и виброудавление сваи в грунты | | |
| а) песчаные средней плотности: – крупные и средней крупности; | 1,20 | 1,00 |
| – мелкие; | 1,10 | 1,00 |
| – пылеватые; | 1,00 | 1,00 |
| б) пылевато-глинистые с $I_L = 0,5$ – супеси; | 0,90 | 0,90 |
| – суглинки; | 0,80 | 0,90 |
| – глины; | 0,70 | 0,90 |
| в) пылевато-глинистые $I_L \leq 0$ | 1,00 | 1,00 |