

ВВЕДЕНИЕ

Цель курсового проекта по дисциплине «Механика грунтов. Основания и фундаменты» – приобрести практические навыки проектирования фундаментов зданий и сооружений, закрепить знания теоретических основ в практическом применении и ознакомиться с соответствующей конструктивной и справочной литературой.

В данных методических указаниях излагаются вопросы расчета и конструирования фундаментов мелкого заложения и свайных. Приводятся необходимые данные по инженерно-геологическим изысканиям строительных площадок, а также лабораторным исследованиям грунтов.

Методика расчета оснований и фундаментов изложена в соответствии со строительными нормами Беларуси.

1. ЗАДАНИЕ ДЛЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.1. Разработка курсового проекта

Для разработки курсового проекта по механике грунтов, основаниям и фундаментам предусматривается такой тип сооружения, как мост.

В зависимости от геологических условий строительной площадки курсовой проект разрабатывается в двух вариантах:

1-й – фундамент мелкого заложения на естественном или искусственном основании при наличии прочных грунтов;

2-й – свайный фундамент при наличии слабых грунтов.

Исходными данными для выполнения курсового проекта являются:

1) грунтовые условия строительной площадки, представленные буровыми колонками с характеристикой физических и механических свойств грунтов, полученных по результатам лабораторных испытаний. Для фундаментов мелкого заложения данные инженерно-геологических исследований приведены в прил. 1 и 2, а для свайных фундаментов – в прил. 3;

2) схема несущей части сооружения (общий вид, планы и разрезы) со всеми необходимыми для выполнения проекта размерами, с указанием района строительства.

Выбор исходных данных производится в соответствии с двумя последними цифрами номера зачетной книжки студента:

а) схема сооружения выбирается по последней цифре шифра:

1-й вариант размеров и нагрузок – для нечетных цифр; 2-й – для четных;

б) вариант геологических условий выбирается исходя из суммы предпоследней и последней цифр. Если сумма более 10, то от нее надо отнять число 10. Например, номер зачетной книжки 31456. Номер схемы сооружения – 6 (мост). Размеры и нагрузки выбираются по 2-му варианту. Вариант геологических условий: $5 + 6 = 11 - 10 = 1$.

Выполнение варианта фундаментов мелкого заложения рекомендуется производить в приведенной ниже последовательности.

1. Определить виды грунтов, слагающих площадку строительства, и оценить их физико-механические свойства.

2. Выбрать глубину заложения фундаментов и определить соответственно расчетные давления или условные расчетные сопротивления оснований.

3. Произвести расчет нагрузок, действующих на фундаменты.

4. Выбрать тип фундамента и определить его размеры исходя из уточненного расчетного давления.

5. Построить эпюры распределения напряжений ниже подошвы фундамента и определить сжимаемую (активную) зону грунта.

6. Вычислить вероятную осадку фундамента.

7. Рассчитать устойчивость фундамента на сдвиг и опрокидывание.

8. Выполнить рабочие чертежи фундаментов и привести схему производства работ.

Расчет свайного фундамента выполняется в следующем порядке.

1. Исходя из геологических условий площадки строительства, выбрать тип, сечение и длину сваи.

2. Определить расчетную нагрузку, допускаемую на сваю.

3. Вычислить количество свай, распределить их в плане, установить размеры ростверка.

4. Назначить сечение ростверка и произвести его расчет.

5. Проверить усилие в сваях, определить отказ сваи.

6. Выполнить рабочие чертежи фундаментов.

1.2. Отчетный материал по проекту

Представляемый материал по курсовому проекту должен состоять из расчетно-пояснительной записки и одного листа чертежей. В расчетно-пояснительной записке должны применяться принятые в научно-технической литературе термины, обозначения и сокращения. Взятые из справочников и книг данные должны быть отмечены ссылкой на их источник. Соблюдение стандартных обозначений является обязательным. В записке должны быть приведены с необходимыми размерами все графики, эскизы и расчетные схемы, которые были составлены для облегчения расчетов. Разделы пояснительной записки должны соответствовать тексту задания. Записки без расчетных схем не принимаются к рассмотрению. Записка должна содержать оглавление, а ее страницы должны быть пронумерованы.

Графический материал выполняется на листе ватмана формата А 2. Количество и вид чертежей зависят от типа фундамента, гидрогеологических условий строительной площадки.

Рекомендуется выносить на лист следующие чертежи:

- а) схематический поперечный разрез сооружения совместно с геолого-литологическим разрезом (масштаб 1:200);
- б) план фундаментов с размерами и привязкой к осям (масштаб 1:100 или 1:200);
- в) разрезы и сечения фундаментов с отметками, размерами и привязкой к осям (масштаб 1:50 или 1:100);
- г) эпюры природных и дополнительных давлений для рассчитанных фундаментов (масштаб 1:25 или 1:50);
- д) характерные детали фундаментов;
- е) примечания о принятых материалах и их марках, подготовке под фундаменты, сведения о наименовании грунтов оснований и принятом расчетном давлении, особенностях производства работ и др.

Все чертежи выполняются карандашом или на ПК в соответствии с общими требованиями к техническому черчению, т. е. на чертежах указываются размеры, масштабы, необходимые обозначения и т. д. Проставлять размеры следует в миллиметрах, а отметки – в метрах.

2. ФУНДАМЕНТ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

2.1. Определение вида грунтов, слагающих площадку строительства, и оценка их физико-механических свойств

Правильно выбрать прочное, устойчивое и экономичное основание можно лишь на основе всестороннего изучения геологических и гидрогеологических условий строительной площадки.

В прил. 1 грунтовые напластования составлены для 10 заданий, которые соответствуют различным строительным площадкам, причем в таблице вместо наименований грунтов указаны только номера пластов. Для каждого из пластов, которые были вскрыты тремя скважинами, должны быть определены наименования грунтов и их расчетные характеристики.

Грунты классифицируются в соответствии со стандартом [7].

Песок (песчаный грунт) – несвязный (сыпучий) минеральный грунт, в котором масса частиц размером меньше 2 мм составляет более 25 % и число пластичности меньше единицы.

Название, состояние и свойства песчаных грунтов оценивают по гранулометрическому составу, степени влажности S_r , коэффициенту пористости e (прил. 4, табл. 2).

Для глинистых же грунтов основными характеристиками для определения их свойств служат показатели пластичности (I_P , I_L) (прил. 4, табл. 3 и 4).

По данным лабораторных испытаний грунтов, которые приведены в прил. 1, необходимо подсчитать следующие грунтовые характеристики, необходимые для расчета оснований.

1. **Объемная масса скелета грунта (твердых частиц), или плотность скелета грунта ($г/см^3$ или $т/м^3$)**, – масса твердых частиц в единице объема грунта:

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma}{1+W}, \quad (2.1)$$

где γ – объемная масса грунта, $т/м^3$.

2. **Коэффициент пористости грунта (доли ед.)**, – отношение объема пор к объему твердых частиц:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}}. \quad (2.2)$$

3. **Степень влажности, или коэффициент водонасыщенности (доли ед.)**, – отношение объема воды в порах грунта к полному объему пор:

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}. \quad (2.3)$$

При расположении песчаного грунта ниже УГВ значение S_r не вычисляется, а принимается равным 1.

4. Для определения вида глинистого грунта необходимо посчитать значение числа пластичности (прил. 4, табл. 3):

$$I_p = W_L - W_p. \quad (2.4)$$

Для определения наименования глинистого грунта – значение показателя консистенции (прил. 4, табл. 4):

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}, \quad (2.5)$$

где W_L – влажность на границе текучести, %;

W_p – влажность на границе раскатывания, %;

W – природная влажность, %.

Влажность на границе раскатывания (*plastic limit of soil*) – влажность грунта, при которой грунт находится на границе между твердым и пластичным состояниями.

Влажность на границе текучести (*liquid limit of soil*) – влажность грунта, при которой грунт находится на границе между пластичным и текучим состояниями.

5. Необходимо также установить, не является ли рассматриваемый глинистый грунт просадочным или набухающим.

Грунт просадочный – грунт, который под действием внешней нагрузки и собственного веса или только от собственного веса при замачивании водой или другой жидкостью претерпевает вертикальную деформацию (просадку) и имеет относительную деформацию просадки $e_{sl} \geq 0,01$.

Грунт набухающий – грунт, который при замачивании водой или другой жидкостью увеличивается в объеме и имеет относительную деформацию набухания (в условиях свободного набухания) $e_{sw} \geq 0,04$.

К набухающим относятся глинистые грунты, для которых $\Pi \geq 0,3$. К просадочным относятся грунты, имеющие степень влажности $S_r < 0,8$ и для которых величина показателя Π меньше значений, приведенных в табл. 2.1:

$$\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (2.6)$$

где e_L – коэффициент пористости грунта, соответствующий влажности на границе текучести:

$$e_L = W_L \frac{\gamma_s}{\gamma_w}, \quad (2.7)$$

где γ_s – объемная масса твердых частиц грунта, т/м³;
 γ_w – объемная масса воды, равная 1 т/м³.

Таблица 2.1. Значения показателя П

| | | | |
|--------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| Число пластичности | $0,01 \leq I_p < 0,1$ | $0,1 \leq I_p < 0,14$ | $0,14 \leq I_p < 0,22$ |
| Показатель П | 0,1 | 0,17 | 0,24 |

Песчаные грунты по степени влажности S_r подразделяются на следующие виды:

- маловлажные, если степень влажности $S_r \leq 0,5$;
- влажные, если $0,5 < S_r \leq 0,8$;
- насыщенные водой, если $S_r > 0,8$.

По плотности сложения песчаные грунты подразделяются на плотные, средней плотности и рыхлые в зависимости от величины коэффициентов пористости e (прил. 4, табл. 2).

По прил. 5 [2, табл. 5.1, 5.2] устанавливается условное расчетное давление на грунты основания R_0 , МПа.

Полученные данные о свойствах грунтов рекомендуется занести в сводную табл. 2.2.

Таблица 2.2. Основные характеристики грунтов

| Номер геологических слоев | Объемная масса γ_s , т/м ³ | Объемная масса γ , т/м ³ | Естественная влажность W , % | Степень влажности S_r | Число пластичности I_p |
|---------------------------|--|--|--------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |

Окончание табл. 2.2

| Консистенция I_L | Коэффициент пористости e | $\Pi = \frac{e_L - e}{1 + e}$ | Наименование грунта и его физическое состояние | Угол внутреннего трения φ , °С | Удельное сцепление C , МПа | Расчетное давление (условное) R_0 , МПа |
|--------------------|----------------------------|-------------------------------|--|--|------------------------------|---|
| 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |

Определив вид грунта и зная его мощность, необходимо построить геолого-литологический разрез строительной площадки (прил. б).

2.2. Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Правильный выбор глубины заложения фундамента – один из основных факторов, обеспечивающий необходимую несущую способность основания и допредельные величины осадок здания и сооружения.

Рациональную глубину заложения фундаментов назначают на основе технико-экономического сравнения различных вариантов фундаментов, возможных для проектируемого здания или сооружения в данных условиях строительной площадки.

Глубина заложения фундамента – расстояние по вертикали от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента – зависит от многих факторов, главнейшими из которых являются:

- возможность пучения грунтов при сезонном промерзании и оттаивании;
- геологические и гидрогеологические условия строительной площадки;
- величина и вид нагрузок, действующих на основание;
- назначение, конструктивные и эксплуатационные особенности здания или сооружения, наличие подвалов, фундаментов под оборудование, туннелей и подземных коммуникаций;
- глубина заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;
- существующий и проектируемый рельеф строительной площадки;
- возможность и величина размыва грунта у опор сооружений (акведуков, мостов и т. д.).

Глубину заложения подошвы фундамента из условия *исключения возможности сезонного пучения грунтов* назначают в зависимости от вида грунтов, их естественной влажности и глубины залегания грунтовых вод, расчетной глубины сезонного промерзания грунтов.

Глубина промерзания грунтов в зависимости от района строительства принимается по карте, которая приводится в учебниках и справочной литературе.

При отсутствии размыва во все грунты, за исключением скальных, массивные фундаменты заглубляются не менее 1,0 м от поверхности грунта.

Не рекомендуется закладывать фундаменты мостовых опор на глинистых и суглинистых грунтах при $I_L > 0,6$ или использовать их в качестве подстилающего слоя.

Глубина заложения подошвы фундамента из условий возможного пучения грунтов основания при промерзании назначается в соответствии с СНБ 5.01.01–99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений».

В дальнейшем глубина фундамента может корректироваться при выполнении расчетов осадки, устойчивости и т. д.

2.3. Подсчет нагрузок, действующих на фундамент

Нагрузки, которые действуют на конструкции сооружений в гидротехническом строительстве, подразделяются на постоянные и временные (длительно действующие, кратковременные и особые).

К **постоянным** нагрузкам и воздействиям относятся: собственная масса частей и конструкций зданий, сооружений и постоянного гидроэнергетического и технологического оборудования (гидроагрегаты, трансформаторы, затворы и т. д.); собственная масса и давление грунтов (насыпи, засыпки), горное давление; действие предварительного напряжения конструкций; гидростатическое и поровое давление воды при нормальной работе сооружений.

К **временным длительноым** нагрузкам относятся: собственная масса стационарного оборудования промышленных зданий; давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах в процессе их эксплуатации; нагрузки на перекрытия зданий; климатические и технологические температурные воздействия и влияние неравномерных осадок основания; давление отложившихся насосов.

К **кратковременным** нагрузкам относятся: собственная масса людей, деталей, ремонтных материалов; нагрузки от подвижного подъемно-транспортного, строительного и эксплуатационного оборудования; снеговые, ветровые и гололедные нагрузки; волновые, пульсационные и ледовые воздействия; нагрузки от судов и плавающих тел; давление от гидравлического удара.

К **особым** нагрузкам относятся: сейсмические и взрывные; воздействия неравномерных просадок при динамических нагрузках.

В случае расчета оснований по несущей способности расчетные нагрузки получают умножением нормативных на коэффициент перегрузки n : для собственного веса конструкций и оборудования $n = 1,1$ (0,9); для массы нескальных грунтов и давления воды $n = 1,2$ (0,8); для ветровых нагрузок $n = 1,3$ (0,8); для снеговых нагрузок $n = 1,4$ (0,8). В скобках указаны коэффициенты перегрузки, учитывающие ухудшения условий работы конструкций от уменьшения нагрузок (при расчете на

опрокидывание, скольжение, сдвиг и всплытие). Разрешается принимать средний коэффициент перегрузки $n_{ср} = 1,2$ (0,8).

Равнодействующую горизонтального давления (кН) от собственного веса грунта (рис. 2.1) определяют по формуле

$$E = 1,2 L_p \cdot H \cdot B, \quad (2.8)$$

где $L_p = \mu_0 \cdot \gamma \cdot H;$ (2.9)

$$\mu_0 = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (2.10)$$

φ и γ – нормативные угол внутреннего трения и объемная масса грунта;

H – высота расчетного слоя грунта, м;

B – приведенная (средняя по высоте H) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное давление грунта.

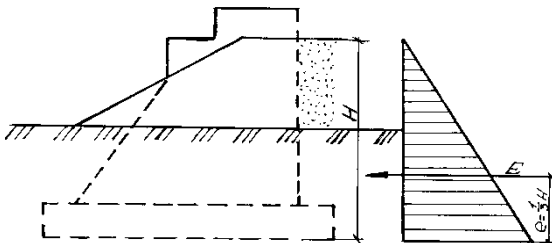


Рис. 2.1. Равнодействующая горизонтального давления

Нормативные постоянные нагрузки от собственной массы строительных конструкций и грунтов определяют по проектным размерам в соответствии с плотностями материалов и грунтов.

2.4. Выбор типа фундамента и определение его размеров

По типу фундамента подразделяются на следующие виды:

отдельные (столбчатые) – под отдельными опорами и колоннами;

групповые – под несколькими колоннами;

ленточные – в виде непрерывных лент под всеми стенами зданий и протяженными конструкциями;

сплошные – под всей площадью сооружения в виде плиты, коробки или пространственного блока ГЭС или насосной станции;

массивные – под тяжелонагруженными сооружениями или опорами (например, мостов).

По материалу фундаменты могут быть *каменными, бетонными и железобетонными*.

Каменные (кирпичные, бутовые и бутобетонные) применяют при наличии местных материалов, как правило, в сельскохозяйственном и индивидуальном строительстве и довольно редко – в промышленном и массовом жилом, так как они не отвечают требованиям современного индустриального строительства.

Каменные и бетонные фундаменты возводят монолитными и проектируют как жесткие.

Железобетонные фундаменты могут работать как гибкие и выполняются как в монолитном, так и в сборном исполнении.

Жесткими называют фундаменты, которые рассчитывают только на восприятие напряжений сжатия. Растягивающие и скалывающие напряжения в них отсутствуют или настолько малы, что ими можно пренебречь. Подошва таких фундаментов практически не претерпевает изгиба, и их тело испытывает деформации как целая конструкция.

Гибкие могут работать на изгиб и, помимо работы на сжатие, испытывают значительные растягивающие и скалывающие напряжения.

При проектировании оснований и фундаментов всегда можно предложить ряд конструктивных решений. Так, например, можно рассматривать варианты с различными типами фундаментов или варианты с различными отметками подошвы фундамента, учитывая при этом несущую способность грунтов основания. При проектировании искусственного основания могут быть рассмотрены варианты искусственного уплотнения грунтов, устройство песчаных подушек или способы химического закрепления грунтов.

Форму подошвы фундамента выбирают в основном в зависимости от конфигурации в плане надфундаментной конструкции сооружения, его назначения и характера передаваемых на основание нагрузок. Она может быть квадратной, прямоугольной, ленточной (под колонны, опоры, стены), круглой, многоугольной, кольцевой (под водонапорные, силосные и другие башни, дымовые трубы) и более сложного очертания (под гидротехнические сооружения, высотные здания и т. д.)

На основе технико-экономических сравнений следует выбрать наиболее экономичный вариант. При этом система основания и принятые размеры подошвы фундамента должны удовлетворять следующим требованиям:

а) среднее давление по подошве не должно превышать расчетного сопротивления грунта ($P_m \leq R$);

б) краевое давление не должно превосходить 1,2 расчетного сопротивления грунта ($P_{\max} \leq 1,2 \cdot R$; $P_{\min} \geq 0$);

в) деформации основания не должны превышать предельной величины ($S \leq S_u$);

г) основание должно быть устойчивым;

д) фундамент должен иметь необходимую прочность.

Для выполнения этих требований рекомендуется нижеприведенный порядок расчета.

1. Назначив глубину заложения подошвы фундамента и определив вид и состояние грунта основания, устанавливают условное расчетное сопротивление грунта.

2. В первом приближении определяют площадь подошвы фундамента любой формы в плане при центральной нагрузке по формуле

$$F = \frac{N^H}{R_0 - \gamma_{o, \text{cp}} \cdot h_{\text{ф}} \cdot g}, \quad (2.11)$$

где N^H – нормативная нагрузка на фундамент в уровне поверхности земли, кН;

R_0 – условное расчетное сопротивление на грунт основания, кПа;

$\gamma_{o, \text{cp}}$ – средняя объемная масса фундамента и грунта над его уступами, т/м³. Обычно $\gamma_{o, \text{cp}} = 2,0 - 2,2$ т/м³;

$h_{\text{ф}}$ – глубина заложения фундамента, м.

Для определения размеров сторон подошвы прямоугольного фундамента (ширина b_l и длина l_l) по найденной площади F добиваются одинакового выноса фундамента во все стороны от внешних границ надфундаментной конструкции, ориентируясь на соотношение сторон $K_n = l/b$, где l и b соответственно длина и ширина надфундаментной конструкции.

Размеры подошвы квадратного и прямоугольного фундаментов определяют по следующим формулам:

для квадратного фундамента

$$b_l = l_l = \sqrt{F}, \quad (2.12)$$

для прямоугольного фундамента

$$b_l = \sqrt{\frac{F}{K_n}}, \quad (2.13)$$

где b_l и l_l – соответственно ширина и длина подошвы фундамента, м;

K_n – коэффициент отношения сторон надфундаментного строения.

$$K_n = \frac{a_k}{b_k}. \quad (2.14)$$

Если фундамент имеет одинаковые выносы в стороны от прямоугольного надфундаментного строения, то ширину фундамента можно определить по формуле

$$b_l = \sqrt{F - \frac{a_k - b_k}{2}}. \quad (2.15)$$

где a_k и b_k – больший и меньший размеры сечения надфундаментной части.

Для ленточных фундаментов $b_l = F/l_1$, так как для них нагрузки определяют на 1 м длины.

3. Затем по полученной ширине фундамента уточняют величину расчетного сопротивления на грунт основания по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^1 + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}^1 + M_c \cdot C_n], \quad (2.16)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по прил. 7 [1, табл. В1];

k – коэффициент, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и 1,1, если они приняты на основе статистических данных;

M_y , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по прил. 8 [1, табл. В2];

k_z – коэффициент, принимаемый равным 1 при $b < 10$ м и $Z_0/b + 0,2$ (здесь $Z_0 = 8$ м) при $b \geq 10$ 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/м;

γ_{II}^1 – то же, залегающих выше подошвы фундамента;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, м;

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м ;

C_n – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа.

Значение (d_i) определяется по формуле

$$d_I = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}^1, \quad (2.17)$$

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

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

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м³.

Примечания к формуле (2.16):

а) формулу (2.16) допускается применять при любой форме фундамента в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$;

б) расчетные значения удельного веса грунтов (γ_{II} , γ_{II}^1) и материала пола подвала (γ_{cf}), входящие в формулы (2.16) и (2.17), допускается принимать равными их нормативным значениям;

в) если $d_1 > d$ (d – глубина заложения фундамента от уровня планировки) в формуле (2.17) принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

4. Уточняют площадь подошвы фундамента по формуле (2.11), подставляя вместо R_0 значение расчетного давления на грунт основания R , полученное по формуле (2.16).

Затем повторно определяют ширину b_2 и длину l_2 подошвы фундамента.

После предварительного вычисления основных размеров фундамента (глубина заложения, размеры подошвы) окончательно их назначают расчетом по деформациям, а затем выполняют его конструирование: назначают размеры уступов, рассчитывают арматуру и т. д.

5. Проектируют поперечный профиль бетонного фундамента.

При намеченных параметрах фундамента (высоте тела, ширине и длине подошвы) следует на изображении поперечного и продольного сечения показать возможность устройства жесткого фундамента, используя понятие «угол жесткости». Если при намеченных параметрах (хотя бы в одном сечении) нельзя сделать фундамент жестким, то нужно в разумных пределах изменить намеченные параметры тела фундамента. В частности, уменьшить или увеличить ширину (или длину), увеличить глубину заложения, а следовательно, высоту тела фундамента.

6. Производят подсчет уточненных нагрузок на основании:

$$\sum N_{\text{общ}} = \sum N^{\text{н}} + Q_{\text{ф.п}} + Q_{\text{гр.}}, \quad (2.18)$$

где $Q_{\text{ф.п}}$ – вес фундаментной подушки, кН;

$Q_{\text{гр.}}$ – вес грунта на уступах фундамента, кН.

7. Напряжения под подошвой фундамента определяют из следующих зависимостей:

для центрально нагруженного фундамента

$$P_{\text{ср}} = 0,001 \cdot \frac{\sum N_{\text{общ}}}{F} + 0,01 \cdot \gamma_{\text{о.ср}} \cdot h_{\text{ф}}, \quad (2.19)$$

для внецентренно нагруженного фундамента

$$P_{\text{max}} = 0,001 \cdot \left(\frac{\sum N_{\text{о}}^{\text{н}}}{F} + \frac{M_{\text{о}}^{\text{н}}}{W} \right) + 0,01 \cdot \gamma_{\text{о.ср}} \cdot h_{\text{ф}}; \quad (2.20)$$

$$P_{\text{min}} = 0,001 \cdot \left(\frac{\sum N_{\text{о}}^{\text{н}}}{F} - \frac{M_{\text{о}}^{\text{н}}}{W} \right) + 0,01 \cdot \gamma_{\text{о.ср}} \cdot h_{\text{ф}}, \quad (2.21)$$

где $P_{\text{ср}}$, P_{max} и P_{min} – соответственно среднее, максимальное и минимальное давления на грунт под подошвой фундамента, МПа;

$\sum N_{\text{о}}^{\text{н}}$ – расчетная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

$M_{\text{о}}^{\text{н}}$ – расчетный изгибающий момент, кН·м;

$\gamma_{\text{о.ср}}$ – осредненная объемная масса материала фундамента и грунта над его уступами, равная 2,0 – 2,2 т/м³;

$h_{\text{ф}}$ – глубина заложения фундамента, м;

F – площадь подошвы фундамента, м²;

W – момент сопротивления площади подошвы фундамента в направлении действия момента, м³.

При действии моментов в двух направлениях максимальное и минимальное давление определяют по формуле

$$P_{\text{min}}^{\text{max}} = 0,001 \cdot \left(\frac{\sum N_{\text{о}}^{\text{н}}}{F} \pm \frac{M_{\text{x}}^{\text{н}}}{W_{\text{x}}} \pm \frac{M_{\text{y}}^{\text{н}}}{W_{\text{y}}} \right) + 0,01 \cdot \gamma_{\text{о.ср}} \cdot h_{\text{ф}}. \quad (2.22)$$

Удовлетворения условий $P_{\text{ср}} \leq R$; $P_{\text{max}} \leq 1,2 \cdot R$; $P_{\text{min}} > 0$ можно достигнуть несколькими способами, назначая соотношение сторон $K_n = \frac{a_k}{b_k}$

подошвы фундамента или решая систему уравнений относительно величины b . Более удобным является определение размеров подошвы фундамента графическим способом (рис. 2.2).

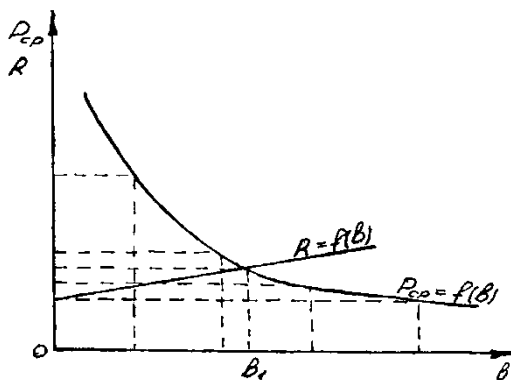


Рис. 2.2. Определение размеров подошвы графическим способом для центрально нагруженного фундамента

Формула (2.19) приводится к следующему виду:

$$P_{\text{ср}} = 0,01 \cdot \frac{\sum N_{\text{о}}^{\text{н}}}{k_{\text{н}} \cdot b^2} + 0,01 \cdot \gamma_{\text{о,ср}} \cdot h_{\text{ф}}. \quad (2.23)$$

Выражение (2.23) является уравнением гиперболы. Для ее построения достаточно задаться произвольными четырьмя значениями ширины фундамента b и определить соответствующие им значения $P_{\text{ср}}$. Полученные цифровые значения $P_{\text{ср}}$ и b откладывают в системе прямоугольных координат и соединяют плавной линией.

В формуле (2.16) в качестве искомой величины рассматривается также ширина фундамента b . Положив все величины постоянными, а ширину фундамента b и расчетное давление на грунт R переменными, будем иметь уравнение прямой. Для ее построения достаточно на графике $R = f(b)$ найти две точки, соответствующие двум произвольным значениям ширины фундамента.

Пересечение гиперболы $P_{\text{ср}} = f(b)$ и прямой $R = f(b)$ дает нам точку, проекция которой на ось абсцисс определит искомую ширину подошвы фундамента $b_{\text{з}}$, при которой выполняется условие $P_{\text{ср}} = R$. Ширина подошвы уточняется в соответствии с модульной системой конструкций фундаментов, и по приведенным выше формулам окончательно определяются величины $P_{\text{ср}}$ и R .

В случае внецентренно нагруженного фундамента аналогично строятся графики зависимостей $P_{\max} = f(b)$ и $1,2R = f(b)$. Полученное значение ширины фундамента b (рис. 2.3) будет удовлетворять условию $P_{\max} = 1,2R$. Кроме того, для внецентренно нагруженного фундамента необходима проверка следующих условий: $P_{cp} \leq R$ и $P_{\min} > 0$.

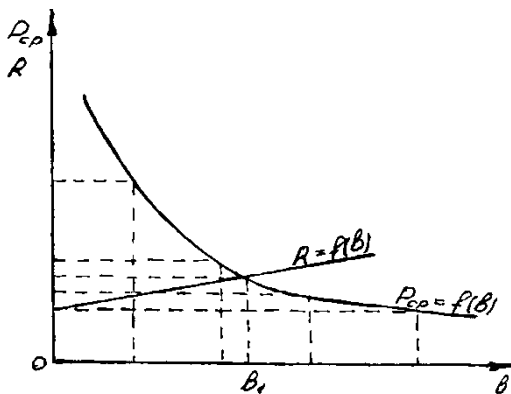


Рис. 2.3. Определение размеров подошвы графическим способом для внецентренно нагруженного фундамента

2.5. Построение эпюр распределения напряжений ниже подошвы фундамента и определение сжимаемой (активной) толщи грунта

Вертикальное давление, возникающее в грунтовом массиве от собственного веса грунта, называется **природным**. Это давление характеризует напряженное состояние грунта до начала строительства, т. е. до передачи на него нагрузки от веса сооружения. Величина природного давления зависит от объемной массы грунта γ и глубины h рассматриваемой горизонтальной плоскости.

Природное давление – напряжение в грунте от давления массы вышележащего грунта в природных условиях.

Вертикальные напряжения в однородном грунте от собственного веса грунта σ_{zg} на глубине от поверхности h (рис. 2.4, а) будут определяться по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot g \cdot h. \quad (2.24)$$

В случае напластования грунта с разными удельными весами значения ординат эпюры полного вертикального напряжения определяются путем сложения давлений от веса отдельных слоев, т. е.

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot g \cdot h_i, \quad (2.25)$$

где γ_i и h_i – соответственно объемная масса, т/м³, и толщина i -го слоя грунта, м;

g – ускорение силы тяжести.

Эпюра природного давления в первом случае изобразится прямой, проходящей через начало координат (рис. 2.4, а), а во втором – ломаной линией с точками перегиба на границах слоев или зеркале гравитационной воды (рис. 2.4, б).

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой – глина или суглинок твердой или полутвердой консистенции, то на его кровлю передается давление от грунта и слоя воды (рис. 2.4, в). Тогда формула 2.25 запишется в виде

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot g \cdot h_i + \gamma_{sb} \cdot g \cdot h_w + \gamma_w \cdot g \cdot h_w, \quad (2.26)$$

где h_w – мощность слоя воды до водоупора, м;

γ_{sb} – объемная масса грунтов с учетом взвешивания твердых частиц водой.

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.27)$$

где e – коэффициент пористости водонасыщенного грунта;

γ_s и γ_w – объемные массы соответственно минеральных частиц грунта и воды, т/м³.

В этом случае на эпюре природного давления появляется ступень, величина которой равна гидростатическому давлению воды (рис. 2.4, в).

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

С некоторыми допущениями это напряженное состояние определяется по формулам линейно деформированных тел и носит название дополнительное.

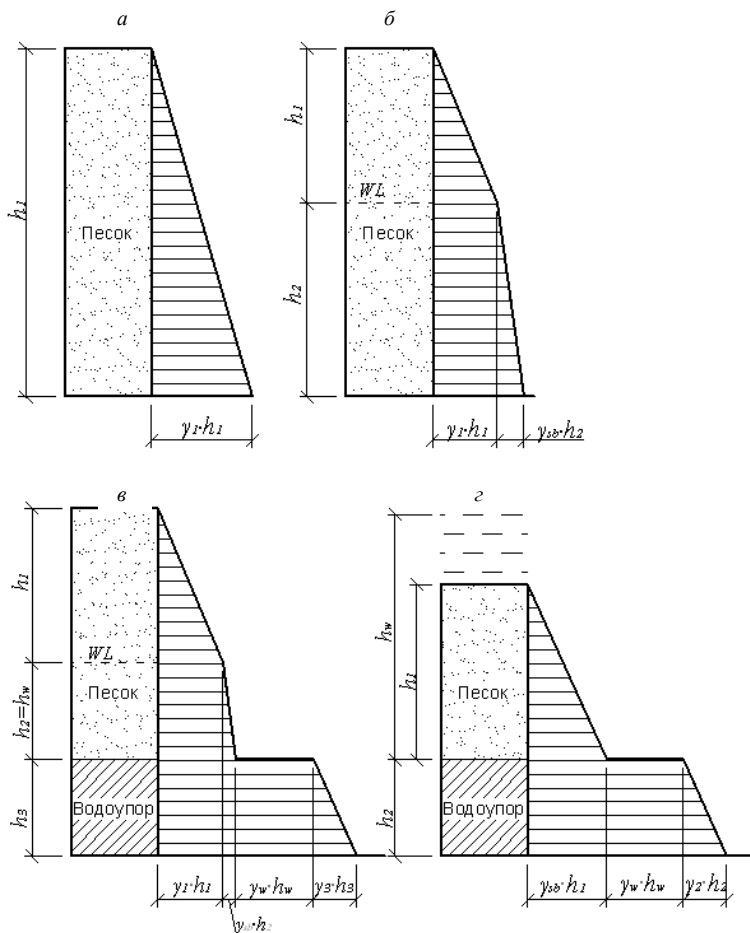


Рис. 2.4. Эпюры природных давлений:

- a* – при однородном основании; *б* – при наличии грунтовых вод;
- в* – при наличии водоупора; *г* – при наличии воды выше отметки поверхности земли;
- WL* – отметка уровня грунтовых вод

Дополнительное давление — дополнительное (сверх природного) напряжение в грунте от внешних воздействий на основание.

Осадку грунтов основания в большинстве случаев определяют только от вертикальных нормальных напряжений σ_{zp} , значения которых в любой точке основания находят по соответствующим формулам.

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

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0, \quad (2.28)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по прил. 9 [3, табл. Б1] в зависимости от формы подошвы – соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$;

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание (для фундамента шириной $b \geq 10$ м $p_0 = p$);

p – среднее давление под подошвой фундамента;

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

z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки.

Последовательность действий:

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

б) слева от осевой линии строится эпюра бытового давления. Справа от оси строится эта же эпюра, но уменьшенная в пять ($0,2\sigma_{zg}$ для фундамента шириной $b < 5$ м и модулем деформации грунта $E_0 > 5$ МПа) или в десять раз ($0,1\sigma_{zg}$ для грунтов с модулем деформации $E_0 < 5$ МПа);

в) определяется величина дополнительного давления непосредственно под подошвой фундамента;

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

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

е) справа от осевой линии строится эпюра дополнительного давления и находится точка пересечения этой эпюры с уменьшенной эпюрой бытового давления $0,2\sigma_{zg}$ ($0,1\sigma_{zg}$). Эта точка определяет положение нижней границы сжимаемой толщи;

ж) определяется величина осадки фундамента в пределах сжимаемой толщи путем суммирования сжатия элементарных слоев.

Эпюры давлений показаны на рис. 2.5.

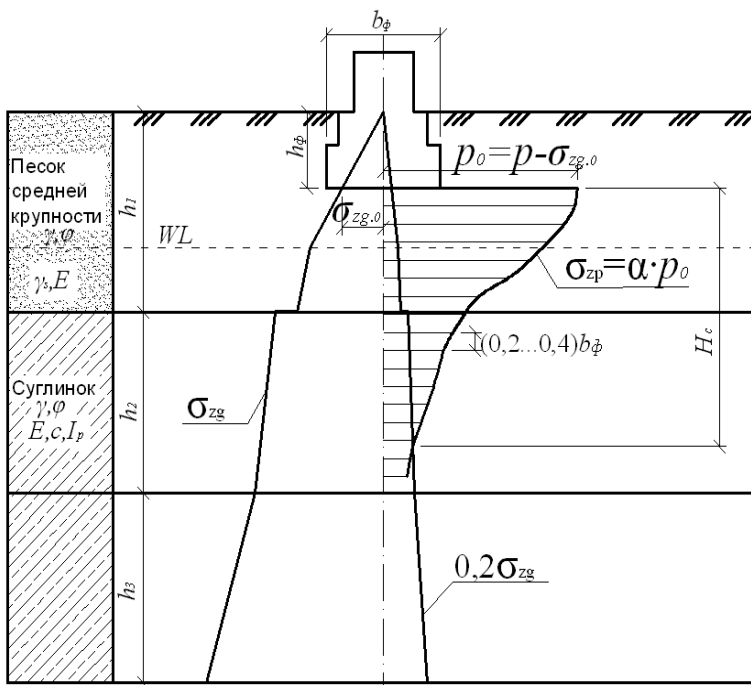


Рис. 2.5. Эпюры давлений

Активная зона основания H_c (active base area) – часть основания, воспринимающая дополнительные напряжения и вызванные ими деформации и перемещения относительно неподвижного грунта [1].

2.6. Вычисление осадки фундамента мелкого заложения

Осадка — вертикальная деформация, возникающая в результате передачи на основание усилий от сооружения или изменения физического состояния грунта в период строительства и эксплуатации сооружения.

Основным методом определения полной (конечной) осадки фундаментов является метод послойного суммирования.

В основу метода послойного суммирования положены следующие допущения:

- а) грунт в основании рассматривается как сплошное линейно-деформируемое тело;
- б) осадка обусловлена действием средних сжимающих напряжений под осью фундамента;
- в) деформации учитываются только в пределах сжимаемой толщи;
- г) значение коэффициента β принимается равным 0,8 независимо от вида грунта.

По этому методу осадка каждого элементарного слоя, выделенного ниже подошвы фундамента, определяется по формуле

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_i} \cdot \sigma_{zp,i}^{cp}, \quad (2.29)$$

где S – конечная осадка отдельного фундамента, см;

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

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

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

β – коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона μ .

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu} \quad (2.30)$$

(по ТКП 45-5.01-67–2007 п. 5.6.2 разрешается для всех грунтов принимать коэффициент $\beta = 0,8$);

$\sigma_{zp,i}^{cp}$ – среднее вертикальное дополнительное давление для i -го слоя, МПа:

$$\sigma_{zp,i}^{cp} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,(i+1)}}{2}. \quad (2.31)$$

Модуль деформации E_i определяется по результатам компрессионных испытаний грунтов:

$$E_i = \frac{1+e}{a} \cdot \beta, \quad (2.32)$$

где e – начальный коэффициент пористости;

a – коэффициент сжимаемости грунта, МПа⁻¹.

Для определения коэффициента сжимаемости грунта в прил. 2 даны результаты испытания грунтов на сжимаемость. По данным задания следует построить компрессионные кривые для каждого из трех грунтов площадки строительства в соответствующем масштабе.

Коэффициент сжимаемости определяется по зависимости

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}, \quad (2.33)$$

где e_1 – коэффициент пористости при нагрузке P_1 ;

e_2 – то же при нагрузке P_2 .

Давление P_1 (МПа) принимается равным бытовому давлению в середине рассматриваемого пласта грунта, давление P_2 – равным сумме бытового и дополнительного давления в середине того же пласта.

При расчете полной осадки фундамента суммируют осадки всех выделенных элементарных слоев по формуле (2.29)

Расчет конечной осадки фундамента удобно выполнять в табличной форме (табл. 2.3).

Таблица 2.3. Определение осадки

| z , м | $\xi = 2z/b$ | α | $\sigma_{zp,i}$, кПа | $\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа | E_i , МПа | S_i , мм |
|---------|--------------|----------|-----------------------|----------------------------|-------------|------------|
| | | | | | | |

$$S = \sum S_i$$

Задача расчета по второму предельному состоянию (по деформациям) сводится к удовлетворению условия

$$S \leq S_{пр},$$

где S – расчетная величина деформации основания;

$S_{пр}$ – предельная величина деформации основания, принимаемая согласно СНБ, которая не должна превышать полной равномерной осадки опоры $1,5\sqrt{L}$, разности полных равномерных осадок смежных опор $0,5\sqrt{L}$, где L – длина меньшего примыкающего к опоре пролета, выраженная в метрах и принимаемая не менее 25 м.

2.7. Вычисление устойчивости фундамента на сдвиг и опрокидывание

Завершающим этапом расчета является проверка устойчивости фундамента на опрокидывание и сдвиг (плоский и глубокий) от воздействия расчетных нагрузок. Расчет устойчивости на опрокидывание (рис. 2.5) производится по формуле

$$M_{уд} / M_{opr} \geq k_n, \quad (2.34)$$

где $M_{уд}$ – сумма моментов всех удерживающих сил относительно кромки, проходящей через точку O , кН·м: $M_{уд} = y \cdot \sum P_i$;

M_{opr} – сумма моментов всех опрокидывающих сил относительно

этой кромки, кН·м: $M_{opr} = \sum P_i \cdot l_i + \sum T_i \cdot h_i$;

k_n – коэффициент надежности, устанавливаемый проектной организацией в зависимости от ответственности здания или сооружения; k_n принимается равным не менее 1,2.

Расчет устойчивости против плоского сдвига производится по формуле

$$F_{sr} / F_{sa} \geq k_n, \quad (2.35)$$

где F_{sa} – сдвигающая сила, кН: $F_{sa} = \varphi \sum P_i$;

F_{sr} – удерживающая сила, кН: $F_{sr} = \sum T_i$.

Моменты $P_i \cdot l_i$, $T_i \cdot h_i$ и $u \cdot \sum P_i$ принимаются со знаками «плюс» и «минус» в зависимости от их направления.

Коэффициент трения φ принимается для глин во влажном состоянии равным 0,25, для сухих – 0,30, суглинков и супесей – 0,30, песков – 0,40, для гравелистых и галечниковых грунтов – 0,50.

Расчет оснований по несущей способности допускается выполнять графоаналитическими методами (круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения), если:

- а) основание неоднородно по глубине;
- б) пригрузка основания с разных сторон фундамента не одинакова, причем интенсивность большей из них превышает 0,5R;
- в) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- г) возможно возникновение нестабилизированного состояния грунтов основания.

Расчет фундаментов на устойчивость против глубокого сдвига производится по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Для этого через угол подошвы фундамента проводят наиболее вероятную дугу кривой скольжения, затем полученную призму грунта разбивают на ряд отсеков, имеющих в полученном вертикальном сечении вид простых фигур: треугольников, трапеций. После этого находят вес каждого отсека и сносят векторы веса на кривую скольжения. Разложив каждый из этих векторов на составляющие: нормальную и касательную, определяют силы трения. Аналогично поступают и с вектором веса сооружения.

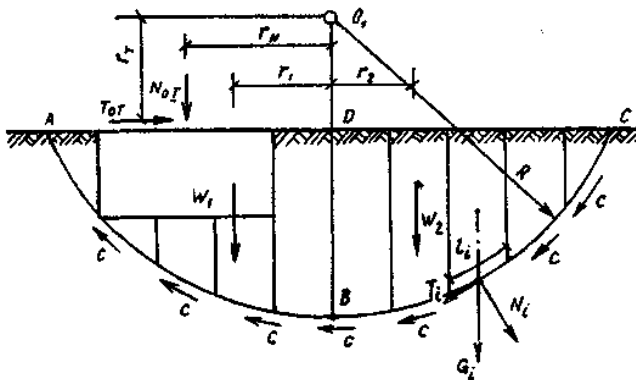


Рис. 2.5. Схема расчета устойчивости на опрокидывание

Затем определяют силы сцепления как произведение длины дуги L в глинистом грунте на величину сцепления C .

Получив значение сил, действующих на систему «грунт-сооружение», составляют выражение условия устойчивости по формуле (2.24).

Устойчивость сооружения против глубокого сдвига считается обеспеченной, если при наиболее невыгодной поверхности скольжения соблюдается условие $k_H \geq 1,5$. Для этого задаются другими положениями поверхностей скольжения, проводя из новых центров O_1, O_2, O_3 дуги, проходящие на чертеже через угол подошвы фундамента.

Расчеты удобно сводить в табл. 2.4 и 2.5.

Таблица 2.4. Определение веса отсеков

| Номер отсека | Объем, м ³ | Объемная масса грунта | Объемный вес грунта | Вес отсека, кН |
|--------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|----------------|
|--------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|----------------|

Таблица 2.5. Определение сил

| Номер отсека | G_i , кН | α | $\cos \alpha$ | N_i , кН | β | $\cos \beta$ | T_i , кН | φ | $\operatorname{tg} \varphi$ | F_{mp} , кН |
|--------------|------------|----------|---------------|------------|---------|--------------|--------------|-----------|-----------------------------|-----------------|
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | ΣT_i | | | ΣF_{mp} |

$$M_{\text{сопр}} = F_{mp} \cdot R + C \cdot l. \quad (2.36)$$

$$l = \frac{2\pi R\beta}{360^\circ}. \quad (2.37)$$

$$M_{\text{сдв}} = \sum T_i \cdot R + \frac{N_{\text{общ}}}{l} \cdot a + T \cdot b. \quad (2.38)$$

3. СВАЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ

3.1. Основные положения по расчету и проектированию свайных фундаментов

Фундаменты из забивных свай рассчитываются по двум предельным состояниям:

а) по предельному состоянию первой группы (по несущей способности): по прочности – сваи и ростверки, по устойчивости – основания свайных фундаментов;

б) по предельному состоянию второй группы (по деформациям) – основания свайных фундаментов.

Расчет по несущей способности производится на усилия от расчетных нагрузок. Этому расчету подлежат: по прочности – все виды свай и ростверков; по устойчивости – основания, подвергающиеся регулярно действующим горизонтальным нагрузкам, а также основания зданий и сооружений, расположенных на откосах, и основания свайных фундаментов из свай-стоек.

Расчет по деформациям оснований свайных фундаментов из висячих свай производится на усилия от нормативных нагрузок с учетом нормативных характеристик грунтов.

Свайный фундамент проектируют в нижеприведенной последовательности.

1. Выбирают тип ростверка и свай, их материал и в соответствии с литологическим разрезом площадки задаются длиной, а следовательно, и сечением свай.

2. Определяют расчетную нагрузку принятой сваи, работающей как одиночная.

3. Находят необходимое количество свай под проектируемым сооружением, исходя из его нагрузки на фундамент.

4. Размещают сваи по подошве фундамента в плане и находят размеры ростверка.

5. При необходимости свайный фундамент из висячих свай проверяют расчетом по деформациям на осадку, предварительно сопоставив давление по подошве условного свайного фундамента с расчетным давлением, определенным по формуле (2.19).

6. При действии горизонтальных сил для свай с высоким ростверком выполняют расчет перемещения голов свай.

7. По результатам поверочных расчетов уточняют окончательные конструктивные размеры фундаментов.

8. Проектируют свайный ростверк.

9. Подбирают оборудование для погружения или устройства свай и для забивных свай определяют расчетный отказ.

Тип ростверка – низкий или высокий – диктуется назначением и конструкцией сооружения. Нижнюю и верхнюю отметки ростверка назначают с учетом конструктивных особенностей проектируемого сооружения по аналогии с назначением этих отметок для фундаментов неглубокого заложения.

Тип, материал и длину свай выбирают в соответствии с геологическими и гидрогеологическими условиями площадки строительства, конструкцией и нагрузками сооружения и возможностями строительной организации.

3.2. Выбор глубины заложения подошвы свайного ростверка и назначение его размеров

Глубина заложения подошвы плиты свайного ростверка назначается в зависимости от инженерно-геологической обстановки строительной площадки:

а) в крупнообломочных грунтах, песках крупных и средней крупности – на любом уровне, если эти грунты простираются ниже глубины промерзания и напорные грунтовые воды отсутствуют;

б) в глинистых и суглинистых, а также мелких и пылеватых песчаных грунтах – вне пределов промерзания с запасом не менее 0,25 м;

в) в русле реки – на любом уровне (в том числе выше дна русла реки) при отсутствии промерзания воды до дна, но не менее чем на $L - 0,25$ м ниже уровня низкого ледостава, где L – толщина льда, м.

Верхние концы свай и оболочек должны быть заделаны в плиту ростверка не менее чем на две толщины ствола сваи, а при толщинах ствола свыше 60 см – не менее чем на 1,2 м. За толщину ствола принимается диаметр круглой или сторона квадратной сваи. Допускается

заделка головы свай и оболочек в плиту ростверка на глубину не менее 15 см при условии, что остальная часть заделки осуществляется с помощью выпусков стержней продольной арматуры длиной не менее 20 диаметров стержня при гладкой арматуре.

Сваи и свай-оболочки размещаются в рядовом или шахматном порядке, причем расстояние между осями забитых свай должно быть не менее трех толщин свай в плоскости острия свай и не менее 1,5 толщины свай в плоскости подошвы ростверка.

Ширину плиты ростверка b при многорядном расположении свай можно определить по формуле

$$b = a(n-1) + d + 2c, \quad (3.1)$$

где a – расстояние между осями свай в ряду;

n – число рядов;

d – диаметр круглой или сторона квадратной сваи;

c – расстояние от края плиты ростверка до грани сваи.

Расстояние между осями висячих свай должно быть не менее $3b$ (где b – диаметр круглой или размер стороны квадратной сваи). Расстояние в свету между стволами свай-оболочек должно быть не менее 1 м, между уширениями на концах буронабивных свай и свай-оболочек во всех грунтах – не менее 1 м, в сухих глинистых грунтах – не менее 0,5 м. Минимальное расстояние между осями свай стоек должно быть $1,5b$.

Расстояние от края ростверка до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается: при однорядном их размещении – $0,2 \cdot b + 5$ см, при двух- и трехрядном – $0,3b + 5$ см и большем числе рядов – $0,4b + 5$ см (b – диаметр или размер стороны сваи, см). При жестком соединении свай с ростверком эти расстояния уточняются расчетами на заделку свай в ростверк.

В центрально нагруженных фундаментах сваи размещаются в плане равномерно. Ростверк под внецентренно нагруженные конструкции следует стремиться спроектировать так, чтобы равнодействующая от постоянных нагрузок проходила по возможности ближе к центру тяжести условной подошвы свайного фундамента.

При небольших эксцентриситетах с крайевыми напряжениями на ростверке $\sigma_{\max} \leq 1,4 \cdot \sigma_{\min}$. Для упрощения производства работ сваи можно размещать равномерно.

Забивная свая (*driven pile*) – элемент фундамента в виде стержня различной конфигурации поперечного и продольного сечений, погружаемый в грунт, в том числе под наклоном, и передающий нагрузку на

основание своей боковой поверхностью и торцом (защемленная свая) или только торцом (свая-стойка) [4].

Свайный ростверк высокий (*high pile foundation mat*) – свайный ростверк, опирающийся только на сваи и не имеющий контакта с основанием (межсвайным грунтом) [5].

Свайный ростверк низкий (*low pile foundation mat*) – свайный ростверк, опирающийся на сваи и имеющий контакт с основанием (межсвайным грунтом) и непосредственно передающий на него часть нагрузки от здания или сооружения [5].

Свая (*pile*) – элемент фундамента в виде стержня различной конфигурации поперечного и продольного сечений, погружаемый или устраиваемый в грунте, в том числе под наклоном, и передающий нагрузку на основание своей боковой поверхностью и торцом (защемленная в грунте свая) или только торцом (свая-стойка) [6].

3.3. Расчет и конструирование свайного фундамента

При расчете висячих свай считается, что передаваемая на сваи нагрузка уравнивается сопротивлением грунта под нижним концом сваи и силами трения грунта по ее боковой поверхности. Прежде всего необходимо выбрать тип сваи, назначить длину и размеры поперечного сечения сваи.

Длину сваи назначают такой, чтобы ее острие было заглублено в плотный несущий слой грунта (не менее): в мелкозернистые пески и супеси – 2,0 м, в пески средней крупности, твердые глины и суглинки – 1,0, в крупнозернистые гравелистые пески и галечники – 0,5 м.

Полная длина свай определяется как сумма:

$$l_{св} = l_a + l_r + l_{н.сл}, \quad (3.2)$$

где l_a – глубина заделки сваи в ростверк;

l_r – расстояние от подошвы плиты до кровли несущего слоя;

$l_{н.сл}$ – заглубление в несущий слой.

Рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250×250 или 300×300 мм (прил.16).

Несущую способность F_d , кН, защемленной в грунте забивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum U_i \gamma_{cf} h_i \cdot R_{fi}), \quad (3.3)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1, а для грунтов I типа по просадочности и для биогенных грунтов – 0,8;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по прил. 10 [5, табл. 6.1];

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

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

R_{ji} – расчетное сопротивление (прочность) i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по прил. 11 [5, табл. 6.1];

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

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 грунта и принимаемые по прил. 12 [5, табл. 6.3].

В формуле (3.3) суммировать сопротивления грунта следует по всем слоям грунта, пройденным сваями, за исключением случаев, когда проектом предусматривается планировка территории срезкой или возможен размыв грунта. В этих случаях следует суммировать сопротивления всех слоев грунта, расположенных соответственно ниже уровня планировки (срезки) и дна водоема после его местного размыва при расчетном паводке.

При определении R_{ji} пласты грунтов расчленяются на слои толщиной не более 2 м.

Если на какой-то глубине залегает слой торфа, то сопротивление грунтов по боковой поверхности сваи в пределах этого слоя принимается равным нулю.

Расчетная допускаемая нагрузка P (кН) на сваю определяется по зависимости

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.4)$$

где γ_k – коэффициент надежности метода испытаний. Данный коэффициент принимается согласно СНБ 5.01.01–99 [1, табл. 5.6], но не более:

- 1,2 – если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой. За расчетную нагрузку свай всех видов следует принимать меньшее из значений расчетных нагрузок сваи по сопротивлению ее материала и по грунту основания;
- 1,25 – если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта, по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей-зондом;
- 1,4 – если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта;
- 1,4(1,25) – для фундаментов опор мостов при низком ростверке, сваях и сваях-стойках; при высоком ростверке – только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку, независимо от числа свай в фундаменте.

Количество свай n в свайном фундаменте определяют по формуле

$$n \geq \frac{N_o + N_p}{P}. \quad (3.5)$$

Для фундаментов, нагруженных внецентренно, полученное значение n увеличивается на 10...15 %.

При центральной нагрузке сваи размещаются равномерно. Размещение свай в плане фундамента с внецентренной нагрузкой производится по эпюре напряжений в грунте, как показано на рис. 3.1. В этом случае поступают следующим образом. Зная требуемое количество свай, назначают число рядов (n), расстояния между осями которых должны быть не менее $3d$.

Количество свай в каждом ряду будет

$$x = \frac{n}{n_{\text{ряд}}}. \quad (3.6)$$

Для размещения этих свай в рядах (в плоскости действия момента) эпюру напряжений в грунте делят на x равновеликих частей графическим способом. По этому способу на отрезке АС как на диаметре строят полуокружность. Точку В радиусом ВС переносят на окружность и из точки Д проводят ДЕ || АС. Отрезок ДЕ делят на x равных частей, из концов которых восстанавливают перпендикуляры до пересечения с окружностью. Полученные на окружности точки при помощи циркуляра с центром С переносят на основание АВ трапеции напряжений, площадь которой разделена на x равновеликих частей. Затем, совме-

щая оси свай с линиями центров тяжести каждой эпюры напряжений, получают размещение свай в ряду.

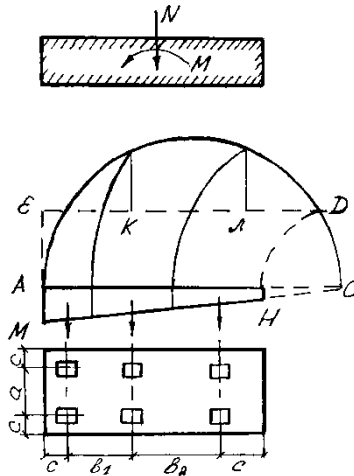


Рис. 3.1. Эпюра напряжений, распределение свай в ростверке

Проверка несущей способности свайного фундамента производится из условия, чтобы фактическая расчетная нагрузка N_{ϕ} (кН) на сваю не превышала допустимой расчетной нагрузки.

Для центрально нагруженного фундамента это условие определяется по зависимости

$$N_{\phi} \geq \frac{N_o + N_p}{n_{\phi}} \leq P, \quad (3.7)$$

где N_{ϕ} – фактическая расчетная нагрузка на одну сваю, кН;

N_o – расчетная нагрузка, приложенная на уровне обреза фундамента, кН;

N_p – расчетная нагрузка от веса ростверка и грунта на его обрезах, кН;

n_{ϕ} – количество свай в фундаменте;

P – расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, кН.

Для внецентренно нагруженного свайного фундамента определяют максимальную и минимальную нагрузки на сваю в кусте при действии нормальной силы и изгибающих моментов, действующих в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 3.2), т. е.

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq P, \quad (3.8)$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН;

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

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

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

n – число свай в фундаменте, шт.

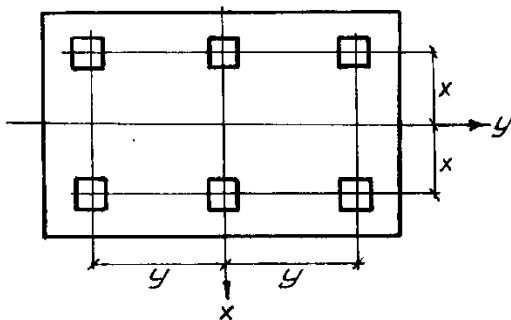


Рис. 3.2. Определение расстояний от главных осей ростверка до оси каждой сваи

Далее необходимо определить отказ сваи (погружение сваи от одного удара в конце забивки), необходимый для контроля несущей способности свай. Отказ определяют по формуле профессора Н. М. Герсегонова:

$$l = \frac{n \cdot F \cdot \mathcal{E}_p}{F_d(F_d + n \cdot F)} \cdot \frac{Q_n + \varepsilon^2(q + q_1)}{Q_n + q + q_1}, \quad (3.9)$$

где n – коэффициент, принимаемый для железобетонных свай с наголовником равным 1500 кН/м^2 , для деревянных свай без наголовника – 1000 кН/м^2 ;

F – площадь поперечного сечения сваи, м^2 ;

\mathcal{E}_p – расчетная энергия удара молота, кДж;

Q_n – полный вес молота, кН;

ε^2 – коэффициент восстановления удара, $\varepsilon^2 = 0,2$;

q – вес сваи с наголовником, кН;

q_1 – масса подбабка, кН;

F_d – несущая способность сваи, определяемая по ранее приведенной формуле (3.3), кН.

Для трубчатых дизель-молотов $\varepsilon_p = 0,9 \cdot Q \cdot H$, где Q – масса ударной части молота, кН; H – расчетная высота падения ударной части молота, м.

При подборе сваебойного агрегата необходимо выдерживать следующие соотношения между массой ударной части молота Q и массой сваи q .

При забивке свай молотом одиночного действия или штанговым дизель-молотом в слабых грунтах $Q:q \geq 1,0$, в грунтах средней плотности – $Q:q \geq 1,25$, в плотных – $Q:q \geq 1,5$, при трубчатых дизель-молотах $Q:q \geq 0,7$.

Проверка свайного фундамента при низком ростверке на действие горизонтальных сил производится по формуле

$$\frac{\sum T}{n \cdot P_r} \leq m, \quad (3.10)$$

где $\sum T$ – сумма составляющих всех сил, параллельных подошве ростверка;

n – число свай в фундаменте;

m – коэффициент условий работы (прил. 13, табл.1);

P_r – допускаемая горизонтальная нагрузка на сваю (прил. 14, табл. 2).

3.4. Расчет основания свайного фундамента по деформациям

Свайный фундамент может достигнуть предельного состояния по условию деформируемости основания. Поэтому, чтобы обеспечить эксплуатационную надежность сооружения, необходимо произвести расчет свайного фундамента по второй группе предельного состояния. Этот расчет представляет собой сравнение расчетной величины осадки s с предельной s_u для данного сооружения, устанавливаемой нормами проектирования оснований или расчетом, т. е.

$$s < s_u. \quad (3.11)$$

Осадка свай (*pile settlement*) – перемещение сваи за счет деформации основания, возникающей в результате передачи на него усилий от сооружения или изменения физического состояния грунта в период строительства или эксплуатации здания [4].

Расчет осадки свайного фундамента из свай, защемленных в грунте, ведут так же, как для условного фундамента на естественном основании методами, изложенными ранее (см. подраздел 2.6).

Размеры условного фундамента (рис. 3.3) определяются: снизу – горизонтальной плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай и служащей подошвой условного фундамента;

по боковым поверхностям – вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней рядов вертикальных свай на расстоянии $a = l \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{IIcp}}{4}$ (в предположении передачи сил трения под углом $\varphi_{cp}/4$ от боковой поверхности крайних свай). Прямые с этим углом наклона проводят от верха крайней сваи или от поверхности первого более прочного слоя грунта, силы трения которого учитываются в расчете.

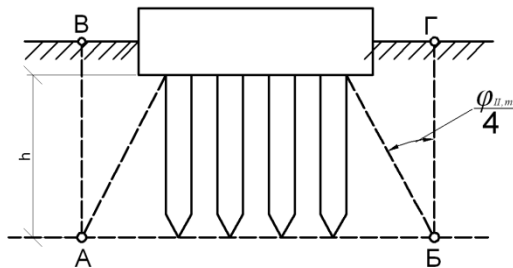


Рис. 3.3. Определение границ условного фундамента при расчете осадок свайных фундаментов при вертикальном расположении свай

В пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L > 0,6$ значение a не должно быть больше $2d$, где d – диаметр или меньшая сторона поперечного сечения сваи.

При слоистом напластовании в пределах расчетной длины сваи l_0 угол φ_{IIcp} принимается средневзвешенным:

$$\varphi_{IIcp} = \frac{\varphi_{II1} \cdot h_1 + \varphi_{II2} \cdot h_2 + \dots + \varphi_{IIn} \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (3.12)$$

где φ_{II1} , φ_{II2} , φ_{IIn} – расчетные значения углов внутреннего трения грунтов соответствующих участков сваи h_1 , h_2 , h_n . Таким образом, длина l_y подошвы условного фундамента определяется из выражения

$$l_y = m + 2l_0 \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{IIcp}}{4}, \quad (3.13)$$

где m – расстояние между внешними плоскостями свай;

l_0 – расчетная длина свай, м.

Аналогично определяется и ширина b_y подошвы условного фундамента.

Для расчета осадок в линейной фазе деформации грунтов необходимо проверить условия $p < R$, $P_{\max} \leq 1,2R$.

Для центрально нагруженных фундаментов давление p под подошвой условного фундамента определяется с учетом веса условного фундамента, т. е.

$$p = \frac{N_{0II} + N_{pII} + N_{sII} + N_{\gamma II}}{l_y \cdot b_y} = \frac{N_{II}}{A}. \quad (3.14)$$

В случае внецентренного нагружения фундамента

$$P_{\max} = \frac{N_{0II} + N_{pII} + N_{sII} + N_{\gamma II}}{l_y \cdot b_y} \pm \frac{M_{0xII}}{W_x} \pm \frac{M_{0yII}}{W_y}, \quad (3.15)$$

где N_{0II} – нагрузка, приложенная на уровне обреза ростверка;

N_{pII} – вес ростверка;

N_{sII} – вес свай;

$N_{\gamma II}$ – вес грунта в объеме выделенного условного фундамента;

M_{0II} – момент от расчетных нагрузок относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы ростверка, кН·м.

W_x – то же при подсчете момента M_{0xII} ;

W_y – момент сопротивления площади $A = l_y \cdot b_y$ относительно оси, параллельной оси, принятой при подсчете момента M_{0yII} .

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

$$R = \frac{\gamma_{e1} \cdot \gamma_{e2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^1 + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}^1 + M_c \cdot C_n].$$

Пояснения к этой формуле приведены в разделе расчета фундаментов на естественном основании (подраздел 2.4).

Дальнейший расчет осадки свайного фундамента из висячих свай производится так же, как и фундамента мелкого заложения (рис. 3.4), по методу послойного суммирования (подраздел 2.6) .

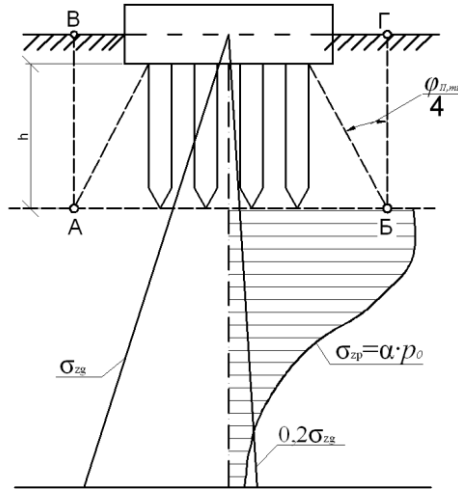


Рис. 3.4 Эпюры давлений для свайного фундамента

Расчет осадки фундамента по методу эквивалентного слоя производится по формуле

$$S = \frac{a \cdot P_{\text{доп}}}{1 + e_1} \cdot h_3, \quad \text{или} \quad S = a_0 \cdot P_{\text{доп}} \cdot h_3, \quad (3.16)$$

где a – коэффициент сжимаемости грунта:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{P_{\text{доп}}}; \quad (3.17)$$

$a_0 = \frac{a}{1 + e_1}$ – коэффициент относительной сжимаемости;

$P_{\text{доп}}$ – дополнительное давление по подошве фундамента:

$$P_{\text{доп}} = P_{\text{ср}} - \gamma_i \cdot h_i \cdot q. \quad (3.18)$$

Мощность эквивалентного слоя грунта h_3 определяется по формуле

$$h_3 = A \omega b, \quad (3.19)$$

где $A \omega$ – коэффициент эквивалентного слоя (прил. 15);

b – меньшая сторона прямоугольной подошвы (ширина) фундамента.

Расчет осадки свайного фундамента по методу послойного суммирования производится так же, как и фундамента мелкого заложения.

Если расстояние между осями свай не менее $6d$ или число продольных рядов свай не более 3, а отношение сторон ростверка в плане более 5, то осадка свайного фундамента принимается равной осадке одиночной сваи по результатам статических испытаний в тех же грунтовых условиях и расчет осадки не производится.

ЛИТЕРАТУРА

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Основания и фундаменты зданий и сооружений: Строительные нормы Республики Беларусь: СНБ 5.01.01-99. – Введ. 21.01.99. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 1999. – 36 с.
2. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Технический кодекс установившейся практики: ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 02.04.2007. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2007. – 140 с.
3. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Автоматизированные системы проектирования оптимальных размеров подошв фундаментов мелкого заложения на уплотненном основании: ПЗ-2000 к СНБ 05.01.01-99. – Введ. 12.07.2000. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. – 34 с.
4. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: ПЗ-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 25.06.2000. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. – 26 с.
5. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных свай: ПЗ-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 08.11.2000. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. – 72 с.
6. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование и устройство фундаментов из забивных пирамидальных свай: ПЗ-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Введ. 25.07.2000. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2000. – 40 с.
7. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительство. Основания и фундаменты. Термины и определения. Государственный стандарт Республики Беларусь: СТБ 1648-2006. – Введ. 20.04.2006. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2006. – 49 с.
8. П е ш к о в с к и й, Л. М. Расчеты оснований и фундаментов гражданских и промышленных зданий/ Л. М. Пешковский. – М.: Высш. шк., 1968.
9. Ф р о л о в, Н. Н. Проектирование оснований и фундаментов сооружений гидро-мелиоративных систем/ Н. Н. Фролов. – М.: Колос, 1983.
10. В е с е л о в, В. А. Проектирование оснований и фундаментов/ В. А. Веселов. – М.: Госстройиздат, 1978.
11. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Введ. 01.01.87. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Физико-механические свойства грунтов по заданиям 0 – 9

| Номер задания | Номер пласта | Мощность пласта по скважинам, м | | | Плотность частиц $\gamma_{\text{с}}$, т/м ³ | Объемная масса грунта γ , т/м ³ | Влажность W | Пределы пластичности | | Угол внутреннего трения φ° | Удельное сцепление C, мПа | Уровень грунтовых вод от пов. земли, м |
|---------------|--------------|---------------------------------|----|----|---|---|-------------|----------------------|----------------|---|---------------------------|--|
| | | 1 | 2 | 3 | | | | W _L | W _p | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| 0 | I | 2 | 3 | 2 | 2,63 | 2,01 | 0,23 | – | – | 34 | – | 1,0 |
| | II | 5 | 4 | 3 | 2,70 | 2,15 | 0,13 | 0,40 | 0,25 | 20 | 0,067 | |
| | III | 8 | 10 | 8 | 2,67 | 2,11 | 0,08 | 0,26 | 0,18 | 26 | 0,015 | |
| 1 | I | 4 | 3 | 4 | 2,70 | 2,11 | 0,15 | 0,24 | 0,19 | 25 | 0,031 | 3,0 |
| | II | 5 | 4 | 3 | 2,67 | 2,05 | 0,22 | – | – | 35 | – | |
| | III | 12 | 14 | 10 | 2,75 | 2,10 | 0,13 | 0,24 | 0,13 | 23 | 0,052 | |
| 2 | I | 5 | 6 | 5 | 2,65 | 2,09 | 0,19 | – | – | 33 | – | 1,0 |
| | II | 5 | 5 | 4 | 2,68 | 2,04 | 0,22 | 0,25 | 0,15 | 28 | 0,013 | |
| | III | 12 | 10 | 13 | 2,71 | 1,95 | 0,23 | 0,33 | 0,18 | 14 | 0,149 | |
| 3 | I | 5 | 4 | 3 | 2,63 | 2,03 | 0,22 | – | – | 36 | – | 1,2 |
| | II | 3 | 5 | 4 | 2,65 | 2,09 | 0,19 | – | – | 29 | – | |
| | III | 12 | 14 | 10 | 2,60 | 2,04 | 0,19 | 0,23 | 0,15 | 26 | 0,012 | |
| 4 | I | 1 | 2 | 3 | 2,65 | 2,08 | 0,20 | – | – | 34 | – | 1,5 |
| | II | 6 | 5 | 4 | 2,63 | 2,16 | 0,15 | 0,23 | 0,15 | 26 | 0,003 | |
| | III | 10 | 9 | 8 | 2,67 | 2,11 | 0,08 | – | – | 42 | – | |
| 5 | I | 1 | 3 | 2 | 2,67 | 2,06 | 0,22 | – | – | 33 | – | 0,5 |
| | II | 7 | 3 | 4 | 2,75 | 2,10 | 0,13 | 0,24 | 0,13 | 21 | 0,052 | |
| | III | 13 | 12 | 9 | 2,64 | 2,08 | 0,12 | – | – | 37 | – | |
| 6 | I | 4 | 6 | 3 | 2,67 | 2,14 | 0,17 | – | – | 31 | – | 1,8 |
| | II | 5 | 6 | 5 | 2,61 | 2,09 | 0,18 | – | – | 35 | – | |
| | III | 10 | 12 | 8 | 2,68 | 2,01 | 0,23 | 0,37 | 0,27 | 18 | 0,105 | |

| | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|----|----|----|------|------|------|------|------|----|-------|-----|
| 7 | I | 3 | 5 | 2 | 2,72 | 2,07 | 0,16 | 0,19 | 0,13 | 27 | 0,017 | 1,2 |
| | II | 6 | 4 | 6 | 2,63 | 2,04 | 0,13 | 0,20 | 0,13 | 25 | 0,023 | |
| | III | 12 | 10 | 11 | 2,72 | 2,15 | 0,08 | 0,39 | 0,23 | 14 | 0,213 | |
| 8 | I | 6 | 4 | 4 | 2,65 | 2,08 | 0,20 | – | – | 34 | – | 2,0 |
| | II | 5 | 4 | 6 | 2,63 | 2,16 | 0,15 | 0,23 | 0,15 | 26 | 0,003 | |
| | III | 10 | 7 | 5 | 2,67 | 2,11 | 0,08 | – | – | 42 | – | |
| 9 | I | 2 | 5 | 3 | 2,65 | 2,02 | 0,23 | – | – | 35 | – | 1,5 |
| | II | 5 | 6 | 5 | 2,66 | 2,10 | 0,19 | – | – | 37 | – | |
| | III | 12 | 11 | 10 | 2,73 | 1,98 | 0,20 | 0,21 | 0,12 | 18 | 0,058 | |

Продолжение прил. 1

| Номер задания | Гранулометрический состав (фракции от ≥ 2 до $< 0,005$ мм), % | | | | | | | | |
|---------------|--|------|-------|----------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|
| | ≥ 2 | 2–1 | 1–0,5 | 0,5–0,25 | 0,25–0,10 | 0,10–0,05 | 0,05–0,01 | 0,01–0,005 | $< 0,005$ |
| 1 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 |
| 0 | 1,0 | 12,0 | 13,0 | 10,0 | 15,0 | 20,0 | 19,0 | 10,0 | – |
| | 2,4 | 2,4 | 5,3 | 8,6 | 20,4 | 17,0 | 16,7 | 6,2 | 21,0 |
| | – | – | – | 1,3 | 10,9 | 37,2 | 30,9 | 9,5 | 10,2 |
| 1 | 3,7 | 1,4 | 10,8 | 15,0 | 23,6 | 16,8 | 15,3 | 4,0 | 9,4 |
| | – | – | 3,0 | 11,0 | 48,0 | 20,0 | 15,0 | 3,0 | – |
| | 0,8 | 0,5 | 2,9 | 10,2 | 12,1 | 29,2 | 14,5 | 9,0 | 20,8 |
| 2 | – | 13,0 | 20,0 | 20,0 | 43,0 | 3,0 | 1,0 | – | – |
| | – | – | 16,0 | 14,0 | 18,0 | 10,0 | 11,0 | 19,0 | 12,0 |
| | 0,4 | 0,4 | 1,8 | 4,8 | 8,2 | 10,2 | 38,0 | 10,5 | 25,7 |
| 3 | 1,0 | 12,0 | 13,0 | 20,0 | 15,0 | 20,0 | 19,0 | – | – |
| | 5,0 | 12,0 | 10,0 | 20,0 | 23,0 | 14,0 | 8,0 | 6,0 | 2,0 |
| | – | 0,2 | 0,5 | 1,7 | 2,0 | 10,6 | 49,5 | 25,5 | 10,0 |

Окончание прил. 1

| | | | | | | | | | |
|---|------------------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|--------------------|---------------------|
| 1 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 |
| 4 | – 5,4 21,0 | – 3,2 11,0 | 8,0 6,3 30,0 | 34,0 5,5 28,0 | 28,0 6,6 10,0 | 15,0 26,4 – | 10,0 23,4 – | 5,0 11,4 – | – 11,8 – |
| 5 | – 0,9 – | – 0,5 6,0 | 3,0 2,9 20,0 | 11,0 10,2 51,0 | 48,0 12,0 17,0 | 20,0 29,2 5,0 | 15,0 14,5 1,0 | 3,0 9,0 – | – 20,8 – |
| 6 | – – – | – 2,0 – | 7,0 13,0 0,1 | 13,0 36,0 0,4 | 50,0 25,0 2,1 | 20,0 15,0 11,4 | 5,0 5,0 38,8 | 2,0 3,0 28,7 | 3,0 1,0 18,5 |
| 7 | 0,1 0,7 – | 0,1 – – | 1,0 2,0 0,4 | 16,2 18,6 3,2 | 37,7 20,9 28,8 | 31,2 12,5 16,5 | 6,5 23,9 19,1 | 2,4 11,4 4,7 | 4,8 10,0 27,3 |
| 8 | – 5,3 21,0 | – 3,2 11,0 | 8,0 6,3 30,0 | 34,0 2,0 28,0 | 28,0 10,0 10,0 | 15,0 26,8 – | 10,0 23,4 – | 5,0 11,4 – | – 11,6 – |
| 9 | – – 2,0 | 8,0 12,0 4,3 | 14,0 20,0 10,1 | 20,0 10,0 24,3 | 30,0 37,0 15,9 | 18,0 14,0 2,6 | 5,0 5,0 21,8 | 4,0 2,0 6,8 | 1,0 – 12,2 |

Данные компрессионных испытаний грунтов основания

| Давление P, мПа | Значение коэффициента пористости по заданиям, e | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|---|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| | Задание 0 | | | Задание 1 | | | Задание 2 | | | Задание 3 | | | Задание 4 | | |
| | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт |
| 0,05 | 0,601 | 0,362 | 0,374 | 0,339 | 0,571 | 0,482 | 0,442 | 0,592 | 0,715 | 0,572 | 0,501 | 0,523 | 0,562 | 0,389 | 0,374 |
| 0,1 | 0,588 | 0,344 | 0,371 | 0,332 | 0,560 | 0,480 | 0,433 | 0,580 | 0,711 | 0,560 | 0,482 | 0,491 | 0,551 | 0,374 | 0,371 |
| 0,2 | 0,570 | 0,306 | 0,366 | 0,320 | 0,542 | 0,477 | 0,415 | 0,564 | 0,695 | 0,543 | 0,470 | 0,466 | 0,530 | 0,358 | 0,366 |
| 0,3 | 0,550 | 0,280 | 0,362 | 0,303 | 0,525 | 0,447 | 0,397 | 0,541 | 0,679 | 0,521 | 0,453 | 0,425 | 0,514 | 0,329 | 0,362 |
| 0,4 | 0,533 | 0,263 | 0,351 | 0,291 | 0,503 | 0,433 | 0,374 | 0,518 | 0,667 | 0,505 | 0,430 | 0,401 | 0,492 | 0,317 | 0,351 |

Продолжение прил. 2

| Давление P, мПа | Значение коэффициента пористости по заданиям, e | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|---|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|-----------|
| | Задание 5 | | | Задание 6 | | | Задание 7 | | | Задание 8 | | | Задание 9 | | |
| | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт | I пласт | II пласт | III пласт |
| 0,05 | 0,571 | 0,482 | 0,357 | 0,450 | 0,471 | 0,689 | 0,578 | 0,461 | 0,357 | 0,562 | 0,389 | 0,374 | 0,603 | 0,501 | 0,669 |
| 0,1 | 0,560 | 0,480 | 0,340 | 0,441 | 0,459 | 0,680 | 0,570 | 0,447 | 0,343 | 0,551 | 0,374 | 0,371 | 0,571 | 0,490 | 0,652 |
| 0,2 | 0,542 | 0,477 | 0,307 | 0,425 | 0,441 | 0,656 | 0,565 | 0,419 | 0,335 | 0,530 | 0,358 | 0,368 | 0,563 | 0,473 | 0,546 |
| 0,3 | 0,525 | 0,447 | 0,267 | 0,399 | 0,420 | 0,619 | 0,561 | 0,400 | 0,320 | 0,514 | 0,329 | 0,362 | 0,553 | 0,452 | 0,506 |
| 0,4 | 0,503 | 0,433 | 0,250 | 0,371 | 0,401 | 0,602 | 0,558 | 0,301 | 0,315 | 0,492 | 0,317 | 0,351 | 0,530 | 0,427 | 0,490 |

**Физико-механические свойства грунтов
(вариант свайного фундамента)**

| Описание грунтов | Мощность слоя грунта по заданиям, м | | | | | | | | | |
|---|-------------------------------------|------|------|------|-----|------|------|------|------|-----|
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Рыхлый насыпной грунт из мелкого песка с органическими примесями, $\gamma=1,3(0,9)$ т/м ³ ; $\varphi=12^\circ$ | 2,0 | – | 1,0 | – | – | 3,0 | – | – | – | – |
| Мелкий пылеватый водонасыщенный песок (пльвун), $\gamma=1,5(0,95)$ т/м ³ ; $\varphi=15^\circ$ | – | 4,0 | 4,0 | 2,0 | – | – | 4,0 | – | 3,0 | 2,0 |
| Супесь пылеватая влажная, $I_L=0,4$; $\gamma=1,7(1,1)$ т/м ³ ; $E=8$ МПа, $\varphi=25^\circ$ | 3,0 | – | – | – | 3,0 | – | 3,0 | 3,0 | – | 2,0 |
| Суглинок, $I_L=0,3$; $\gamma=1,8(1,15)$ т/м ³ ; $E=14$ МПа, $\varphi=22^\circ$; | – | 3,0 | – | 6,0 | 4,0 | 5,0 | – | 2,0 | 3,0 | – |
| Глина, $I_L=0,2$; $\gamma=2,1$ т/м ³ ; $E=20$ МПа; $\varphi=30^\circ$ | 12,0 | – | 10,0 | – | – | 14,0 | – | – | 10,0 | – |
| Суглинок, $I_L=0$; $\gamma=2,0$ т/м ³ ; $\varphi=32^\circ$; $E=26$ МПа. | – | 10,0 | – | 15,0 | – | – | 11,0 | – | – | – |
| Гравелистый песок, $\gamma=1,9(1,1)$ т/м ³ ; $\varphi=35^\circ$; $E=30$ МПа; | – | – | – | – | 8,0 | – | – | 12,0 | – | 9,0 |
| Уровень грунтовых вод от поверхности земли, м | 1,5 | 0,5 | 0,5 | 2,0 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 1,5 | 1,5 | 2,0 |

Пр и м е ч а н и я: 1. Объемная масса в скобках указана для грунта во взвешенном состоянии. 2. Мощность пласта в колонке измеряется от кровли до его подошвы.

НАИМЕНОВАНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ ПО СТБ 943–2007

Т а б л и ц а 1. Виды крупнообломочных и песчаных грунтов

| Виды грунтов | Распределение частиц по крупности, % от веса сухого грунта | |
|-------------------------|--|-----------------------------|
| | Размеры частиц, более, мм | Количество частиц, более, % |
| Песок гравелистый | 2 | 25 |
| Песок крупный | 0,5 | 50 |
| Песок средней крупности | 0,25 | 50 |
| Песок мелкий | 0,1 | 75 и более |
| Песок пылеватый | 0,1 | Менее 75 |

Примечание. Для установления наименования грунта по табл. 1 последовательно суммируются проценты содержания частиц исследуемого грунта: сначала – крупнее 10 мм, далее – крупнее 2 мм и т. д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.

Таблица 2. **Наименование песков по плотности в зависимости от коэффициента пористости**

| Виды песков | Плотность сложения песков (e) | | |
|--|-----------------------------------|-------------------------|------------|
| | Плотные | Средней плотности | Рыхлые |
| Пески гравелистые, крупные и средней крупности | $e < 0,55$ | $0,55 \leq e \leq 0,70$ | $e > 0,70$ |
| Пески мелкие | $e < 0,60$ | $0,60 \leq e \leq 0,75$ | $e > 0,75$ |
| Пески пылеватые | $e < 0,60$ | $0,60 \leq e \leq 0,80$ | $e > 0,80$ |

Таблица 3. **Виды глинистых грунтов**

| Наименование вида | Число пластичности |
|-------------------|---------------------------|
| Супесь | $0,01 \leq I_p \leq 0,07$ |
| Суглинок | $0,07 < I_p \leq 0,17$ |
| Глина | $I_p > 0,17$ |

Таблица 4. **Наименования глинистых грунтов по консистенции**

| Наименование грунтов | Показатель |
|----------------------|--------------------------|
| Супеси: | |
| твердые | $I_L < 0$ |
| пластичные | $0 \leq I_L \leq 1$ |
| текучие | $I_L > 1$ |
| Суглинки и глины: | |
| твердые | $I_L < 0$ |
| полутвердые | $0 \leq I_L \leq 0,25$ |
| тугопластичные | $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ |
| мягкопластичные | $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ |
| текучепластичные | $0,75 \leq I_L \leq 1$ |
| текучие | $I_L > 1$ |

Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов

| Пески | Значение R_0 , кПа, в зависимости от прочности песков | |
|-----------------------|---|---|
| | Прочные при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,54 | Средней прочности при коэффициенте пористости e от 0,55 до 0,75 |
| Крупные | 600 | 500 |
| Средние | 500 | 400 |
| Мелкие: | | |
| маловлажные и влажные | 400 | 300 |
| водонасыщенные | 300 | 250 |
| Пылеватые: | | |
| маловлажные | 300 | 250 |
| влажные | 250 | 150 |
| водонасыщенные | 200 | 100 |

Примечание. В таблице значения R_0 даны для меньшего значения e . Для большего значения e приведенные в таблице значения R_0 для прочных грунтов следует умножать на 0,9, а для грунтов средней прочности – на 0,8; для промежуточных значений e значение R_0 допускается определять линейной интерполяцией.

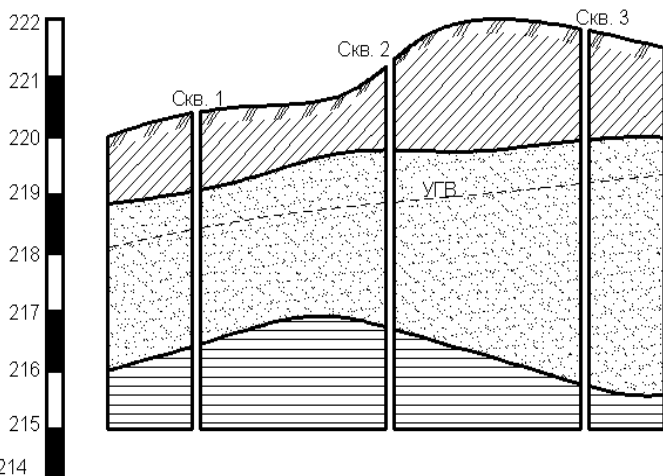
Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов (кроме моренных и лессовых)

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

Примечание. Для глинистых грунтов с промежуточными значениями e и I_L допускается определять величины R_0 , пользуясь интерполяцией, вначале по e для значений $I_L=0$ и $I_L=1$, затем по I_L между полученными значениями для $I_L=0$ и $I_L=1$.

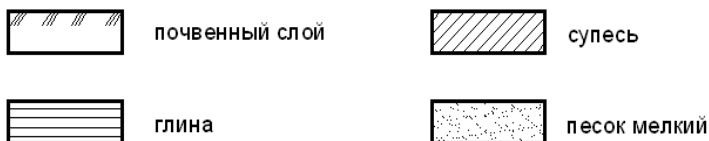
Приложение 6

Геолого-литологический разрез



| | | | |
|---------------------------|-------|-------|-------|
| Глубина скважины, м | 5.6 | 6.4 | 6.6 |
| Расстояние, м | | 68 | 64 |
| Отметка устья скважины, м | 220.4 | 221.2 | 221.8 |

Условные обозначения к геолого-литологическому разрезу



Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} , γ_{c2}

| Грунты | Кэф- фициент γ_{c1} | Коэффициент γ_{c2} для сооруже- ний с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооруже- ния или его отсека к высоте L/H , равном | |
|--|----------------------------------|--|-------------|
| | | 4 и более | 1,5 и менее |
| Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых | 1,40 | 1,20 | 1,40 |
| Пески мелкие | 1,30 | 1,10 | 1,30 |
| Пески пылеватые: | | | |
| маловлажные и влажные | 1,25 | 1,00 | 1,20 |
| насыщенные водой | 1,10 | 1,00 | 1,20 |
| Пылевато-глинистые, а также крупнообло- мочные (с пылевато-глинистым заполните- лем) с показателем текучести грунта или за- полнителя $I_L \leq 0,25$ | 1,25 | 1,00 | 1,10 |
| То же при $0,25 < I_L \leq 0,5$ | 1,20 | 1,00 | 1,10 |
| То же при $I_L > 0,5$ | 1,10 | 1,00 | 1,00 |

Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях (L/H) значение коэффициента γ_{c2} определяется по интерполяции.

Значения коэффициентов M_y , M_q , M_c

| Угол внутреннего трения φ^H , град | Значения коэффици- ентов | | | Угол внутреннего трения φ^H , град | Значения коэффици- ентов | | |
|--|-----------------------------|-------|-------|--|-----------------------------|-------|-------|
| | M_y | M_q | M_c | | M_y | M_q | M_c |
| 0 | 0,00 | 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 | 6,76 |
| 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 | 6,43 | 8,55 |
| 10 | 0,18 | 1,73 | 4,17 | 33 | 1,44 | 6,76 | 8,88 |
| 11 | 0,21 | 1,83 | 4,29 | 34 | 1,55 | 7,22 | 9,22 |
| 12 | 0,23 | 1,94 | 4,42 | 35 | 1,68 | 7,71 | 9,58 |
| 13 | 0,26 | 2,05 | 4,55 | 36 | 1,81 | 8,24 | 9,97 |
| 14 | 0,29 | 2,17 | 4,69 | 37 | 1,95 | 8,81 | 10,37 |
| 15 | 0,32 | 2,30 | 4,84 | 38 | 2,11 | 9,44 | 10,80 |
| 16 | 0,36 | 2,43 | 4,99 | 39 | 2,28 | 10,11 | 11,25 |
| 17 | 0,39 | 2,57 | 5,15 | 40 | 2,46 | 10,85 | 11,73 |
| 18 | 0,43 | 2,73 | 5,31 | 41 | 2,66 | 11,65 | 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 |

Примечание. Расчетное сопротивление грунтов основания (R), кПа, при прерыви-
стых фундаментах определяется как для ленточных фундаментов.

Коэффициент затухания напряжений α

| $\beta = \frac{2z}{b}$ | Коэффициент (α) для фундаментов | | | | | | | |
|------------------------|--|---|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| | круглых | прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным | | | | | | ленточных |
| | | 1,0 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5,0 | |
| 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 | 0,971 | 0,911 | 0,977 |
| 0,8 | 0,756 | 0,800 | 0,848 | 0,866 | 0,876 | 0,879 | 0,881 | 0,881 |
| 1,2 | 0,547 | 0,606 | 0,682 | 0,717 | 0,739 | 0,749 | 0,754 | 0,755 |
| 1,6 | 0,390 | 0,449 | 0,532 | 0,578 | 0,612 | 0,629 | 0,639 | 0,642 |
| 2,0 | 0,285 | 0,336 | 0,414 | 0,463 | 0,505 | 0,530 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,214 | 0,257 | 0,325 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,165 | 0,201 | 0,260 | 0,304 | 0,349 | 0,383 | 0,410 | 0,420 |
| 3,2 | 0,130 | 0,160 | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374 |
| 3,6 | 0,106 | 0,131 | 0,173 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,319 | 0,337 |
| 4,0 | 0,087 | 0,108 | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,073 | 0,091 | 0,123 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,255 | 0,280 |
| 4,8 | 0,062 | 0,077 | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,053 | 0,067 | 0,091 | 0,113 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,239 |
| 5,6 | 0,046 | 0,058 | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,223 |
| 6,0 | 0,040 | 0,051 | 0,070 | 0,081 | 0,110 | 0,136 | 0,173 | 0,208 |
| 6,4 | 0,036 | 0,045 | 0,062 | 0,077 | 0,099 | 0,122 | 0,158 | 0,196 |
| 6,8 | 0,031 | 0,040 | 0,055 | 0,064 | 0,088 | 0,110 | 0,145 | 0,185 |
| 7,2 | 0,028 | 0,036 | 0,049 | 0,062 | 0,080 | 0,100 | 0,133 | 0,175 |
| 7,6 | 0,024 | 0,032 | 0,044 | 0,056 | 0,072 | 0,091 | 0,123 | 0,166 |
| 8,0 | 0,022 | 0,029 | 0,040 | 0,051 | 0,066 | 0,084 | 0,113 | 0,158 |

Примечания: 1. В таблице обозначено: b – ширина или диаметр фундамента, l – длина фундамента.

2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$.

3. Для промежуточных значений η и β коэффициент α определяется по интерполяции.

П4-2000 к СНБ 5.01.01–99. Расчетные сопротивления грунта под нижними концами забивных свай

| Глубина погружения нижнего конца свай, м | Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R , кПа | | | | | | | | | | |
|--|--|-------------|------|-------------------|-------------|-------------|------|------|------|-----|-----|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | | | | | |
| | гравелистых | крупных | – | средней крупности | мелких | пылеватых | – | – | – | – | – |
| | пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном | | | | | | | | | | |
| | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 2 | <u>7100</u> | <u>6000</u> | 2500 | <u>3400</u> | <u>1800</u> | <u>1200</u> | 900 | 800 | 600 | 400 | 300 |
| | 6000 | 3200 | | 1800 | 1300 | 1000 | | | | | |
| 3 | <u>7500</u> | <u>6600</u> | 3500 | <u>3800</u> | <u>2100</u> | <u>1300</u> | 1000 | 900 | 700 | 500 | 400 |
| | 6500 | 4000 | | 2200 | 1600 | 1200 | | | | | |
| 4 | <u>8300</u> | <u>6800</u> | 4000 | <u>4400</u> | <u>2300</u> | <u>1350</u> | 1100 | 1000 | 750 | 550 | 450 |
| | 7000 | 4800 | | 2600 | 1700 | 1300 | | | | | |
| 5 | <u>8900</u> | <u>7000</u> | 4400 | <u>4600</u> | <u>2400</u> | <u>1400</u> | 1150 | 1050 | 800 | 600 | 500 |
| | 7500 | 6000 | | 2800 | 2000 | 1350 | | | | | |
| 6 | <u>9400</u> | <u>7200</u> | 4500 | <u>4700</u> | <u>2450</u> | <u>1450</u> | 1200 | 1100 | 850 | 650 | 550 |
| | 8100 | 6500 | | 3000 | 2100 | 1400 | | | | | |
| 7 | <u>9700</u> | <u>7300</u> | 4600 | <u>4800</u> | <u>2500</u> | <u>1500</u> | 1250 | 1150 | 900 | 700 | 600 |
| | 8500 | 6900 | | 3200 | 2200 | 1450 | | | | | |
| 8 | <u>9900</u> | <u>7550</u> | 4800 | <u>4900</u> | <u>2600</u> | <u>1550</u> | 1280 | 1170 | 920 | 720 | 610 |
| | 8700 | 7100 | | 3300 | 2300 | 1500 | | | | | |
| 9 | <u>10200</u> | <u>7800</u> | 4900 | <u>5000</u> | <u>2560</u> | <u>1600</u> | 1300 | 1200 | 940 | 740 | 620 |
| | 6500 | 7200 | | 3400 | 2350 | 1550 | | | | | |
| 10 | <u>10500</u> | <u>7900</u> | 5000 | <u>5100</u> | <u>2700</u> | <u>1650</u> | 1320 | 1220 | 960 | 760 | 630 |
| | 9100 | 7350 | | 3500 | 2400 | 1600 | | | | | |
| 12 | <u>11000</u> | <u>8200</u> | 5200 | <u>5200</u> | <u>2800</u> | <u>1750</u> | 1350 | 1250 | 980 | 780 | 640 |
| | 9300 | 7500 | | 3700 | 2500 | 1650 | | | | | |
| 15 | <u>11700</u> | <u>8500</u> | 5600 | <u>5400</u> | <u>3000</u> | <u>1900</u> | 1380 | 1280 | 1000 | 800 | 650 |
| | 9500 | 7700 | | 4000 | 2600 | 1700 | | | | | |
| 20 | <u>12600</u> | <u>8800</u> | 6200 | <u>5600</u> | <u>3200</u> | <u>1950</u> | 1400 | 1300 | 1020 | 820 | 680 |
| | 10000 | 7800 | | 4500 | 2700 | 1750 | | | | | |
| 25 | <u>13400</u> | <u>9000</u> | 6800 | <u>5800</u> | <u>3500</u> | <u>2000</u> | 1450 | 1320 | 1040 | 840 | 700 |
| | 10500 | 7900 | | 4800 | 2800 | 1800 | | | | | |

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

2. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и R_f в таблицах прил. 10 и 11 определяются интерполяцией.

П4-2000 к СНБ 5.01.01–99. Расчетные сопротивления грунта по боковой поверхности забивных свай

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

Примечания. 1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай следует учитывать требования, изложенные в примечаниях к таблице прил. 10.

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

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

Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай

| Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов | Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай | |
|--|---|--|
| | под нижним концом (γ_{cr}) | на боковой поверхности (γ_{cf}) |
| 1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами | 1,0 | 1,0 |
| 2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее чем на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре: | | |
| а) равном стороне квадратной сваи | 1,0 | 0,5 |
| б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи | 1,0 | 0,6 |
| в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач) | 1,0 | 1,0 |
| 3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более | 1,0 | 0,9 |
| 4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты: | | |
| а) песчаные средней плотности: | | |
| крупные и средней крупности | 1,2 | 1,0 |
| мелкие | 1,1 | 1,0 |
| пылеватые | 1,0 | 1,0 |
| б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$: | | |
| супеси | 0,9 | 0,9 |
| суглинки | 0,8 | 0,9 |
| глины | 0,7 | 0,9 |
| в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$ | 1,0 | 1,0 |
| 5. Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом: | | |
| а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее | 1,0 | 1,0 |
| б) то же от 0,4 до 0,8 м | 0,7 | 1,0 |

Примечание. Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} по позиции 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией.

Таблица 1. Основные параметры трубчатых дизель-молотов, выпускаемых отечественной промышленностью

| Тип молота | Марка модели | Вес ударной части Q , кН | Энергия удара W , кДж | Число ударов в мин | Общий вес молота, кН |
|------------------------|--------------|----------------------------|-------------------------|--------------------|----------------------|
| Трубчатый дизель-молот | С-859 | 18,0 | 32,0 | – | 35,0 |
| | С-945 | 25,0 | 43,5 | 43 | 58,0 |
| | С-954 | 35,0 | 61,0 | – | 73,0 |
| | С-974 | 50,0 | 90,0 | 55 | 90,0 |

Таблица 2. Расчетная высота падения ударной части молота H , м

| Тип молота | Высота H , м, для свай | |
|-----------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| | вертикальных | с наклоном не более 3:1 |
| Подвесной или одиночного действия | $H = H_1$ | $H = 0,8H$ |
| Дизельный или двойного действия | $H = W/Q$ | $H = 0,8W/Q$ |

Примечание. H – фактическая величина хода ударной части молота, м; W – энергия удара молота, кДж (принимается по паспорту); Q – вес ударной части молота, кН.

Таблица 1. Значения коэффициента однородности и условий работы m

| Тип свайного ростверка | Значения m при числе свай в фундаменте | | | |
|------------------------|--|------|-------|------------|
| | 1–5 | 6–10 | 11–20 | 21 и более |
| Высокий | 0,48 | 0,51 | 0,54 | 0,60 |
| Низкий | 0,51 | 0,54 | 0,60 | 0,60 |

Таблица 2. Расчетные сопротивления основания свай при горизонтальной нагрузке P_r при горизонтальном перемещении свай $\Delta_r = 1$ см

| Вид грунтов, залегающих от подошвы ростверка до глубины $l_o = k \cdot d$ | Расчетная глубина заделки свай в грунте l_o , см | | Расчетные сопротивления основания свай P_r , кН | | | | | |
|---|--|----------------|---|-----|-----|--------------------------------------|-------|-------|
| | деревянных | железобетонных | деревянных диаметром, см | | | железобетонных размерами сечения, см | | |
| | | | 28 | 30 | 32 | 30×30 | 35×35 | 40×40 |
| Пески (кроме пылеватых) средней плотности; суглинки и глины тугопластичные | 4,5 d | 6 d | 2,6 | 2,8 | 2,8 | 6,0 | 7,0 | 8,0 |
| Пески рыхлые и пылеватые; супеси пластичные; суглинки и глины мягкопластичные | 5 d | 7 d | 1,4 | 1,5 | 1,6 | 2,5 | 3,0 | 3,5 |
| Илы, суглинки и глины текучепластичные | 6 d | 8 d | 0,5 | 0,5 | 0,6 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Примечание. k – коэффициент, изменяющийся от 4,5 до 8; d – диаметр, см, круглого или сторона квадратного либо большая сторона прямоугольного поперечного сечения свай.

Коэффициенты эквивалентного слоя A_0 для фундаментов с прямоугольной подошвой

| Соотношение сторон $n=1/b$ | Коэффициент A_0 при μ_0 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|-------------------------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------|-------------|-------------------|
| | 0,1 | | | 0,2 | | | 0,25 | | | 0,3 | | | 0,35 | | | 0,4 | | |
| | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ | $A\omega_0$ | $A\omega_m$ | $A\omega_{const}$ |
| 1 | 1,13 | 0,96 | 0,89 | 1,2 | 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 | 1,3 | 1,21 | 1,66 | 1,4 | 1,32 | 1,91 | 1,62 | 1,52 | 2,44 | 2,07 | 1,94 |
| 2 | 1,55 | 1,31 | 1,23 | 1,63 | 1,39 | 1,3 | 1,72 | 1,47 | 1,37 | 1,88 | 1,6 | 1,4 | 2,16 | 1,83 | 1,72 | 2,76 | 2,34 | 2,2 |
| 3 | 1,81 | 1,55 | 1,46 | 1,9 | 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 | 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 | 2,9 |
| 5 | 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 | 3,1 |
| 6 | 2,25 | 1,98 | – | 2,37 | 2,09 | – | 2,5 | 2,21 | – | 2,72 | 2,41 | – | 3,14 | 2,76 | – | 4,0 | 3,53 | – |
| 7 | 2,35 | 2,06 | – | 2,47 | 2,18 | – | 2,61 | 2,31 | – | 2,84 | 2,51 | – | 3,26 | 2,87 | – | 4,18 | 3,67 | – |
| 8 | 2,43 | 2,14 | – | 2,56 | 2,26 | – | 2,7 | 2,4 | – | 2,94 | 2,61 | – | 3,38 | 2,98 | – | 4,32 | 3,82 | – |
| 9 | 2,51 | 2,21 | – | 2,62 | 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 | 2,4 | 2,26 | 2,86 | 2,54 | 2,38 | 3,12 | 2,77 | 2,6 | 3,58 | 3,17 | 2,98 | 4,58 | 4,05 | 3,82 |

**Сваи сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой
сечением 300, 350 и 400 мм и длиной до 10 м**

| Марка | <i>L</i> | <i>B</i> | <i>h</i> | Класс бетона | <i>F</i> | <i>V</i> , м ³ | Масса, т |
|----------------|----------|----------|----------|-----------------|----------|---------------------------|----------|
| СП30.30-1 | 3000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,28 | 0,7 |
| СП30.30-2(2а) | 3000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,28 | 0,7 |
| СП40.30-1 | 4000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,37 | 0,95 |
| СП40.30-2(2а) | 4000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,37 | 0,95 |
| СП50.30-3 | 5000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,46 | 1,15 |
| СП50.30-4(4а) | 5000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,46 | 1,15 |
| СП60.30-3 | 6000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,55 | 1,40 |
| СП60.30-4(4а) | 6000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,55 | 1,40 |
| СП60.30-5(5а) | 6000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,55 | 1,40 |
| СП70.30-3 | 7000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,64 | 1,60 |
| СП70.30-4(4а) | 7000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,64 | 1,60 |
| СП70.30-5(5а) | 7000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,64 | 1,60 |
| СП70.30-6(6а) | 7000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,64 | 1,60 |
| СП80.30-3 | 8000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,73 | 1,85 |
| СП80.30-4(4а) | 8000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,73 | 1,85 |
| СП80.30-5(5а) | 8000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,73 | 1,85 |
| СП80.30-6(6а) | 8000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,73 | 1,85 |
| СП80.30-7(7а) | 8000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,7 | 1,85 |
| СП80.30-8(8а) | 8000 | 300 | 300 | C20/25 | F50 | 0,73 | 1,85 |
| СП90.30-4(4а) | 9000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,82 | 2,05 |
| СП90.30-5(5а) | 9000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,82 | 2,05 |
| СП90.30-6(6а) | 9000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,82 | 2,05 |
| СП90.30-7(7а) | 9000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,82 | 2,05 |
| СП90.30-8(8а) | 9000 | 300 | 300 | C20/25 | F50 | 0,82 | 2,05 |
| СП100.30-4(4а) | 10000 | 300 | 300 | C16/20 | F50 | 0,91 | 2,30 |

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|---|----|
| Введение..... | 3 |
| 1. Задание для курсового проектирования..... | 3 |
| 1.1. Разработка курсового проекта..... | 3 |
| 1.2. Отчетный материал по проекту..... | 5 |
| 2. Фундамент мелкого заложения | 6 |
| 2.1. Определение вида грунтов, слагающих площадку строительства, и оценка их физико-механических свойств | 6 |
| 2.2. Выбор глубины заложения подошвы фундамента..... | 9 |
| 2.3. Подсчет нагрузок, действующих на фундамент..... | 10 |
| 2.4. Выбор типа фундамента и определение его размеров..... | 11 |
| 2.5. Построение эпюр распределения напряжений ниже подошвы фундамен- та и определение сжимаемой (активной) толщи грунта..... | 18 |
| 2.6. Вычисление осадки фундамента мелкого заложения..... | 22 |
| 2.7. Вычисление устойчивости фундамента на сдвиг и опрокидывание | 24 |
| 3. Свайный фундамент | 27 |
| 3.1. Основные положения по расчету и проектированию свайных фундаментов..... | 27 |
| 3.2. Выбор глубины заложения подошвы свайного ростверка и назначение его размеров..... | 28 |
| 3.3. Расчет и конструирование свайного фундамента..... | 30 |
| 3.4. Расчет основания свайного фундамента по деформациям..... | 35 |
| Литература..... | 39 |
| Приложения..... | 40 |