

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Геотехника и экология в строительстве»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания и задания
к практическим занятиям
для студентов строительных специальностей

Минск
БНТУ
2011

УДК 624.131+624.15 (075.8)

ББК 38.58я7

М 55

С о с т а в и т е л и:

*М.И. Никитенко, С.Н. Банников, В.А. Сернов,
И.Л. Бойко, В.Н. Кравцов*

Р е ц е н з е н т ы:

В.Е. Сеськов, Г.А. Колпашиников

Методические указания разработаны для студентов строительных специальностей и охватывают основные вопросы расчета фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов по двум группам предельных состояний, а также инъекционных анкеров и шпунтовых ограждений. По каждому разделу приведены примеры расчета, даны варианты заданий по всем изучаемым вопросам.

Методические указания составлены в соответствии со строительными нормами Республики Беларусь СНБ 5.01.01–99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений», а также ТКП 45-5.01-67–2007 «Фундаменты плитные. Правила проектирования» [1–8].

1. АНАЛИЗ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

Для оценки свойств грунтов используются физические и механические характеристики. В лабораторных условиях экспериментально определяют три основные физические характеристики:

– удельный вес грунта γ – отношение веса образца грунта к его объему, кН/м³;

– удельный вес частиц грунта γ_s – отношение веса твердых частиц к их объему, кН/м³;

– природная весовая влажность грунта W – отношение массы содержащейся в нем воды к массе твердых частиц, %.

Зная величины γ , γ_s и W можно путем вычислений определить следующие характеристики:

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

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

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

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

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

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

Наименование песков по плотности в зависимости от коэффициента пористости e приводится в табл. 1.1

Таблица 1.1

Наименование песков по плотности

| Виды песков | Плотность сложения песков | | |
|--|---------------------------|-------------------------|------------|
| | 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 | $e < 0,60$ | $0,60 \leq e \leq 0,80$ | $e > 0,80$ |

Состояние песчаных грунтов по водонасыщенности оценивается по степени влажности S_r :

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

Удельный вес воды γ_w принимается равным 10 кН/м^3 .

По степени влажности S_r различают пески:

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

Наименование пылевато-глинистых грунтов и их состояние определяются по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L :

$$I_p = W_L - W_p, \quad I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}.$$

Здесь W_L – влажность на границе текучести, %;

W_p – влажность на границе раскатывания, %.

W – природная влажность, %;

Наименование грунтов по числу пластичности I_p и по содержанию глинистых частиц приводится в табл. 1.2. Консистенция глинистых грунтов определяется по показателю текучести I_L (табл. 1.3).

Таблица 1.2

Наименование грунтов по числу пластичности

| Наименование грунтов | Содержание глинистых частиц (диаметром менее 0,005 мм), % по весу | Число пластичности I_p |
|----------------------|---|--------------------------|
| Глина | Более 30 | Более 17 |
| Суглинок | 30–10 | 17–7 |
| Супесь | 10–3 | 7–1 |
| Песок | Менее 3 | Менее 1 |

Таблица 1.3

Консистенции глинистых грунтов по показателю текучести

| Наименование грунтов | Показатель текучести I_L |
|-------------------------|----------------------------|
| Супеси | |
| Твердые | $I_L \leq 0$ |
| Пластичные | $0 < I_L \leq 1,0$ |
| Текучие | $I_L > 1,0$ |
| Суглинки и глины | |
| Твердые | $I_L \leq 0$ |
| Полутвердые | $0 < I_L \leq 0,25$ |
| Тугопластичные | $0,25 < I_L \leq 0,5$ |
| Мягкопластичные | $0,5 < I_L \leq 0,75$ |
| Текучепластичные | $0,75 < I_L \leq 1,0$ |
| Текучие | $I_L > 1,0$ |

Задание 1.1

Исходные данные по заданиям приведены в табл. 1.4.

1. Определить следующие физико-механические характеристики грунтов: $\gamma_d, n, e, S_p, J_p, J_L$.

2. Оценить состояние песчаных грунтов по коэффициенту пористости e и степени влажности S_r .

3. Определить вид пылевато-глинистого грунта по числу пластичности J_p и его физическое состояние по показателю текучести J_L .

Полученные данные о свойствах грунтов рекомендуется занести в сводную табл. 1.5.

Таблица 1.4

Основные физические характеристики грунтов

| Номер задания | Номер пласта | Удельный вес грунта $\gamma, \text{кН/м}^3$ | Удельный вес частиц грунта $\gamma_s, \text{кН/м}^3$ | Влажность $W, \%$ | $E, \text{МПа}$ (для задания 4.1) | Пределы пластичности* | | Мощность пласта, м | УГВ от поверхности грунта, м |
|---------------|--------------|---|--|-------------------|--------------------------------------|-----------------------|-----------|--------------------|------------------------------|
| | | | | | | $W_L, \%$ | $W_p, \%$ | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | 1 | 17,4 | 26,5 | 12 | 15 | - | - | 5 | 3,5 |
| | 2 | 19,6 | 27,2 | 21 | 24 | 22 | 13 | 9 | |
| 2 | 1 | 18,5 | 26,5 | 15 | 19 | - | - | 4,5 | 3,6 |
| | 2 | 21,5 | 27,4 | 16 | 15 | 23 | 15 | 8 | |
| 3 | 1 | 17,7 | 26,5 | 12 | 18 | - | - | 6 | 4,5 |
| | 2 | 20,4 | 27,3 | 13 | 21 | 21 | 15 | 7 | |
| 4 | 1 | 19,1 | 26,1 | 9 | 19 | - | - | 5 | 4,2 |
| | 2 | 20,1 | 26,9 | 23 | 25 | 37 | 27 | 7 | |
| 5 | 1 | 18,5 | 26,7 | 16 | 23 | - | - | 5 | 4 |
| | 2 | 20,9 | 27,4 | 13 | 16 | 24 | 13 | 8 | |
| 6 | 1 | 17,8 | 26,5 | 15 | 17 | - | - | 6 | 4,5 |
| | 2 | 21,6 | 27,1 | 15 | 14 | 23 | 15 | 7 | |
| 7 | 1 | 19,9 | 26,5 | 11 | 16 | - | - | 4 | 3,5 |
| | 2 | 20,4 | 27,0 | 18 | 15 | 24 | 15 | 9 | |
| 8 | 1 | 18,8 | 26,4 | 10 | 10 | - | - | 4,5 | 3,5 |
| | 2 | 20,4 | 26,8 | 22 | 20 | 25 | 14 | 8 | |
| 9 | 1 | 21,0 | 26,0 | 13 | 12 | - | - | 5,5 | 4 |
| | 2 | 19,5 | 26,7 | 22 | 26 | 23 | 11 | 7,5 | |
| 10 | 1 | 17,9 | 26,3 | 13 | 11 | - | - | 7 | 5 |
| | 2 | 21,1 | 26,7 | 10 | 17 | 26 | 18 | 8 | |
| 11 | 1 | 18,7 | 26,5 | 15 | 8 | - | - | 6 | 4 |

| | | | | | | | | | |
|----|---|------|------|----|----|----|----|---|-----|
| | 2 | 21,4 | 27,6 | 17 | 27 | 24 | 16 | 7 | |
| 12 | 1 | 18,4 | 26,5 | 11 | 12 | - | - | 5 | 3,5 |
| | 2 | 20,5 | 27,3 | 14 | 35 | 20 | 14 | 6 | |
| 13 | 1 | 19,0 | 26,2 | 10 | 11 | - | - | 4 | 3,5 |
| | 2 | 20,2 | 26,8 | 22 | 9 | 36 | 26 | 8 | |

Окончание табл. 1.4

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|----|---|------|------|----|----|----|----|----|-----|
| 14 | 1 | 18,4 | 26,6 | 9 | 8 | - | - | 7 | 4,5 |
| | 2 | 20,8 | 27,3 | 13 | 16 | 24 | 13 | 5 | |
| 15 | 1 | 17,6 | 26,7 | 11 | 21 | - | - | 4 | 3 |
| | 2 | 21,2 | 27,4 | 13 | 9 | 25 | 11 | 11 | |
| 16 | 1 | 19,3 | 26,1 | 15 | 14 | - | - | 5 | 3,4 |
| | 2 | 20,2 | 27,0 | 12 | 19 | 20 | 10 | 9 | |
| 17 | 1 | 18,0 | 26,3 | 14 | 24 | - | - | 5 | 2,9 |
| | 2 | 22,0 | 27,6 | 20 | 26 | 28 | 17 | 8 | |
| 18 | 1 | 19,0 | 26,0 | 13 | 15 | - | - | 7 | 4 |
| | 2 | 20,7 | 27,3 | 17 | 19 | 28 | 18 | 9 | |
| 19 | 1 | 19,3 | 26,2 | 17 | 20 | - | - | 4 | 2,5 |
| | 2 | 21,4 | 27,8 | 16 | 26 | 29 | 11 | 10 | |
| 20 | 1 | 17,8 | 26,1 | 14 | 8 | - | - | 9 | 3,5 |
| | 2 | 21,3 | 27,2 | 26 | 24 | 31 | 19 | 6 | |
| 21 | 1 | 19,7 | 26,0 | 13 | 19 | - | - | 8 | 4 |
| | 2 | 21,9 | 27,4 | 19 | 10 | 27 | 10 | 8 | |
| 22 | 1 | 17,9 | 26,8 | 17 | 7 | - | - | 5 | 2,9 |
| | 2 | 23,0 | 27,5 | 20 | 15 | 24 | 9 | 7 | |
| 23 | 1 | 17,4 | 26,9 | 15 | 8 | - | - | 4 | 3 |
| | 2 | 20,9 | 27,1 | 20 | 17 | 27 | 19 | 10 | |
| 24 | 1 | 19,2 | 26,5 | 13 | 16 | - | - | 7 | 4 |
| | 2 | 21,9 | 27,4 | 12 | 11 | 36 | 12 | 7 | |
| 25 | 1 | 19,0 | 26,9 | 16 | 27 | - | - | 6 | 3,5 |
| | 2 | 21,0 | 27,7 | 17 | 20 | 21 | 10 | 7 | |
| 26 | 1 | 19,9 | 26,2 | 14 | 8 | - | - | 4 | 3,1 |
| | 2 | 22,5 | 27,2 | 17 | 9 | 30 | 15 | 8 | |
| 27 | 1 | 18,0 | 26,7 | 7 | 12 | - | - | 3 | 3 |
| | 2 | 20,5 | 27,1 | 19 | 17 | 27 | 9 | 10 | |
| 28 | 1 | 19,6 | 26,0 | 8 | 14 | - | - | 7 | 4 |
| | 2 | 22,1 | 27,0 | 20 | 8 | 28 | 16 | 5 | |
| 29 | 1 | 17,4 | 26,9 | 9 | 19 | - | - | 9 | 3 |
| | 2 | 21,0 | 27,0 | 26 | 22 | 34 | 20 | 4 | |
| 30 | 1 | 17,2 | 26,8 | 11 | 10 | - | - | 5 | 2,9 |

| | | | | | | | | | |
|--|---|------|------|----|----|----|----|---|--|
| | 2 | 20,8 | 27,7 | 13 | 26 | 24 | 13 | 7 | |
|--|---|------|------|----|----|----|----|---|--|

Примечание. Отсутствие значений свидетельствует о наличии пласта песчаного грунта.

Таблица 1.5

Данные свойств грунта

| Показатели | Значения показателей для слоев грунта | |
|---|---------------------------------------|----------|
| | 1-й слой | 2-й слой |
| Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³ | | |
| Удельный вес грунта γ , кН/м ³ | | |
| Природная влажность W , % | | |
| Степень влажности S_r | | |
| Число пластичности I_p | | |
| Показатель текучести I_L | | |
| Коэффициент пористости e | | |
| Наименование грунта и его физическое состояние | | |

2. ПОСТРОЕНИЕ ЭПЮРЫ ПРИРОДНОГО ДАВЛЕНИЯ

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 удельного веса грунта γ и глубины h рассматриваемой горизонтальной плоскости.

Вертикальные напряжения в однородном грунте от собственного веса грунта σ_{zg} на глубине от поверхности h (рис. 2.1, а) будут

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot h. \quad (2.1)$$

В случае напластования грунта с разными удельными весами полные вертикальные напряжения определяются путем сложения давлений от веса отдельных слоев, т. е.

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.2)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес, кН/м^3 , и толщина i -го слоя грунта, м.

Эпора природного давления в первом случае изобразится прямой, проходящей через начало координат (рис. 2.1, а), а во втором – ломаной линией с точками перегиба на границах слоев или зеркале грунтовой воды (рис. 2.1, б).

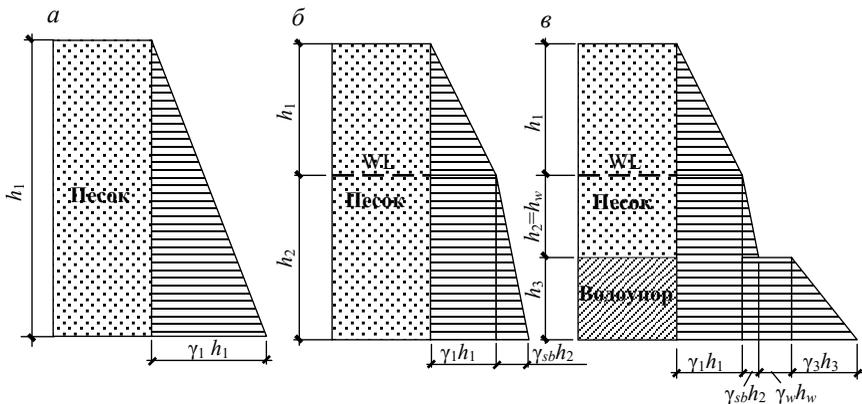


Рис. 2.1. Эпо́ры природных давлений:

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

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, определяется с учетом взвешивания твердых частиц водой:

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e), \quad (2.3)$$

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

e – коэффициент пористости водонасыщенного грунта.

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой – глина или суглинок твердой или полутвердой консистенции, то на его кровлю передается давление от грунта и подземных вод (рис. 2.1, в). Тогда формула (2.2) запишется в виде

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

где h_w – мощность слоя воды до водоупора, м. В этом случае на эпюре природного давления появляется ступень, величина которой равна гидростатическому давлению воды (рис. 2.1, в).

Пример 2. Построить эпюру природного давления для геологического разреза, показанного рис. 2.1, в, имеющего два слоя:

1-й – песок мощностью $h_1 + h_2 = 6$ м, удельный вес частиц грунта $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$, удельный вес грунта $\gamma_1 = 18 \text{ кН/м}^3$, коэффициент пористости $e = 0,54$. Уровень подземных вод проходит на глубине $h_1 = 4$ м от поверхности грунта.

2-й слой – глина в твердом состоянии мощностью $h_3 = 5$ м, удельный вес минеральных частиц $\gamma_s = 27 \text{ кН/м}^3$, удельный вес грунта $\gamma_2 = 21 \text{ кН/м}^3$. Слой глины является водоупором.

Решение

Вычисляем значения природных давлений.

1. На уровне грунтовых вод на глубине 4 м по формуле (2.1)

$$\sigma_{zg1} = 18 \cdot 4 = 72 \text{ кПа.}$$

Определяем удельный вес грунта для первого слоя во взвешенном состоянии γ_{sb} по формуле (2.3):

$$\gamma_{sb} = (26,5 - 10)/(1 + 0,54) = 10,7 \text{ кН/м}^3.$$

2. На границе первого и второго слоев грунта по формуле (2.2):

$$\sigma_{zg2} = 18 \cdot 4 + 10,7 \cdot 2 = 93,4 \text{ кПа.}$$

3. На кровле слоя глины с учетом давления воды по формуле

$$\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg2} + \gamma_w \cdot h_2 = 93,4 + 10 \cdot 2 = 113,4 \text{ кПа.}$$

4. На нижней границе слоя глины

$$\sigma'_{zg3} = \sigma'_{zg2} + \gamma_2 \cdot h_3 = 113,4 + 21 \cdot 5 = 218,4 \text{ кПа.}$$

Для построения эпюры бытового давления откладываем ординаты, соответствующие вычисленным значениям, и соединяем их концы прямыми линиями.

З а д а н и е 2

Построить эпюру бытового давления для исходных данных, приведенных в табл. 1.3, и результатов расчета задания 1. При построении эпюры принять удельный вес воды $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$.

3. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЖИМАЮЩИХ НАПРЯЖЕНИЙ В ОСНОВАНИИ ПО ГЛУБИНЕ ПОД ЦЕНТРОМ ФУНДАМЕНТА

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 теории линейно деформируемых тел.

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

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0, \quad (3.1)$$

где α – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по табл. 3.1 в зависимости от формы подошвы, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$;

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

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.

Таблица 3.1

Значения коэффициента α

| $\xi = 2z/b$ | Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$ | | | | | | Ленточные фундаменты при $\eta \geq 10$ |
|--------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|---|
| | 1,0 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5,0 | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0,0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,960 | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 0,8 | 0,800 | 0,848 | 0,866 | 0,876 | 0,879 | 0,881 | 0,881 |
| 1,2 | 0,606 | 0,682 | 0,717 | 0,739 | 0,749 | 0,754 | 0,755 |
| 1,6 | 0,449 | 0,532 | 0,578 | 0,612 | 0,629 | 0,639 | 0,642 |
| 2,0 | 0,336 | 0,414 | 0,463 | 0,505 | 0,530 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,257 | 0,325 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,201 | 0,260 | 0,304 | 0,349 | 0,383 | 0,410 | 0,420 |
| 3,2 | 0,160 | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374 |

| | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 3,6 | 0,131 | 0,173 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,319 | 0,337 |
| 4,0 | 0,108 | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,091 | 0,123 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,255 | 0,280 |
| 4,8 | 0,077 | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,067 | 0,091 | 0,113 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,239 |
| 5,6 | 0,058 | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,223 |
| 6,0 | 0,051 | 0,070 | 0,087 | 0,110 | 0,136 | 0,173 | 0,208 |
| 6,4 | 0,045 | 0,062 | 0,077 | 0,099 | 0,122 | 0,158 | 0,196 |

Окончание табл. 3.1

| | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 6,8 | 0,040 | 0,055 | 0,064 | 0,088 | 0,110 | 0,145 | 0,185 |
| 7,2 | 0,036 | 0,049 | 0,062 | 0,080 | 0,100 | 0,133 | 0,175 |
| 7,6 | 0,032 | 0,044 | 0,056 | 0,072 | 0,091 | 0,123 | 0,166 |
| 8,0 | 0,029 | 0,040 | 0,051 | 0,066 | 0,084 | 0,113 | 0,158 |
| 8,4 | 0,026 | 0,037 | 0,046 | 0,060 | 0,077 | 0,105 | 0,150 |
| 8,8 | 0,024 | 0,033 | 0,042 | 0,055 | 0,071 | 0,098 | 0,143 |
| 9,2 | 0,022 | 0,031 | 0,039 | 0,051 | 0,065 | 0,091 | 0,137 |
| 9,6 | 0,020 | 0,028 | 0,036 | 0,047 | 0,060 | 0,085 | 0,132 |
| 10,0 | 0,019 | 0,026 | 0,033 | 0,043 | 0,056 | 0,079 | 0,126 |
| 11,2 | 0,015 | 0,021 | 0,027 | 0,035 | 0,045 | 0,065 | 0,113 |
| 12,0 | 0,013 | 0,018 | 0,023 | 0,031 | 0,040 | 0,058 | 0,106 |

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

Пример 3. Определить вертикальные сжимающие напряжения в основании по оси, проходящей через центр ленточного фундамента, имеющего ширину $b = 2$ м. Глубина заложения фундамента 1,5 м. Нагрузка на фундамент $N = 400$ кН. Удельный вес грунта $\gamma = 18$ кН/м³ (рис. 3.1).

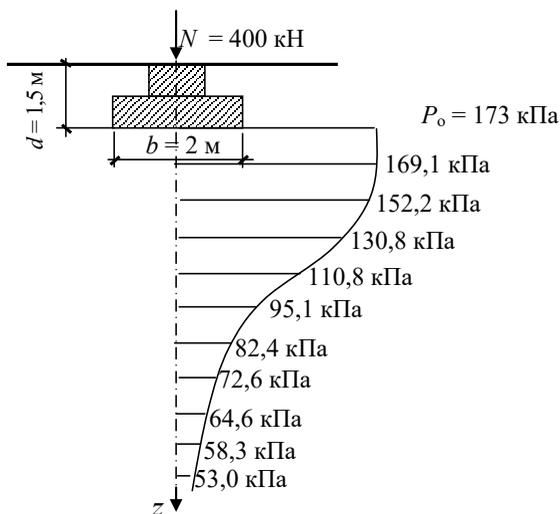


Рис. 3.1. Эпюра дополнительных вертикальных напряжений

Решение

Среднее давление по подошве фундамента

$$P = N/A = 400/2 \cdot 1 = 200 \text{ кПа.}$$

Природное давление на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zgp} = \gamma \cdot d_{\text{п}} = 18 \cdot 1,5 = 27 \text{ кПа.}$$

Дополнительное вертикальное давление под подошвой фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zgp} = 200 - 27 = 173 \text{ кПа.}$$

По табл. 3.1 определяем значение коэффициентов α для ленточного фундамента ($\eta \geq 10$).

Вычисления по формуле (3.1) сводим в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Пример расчета дополнительных напряжений σ_{zp}

| $z, \text{ м}$ | $\xi = \frac{2z}{b}$ | α | $\sigma_{zp}, \text{ кПа}$ |
|----------------|----------------------|----------|----------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 0,0 | 0,0 | 1,000 | 173 |
| 0,4 | 0,4 | 0,977 | 169,1 |
| 0,8 | 0,8 | 0,881 | 152,2 |
| 1,2 | 1,2 | 0,755 | 130,8 |
| 1,6 | 1,6 | 0,642 | 110,8 |
| 2,0 | 2,0 | 0,550 | 95,1 |
| 2,4 | 2,4 | 0,477 | 82,4 |
| 2,8 | 2,8 | 0,420 | 72,6 |
| 3,2 | 3,2 | 0,374 | 64,6 |
| 3,6 | 3,6 | 0,337 | 58,3 |
| 4,0 | 4,0 | 0,306 | 53,0 |
| 4,4 | 4,4 | 0,280 | 48,4 |
| 4,8 | 4,8 | 0,258 | 44,6 |
| 5,2 | 5,2 | 0,239 | 41,3 |

Окончание табл. 3.2

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|------|------|-------|------|
| 5,6 | 5,6 | 0,223 | 38,6 |
| 6,0 | 6,0 | 0,208 | 36,0 |
| 6,4 | 6,4 | 0,196 | 33,9 |
| 6,8 | 6,8 | 0,185 | 32,0 |
| 7,2 | 7,2 | 0,175 | 30,3 |
| 7,6 | 7,6 | 0,166 | 28,7 |
| 8,0 | 8,0 | 0,158 | 27,3 |
| 8,4 | 8,4 | 0,150 | 26,0 |
| 8,8 | 8,8 | 0,143 | 24,7 |
| 9,2 | 9,2 | 0,137 | 23,7 |
| 9,6 | 9,6 | 0,132 | 22,8 |
| 10,0 | 10,0 | 0,126 | 21,8 |

Задание 3.2. Построить эпюру дополнительных нормальных напряжений по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента до глубины, равной $5b$.

Исходные данные приведены в табл. 3.3. Удельный вес грунта выше подошвы фундамента принять $\gamma' = 18 \text{ кН/м}^3$.

Дополнительные нормальные напряжения следует определять для глубин с шагом не более $0,4b$ в пределах сжимаемой толщ.

Таблица 3.3

Исходные данные к заданию 3

| Варианты заданий | Нагрузка на фундамент N , кН | Размеры подошвы фундамента | | Глубина заложения подошвы фундамента $d_{п}$, м | Варианты заданий | Нагрузка на фундамент N , кН | Размеры подошвы фундамента | | Глубина заложения подошвы фундамента $d_{п}$, м |
|------------------|--------------------------------|----------------------------|---------|--|------------------|--------------------------------|----------------------------|---------|--|
| | | b , м | l , м | | | | b , м | l , м | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | 100 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 16 | 400 | 2,5 | 4,5 | 2,2 |
| 2 | 100 | 1,0 | 1,5 | 1,5 | 17 | 400 | 3,3 | 3,5 | 2,5 |
| 3 | 100 | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 18 | 400 | 3,3 | 4,0 | 2,5 |

Окончание табл. 3.3

| | | | | | | | | | |
|----|-----|-----|-----|-----|----|-----|-----|-----|-----|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 4 | 150 | 1,0 | 2,5 | 1,0 | 19 | 400 | 3,3 | 4,5 | 3,0 |
| 5 | 150 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 20 | 500 | 3,3 | 5,5 | 2,0 |
| 6 | 150 | 1,5 | 2,0 | 2,0 | 21 | 500 | 3,5 | 4,4 | 2,5 |
| 7 | 200 | 1,5 | 2,5 | 1,5 | 22 | 500 | 3,5 | 4,5 | 3,0 |
| 8 | 200 | 1,5 | 3,0 | 2,0 | 23 | 450 | 3,5 | 5,5 | 2,0 |
| 9 | 200 | 2,0 | 2,0 | 2,5 | 24 | 450 | 3,5 | 5,5 | 2,5 |
| 10 | 250 | 2,2 | 2,5 | 1,5 | 25 | 450 | 4,0 | 4,5 | 3,0 |
| 11 | 250 | 2,2 | 3,3 | 2,0 | 26 | 350 | 4,0 | 5,0 | 1,5 |
| 12 | 250 | 2,2 | 3,5 | 2,5 | 27 | 350 | 4,0 | 5,5 | 2,0 |
| 13 | 300 | 2,5 | 3,3 | 1,5 | 28 | 350 | 4,0 | 6,0 | 2,5 |
| 14 | 300 | 2,5 | 3,5 | 2,0 | 29 | 350 | 5,0 | 6,0 | 3,0 |
| 15 | 300 | 2,5 | 4,0 | 2,5 | 30 | 250 | 5,0 | 5,5 | 3,5 |

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ

Осадки фундаментов определяют исходя из линейной зависимости между деформациями и напряжениями в грунте. В связи с этим для определения предела применимости решений линейно-деформируемой среды важно знать значение того наибольшего вертикального нормального напряжения на грунт, до которого зависимость между деформациями грунта и напряжениями можно считать линейной. Значения этого давления принято называть расчетным сопротивлением основания R , кПа, величину которого находят из выражения

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (4.1)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 4.1;

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

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения грунта φ по табл. 4.2;

k_z – коэффициент, принимаемый:

при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента на глубину $2b$ (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле (2.3)), кН/м³;

γ'_{II} – то же выше подошвы с учетом уплотнения засыпки;

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

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

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II},$$

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

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

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

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

Примечания:

1. Формулу (4.1) допускается применять при любой форме фундамента в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , принимается $b = \sqrt{A}$.

2. Если $d_1 > d$ (d – глубина заложения фундамента от уровня планировки), в формуле (4.1) принимается $d_1 = d$ и $d_b = 0$.

Таблица 4.1

Значения коэффициентов γ_{c1}, γ_{c2}

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

| | | | |
|---|------|-----|-----|
| Насыщенные водой | 1,1 | 1,0 | 1,2 |
| Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем – с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$ | 1,25 | 1,0 | 1,1 |
| То же при $0,25 < I_L \leq 0,5$ | 1,2 | 1,0 | 1,1 |
| То же, при $I_L > 0,5$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся те сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет применения мероприятий, указанных в п. 8.13 СНБ 5.01.01–99.

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

3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по методу интерполяции.

Таблица 4.2

Значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c

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

| | | | | | | | |
|----|------|------|------|----|------|-------|-------|
| 10 | 0,18 | 1,73 | 4,17 | 33 | 1,44 | 6,76 | 8,88 |
| 11 | 0,21 | 1,83 | 4,29 | 34 | 1,55 | 7,22 | 9,22 |
| 12 | 0,23 | 1,94 | 4,42 | 35 | 1,68 | 7,71 | 9,58 |
| 13 | 0,26 | 2,05 | 4,55 | 36 | 1,81 | 8,24 | 9,97 |
| 14 | 0,29 | 2,17 | 4,69 | 37 | 1,95 | 8,81 | 10,37 |
| 15 | 0,32 | 2,30 | 4,84 | 38 | 2,11 | 9,44 | 10,80 |
| 16 | 0,36 | 2,43 | 4,99 | 39 | 2,28 | 10,11 | 11,25 |
| 17 | 0,39 | 2,57 | 5,15 | 40 | 2,46 | 10,85 | 11,73 |
| 18 | 0,43 | 2,73 | 5,31 | 41 | 2,66 | 11,64 | 12,24 |
| 19 | 0,47 | 2,89 | 5,48 | 42 | 2,88 | 12,51 | 12,79 |
| 20 | 0,51 | 3,06 | 5,66 | 43 | 3,12 | 13,46 | 13,37 |
| 21 | 0,56 | 3,24 | 5,84 | 44 | 3,38 | 14,50 | 13,98 |
| 22 | 0,61 | 3,44 | 6,04 | 45 | 3,66 | 15,64 | 14,64 |
| 23 | 0,69 | 3,65 | 6,24 | | | | |

Пример определения расчетного сопротивления основания

Приведенная глубина заложения фундамента со стороны подвального помещения

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{11} = 0,5 + 0,1 \cdot 22/18 = 0,62 \text{ м.}$$

Расстояние от уровня планировки до пола подвала

$$d_b = d - (h_s + h_{cf}) = 2,4 - (0,5 + 0,1) = 1,8 \text{ м.}$$

По табл. 4.2 для угла внутреннего трения $\varphi = 14^\circ$ находим безразмерные коэффициенты $M_\gamma = 0,29$; $M_q = 2,17$; $M_c = 4,69$, а по табл. 4.1 для $I_L > 0,5$ – коэффициент условий работы грунта $\gamma_{c1} = 1,0$ и коэффициент условий работы $\gamma_{c2} = 1,0$ для здания с жесткой конструктивной схемой при отношении длины здания к его высоте $L/H = 2,75$. Ввиду того, что показатели грунтов получены по результатам испытаний образцов, отобранных на строительной площадке, принимаем $k = 1$.

Для принятых данных расчетное сопротивление определим по формуле (4.1):

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,29 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 19 + 2,17 \cdot 0,62 \cdot 18 + \\ + (2,17 - 1) \cdot 1,8 \cdot 18 + 4,69 \cdot 29) = 214,7 \text{кПа.}$$

З а д а н и е 4

Здание с жесткой конструктивной схемой. Относительные размеры здания $L/H = 2,75$. Характеристики грунтов определены в лаборатории на соответствующих приборах. Определить расчетное сопротивление грунтов основания для трех фундаментов производственного здания с подвалом шириной 18 м (рис. 4.1):

- задание 4, а. Фундамент под наружную стену секции здания с подвалом;
- задание 4, б. Фундамент под наружную стену секции здания без подвала;
- задание 4, в. Фундамент внутренней колонны в подвале.

При выполнении задания исходные данные взять из табл. 4.3.

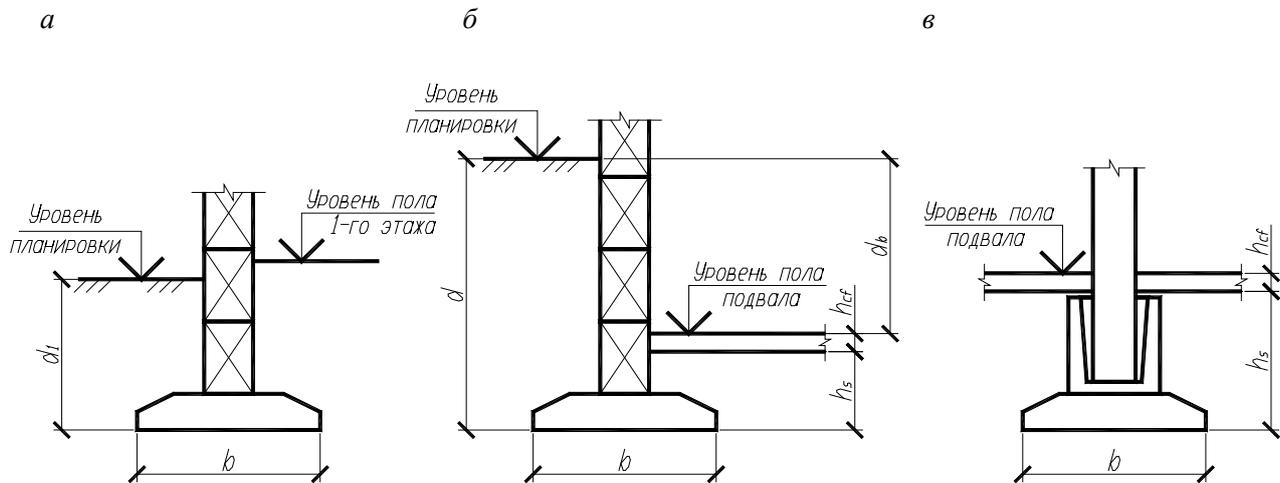


Рис. 4.1. Расчетные схемы для фундамента под наружную стену здания без подвала (а), фундамента под наружную стену здания с подвалом (б) и фундамента внутренней колонны в подвале (в)

Исходные данные к заданию 4

| Варианты заданий | Вид грунтов, на которых закладывались фундаменты, и их характери- стики | Задание 4а. Фундамент под наружную стену секции здания с подвалом | | | | | | Задание 4б. Фундамент под наружную стену секции здания без подвала | | Задание 4в. Фундамент внутренней колонны в подвале | | | |
|------------------|---|---|---------|-------------|--------------|-----------|-------------------|--|-----------|--|-----------|--------------|--------------------------------------|
| | | b , м | d , м | $d_{в}$, м | h_{cf} , м | h_s , м | γ_{cf} , м | b , м | d_1 , м | $b \cdot l$, м | h_s , м | h_{cf} , м | γ_{cf} , кН/м ³ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 1 | Песок средний $\varphi_{II} = 38^\circ$, $\gamma_{II} = 18$ кН/м ³ $\gamma'_{II} = 17$ кН/м ³ | 1,5 | 3,0 | 2,4 | 0,10 | 0,5 | 22 | 1,0 | 1,3 | 1,0×1,0 | 1,3 | 0,10 | 22 |
| 2 | | 1,0 | 3,0 | 2,3 | 0,10 | 0,6 | 22 | 1,5 | 1,5 | 1,0×1,2 | 0,9 | 0,10 | 22 |
| 3 | | 1,5 | 2,6 | 2,0 | 0,10 | 0,5 | 22 | 2,0 | 1,6 | 1,0×1,4 | 1,0 | 0,10 | 22 |
| 4 | | 2,0 | 2,7 | 2,1 | 0,10 | 0,5 | 22 | 2,5 | 1,5 | 1×1,6 | 1,1 | 0,10 | 22 |
| 5 | | 2,5 | 2,8 | 2,05 | 0,15 | 0,6 | 23 | 1,3 | 1,8 | 1,0×1,8 | 1,15 | 0,15 | 23 |
| 6 | | 2,0 | 3,0 | 2,15 | 0,15 | 0,7 | 23 | 2,5 | 1,4 | 1,2×1,2 | 1,35 | 0,15 | 23 |
| 7 | | 3,0 | 3,0 | 2,05 | 0,15 | 0,8 | 23 | 2,0 | 1,2 | 1,2×1,4 | 0,95 | 0,15 | 23 |
| 8 | | 2,0 | 2,7 | 1,95 | 0,15 | 0,6 | 23 | 1,5 | 1,5 | 1,2×1,6 | 1,05 | 0,15 | 23 |
| 9 | | 2,5 | 2,8 | 2,0 | 0,10 | 0,7 | 22 | 2,0 | 2,0 | 1,2×1,8 | 1,2 | 0,10 | 22 |
| 10 | | 3,5 | 4,0 | 3,05 | 0,15 | 0,8 | 23 | 1,3 | 1,8 | 1,2×2,0 | 1,25 | 0,15 | 23 |
| 11 | Суглинок $I_L = 0,55$ $\varphi_{II} = 15^\circ$, $\gamma_{II} = 19$ кН/м ³ $\gamma'_{II} = 18$ кН/м ³ $C_{II} = 30$ кПа | 1,5 | 3,0 | 2,4 | 0,10 | 0,5 | 22 | 1,0 | 1,0 | 1,4×1,4 | 1,4 | 0,10 | 22 |
| 12 | | 1,0 | 3,0 | 2,3 | 0,10 | 0,6 | 22 | 1,5 | 2,0 | 1,4×1,6 | 0,9 | 0,10 | 22 |
| 13 | | 1,5 | 2,6 | 2,0 | 0,10 | 0,5 | 22 | 2,0 | 2,0 | 1,4×1,8 | 1,0 | 0,10 | 22 |
| 14 | | 2,0 | 2,7 | 2,1 | 0,10 | 0,5 | 22 | 2,5 | 1,5 | 1,4×2,0 | 1,2 | 0,10 | 22 |
| 15 | | 2,5 | 2,8 | 2,05 | 0,15 | 0,6 | 23 | 1,3 | 1,5 | 1,4×2,2 | 1,15 | 0,15 | 23 |
| 16 | | 3,5 | 3,0 | 2,15 | 0,15 | 0,7 | 23 | 1,3 | 2,0 | 1,8×1,8 | 1,25 | 0,15 | 23 |
| 17 | | 4,0 | 3,0 | 2,05 | 0,15 | 0,8 | 23 | 1,4 | 1,3 | 1,8×2,0 | 1,35 | 0,15 | 23 |
| 18 | | 2,5 | 2,7 | 1,95 | 0,15 | 0,6 | 23 | 1,5 | 1,8 | 1,8×2,2 | 0,85 | 0,15 | 23 |
| 19 | | 2,0 | 2,8 | 2,0 | 0,10 | 0,7 | 22 | 1,2 | 1,5 | 1,8×2,4 | 1,0 | 0,10 | 22 |
| 20 | | 3,0 | 4,0 | 3,05 | 0,15 | 0,8 | 23 | 1,3 | 1,0 | 1,8×2,6 | 1,05 | 0,15 | 23 |

Окончание табл. 4.3

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
|----|---|-----|------|------|------|-----|----|-----|-----|---------|------|------|----|
| 21 | Глина $I_L = 0,4$ $\varphi_{II} = 18^\circ$, $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$ $\gamma'_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$ $C_{II} = 60 \text{ кПа}$ | 1,0 | 3,0 | 2,4 | 0,10 | 0,5 | 22 | 1,0 | 1,5 | 2,0×2,0 | 1,2 | 0,10 | 22 |
| 22 | | 1,5 | 3,0 | 2,3 | 0,10 | 0,6 | 22 | 2,0 | 1,0 | 2,0×2,2 | 1,3 | 0,10 | 22 |
| 23 | | 2,0 | 2,6 | 2,0 | 0,10 | 0,5 | 22 | 2,0 | 1,5 | 2,0×2,4 | 1,4 | 0,10 | 22 |
| 24 | | 2,5 | 2,7 | 2,1 | 0,10 | 0,5 | 22 | 1,5 | 1,7 | 2,0×2,6 | 0,9 | 0,10 | 22 |
| 25 | | 3,0 | 2,8 | 2,05 | 0,15 | 0,6 | 23 | 2,5 | 1,6 | 2,0×2,8 | 0,95 | 0,15 | 23 |
| 26 | | 3,5 | 3,0 | 2,15 | 0,15 | 0,7 | 23 | 1,7 | 1,5 | 2,2×2,2 | 1,05 | 0,15 | 23 |
| 27 | | 4,0 | 3,0 | 2,05 | 0,15 | 0,8 | 23 | 1,6 | 1,3 | 2,2×2,4 | 1,15 | 0,15 | 23 |
| 28 | | 2,5 | 2,7 | 1,95 | 0,15 | 0,6 | 23 | 1,5 | 1,1 | 2,2×2,6 | 1,25 | 0,15 | 23 |
| 29 | | 2,0 | 2,8 | 2,0 | 0,10 | 0,7 | 22 | 2,0 | 1,0 | 2,2×2,8 | 1,4 | 0,10 | 22 |
| 30 | | 3,0 | 4,45 | 3,5 | 0,15 | 0,8 | 23 | 1,9 | 1,4 | 2,2×3,0 | 0,85 | 0,15 | 23 |

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ МЕТОДОМ 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.

Расчет осадки производится в следующей последовательности:

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

б) слева от осевой линии строится эпюра бытового давления. Справа от оси строится эта же эпюра, но уменьшенная в пять ($0,2\sigma_{zg}$ – для фундаментов шириной $b \leq 5$ м и модулем деформации грунта $E_0 \geq 5$ 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.

Пример расчета осадки фундамента

Исходные данные:

а) нагрузка от колонны на уровне обреза фундамента $N_0'' = 1000$ кН;

б) глубина заложения фундамента $d = 1,5$ м;

Решение

1. Определение среднего давления p под подошвой фундамента.

$$p = \frac{N_0''}{A} + \gamma'_{II} d.$$

Площадь подошвы фундамента $A = b \cdot l = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ м}^2$.

Осредненный удельный вес материала фундамента и грунта над его уступами γ'_{II} принимаем равным 22 кН/м^3 .

$$p = \frac{1000}{3,15} + 22 \cdot 1,5 = 350,5 \text{ кПа.}$$

2. Построение эпюры бытовых давлений в правой части расчетной схемы (рис. 5.1). Значения σ_{zg} определяются в точках изменения удельного веса грунта на границах слоев и уровне грунтовых вод:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 19,5 \cdot 1,1 = 21,5 \text{ кН/м}^3.$$

Песок ниже уровня грунтовых вод находится во взвешенном состоянии. Его удельный вес

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e) = (26,5 - 10)/(1 + 0,6) = 10,3 \text{ кН/м}^3.$$

Бытовое давление на кровле второго слоя грунта

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb} \cdot h_2 = 21,5 + 10,3 \cdot 1,3 = 34,9 \text{ кПа.}$$

Бытовое давление на водоупоре с учетом гидростатического давления воды

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_w \cdot h_2 = 34,9 + 10 \cdot 1,3 = 47,9 \text{ кПа.}$$

Бытовое давление на нижней границе разведанной толщи

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_2 \cdot h_3 = 47,9 + 20,2 \cdot 7 = 189,3 \text{ кПа.}$$

3. Бытовое давление в уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb} \cdot 0,4 = 21,5 + 10,3 \cdot 0,4 = 25,6 \text{ кПа.}$$

4. Дополнительное давление на основание под подошвой фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 350,5 - 25,6 = 324,9 \text{ кПа.}$$

5. Построение эпюры дополнительных напряжений σ_{zp} в правой части расчетной схемы (см. рис. 5.1).

Для построения эпюры дополнительных напряжений зона под подошвой разбивается на элементарные слои толщиной

$$h = 0,2 \cdot b = 0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \text{ м.}$$

Дополнительное вертикальное напряжение σ_{zp} на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяется по формуле

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

Значения коэффициента α определяются по табл. 3.1 в зависимости от значений ξ и $\eta = l/b = 2,1/1,5 = 1,4$.

6. **Определение глубины сжимаемой толщи грунта H_c** из условия $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$. Для этого в правой части расчетной схемы строится эпюра бытовых давлений со значениями, уменьшенными в пять раз (рис. 5.1). Точка пересечения графиков $\sigma_{zp} = f(h)$ и $0,2\sigma_{zg} = f(h)$ соответствует глубине сжимаемой толщи $H_c = 4,4$ м.

7. **Определение осадки основания** в пределах сжимаемой толщи методом послойного суммирования по формуле

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

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

Расчет осадки удобно выполнять в табличном виде (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Пример расчета осадки фундамента

| $\xi = 2z/b$ | z , м | α | $\sigma_{zp,i}$, кПа | $\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа | E_i , МПа | S_i , мм |
|--------------|---------|----------|-----------------------|----------------------------|-------------|------------|
| 0,0 | 0,0 | 1,000 | 324,9 | | | |
| 0,4 | 0,3 | 0,972 | 315,8 | 320,4 | 20 | 3,85 |
| 0,8 | 0,6 | 0,848 | 275,5 | 295,7 | 20 | 3,55 |
| 1,2 | 0,9 | 0,688 | 223,5 | 249,5 | 20 | 2,99 |
| 1,6 | 1,2 | 0,532 | 172,8 | 198,2 | 17 | 2,80 |
| 2,0 | 1,5 | 0,414 | 134,5 | 153,7 | 17 | 2,17 |
| 2,4 | 1,8 | 0,325 | 105,6 | 120,1 | 17 | 1,69 |
| 2,8 | 2,1 | 0,260 | 84,5 | 95,1 | 17 | 1,34 |
| 3,2 | 2,4 | 0,210 | 68,2 | 76,4 | 17 | 1,08 |
| 3,6 | 2,7 | 0,173 | 56,2 | 62,2 | 17 | 0,88 |
| 4,0 | 3,0 | 0,145 | 47,1 | 51,7 | 17 | 0,73 |
| 4,4 | 3,3 | 0,122 | 39,6 | 43,4 | 17 | 0,61 |
| 4,8 | 3,6 | 0,105 | 34,1 | 36,9 | 17 | 0,52 |
| 5,2 | 3,9 | 0,091 | 29,6 | 31,9 | 17 | 0,45 |
| 5,6 | 4,2 | 0,079 | 25,7 | 27,7 | 17 | 0,39 |
| 6,0 | 4,5 | 0,070 | 22,7 | 24,2 | 17 | 0,34 |
| 6,4 | 4,8 | 0,062 | 20,1 | 21,4 | | |
| 6,8 | 5,1 | 0,055 | 17,9 | 19,0 | | |

$$S = \sum S_i = 23,39 \text{ мм.}$$

Осадка фундамента составляет 23,39 мм. Сравниваем это значение с предельно допустимым S_u по прил. Б СНБ 5.01.01–99.

З а д а н и е 5.1

Методом послойного суммирования определить вероятную величину осадки фундамента с геометрическими параметрами в соответствии с заданием 4.1в. Исходные данные взять из табл. 1.4.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКИ, ДОПУСКАЕМОЙ НА СВАЮ

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, определяется путем деления ее несущей способности на коэффициент надежности коэффициент надежности метода испытаний γ_k :

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ кН}, \quad (6.1)$$

где $\gamma_k = 1,4$, если F_d определяется расчетом по таблицам нормативных документов;

$\gamma_k = 1,25$, если F_d определяется расчетом по результатам статического зондирования;

$\gamma_k = 1,2$, если F_d определяется по результатам испытания сваи статической нагрузкой.

6.1. Расчет несущей способности забивной сваи по таблицам пособия П4-2000 к СНБ 5.01.01–99

Несущую способность F_d забивной защемленной в грунте сваи, работающей на сжимающую нагрузку, определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под ее нижним концом и на боковой поверхности в соответствии с пособием П4–2000 к СНБ 5.01.01–99 по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cr}RA + \sum U_i\gamma_{cf}h_iR_{fi}),$$

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

γ_{cr} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, для сплошных забивных свай, погружаемых паровоздушными и дизельными молотами без лидерных скважин, $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 6.1;

A – площадь опирания на грунт сваи, м²;

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

R_{fi} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 6.2;

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

Таблица 6.1

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи

| Глубина погружения нижнего конца сваи, м | Расчетные сопротивления R под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, 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 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 2 | <u>7100</u> 6000 | <u>6000</u> 3200 | 2500 | <u>3400</u> 1800 | <u>1800</u> 1300 | <u>1200</u> 1000 | 900 | 800 | 600 | 400 | 300 |
| 3 | <u>7500</u> 6500 | <u>6600</u> 4000 | 3500 | <u>3800</u> 2200 | <u>2100</u> 1600 | <u>1300</u> 1200 | 1000 | 900 | 700 | 500 | 400 |
| 4 | <u>8300</u> 7000 | <u>6800</u> 4800 | 4000 | <u>4400</u> 2600 | <u>2300</u> 1700 | <u>1350</u> 1300 | 1100 | 1000 | 750 | 550 | 450 |
| 5 | <u>8900</u> 7500 | <u>7000</u> 6000 | 4400 | <u>4600</u> 2800 | <u>2400</u> 2000 | <u>1400</u> 1350 | 1150 | 1050 | 800 | 600 | 500 |
| 6 | <u>9400</u> 8100 | <u>7200</u> 6500 | 4500 | <u>4700</u> 3000 | <u>2450</u> 2100 | <u>1450</u> 1400 | 1200 | 1100 | 850 | 650 | 550 |
| 7 | <u>9700</u> 8500 | <u>7300</u> 6900 | 4600 | <u>4800</u> 3200 | <u>2500</u> 2200 | <u>1500</u> 1450 | 1250 | 1150 | 900 | 700 | 600 |
| 8 | <u>9900</u> 8700 | <u>7550</u> 7100 | 4800 | <u>4900</u> 3300 | <u>2600</u> 2300 | <u>1550</u> 1500 | 1280 | 1170 | 920 | 720 | 610 |
| 9 | <u>10200</u> 6500 | <u>7800</u> 7200 | 4900 | <u>5000</u> 3400 | <u>2560</u> 2350 | <u>1600</u> 1550 | 1300 | 1200 | 940 | 740 | 620 |
| 10 | <u>10500</u> 9100 | <u>7900</u> 7350 | 5000 | <u>5100</u> 3500 | <u>2700</u> 2400 | <u>1650</u> 1600 | 1320 | 1220 | 960 | 760 | 630 |

Окончание табл. 6.1

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|----|--------------|-------------|------|-------------|-------------|-------------|------|------|------|-----|-----|
| 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 пылеато-глинистых.

2. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылеато-глинистых грунтов, значения R и R_{fi} в табл. 6.1 и 6.2 определяются методом интерполяции.

Таблица 6.2

Расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности свай

| Средняя глубина располо- жения слоя грунта, м | Расчетные сопротивления R_{fi} i -го слоя грунтов на боковой поверхно- сти забивных свай и свай-оболочек, кПа | | | | | | | | | | |
|---|--|--------------|---------------------------|-------------|----------------|------|------|------|------|-----|-----|
| | песчаных грунтов средней плотности | | | | | | | | | | |
| | граве- ли- стых | круп- ных | средней круп- ности | мел- ких | пыле- ватых | – | – | – | – | – | – |
| | пылеато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном | | | | | | | | | | |
| | 0,0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 1 | <u>60</u> | <u>55</u> | <u>45</u> | <u>40</u> | <u>30</u> | 12,0 | 9,0 | 6,0 | 5,0 | 4,0 | 3,0 |
| | 45 | 38 | 35 | 25 | 15 | | | | | | |
| 2 | <u>70</u> | <u>60</u> | <u>55</u> | <u>50</u> | <u>35</u> | 17,0 | 13,0 | 9,0 | 7,5 | 7,0 | 5,0 |
| | 55 | 45 | 42 | 32 | 22 | | | | | | |
| 3 | <u>80</u> | <u>65</u> | <u>60</u> | <u>55</u> | <u>40</u> | 21,0 | 17,0 | 11,0 | 9,0 | 7,5 | 6,0 |
| | 60 | 52 | 48 | 38 | 28 | | | | | | |
| 4 | <u>85</u> | <u>70</u> | <u>63</u> | <u>58</u> | <u>44</u> | 24,0 | 19,0 | 13,0 | 10,0 | 8,0 | 6,5 |
| | 65 | 55 | 53 | 40 | 32 | | | | | | |
| 5 | <u>90</u> | <u>75</u> | <u>68</u> | <u>61</u> | <u>47</u> | 26,0 | 21,0 | 15,0 | 11,0 | 8,5 | 7,0 |
| | 70 | 60 | 56 | 43 | 34 | | | | | | |
| 6 | <u>95</u> | <u>80</u> | <u>72</u> | <u>63</u> | <u>48</u> | 29,0 | 23,0 | 16,0 | 12,0 | 9,0 | 7,5 |
| | 72 | 65 | 60 | 45 | 35 | | | | | | |

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|----|------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|------|------|------|------|------|-----|
| 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 |
| 25 | $\frac{120}{90}$ | $\frac{100}{82}$ | $\frac{90}{80}$ | $\frac{74}{54}$ | $\frac{60}{44}$ | 39,0 | 32,0 | 22,0 | 15,0 | 11,0 | 8,0 |

Примечания.

1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай R_{fi} следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 1 и 2 к табл. 6.1.

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

Пример 6.1

Определить расчетную нагрузку, допускаемую на забивную сваю с поперечным сечением 300×300 и длиной 6 м.

Грунтовые условия.

Первый слой – песок мелкий мощностью 2,5 м.

Второй слой – песок пылеватый мощностью 3,5 м.

Третий слой – суглинок тугопластичный с показателем текучести $I_L = 0,3$ мощностью 5 м.

Отметка оголовка свай на 1 м ниже поверхности грунта (рис. 6.1).

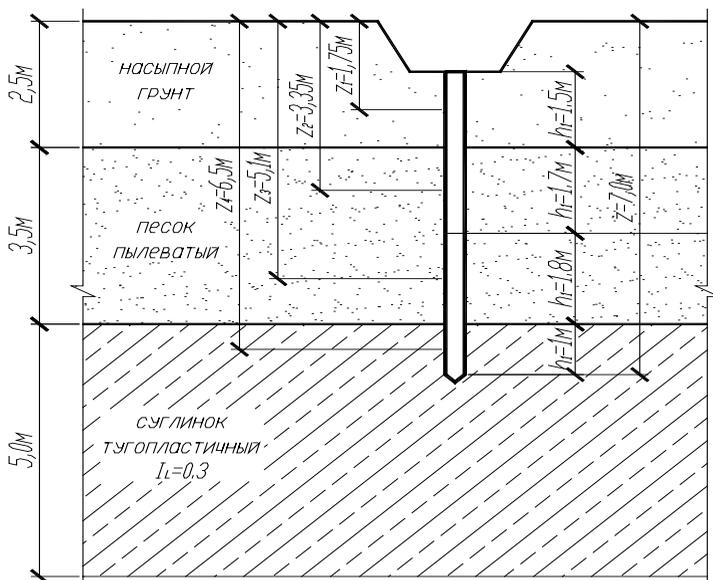


Рис. 6.1. Расчетная схема для определения несущей способности свай

Решение

Расчетное сопротивление глинистого грунта с $I_L = 0,3$ под нижним концом свай на глубине $z = 7$ м от поверхности определяется по табл. 6.1:

$$R = 3200 \text{ кПа.}$$

Площадь поперечного сечения свай $A = 0,09 \text{ м}^2$.

Периметр поперечного сечения свай $u = 1,2 \text{ м}$.

Второй слой грунта разделяем на два слоя толщиной 1,7 и 1,8 м. Основание делится на четыре слоя по длине свай:

$$h_1 = 1,5 \text{ м}; \quad h_2 = 1,7 \text{ м}; \quad h_3 = 1,8 \text{ м}; \quad h_4 = 1,0 \text{ м.}$$

Средняя глубина залегания каждого слоя от поверхности грунта соответственно:

$$z_1 = 1,75 \text{ м}; \quad z_2 = 3,35 \text{ м}; \quad z_3 = 5,1 \text{ м}; \quad z_4 = 6,5 \text{ м.}$$

Для каждого слоя грунта по табл. 6.2 определяем расчетные сопротивления по боковой поверхности свай:

$$R_{f1} = 47,5 \text{ кПа}; \quad R_{f2} = 41,3 \text{ кПа}; \quad R_{f3} = 47,1 \text{ кПа}; \quad R_{f4} = 64 \text{ кПа}.$$

Несущая способность свай:

$$F_d = 1,0[1,0 \cdot 3200 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0(47,5 \cdot 1,5 + \\ + 41,3 \cdot 1,7 + 47,1 \cdot 1,8 + 64 \cdot 1,0)] = 636,3 \text{ кН}.$$

Допускаемая нагрузка на сваю

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{636,3}{1,4} = 454,5 \text{ кН}.$$

З а д а н и е 6.1

Определить расчетную нагрузку P , допускаемую на забивную сваю сечением 300×300 мм, длиной 6, 7 м и 8 м. Исходные данные приведены в табл. 6.3.

Таблица 6.3

Исходные данные для задания 6.1

| Наименование грунтов | Мощность пластов, м | | | | | | | | | |
|-------------------------|---------------------|-----|---|-----|-----|-----|---|---|-----|----|
| | В а р и а н т ы | | | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Песок пылеватый | 1 | 1 | 1 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Песок мелкий | 3 | 3,5 | 4 | 3 | 3,5 | 4 | 2 | 3 | 3,5 | 4 |
| Глина $J_L = 0,4$ | 7 | 7 | 7 | 6 | 6 | 6 | 7 | 6 | 6 | 6 |

Продолжение табл. 6.3

| Наименование грунтов | Мощность пластов, м | | | | | | | | | |
|-------------------------|---------------------|-----|----|-----|-----|-----|----|----|-----|----|
| | В а р и а н т ы | | | | | | | | | |
| | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
| Песок пылеватый | 3 | 3,5 | 4 | 3 | 3,5 | 4 | 2 | 3 | 3,5 | 4 |
| Песок мелкий | 1 | 1 | 1 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Глина $J_L = 0,4$ | 7 | 7 | 7 | 6 | 6 | 6 | 7 | 6 | 6 | 6 |

| Наименование грунтов | Мощность пластов, м | | | | | | | | | |
|-------------------------|---------------------|-----|----|-----|----|-----|-----|----|-----|----|
| | В а р и а н т ы | | | | | | | | | |
| | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
| Песок пылеватый | 2 | 3 | 3 | 2,5 | 3 | 3 | 1,5 | 2 | 3 | 3 |
| Песок мелкий | 2 | 1,5 | 2 | 2 | 2 | 2,5 | 2,5 | 3 | 2,5 | 3 |
| Глина $J_L = 0,4$ | 6 | 6 | 6 | 7 | 7 | 7 | 6 | 7 | 7 | 7 |

6.2. Расчет несущей способности забивной и буронабивной свай по результатам статического зондирования

Зондирование – это метод полевых исследований, основанный на принудительном погружении устройства (зонда или конуса), моделирующего сваю.

Различают два вида зондирования – статическое и динамическое.

Статическое зондирование грунтов заключается во вдавливании в грунт зонда с одновременным измерением значений сопротивления грунта под его наконечником и на боковой поверхности муфты. Результаты зондирования представляют в виде графиков изменения по глубине удельного сопротивления грунта под наконечником зонда q_s и удельного сопротивления грунта на муфте трения f_s . Часто рядом с графиками размещают таблицы, в которых дается геологическая колонка и приводятся осредненные значения q_s и f_s для разных слоев грунта (рис. 6.2).

Несущая способность забивной или буронабивной сваи по результатам статического зондирования определяется по формуле

$$F_u = R_s A + R_{js} h U, \quad (6.2)$$

где R_s – среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи, МПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м^2 ;

R_{js} – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, МПа;

h – глубина погружения сваи в грунт, м;

U – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

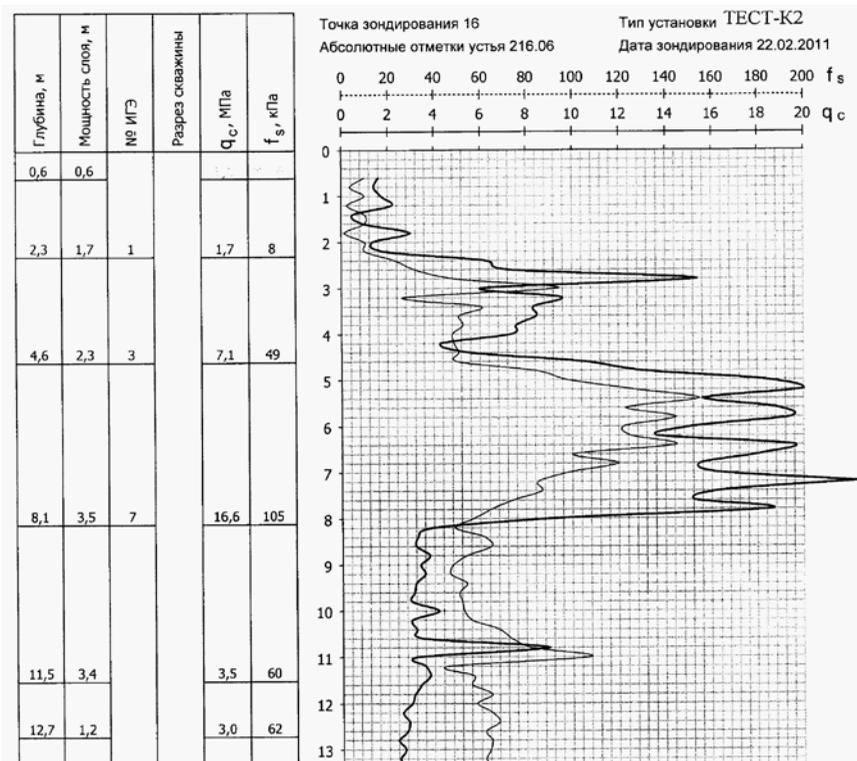


Рис. 6.2. Результаты статического зондирования

Среднее значение предельного сопротивления грунта

$$R_s = \sum_1^n \beta_{li} \bar{q}_{si} z_i / z, \quad (6.3)$$

где β_{li} – коэффициент перехода от q_s к R_s для i -го слоя грунта в пределах участка (z), принимаемый для забивной сваи по табл. 6.4, а для буронабивной – по табл. 6.5;

\bar{q}_{si} – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта под наконечником зонда, МПа, полученное из опыта, на участке z ;

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

z – участок, расположенный в пределах одного диаметра или меньшей стороны сечения сваи выше и четырех диаметров или четырех меньших сторон сечений сваи ниже отметки острия сваи, м.

Таблица 6.4

Значения коэффициентов β_{1i} и β_{2i} для забивных свай

| \bar{q}_{si} , МПа | Значение коэффициента β_{1i} в зависимости от \bar{q}_{si} | | | \bar{f}_{si} , МПа | Коэффициент перехода β_{2i} от \bar{f}_{si} к \bar{R}_{fs} для зонда типа I | | Значение коэффициента β_{2i} в зависимости от \bar{f}_{si} для зондов II и III типов | | |
|-------------------------|--|--------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|---|---------------------------------------|--|--------------------------------|---------------------------------------|
| | при песчаных грунтах | при моренных глинистых грунтах | при пылеватоглинистых, кроме моренных | | при песчаных грунтах | при пылеватоглинистых, кроме моренных | при песчаных грунтах | при моренных глинистых грунтах | при пылеватоглинистых, кроме моренных |
| 1 | 1,27 | 1,17 | 1,01 | 0,01 | – | – | 0,90 | 1,57 | 1,31 |
| 2 | 1,13 | 1,01 | 0,80 | 0,02 | 2,40 | 1,50 | 0,76 | 1,33 | 1,03 |
| 3 | 0,98 | 0,87 | 0,68 | 0,03 | 2,25 | 1,37 | 0,68 | 1,14 | 0,86 |
| 5 | 0,82 | 0,66 | 0,52 | 0,04 | 1,65 | 1,00 | 0,60 | 0,98 | 0,75 |
| 8 | 0,66 | 0,47 | 0,38 | 0,05 | 1,53 | 0,94 | 0,57 | 0,90 | 0,66 |
| 10 | 0,59 | 0,39 | 0,33 | 0,06 | 1,20 | 0,75 | 0,55 | 0,82 | 0,60 |
| 12 | 0,53 | 0,37 | 0,28 | 0,08 | 1,00 | 0,60 | 0,48 | 0,68 | 0,47 |
| 20 | 0,38 | 0,30 | 0,22 | 0,10 | 0,85 | 0,50 | 0,44 | 0,58 | 0,40 |
| 30 | 0,27 | – | – | 0,12 | 0,75 | 0,40 | 0,40 | 0,55 | 0,32 |
| | | | | 0,20 | – | – | 0,30 | 0,50 | 0,28 |

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями \bar{q}_{si} и \bar{f}_{si} величины коэффициентов следует определять интерполяцией.

Среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи

$$R_{fs} = \sum_1^n \beta_{2i} \bar{f}_{si} h_i / h, \quad (6.4)$$

где β_{2i} – коэффициент, принимаемый по табл. 6.4 для забивной сваи, а для буронабивной – по табл. 6.5;

\bar{f}_{si} – среднее значение удельного сопротивления i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, МПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта в пределах глубины погружения на боковой поверхности свай, м;

h – глубина погружения свай, м.

Таблица 6.5

Значения коэффициентов β_{1i} и β_{2i} для буронабивных свай

| \bar{q}_{si} , МПа | Значение коэффициента β_{1i} в зависимости от \bar{q}_{si} | | | \bar{f}_{si} , МПа | Значение коэффициента β_{2i} в зависимости от \bar{f}_{si} | | |
|-------------------------|---|--------------------------------|--|-------------------------|---|--------------------------------|--|
| | при песчаных грунтах | при моренных глинистых грунтах | при пылевато-глинистых, кроме моренных | | при песчаных грунтах | при моренных глинистых грунтах | при пылевато-глинистых, кроме моренных |
| 1 | 0,56 | 0,50 | 0,45 | 0,01 | 0,80 | 1,30 | 1,10 |
| 2 | 0,49 | 0,43 | 0,39 | 0,02 | 0,68 | 1,20 | 1,00 |
| 3 | 0,45 | 0,39 | 0,35 | 0,03 | 0,59 | 1,00 | 0,86 |
| 5 | 0,39 | 0,34 | 0,30 | 0,04 | 0,55 | 0,80 | 0,75 |
| 8 | 0,35 | 0,28 | 0,25 | 0,05 | 0,47 | 0,78 | 0,68 |
| 10 | 0,29 | 0,24 | 0,21 | 0,06 | 0,43 | 0,68 | 0,60 |
| 12 | 0,25 | 0,20 | 0,19 | 0,08 | 0,38 | 0,56 | 0,47 |
| 20 | 0,18 | 0,14 | – | 0,10 | 0,34 | 0,50 | 0,40 |
| | | | | 0,12 | 0,30 | 0,46 | 0,35 |
| | | | | 0,20 | 0,25 | 0,40 | 0,30 |

Примечание. Для грунтов с промежуточными значениями \bar{q}_{si} и \bar{f}_{si} величины коэффициентов следует определять интерполяцией.

Пример 6.2

Определить несущую способность и расчетную допускаемую нагрузку по данным статического зондирования (зонд II типа), приведенным на рис. 6.2:

- для буронабивной свай диаметром 0,4 м и длиной 4,5 м;
- для забивной свай сечением 0,3 × 0,3 м и длиной 6 м.

Инженерно-геологические условия площадки:

- 1) суглинки лессовидные мощностью 2,3 м;
- 2) супеси моренные мощностью 2,3 м (до глубины 4,6 м);
- 3) пески средней крупности мощностью 3,5 м (до глубины 8,1 м);
- 4) суглинки (до низа разведанной толщи).

Р е ш е н и е

1. Предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по формуле (6.3) на участке на $1d$ выше и на $4d$ ниже острия проектируемой сваи:

$$R_s = \frac{7,1 \cdot 0,6 \cdot 0,31 + 16,6 \cdot 1,4 \cdot 0,21}{2,0} = 3,1 \text{ МПа};$$

$$R_s = \frac{16,6 \cdot 1,5 \cdot 0,44}{1,5} = 7,3 \text{ МПа}.$$

2. Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи R_{fs} определяется по формуле (6.4):

$$R_{fs} = \frac{0,008 \cdot 1,7 \cdot 0,9 + 0,049 \cdot 2,2 \cdot 0,78}{4,5} = 0,021 \text{ МПа};$$

$$R_{fs} = \frac{0,008 \cdot 1,7 \cdot 1,05 + 0,049 \cdot 2,3 \cdot 0,91 + 0,105 \cdot 1,4 \cdot 0,33}{6,0} = 0,028 \text{ МПа}.$$

3. Несущая способность сваи (формула (6.2)):

$$F_u = 3,1 \cdot 0,125 + 0,021 \cdot 4,5 \cdot 1,26 = 0,51 \text{ МН} = 510 \text{ кН};$$

$$F_u = 7,3 \cdot 0,09 + 0,028 \cdot 6 \cdot 1,2 = 0,86 \text{ МН} = 860 \text{ кН}.$$

4. Расчетная допускаемая нагрузка на сваю по результатам статического зондирования определяется по формуле (6.1) с учетом коэффициента $\gamma_k = 1,25$:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{510}{1,25} = 408 \text{ кН};$$

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{860}{1,25} = 688 \text{ кН}.$$

З а д а н и е 6.2

Определить расчетные нагрузки P , допускаемые на забивную сваю сечением 300×300 мм, длиной 7 м, и на буронабивную сваю диаметром 500 мм, длиной 8 м. Исходные данные приведены в табл. 6.6. В столбцах «Вид грунта» песчаные грунты обозначены цифрой «1», глинистые моренные цифрой «2», глинистые кроме моренных цифрой «3».

Таблица 6.6

Исходные данные к заданию 6.2

| Номер задания | Вид грунта | Толщина слоя | q_s , МПа | f_s , МПа | Номер задания | Вид грунта | Толщина слоя | q_s , МПа | f_s , МПа |
|---------------|------------|--------------|-------------|-------------|---------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | 1 | 0,4 | 2,7 | 0,008 | 6 | 1 | 2,2 | 4,7 | 0,042 |
| | 2 | 3,4 | 3,8 | 0,017 | | 2 | 2,4 | 2,8 | 0,035 |
| | 1 | 2,8 | 14,5 | 0,055 | | 1 | 1,6 | 4,8 | 0,051 |
| | 3 | 5,6 | 11,8 | 0,051 | | 3 | 4,1 | 8,9 | 0,078 |
| 2 | 3 | 1,5 | 0,8 | 0,004 | 7 | 1 | 1,1 | 3,1 | 0,022 |
| | 2 | 2,9 | 1,9 | 0,011 | | 1 | 2,7 | 4,2 | 0,023 |
| | 2 | 4,4 | 10,2 | 0,045 | | 2 | 4,1 | 3,8 | 0,031 |
| | 1 | 4,0 | 18,7 | 0,102 | | 2 | 3,8 | 6,1 | 0,039 |
| 3 | 1 | 2,2 | 1,1 | 0,011 | 8 | 1 | 2,2 | 0,5 | 0,007 |
| | 3 | 3,1 | 3,2 | 0,031 | | 3 | 2,1 | 1,7 | 0,012 |
| | 2 | 4,7 | 7,8 | 0,039 | | 3 | 3,9 | 12,8 | 0,035 |
| | 2 | 2,5 | 8,4 | 0,052 | | 1 | 3,5 | 11,4 | 0,042 |
| 4 | 1 | 1,2 | 0,8 | 0,006 | 9 | 2 | 0,9 | 1,5 | 0,020 |
| | 2 | 2,7 | 2,3 | 0,015 | | 1 | 1,6 | 4,7 | 0,028 |
| | 1 | 4,4 | 12,7 | 0,052 | | 3 | 4,8 | 16,8 | 0,078 |
| | 3 | 5,3 | 20,4 | 0,110 | | 3 | 3,2 | 19,8 | 0,064 |
| 5 | 2 | 0,6 | 2,2 | 0,015 | 10 | 1 | 1,3 | 1,1 | 0,019 |
| | 2 | 4,2 | 2,0 | 0,018 | | 1 | 1,5 | 2,4 | 0,024 |
| | 1 | 1,6 | 6,2 | 0,028 | | 1 | 2,9 | 3,2 | 0,045 |
| | 1 | 5,4 | 11,4 | 0,047 | | 3 | 4,8 | 16,3 | 0,106 |

Окончание табл. 6.6

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|----|---|-----|------|-------|----|---|-----|------|-------|
| 11 | 3 | 1,2 | 1,2 | 0,015 | 21 | 1 | 1,3 | 1,6 | 0,026 |
| | 3 | 2,1 | 2,2 | 0,032 | | 3 | 3,6 | 2,9 | 0,036 |
| | 1 | 3,1 | 4,6 | 0,064 | | 1 | 2,8 | 8,9 | 0,058 |
| | 1 | 3,8 | 8,6 | 0,095 | | 2 | 4,2 | 13,5 | 0,039 |
| 12 | 1 | 1,1 | 2,7 | 0,032 | 22 | 1 | 1,1 | 8,7 | 0,055 |
| | 1 | 2,1 | 4,6 | 0,047 | | 1 | 3,2 | 5,4 | 0,041 |
| | 2 | 0,9 | 0,8 | 0,010 | | 3 | 2,4 | 7,3 | 0,044 |
| | 2 | 5,8 | 12,5 | 0,088 | | 3 | 4,0 | 11,2 | 0,087 |
| 13 | 1 | 3,2 | 4,1 | 0,022 | 23 | 1 | 0,6 | 10,2 | 0,054 |
| | 3 | 2,4 | 7,0 | 0,041 | | 1 | 2,2 | 4,8 | 0,027 |
| | 3 | 2,1 | 4,3 | 0,032 | | 1 | 3,1 | 11,5 | 0,065 |
| | 3 | 3,1 | 5,1 | 0,037 | | 3 | 4,3 | 17,8 | 0,114 |
| 14 | 2 | 1,2 | 1,4 | 0,009 | 24 | 1 | 2,4 | 3,2 | 0,032 |
| | 2 | 2,7 | 2,6 | 0,022 | | 2 | 2,1 | 5,9 | 0,041 |
| | 1 | 2,5 | 12,5 | 0,062 | | 2 | 3,4 | 9,8 | 0,074 |
| | 1 | 4,2 | 17,7 | 0,085 | | 1 | 3,7 | 12,5 | 0,85 |
| 15 | 2 | 2,1 | 2,1 | 0,024 | 25 | 1 | 2,5 | 3,1 | 0,021 |
| | 1 | 2,0 | 2,9 | 0,047 | | 3 | 3,4 | 6,2 | 0,031 |
| | 2 | 1,5 | 8,8 | 0,072 | | 2 | 3,7 | 7,8 | 0,037 |
| | 1 | 3,9 | 11,6 | 0,071 | | 2 | 2,6 | 13,4 | 0,062 |
| 16 | 1 | 1,2 | 1,3 | 0,017 | 26 | 1 | 1,3 | 1,2 | 0,016 |
| | 1 | 1,8 | 1,9 | 0,022 | | 3 | 2,7 | 4,9 | 0,029 |
| | 2 | 4,7 | 14,7 | 0,095 | | 2 | 2,3 | 5,8 | 0,044 |
| | 3 | 3,2 | 11,2 | 0,084 | | 2 | 4,1 | 9,4 | 0,062 |
| 17 | 3 | 0,8 | 3,1 | 0,035 | 27 | 1 | 2,3 | 4,1 | 0,025 |
| | 3 | 3,2 | 2,1 | 0,032 | | 1 | 1,4 | 2,9 | 0,019 |
| | 3 | 1,2 | 8,7 | 0,071 | | 3 | 3,6 | 16,7 | 0,065 |
| | 1 | 4,6 | 11,4 | 0,086 | | 2 | 2,9 | 22,4 | 0,098 |
| 18 | 1 | 2,5 | 2,8 | 0,016 | 28 | 1 | 2,1 | 3,8 | 0,035 |
| | 3 | 4,8 | 12,6 | 0,044 | | 1 | 2,6 | 4,9 | 0,051 |
| | 2 | 0,6 | 6,8 | 0,032 | | 1 | 3,9 | 6,8 | 0,057 |
| | 1 | 3,2 | 19,0 | 0,082 | | 3 | 3,1 | 13,8 | 0,078 |
| 19 | 3 | 1,4 | 0,8 | 0,011 | 29 | 1 | 2,3 | 3,2 | 0,039 |
| | 3 | 4,2 | 2,4 | 0,029 | | 2 | 1,7 | 2,7 | 0,031 |
| | 2 | 3,4 | 12,3 | 0,065 | | 2 | 2,7 | 6,8 | 0,058 |
| | 2 | 2,7 | 16,7 | 0,085 | | 1 | 4,1 | 11,6 | 0,069 |
| 20 | 3 | 3,2 | 4,2 | 0,025 | 30 | 1 | 0,9 | 6,2 | 0,045 |
| | 2 | 1,0 | 7,8 | 0,038 | | 1 | 2,7 | 3,1 | 0,028 |
| | 2 | 2,8 | 5,6 | 0,044 | | 2 | 4,1 | 6,8 | 0,042 |
| | 1 | 4,4 | 16,5 | 0,091 | | 3 | 3,2 | 14,5 | 0,081 |

7. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет свайных фундаментов по несущей способности грунтов основания в общем случае сводится к проверке условия $N \leq P$, где N – фактическая расчетная нагрузка на сваю;

P – расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетная нагрузка на сваю N определяется по формуле

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

где P_d , M_x , M_y – соответственно расчетная сжимающая сила, кН, и расчетные моменты, кН·м, действующие на свайный ростверк;

n – число свай в фундаменте;

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

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

Пример 7.1

Определить необходимое количество n свай, фактическую расчетную нагрузку на сваю P . Свая сечением 300×300 мм, длиной 6 м. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю $P = 400$ кН. Расчетные нагрузки на свайный фундамент:

$$N_d = 1600 \text{ кН,} \quad M_x = 390 \text{ кН}\cdot\text{м,} \quad M_y = 60 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Решение

Принимаем шесть свай с шагом $3d = 0,9$ м.

Максимальная расчетная нагрузка на сваю

при $n = 6$; $y = 0,9$ м; $y_i = 0,9$ м; $x = 0,45$ м; $x_i = 0,45$ м;

$$P = \frac{1600}{6} + \frac{390 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} + \frac{60 \cdot 0,45}{6 \cdot 0,45^2} = 266,67 + 108,33 + 22,22 = 397,22 \text{ кН.}$$

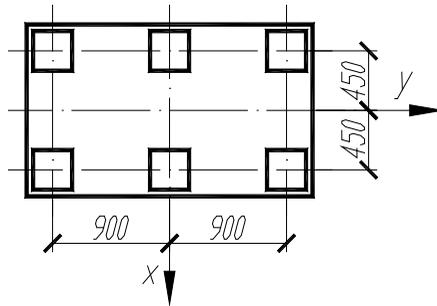


Рис. 7.1. Схема расположения свай

З а д а н и е 7

Выполнить расчет свайного фундамента. Определить количество свай и максимальную нагрузку на сваю марки СП60.30-5.

Исходные данные. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю $P = 400$ кН. Остальные данные приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Исходные данные для задания 7.1

| Номера вариантов | P_d , кН | M_x , кН·м | M_y , кН·м | Номера вариантов | P_d , кН | M_x , кН·м | M_y , кН·м |
|------------------|------------|--------------|--------------|------------------|------------|--------------|--------------|
| 1 | 1400 | 450 | 100 | 16 | 1780 | 300 | 50 |
| 2 | 1250 | 200 | 180 | 17 | 1630 | 100 | 90 |
| 3 | 1000 | 140 | 130 | 18 | 1080 | 110 | 120 |
| 4 | 1800 | 250 | 50 | 19 | 1840 | 280 | 40 |
| 5 | 1700 | 80 | 70 | 20 | 1470 | 140 | 130 |
| 6 | 1240 | 85 | 75 | 21 | 1080 | 120 | 110 |
| 7 | 1700 | 350 | 50 | 22 | 1700 | 340 | 60 |
| 8 | 1300 | 160 | 180 | 23 | 1360 | 170 | 160 |
| 9 | 1100 | 100 | 110 | 24 | 1220 | 90 | 80 |
| 10 | 1760 | 290 | 60 | 25 | 1830 | 300 | 30 |
| 11 | 1580 | 110 | 100 | 26 | 1430 | 150 | 140 |
| 12 | 1040 | 130 | 120 | 27 | 900 | 150 | 160 |
| 13 | 1770 | 320 | 40 | 28 | 1470 | 440 | 80 |
| 14 | 1320 | 180 | 170 | 29 | 1500 | 120 | 130 |
| 15 | 1200 | 95 | 80 | 30 | 860 | 160 | 170 |

8. РАСЧЕТ ОСАДКИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

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.

$$s \leq s_u . \quad (8.1)$$

Расчет осадки свайного фундамента из свай, заземленных в грунте, ведут как для условного фундамента на естественном основании методами, изложенными ранее (гл. 5).

Размеры условного фундамента (рис. 8.1) 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 $a = l \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{\text{Пср}}/4)$ (в предположении передачи сил трения под углом $\varphi_{\text{ср}}/4$ 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.

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 свай.

При слоистом напластовании в пределах расчетной длины сваи l_0 угол $\varphi_{\text{Пср}}$ принимается средневзвешенным:

$$\varphi_{\text{Пср}} = \frac{\varphi_{\text{П1}}h_1 + \varphi_{\text{П2}}h_2 + \dots + \varphi_{\text{Пn}}h_n}{h_1 + h_2 + \dots h_n},$$

где $\varphi_{\text{П1}}, \varphi_{\text{П2}}, \dots, \varphi_{\text{Пn}}$ – расчетные значения углов внутреннего трения грунтов соответствующих участков сваи h_1, h_2, \dots, h_n . Таким образом, длина l_y подошвы условного фундамента определяется из выражения

$$l_y = m + 2l_0 \operatorname{tg}(\varphi_{\text{Пср}} / 4),$$

где m – расстояние между внешними плоскостями свай, м;

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

$$p \leq R, \quad p_{\max} \leq 1,2R. \quad (8.2)$$

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

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

В случае внецентренного загрузения фундамента

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

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

$N_{p\Pi}$ – вес ростверка;

$N_{s\Pi}$ – вес свай;

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

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

W_x – то же, при подсчете момента $M_{0x\Pi}$;

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

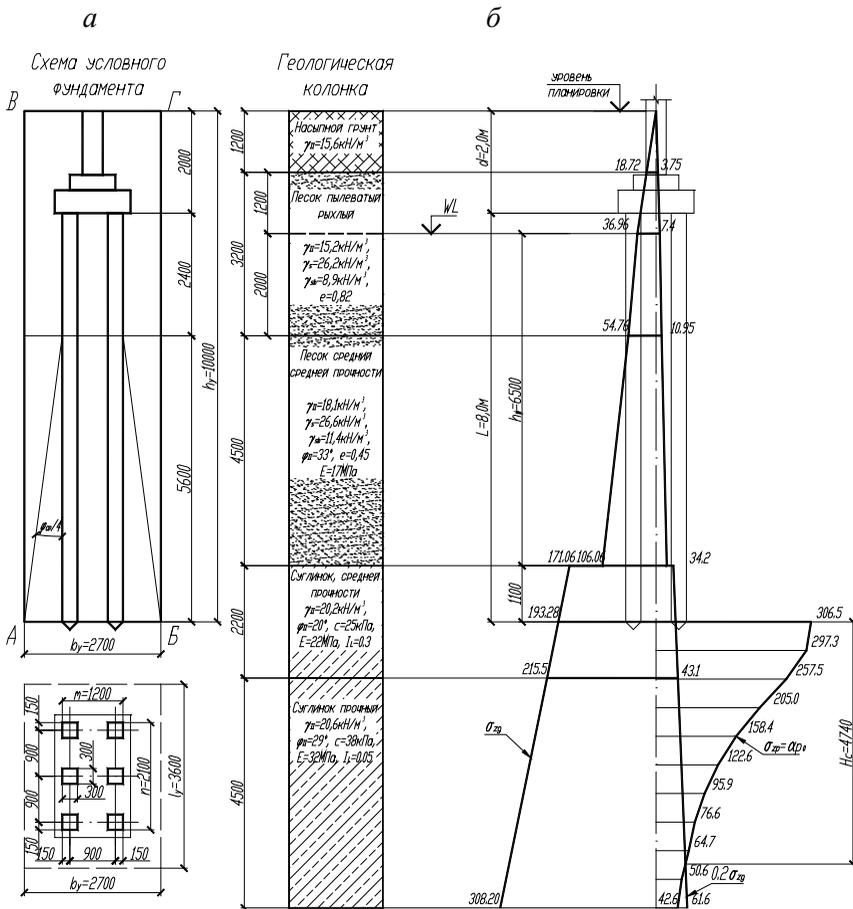


Рис. 8.1. Расчетная схема для определения осадки свайного фундамента
 а – схема определения размеров условного фундамента; б – эпюры напряжений

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

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

Пояснения к этой формуле приведены в разделе расчета фундаментов на естественном основании (гл. 4).

Дальнейший расчет осадки свайного фундамента из висячих свай производится так же, как и фундамента мелкого заложения, по методу послойного суммирования (гл. 5).

Пример 8

Определить осадку свайного фундамента под центрально нагруженную колонну производственного здания с железобетонным каркасом (при $L/H = 4$). Геологические условия и характеристики грунтов в околосвайном пространстве приведены на рис. 8.1. Исходные данные по нагрузкам:

$$N_{0\Pi} = 2850 \text{ кН}; M_x = 560 \text{ кН}\cdot\text{м}, M_y = 140 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{s\Pi} = 72 \text{ кН}; \\ N_{p\Pi} = 58 \text{ кН}; N_{\gamma\Pi} = 1880 \text{ кН}.$$

Расчет осадки свайного фундамента из висячих свай ведется как для условного фундамента на естественном основании.

Определим размеры условного фундамента:

$$\varphi_{\Pi c} = \frac{33 \cdot 4,5 + 20 \cdot 1,1}{4,5 + 1,1} = 30,4^\circ; \quad \frac{\varphi_{\Pi c}}{4} = \frac{30,4^\circ}{4} = 7,6^\circ.$$

Размеры подошвы условного фундамента

$$l_y = n + 2l_0 \text{tg} \frac{\varphi_{\Pi c}}{4} = 2,1 + 2 \cdot 5,6 \cdot 0,133 = 3,6 \text{ м};$$

$$b_y = m + 2l_0 \text{tg} \frac{\varphi_{\Pi c}}{4} = 1,2 + 2 \cdot 5,6 \cdot 0,133 = 2,7 \text{ м}.$$

Площадь подошвы $A = l_y \cdot b_y = 3,6 \cdot 2,7 = 9,72 \text{ м}^2$.

Вес условного фундамента (см. рис. 8.1)

$$N_{\Pi} = N_{0\Pi} + N_{p\Pi} + N_{s\Pi} + N_{\gamma\Pi} = 2850 + 58 + 72 + 1880 = 4860 \text{ кН}.$$

Определим давления по подошве условного фундамента:
максимальное

$$p_{\max} = \frac{N_{\text{II}}}{A} + \frac{M_{0x}}{W_x} + \frac{M_{0y}}{W_y} = \frac{4860}{9,72} + \frac{560}{5,83} + \frac{140}{4,37} = 628 \text{ кПа};$$

минимальное

$$p_{\min} = \frac{N_{\text{II}}}{A} - \frac{M_{0x}}{W_x} - \frac{M_{0y}}{W_y} = \frac{4860}{9,72} - \frac{560}{5,83} - \frac{140}{4,37} = 372 \text{ кПа};$$

среднее

$$p = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} = \frac{628 + 372}{2} = 500 \text{ кПа.}$$

Найдем расчетное сопротивление R на отметке подошвы условного фундамента по формуле (4.1):

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,51 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 20,2 + 3,06 \cdot 10,0 \cdot 19,3 + 5,66 \cdot 25) = 912 \text{ кПа.}$$

Условие (8.2) выполняется.

Осадка условного фундамента определяется по формуле

$$S = 0,8 \sum_{i=1}^n \sigma_{zpi} \cdot h_i / E_i.$$

Толщина i -го слоя грунта $h_i = 0,2 \cdot b_y = 0,2 \cdot 2,7 = 0,54 \text{ м.}$

Природное давление на отметке подошвы условного фундамента

$$\sigma_{zgp} = 193,3 \text{ кПа.}$$

Величина дополнительного давления P_0 на отметке подошвы условного фундамента

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 500 - 193,3 = 306,5 \text{ кПа.}$$

Дополнительные $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0$ и природные $\sigma_{zg,0}$ вертикальные напряжения на границах слоев h_i приведены в табл. 8.1.

Таблица 8.1

Расчет осадки свайного фундамента

| $\xi = 2z/b$ | $z, \text{ м}$ | α | $\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$ | $\sigma_{zp,i}^{\text{сп}}, \text{ кПа}$ | $E_i, \text{ МПа}$ | $S_i, \text{ мм}$ |
|--------------|----------------|----------|------------------------------|--|--------------------|-------------------|
| 0,0 | 0,0 | 1,000 | 306,5 | | | |
| 0,4 | 0,54 | 0,970 | 297,3 | 301,9 | 22 | 6,15 |
| 0,8 | 1,08 | 0,840 | 257,5 | 277,4 | 22 | 5,65 |
| 1,2 | 1,64 | 0,669 | 205,0 | 231,2 | 32 | 3,24 |
| 1,6 | 2,16 | 0,517 | 158,4 | 181,7 | 32 | 2,54 |
| 2,0 | 2,7 | 0,400 | 122,6 | 140,5 | 32 | 1,67 |
| 2,4 | 3,24 | 0,313 | 95,9 | 109,2 | 32 | 1,53 |
| 2,8 | 3,78 | 0,250 | 76,6 | 86,05 | 32 | 1,2 |
| 3,2 | 4,32 | 0,211 | 64,7 | 70,6 | 32 | 0,99 |
| 3,6 | 4,86 | 0,165 | 50,6 | 57,6 | 32 | 0,81 |
| 4,0 | 5,4 | 0,139 | 42,6 | 46,6 | 32 | – |

$$S = \sum S_i = 23,78 \text{ мм}$$

Нижняя граница сжимаемой зоны определена на рис. 8.1 графически как точка пересечения эпюры $0,2\sigma_{zg,0}$ и σ_{zp} .

В запас учитываем сжимаемость последнего элементарного слоя, по которому проходит нижняя граница сжимаемой толщи:

$$\eta = \frac{l_y}{b_y} = 1,33.$$

Расчет осадки выполняется в табличной форме (см. табл. 8.1).

По прил. Б (табл. Б1) СНБ 5.01.01–99 находим величину предельной осадки для производственного здания с железобетонным каркасом с заполнением $S_U = 8$ см.

$$S = 23,78 \text{ мм} < S_U = 80 \text{ мм.}$$

Условие (8.1) второй группы предельных состояний выполняется.

З а д а н и е 8

Определить осадку свайного фундамента. Схему расположения свай и инженерно-геологические условия принять в соответствии с рис. 8.1. Величины нагрузок для расчетов по второй группе предельных состояний длины свай L и отметки уровней грунтовых вод WL относительно уровня планировки приведены в табл. 8.2.

Таблица 8.2

Исходные данные для задания 8

| Номер задания | $N_{оп}$, кН | M_x , кН·м | M_y , кН·м | L , м | WL , м | Номер задания | $N_{оп}$, кН | M_x , кН·м | M_y , кН·м | L , м | WL , м |
|---------------|---------------|--------------|--------------|---------|----------|---------------|---------------|--------------|--------------|---------|----------|
| 1 | 2088 | 565 | 87 | 4,0 | -1,4 | 16 | 2420 | 435 | 218 | 4,0 | -1,4 |
| 2 | 1958 | 348 | 157 | 4,5 | -1,6 | 17 | 2290 | 348 | 252 | 4,5 | -1,6 |
| 3 | 1740 | 470 | 113 | 5,0 | -1,8 | 18 | 1810 | 270 | 191 | 5,0 | -1,8 |
| 4 | 2436 | 565 | 131 | 5,5 | -2,0 | 19 | 2470 | 592 | 122 | 5,5 | -2,0 |
| 5 | 2349 | 330 | 148 | 6,0 | -2,2 | 20 | 2150 | 383 | 113 | 6,0 | -2,2 |
| 6 | 1949 | 420 | 152 | 6,5 | -2,6 | 21 | 1810 | 278 | 96 | 6,5 | -2,6 |
| 7 | 2349 | 565 | 131 | 7,0 | -2,8 | 22 | 2350 | 383 | 139 | 7,0 | -2,8 |
| 8 | 2000 | 400 | 157 | 7,5 | -3,0 | 23 | 2050 | 496 | 139 | 7,5 | -3,0 |
| 9 | 1827 | 435 | 96 | 8,5 | -3,2 | 24 | 1930 | 513 | 157 | 8,5 | -3,2 |
| 10 | 2400 | 340 | 140 | 9,0 | -3,4 | 25 | 2070 | 435 | 113 | 9,0 | -3,4 |
| 11 | 2246 | 444 | 87 | 9,5 | -3,6 | 26 | 2115 | 392 | 122 | 9,5 | -3,6 |
| 12 | 1775 | 287 | 104 | 10,0 | -3,8 | 27 | 1653 | 392 | 139 | 10,0 | -3,8 |
| 13 | 2410 | 452 | 122 | 10,5 | -4,0 | 28 | 2150 | 296 | 157 | 10,5 | -4,0 |
| 14 | 2018 | 505 | 148 | 11,0 | -4,2 | 29 | 2175 | 365 | 113 | 11,0 | -4,2 |
| 15 | 1914 | 431 | 157 | 11,5 | -4,4 | 30 | 1620 | 400 | 148 | 11,5 | -4,4 |

9. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

На боковые поверхности подпорных стен и другие ограждающие конструкции со стороны грунта передаются следующие виды горизонтального давления σ_r :

активное (минимальное) σ_α , возникающее при напоре грунта на отходящую от него стенку;

в состоянии покоя σ_0 , когда стенка неподвижна;

пассивное (максимальное) σ_p , действующее как отпор со стороны грунта на перемещаемую навстречу ему стенку. Величины этих давлений нарастают пропорционально глубине h и зависят от удельного веса грунта γ , его сцепления c , а также углов: внутреннего трения грунта φ , трения на контакте со стеной δ , отклонения боковой поверхности от вертикали α , наклона поверхности грунта за стеной к горизонту ρ (рис. 9.1, а).

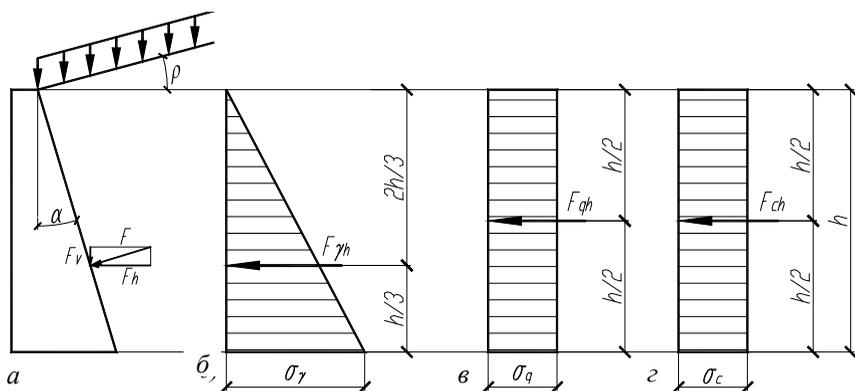


Рис. 9.1. Схема к определению давления грунта на подпорную стенку

Горизонтальное давление на 1 метр погонной длины стены от собственного веса грунта (рис. 9.1, б) составляет

$$\sigma_{\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot K,$$

где K – коэффициент бокового давления грунта, зависящий от вида горизонтального давления.

Равномерно распределенная нагрузка q на поверхности грунта увеличивает горизонтальное давление по всей высоте стенки (рис. 9.1, в) на величину

$$\sigma_q = qK.$$

У связных грунтов за счет сцепления c активное горизонтальное давление и давление в состоянии покоя уменьшаются, а пассивное – увеличивается по всей высоте стенки (рис. 9.1, г) на значение

$$\sigma_c = \pm 2c\sqrt{K}.$$

При $\alpha = \rho = \delta = 0$ выражение для коэффициентов бокового давления K грунта наиболее просты:

для активного давления

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

для пассивного давления

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2),$$

для давления в состоянии покоя

$$K_0 = 1 - \sin \varphi.$$

Значения этих коэффициентов табулированы в зависимости от φ (табл. 5.4 пособия П17-2002 к СНБ 5.01.01–99).

Горизонтальное давление σ_h для связных грунтов (обладающих сцеплением):

– для активного состояния

$$\sigma_\alpha = (\gamma h + q)K_\alpha - 2c\sqrt{K_\alpha},$$

– для состояния покоя

$$\sigma_0 = (\gamma h + q)K_0 - 2c\sqrt{K_0},$$

– для пассивного состояния

$$\sigma_p = (\gamma h + q)K_p + 2c\sqrt{K_p}.$$

Отсюда легко определить значения равнодействующих горизонтального давления грунта F_h на погонный метр стенки.

Расчет ординат эпюр и действующих сил горизонтального давления грунта по глубине подпорной стенки удобно вести в табличной форме.

З а д а н и е 9

Для представленной на рис. 9.2 защемленной в грунте тонкой стенки определить давление σ_h и равнодействующие усилий F_a и F_h через каждый метр по ее глубине. Варианты заданий принимаются по списку в такой последовательности: 10, 11, 12, ..., 19, 20, 21, ..., 29, 30, 31, ..., 39, 40... Первая цифра здесь соответствует варианту параметров стенки, вторая – грунтовым условий (табл. 9.1).

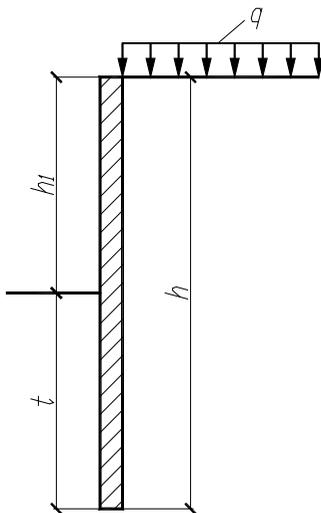


Рис. 9.2. Схема защемления в грунте тонкой стенки

Пример выполнения соответствующих расчетов для варианта № 9 приведен в табл. 9.2. Размеры стенки и нагрузки на поверхности взяты по варианту 0, а грунтовые условия – по варианту 9. Вычисления сводим в табл. 9.2. В масштабе вычерчиваются эпюры активных σ_α и пассивных σ_p давлений на стенку и равнодействующие этих давлений F_a и F_p .

Таблица 9.1

Исходные данные для задания 9

| Параметры | Значения параметров по вариантам | | | | | | | | | |
|------------------------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| Подпорных стенок | | | | | | | | | | |
| h , м | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| h_1 , м | 5 | 5 | 5 | 5 | 4 | 4 | 6 | 6 | 5 | 4 |
| q , кН/м ² | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 20 | 25 | 10 | 15 | 30 |
| Грунтовых условий | | | | | | | | | | |
| γ , кН/м ³ | 17,5 | 18,0 | 21,0 | 22,0 | 17,0 | 20,0 | 19,0 | 18,5 | 22,0 | 18,0 |
| c , кПа | – | – | 32 | 21 | – | 43 | 29 | – | 30 | – |
| φ° | 34 | 35 | 26 | 19 | 32 | 28 | 16 | 36 | 22 | 30 |
| E , кПа | 28000 | 30000 | 33000 | 18000 | 28000 | 40000 | 18000 | 38000 | 25000 | 18000 |
| ν | 0,25 | 0,25 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,25 | 0,37 | 0,37 | 0,37 | 0,25 |
| $K_\alpha(\delta=0)$ | 0,28 | 0,27 | 0,39 | 0,51 | 0,31 | 0,36 | 0,57 | 0,26 | 0,46 | 0,33 |
| $K_\alpha(\delta=\varphi)$ | 0,21 | 0,20 | 0,31 | 0,42 | 0,23 | 0,28 | 0,48 | 0,19 | 0,87 | 0,26 |
| K_p | 3,54 | 3,69 | 2,56 | 1,96 | 3,25 | 2,77 | 1,76 | 3,85 | 2,20 | 3,00 |
| K_0 | 0,44 | 0,43 | 0,56 | 0,67 | 0,47 | 0,53 | 0,72 | 0,41 | 0,62 | 0,50 |

Таблица 9.2

Пример выполнения расчетов по заданию 9

| Параметры | Значения параметров | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|
| | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| 1 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| h , м | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| q , кН/м ² | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| γ , кН/м ³ | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| φ° | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| c , кПа | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| K_α | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 | 0,33 |
| γh , кПа | 18 | 36 | 54 | 72 | 90 | 108 | 126 | 144 | 162 | 180 | 198 | 216 |
| $\sqrt{K_\alpha}$ | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 | 0,58 |
| $\sigma_{\gamma\alpha} = \gamma h K_\alpha$, кПа | 5,94 | 11,88 | 17,82 | 23,76 | 29,7 | 35,64 | 41,58 | 47,52 | 53,46 | 59,4 | 65,34 | 71,28 |
| $\sigma_{q\alpha} = q K_\alpha$, кПа | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 | 9,9 |
| $\sigma_{c\alpha} = -2c\sqrt{K_\alpha}$, кПа | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_\alpha = \sigma_{\gamma\alpha} + \sigma_{q\alpha} + \sigma_{c\alpha}$, кПа | 15,84 | 21,78 | 27,72 | 33,66 | 39,6 | 45,54 | 51,48 | 57,42 | 63,36 | 69,3 | 75,24 | 81,18 |
| t , м | – | – | – | – | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |

| | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|--------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 |
| λ_p | – | – | – | – | 3,0 | 3,0 | 3,0 | 3,0 | 3,0 | 3,0 | 3,0 | 3,0 |
| γt , кПа | – | – | – | – | 18 | 36 | 54 | 72 | 90 | 108 | 126 | 144 |
| $\sqrt{\lambda_p}$ | – | – | – | – | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 | 1,73 |
| $\sigma_{\gamma p} = \gamma t \lambda_p$, кПа | – | – | – | – | 54 | 108 | 162 | 216 | 270 | 324 | 378 | 432 |
| $\sigma_{cp} = +2c\sqrt{\lambda_p}$, кПа | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\sigma_p = \sigma_{\gamma p} + \sigma_{cp}$, кПа | – | – | – | – | 54 | 108 | 162 | 216 | 270 | 324 | 378 | 432 |
| $\sigma_h = \sigma_\alpha - \sigma_p$, кПа | 15,84 | 21,78 | 27,72 | 33,66 | –14,4 | –62,46 | –110,52 | –158,58 | –206,64 | –254,7 | –302,76 | –350,82 |
| $F_{q\alpha} = h \cdot 1m \cdot \sigma_{q\alpha}$, кН | 9,9 | 19,8 | 29,7 | 39,6 | 43,5 | 59,4 | 69,3 | 79,2 | 89,1 | 99,0 | 109 | 119 |
| $F_{\gamma\alpha} = h/2 \cdot 1m \cdot \sigma_{\gamma\alpha}$, кН | 2,97 | 11,88 | 26,73 | 47,52 | 74,25 | 106,92 | 145,53 | 190,08 | 240,57 | 297,0 | 359,37 | 427,68 |
| $F_\alpha = F_{q\alpha} + F_{\gamma\alpha}$, кН | 13,8 | 29,6 | 43,4 | 33,2 | 166 | 235 | 309 | 392 | 486 | 589 | 701 | 824 |
| $F_p = F_{\gamma p} = t/2 \cdot 1m \cdot \sigma_{\gamma p}$, кН | – | – | – | – | 28 | 108 | 243 | 432 | 675 | 972 | 1323 | 1728 |

10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ФУНДАМЕНТОВ НА СДВИГ И ОПРОКИДЫВАНИЕ

У фундаментных конструкций типа подпорных стен, испытывающих горизонтальные усилия, должна проверяться устойчивость их положения на сдвиг и опрокидывание. При этом сдвиг может быть плоским и глубинным. Для стен сдвиг можно рассчитывать по ломаным поверхностям скольжения.

Устойчивость стены против сдвига на нескальных грунтах (рис. 10.1) определяется по формуле

$$\frac{F_{sr}}{F_{sa}} \geq 1,2. \quad (10.1)$$

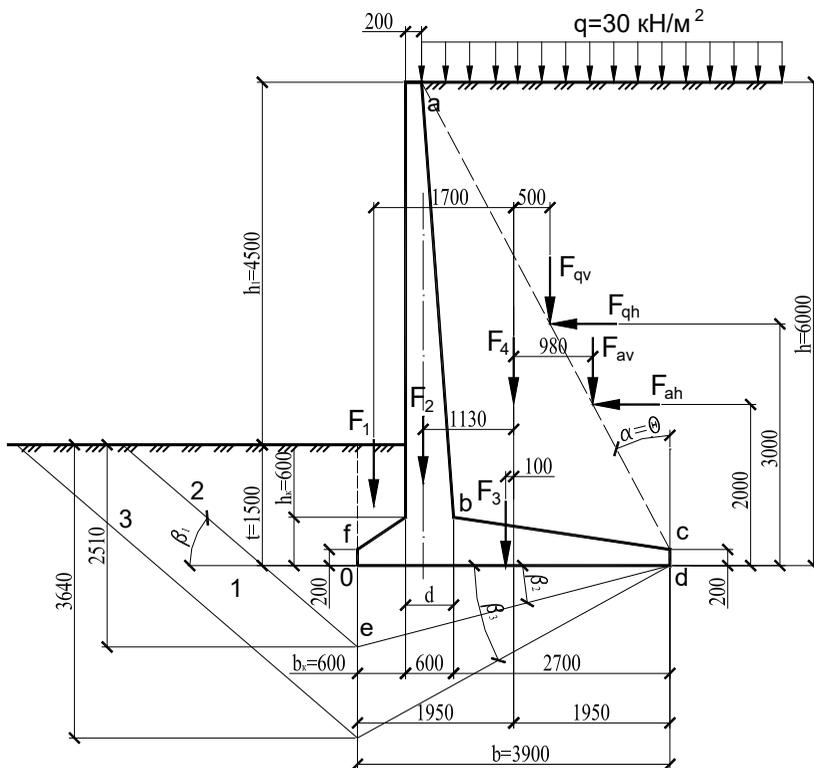


Рис. 10.1. Расчетная схема к определению устойчивости уголкового стенки на сдвиг:
1 – плоский; 2, 3 – глубокий по ломаным поверхностям

Устойчивость на опрокидывание относительно точки О проверяется по формуле

$$\frac{M_{sr}}{M_{s\alpha}} \geq 1,2,$$

где $F_{s\alpha}$, $M_{s\alpha}$ – сумма горизонтальных составляющих сдвигающих сил и опрокидывающих моментов относительно точки О;

F_{sr} , M_{sr} – сумма горизонтальных составляющих удерживающих сил и моментов относительно точки О;

1,2 – коэффициент надежности против сдвига.

Необходимые для расчетов формулы будут даны по ходу выполнения приводимых ниже вычислений.

З а д а н и е 10

Проверить устойчивость уголковой стенки на сдвиг и опрокидывание. Характеристики грунтов взять из табл. 9.1, параметры стенки – из табл. 10.1 по вариантам, аналогично заданию 9.

Таблица 10.1

| Параметры стенки | Значения параметров по вариантам | | | | | | | | | |
|--------------------------|----------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| q , кН/м ² | 30 | 25 | 20 | 15 | 10 | 30 | 25 | 20 | 15 | 10 |
| h , м | 6,0 | 6,8 | 7,6 | 8,4 | 9,0 | 5,2 | 5,6 | 6,5 | 1,0 | 7,5 |
| b , м | 3,9 | 4,2 | 4,5 | 4,8 | 5,2 | 3,5 | 3,9 | 4,5 | 4,8 | 5,2 |
| $\alpha = h_k = b_k$, м | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 |
| h_1 , м | 4,5 | 5,0 | 5,5 | 6,0 | 6,5 | 4,0 | 4,4 | 4,8 | 5,2 | 5,6 |

Последовательность расчетов покажем на примерах для уголковой подпорной стенки консольного типа, имеющей размеры в соответствии с вариантом 0 представленных в табл. 10.1 исходных данных и грунта по варианту 9 согласно табл. 9.1.

Устанавливаем соотношения между характеристиками грунтов ненарушенного сложения:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi}{1,1} = \frac{30^\circ}{1,1} = 29^\circ; \quad \gamma_1 = \gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3; \quad c_1 = c / 1,5$$

и уплотненных грунтов засыпки

$$\varphi'_1 = 0,9 \cdot \varphi_1 = 0,9 \cdot 29^\circ = 26^\circ; \quad \gamma'_1 = 0,95; \quad \gamma_1 = 0,95 \cdot 18,0 = 17,0 \text{ кН/м}^3;$$

$$c'_1 = 0,5 \cdot c_1, \text{ но не более } 7,0 \text{ кПа}; \quad c'_1 = 0.$$

Угол наклона плоскости обрушения

$$\theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} = 45^\circ - \frac{26}{2} = 32^\circ.$$

Вес грунта над передней консолью с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ и $\gamma'_1 = 17,0 \text{ кН/м}^3$

$$F_1 \cdot 0,9 = 11,6 \cdot 0,9 = 10,4 \text{ кН.}$$

Вес грунта в контуре «авс» с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и $\gamma'_1 = 17,0 \text{ кН/м}^3$

$$F_4 \cdot 1,1 = 13,8 \cdot 1,1 = 15,2 \text{ кН.}$$

Общий вес грунта $F_{\gamma v} = 10,4 + 15,2 = 25,6 \text{ кН.}$

Собственный вес стены с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ и $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$

$$F_{bv} = F_2 \cdot 0,9 + F_3 \cdot 0,9 = 54,0 \cdot 0,9 + 42 \cdot 0,9 = 86,4 \text{ кН.}$$

Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта с учетом $\delta = \varphi'_1 = 26^\circ$, $\alpha = \theta_0 = 32^\circ$ и $\rho = 0$ определяем по формуле

$$\lambda_{\alpha} = \left(\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \rho)}}\right)} \right)^2 = 0,39.$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие активного давления грунта на глубине $h = 6$ м с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$:

$$\sigma_{\alpha h} = \gamma'_1 \cdot h \cdot \lambda_{\alpha} = 17,0 \cdot 1,1 \cdot 6 \cdot 0,39 = 43,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\alpha v} = \sigma_h \cdot \text{tg}(\varepsilon + \delta) = 43,8 \cdot \text{tg}(32^\circ + 26^\circ) = 70,1 \text{ кН/м}^2.$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие усилия от активного давления грунта

$$F_{\alpha h} = 0,5 \cdot \sigma_{\alpha h} \cdot h \cdot 1 \text{ м} = 0,5 \cdot 43,8 \cdot 6 \cdot 1 = 131,4 \text{ кН};$$

$$F_{\alpha v} = 0,5 \cdot \sigma_{\alpha v} \cdot h \cdot 1 \text{ м} = 0,5 \cdot 70,1 \cdot 6 \cdot 1 = 210,3 \text{ кН}.$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие давления грунта от нагрузки q с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$:

$$\sigma_{qh} = 1,2 \cdot q \cdot \lambda_{\alpha} = 1,2 \cdot 30 \cdot 0,39 = 14 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qr} \cdot \text{tg}(\alpha + \delta) = 14 \cdot \text{tg}(32^\circ + 26^\circ) = 22,4 \text{ кН/м}^2.$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие усилия от нагрузки q

$$F_{qh} = \sigma_{qh} \cdot h \cdot 1 \text{ м} = 14,0 \cdot 6,0 \cdot 1 = 84 \text{ кН};$$

$$F_{qv} = \sigma_{qv} \cdot h \cdot 1 \text{ м} = 22,4 \cdot 6,0 \cdot 1 = 134,4 \text{ кН}.$$

Расчет устойчивости подпорной стенки против сдвига производим для трех значений угла β ($\beta_1 = 0$; $\beta_2 = 0,5\varphi_1$; $\beta_3 = \varphi_1$).

1-й с л у ч а й ($\beta = 0$)

Сдвигающую силу определяем по формуле

$$F_{s\alpha} = F_{\alpha h} + F_{qh} = 131,4 + 84,0 = 215,4 \text{ кН.}$$

Пассивное давление грунта по передней стенке высотой $h_2 = h - h_1 = 6 - 4,5 = 1,5$ м определяем при $\lambda_p = 1,0$ и коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ по формуле

$$F_{ph} = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2 \lambda_p \cdot \frac{c_1 \cdot h_2}{\text{tg}\varphi_1} (\lambda_p - 1) = 0,5 \cdot 17 \cdot 1,5^2 \cdot 1 \cdot 0,9 = 17,2 \text{ кН.}$$

Сумма всех вертикальных сил

$$F_v = F_{bv} + F_{\gamma v} + F_{\alpha v} + F_{qv} = 86,4 + 26,6 + 210,3 + 134,4 = 457,7 \text{ кН.}$$

Удерживающая сила F_{sr} определяется при $\varphi_1 = 29^\circ$; $R = 0$ по формуле

$$F_{sr} = F_v \cdot \text{tg}(\varphi_1 - \beta) + b \cdot c_1 + F_{ph} = 457,7 \cdot \text{tg}(29^\circ - 0) + 17,2 = 270,9 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (10.1):

$$\frac{F_{sr}}{F_{s\alpha}} = \frac{270,9}{215,4} = 1,26 > 1,2 \text{ (условие удовлетворяется).}$$

2-й с л у ч а й ($\beta = 0,5 \cdot \varphi_1 = 14,30$)

$$F_{s\alpha} = 215,4 \text{ кН.}$$

Коэффициент пассивного давления при $\varphi_1 = 29^\circ$

$$\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + 14^\circ 30') = 2,84.$$

Пассивное давление определяем с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ и $\gamma_1 = 18 \text{ кН/м}^3$:

$$F_p = 0,5 \cdot 18 \cdot 2,51^2 \cdot 2,84 \cdot 1,09 = 175,5 \text{ кН.}$$

Сумма вертикальных сил с учетом веса грунта в контуре «def» с коэффициентом надежности по нагрузке $\theta'_f = 0,9$ и $\gamma_1 = 18 \text{ кН/м}^3$.

$$F_v = 457,7 + 1,01 \cdot 3,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 0,9 = 489,6 \text{ кН.}$$

Удерживающая сила при $\varphi_1 = 29^\circ$

$$F_{sr} = 489,6 \cdot \text{tg}(29^\circ - 14^\circ 30') + 147 = 271,8 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (10.1):

$$\frac{F_{sr}}{F_{s\alpha}} = \frac{271,5}{215,4} = 1,26 > 1,2 \text{ (условие удовлетворяется).}$$

3-й с л у ч а й ($\beta_3 = \varphi_1 = 29^\circ$)

$$F_{s\alpha} = 215,4 \text{ кН.}$$

$$\lambda_p = 2,88.$$

$$F_{ph} = 0,5 \cdot 18 \cdot 3,64 \cdot 2,88 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 84,9 \text{ кН.}$$

$$F_{sr} = F_{ph} = 84,9 \text{ кН.}$$

$$\frac{F_{sr}}{F_{s\alpha}} = \frac{84,9}{215,4} = 0,39 > 1,2 \text{ (условие не удовлетворяется).}$$

При расчете устойчивости подпорной стенки на опрокидывание относительно точки О используем ранее вычисленные величины усилий.

Опрокидывающий момент создают $F_{gh} = 84$ кН и $F_{\alpha h} = 131,4$ кН.

$$M_{\alpha\alpha} = F_{gh} \cdot h/2 + F_{\alpha h} \cdot h/3 = 84 \cdot 3,0 + 131,4 \cdot 2,0 = 514,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Удерживающий момент создают силы $F_1 = 10,4$ кН, $F_4 = 15,2$ кН, $F_2 = 47,6$ кН, $F_3 = 37,8$ кН, $F_{ph} = 17,2$ кН, $F_{qv} = 134,4$ кН, $F_b = 210,3$ кН,

$$M_{sr} = 10,4 \cdot 0,3 + 15,2 \cdot 1,95 + 47,6 \cdot 0,9 + 37,8 \cdot 1,95 + 17,2 \cdot 0,5 + 134,4 \cdot 2,2 + 210,3 \cdot 1,45 = 3,12 + 29,64 + 42,84 + 73,71 + 8,6 + 295,68 + 304,94 = 758,5 \text{ кН}.$$

$$\frac{M_{sr}}{M_{\alpha\alpha}} = \frac{758,5}{514,8} = 1,47 > 1,2 \text{ (условие удовлетворяется).}$$

11. РАСЧЕТ ОГРАЖДАЮЩИХ СТЕН КОТЛОВАНОВ

При разработке глубоких строительных котлованов используются ограждения из тонких траншейных и свайных стен или шпунта. При отсутствии подземных вод стены предназначаются для восприятия бокового давления грунта, располагаемого выше дна котлована, а в водонасыщенных грунтах и на территории, покрытой водой, – для крепления котлована и защиты его от затопления водой.

Глубины погружения ограждающих стен и шпунтов определяются грунтовыми условиями. При неглубоком залегании водоупора стены погружают в этот слой, чтобы обеспечить защиту котлована от притока воды через его дно. При глубоком залегании водоупора величину погружения стен ниже дна котлована t , при которой песчаный грунт не будет выноситься в котлован при осушении, определяют по формуле

$$t \geq \frac{H_w \cdot \gamma_w}{m \cdot \pi \cdot \gamma_{sb}},$$

где H_w – напор на дне котлована, м;

γ_{sb} – удельный вес взвешенного грунта, кН/м³;

m – коэффициент, для гравелистых и крупных песков и супесей $m = 0,7$, для песков средней крупности и мелких $m = 0,5$, для пылеватых $m = 0,4$;

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

В пылеватых и мелких песках, текучих и текучепластичных глинистых грунтах для предупреждения выпора грунта в котлован стенку погружают ниже дна котлована на глубину

$$t \geq \frac{1,5(h_1\gamma + q)}{\gamma'(2K_\alpha^2 - 1)},$$

где h_1 – глубина котлована, м;

γ, γ' – удельный вес выше и ниже дна котлована, кН/м^3 .

Пригрузка q принимается не менее 10 кН/м^2 .

Ограждающие стены рассчитываются на прочность и устойчивость положения, т. е. по первой группе предельных состояний. На стены действует боковое давление от собственного веса грунта и пригрузки на его поверхности, а также гидростатическое давление воды при ее откачке из котлована.

При разнородных напластованиях и отличии значений γ, ϕ и c грунтов не более чем на 20 % допускается принимать основание однородным со средневзвешенными характеристиками по глубине стенки. Если это условие не выполняется, то давление на ограждение определяют отдельно от каждого слоя грунта, рассматривая выше-расположенные слои как вертикальную нагрузку.

Устойчивость положения ограждающих и шпунтовых свободностоящих и заанкеренных стенок проверяется из условия

$$M_{s\alpha} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot M_{sr}, \quad (11.1)$$

где $M_{s\alpha}$ – опрокидывающий момент, $\text{кН}\cdot\text{м}$;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности;

M_{sr} – удерживающий момент, $\text{кН}\cdot\text{м}$.

Прочность конструкций ограждения рассчитывают по общим правилам сопротивления материалов, рассматривая конструкции как временные сооружения. Момент сопротивления поперечных сечений шпунта принимают с коэффициентом 0,7 при отсутствии крепления обвязочных поясов к шпунту и 0,8, если они взаимно скреплены.

При составлении расчетной схемы ограждающей стенки учитывают следующее: без анкерного крепления стальным шпунтом ограждают котлованы глубиной до 5 м, при одноанкерном креплении – до 6–8 м. Длина шпунта не должна превышать 22 м. Обычно забивку свободстоящего шпунта производят ниже дна котлована на его глубину $t = h_1$, а при одноанкерном креплении – на $0,5 h_1$. Анкеры целесообразно располагать от верха стенки на расстоянии $0,3–0,4 \cdot h_1$, что позволит получить наименьшее значение изгибающего момента (рис. 11.1).

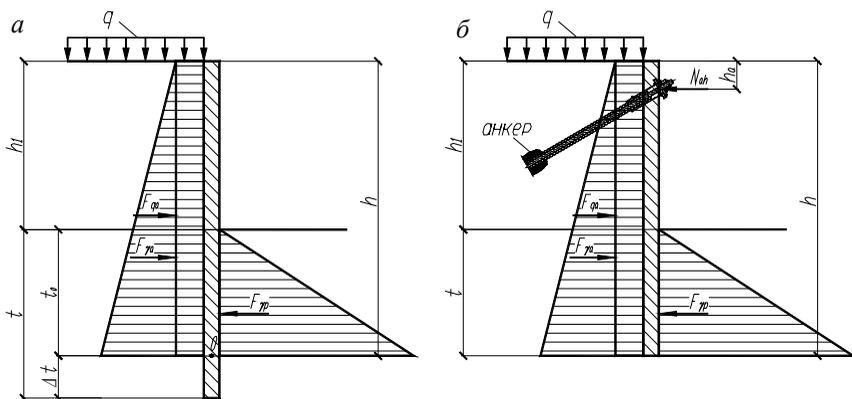


Рис. 11.1. Расчетные схемы ограждающих тонких стенок:
 а – свободстоящей; б – заанкеренной в одном уровне

Расчет ограждающих стенок ведут в следующей последовательности. Вначале составляют расчетную схему стенки, на которую наносят проектные отметки дна котлована, низа стенки, действующие временные нагрузки, показывают напластования грунтов и их характеристики, уровень подземной воды. Затем строят эпюры давлений грунта, воды и временных нагрузок. Из-за сложности точного аналитического расчета ограждающих стенок при их проектировании используют различные приближенные способы.

Стенка без креплений (рис. 11.1, *a*) под действием сил стремится повернуться вокруг точки 0, расположенной на глубине t_0 от дна котлована. От опрокидывания она удерживается пассивным сопротивлением грунта. Величину t_0 определяют из уравнения устойчивости на опрокидывание относительно точки 0. При этом в расчете условно учитывают только силы выше точки 0. Приближенно принимают

$$\Delta t = 0,15-0,20 t_0,$$

тогда полная глубина

$$t = t_0 + \Delta t.$$

Величину t_0 определяют методом последовательных приближений из уравнения устойчивости на опрокидывание.

В случае стенки с одним ярусом креплений (рис. 11, *б*) принимается условие несмещаемости анкерного пояса в горизонтальном направлении и возможность поворота стенки на этом уровне. Для нахождения требуемой глубины заделки стенки ниже дна котлована t и анкерного усилия на ее погонный метр $F_{b\alpha}$ к условию (11.3) добавляется дополнительное:

$$F_{sr} - F_{s\alpha} - F_{b\alpha} = 0, \quad (11.2)$$

где F_{sr} – сумма удерживающих сил, кН;

$F_{s\alpha}$ – сумма опрокидывающих сил, кН

З а д а н и е 11

Для принятой в задании 9 заземленной в грунте стенки определить необходимую ее заделку t ниже дна котлована при отсутствии анкерного крепления, а также требуемую заделку t и анкерную реакцию $F_{b\alpha}$ при наличии одного яруса крепления. Анкерный пояс принять на глубине $h_\alpha = 1,0$ м от верха уровня поверхности грунта за стеной.

Пример расчета приведен в табл. 11.1. Исходные данные принять по табл. 9.2. Путем последовательного увеличения через 1 м глубин

h и t добиваемся соблюдения условий (11.1) и (11.2). В случае свободностоящей стенки для удобства вычислений значения t_0 соответствуют величинам t у заанкеренных стенок.

Таблица 11.1

Пример расчета тонкой подпорной стенки

| Параметры | Значения параметров | | | | | |
|---|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| h , м | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| $F_{q\alpha}$, кН | 59,4 | 69,3 | 79,2 | 89,1 | 99,0 | 109 |
| $F_{\gamma\alpha}$, кН | 106,9 | 145,5 | 190,1 | 240,6 | 297,0 | 359,4 |
| $F_{h\alpha}$, кН | 166,3 | 214,8 | 269,3 | 329,7 | 396 | 468,4 |
| t , м | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| $F_{hp} = F_{\gamma p}$, кН | 108 | 243 | 432 | 675 | 972 | 1323 |
| Свободностоящая стенка | | | | | | |
| t_0 , м | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| $M_1 = F_{q\alpha} \cdot h/2$, кН·м | 178,2 | 242,6 | 316,8 | 401 | 495 | 600 |
| $M_2 = F_{\gamma\alpha} \cdot h/3$, кН·м | 213,8 | 339,5 | 506,9 | 721,8 | 990 | 1318 |
| $M_{s\alpha} = M_1 + M_2$, кН·м | 392 | 582,1 | 823,7 | 1123 | 1485 | 1918 |
| $M_{sr} = 0,95F_{hp} \cdot t_0/3$, м | 68 | 230 | 547 | 1069 | 1847 | 2933 |
| Заанкеренная стенка | | | | | | |
| $M_1 = F_{q\alpha}(h/2 - h_\alpha)$, кН·м | 119 | 173 | | | | |
| $M_2 = F_{\gamma\alpha}(2h/3 - h_\alpha)$, кН·м | 321 | 534 | | | | |
| $M_{s\alpha} = M_1 + M_2$, кН·м | 440 | 707 | | | | |
| $h - h_\alpha - t/3$, м | 4,33 | 5,0 | | | | |
| $M_{sr} = 0,95F_{hp}(h - h_0 - t/3)$, кН·м | 444 | 1154 | | | | |

| | | | | | | |
|---|------|-------|--|--|--|--|
| $F_{b\alpha} = F_{h\alpha} - F_{hp}$, кН | 58,3 | -28,2 | | | | |
|---|------|-------|--|--|--|--|

Таким образом, для свободстоящей стенки требуется $t = 1,2 \times t_0 \cong 8$ м. У заанкеренной стенки $t \cong 2,0$ м, $F_{\alpha} = 58$ кН на погонный метр.

12. ИНЪЕКЦИОННЫЕ АНКЕРЫ И ИХ РАСЧЕТ

Для обеспечения устойчивости опрокидываемых или отрываемых от грунта сооружений при воздействии моментных, вырывающих, взвешивающих и подъемных сил используются анкерные крепления. Наиболее эффективными из них являются инъекционные анкеры.

Инъекционный анкер (рис. 12.1) – напрягаемая конструкция, состоящая из корня, тяги и головы, обеспечивающая связь между сооружением и грунтом. При этом тяга анкера работает на растяжение, его корень – на вырывание из массива грунта за счет сил сопротивления сдвигу по его боковой и вдавливанию по лобовой поверхности, а оголовок фиксирует преднапряжение тяги и закрепляет анкер на сооружении с передачей последнему прижимного усилия.

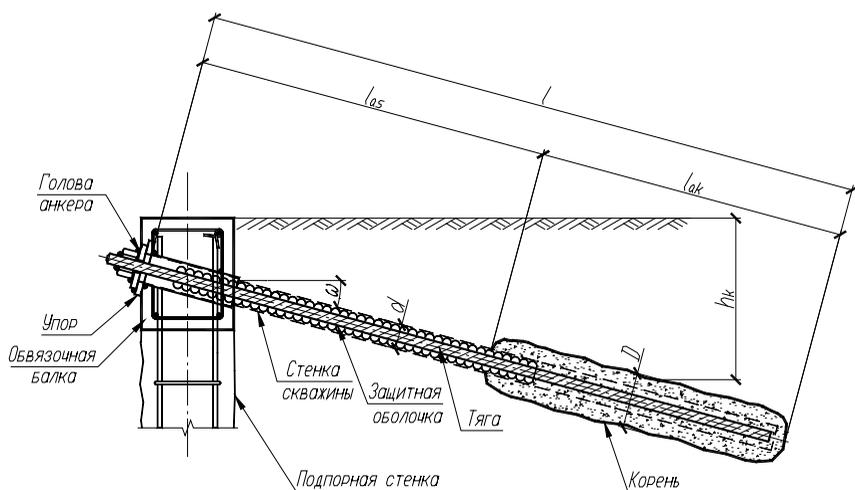


Рис. 12.1. Схема инъекционного анкера

У инъекционного анкера различают длины – общую l , свободной части l_{as} , корня l_{ak} ; диаметры – скважины d , корня D ; толщину слоя грунта над серединой корня h_k , угол наклона к горизонту ω .

При креплении подпорных стен корень должен располагаться на расстоянии 1,5–2,0 м за пределами потенциальной призмы обрушения, а в случае анкерования других конструкций относительная глубина заделки корня l_{as}/D должна быть больше 10. Различают временные и постоянные анкеры. Первые имеют срок службы 2–3 года, вторые – 50 и более лет.

Несущая способность инъекционного анкера по грунту F_{bh} определяется в соответствии с пособием П18-2004 к СНБ 5.01.01–99 по формуле

$$F_{bh} = 3,14 \sum D_i l_{aki} R_{fi} \gamma_{cfi} + 0,785 \sum R_{ci} (D_i^2 - d^2) \gamma_{cRi}, \text{ кН},$$

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

l_{aki} – длина цилиндрической части корня анкера, м;

R_{fi} – контактное сопротивление сдвигу грунта по боковой поверхности корня анкера, кПа, определяемое по эмпирическим зависимостям или по табл. 12.1, 12.2;

γ_{cfi} – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности анкерных корней, зависящий от способа определения значений при отсутствии динамических воздействий на грунт и принимаемый $\gamma_{cfi} = 1$;

R_{ci} – расчетное сопротивление грунта сжатию по лобовой поверхности корня, кПа, определяется по табл. 12.3;

d – диаметр скважины, м;

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

Таблица 12.1

Значения R_{fi} для песчаных грунтов

| Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м | Расчетное сопротивление R_{fi} , кПа, грунтов | | | | | | | | | | |
|--|--|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | Песчаных средней прочности | | | | | | | | | | |
| | гравелистых | крупных | средней крупности | мелких | пылеватых | – | – | – | – | – | – |
| | Пылевато-глинистых с показателем текучести I_L | | | | | | | | | | |
| | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |
| 0,5 | $\frac{50,0}{40,0}$ | $\frac{47,0}{35,0}$ | $\frac{40,0}{31,0}$ | $\frac{35,0}{20,0}$ | $\frac{25,0}{12,0}$ | 9 | 6 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| 1,0 | $\frac{60,0}{45,0}$ | $\frac{55,0}{38,0}$ | $\frac{45,0}{35,0}$ | $\frac{40,0}{25,0}$ | $\frac{30,0}{15,0}$ | 12 | 9 | 6 | 5 | 4 | 3 |
| 1,5 | $\frac{65,0}{50,0}$ | $\frac{57,0}{40,0}$ | $\frac{50,0}{38,0}$ | $\frac{45,0}{28,0}$ | $\frac{35,0}{18,0}$ | 15 | 11 | 9 | 7 | 5 | 4 |
| 2,0 | $\frac{70,0}{55,0}$ | $\frac{60,0}{45,0}$ | $\frac{55,0}{42,0}$ | $\frac{50,0}{32,0}$ | $\frac{40,0}{22,0}$ | 17 | 13 | 11 | 9 | 7 | 5 |
| 2,5 | $\frac{75,0}{57,0}$ | $\frac{62,0}{50,0}$ | $\frac{57,0}{45,0}$ | $\frac{54,0}{35,0}$ | $\frac{43,0}{25,0}$ | 19 | 15 | 13 | 11 | 8 | 6 |
| 3,0 | $\frac{80,0}{60,0}$ | $\frac{65,0}{52,0}$ | $\frac{60,0}{48,0}$ | $\frac{56,0}{38,0}$ | $\frac{46,0}{28,0}$ | 21 | 17 | 15 | 13 | 9 | 7 |
| 4,0 | $\frac{85,0}{65,0}$ | $\frac{70,0}{55,0}$ | $\frac{63,0}{53,0}$ | $\frac{58,0}{40,0}$ | $\frac{49,0}{32,0}$ | 24 | 19 | 17 | 15 | 11 | 9 |
| 5,0 | $\frac{90,0}{70,0}$ | $\frac{75,0}{60,0}$ | $\frac{68,0}{56,0}$ | $\frac{62,0}{43,0}$ | $\frac{52,0}{36,0}$ | 26 | 21 | 19 | 17 | 13 | 11 |
| 6,0 | $\frac{95,0}{72,0}$ | $\frac{80,0}{65,0}$ | $\frac{72,0}{60,0}$ | $\frac{65,0}{45,0}$ | $\frac{55,0}{38,0}$ | 29 | 23 | 21 | 19 | 14 | 12 |
| 7,0 | $\frac{100,0}{75,0}$ | $\frac{85,0}{70,0}$ | $\frac{75,0}{63,0}$ | $\frac{68,0}{48,0}$ | $\frac{58,0}{40,0}$ | 32 | 25 | 22 | 20 | 15 | 13 |
| <p><i>Примечания.</i></p> <p>1. Значения R_{fi}, указанные в числителе, относятся к песчаным грунтам, в знаменателе – к глинистым.</p> <p>2. Для прочных песчаных и моренных грунтов с коэффициентом пористости $e \leq 0,45$ значения R_{fi} увеличиваются на 30 %, для намывных грунтов ненарушенной структуры в возрасте двух и более лет, а также насыпных (планомерно возве-</p> | | | | | | | | | | | |

денных) песчаных грунтов с коэффициентом уплотнения $K_{com} \geq 0,92$ принимаются как для песков средней прочности. Для малопрочных песков R_{fi} принимается на 20 % меньше.

Таблица 12.2

Значения R_{fi} для насыпных и пылевато-глинистых грунтов

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

Таблица 12.3

Значения R_{ci} для песчаных и пылевато-глинистых грунтов

| Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи (фундамента), м | Коэффициент пористости грунта e | Расчетные сопротивления R и R_i , МПа, грунтов | | | | | | | | | | |
|---|-----------------------------------|--|---------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|--|
| | | Песчаных | | | | | | | | | | |
| | | гравелистых | крупных | — | средней крупности | мелких | пылеватых | — | — | — | — | |
| | | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | |
| 0,5 | 0,5 | $\frac{3,00}{2,00}$ | $\frac{2,50}{1,60}$ | 1,30 | $\frac{2,40}{1,20}$ | $\frac{2,20}{1,05}$ | $\frac{1,75}{0,90}$ | 0,80 | 0,65 | 0,40 | 0,25 | |
| | 0,65 | $\frac{2,00}{1,50}$ | $\frac{1,60}{1,20}$ | 1,00 | $\frac{1,50}{0,90}$ | $\frac{1,40}{0,80}$ | $\frac{1,10}{0,70}$ | 0,60 | 0,50 | 0,30 | 0,20 | |

| | | | | | | | | | | | |
|--|-----|---------------------|---------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|
| | 0,8 | $\frac{1,60}{1,15}$ | $\frac{1,10}{0,80}$ | 0,70 | $\frac{1,05}{0,60}$ | $\frac{1,00}{0,55}$ | $\frac{0,80}{0,50}$ | 0,40 | 0,35 | 0,20 | 0,15 |
|--|-----|---------------------|---------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|

Продолжение табл. 12.3

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|-----|------|----------------------|----------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|
| 1,0 | 0,5 | $\frac{4,80}{3,25}$ | $\frac{4,20}{2,10}$ | 1,80 | $\frac{3,20}{1,30}$ | $\frac{2,40}{1,20}$ | $\frac{1,85}{1,05}$ | 0,90 | 0,75 | 0,50 | 0,40 |
| | 0,65 | $\frac{3,00}{2,50}$ | $\frac{2,80}{1,60}$ | 1,40 | $\frac{2,00}{1,00}$ | $\frac{1,50}{0,90}$ | $\frac{1,15}{0,80}$ | 0,70 | 0,60 | 0,40 | 0,30 |
| | 0,8 | $\frac{2,10}{1,75}$ | $\frac{2,00}{1,10}$ | 1,00 | $\frac{1,40}{0,70}$ | $\frac{1,05}{0,60}$ | $\frac{0,82}{0,55}$ | 0,50 | 0,40 | 0,30 | 0,20 |
| 1,5 | 0,5 | $\frac{7,20}{4,90}$ | $\frac{6,40}{3,40}$ | 2,20 | $\frac{4,10}{1,70}$ | $\frac{2,55}{1,30}$ | $\frac{1,90}{1,20}$ | 1,00 | 0,90 | 0,65 | 0,45 |
| | 0,65 | $\frac{4,50}{3,80}$ | $\frac{4,00}{2,60}$ | 1,70 | $\frac{2,60}{1,30}$ | $\frac{1,60}{1,00}$ | $\frac{1,17}{0,90}$ | 0,80 | 0,70 | 0,50 | 0,35 |
| | 0,8 | $\frac{3,15}{2,60}$ | $\frac{2,80}{1,80}$ | 1,20 | $\frac{1,80}{0,90}$ | $\frac{1,10}{0,70}$ | $\frac{0,85}{0,60}$ | 0,55 | 0,50 | 0,35 | 0,25 |
| 2,0 | 0,5 | $\frac{10,00}{7,10}$ | $\frac{9,60}{4,20}$ | 3,25 | $\frac{5,40}{2,30}$ | $\frac{2,90}{1,70}$ | $\frac{1,95}{1,30}$ | 1,10 | 1,00 | 0,75 | 0,50 |
| | 0,65 | $\frac{6,80}{5,00}$ | $\frac{6,00}{3,20}$ | 2,50 | $\frac{3,40}{1,80}$ | $\frac{1,80}{1,30}$ | $\frac{1,20}{1,00}$ | 0,90 | 0,80 | 0,60 | 0,40 |
| | 0,8 | $\frac{4,80}{3,80}$ | $\frac{4,20}{2,20}$ | 1,75 | $\frac{2,40}{1,30}$ | $\frac{1,25}{0,90}$ | $\frac{0,90}{0,70}$ | 0,65 | 0,55 | 0,40 | 0,30 |
| 2,5 | 0,5 | $\frac{11,30}{7,80}$ | $\frac{10,00}{4,50}$ | 3,90 | $\frac{5,70}{2,60}$ | $\frac{3,05}{1,95}$ | $\frac{2,00}{1,60}$ | 1,15 | 1,05 | 0,80 | 0,55 |
| | 0,65 | $\frac{7,10}{6,00}$ | $\frac{6,30}{3,50}$ | 3,00 | $\frac{3,60}{2,00}$ | $\frac{1,90}{1,50}$ | $\frac{1,25}{1,10}$ | 0,95 | 0,85 | 0,65 | 0,45 |
| | 0,8 | $\frac{5,00}{4,20}$ | $\frac{4,40}{2,50}$ | 2,10 | $\frac{2,50}{1,40}$ | $\frac{1,30}{1,05}$ | $\frac{0,85}{0,75}$ | 0,65 | 0,50 | 0,45 | 0,35 |
| 3,0 | 0,5 | $\frac{12,00}{8,50}$ | $\frac{10,50}{5,70}$ | 4,50 | $\frac{6,10}{2,80}$ | $\frac{3,35}{2,10}$ | $\frac{2,10}{1,65}$ | 1,30 | 1,15 | 0,90 | 0,65 |
| | 0,65 | $\frac{7,50}{6,50}$ | $\frac{6,60}{4,00}$ | 3,50 | $\frac{3,80}{2,20}$ | $\frac{2,10}{1,60}$ | $\frac{1,30}{1,20}$ | 1,00 | 0,90 | 0,70 | 0,50 |
| | 0,8 | $\frac{5,25}{4,50}$ | $\frac{4,60}{2,80}$ | 2,50 | $\frac{2,70}{1,95}$ | $\frac{1,50}{1,10}$ | $\frac{0,90}{0,85}$ | 0,70 | 0,60 | 0,50 | 0,40 |
| 4,0 | 0,5 | $\frac{13,20}{9,10}$ | $\frac{10,80}{6,70}$ | 5,20 | $\frac{7,00}{3,40}$ | $\frac{3,70}{2,20}$ | $\frac{2,15}{1,70}$ | 1,35 | 1,30 | 0,92 | 0,70 |
| | 0,65 | $\frac{8,30}{7,00}$ | $\frac{6,80}{5,20}$ | 4,00 | $\frac{4,40}{2,60}$ | $\frac{2,30}{1,70}$ | $\frac{1,35}{1,30}$ | 1,10 | 1,00 | 0,75 | 0,55 |

| | | | | | | | | | | | |
|--|-----|---------------------|---------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|
| | 0,8 | $\frac{5,80}{4,90}$ | $\frac{4,80}{3,70}$ | 2,80 | $\frac{3,10}{1,80}$ | $\frac{1,60}{1,20}$ | $\frac{0,95}{0,90}$ | 0,75 | 0,65 | 0,52 | 0,42 |
|--|-----|---------------------|---------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|

Окончание табл. 12.3

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|-----|------|-----------------------|----------------------|------|---------------------|---------------------|---------------------|------|------|------|------|
| 5,0 | 0,5 | $\frac{14,10}{9,70}$ | $\frac{11,20}{8,10}$ | 5,70 | $\frac{7,40}{3,60}$ | $\frac{3,85}{2,60}$ | $\frac{2,25}{1,75}$ | 1,40 | 1,35 | 1,00 | 0,75 |
| | 0,65 | $\frac{8,80}{7,50}$ | $\frac{7,00}{6,20}$ | 4,40 | $\frac{4,60}{2,80}$ | $\frac{2,40}{2,00}$ | $\frac{1,40}{1,35}$ | 1,15 | 1,05 | 0,80 | 0,60 |
| | 0,8 | $\frac{6,20}{5,20}$ | $\frac{4,90}{4,30}$ | 3,10 | $\frac{3,20}{2,00}$ | $\frac{1,70}{1,40}$ | $\frac{1,00}{0,95}$ | 0,80 | 0,70 | 0,60 | 0,45 |
| 7,0 | 0,5 | $\frac{15,00}{10,00}$ | $\frac{11,60}{8,90}$ | 6,20 | $\frac{7,70}{4,30}$ | $\frac{4,00}{2,80}$ | $\frac{2,40}{1,80}$ | 1,50 | 1,40 | 1,15 | 0,90 |
| | 0,65 | $\frac{9,70}{8,50}$ | $\frac{7,30}{6,90}$ | 4,80 | $\frac{4,85}{3,30}$ | $\frac{2,50}{2,20}$ | $\frac{1,50}{1,40}$ | 1,20 | 1,10 | 0,90 | 0,70 |
| | 0,8 | $\frac{6,80}{6,00}$ | $\frac{5,10}{4,90}$ | 3,40 | $\frac{3,40}{2,30}$ | $\frac{1,75}{1,60}$ | $\frac{1,05}{1,00}$ | 0,85 | 0,80 | 0,65 | 0,50 |

Примечания.

1. Для моренных грунтов с коэффициентом пористости $e \leq 0,45$ значения R и R_i следует принимать на 100 % больше соответствующего значения при $e = 0,5$. Для намывных грунтов ненарушенной структуры в возрасте двух и более лет, а также для насыпных песчаных грунтов в планомерно возведенных насыпях с коэффициентом уплотнения $K_{com} \geq 0,92$ – как для песчаных грунтов средней прочности.

2. В случае если по данным гидрогеологических изысканий предполагается затопление основания сваи (фундамента) в процессе ее (его) эксплуатации в результате подъема уровня грунтовых вод или по другим причинам, значения R и R_i следует принимать на 20 % меньше.

Для песчаных и глинистых грунтов Беларуси значения R_{fi} могут определяться по эмпирическим зависимостям:

– для маловлажных песков средней крупности (при коэффициенте пористости грунта $e = 0,6–0,85$) $R_{fi} = 283–269e$;

– для маловлажных крупных песков (при $e = 0,6–0,85$) $R_{fi} = 291–269e$;

– для маловлажных гравелистых песков (при $e = 0,6–0,85$) $R_{fi} = 371–386e$;

– для пылеватых супесей твердой консистенции (при $e = 0,5–0,8$) $R_{fi} = 114–113e$;

Для пластичных пылеватых супесей значения, определенные по корреляционным зависимостям, следует уменьшить в 1,8 раза при показателе текучести $0,25 < I_L < 0,5$ и в 3,3 раза – при $0,75 < I_L < 0,9$; – для суглинков моренных (при $e = 0,3–0,35$ и влажности грунта $W = 5–18\%$) $R_{fi} = 126–3,6W$.

Расчетное допускаемое усилие на анкер F_d с учетом коэффициента надежности по грунту

$$N = \frac{F_{bh}}{\gamma_n},$$

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

Пример расчета анкера

Р е ш е н и е

Находим толщину слоя грунта над серединой корня h_k по углу наклона анкера к горизонту ω ; $h_k = 4,1$ м.

Находим глубину заложения лобовой поверхности корня: $h_n = 3,6$ м.

Определяем несущую способность анкера по грунту по формуле (12.1):

$$\begin{aligned} F_{bh} &= 3,14 \cdot 0,4 \cdot 5 \cdot 63,5 \cdot 1 + 0,785 \cdot 4160 \cdot (0,4^2 - 0,15^2) \cdot 1 = \\ &= 399 + 449 = 848 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Расчетное допускаемое усилие на анкер F_d с учетом коэффициента надежности по грунту

$$N = 848/1,5 = 565 \text{ кН.}$$

З а д а н и е 12

Определить несущую способность основания буроинъекционно-го анкера и допускаемую на него расчетную нагрузку.

Длина анкера, длина корня, диаметры скважины и корня, угол наклона анкера к горизонту, глубина расположения упорного пояса от планировки и грунтовые условия приведены в табл. 12.4. Скважина для анкера бурится под защитой обсадной трубы, через которую закачивается цементный раствор, в зону формирования корня под избыточным давлением и посредством свободной заливки по свободной длине.

Таблица 12.4

Исходные данные к заданию 12

| Номер варианта | Длина анкера L , м | Диаметр скважины d , см | Длина корня l_{ak} , м | Диаметр корня D , см | Глубина расположения упорного пояса Y , м | Угол наклона анкера к горизонту λ | Грунтовые условия |
|----------------|----------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | 8 | 8,9 | 3,0 | 25,0 | 1,5 | 5 | Песок средней крупности, $e = 0,6$ |
| 2 | 9 | 11,4 | 3,2 | 30,0 | 1,8 | 8 | Суглинок моренный, $e = 0,5, I_L = 0,2$ |
| 3 | 10 | 15,0 | 3,4 | 35,0 | 2,1 | 11 | Песок крупный, $e = 0,45$ |
| 4 | 11 | 20,0 | 3,6 | 40,0 | 2,4 | 14 | Супесь, $e = 0,6, I_L = 0,3$ |
| 5 | 12 | 8,9 | 3,8 | 50,0 | 2,7 | 17 | Супесь моренная, $e = 0,4, I_L = 0,1$ |
| 6 | 13 | 11,4 | 4,0 | 25,0 | 3,0 | 20 | Песок мелкий, $e = 0,45$ |
| 7 | 14 | 15,0 | 3,0 | 30,0 | 1,5 | 23 | Суглинок моренный, $e = 0,4, I_L = 0$ |
| 8 | 15 | 20,0 | 3,2 | 35,0 | 1,8 | 5 | Песок гравелистый, $e = 0,65$ |
| 9 | 8 | 8,9 | 3,4 | 40,0 | 2,1 | 8 | Суглинок, $e = 0,55, I_L = 0,4$ |
| 10 | 9 | 11,4 | 3,6 | 50,0 | 2,4 | 11 | Песок пылеватый, $e = 0,8$ |
| 11 | 10 | 15,0 | 3,8 | 25,0 | 2,7 | 14 | Песок средней крупности, $e = 0,6$ |
| 12 | 11 | 20,0 | 4,0 | 30,0 | 3,0 | 17 | Суглинок моренный, $e = 0,5, I_L = 0,2$ |
| 13 | 12 | 8,9 | 3,0 | 35,0 | 1,5 | 20 | Песок крупный, $e = 0,45$ |
| 14 | 13 | 11,4 | 3,2 | 40,0 | 1,8 | 23 | Супесь, $e = 0,6, I_L = 0,3$ |
| 15 | 14 | 15,0 | 3,4 | 50,0 | 2,1 | 5 | Супесь моренная, $e = 0,4, I_L = 0,1$ |
| 16 | 15 | 20,0 | 3,6 | 25,0 | 2,4 | 8 | Песок мелкий, $e = 0,45$ |
| 17 | 8 | 8,9 | 3,8 | 30,0 | 2,7 | 11 | Суглинок моренный, $e = 0,4, I_L = 0$ |

| | | | | | | | |
|----|----|------|-----|------|-----|----|---------------------------------|
| 18 | 9 | 11,4 | 4,0 | 35,0 | 3,0 | 14 | Песок гравелистый, $e = 0,65$ |
| 19 | 10 | 15,0 | 3,0 | 40,0 | 1,5 | 17 | Суглинок, $e = 0,55, I_L = 0,4$ |
| 20 | 11 | 20,0 | 3,2 | 50,0 | 1,8 | 20 | Песок пылеватый, $e = 0,8$ |

Окончание табл. 12.4

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|----|----|------|-----|------|-----|----|---|
| 21 | 12 | 8,9 | 3,4 | 25,0 | 2,1 | 23 | Песок средней крупности, $e = 0,6$ |
| 22 | 13 | 11,4 | 3,6 | 30,0 | 2,4 | 5 | Суглинок моренный, $e = 0,5, I_L = 0,2$ |
| 23 | 14 | 15,0 | 3,8 | 35,0 | 2,7 | 8 | Песок крупный, $e = 0,45$ |
| 24 | 15 | 20,0 | 4,0 | 40,0 | 3,0 | 11 | Супесь, $e = 0,6, I_L = 0,3$ |
| 25 | 8 | 8,9 | 3,0 | 50,0 | 1,5 | 14 | Супесь моренная, $e = 0,4, I_L = 0,1$ |
| 26 | 9 | 11,4 | 3,2 | 25,0 | 1,8 | 17 | Песок мелкий, $e = 0,45$ |
| 37 | 10 | 15,0 | 3,4 | 30,0 | 2,1 | 20 | Суглинок моренный, $e = 0,4, I_L = 0$ |
| 28 | 11 | 20,0 | 3,6 | 35,0 | 2,4 | 23 | Песок гравелистый, $e = 0,65$ |
| 29 | 12 | 8,9 | 3,8 | 40,0 | 2,7 | 5 | Суглинок, $e = 0,55, I_L = 0,4$ |
| 30 | 13 | 11,4 | 4,0 | 50,0 | 3,0 | 8 | Песок пылеватый, $e = 0,8$ |

Список использованных источников

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 строительства и архитектуры Республики Беларусь, 1999. – 36 с.

2. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных свай: П4–2000 к СНБ 5.01.01–99. – Введ. 08.11.2000. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2001. – 40 с.

3. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: П2–2000 к СНБ 5.01.01–99. – Введ. 25.07.2000. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2001. – 26 с.

4. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование и устройство подпорных стен и креплений котлованов: П17–02 к СНБ 5.01.01–99. – Введ. 31.12.2002. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2003. – 95 с.

5. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай: П18–04 к СНБ 5.01.01–99. – Введ. 08.12.2004. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2005. – 83 с.

6. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве: пособие к строительным нормам Республики Беларусь. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием: П19–04 к СНБ 5.01.01–99. – Введ. 20.09.2004. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2006. – 92 с.

7. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–2002. – Введ. 20.06.2002. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2003. – 135 с.

8. Методические указания к практическим занятиям по курсу «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 12.02 – «Промышленное и гражданское строительство» / Н.Д. Банников [и др.]. – Минск: БПИ, 1986. – 86 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|--|----|
| 1. Анализ физических характеристик грунта. | 3 |
| 2. Построение эпюры природного давления. | 8 |
| 3. Распределение вертикальных сжимающих напряжений в основании по глубине под центром фундамента. | 11 |
| 4. Определение расчетного сопротивления основания. | 16 |
| 5. Определение осадки фундамента мелкого заложения методом послойного суммирования. | 24 |
| 6. Определение расчетной нагрузки, допускаемой на сваю. | 29 |
| 7. Расчет свайных фундаментов. | 42 |
| 8. Расчет осадки свайного фундамента. | 44 |
| 9. Давление грунта на подпорные стены. | 51 |
| 10. Определение устойчивости фундаментов на сдвиг и сопротивление. | 57 |
| 11. Расчет ограждающих стен котлованов. | 63 |
| 12. Инъекционные анкеры и их расчет. | 68 |
| Список использованных источников. | 77 |

Учебное издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания и задания
к практическим занятиям
для студентов строительных специальностей

Составители:

НИКИТЕНКО Михаил Иванович
БАННИКОВ Сергей Николаевич
СЕРНОВ Вячеслав Александрович и др.

Редактор Т.Н. Микулик
Компьютерная верстка Н.А. Школьниковой

Подписано в печать 10.10.2011.

Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 4,65. Уч.-изд. л. 3,64. Тираж 300. Заказ 750.

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.