

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

И.Т. Мирсяпов, Р.Р. Хасанов, Д.Р. Сафин

**ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Учебно-методическое пособие

*к практическим занятиям для студентов очной формы обучения
направления подготовки 08.03.01 «Строительство»
по профилю «Промышленное и гражданское строительство»*

Казань
2024

УДК 624.15
ББК 38.58
М63

Мирсаяпов И.Т., Хасанов Р.Р., Сафин Д.Р.

М63 Основания и фундаменты зданий и сооружений: Учебно-методическое пособие к практическим занятиям для студентов очной формы обучения направления подготовки 08.03.01 «Строительство» по профилю «Промышленное и гражданское строительство» / И.Т. Мирсаяпов, Р.Р. Хасанов, Д.Р. Сафин. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитект.-строит. ун-та, 2024. –108 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В учебно-методическом пособии даны задания и примеры решения задач по дисциплине «Основания и фундаменты зданий и сооружений».

Рецензент
Кандидат технических наук,
директор ООО «НППФ «Фундаментспецремонт»
И.Ф. Шакиров

УДК 624.15
ББК 38.58

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2024

© Мирсаяпов И.Т., Хасанов Р.Р.,
Сафин Д.Р., 2024

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ЗАДАЧА № 1. Расчет и конструирование фундамента мелкого заложения (ФМЗ).....	5
ЗАДАЧА № 2. Определение абсолютной осадки основания ФМЗ методом послойного суммирования	14
ЗАДАЧА № 3. Определение абсолютной осадки основания плитного фундамента методом линейно-деформируемого слоя (метод К.Е. Егорова)	19
ЗАДАЧА № 4. Определение абсолютной осадки основания ленточного фундамента методом эквивалентного слоя (метод Н.А. Цытовича)	23
ЗАДАЧА № 5. Расчет тела фундамента мелкого заложения.....	28
ЗАДАЧА № 6. Расчет несущей способности основания фундаментов мелкого заложения	33
ЗАДАЧА № 7. Расчет ленточных фундаментов мелкого заложения	35
ЗАДАЧА № 8. Расчет и конструирование свайного фундамента (СФ).....	39
ЗАДАЧА № 9. Определение абсолютной осадки свайного куста	44
ЗАДАЧА № 10. Расчет несущей способности свай-стоек на вертикальные нагрузки	50
ЗАДАЧА № 11. Расчет и конструирование ленточных ростверков свайных фундаментов	55
ЗАДАЧА № 12. Подбор молота для погружения свай	61
ЗАДАЧА № 13. Расчёт опускного колодца на монтажные нагрузки	63
ЗАДАЧА № 14. Расчет и конструирование шпунтового ограждения	69
ЗАДАЧА № 15. Расчет и конструирование песчаной подушки.....	73
ЗАДАЧА № 16. Расчет устойчивости грунтового откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения	77
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	81
<i>Приложение 1. Исходные данные к задачам.....</i>	<i>82</i>
<i>Приложение 2. Справочные таблицы</i>	<i>94</i>

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании зданий и сооружений одним из сложных вопросов является решение задач, связанных с устройством оснований и фундаментов.

Для получения наиболее экономичного решения при проектировании фундаментов задачу необходимо рассматривать комплексно, оценивая следующие вопросы:

- выбор конструкций фундаментов, удовлетворительно работающих при данных грунтовых условиях;
- возможные деформации грунтов основания сооружения;
- способ производства земляных работ и работ по возведению фундаментов.

Одновременно с изучением программного теоретического материала по дисциплине «Основания и фундаменты зданий и сооружений» учебный план предусматривает проведение практических занятий. Практические занятия являются одним из ответственных звеньев учебного процесса и имеют целью закрепить знания, полученные студентами за период изучения теоретического курса, а также должно способствовать умелому применению этих знаний при инженерном решении задач по дисциплине «Основания и фундаменты зданий и сооружений». В процессе решения задач студент должен научиться пользоваться действующими строительными нормами и правилами, руководствами, справочными и литературными материалами.

Решению задач должно предшествовать изучение соответствующих разделов курса «Основания и фундаменты зданий и сооружений». При выполнении работы рекомендуется пользоваться литературой, приведенной в конце учебно-методического пособия.

ЗАДАЧА № 1

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ (ФМЗ)

Условия задачи

При заданных инженерно-геологических условиях и нагрузке на обрез фундамента N_{II} и M_{II} требуется законструировать столбчатый фундамент мелко-го заложения. Район строительства – г. Казань. Здание многоэтажное, каркасно-го типа, с железобетонными сборными колоннами квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0,3 \times 0,3$ м, соотношение длины здания к его высоте $L/H = 2$.

Исходные данные приведены в табл. П1.1 приложения 1 данного пособия. Грунтовые условия к задаче представлены на рис. 1.1.

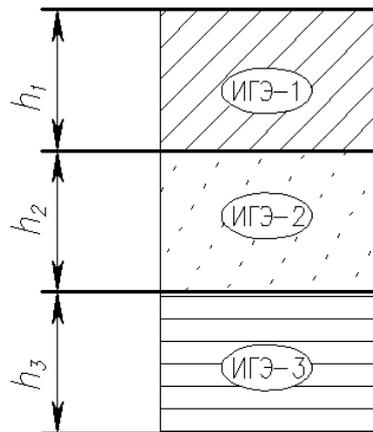


Рис. 1.1. Схема к задаче №1

Указания к решению

Определение основных размеров фундамента мелко заложения состоит из следующих этапов:

- определение предварительной высоты фундамента по конструктивным требованиям;
- определение глубины заложения фундамента;
- определение размеров подошвы фундамента;
- конструирование фундамента.

Определение предварительной высоты фундамента по конструктивным требованиям

Предварительная высота плитной части фундамента по минимальным требованиям принимается 0,2 м. Исходя из условия жесткой заделки колонны в фундаменте, определяется минимальная высота фундамента:

$$H_f = h_{cf} + 0,2, \text{ м}, \quad (1.1)$$

где h_{cf} – глубина стакана, м.

Глубина стакана принимается из условия:

$$h_{cf} = h_z + 0,05 \text{ м}, \quad (1.2)$$

где h_z – глубина заделки колонны в стакан фундамента, определяется как большее из двух значений:

$$h_z = (1,0 \dots 1,5) h_c, \text{ м}; \quad (1.3)$$

$$h_z = k \cdot d_s, \text{ м}, \quad (1.4)$$

где h_c – высота поперечного сечения колонны, м;

d_s – диаметр продольной арматуры колонны, принимаем $d_s^{\min} = 16$ мм;

$k = 25$ – коэффициент анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента.

Минимальная высота железобетонного фундамента под железобетонные колонны для одноэтажных и многоэтажных зданий из условия надежного заземления фундамента в грунте принимается $H_f = 1,5$ м.

Окончательная высота фундамента уточняется после определения размеров подошвы.

Определение глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундамента d исчисляется от уровня планировки до подошвы фундамента и определяется с учетом:

а) назначения и конструктивных особенностей здания (наличие подвала, подземных коммуникаций и т.д.);

б) геологических и гидрогеологических условий площадки строительства (учитывается сжимаемость грунтов, характер напластования слоев, положение уровня грунтовых вод);

в) влияния глубины сезонного промерзания грунтов.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (1.5)$$

где k_n – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, определяемый по табл. П2.10 приложения 2 данного пособия;

d_{fn} – нормативная глубина промерзания грунта, определяется в зависимости от климатического района.

Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы фундамента определяется по формуле:

$$A_f = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt}d}, \quad (1.6)$$

где N_{II} – продольное усилие, передаваемое колонной, приложенное к фундаментау на уровне его обреза;

d – глубина заложения фундамента, м;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$;

R_0 – начальное расчетное сопротивление несущего слоя грунта, кПа (табл. П2.1 приложения 2).

Если фундамента испытывает воздействие нормальной силы N_{II} и изгибающего момента M_{II} , то он считается внецентренно нагруженным. Следовательно, фундамента проектируется прямоугольным в плане, вытянутым в плоскости действия момента, при этом соотношение размеров сторон подошвы фундамента принимается $\eta = 0,6 \dots 0,85$.

Учитывая, что $A_f = b_f \cdot l_f$ и $b_f = \eta \cdot l_f$, преобразуя формулу (1.6), получаем ширину подошвы фундамента:

$$b_f = \sqrt{\frac{\eta \cdot N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt}d}}. \quad (1.7)$$

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле:

$$l_f = b_f / \eta. \quad (1.8)$$

Значения размеров подошвы фундамента округляют кратными 0,3 м в большую сторону.

После этого уточняется расчетное сопротивление грунта (при отсутствии подвала в здании):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b_f \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (1.9)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаются по табл. П2.2 приложения 2;

k – коэффициент, так как прочностные характеристики грунта φ_{II} и c_{II} определены непосредственными испытаниями, то $k = 1,0$;

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ_{II} , принимаются по табл. П2.3 приложения 2;

b_f – ширина подошвы фундамента, м;

k_z – коэффициент, зависящий от ширины подошвы фундамента (при ширине подошвы $b_f < 10\text{м}$ $k_z = 1,0$);

d – глубина заложения фундамента;

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

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;

γ_{II} – то же, ниже подошвы фундамента.

Проверяем выполнение условий:

$$P_{\max}^{kp} \leq 1,2R, \quad (1.10)$$

$$P_{\min}^{kp} \geq 0, \quad (1.11)$$

$$P_{cp} \leq R, \quad (1.12)$$

где $P_{cp} = \frac{P_{\max}^{kp} + P_{\min}^{kp}}{2}$ – среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента;

$P_{\min}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d - \frac{M_{II}}{W}$ – минимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента;

$P_{\max}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d + \frac{M_{II}}{W}$ – максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента;

$W = \frac{b_f l_f^2}{6}$ – момент сопротивления подошвы фундамента.

Если правая и левая части неравенства (1.12) отличаются друг от друга более чем на 5%, необходимо уточнить размеры подошвы фундамента.

Уточнение производится следующим образом. Сначала по формуле (1.6) вычисляется новое значение площади подошвы A_f с заменой R_0 на R . После этого уточняются стороны подошвы фундамента l_f и b_f .

Затем по формуле (1.9) вычисляется новое значение R и так до выполнения условия: $\left| \frac{P - R}{R} \right| \leq 0,1$.

Полученные из расчета размеры подошвы округляются кратно 0,3 м в большую сторону.

Конструирование фундамента

После определения размеров подошвы определяется высота плитной части и уточняется полная высота фундамента.

Требуемая рабочая высота плитной части фундамента определяется по формуле:

$$h_{0pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{zp}}}, \quad (1.13)$$

где h_c и b_c – соответственно, высота и ширина сечения колонны;

N_I – расчётная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента, $N_I = \gamma_f N_{II}$;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1,2$;

α – поправочный коэффициент, $\alpha = 0,85$;

γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1,0$;

γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

p_{zp} – реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки N_I без учета веса фундамента и грунта на его уступах;

$$p_{zp} = \frac{N_I}{b_f l_f}. \quad (1.14)$$

Полная высота плитной части фундамента определяется как:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s, \quad (1.15)$$

где a_s – толщина защитного слоя бетона.

После этого определяется полная расчетная высота фундамента:

$$H_f = h_{pl} + h_{cf}. \quad (1.16)$$

Высота фундамента H_f округляется кратно 0,3 м, а высота ступеней – кратно 0,15 м.

Далее производится конструирование ступеней.

Фундамент рекомендуется проектировать одно-, двух- или трехступенчатым.

Принятые размеры консолей ступеней должны находиться в следующих пределах:

$$c_i = (1 \div 2,5) \cdot h_i, \quad (1.17)$$

где h_i – высота ступеней.

Пример расчета

Исходные данные

Здание проектируется для г.Казани (нормативная глубина промерзания грунта $d_{fn} = 1,65$ м). Здание многоэтажное каркасного типа, с железобетонными колоннами квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0,3 \times 0,3$ м, соотношение длины здания к его высоте $L/H = 2$.

Материал фундамента – бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75$ МПа).

ИГЭ-1 – суглинок, $h_1 = 2,15$ м, $\gamma_1 = 17,5$ кН/м³, $\varphi = 18^\circ$, $c = 17$ кПа. При $I_L = 0,27$ и $e = 0,71$ начальное расчетное сопротивление $R_0 = 230$ кПа (табл. П2.1 приложения 2 данного пособия).

ИГЭ-2 – песок, $h_2 = 3,0$ м, $\gamma_2 = 19,5$ кН/м³.

ИГЭ-3 – глина, $h_3 = 1,5$ м, $\gamma_3 = 20,5$ кН/м³.

Нагрузка на обрез фундамента – $N_{II} = 800$ кН, $M_{II} = 60$ кН·м.

Решение

Определение предварительной высоты фундамента по конструктивным требованиям

Исходя из условий жесткой заделки колонны в фундаменте, определяем минимальную высоту фундамента:

$$H_f = h_{cf} + 0,2 = 0,45 + 0,2 = 0,65 \text{ м,}$$

где $h_{cf} = h_3 + 0,05 \text{ м} = 0,4 + 0,05 = 0,45 \text{ м;}$

h_3 – глубина заделки колонны в стакан фундамента:

$$h_3 = (1,0 \dots 1,5) \cdot h_c = 1 \cdot h_c = 0,3 \text{ м;}$$

$$h_3 = k \cdot d_s = 25 \cdot 16 = 400 \text{ мм} = 0,4 \text{ м,}$$

принимаем наибольшее значение $h_3 = 0,4$ м.

Минимальная высота фундамента под железобетонные колонны для одноэтажных и многоэтажных зданий из условий надежного защемления фундамента в грунте равна $H_f = 1,5$ м.

Высоту фундамента по конструктивным требованиям принимаем $H_f = 1,5$ м.

Определение глубины заложения фундамента

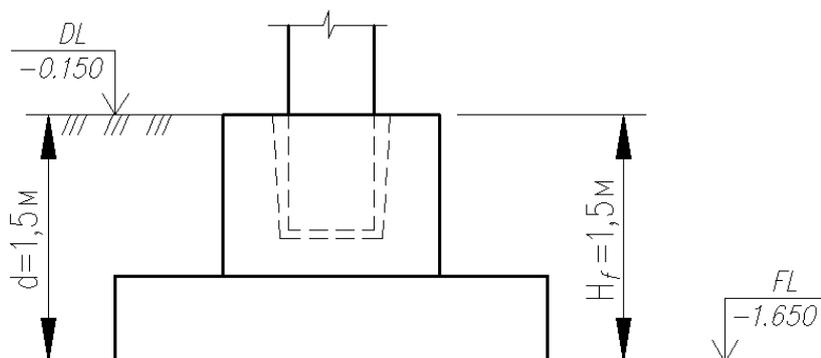


Рис. 1.2. К определению глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям

Определяем расчетную глубину промерзания d_f несущего слоя грунта (коэффициент, учитывающий температурный режим здания $k_h = 0,6$, по табл. П2.10 приложения 2):

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,65 = 0,99 \text{ м.}$$

Определяем глубину заложения фундамента d по конструктивным требованиям (рис. 1.2):

$$d \geq H_f = 1,5 \text{ м.}$$

Так как расчётная глубина промерзания грунта d_f меньше, чем конструктивная глубина заложения фундамента d , то в качестве расчётной глубины заложения фундамента принимаем большую из них, т.е. $d = 1,5 \text{ м}$.

Определение размеров подошвы фундамента

Принимаем соотношение размеров сторон подошвы фундамента $\eta = 0,75$.

Исходя из принятого соотношения сторон, определяем предварительные (ориентировочные) размеры подошвы фундамента:

$$b_f = \sqrt{\frac{\eta \cdot N_{II}}{R_0 - \gamma_{mI} d}} = \sqrt{\frac{0,75 \cdot 800}{230 - 20,0 \cdot 1,5}} = 1,73 \text{ м.}$$

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле:

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{1,73}{0,75} = 2,3 \text{ м.}$$

Округляем значения размеров подошвы фундамента кратно 0,3 м в большую сторону: $b_f = 1,8 \text{ м}$, $l_f = 2,4 \text{ м}$.

Уточняем расчетное сопротивление грунта основания R

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

где $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,06$; $k = 1,0$; $k_z = 1,0$,

для $\varphi = 18^\circ \rightarrow M_\gamma = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$,

$c_{II} = 17 \text{ кПа}$;

$\gamma'_{II} = \gamma_1 = 17,5 \text{ кН/м}^3$,

γ_{II} – осредненное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента:

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 \cdot h_3}{h_{1/2} + h_2 + h_3} = \frac{17,5 \cdot 0,65 + 19,5 \cdot 3 + 20,5 \cdot 1,5}{0,65 + 3,0 + 1,5} = 19,54 \text{ кН/м}^3,$$

где γ_1 – удельный вес грунта ИГЭ-1 (см. выше);

γ_2 – удельный вес грунта ИГЭ-2;

γ_3 – удельный вес грунта ИГЭ-3;

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} [0,43 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,54 + 2,73 \cdot 1,5 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 17] = 225 \text{ кПа.}$$

Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$P_{\max}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{800,0}{1,8 \cdot 2,4} + 20,0 \cdot 1,5 + \frac{60,0}{1,73} = 249,9 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{800,0}{1,8 \cdot 2,4} + 20,0 \cdot 1,5 - \frac{60,0}{1,73} = 180,5 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{kp} + P_{\min}^{kp}}{2} = \frac{249,9 + 180,5}{2} = 215,2 \text{ кПа},$$

где W – момент сопротивления подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,4^2}{6} = 1,73 \text{ м}^3.$$

Для исключения возникновения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$P_{\max}^{kp} = 249,9 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 225 = 270 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{kp} = 180,5 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 215,2 \text{ кПа} < R = 225 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются. Недонапряжение при этом составляет:

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% \approx \left| \frac{215,2 - 225}{225} \right| \cdot 100\% \approx 4,4\% < 10\%,$$

следовательно, фундамент запроектирован экономично.

Окончательно принимаем размеры подошвы фундамента:

$$b_f = 1,8 \text{ м}, l_f = 2,4 \text{ м}.$$

Конструирование фундамента

Определяем требуемую минимальную рабочую высоту плитной части фундамента из условия прочности:

$$h_{0pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_b \gamma_{b9} R_{bt} + p_{cp}}} =$$

$$= -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{960}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 750 + 222,2}} = 0,4 \text{ м},$$

где N_I – расчётная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента, $N_I = \gamma_f N_{II} = 1,2 \cdot 800 = 960 \text{ кН}$;

$$p_{cp} = \frac{N_I}{b_f l_f} = \frac{960}{1,8 \cdot 2,4} = 222,2 \text{ кПа}.$$

Высота плитной части фундамента h_{pl} при этом составит:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0,4 + 0,04 = 0,44 \text{ м} > 0,3 \text{ м},$$

условие выполняется.

Определяем требуемую полную высоту фундамента H_f :

$$H_f = h_{pl} + h_{cf} = 0,44 + 0,45 = 0,89 \text{ м},$$

где $h_{cf} = 0,45 \text{ м}$ – глубина стакана.

Полученную высоту фундамента H_f округляем в большую сторону кратно 0,3 м. Принимаем $H_f = 0,9 \text{ м}$.

Так как полная высота фундамента, принятая по конструктивным требованиям (1,5 м), больше высоты фундамента, требуемой по расчету из условия прочности (0,9 м), то в качестве окончательной высоты принимаем большую из них, т.е. $H_f = 1,5 \text{ м}$.

Конструирование фундамента выполняем в следующей последовательности. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента, принимая их кратно 0,15 м (рис. 1.3).

Так как $h_{0pl} = 0,4 \text{ м} \leq 0,45 \text{ м}$, то предварительно принимаем одну ступень фундамента, при этом высоту ступени назначаем равной 0,45 м, т.е. $h_1 = 0,45 \text{ м}$.

Проверяем условие (1.17), согласно которому принятые размеры консолей ступеней должны находиться в следующих пределах:

$$c_i = (1 \div 2,5) \cdot h_i = (1 \div 2,5) \cdot 0,45 = 0,45 \div 1,125 \text{ м}.$$

Полученные размеры консолей ступени во взаимно перпендикулярных направлениях составляют 0,45 м и 0,75 м (рис. 1.3), что находится в вышеуказанных пределах.

Таким образом, окончательная высота плитной части фундамента принимается $h_{pl} = 0,45 \text{ м}$, а окончательная рабочая высота плитной части фундамента

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0,45 - 0,04 = 0,41 \text{ м}.$$

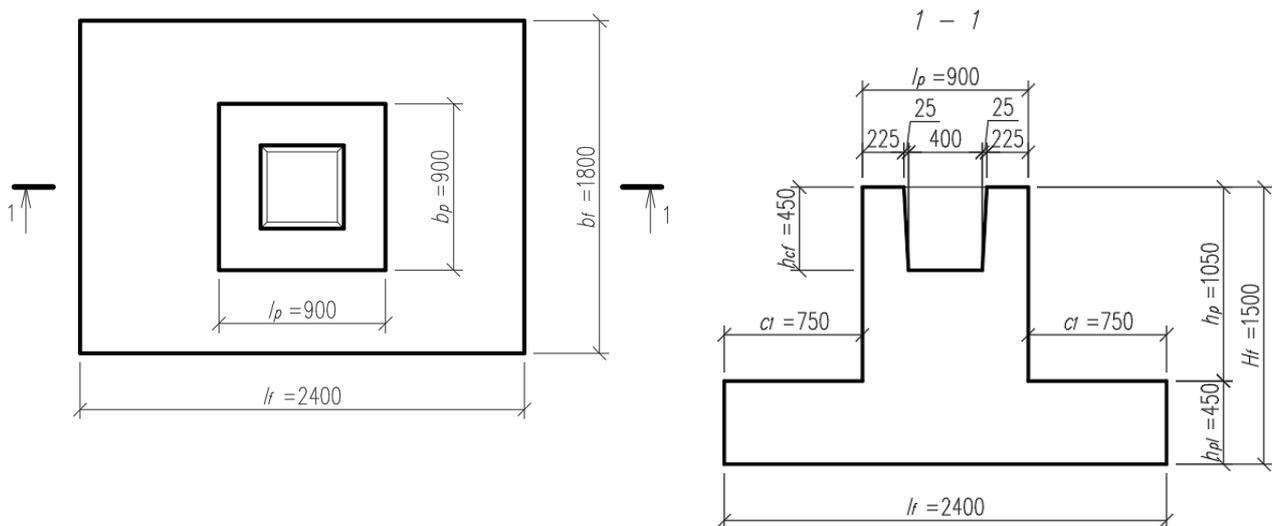


Рис. 1.3. К определению высоты и конструированию фундамента

ЗАДАЧА № 2

ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ФМЗ МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Условия задачи

Определить абсолютную величину осадки столбчатого фундамента мелкого заложения одноэтажного производственного здания с полным железобетонным сборным каркасом методом послойного суммирования.

Схема к задаче представлена на рис. 2.1. Исходные данные приведены в табл. П1.2 приложения 1.

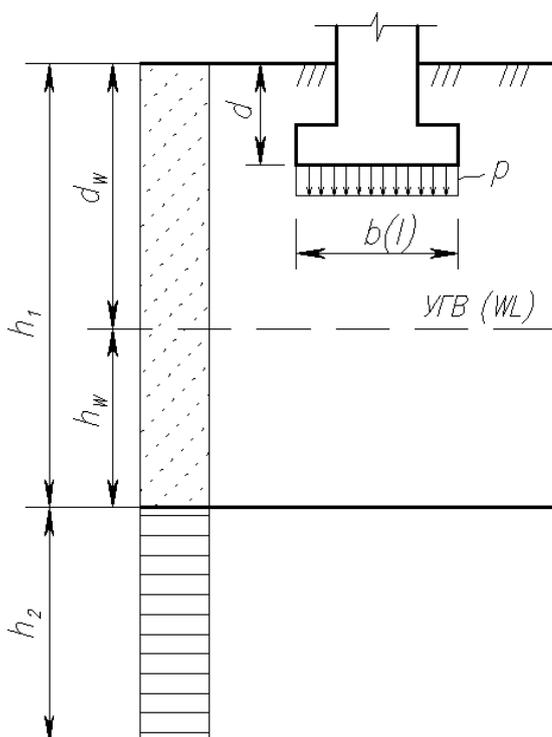


Рис. 2.1. Схема к задаче № 2

Указания к решению

Осадку основания фундамента с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле [6]:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (2.1)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м, принимаемая $h_i = (0,2 \div 0,4)b_f$;

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

$\sigma_{z\gamma,i}$ – среднее значение вертикального напряжения в i -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, кПа;

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

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, в формуле (2.1) второе слагаемое допускается не учитывать.

Значения вертикальных напряжений от внешней нагрузки σ_{zp} , на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (2.2)$$

где α – коэффициент, принимаемый по табл. П2.4 приложения 2 в зависимости от относительной глубины ξ , равной $\xi = \frac{2z}{b_f}$ и соотношения сторон $\eta = l_f / b_f$;

p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента $\sigma_{z\gamma}$, на глубине z от подошвы фундаментов определяют по формуле:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha \cdot \sigma_{zg,0}, \quad (2.3)$$

где α – то же, что и в формуле (2.2);

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа.

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d, \quad (2.4)$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, кН/м³;

d – глубина заложения фундамента, м.

Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} , на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i - u, \quad (2.5)$$

где γ' – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;

d – глубина заложения фундамента, м;

γ_i, h_i – соответственно, удельный вес, кН/м³, и толщина i -го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине z от подошвы фундамента, м;

u – поровое давление на рассматриваемой границе слоя, кПа.

Для неводонасыщенных грунтов поровое давление принимается равным нулю ($u=0$).

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды при коэффициенте фильтрации слоя грунта больше 1×10^{-5} м/сут. и $I_L > 0,25$ (для глинистых грунтов).

При расположении ниже уровня грунтовых вод слоя грунта с коэффициентом фильтрации менее 1×10^{-5} м/сут. и $I_L < 0,25$ (для глинистых грунтов) его удельный вес принимается без учета взвешивающего действия воды, для определения в этом слое и ниже его следует учитывать давление столба воды, расположенного выше этого слоя.

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,5 \cdot \sigma_{zg}$.

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u , приведенным в рекомендуемом приложении Д [6] или в табл. П2.8 приложения 2 данного пособия:

$$S \leq S_u. \quad (2.6)$$

Пример расчета

Исходные данные:

– тип фундамента – железобетонный столбчатый фундамент мелкого заложения;

– размеры фундамента: $b_f = 1,5$ м, $l_f = 2,1$ м;

– глубина заложения подошвы фундамента $d = 1,6$ м;

– среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента (контактное давление) $p = 280$ кПа;

– грунты основания:

ИГЭ–1, песок, $h_1 = 3,5$ м, $\gamma_1 = 18,5$ кН/м³, $\gamma_{s1} = 26,6$ кН/м³, $W_1 = 14,1\%$,
 $E_{01} = 13$ МПа, высота столба воды $h_w = 1,2$ м;

ИГЭ – 2, глина, $h_2 = 4,5$ м, $\gamma_2 = 20,2$ кН/м³, $E_{02} = 31$ МПа.

Решение

Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной эпюры $0,5\sigma_{zg}$:

– на уровне поверхности земли $\sigma_{zg} = 0$, $0,5\sigma_{zg} = 0$;

– на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot d = 18,5 \cdot 1,6 = 29,6 \text{ кПа}, \quad 0,5\sigma_{zg0} = 14,8 \text{ кПа};$$

– на уровне поверхности грунтовых вод (глубина уровня грунтовых вод $d_w = h_1 - h_w = 3,5 - 1,2 = 2,3$ м)

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot d_w = 18,5 \cdot 2,3 = 42,6 \text{ кПа}, \quad 0,5\sigma_{zg1} = 21,3 \text{ кПа};$$

– на границе первого слоя с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{sb1} = \frac{\gamma_{s1} - \gamma_w}{1 + e_1} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,64} = 10,1 \text{ кН/м}^3,$$

где $e_1 = \frac{\gamma_{s1}}{\gamma_1} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{26,6}{18,5} \cdot (1 + 0,141) - 1 = 0,64,$

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{sb1} \cdot h_w = 42,6 + 10,1 \cdot 1,2 = 54,7 \text{ кПа}, \quad 0,5\sigma_{zg2} = 27,4 \text{ кПа}.$$

Так как во втором слое залегает водонепроницаемая глина (водоупор), к вертикальному давлению на кровлю глины добавляется гидростатическое давление столба воды, находящейся над глиной:

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_w = 10,0 \cdot 1,2 = 12 \text{ кПа}.$$

Тогда полное вертикальное давление, действующее на кровлю глины:

$$\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg2} + \sigma_w = 54,7 + 12 = 66,7 \text{ кПа}, \quad 0,5\sigma'_{zg2} = 33,4 \text{ кПа}.$$

На границе второго слоя:

$$\sigma_{zg3} = \sigma'_{zg2} + \gamma_2 h_2 = 66,7 + 20,2 \cdot 4,5 = 157,6 \text{ кПа}, \quad 0,5\sigma_{zg3} = 78,8 \text{ кПа}.$$

Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные слои толщиной: $\Delta_i = 0,4b_f = 0,4 \cdot 1,5 = 0,6 \text{ м}.$

Соотношение сторон фундамента $\eta = \frac{l_f}{b_f} = \frac{2,1}{1,5} = 1,4.$

Для удобства все вычисления ведем в табличной форме (табл. 2.1).

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемого слоя на глубину $H_c = 2,9 \text{ м}$ (рис. 2.2):

$$s = \frac{0,8}{13000} (231,4 \cdot 0,6 + 172,8 \cdot 0,6 + 107,3 \cdot 0,6 + 79,5 \cdot 0,1) + \frac{0,8}{31000} (65,1 \cdot 0,5 + 44,4 \cdot 0,6 + 31,3 \cdot 0,6) = 0,021 \text{ м}.$$

Таблица 2.1

Вид грунта	z_i , м	Δ_i , м	$\xi_i = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{z\gamma,i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{z\gamma}^{cp}$	E_{0i} , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Песок	0,0		0,0	1,000	280,0		29,6			13
	0,6	0,6	0,8	0,848	237,4	258,7	25,1	27,4	231,4	
	1,2	0,6	1,6	0,532	149,0	193,2	15,7	20,4	172,8	
	1,8	0,6	2,4	0,325	91,0	120,0	9,6	12,7	107,3	
	1,9	0,1	2,5	0,310	86,8	88,9	9,2	9,4	79,5	
Глина	2,4	0,5	3,2	0,210	58,8	72,8	6,2	7,7	65,1	31
	3,0	0,6	4,0	0,145	40,6	49,7	4,3	5,3	44,4	
	3,6	0,6	4,8	0,105	29,4	35,0	3,1	3,7	31,3	

Проверяем соблюдение условия $S = 2,1 \text{ см} \leq S_u = 10 \text{ см}$, условие соблюдается, следовательно, фундамент запроектирован верно.

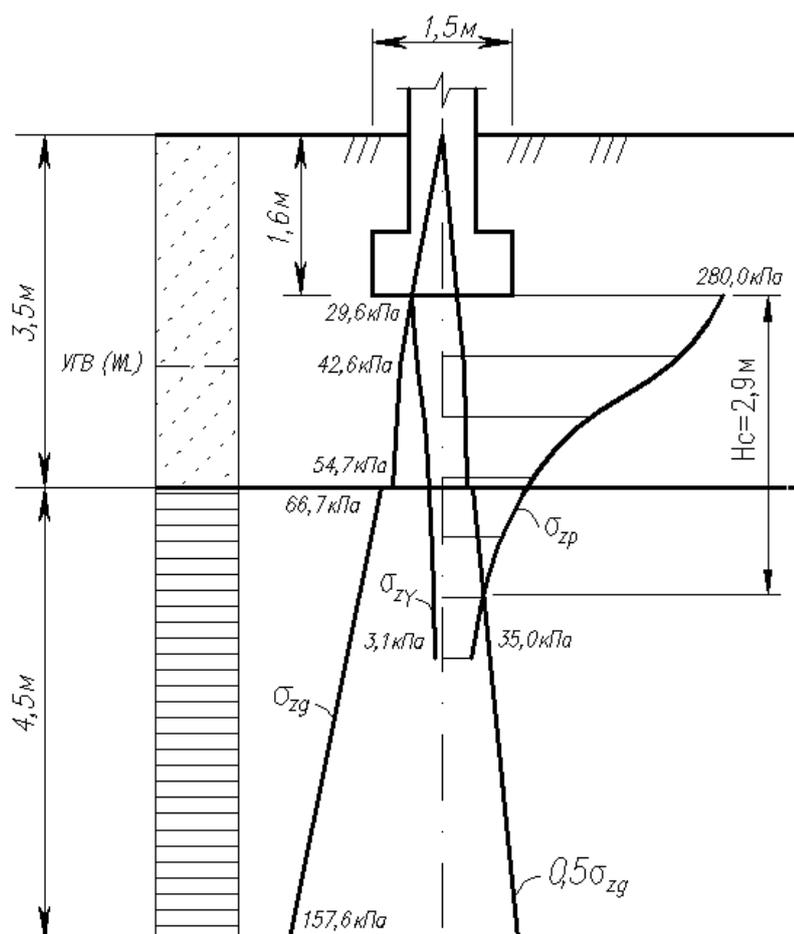


Рис. 2.2. Схема к расчету осадки методом послойного суммирования

ЗАДАЧА № 3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОГО СЛОЯ (МЕТОД К.Е. ЕГОРОВА)

Условия задачи

Определить абсолютную величину осадки железобетонного плитного фундамента многоэтажного здания монолитной конструкции методом линейно-деформируемого слоя. Исходные данные приведены в табл. П1.3 приложения 1 данного пособия. Схема к задаче представлена на рис. 3.1.

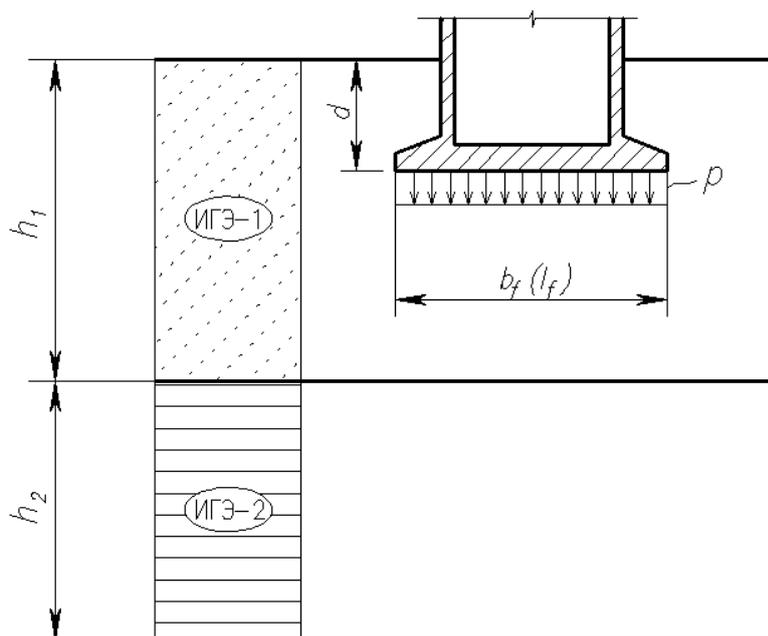


Рис. 3.1. Схема к задаче № 3

Указания к решению

Для предварительных расчетов деформаций основания фундаментов сооружений II и III уровней ответственности при среднем давлении под подошвой фундамента p , не превышающем расчетное сопротивление грунта R , допускается применять расчетную схему в виде линейно-деформируемого слоя, при соблюдении следующих условий:

- ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м;
- среднее давление под подошвой фундамента изменяется в пределах от 150 до 500 кПа;
- глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \leq 5$ м;
- в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \geq 10$ МПа.

Среднюю осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого слоя, определяют по формуле [6]:

$$S = \frac{p \cdot b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (3.1)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

b – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента, м;

k_c и k_m – коэффициенты, принимаемые по табл. П2.5 и П2.6;

n – число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H , определяемого по формуле 3.2;

k_i и k_{i-1} – коэффициенты, определяемые по табл. П2.7 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя, соот-

ветственно $\xi_i = \frac{2z_i}{b}$ и $\xi_{i-1} = \frac{2z_{i-1}}{b}$;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта.

Толщина линейно-деформируемого слоя H вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) \cdot k_p, \quad (3.2)$$

где H_0 и ψ – принимается, соответственно, равными для оснований сложенных: пылевато-глинистыми грунтами 9 м и 0,15; песчаными грунтами – 6 м и 0,1;

b – ширина подошвы фундамента, м;

k_p – коэффициент, принимаемый равным: $k_p = 0,85$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 150$ кПа; $k_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа, при промежуточных значениях средних давлений p величина k_p принимается по линейной интерполяции.

Если основание сложено пылевато-глинистыми и песчаными грунтами, значение толщины линейно-деформируемого слоя грунта H определяется по формуле:

$$H = H_S + \frac{h_{cl}}{3}, \quad (3.3)$$

где H_S – мощность слоя, вычисленная по формуле (3.2) в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами;

h_{cl} – суммарная толщина слоев пылевато-глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной H_{cl} – значению H , вычисленному по формуле (3.2) в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами.

Схемы к расчету осадки фундамента методом линейно-деформируемого слоя представлены на рис. 3.2.

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u , приведенным в табл. П2.8 приложения 2 данного пособия:

$$S \leq S_u, \quad (3.4)$$

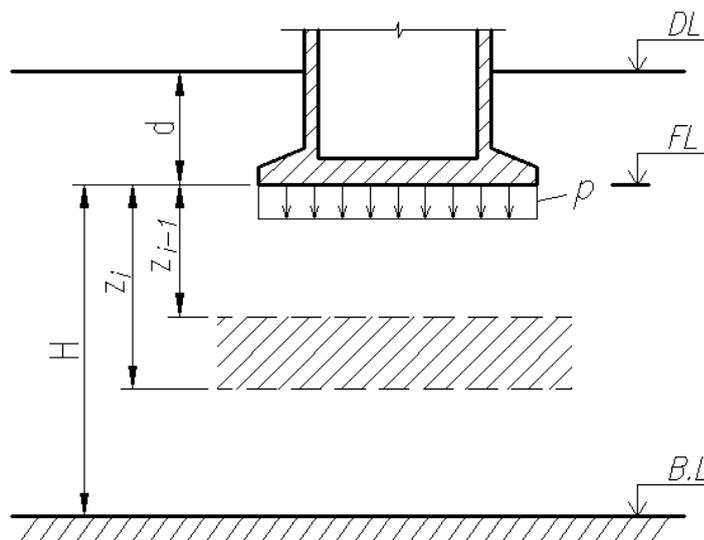


Рис. 3.2. Схема к расчету осадки фундамента методом линейно-деформируемого слоя

Пример расчета

Исходные данные:

- тип фундамента – железобетонный плитный фундамент мелкого заложения;
- размеры фундамента: $b_f = 12$ м, $l_f = 16,8$ м;
- глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,0$ м;
- среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента (контактное давление) $p = 0,25$ МПа;
- грунты основания:
 - ИГЭ – 1, супесь, $h_1 = 5$ м, $E_1 = 15$ МПа;
 - ИГЭ – 2, глина, $h_2 = 15$ м, $E_2 = 20$ МПа.

Решение

По формуле (3.2) определяем мощность сжимаемой толщи H .

Для пылевато-глинистых грунтов, принимаем $H_0 = 9$ м, $\psi = 0,15$. Значение коэффициента $k_p = 0,95$ принимаем по линейной интерполяции между значениями $k_p = 0,85$ при среднем давлении под подошвой фундамента $P = 150$ кПа и $k_p = 1,2$ при $P = 500$ кПа.

Тогда, подставляя значения $H_0 = 9$ м, $\psi = 0,15$, $b = 12$ м, $k_p = 0,95$ в формулу (3.2), определяем толщину H линейно-деформируемого слоя грунта.

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) \cdot k_p = (9 + 0,15 \cdot 12) \cdot 0,95 = 9,8 \text{ м.}$$

Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя представлена на рис. 3.3.

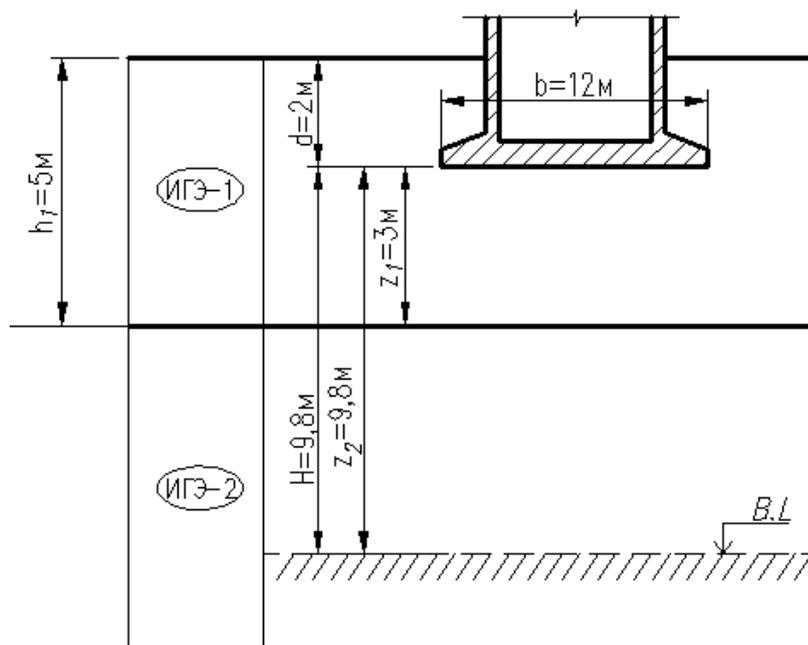


Рис. 3.3. Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

Расчет осадки производим по формуле 3.1:

$$S = \frac{p \cdot b \cdot k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} = \frac{0,25 \cdot 12 \cdot 1,3}{1,35} \left(\frac{0,125 - 0}{15} + \frac{0,52 - 0,125}{20} \right) = 0,081 \text{ м} = 8,1 \text{ см},$$

где $p = 0,25$ МПа – среднее давление под подошвой фундамента;

$b = 12$ м – ширина подошвы фундамента;

$k_c = 1,3$ по табл. П2.5 при значении $1 < \xi = \frac{2 \cdot H}{b} = \frac{2 \cdot 9,8}{12} = 1,63 < 2$;

$k_m = 1,35$ по табл. П2.6 при значении $10 < b < 15$;

$n = 2$ – число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H ;

$E_1 = 15$ МПа – модуль деформации ИГЭ-1;

$E_2 = 20$ МПа – модуль деформации ИГЭ-2.

Определяем значения коэффициентов k_i по табл. П2.7:

– на глубине $z_0 = 0$ (на уровне подошвы фундамента) при $\zeta = 2z/b = 0$ и соотношении $\eta = l/b = 16,8/12 = 1,4$, $k_0 = 0$;

– на глубине $z_1 = 3$ м от подошвы (на кровле ИГЭ-2) при $\zeta = 2z/b = 0,5$ и соотношении $\eta = l/b = 1,4$, $k_1 = 0,125$;

– на глубине $z_2 = 9,8$ м от подошвы (на уровне нижней границы сжимаемой толщи) при $\zeta = 2z/b = 1,63$ и соотношении $\eta = l/b = 1,4$, $k_2 = 0,52$.

Проверяем соблюдение условия $S = 8,1 \text{ см} \leq S_u = 15 \text{ см}$, условие соблюдается, следовательно, фундамент запроектирован верно.

ЗАДАЧА № 4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ (МЕТОД Н.А. ЦЫТОВИЧА)

Условия задачи

Определить абсолютную величину осадки ленточного железобетонного фундамента многоэтажного бескаркасного здания с несущими стенами из кирпичной кладки методом эквивалентного слоя. Схема к задаче приведена на рис. 4.1. Варианты исходных данных приведены в табл. П1.4. приложения 1 данного пособия.

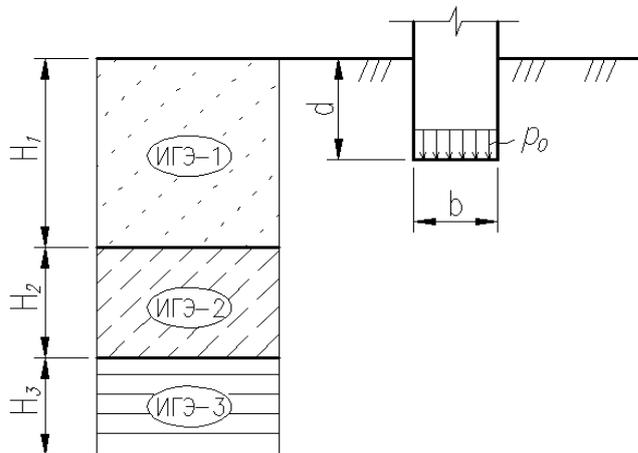


Рис. 4.1. Схема к задаче № 4

Указания к решению

Метод эквивалентного слоя, предложенный Н.А. Цытовичем, дает возможность для многослойных оснований существенно упростить технику расчета конечных осадок и их развития во времени. Этот метод приводит сложную пространственную задачу к эквивалентной, одномерной. По теоретическим предпосылкам он занимает промежуточное положение между строгими аналитическими решениями и методом послойного суммирования. Методом эквивалентного слоя, как считает Н.А. Цытович, можно пользоваться при площади подошвы фундаментов менее 50 м^2 . Это ограничивает возможность использования метода для определения осадки фундаментов с учетом загрузки соседних площадей.

Основные предпосылки, положенные в основу данного метода:

- грунт рассматривается как линейно-деформируемая среда;
- учитывается ограниченное боковое расширение грунтов и жесткость фундаментов;
- учитываются вес компоненты нормальных напряжений.

Эквивалентным слоем называется такой слой грунта толщиной $h_{\text{э}}$, осадка которого при сплошной нагрузке p_0 на поверхности грунта равна осадке грун-

того полупространства под воздействием местной нагрузки той же интенсивности.

Толщина эквивалентного слоя h_3 грунта зависит от коэффициента Пуассона ν , коэффициента формы площади и жесткости фундамента ω и его ширины b . Толщина эквивалентного слоя h_3 грунта рассчитывается по формуле (4.1):

$$h_3 = A\omega b, \quad (4.1)$$

где $A\omega$ – коэффициент эквивалентного слоя грунта, зависящий от коэффициента Пуассона ν для различных грунтов и соотношения сторон загруженной площади $\alpha = \frac{a}{b}$. Значения $A\omega$ приведены в табл. П2.13 приложения 2.

Осадка линейно-деформируемого слоя грунта при сплошной равномерно-распределенной нагрузке рассчитывается по формуле:

$$S = p_0 \cdot h_3 \cdot m_v, \quad (4.2)$$

где p_0 – давление по кровле сжимаемого слоя;

h_3 – толщина эквивалентного слоя грунта, к поверхности которого приложена сплошная равномерно-распределенная нагрузка интенсивностью p ;

m_v – коэффициент относительной сжимаемости грунта.

Осадку слоистого основания методом эквивалентного слоя вычисляют приближенно. В расчетной схеме сжимаемую толщину грунта, которая практически оказывает влияние на осадку фундамента, принимают в среднем равной двум мощностям эквивалентного слоя: $H_c = 2 \cdot h_3$, а распределение дополнительных давлений в основании – в виде треугольной эпюры. Вершину треугольной эпюры назначают на глубине, равной H_c , а основание эпюры, равное p_0 (рис. 4.2). Грунты, вошедшие в сжимаемую толщину, считают однородными с осредненными характеристиками.

Средневзвешенный коэффициент относительной сжимаемости $\overline{m_v}$ находится из условия, что полная осадка сжимаемой толщи H_c равна сумме осадок, входящих в нее слоев:

$$\overline{m_v} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{2h_3^2}, \quad (4.3)$$

где h_i – толщина отдельных слоев грунта в пределах глубины H_c ;

m_{vi} – коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя грунта;

z_i – расстояние от точки, соответствующей глубине H_c , до середины рассматриваемого слоя i .

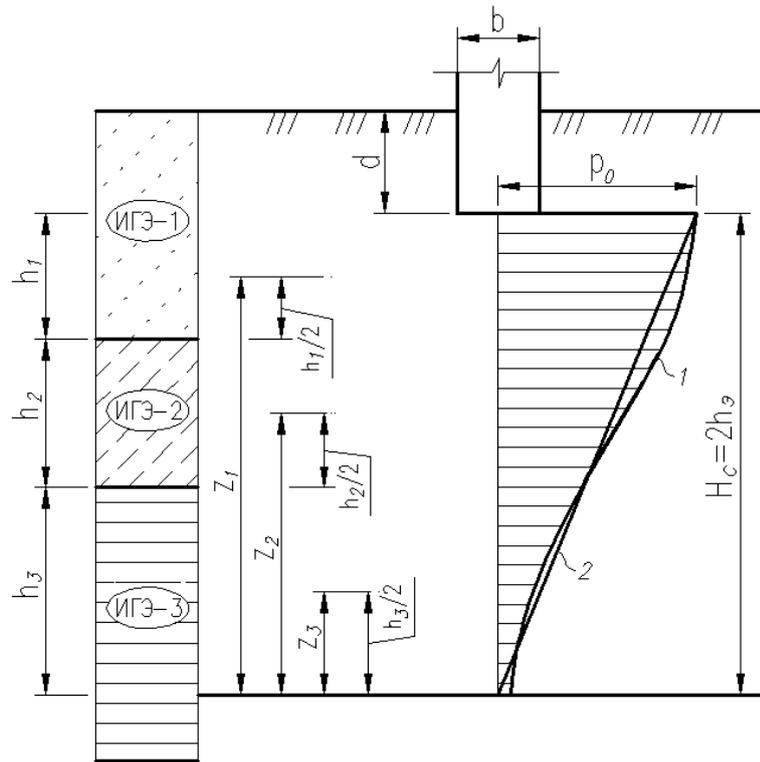


Рис. 4.2. Схема к расчету осадки методом эквивалентного слоя для слоистого напластования грунтового основания: 1 – криволинейная эпюра дополнительных напряжений по оси фундамента; 2 – эквивалентная по площади треугольная эпюра с вершиной на глубине $2h_3$ от уровня подошвы фундамента; z_i – расстояние от середины рассматриваемого слоя до глубины $2h_3$

Коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя грунта определяется по формуле:

$$m_{vi} = \frac{\beta_i}{E_i}, \quad (4.4)$$

где $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$, зависит от коэффициента поперечных деформаций грунта;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта.

При решении практических задач коэффициент β допускается принимать равным: для пылеватых и мелких песков – 0,8; супесей – 0,7; суглинков – 0,5; глин – 0,4.

Мощность эквивалентного слоя определяется так же, как и при однородном основании. В предварительных расчетах можно принимать коэффициент Пуассона ν для сжимаемой толщи с преобладанием глинистых грунтов $\nu=0,35$ и с преобладанием песчаных грунтов $\nu=0,3$.

Осадка слоистых оснований методом эквивалентного слоя определяется по формуле 4.2 при замене в ней m_v на m_v .

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u , приведенным в рекомендуемом приложении Д [6] или в табл. П2.8 приложения 2 данного пособия:

$$S \leq S_u. \quad (4.5)$$

Пример расчета

Исходные данные:

- тип фундамента – железобетонный ленточный фундамент мелкого заложения;
- ширина подошвы фундамента: $b_f = 1,4$ м;
- глубина заложения подошвы фундамента $d = 1,6$ м;
- среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента (контактное давление) $p = 250$ кПа;
- грунты основания:
 - ИГЭ – 1, песок, $H_1 = 3$ м, $E_1 = 10$ МПа, $\gamma_1 = 18$ кН/м³;
 - ИГЭ – 2, супесь, $H_2 = 4$ м, $E_2 = 15$ МПа;
 - ИГЭ – 3, глина, $H_3 = 10$ м, $E_3 = 20$ МПа.

Решение

Давление на грунт основания под подошвой фундамента, вызывающее осадку:

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = p - d \cdot \gamma_1 = 250 - 1,6 \cdot 18 = 221,2 \text{ кПа.}$$

В основании преобладают глинистые грунты (супесь, глина), поэтому эквивалентную толщу определим при коэффициенте поперечных деформаций (Пуассона) $\nu = 0,35$. Для ленточного фундамента (при $\alpha = a/b \geq 10$) по табл. П2.13 приложения 2 находим $A\omega_{const} = 2,98$, тогда толщина эквивалентного слоя грунта будет равна:

$$h_3 = A\omega_{const} \cdot b = 2,98 \cdot 1,4 = 4,2 \text{ м.}$$

Толща грунта, практически влияющая на осадку, составит:

$$H_c = 2 \cdot h_3 = 2 \cdot 4,2 = 8,4 \text{ м.}$$

Определим коэффициенты относительной сжимаемости для каждого слоя по формуле (4.4):

$$\text{ИГЭ – 1 песок: } \beta_1 = 0,8; m_{\nu 1} = \frac{\beta_1}{E_1} = \frac{0,8}{10} = 0,08 \text{ МПа}^{-1};$$

$$\text{ИГЭ – 2, супесь: } \beta_2 = 0,7; m_{\nu 2} = \frac{\beta_2}{E_2} = \frac{0,7}{15} = 0,047 \text{ МПа}^{-1};$$

$$\text{ИГЭ – 3, глина: } \beta_3 = 0,4; m_{\nu 3} = \frac{\beta_3}{E_3} = \frac{0,4}{20} = 0,02 \text{ МПа}^{-1}.$$

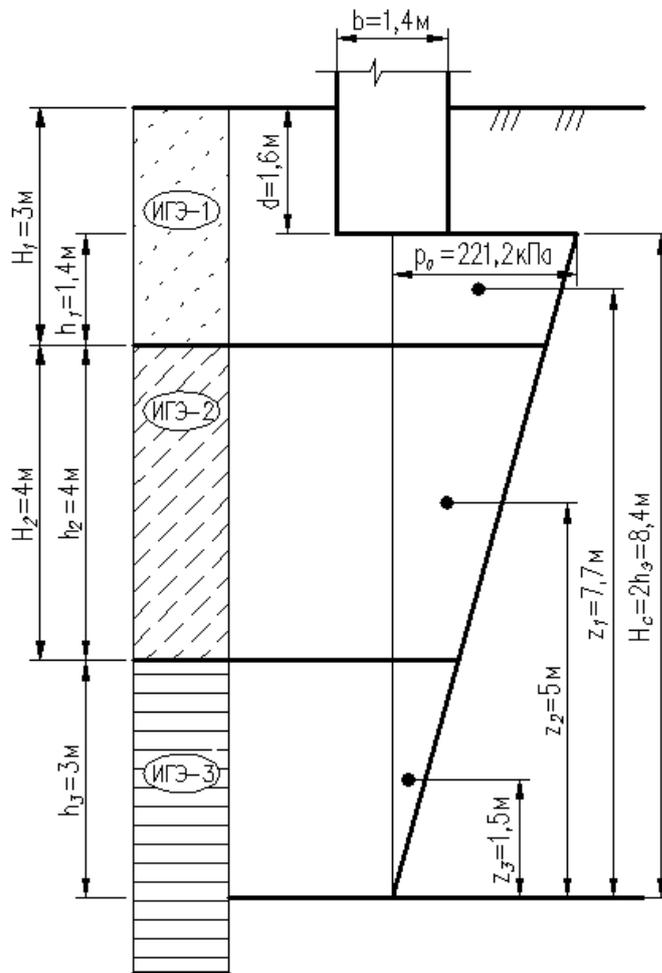


Рис. 4.3. Схема к расчету осадки методом эквивалентного слоя

Определим средневзвешенный коэффициент относительной сжимаемости по формуле (4.3):

$$\overline{m_v} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i}{2h_3^2} = \frac{1,4 \cdot 0,08 \cdot 7,7 + 4 \cdot 0,047 \cdot 5 + 3 \cdot 0,02 \cdot 1,5}{2 \cdot 4,2^2} = 0,054 \text{ МПа}^{-1},$$

где $\begin{cases} z_1 = h_3 + h_2 + h_1 / 2 = 3 + 4 + 1,4 / 2 = 7,7 \text{ м}; \\ z_2 = h_3 + h_2 / 2 = 3 + 4 / 2 = 5 \text{ м}; \\ z_3 = h_3 / 2 = 3 / 2 = 1,5 \text{ м}. \end{cases}$

Средняя осадка фундамента при этом составит:

$$S = p_0 \cdot h_3 \cdot \overline{m_v} = 221,2 \cdot 4,2 \cdot 0,000054 = 0,05 \text{ м} = 5 \text{ см}.$$

Проверяем соблюдение условия $S = 5 \text{ см} \leq S_u = 12 \text{ см}$, условие соблюдается, следовательно, фундамент запроектирован верно.

ЗАДАЧА № 5

РАСЧЕТ ТЕЛА ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Условия задачи

При выбранных геометрических размерах требуется произвести расчет тела фундамента мелкого заложения. Исходные данные необходимо принять по задаче № 1.

Указания к решению

Расчет тела ФМЗ, по условиям задачи, заключается в выполнении следующих этапов:

- расчет прочности плитной части на продавливание;
- определение площади сечения арматуры плитной части фундамента.

Расчет прочности плитной части на продавливание

При выполнении условия $h_p - h_{cf} \geq 0,5(l_p - h_c)$ расчет на продавливание рассматривается от низа подколонника на действие продольной силы N_I и изгибающего момента M_I . При этом рассматривается условие прочности только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит основание подколонника, а боковые грани направлены под углом 45° к горизонтали. Расчет заключается в проверке условия [10]:

$$F \leq R_{bt} b_m h_{opl}, \quad (5.1)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению;

h_{opl} – рабочая высота плитной части фундамента;

b_m – средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания:

– при $b_f - b_p \leq 2h_{opl}$ определяется по формуле $b_m = 0,5(b_p + b_f)$;

– при $b_f - b_p > 2h_{opl}$ определяется по формуле $b_m = b_p + h_{opl}$;

b_p – ширина сечения подколонника, являющаяся верхней стороной рассматриваемой грани пирамиды продавливания;

F – продавливающая сила, принимаемая равной расчетной продольной силе N_I , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания за вычетом отпора грунта, приложенного к нижнему основанию и сопротивляющемуся продавливанию, определяется по формуле:

$$F = p_{max} \cdot A_0, \quad (5.2)$$

где p_{max} – максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле:

$$p_{max} = \frac{N_I}{b_f \cdot l_f} + \frac{M_I}{W}, \quad (5.3)$$

A_0 – часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер, определяется по формуле:

$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_p - 2h_{opl}) - 0,25(b_f - b_p - 2h_{opl})^2.$$

Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль длинной стороны фундамента l_f в сечениях, где изменяется рабочая высота плитной части.

Расчет выполняется в следующей последовательности.

1. В расчетных сечениях определяются изгибающие моменты:

$$M_i = \frac{l_i^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_i), \quad (5.4)$$

где l_i – длина консоли в расчетном сечении;

P_i – давление грунта в расчетном сечении:

$$P_i = P_{\min} + \frac{(l_f - l_i)(P_{\max} - P_{\min})}{l_f}, \quad (5.5)$$

где $P_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W}, \quad (5.6)$

$$P_{\min} = \frac{N_I}{l_f b_f} - \frac{M_I}{W}. \quad (5.7)$$

2. В тех же сечениях определяются требуемые площади сечения рабочей арматуры A_s^{mp} плитной части фундамента. Подбор арматуры ведется на всю ширину фундамента по формуле:

$$A_s^i = \frac{M_i}{0,9 h_{0i} R_s}, \quad (5.8)$$

где h_i – рабочая высота фундамента в расчетном сечении;

M_i – изгибающий момент в сечении;

R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению (для арматуры кл. А400 – $R_s = 340$ МПа).

3. Из всех значений A_s^i выбирается большее, по которому и производится подбор диаметра и количество стержней.

Пример расчета

Исходные данные

Исходные данные приняты по данным задачи № 1.

Решение

Расчет прочности плитной части на продавливание

Проверяем выполнение условия $h_p - h_{cf} \geq 0,5(l_p - h_c)$. Так как $1,05 - 0,45 > 0,5 \cdot (0,9 - 0,3)$, следовательно, расчет на продавливание ведем от низа подколлонника на действие продольной силы N_I и изгибающего момента M_I (рис. 5.1):

$$F \leq R_{bt} b_m h_{opl} = 900 \cdot 0,131 \cdot 0,41 = 483,4 \text{ кН},$$

где $R_{bt} = 0,9$ МПа; $h_{opl} = 0,41$ м;

b_m – средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания, при $b_f - b_p > 2h_{0pl}$ определяется по формуле:

$$b_m = b_p + h_{0pl} = 0,9 + 0,41 = 1,31\text{ м},$$

где $b_p = 0,9$ м;

F – продавливающая сила, принимаемая равной расчетной продольной силе N_I , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания за вычетом отпора грунта, приложенного к нижнему основанию и сопротивляющемуся продавливанию, определяется по формуле:

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 263,9 \cdot 0,61 = 161,0 \text{ кН},$$

где p_{\max} – максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле:

$$p_{\max} = \frac{N_I}{b_f l_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{960,0}{1,8 \cdot 2,4} + \frac{72,0}{1,728} = 222,2 + 41,7 = 263,9 \text{ кПа};$$

A_0 – часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер (прямоугольник $abcdef$), определяется по формуле:

$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_p - 2h_{0pl}) - 0,25(b_f - b_p - 2h_{0pl})^2 = \\ = 0,5 \cdot 1,8 \cdot (2,4 - 0,9 - 2 \cdot 0,41) - 0,25 \cdot (1,8 - 0,9 - 2 \cdot 0,41)^2 = 0,61 \text{ м}^2.$$

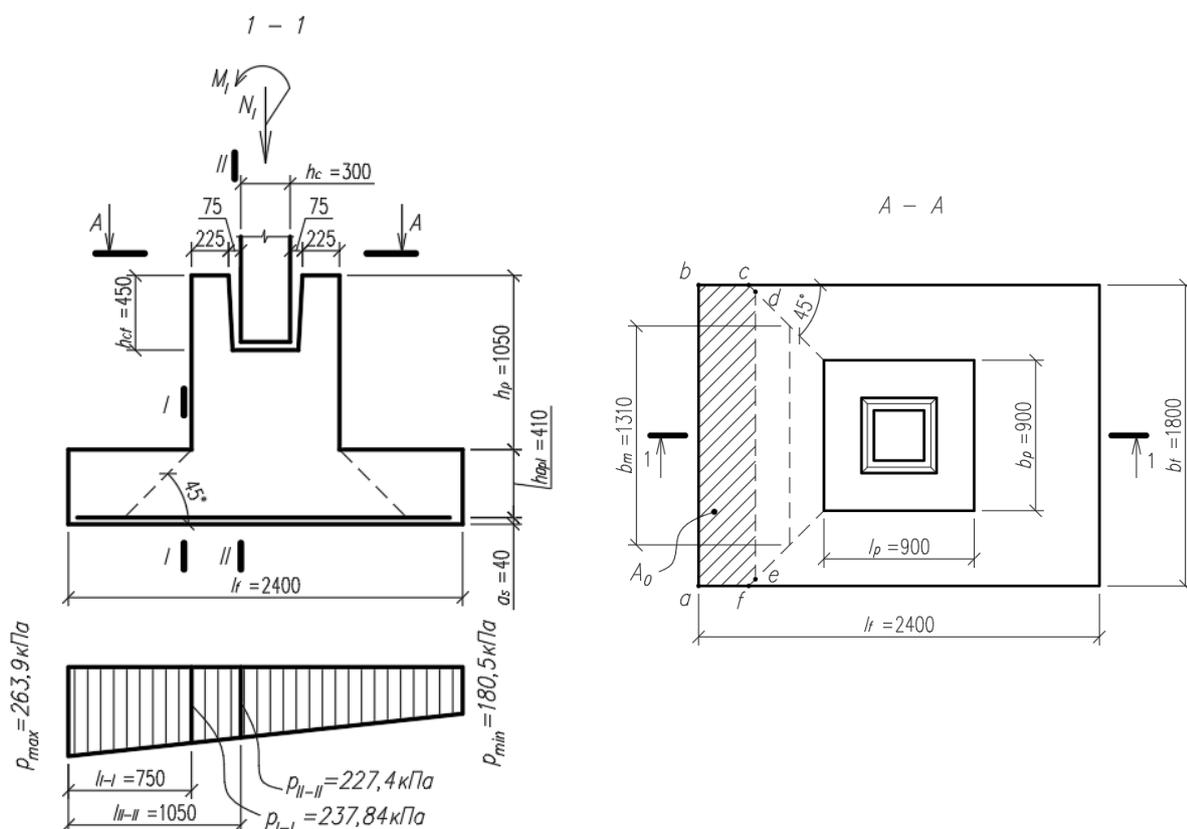


Рис. 5.1. К расчету прочности плитной части на продавливание и определению площади сечения арматуры плитной части фундамента

Итак, $F = 161,0 \text{ кН} < 483,4 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания плитной части фундамента не произойдет и высота плитной части достаточна.

Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль длинной стороны фундамента l_f в сечениях, где изменяется рабочая высота плитной части. В нашем случае – в сечениях, проходящих по граням колонны и подколонника фундамента (рис. 5.1).

Расчет выполняется в следующей последовательности.

1. В сечениях I-I и II-II определяем изгибающие моменты.

Для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,75^2 \cdot 1,8}{6} \cdot (2 \cdot 263,9 + 237,84) = 129,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $b_f = 1,8 \text{ м}$ – ширина подошвы фундамента;

$l_{I-I} = 0,75 \text{ м}$ – см. рис. 5.1;

P_{I-I} – давление грунта в сечении I-I, определяется по формуле:

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 180,5 + \frac{(2,4 - 0,75) \cdot (263,9 - 180,5)}{2,4} =$$

$$= 180,5 + 57,34 = 237,84 \text{ кПа},$$

где $l_f = 2,4 \text{ м}$ – длина подошвы фундамента;

$$P_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{960,0}{1,8 \cdot 2,4} + \frac{72,0}{1,728} = 222,2 + 41,7 = 263,9 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_I}{l_f b_f} - \frac{M_I}{W} = \frac{960,0}{1,8 \cdot 2,4} - \frac{72,0}{1,728} = 222,2 - 41,7 = 180,5 \text{ кПа}.$$

Для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,05^2 \cdot 1,8}{6} \cdot (2 \cdot 263,9 + 227,4) = 249,8 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $l_{II-II} = 1,05 \text{ м}$ – см. рис. 5.1;

P_{II-II} – давление грунта в сечении II-II:

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 180,5 + \frac{(2,4 - 1,05) \cdot (263,9 - 180,5)}{2,4} =$$

$$= 180,5 + 46,9 = 227,4 \text{ кПа}.$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{mp} плитной части фундамента. Подбор арматуры ведется на всю ширину фундамента.

Для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{129,2}{0,9 \cdot 0,41 \cdot 340000} = 0,00102 \text{ м}^2 = 10,2 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{249,8}{0,9 \cdot 1,01 \cdot 340000} = 0,00081 \text{ м}^2 = 8,1 \text{ см}^2,$$

где h_{01} , h_{02} – расчетная рабочая высота фундамента, соответственно, в сечениях I-I и II-II:

$$h_{01} = h_1 - a_s = 0,45 - 0,04 = 0,41 \text{ м};$$

$$h_{02} = H_f - h_{cf} - a_s = 1,5 - 0,45 - 0,04 = 1,01 \text{ м};$$

M_{I-I} , M_{II-II} – изгибающие моменты, соответственно, в сечениях I-I и II-II;

$$R_s = 340 \text{ МПа}.$$

3. Из двух значений A_s^{I-I} и A_s^{II-II} выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Для этого задаемся шагом стержней, обычно $S = 150 \div 200$ мм. Количество стержней больше числа шагов на 1. Деля A_s^{max} на число стержней, получаем требуемую площадь A_s^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры (табл. П2.18 приложения 2 данного пособия), подбираем окончательный диаметр одного стержня.

Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис. 5.3), при этом количество стержней на ширину плитной части получится $n = 12$ шт. Тогда

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{max}}{n} = \frac{10,2}{12} = 0,85 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр одного стержня 12 мм ($A_s = 1,131 \text{ см}^2$). Окончательно принимаем 12Ø12 (следует учесть, что при ширине подошвы фундамента ≤ 3 м диаметр рабочей арматуры должен быть не менее 10 мм, при ширине > 3 м – не менее 12 мм).

Схема армирования подошвы фундамента арматурной сеткой С-1 представлена на рис. 5.2.

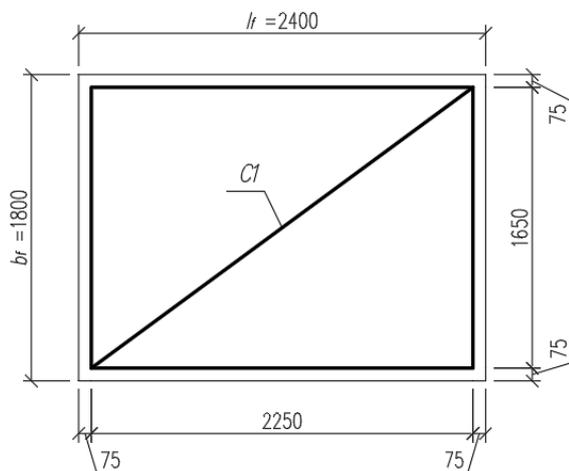


Рис. 5.2. Схема армирования подошвы

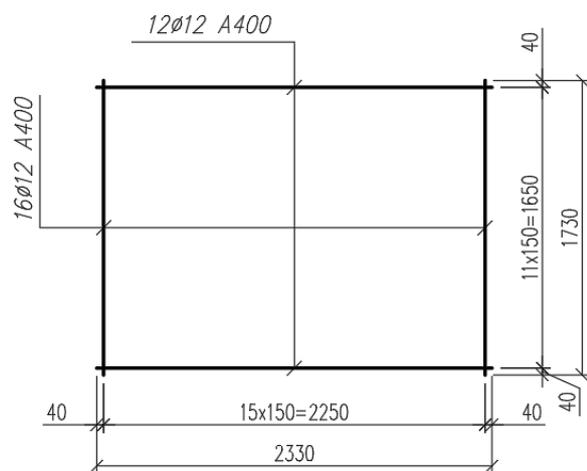


Рис. 5.3. Арматурная сетка С-1

ЗАДАЧА № 6

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Условия задачи

Для заданных параметров фундамента мелкого заложения необходимо произвести расчет несущей способности основания. Исходные данные необходимо принять по задаче № 1.

Указания к решению

Расчет оснований по несущей способности проводят исходя из условия:

$$F = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}, \quad (6.1)$$

где F – расчетная нагрузка на основание, $F = N_I = 1,2 \cdot N_{II}$, кН;

F_u – сила предельного сопротивления основания, кН;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $N_u = F_u$, кН допускается вычислять по формуле:

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (6.2)$$

где b' , l' – соответственно, приведенные ширина и длина подошвы фундамента:

– в направлении, перпендикулярном действию момента $b' = b_f$;

– в направлении действия момента $l' = l_f - 2e_I$, (6.3)

где e_I – эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузки в направлении длинной стороны фундамента, м;

N_γ , N_q , N_c – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. П2.19 приложения 2 данного пособия в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_I ;

γ_I , γ'_I – осредненные расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м³, соответственно, ниже и выше подошвы фундамента;

c_I – расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа;

d – глубина заложения фундамента, м;

ξ_γ , ξ_q , ξ_c – коэффициенты формы фундамента, вычисляемые по формулам:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (6.4)$$

где $\eta = l' / b'$.

Все расчеты оснований следует выполнять с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , вычисляемых по формуле:

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (6.5)$$

где X_n – нормативное значение данной характеристики;

γ_g – коэффициент надежности по грунту:

– для удельного сцепления $\gamma_g = 1,5$;

– для угла внутреннего трения глинистых грунтов $\gamma_g = 1,15$;

– для удельного веса грунтов $\gamma_g = 1,0$.

Пример расчета

Исходные данные

Исходные данные приняты по данным задачи № 1.

Решение

Вычисляем расчетные значения характеристик грунта:

– угол внутреннего трения – $\varphi_I = 18/1,15 = 16^\circ$;

– удельное сцепление – $c_I = 17/1,5 = 11$ кПа;

– расчетное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента

$$\gamma_I = \gamma_{II}/1 = 19,54/1 = 19,54 \text{ кН/м}^3 \text{ (где } \gamma_{II} \text{ – см. задачу № 1);}$$

– расчетное значение удельного веса грунтов выше подошвы фундамента

$$\gamma'_I = \gamma'_{II}/1 = 17,5/1 = 17,5 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетная нагрузка на основание составляет:

$$F = 1,2 \cdot N_{II} = 1,2 \cdot 800 = 960 \text{ кН.}$$

Вычисляем приведенные ширину и длину подошвы фундамента:

– в направлении, перпендикулярном действию момента $b' = b_f = 1,8$ м;

– в направлении действия момента $l' = l_f - 2e_l = 2,4 - 2 \cdot 0,075 = 2,25$ м,

где e_l – эксцентриситет приложения равнодействующей нагрузки в направлении длинной стороны фундамента, $e_l = M_{II}/N_{II} = 72/960 = 0,075$ м.

Определяем безразмерные коэффициенты несущей способности для расчетного значения угла внутреннего трения грунта $\varphi_I = 16^\circ$ по табл. П2.19 приложения 2:

$$N_\gamma = 1,66; N_q = 4,43; N_c = 11,75.$$

Глубина заложения фундамента составляет $d = 1,5$ м (см. задачу № 1),

Вычисляем коэффициенты формы фундамента:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/1,25 = 0,8;$$

$$\xi_q = 1 + 1,5/1,25 = 2,2;$$

$$\xi_c = 1 + 0,3/1,25 = 1,24,$$

где $\eta = l'/b' = 2,25/1,8 = 1,25$.

Определяем вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания $N_u = F_u$

$$\begin{aligned} N_u &= b'l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I) = \\ &= 1,8 \cdot 2,25 \cdot (1,66 \cdot 0,8 \cdot 1,8 \cdot 19,54 + 4,43 \cdot 2,2 \cdot 17,5 \cdot 1,5 + 11,75 \cdot 1,24 \cdot 11) = 1874 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Проверяем выполнение условия:

$$F = 960 \text{ кН} < F = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 1874}{1,15} = 1466 \text{ кН.}$$

где $\gamma_c = 0,9$ – коэффициент условий работы для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии;

$\gamma_n = 1,15$ – коэффициент надежности по ответственности для сооружений геотехнической категории 2.

Условие выполняется, следовательно, несущая способность основания обеспечена.

ЗАДАЧА № 7

РАСЧЕТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Условия задачи

При заданных параметрах требуется выполнить расчет ленточного фундамента мелкого заложения. Исходные данные к выполнению работы приведены в табл. П.1.5 приложения 1 данного пособия. Класс бетона плитной части фундамента по прочности на сжатие – В20, арматура класса А400, высота плитной части – $h = 300$ мм. Схема к задаче представлена на рис. 7.1.

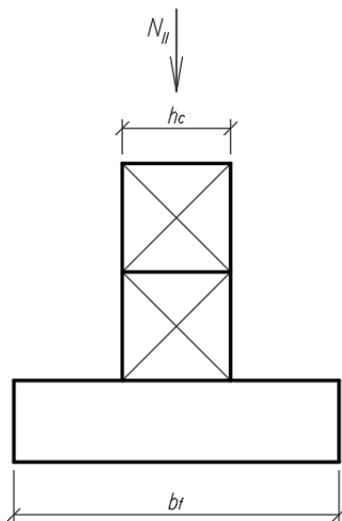


Рис. 7.1. Схема к задаче № 7

Указания к решению

Расчет ленточных фундаментов сводится к выполнению следующих этапов:

- определение ширины подошвы b_f ;
- подбор сечения рабочей арматуры по ширине фундамента;
- проверка высоты плитной части h на действие поперечной силы Q .

Определение ширины подошвы

Ширина подошвы ленточного фундамента определяется по формуле:

$$b_f = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} d}, \text{ м,} \quad (7.1)$$

где γ_{mt} – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, принимается равным 20 кН/м^3 ;

d – глубина заложения подошвы фундамента.

Подбор сечения рабочей арматуры по ширине фундамента

Реактивное давление грунта p_1 (без учета массы веса тела плитной части и грунта на её обрезах), действующее на подошву фундамента, определяется по формуле:

$$p_I = \gamma_f \frac{N_{II}}{A_f}, \text{ кПа,} \quad (7.2)$$

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

N_{II} – погонная нагрузка на обрез фундамента при расчете по второй группе предельных состояний;

A_f – ширина подошвы фундамента, $A_f = b_f \cdot 1$ п.м.

Сечение арматуры подушки подбираем по моменту консоли в сечении I-I по формуле:

$$M_{I-I} = 0,5 P_1 b_1^2, \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (7.3)$$

где b_1 – вылет консоли, м, определяется по формуле:

$$b_1 = \frac{b_f - b_c}{2}, \quad (7.4)$$

где b_f и b_c – соответственно, ширина подошвы фундамента и стены (фундаментного блока).

Определяем значение коэффициента α_m по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{I-I}}{R_b \cdot l \cdot h_0^2}, \quad (7.5)$$

где R_b – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию, кПа;

b_f – ширина подошвы ленточного фундамента;

h_0 – рабочая высота плитной части, определяется по формуле $h_0 = h - a_s$, м, здесь a_s – толщина защитного слоя бетона;

l – ширина сжатой зоны (в верхней части) сечения ленточного фундамента, равная 1 п.м.

По табл. П2.20 приложения 2 данного пособия в зависимости от α_m определяем значение коэффициента ν .

По формуле (7.6) вычисляем площадь поперечного сечения арматуры A_s ,

$$A_s = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot \nu \cdot h_0}, \quad (7.6)$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры, кПа;

h_0 – рабочая высота плитной части, м;

ν – коэффициент.

По сортаменту арматурной стали подбираем расчетную арматуру.

Проверка высоты плитной части на действие поперечной силы

При расчете наклонных сечений на действие поперечной силы должно соблюдаться условие:

$$- \text{при вылете консоли } b_1 < 2,4 \cdot h_0 - Q < 2,5 R_{bt} \cdot l \cdot h_0, \quad (7.7)$$

$$- \text{при вылете консоли } b_1 > 2,4 \cdot h_0 - Q < 6 R_{bt} \cdot l \cdot h_0^2 / b_1, \quad (7.8)$$

где $Q = p_1 b_1 l$ – поперечная сила, кН.

Если условие выполняется, то прочность плитной части фундамента по наклонному сечению обеспечена, следовательно, высота плитной части подобрана правильно. Если условие не выполняется, то увеличивают класс бетона или высоту плитной части фундамента.

Расчет на действие поперечной силы может не производиться при выполнении следующего условия:

$$Q < k_1 \cdot R_{bt} \cdot l \cdot h_0, \quad (7.9)$$

где $k_1 = 0,75$ – коэффициент для тяжелых бетонов.

Пример расчета

Исходные данные:

- нагрузка от веса надземных конструкций, приложенная на обрезе фундамента – $N_{II} = 420$ кН/м;
- расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента $R = 240$ кПа;
- ширина стены – $b_c = 0,6$ м;
- глубина заложения фундамента – $1,8$ м;
- класс бетона фундамента по прочности на сжатие – В20 ($R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа);
- расчетное сопротивление арматуры кл. А400 на растяжение $R_s = 340$ МПа.

Решение

Определение ширины подошвы фундамента

Определяем ширину подошвы ленточного фундамента:

$$b_f = \frac{420}{240 - 20 \cdot 1,8} = 2,058 \text{ м.}$$

Округляем получившуюся ширину подошвы в большую сторону до ближайшего числа, кратного $0,1$ м, и принимаем $b_f = 2,1$ м.

Высоту плитной части принимаем $h = 0,3$ м.

Подбор сечения рабочей арматуры по ширине фундамента

Определяем давление грунта p_I :

$$p_I = \frac{1,2 \cdot 420}{2,1} = 240 \text{ кПа.}$$

Определяем вылет консоли b_1 :

$$b_1 = 0,5 \cdot (2,1 - 0,6) = 0,75 \text{ м.}$$

Определяем значение изгибающего момента в сечении I-I:

$$M_{I-I} = 0,5 \cdot 240 \cdot 0,75^2 = 67,5 \text{ кН} \cdot \text{п.м.}$$

Определяем значение α_m по формуле:

$$\alpha_m = \frac{67,5}{11500 \cdot 1 \cdot 0,265^2} = 0,084.$$

По табл. П2.20 приложения 2 данного пособия в зависимости от α_m определяем значение коэффициента ν (по интерполяции). В нашем случае получаем $\nu = 0,956$.

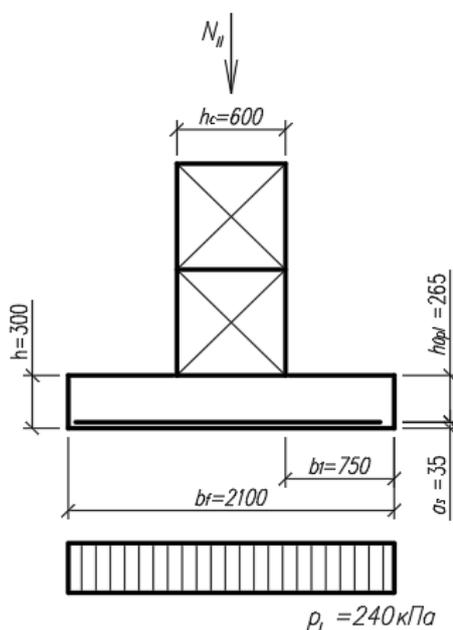


Рис. 7.2. Схема к расчету ленточного фундамента

Определяем требуемую площадь арматуры A_s :

$$A_s = \frac{67,5}{340000 \cdot 0,956 \cdot 0,265} = 0,00078 \text{ м}^2 = 7,8 \text{ см}^2.$$

По сортаменту арматурной стали подбираем расчетную арматуру. На 1 п.м. длины (1000 мм) принимаем 10 стержней $\varnothing 10$ с шагом 100 мм ($A_s=7,85 \text{ см}^2$).

Проверка высоты плитной части на действие поперечной силы

Проверяем выполнение условия (7.9)

$$Q = 240 \cdot 0,75 \cdot 1 = 180 \text{ кН} < k_1 \cdot R_{bt} \cdot l \cdot h_0 = 0,75 \cdot 800 \cdot 1 \cdot 0,265 = 159 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, следовательно, выполняем расчет на действие поперечной силы.

Проверяем условия (7.7) и (7.8):

$$b_1 = 0,75 \text{ м} > 2,4 \cdot 0,265 = 0,636 \text{ м}.$$

Следовательно, проверку прочности производим по условию (7.8):

$$Q = 180 \text{ кН} < 6R_{bt} \cdot l \cdot h_0^2/b_1 = 6 \cdot 900 \cdot 1 \cdot 0,265^2/0,75 = 506 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, прочность плитной части фундамента по наклонному сечению обеспечена, следовательно, высота плитной части подобрана правильно.

ЗАДАЧА № 8

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА (СФ)

Условия задачи

При заданных инженерно-геологических условиях и заданной нагрузке на обрез фундамента N_{II} и M_{II} требуется запроектировать отдельностоящий (кустовой) свайный фундамент.

Исходные данные приведены в табл. П1.6 приложения 1 данного пособия. Схема к задаче представлена на рис. 1.1.

Указания к решению

Расчет свайного фундамента начинается с определения глубины заложения подошвы ростверка.

Затем определяется длина сваи l , назначаемая из условий выбора инженерно-геологического элемента по глубине грунтового массива с наиболее приемлемым условным расчетным сопротивлением R_0 под острием сваи.

Величина анкеровки (l_{an}) сваи в опорном слое грунта принимается:

- не менее 0,5 м в крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песках, глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,1$;
- не менее 1 м в остальных грунтах.

Оголовок сваи при свободном сопряжении с ростверком должен быть заделан в ростверк на глубину $l_3 = 5 \div 10$ см, а при жестком сопряжении принимается по расчету.

Тогда имеем длину сваи:

$$l = l_{an} + h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n + l_3, \quad (8.1)$$

где $h_1, h_2, h_3 \dots h_n$ – мощности инженерно-геологических элементов на расстоянии от нижнего конца призматической части сваи до подошвы ростверка.

По величине l из сортамента принимается марка сваи (табл. П2.14 приложения 2 данного пособия).

Определяется несущая способность призматической висячей сваи по грунту основания практическим методом:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{R,f} f_i h_i), \quad (8.2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$;

$\gamma_{R,R}$ и $\gamma_{R,f}$ – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по табл. 7.4 [8], $\gamma_{R,R} = 1,0$, $\gamma_{R,f} = 1,0$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по табл. 7.2 [8] или табл. П2.11 приложения 2 пособия;

A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 , принимаемая равной площади поперечного сечения сваи;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

h_i – мощность i -ого однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (если $h_i > 2$ м, то слой грунта разбивается на подслои мощностью не более 2 м);

n – количество слоев грунта, прорезаемых сваями;

f_i – расчётное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по i -му слою грунта, принимается согласно табл. 7.2 [8] или табл. П2.12 приложения 2 пособия.

Далее рассчитывается допустимая нагрузка N_D на сваю:

$$N_D = \frac{F_d}{\gamma_n \gamma_{c,g}}, \quad (8.3)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным:

- 1,1 для сооружений I уровня ответственности;
- 1,0 для сооружений II и III уровней ответственности.

$\gamma_{c,g}$ – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4, если несущая способность сваи определена расчетом с использованием таблиц.

Исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваи, расположенные в кусте, требуемое количество свай в фундаменте определяют по формуле:

$$n \geq \frac{(N_I + 0,1N_I) \cdot k_1}{N_D}, \quad (8.4)$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий наличие изгибающего момента, действующего на уровне обреза фундамента, $k_1 = 1,0 \div 1,2$;

$0,1N_I$ – ориентировочный вес ростверка и грунта на его обрезах.

После определения количества свай производится размещение их в плане. Конструирование ростверка выполняется, руководствуясь следующими требованиями:

- равнодействующая от постоянных нагрузок должна проходить как можно ближе к центру тяжести условной подошвы свайного фундамента;
- минимальное расстояние в плане между осями забивных висячих свай должно быть не менее $3d$ (где d – диаметр круглой или размер стороны поперечного сечения квадратной сваи);
- расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай принимается равным размеру поперечного сечения сваи;
- с целью использования унифицированной опалубки, габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратными 0,3 м, а по высоте – 0,15 м.

Пример расчета

Исходные данные:

- многоэтажное здание каркасного типа, с железобетонными колоннами квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0,3 \times 0,3$ м;
- нагрузка на обрез фундамента – $N_{II} = 1100$ кН, $M_{II} = 90$ кН·м;
- напластование грунтов:

ИГЭ-1 – суглинок тугопластичный (т.к. $I_L=0,27$) $h_1= 2,15$ м;

ИГЭ-2 – песок средней крупности $h_2= 3,0$ м;

ИГЭ-3 – глина полутвердая (так как $I_L=0,2$) $h_3= 1,5$ м.

Решение

Принимаем кустовой отдельностоящий тип фундамента.

Величину заделки сваи в ростверк для случая свободного сопряжения принимаем $l_z=5$ см.

Высота плитной части ростверка свайного фундамента по конструктивным соображениям определяется по формуле:

$$h_{pl} = l_z + 0,25 = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ м.}$$

Высоту плитной части ростверка принимаем кратной 0,15 м, т.е. $h_{pl} = 0,3$ м.

Высота ростверка

$$H_p = h_{pl} + h_{cf} = 0,3 + 0,45 = 0,75 \text{ м,}$$

где $h_{cf} = 0,45$ м – глубина стакана (из задачи № 1).

Высоту ростверка округляем кратно 0,3 м в большую сторону и принимаем $H_p = 0,9$ м.

Определяем глубину заложения ростверка по конструктивным требованиям (рис. 8.1):

$$d_p = H_p + h_u = 0,9 + 0,15 = 1,05 \text{ м,}$$

где h_u – высота цоколя, для промздания принимаем $h_u = 0,15$ м.

За опорный слой принимаем ИГЭ-3 – глина полутвердая, $I_L=0,2$. Глубина погружения сваи в этот слой должна быть не менее 1 м. Тогда предварительная длина сваи должна составлять не менее (рис. 8.1):

$$l = l_{an} + h_{1/2} + h_2 + l_z = 1,0 + 1,1 + 3,0 + 0,05 = 5,15 \text{ м,}$$

где $h_{1/2}$ – расстояние от подошвы свайного ростверка до кровли второго слоя грунта (ИГЭ-2);

h_2 – мощность второго слоя грунта.

По полученному значению предварительной длины по сортаменту (табл. П2.14 приложения 2 данного пособия) подбираем готовую забивную железобетонную сваю марки С55.30 длиной призматической части $l = 5,5$ м, с размером стороны квадратного поперечного сечения $d = 0,3$ м.

При этом расчетная глубина заложения принятой сваи равна:

$$d_{св} = d_p + l - l_z = 1,05 + 5,5 - 0,05 = 6,5 \text{ м.}$$

Глубина погружения (анкеровки) сваи в несущий слой грунта при этом составит:

$$h_{3/1}(l_{an}) = d_{св} - h_1 - h_2 = 6,5 - 2,15 - 3 = 1,35 \text{ м.}$$

Принимаем, что свая погружается путем забивки дизель-молотом.

Так как мощность слоя ИГЭ-2, прорезаемого свайей, составляет 3,0 м (более 2,0 м), разбиваем его на 2 расчетных слоя, соответственно, мощностью 2,0 м и 1,0 м (рис. 8.1).

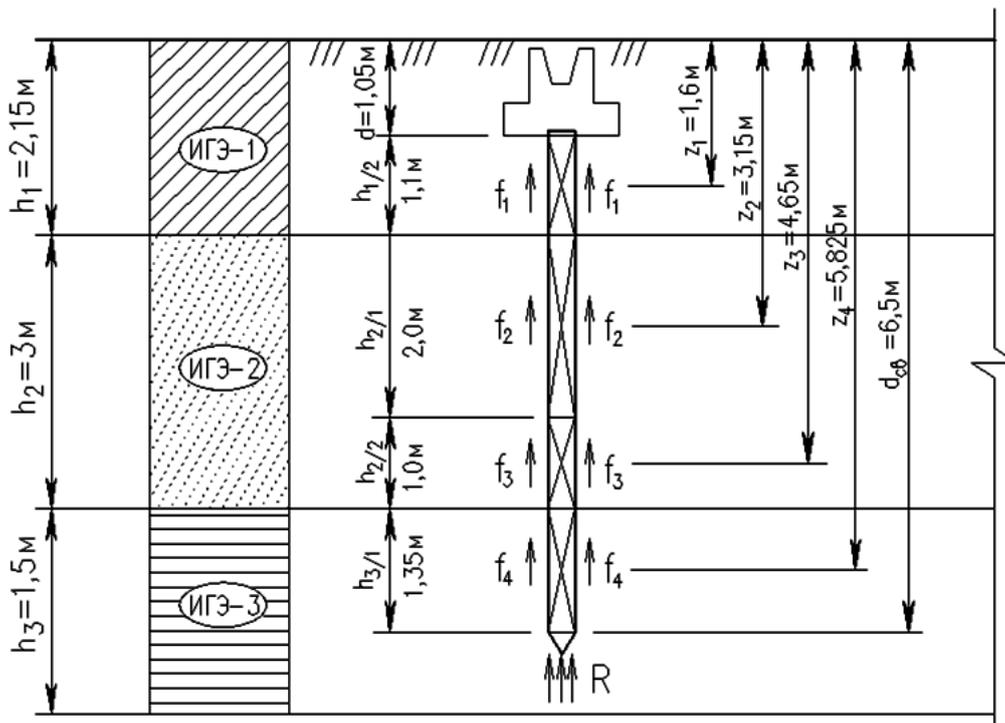


Рис. 8.1. Схема к определению несущей способности одиночной сваи

Для выбранного типа и размера сваи определяем расчётную несущую способность одиночной висячей сваи F_d по формуле (8.2):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R,R} R A + u \gamma_{R,f} \sum_{i=1}^n f_i h_i) = \\ = 1 \cdot (1 \cdot 4225 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot (27 \cdot 1,1 + 51 \cdot 2,0 + 55 \cdot 1,0 + 58 \cdot 1,35)) = 698,3 \text{ кН},$$

где $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_{R,R} = 1,0$; $\gamma_{R,f} = 1,0$;
 $A = 0,3^2 = 0,09 \text{ м}^2$;
 $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$;

для 1-го слоя при $z_1 = 1,6 \text{ м}$ – $f_1 = 27 \text{ кПа}$, $h_{1/2} = 1,1 \text{ м}$;
 для 2-го слоя при $z_2 = 3,15 \text{ м}$ – $f_2 = 51 \text{ кПа}$, $h_{2/1} = 2,0 \text{ м}$;
 для 2-го слоя при $z_3 = 4,65 \text{ м}$ – $f_3 = 55 \text{ кПа}$, $h_{2/2} = 1,0 \text{ м}$;
 для 3-го слоя при $z_4 = 5,825 \text{ м}$ – $f_4 = 58 \text{ кПа}$, $h_{3/1} = 1,35 \text{ м}$;
 для 3-го слоя при $d_{св} = 6,5 \text{ м}$ – $R = 4225 \text{ кПа}$.

Определяем расчётную нагрузку, допускаемую на сваю N_D :

$$N_D = \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}} = \frac{698,3}{1,0 \cdot 1,4} = 498,8 \text{ кН}.$$

Определяем требуемое количество свай в фундаменте:

$$n \geq \frac{(N_I + 0,1N_{II}) \cdot k_1}{N_D} = \frac{(1320,0 + 0,1 \cdot 1320,0) \cdot 1,2}{498,8} = 3,49 \text{ шт.},$$

где k_1 – коэффициент для трапецидальных эпюр принимаем $k_1 = 1,2$;
 $N_I = \gamma_f N_{II} = 1,2 \cdot 1100 = 1320 \text{ кН}$;
 γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1,2$.

Полученное количество свай округляем до целого числа в большую сторону и принимаем $n = 4$ шт.

Конструирование ростверка:

– минимальное расстояние в плане между осями свай принимаем

$$3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м};$$

– расстояние от края ростверка до наружной грани сваи крайнего ряда (свес плитной части) принимаем равным

$$0,3d + 0,05 \text{ м} = 0,3 \cdot 0,3 + 0,05 = 0,14 \text{ м} \approx 0,15 \text{ м};$$

– с целью использования унифицированной опалубки габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 0,3 м, а по высоте – 0,15 м;

– конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины стакана.

Конструирование ростверка свайного фундамента приведено на рис. 8.2.

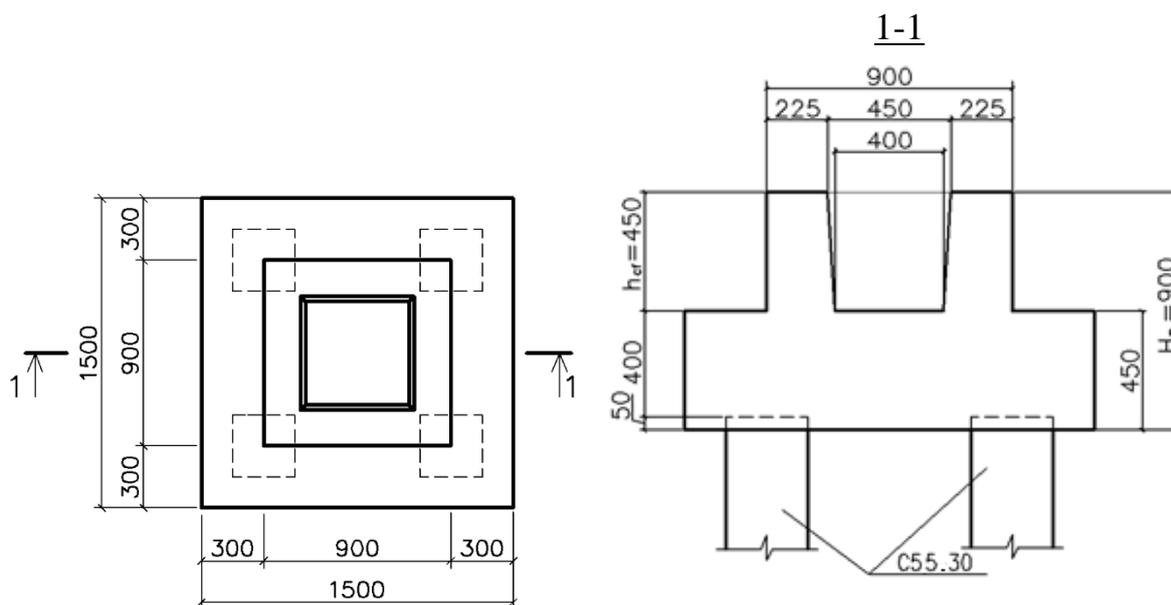


Рис. 8.2 Конструирование ростверка

ЗАДАЧА № 9 ОПРЕДЕЛЕНИЕ АБСОЛЮТНОЙ ОСАДКИ СВАЙНОГО КУСТА

Условия задачи

Определить абсолютную величину осадки S кустового свайного фундамента, законструированного в задаче № 8.

Указания к решению

Расчет осадки одиночной сваи

Расчет осадки одиночных висячих свай в линейно-деформируемом полупространстве при выполнении условия $l/d > G_1 l / G_2 d > 1$ производят по формуле [8]:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l} \quad (9.1)$$

где N – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

l – длина сваи, м;

d – наружный диаметр поперечного сечения ствола сваи, м;

G_1 – модуль сдвига слоя грунта, прорезаемого сваей, МПа;

ν_1 – коэффициент Пуассона слоя грунта, прорезаемого сваей;

G_2 – модуль сдвига грунта под нижним концом сваи, МПа;

ν_2 – коэффициент Пуассона грунта под нижним концом сваи;

β – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi} \quad (9.2)$$

здесь $\beta' = 0,17 \cdot \ln(k_v G_1 l / G_2 d)$ – коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ($EA = \infty$);

$\alpha' = 0,17 \ln(k_{v1} l / d)$ – тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками G_1 и ν_1 ;

$\chi = EA / G_1 l^2$ – относительная жесткость сваи;

EA – жесткость ствола сваи на сжатие, МН;

λ_1 – параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола и определяемый по формуле:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}}, \quad (9.3)$$

k_v, k_{v1} – коэффициенты, определяемые по формуле:

$$k_v = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2, \quad (9.4)$$

соответственно, при $\nu = (\nu_1 + \nu_2) / 2$ и при $\nu = \nu_1$.

Характеристики G_1 и ν_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и ν_2 – в пределах $0,5l$, т.е. на глу-

бинах от l до $1,5l$ от верха свай, при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

Модуль сдвига грунта $G = E_0/2(1+\nu)$ допускается принимать равным $0,4E_0$, а коэффициент k_ν равным $2,0$ (где E_0 – модуль общей деформации).

Расчетный диаметр d для свай некруглого сечения, в частности, стандартных забивных свай заводского изготовления, вычисляется по формуле:

$$d = \sqrt{4A/\pi}, \quad (9.5)$$

где A – площадь поперечного сечения сваи.

Расчет осадки свайного куста

При расчете осадок группы свай необходимо учитывать их взаимное влияние. Дополнительная осадка сваи, находящейся на расстоянии a (расстояние измеряется между осями свай) от сваи, к которой приложена нагрузка N , равна

$$s_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l}, \quad (9.6)$$

где

$$\delta = \begin{cases} 0,17 \ln \frac{k_\nu G_1 l}{2G_2 a} & \text{если } \frac{k_\nu G_1 l}{2G_2 a} > 1; \\ 0 & \text{если } \frac{k_\nu G_1 l}{2G_2 a} \leq 1. \end{cases} \quad (9.7)$$

Расчет осадки i -й сваи в группе из n свай при известном распределении нагрузок между сваями производится по формуле:

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, \quad (9.8)$$

где $s(N_i)$ – осадка одиночной сваи, определяемая по формуле (9.1);

δ_{ij} – коэффициенты, рассчитываемые по формуле (9.7) в зависимости от расстояния между i -й и j -й сваями;

N_j – нагрузка на j -ю сваю.

Пример расчета

Исходные данные

Определим осадку кустового свайного фундамента, состоящего из четырех забивных свай С55.30 из бетона класса В30, законструированного в задаче № 8. Расстояние между осями соседних свай $a = 0,9$ м (рис. 9.1 и 9.2). Грунтовые условия представлены на рис. 8.1.

Характеристики деформативности грунтов, прорезаемых свай:

ИГЭ-1 – суглинок тугопластичный с модулем деформации $E'_0=17$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu' = 0,35$;

ИГЭ-2 – песок средней крупности с модулем деформации $E''_0 = 28$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu'' = 0,3$;

ИГЭ-3 – глина полутвердая с модулем деформации $E'''_0 = 21$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu''' = 0,41$.

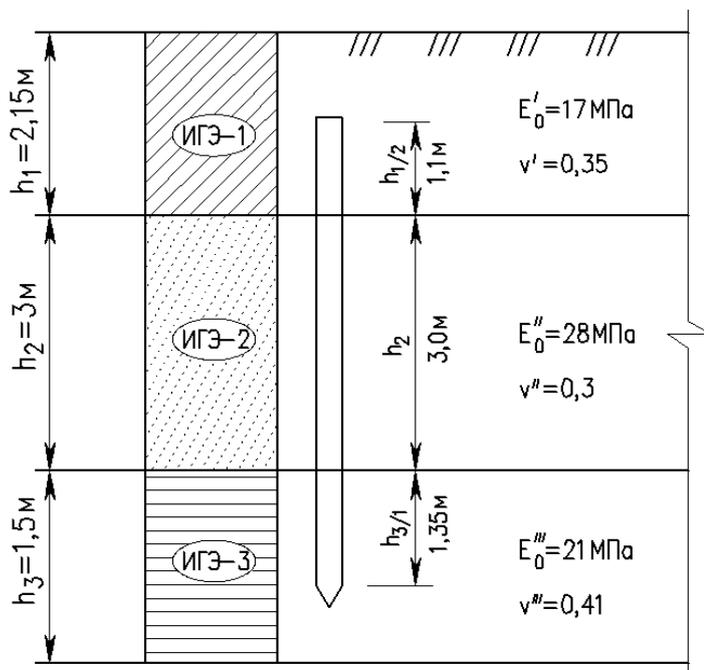


Рис. 9.1. Свая и деформативные параметры основания

Решение

Определим деформационные характеристики приведенного трехслойного основания:

$$\begin{aligned}
 & \text{– для ИГЭ-1} \quad G' = \frac{E'_0}{2(1+\nu')} = \frac{17}{2(1+0,35)} = 6,3 \text{ МПа}; \\
 & \text{– для ИГЭ-2} \quad G'' = \frac{E''_0}{2(1+\nu'')} = \frac{28}{2(1+0,3)} = 10,77 \text{ МПа}; \\
 & \text{– для ИГЭ-3} \quad G''' = \frac{E'''_0}{2(1+\nu''')} = \frac{21}{2(1+0,41)} = 7,45 \text{ МПа}.
 \end{aligned}$$

Осредненное значение модуля сдвига и коэффициента Пуассона грунтов, прорезаемых свай (рис. 9.1):

$$\begin{aligned}
 G_1 &= \frac{6,3 \cdot 1,1 + 10,77 \cdot 3,0 + 7,45 \cdot 1,35}{5,45} = 9,05 \text{ МПа}; \\
 \nu_1 &= \frac{0,35 \cdot 1,1 + 0,3 \cdot 3,0 + 0,41 \cdot 1,35}{5,45} = 0,337.
 \end{aligned}$$

Модуль сдвига и коэффициент Пуассона грунта под нижним концом сваи

$$G_2 = G''' = 7,45 \text{ МПа}; \quad \nu_2 = \nu''' = 0,41.$$

Подсчитаем все необходимые для расчета коэффициенты и параметры:

$$k_{\nu 1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,337 + 2,18 \cdot 0,337^2 = 1,79;$$

$$\nu = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2} = \frac{0,337 + 0,413}{2} = 0,375;$$

$$k_\nu = 2,82 - 3,78 \cdot 0,375 + 2,18 \cdot 0,375^2 = 1,71;$$

$$\alpha' = 0,171 \cdot \ln \frac{1,79 \cdot 5,5}{0,339} = 0,57 \quad (\text{где } d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 0,09/3,14} = 0,339 \text{ м});$$

$$\beta' = 0,171 \cdot \ln \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{7,45 \cdot 0,339} = 0,6.$$

Модуль упругости материала ствола сваи $E = 26,0$ МПа (для бетона класса В30 – см. табл. П2.21 приложения 2 данного пособия), поэтому жесткость ствола на сжатие:

$$EA = E \frac{\pi d^2}{4} = 26,0 \cdot 10^3 \frac{\pi \cdot 0,339^2}{4} = 2,34 \cdot 10^3 \text{ кН}.$$

Относительная жесткость сваи:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2} = \frac{2,34 \cdot 10^3}{9,05 \cdot 5,5^2} = 8,57.$$

Находим:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}} = \frac{2,12 \cdot 8,57^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 8,57^{3/4}} = 0,914.$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \left(1 - \frac{\beta'}{\lambda_1}\right) / \chi = \frac{0,6}{0,914} + \left(1 - \frac{0,6}{0,914}\right) / 8,57 = 0,643.$$

Определяем осадку одиночных свай 1 и 2 (рис. 9.2):

$$s'_1 = s'_2 = \beta \frac{N_{1(2)}}{G_1 l} = 0,643 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} = 0,0046 \text{ м},$$

где N_1, N_2 – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваи 1 и 2 (рис. 9.3);

$$N_1 = N_2 = \frac{N_{II} + 0,1N_{II}}{n} + \frac{M_{II} \cdot l_i}{\sum l_i^2} = \frac{N_{II} + 0,1N_{II}}{n} + \frac{M_{II} \cdot a/2}{\sum (a/2)^2} =$$

$$= \frac{1100 + 110}{4} + \frac{90 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 353 \text{ кН} = 0,353 \text{ МН.}$$

Определяем осадку одиночных свай 3 и 4 (рис. 9.2):

$$s'_3 = s'_4 = \beta \frac{N_{3(4)}}{G_1 l} = 0,643 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} = 0,0033 \text{ м,}$$

где N_3, N_4 – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваи 3 и 4 (рис. 9.3);

$$N_3 = N_4 = \frac{N_{II} + 0,1N_{II}}{n} - \frac{M_{II} \cdot l_i}{\sum l_i^2} = \frac{N_{II} + 0,1N_{II}}{n} - \frac{M_{II} \cdot a/2}{\sum (a/2)^2} =$$

$$= \frac{1100 + 110}{4} - \frac{90 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 253 \text{ кН} = 0,253 \text{ МН.}$$

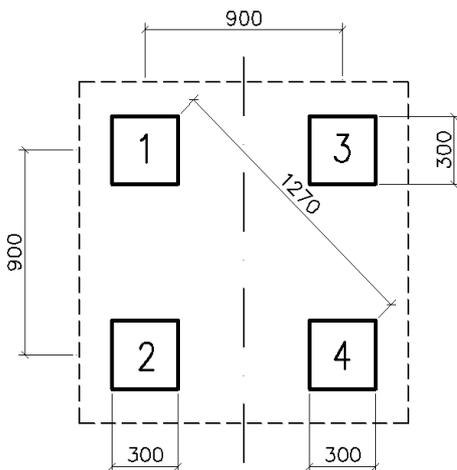


Рис. 9.2. План свайного куста

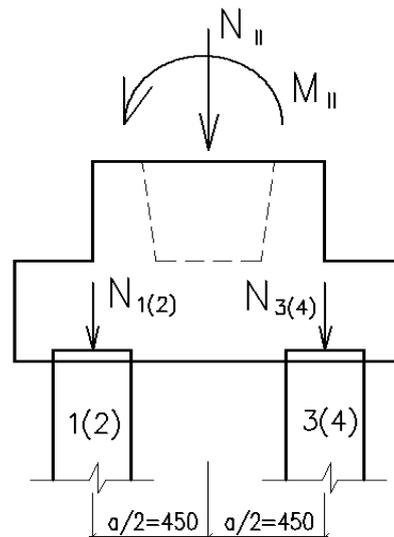


Рис. 9.3. К определению нагрузок, передаваемых на сваи

Определяем дополнительные осадки сваи от взаимного влияния соседних свай, находящихся на расстоянии a .

Вычисляем коэффициенты δ_{ij} для соседних свай (рис. 9.2).

Так как $\frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} = \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{2 \cdot 7,45 \cdot 0,9} = 6,347 > 1$, то

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{21} = \delta_{24} = \delta_{31} = \delta_{34} = \delta_{43} = \delta_{42} = 0,171 \cdot \ln \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{2 \cdot 7,45 \cdot 0,9} = 0,316.$$

Вычисляем коэффициенты δ_{ij} для свай, расположенных по диагонали (рис. 9.2).

$$\text{Так как } \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} = \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{2 \cdot 7,45 \cdot 1,27} = 4,498 > 1, \text{ то}$$

$$\delta_{14} = \delta_{41} = \delta_{23} = \delta_{32} = 0,171 \cdot \ln \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{2 \cdot 7,45 \cdot 1,27} = 0,257.$$

Осадки каждой сваи куста, состоящего из 4 свай, при известном распределении нагрузок между ними, производим по формулам:

$$\begin{aligned} s_1 = s_2 &= s'_1 + \delta_{12} \frac{N_2}{G_1 l} + \delta_{13} \frac{N_3}{G_1 l} + \delta_{14} \frac{N_4}{G_1 l} = \\ &= 0,0046 + 0,316 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} + 0,316 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} + 0,257 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} = 0,0098 \text{ м} = 0,98 \text{ см}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_3 = s_4 &= s'_3 + \delta_{31} \frac{N_1}{G_1 l} + \delta_{32} \frac{N_2}{G_1 l} + \delta_{34} \frac{N_4}{G_1 l} = \\ &= 0,0033 + 0,316 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} + 0,257 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} + 0,316 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} = 0,009 \text{ м} = 0,9 \text{ см}. \end{aligned}$$

Общую осадку отдельностоящего свайного фундамента определяем как среднюю осадку для всех свай

$$S = \frac{\sum s_i}{n} = \frac{0,98 + 0,98 + 0,9 + 0,9}{4} = 0,94 \text{ см}.$$

Проверяем условие

$$S = 0,94 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

Условие выполняется, осадки фундамента не превышают предельно допустимые значения (табл. П2.8 приложения 2 пособия).

ЗАДАЧА № 10 РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ-СТОЕК НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

Условия задачи

При заданных инженерно-геологических условиях требуется рассчитать несущую способность свай-стойки в 2 вариантах: в случае использования забивной сваи и в случае использования буронабивной сваи.

Исходные данные приведены в табл. П1.7 приложения 1 данного пособия. Грунтовые условия к задаче представлены на рис. 10.1.

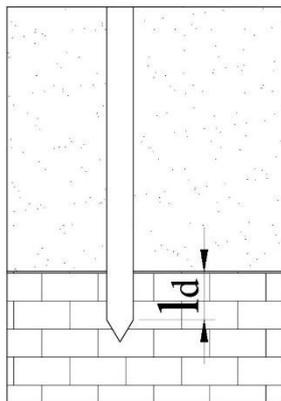


Рис. 10.1. Схема к задаче № 10

Указания к решению

Поскольку потеря несущей способности свай-стойкой может произойти либо в результате разрушения грунта под ее нижним концом, либо в результате разрушения самой сваи, ее расчет на вертикальную нагрузку проводится по 2 условиям: по условию прочности материала сваи и по условию прочности грунта под ее нижним концом. За несущую способность сваи принимается меньшая из двух величин.

Несущая способность по материалу F_{dm} наиболее широко применяемых в строительстве железобетонных свай рассчитывается по формуле:

$$F_{dm} = \varphi(\gamma_c \gamma_m R_b A + \gamma_s R_s A_s), \quad (10.1)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, обычно принимаемый $\varphi = 1$;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый для свай сечением менее 0,3 м равным 0,85, а для свай большего сечения – $\gamma_c = 1$;

γ_m – коэффициент условий работы бетона, принимаемый $\gamma_m = 1$ для всех видов свай, кроме буронабивных, для которых $\gamma_m = 0,9$ в случае, если при бурении скважин и изготовлении свай используются извлекаемые обсадные трубы и отсутствует вода в скважинах, и $\gamma_m = 0,8$ в том же случае, но при бетонировании под водой; $\gamma_m = 0,7$ в грунтах, бурение скважин и изготовление свай в которых ведется под глинистым раствором;

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

γ_s – коэффициент условий работы арматуры, принимаемый $\gamma_s = 1$;

R_s – расчетное сопротивление сжатию арматуры;
 A_s – площадь сечения арматуры, м².

По прочности грунта под нижним концом сваи несущая способность F_d сваи-стойки определяется по формуле

$$F_d = F_{db} = \gamma_c R \cdot A, \quad (10.2)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи;

A – площадь опирания сваи на грунт, м²,

Для предварительных расчетов оснований сооружений всех уровней ответственности значение характеристики R для забивных свай допускается принимать равным:

$$R = R_m = R_c K_s, \quad (10.3)$$

где R_c – расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа определяется по результатам испытаний образцов отдельностей (монолитов) в лабораторных условиях;

K_s – коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных грунтов, принимаемый по табл. 10.1.

Таблица 10.1

Степень трещиноватости	Показатель качества породы RQD, %	Коэффициент снижения прочности K_s
Очень слаботрещиноватые	90–100	1
Слаботрещиноватые	75–90	От 0,60 до 1,00
Среднетрещиноватые	50–75	Св. 0,32 « 0,60
Сильнотрещиноватые	25–50	0,22–0,32
Очень сильнотрещиноватые	0–25	0,22
Примечания		
1 Бóльшим значениям RQD соответствуют бóльшие значения K_s .		
2 Для промежуточных значений RQD коэффициент K_s определяется интерполяцией.		

В любом случае расчетное сопротивление грунта R для всех видов забивных свай следует принимать не более 20 МПа и не менее величины расчетного сопротивления под нижним концом сваи для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем и с углом внутреннего трения $\varphi_1 = 32^\circ$ согласно 7.2.11 [8].

Для буронабивных свай, опирающихся на невыветрелые скальные грунты без слабых прослоек при $l_d < 0,5$ м, R , следует определять по формуле:

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g}, \quad (10.4)$$

где R_m – расчетное сопротивление массива скального грунта под нижним концом сваи-стойки;

$R_{c,m,n} = R_{c,n} \cdot K_s$ – нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие массива скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа;

γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Расчетное сопротивление R скального грунта для буронабивных свай, заделанных в невыветрелый скальный грунт без слабых прослоек при $l_d \geq 0,5$ м, определяется по формуле:

$$R = R_m \left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right), \quad (10.5)$$

где R_m – определяется по формуле (10.4);

l_d – расчетная глубина заделки буронабивной сваи в скальный грунт, м;

d_f – диаметр заделанной в скальный грунт части буронабивной сваи, м.

Значение фактора заглубления $\left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right)$ принимается не более 3.

Пример расчета

Исходные данные:

- диаметр круглой или сторона поперечного сечения квадратной сваи – $d=0,35$ м;
- класс бетона сваи – В20;
- армирование сваи – 8Ø14 А400;
- показатель качества скальной породы – RQD=29%;
- расчётная глубина заделки сваи в скальный грунт – $l_d=0,8$ м;
- нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта – $R_{c.n}=20$ МПа.

Решение

ВАРИАНТ 1 (забивная свая)

Определение несущей способности сваи по материалу

Определяем несущую способность забивной сваи по материалу F_{dm} по формуле:

$$F_{dm} = \varphi(\gamma_c \cdot \gamma_m \cdot R_b \cdot A + \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s),$$

где $\varphi = 1$ – коэффициент продольного изгиба;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы в зависимости от сечения свай;

$\gamma_m = 1$ – коэффициент условий работы бетона;

$R_b = 11,5$ МПа – расчётное сопротивление бетона В20 осевому сжатию;

$A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225$ м² – площадь поперечного сечения забивной сваи;

$\gamma_s = 1$ – коэффициент условий работы арматуры;

$R_s = 340$ МПа – расчётное сопротивление арматуры А400 сжатию;

$A_s = 12,31$ см² = 0,001231 м² – площадь поперечного сечения арматуры.

Несущая способность забивной сваи по материалу составляет:

$$F_{dm} = 1 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 11,5 \cdot 0,1225 + 1 \cdot 340 \cdot 0,001231) = 1,827 \text{ МН} = 1827 \text{ кН.}$$

Определение несущей способности сваи по прочности грунта

По прочности грунта под нижним концом сваи несущая способность F_d сваи-стойки определяется по формуле:

$$F_d = F_{db} = \gamma_c R \cdot A,$$

где $\gamma_c=1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

R – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи;

$A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225 \text{ м}^2$ – площадь опирания сваи на грунт.

Значение характеристики R для забивных свай допускается принимать равным:

$$R = R_m = R_c \cdot K_s,$$

где R_c – расчётное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии;

$$R_c = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} = \frac{20}{1,4} = 14,28 \text{ МПа,}$$

$K_s=0,236$ – коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных грунтов (по табл. 10.1).

Таким образом, расчётное сопротивление грунта под нижним концом:

$$R = 14,28 \cdot 0,236 = 3,37 \text{ МПа.}$$

Несущая способность забивной сваи по грунту при этом составит:

$$F_d = 1 \cdot 3,37 \cdot 0,1225 = 0,413 \text{ МН} = 413 \text{ кН.}$$

Из двух полученных значений несущей способности (по материалу и по грунту) выбираем меньшее, т.е. $F_d=413 \text{ кН}$.

ВАРИАНТ 2 (буронабивная свая)

Определение несущей способности сваи по материалу

Определяем несущую способность буронабивной сваи по материалу F_{dm} по формуле:

$$F_{dm} = \varphi(\gamma_c \cdot \gamma_m \cdot R_b \cdot A + \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s),$$

где $A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,35^2}{4} = 0,096 \text{ м}^2$ – площадь сечения буронабивной сваи;

$\gamma_m = 0,9$ – коэффициент условий работы бетона для буронабивных свай.

Тогда несущая способность забивной сваи по материалу составит:

$$F_{dm} = 1 \cdot (1 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 0,096 + 1 \cdot 340 \cdot 0,001231) = 1,412 \text{ МН} = 1412 \text{ кН.}$$

Определение несущей способности сваи по прочности грунта

Расчётное сопротивление R скального грунта для буронабивных свай, заделанных в невыветрелый скальный грунт без слабых прослоек при $l_d \geq 0,5$ м:

$$R = R_m \left(1 + 0,4 \cdot \frac{l_d}{d_f} \right),$$

где $d_f = 0,35$ м – диаметр заделанной в скальный грунт сваи;

$l_d = 0,8$ м – расчётная глубина заделки буронабивной сваи в скальный грунт;

R_m – расчётное сопротивление массива скального грунта;

$$R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g} = \frac{4,72}{1,4} = 3,37 \text{ МПа:}$$

$$R_{c,m,n} = R_{c,n} \cdot K_s = 20 \cdot 0,236 = 4,72 \text{ МПа,}$$

$\gamma_g = 1,4$ – коэффициент надёжности по грунту.

Таким образом, расчетное сопротивление грунта под нижним концом

$$R = 3,37 \cdot \left(1 + 0,4 \cdot \frac{0,8}{0,35} \right) = 6,45 \text{ МПа.}$$

Несущая способность буронабивной сваи по грунту при этом составит

$$F_d = 1 \cdot 6,45 \cdot 0,096 = 0,619 \text{ МН} = 619 \text{ кН.}$$

Из двух полученных значений несущей способности (по материалу и по грунту) выбираем меньшее, т.е. **$F_d = 619$ кН.**

ЗАДАЧА № 11 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Условия задачи

При заданных нагрузках, сечении ростверка и шаге свай требуется подобрать армирование ленточного ростверка.

Исходные данные приведены в табл. П1.8 приложения 1 данного пособия. Грунтовые условия к задаче представлены на рис. 11.1.

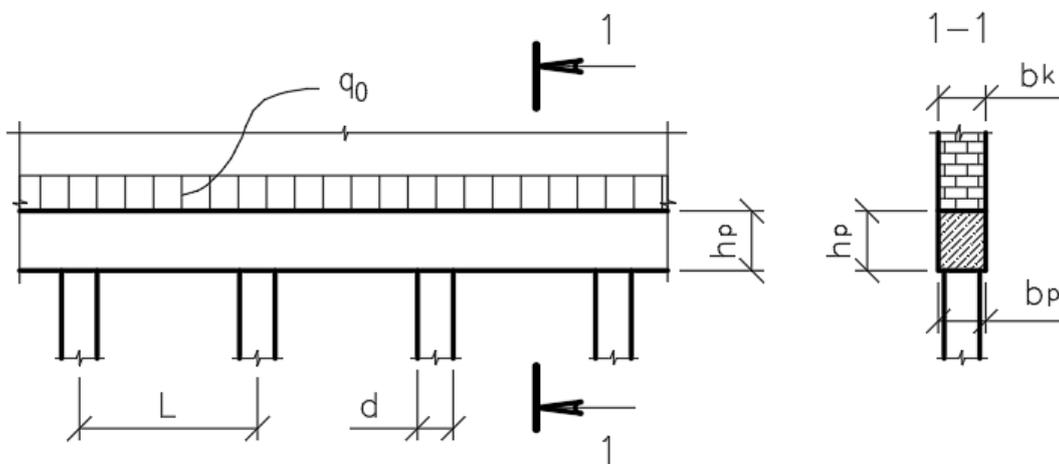


Рис. 11.1. Схема к задаче № 11

Указания к решению

Ленточные ростверки под стены рассчитывают в соответствии с указаниями «Руководства по проектированию свайных фундаментов» [7] аналогично рандбалкам, где вместо опор используют сваи (рис. 11.2).

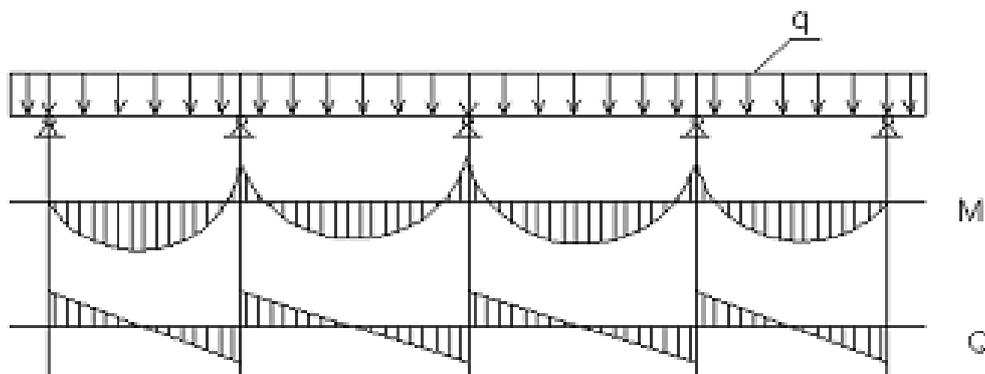


Рис. 11.2. Принципиальная расчетная схема ленточного ростверка

Расчет ростверка ведется, в основном, на изгиб и поперечную силу, возникающие в период строительства и эксплуатации.

Изгибающие моменты в ростверке и поперечную силу на грани свай, возникающие в период строительства, определяют по формулам (по схеме неразрезной балки):

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_k L_p^2}{12}; \quad (11.1)$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{q_k L_p^2}{24}; \quad (11.2)$$

$$Q = \frac{q_k L_p}{2}, \quad (11.3)$$

где $M_{\text{оп}}$, $M_{\text{пр}}$, Q – опорный и пролетный моменты и поперечная сила;

L – расстояние между осями свай;

$L_p = 1,05(L - d)$ – расчетный пролет;

d – размер поперечного сечения свай;

q_k – погонная нагрузка от веса свежееуложенной кладки высотой $0,5L$ и собственного веса ростверка, определяемая как $q_k = \gamma_g \cdot \gamma_{cp} \cdot b_k \cdot (h_p + 0,5L)$;

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ – осредненный удельный вес кладки стены и бетона ростверка;

$\gamma_g = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

h_p – высота ростверка;

b_k – ширина кладки стены (ростверка).

Расчет на эксплуатационные нагрузки производится в зависимости от условий по 5 расчетным схемам (3 основные схемы представлены в табл. 11.1).

Для всех схем нагрузок величину a (длина полуоснования эпюры нагрузки) определяют по формуле:

$$a = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_k b_k}}, \quad (11.4)$$

где $E_p I_p$ – изгибная жесткость ростверка;

b_k – ширина кладки стены;

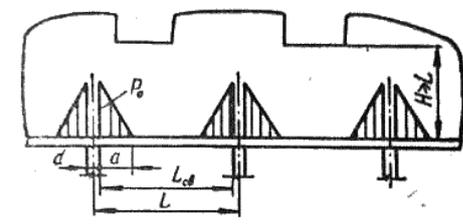
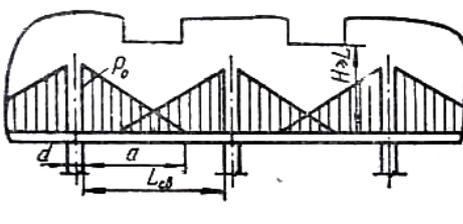
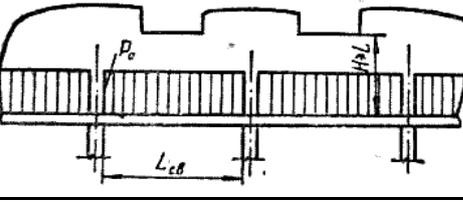
E_k – модуль упругости кладки.

Максимальную ординату эпюры нагрузки над гранью свай определяют по формуле:

$$p_0 = \frac{q_0 L_p}{6}, \quad (11.5)$$

где q_0 – расчетная равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка, полезная нагрузка, снеговая нагрузка и т.п.).

Таблица 11.1

№	Область применения	Схема нагрузок	Момент на опоре $M_{оп}$	Момент в середине пролета $M_{пр}$
1	2	3	4	5
1	$a \leq \frac{L_{CB}}{2}$		$-\frac{q_0 a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
1	2	3	4	5
2	$\frac{L_{CB}}{2} \leq a \leq L_{CB}$		$-\frac{q_0 a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3(L_p - 6a)}{a^2} \right]$
3	$a \geq L_{CB}$		$-\frac{q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$

Определение площади сечения рабочей арматуры для опорной зоны (верхняя арматура) и пролета (нижняя арматура) производится отдельно по наибольшим значениям изгибающих моментов, полученным для стадий строительства или эксплуатации.

Определяем значения коэффициента α_m для опорной зоны и пролета по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{оп(пр)}^{max}}{R_b b_p h_0^2}, \quad (11.6)$$

где R_b – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию, кПа;

b_p – ширина ленточного ростверка, м;

h_0 – рабочая высота сечения ростверка, определяется по формуле $h_0 = h_p - a_s$ (здесь a_s – толщина защитного слоя бетона).

По табл. П2.20 приложения 2 данного пособия в зависимости от α_m определяем значение коэффициента ν .

Соответственно, требуемая площадь сечения арматуры в верхней зоне над сваями

$$A_S^B = \frac{M_{оп}^{max}}{\nu h_0 R_s}; \quad (11.7)$$

то же в нижней зоне в пролете

$$A_S^H = \frac{M_{пр}^{max}}{\nu h_0 R_s}, \quad (11.8)$$

где h_0 – расчетная рабочая высота ростверка;

$M_{оп}^{max}$ и $M_{пр}^{max}$ – максимальные значения изгибающих моментов, соответственно, над опорой и в пролете для периодов строительства и эксплуатации, кН·м;

R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению, кПа.

Пример расчета

Исходные данные:

- класс бетона ростверка – В15;
- размеры поперечного сечения ростверка $b_p \times h_p = 0,6 \times 0,6$ м;
- шаг свай – $L = 2,3$ м;
- сечение свай – $0,25 \times 0,25$ м;
- расчетная погонная нагрузка на фундамент – $q_0 = 470$ кН/м;
- модуль упругости кладки – $E_k = 750$ МПа.

Решение

Расчет ростверка на усилия, возникающие в период строительства

Определяем изгибающие моменты в ростверке по формулам:

$$M_{оп} = \frac{q_k L_p^2}{12}; \quad M_{пр} = \frac{q_k L_p^2}{24},$$

где $L_p = 1,05 \cdot (L - d) = 1,05 \cdot (2,3 - 0,25) = 2,15$ м – расчетный пролет;

q_k – погонная нагрузка от веса свежееуложенной кладки высотой $0,5L$ и собственного веса ростверка, определяемая как

$$q_k = \gamma_g \gamma_{cp} b_k (h_p + 0,5L) = 1,1 \cdot 20 \cdot 0,6 \cdot (0,6 + 0,5 \cdot 2,3) = 23,1 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ – осредненный удельный вес кладки стены и бетона ростверка;

$\gamma_g = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

$b_k = b_p = 0,6 \text{ м}$ – ширина кладки стены (ростверка).

Тогда максимальные изгибающие моменты в ростверке составят

$$M_{\text{оп}} = \frac{23,1 \cdot 2,15^2}{12} = 8,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{23,1 \cdot 2,15^2}{24} = 4,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчет ростверка на эксплуатационные нагрузки

Определяем длину полуоснования эпюры нагрузки:

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_k b_k}} = 3,14 \sqrt[3]{\frac{23000000 \cdot 0,011}{750000 \cdot 0,6}} = 2,59 \text{ м},$$

где $E_p = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 23 \cdot 10^6 \text{ кПа}$ – модуль упругости материала ростверка;

$I_p = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 0,6^3}{12} = 0,011 \text{ м}^4$ – момент инерции сечения ростверка;

$E_k = 750 \text{ МПа} = 750000 \text{ кПа}$ – модуль упругости кладки стены;

$b_k = b_p = 0,6 \text{ м}$ – ширина кладки стены (ростверка).

Максимальная ордината эпюры нагрузки над гранью сваи:

$$p_0 = \frac{q_0 L_p}{6} = \frac{470 \cdot 2,15}{6} = 168,4 \text{ кН},$$

$q_0 = 470 \text{ кН/м}$ – расчетная равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка.

Согласно табл. 11.1 определяем схему нагрузок для вычисления изгибающих моментов в сечениях ростверка.

Расчет производим по схеме 3, так как выполняется условие

$$a = 2,59 > L_{\text{св}} = 2,05,$$

где $L_{\text{св}} = 2,3 - 0,25 = 2,05 \text{ м}$.

Изгибающие моменты в сечениях ростверка при этом составят

$$M_{\text{оп}} = -\frac{q_0 L_p^2}{12} = -\frac{470 \cdot 2,15^2}{12} = -181,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{q_0 L_p^2}{24} = \frac{470 \cdot 2,15^2}{24} = 90,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подбор рабочей арматуры ростверка производим по наибольшему значению моментов для двух этапов (строительства и эксплуатации). В данном слу-

чае изгибающие моменты, возникающие в сечениях ростверка при эксплуатационных нагрузках, оказались больше.

Определяем коэффициент α_m для опорной зоны и пролета по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{оп(пр)}}^{\text{max}}}{R_b b_p h_0^2},$$

где $R_b=8,5\text{МПа}=8500\text{кПа}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию;

$b_p=0,6\text{м}$ – ширина ленточного ростверка;

$h_0=h_p - a_s$ – рабочая высота сечения ростверка (здесь a_s – расстояние от соответствующей грани ростверка до оси рабочей арматуры, принимаемая равной: для верхней зоны 40 мм, для нижней зоны 60 мм).

Тогда

$$\alpha_m^{\text{оп}} = \frac{181,0}{8500 \cdot 0,6 \cdot 0,56^2} = 0,113;$$
$$\alpha_m^{\text{пр}} = \frac{90,5}{8500 \cdot 0,6 \cdot 0,54^2} = 0,061.$$

По табл. П2.20 приложения 2 данного пособия определяем соответствующие коэффициенты ν :

$$\nu^{\text{оп}} = 0,94; \nu^{\text{пр}} = 0,95.$$

Требуемая площадь сечения арматуры в верхней зоне над сваями

$$A_s^{\text{в}} = \frac{M_{\text{оп}}^{\text{max}}}{\nu h_0 R_s} = \frac{181,0}{0,94 \cdot 0,56 \cdot 340000} = 0,00101 \text{ м}^2 = 10,1 \text{ см}^2,$$

где $R_s=340\text{МПа}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Требуемая площадь сечения арматуры в нижней зоне в пролете:

$$A_s^{\text{н}} = \frac{M_{\text{пр}}^{\text{max}}}{\nu h_0 R_s} = \frac{90,5}{0,95 \cdot 0,54 \cdot 340000} = 0,00052 \text{ м}^2 = 5,2 \text{ см}^2.$$

По сортаменту (табл. П2.18 приложения 2 пособия) подбираем арматуру:

– в верхней зоне 4Ø18 А400 ($A_s=10,18 \text{ см}^2$);

– в нижней зоне 4Ø14 А400 ($A_s=6,16 \text{ см}^2$).

ЗАДАЧА № 12 ПОДБОР МОЛОТА ДЛЯ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

Условия задачи

Подобрать характеристики трубчатого дизель-молота для погружения забивных свай фундамента, законструированного в задаче № 8.

Указания к решению

Подбор молота для погружения свай определяется в следующей последовательности.

1. По табл. П2.15 приложения 2 данного пособия выбираем марку дизель-молота со всеми расчетными параметрами.

2. Проверяем пригодность дизель-молота. Должно выполняться условие:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K, \quad (12.1)$$

где m_1 – полный вес молота;

m_2 – вес сваи, оголовка;

m_3 – вес подбабка;

E_d – расчетная энергия удара молота;

K – коэффициент применимости молота (табл. П2.16 приложения 2).

3. Вычисляем контрольный отказ по формуле:

$$S_a = \frac{\eta A E_d [m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)]}{F_d [F_d + \eta A] \cdot (m_1 + m_2 + m_3)}, \quad (12.2)$$

где η – коэффициент по табл. 7.11 [8], кДж;

A – площадь поперечного сечения сваи;

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

F_d – несущая способность сваи;

$E_d = 0,9GH$ – расчетная энергия удара молота при забивке свай;

G – вес падающей части молота (табл. П2.15 приложения 2 пособия);

H – максимальная высота подъема ударной части молота (табл. П2.15 приложения 2 пособия).

Пример расчета

Масса сваи С55.30 – $1,28 + 0,05 = 1,33$ т.

Требуемая минимальная энергия удара

$$E_n = 0,045 F_d = 0,045 \cdot 698,3 = 31,4 \text{ кДж.}$$

По табл. П2.15 приложения 2 выбираем трубчатый дизель-молот с водяным охлаждением С-1047 с массой ударной части $G = 2,5$ т и энергией удара $E_d = 43$ кДж.

Проверяем пригодность дизель-молота. Должно выполняться условие:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K,$$

где $m_1 = 5,6 \cdot 9,81 = 54,94$ кН – полный вес молота;

$m_2 = (1,33 + 0,12) \cdot 9,81 = 14,22$ кН – вес сваи и наголовника;

$m_3 = 0$ – вес подбабка;

$E_d = 43$ кДж – расчетная энергия удара молота;

$K = 6$ кН/кДж – коэффициент применимости молота.

Итого:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} = \frac{54,94 + 14,22 + 0}{43} = 1,61 \leq K = 6 \text{ кН/кДж},$$

следовательно, молот пригоден.

Вычисляем контрольный отказ:

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{\eta A E_d [m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)]}{F_d [F_d + \eta A] \cdot (m_1 + m_2 + m_3)} = \\ &= \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 61,7 \cdot [54,9 + 0,2(13,73 + 0)]}{698,3 \cdot [698,3 + 1500 \cdot 0,09] \cdot (54,9 + 13,73 + 0)} = 0,012 \text{ м}, \end{aligned}$$

где $\eta = 1500$ кН/м² – коэффициент по табл. 7.11 [8] (для железобетонных свай с наголовником);

$A = 0,3^2 = 0,09$ м² – площадь пяты сваи;

$E_d = 0,9GH = 0,9 \cdot 24,5 \cdot 2,8 = 61,7$ кДж – расчетная энергия удара молота при забивке свай;

$G = 2,5$ т = 24,5 кН – вес падающей части молота;

$H = 2,8$ м – максимальная высота подъема ударной части молота (табл. П2.15 приложения 2 пособия);

$m_1 = 5,6$ т = 54,9 кН – масса молота;

$m_2 = 1,28 + 0,12 = 1,4$ т = 13,73 кН;

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

$F_d = 698,3$ кН – несущая способность сваи.

Итак, $S_a = 12$ мм > 2 мм, следовательно, молот подобран верно.

ЗАДАЧА № 13

РАСЧЁТ ОПУСКНОГО КОЛОДЦА НА МОНТАЖНЫЕ НАГРУЗКИ

Условия задачи

Сконструировать опускной колодец квадратной формы в плане со стороной b и глубиной опускания h_0 . Исходные данные приведены в табл. П1.9 приложения 1 данного пособия. Класс бетона для всех вариантов В15 ($R_b = 8500$ кПа, $R_{bt} = 750$ кПа). Схема к задаче представлена на рис. 13.1.

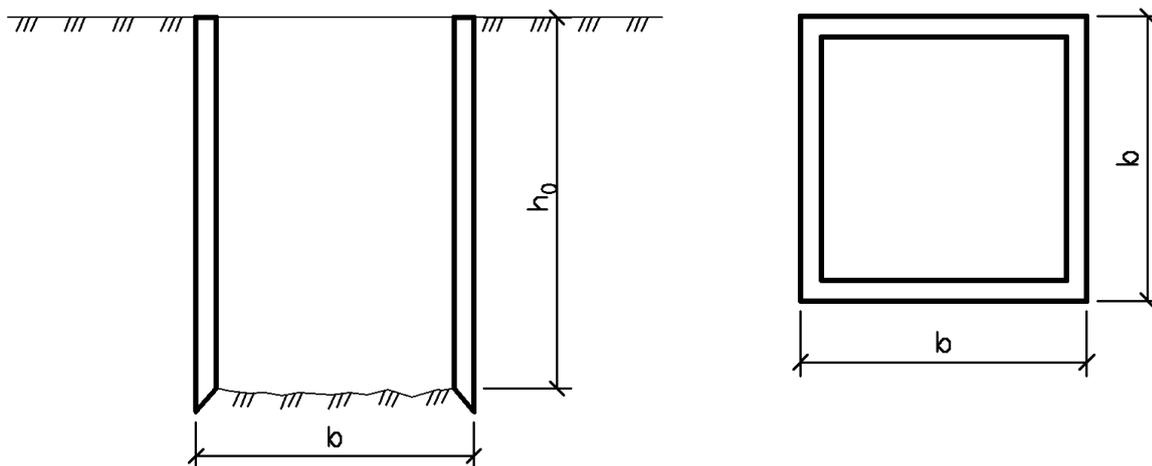


Рис. 13.1. Схема к задаче № 13

Общие сведения

Опускной колодец — это замкнутая в плане, открытая сверху и снизу оболочка, под защитой которой грунт разрабатывают и выдают наверх. Они применяются в случае, когда:

- с поверхности залегает слабый слой;
- грунт водонасыщенный или даже покрытый водой (опоры мостов);
- в гидротехнических сооружениях (насосные станции, водозаборы);
- при строительстве подземных резервуаров и хранилищ;
- в естественных условиях, например, при строительстве подземных складов, гаражей.

Основная идея опускного колодца заключается в том, что на поверхности грунта сначала устраивают кладку колодца на некоторую высоту. Затем разрабатывают грунт изнутри, извлекая его на поверхность и подкапывая под стенки. Под собственным весом колодец опускается, его наращивают и продолжают погружение.

По форме в плане опускные колодцы могут быть круглые, овальные, квадратные, прямоугольные. По высоте они могут быть цилиндрической, конической и ступенчатой формы.

Материал: кирпичная и бутовая кладка, дерево, монолитный бетон, монолитный и сборный железобетон. В настоящее время используются почти исключительно последние два вида.

Пример расчета

Исходные данные:

- ширина опускного колодца $b = 10$ м;
- глубина погружения $h_0 = 15$ м;
- удельный вес грунта $\gamma = 18,6$ кН/м³;
- угол внутреннего трения грунта $\varphi = 30^\circ$;
- класс бетона стен колодца – В15.

Решение

Определяем максимальное значение активного давления грунта на уровне ножевой части колодца (рис. 13.2):

$$\sigma_a^{\max} = h_0 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 15 \cdot 18,6 \cdot 0,577^2 = 93 \text{ кПа}.$$

Изгибающие моменты в угловых (опорных) зонах стен колодца при этом составят:

$$M_{\text{оп}} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot b^2}{12} = \frac{1,2 \cdot 93 \cdot 100}{12} = 930 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца:

$$M_{\text{пр}} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot b^2}{24} = \frac{1,2 \cdot 93 \cdot 100}{24} = 465 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

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

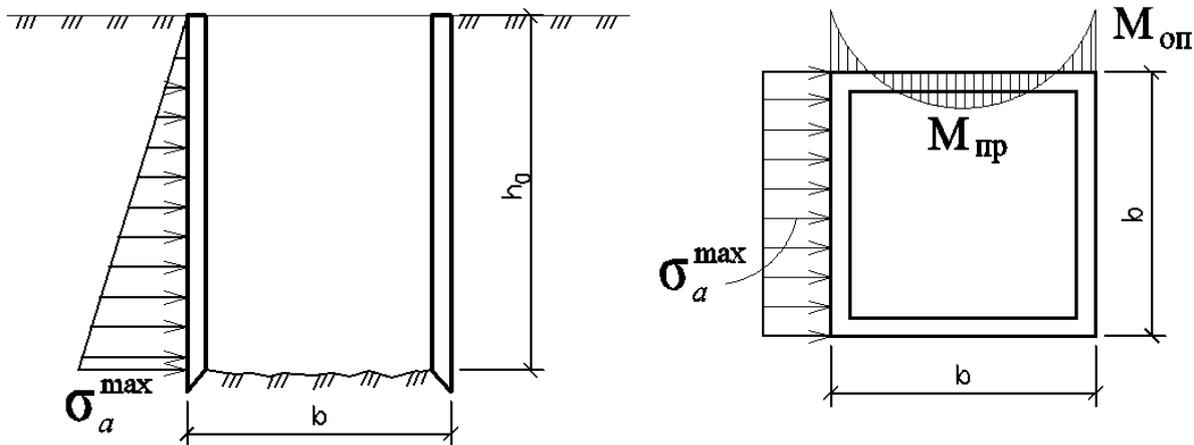


Рис. 13.2. Схема к расчету активного давления на стенки колодца и изгибающих моментов

При этом требуемый момент сопротивления стенки колодца при работе монолитного бетона на изгиб без установки рабочей арматуры составит:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_{bt}} = \frac{930}{750} = 1,24 \text{ м}^3,$$

где $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 750 \text{ кПа}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению.

Так как момент сопротивления расчетной полосы стенки определяется как $W = \frac{b_1 \cdot \delta^2}{6}$ (где $b_1=1\text{ м}$ – ширина расчетной полосы), то из условия $W_{\text{тр}}=W$ требуемая толщина стенки для восприятия изгибающего момента, возникающего в угловой зоне стенки колодца, составит $\delta_{on} = \sqrt{\frac{6 \cdot 930}{750}} = 3,12\text{ м}$, а в пролете стенки колодца – $\delta_{np} = \sqrt{\frac{6 \cdot 465}{750}} = 2,21\text{ м}$.

Принимаем большее из двух полученных значений, округлив его кратно 5 см, т.е. $\delta = 3,15\text{ м}$.

Определяем расход бетона на стенки опускного колодца при принятой толщине стенки:

$$V_1 = [b^2 - (b - 2\delta)^2] \cdot h_0 = [10^2 - (10 - 2 \cdot 3,15)^2] \cdot 15 = 1294,7\text{ м}^3.$$

Для уменьшения толщины стенки, следовательно, и расхода бетона на опускной колодец, возможно использование следующих вариантов:

- а) введение внутренних стенок для уменьшения расчетного пролета;
- б) изменение формы колодца в плане на круглую;
- в) армирование стенок колодца.

А. Рассмотрим вариант введения внутренних стенок. Предварительно примем толщину внутренней стенки $\delta_{вн} = 1,0\text{ м}$.

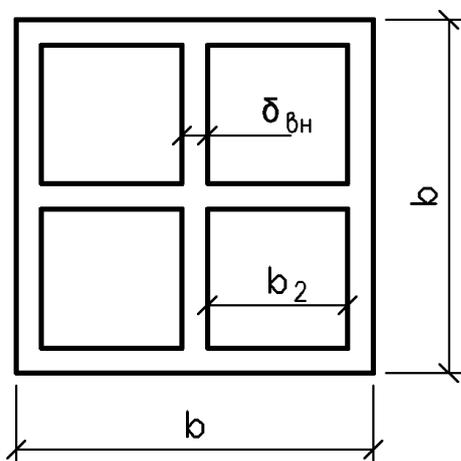


Рис. 13.3. Сечение опускного колодца после введения внутренних стенок

Тогда с погрешностью, идущей в запас прочности, можно принять, что пролет стенок колодца уменьшается вдвое и расчетный пролет ячеек составит $b/2 = 10/2 = 5\text{ м}$.

Изгибающие моменты в угловых (опорных) зонах стен колодца при этом составят:

$$M_{on} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot (b/2)^2}{12} = \frac{1,2 \cdot 93 \cdot 25}{12} = 232,5\text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца:

$$M_{np} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot (b/2)^2}{24} = \frac{1,2 \cdot 93 \cdot 25}{24} = 116,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При этом требуемый момент сопротивления:

$$W = \frac{M}{R_{bt}} = \frac{232,5}{750} = 0,31 \text{ м}^3.$$

Требуемая толщина стенки для восприятия изгибающего момента, возникающего в угловой зоне стенки колодца, составит:

$$\delta_{on} = \sqrt{\frac{6 \cdot 232,5}{750}} = 1,36 \text{ м},$$

а в пролете стенки колодца – $\delta_{np} = \sqrt{\frac{6 \cdot 116,3}{750}} = 0,964 \text{ м}.$

Принимаем большее из двух полученных значений, округлив его кратно 5 см, т.е. $\delta = 1,4 \text{ м}.$

Тогда $b_2 = (b - 2\delta - \delta_{gn}) / 2 = (10 - 2 \cdot 1,4 - 1) / 2 = 3,1 \text{ м}.$

Расход бетона при введении внутренних стен толщиной 1 м:

$$V_2 = [b^2 - 4(b_2)^2] \cdot h_0 = [10^2 - 4 \cdot 3,1^2] \cdot 15 = 923,4 \text{ м}^3.$$

Сэкономленный объем бетона по сравнению с использованием колодца без внутренних стен составляет:

$$\Delta V = V_1 - V_2 = 1294,7 - 923,4 = 371,3 \text{ м}^3.$$

Проверяем возможность погружения колодца в грунт под собственным весом из условия:

$$G > \gamma_{pl} \cdot u \cdot E_a \cdot f,$$

где G – собственный вес колодца $G = V_2 \cdot \gamma_m = 923,4 \cdot 24 = 22162 \text{ кН};$

γ_m – удельный вес бетона, $\text{кН/м}^3;$

γ_{pl} – коэффициент надежности погружения, принимаемый равным 1,2;

u – наружный периметр поперечного сечения стенки колодца;

E_a – равнодействующая активного давления грунта;

$$E_a = \sigma_a^{\max} \frac{h_0}{2} = 93 \frac{15}{2} = 697,5 \text{ кН/м},$$

$f = 0,3$ – коэффициент трения колодца о грунт.

Проверяем колодец на погружение по условию:

$$G = 22162 \text{ кН} > \gamma_{pl} \cdot u \cdot E_a \cdot f = 1,2 \cdot 40 \cdot 697,5 \cdot 0,3 = 10044 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, погружение колодца под собственным весом обеспечено.

Б. Рассмотрим вариант изменения формы в плане. Принимаем круглую форму колодца (рис. 13.4).

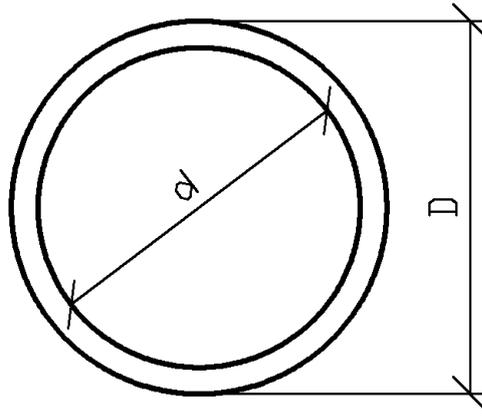


Рис. 13.4. Поперечное сечение круглого в плане колодца

Тогда требуемый внутренний диаметр колодца, из условия восприятия сжимающих усилий, возникающих в стенке от всестороннего обжатия активным давлением грунта, определится по формуле:

$$d = D \sqrt{\frac{R_b - 2 \cdot \gamma_g \cdot \sigma_a^{max}}{R_b}} = 10 \cdot \sqrt{\frac{8500 - 2 \cdot 1,2 \cdot 93}{8500}} = 10 \cdot 0,98 = 9,8 \text{ м.}$$

где d – внутренний диаметр колодца;

D – наружный диаметр колодца;

R_b – прочность бетона на сжатие $R_b = 8500$ кПа.

Тогда толщина стенок необходимая для восприятия сжимающих напряжений

$$\delta = \frac{D - d}{2} = \frac{10 - 9,8}{2} = 0,1 \text{ м.}$$

Расход бетона при использовании круглого в плане колодца с толщиной стенок 0,1 м

$$V_3 = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot h_0 = \frac{3,14 \cdot (10^2 - 9,8^2)}{4} \cdot 15 = 46,7 \text{ м}^3.$$

Проверяем возможность погружения круглого колодца в грунт под собственным весом из условия

$$G > \gamma_{pl} \cdot u \cdot E_a \cdot f,$$

где G – собственный вес колодца $G = V_3 \cdot \gamma_m = 46,7 \cdot 24 = 1119,6 \text{ кН}$;

γ_m – удельный вес бетона, кН/м³;

γ_{pl} – коэффициент надежности погружения, принимаемый равным 1,2;

u – наружный периметр поперечного сечения стенки колодца;

$$u = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 10 = 31,4 \text{ м};$$

E_a – равнодействующая активного давления грунта;

$$E_a = \sigma_a^{\max} \frac{h_0}{2} = 93 \frac{15}{2} = 697,5 \text{ кН/м};$$

$f = 0,3$ – коэффициент трения колодца о грунт.

Проверяем колодец на погружение по условию:

$$G = 1119,6 \text{ кН} < \gamma_{pl} \cdot u \cdot E_a \cdot f = 1,2 \cdot 31,4 \cdot 697,5 \cdot 0,3 = 7884,5 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, погружение колодца под собственным весом необеспечено.

Принимаем решение увеличить толщину стен колодца до $\delta = 0,8 \text{ м}$.

При этом вес колодца

$$G = h_0 \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot \gamma_m = 15 \cdot \frac{3,14 \cdot (10^2 - 8,4^2)}{4} \cdot 24 = 8323,5 \text{ м}^3.$$

Проверяем колодец на погружение по условию

$$G = 8323,5 \text{ кН} > \gamma_{pl} \cdot u \cdot E_a \cdot f = 1,2 \cdot 31,4 \cdot 697,5 \cdot 0,3 = 7884,5 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, погружение колодца под собственным весом обеспечено.

Расход бетона при принятой толщине $\delta = 0,8 \text{ м}$

$$V_3 = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot h_0 = \frac{3,14 \cdot (10^2 - 8,4^2)}{4} \cdot 15 = 346,8 \text{ м}^3.$$

Вывод. Последний вариант колодца экономичнее по сравнению с I вариантом в 3,73 раза, а по сравнению со II вариантом в 2,66 раза.

ЗАДАЧА № 14

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ШПУНТОВОГО ОГРАЖДЕНИЯ

Условия задачи

Сконструировать шпунтовую стенку с распоркой при высоте H и шаге распорок S . Методом последовательного приближения определить h – глубину забиваемой части стенки ниже дна котлована, подобрать расчетное сечение шпунтовой стенки, определить толщину стенки δ и усилие N_a . Исходные данные приведены в табл. П1.10 приложения 1 данного пособия. Схема к задаче представлена на рис. 14.1.

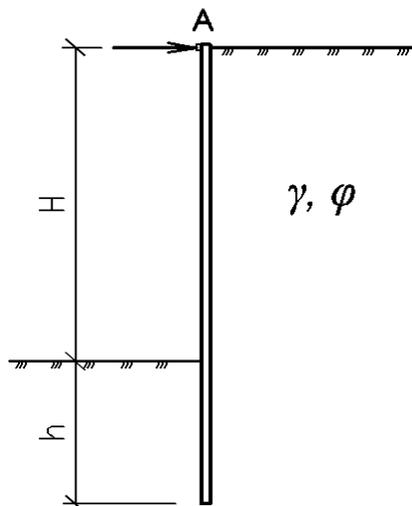


Рис. 14.1. Схема к задаче № 14

Указания к решению

Стенки котлованов часто делают с откосами или поддерживают креплениями. Одно из таких поддерживающих креплений – шпунтовые стенки. Они применяются при разработке глубоких котлованов ниже уровня подземных вод, на стесненных площадках (около существующих зданий, сооружений, дорог и т.д.).

Шпунтовые стенки обычно выполняют из металла или дерева. Шпунт из деревянных досок применяют при неглубоких котлованах (до 5 м), а при более глубоких используют металлические шпунтовые стенки, которые могут быть плоскими или корытного профиля.

Устройство свободстоящих шпунтовых стенок нерационально. В неглубоких котлованах применяют стенки с одной верхней опорой. При расчете шпунтовой стенки необходимо сначала определить глубину забивки стенки, и затем по прочности подобрать толщину стенки. Имеются различные способы расчета шпунтовых стенок. Обычно используется приближенный приём, предложенный профессором Э.К. Якоби – способ «маятника», по которому рассматривают только одну часть стенки. По методу «маятника» предполагается, что стенка может вращаться у верхней опоры под действием активного давления грунта. Этому давлению препятствует отпор грунта снаружи, действующий на забитую часть шпунта.

Для того чтобы стена находилась в равновесии и не опрокидывалась, необходимо выполнение следующего условия:

$$\sum M_A = 0 \rightarrow E_a \cdot r_a = E_p \cdot r_p. \quad (14.1)$$

Здесь E_a – равнодействующая активного давления грунта на 1 п.м. шпунтовой стенки, определяемая как:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H + h)^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ кН}, \quad (14.2)$$

$$r_a = \frac{2}{3} \cdot (H + h), \quad (14.3)$$

где E_p – равнодействующая пассивного давления грунта на 1 п.м. шпунтовой стенки, определяемая как:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \text{ кН}, \quad (14.4)$$

$$r_p = H + \frac{2}{3} \cdot h, \text{ м}. \quad (14.5)$$

Приравнивая опрокидывающие моменты от пассивного и активного давления грунта, и перенося в левую часть нашего равенства все H и h , получим соотношение:

$$\frac{(H + h)^3}{\left(H + \frac{2}{3} \cdot h \right) \cdot h^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} = k. \quad (14.6)$$

Усилие в распорке на 1 п.м. шпунтовой стенки находим из условия равновесия проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$\sum X = 0 \rightarrow E_p + N_a - E_a = 0 \rightarrow N_a = E_a - E_p. \quad (14.7)$$

Пример расчета

Исходные данные:

- глубина котлована $H = 3$ м;
- шаг распорок $S = 4$ м;
- удельный вес грунта $\gamma = 18,0$ кН/м³;
- угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$;
- расчетные сопротивления древесины на сжатие и на изгиб:
 $R_{сж} = 10000$ кПа; $R_{изг} = 20000$ кПа.

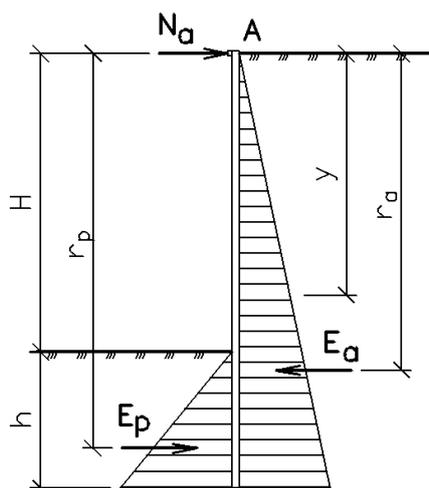


Рис. 14.2. Расчетная схема шпунтового ограждения

Решение

Пользуясь левой частью соотношения (14.6), вычисляем значение k :

$$k = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,732^2}{0,577^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{0,334} = 13,46.$$

Для вычисленного значения k методом последовательного приближения подбираем значение h . Задаемся $h = 1$ м. Тогда

$$\frac{(H+h)^3}{\left(H + \frac{2}{3} \cdot h\right) \cdot h^2} = \frac{(3+1)^3}{\left(3 + \frac{2}{3} \cdot 1\right) \cdot 1^2} = 17,44 > 13,46.$$

Задаемся $h = 1,2$ м. Тогда

$$\frac{(H+h)^3}{\left(H + \frac{2}{3} \cdot h\right) \cdot h^2} = \frac{(3+1,2)^3}{\left(3 + \frac{2}{3} \cdot 1,2\right) \cdot 1,2^2} = 13,5 \approx 13,46.$$

Окончательно принимаем $h = 1,2$ м. Тогда при $h = 1,2$ м:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 4,2^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 52,86 \approx 53 \text{ кН/м};$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 1,2^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 39 \text{ кН/м}.$$

Определяем усилие в распорке на 1 п.м. шпунтовой стенки из условия равновесия проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$\begin{aligned} \sum X = 0 &\rightarrow E_p + N_a - E_a = 0 \rightarrow N_a = E_a - E_p; \\ N_a &= E_a - E_p = 53 - 39 = 14 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Поскольку по условию задачи распорки установлены с шагом $S = 4$ м, то итоговое усилие в распорке будет равно:

$$N_{a, расп} = N_a \cdot S = 14 \cdot 4 = 56 \text{ кН.}$$

Тогда сечение распорки определим по формуле:

$$A_{расп} = \frac{N_{a, расп}}{R_{сж}} = \frac{56}{10000} = 0,0056 \text{ м}^2 = 56 \text{ см}^2.$$

Определим расчетное сечение шпунтовой стенки, соответствующее наибольшему изгибающему моменту в ней от активного давления грунта и реакции в распорке, исходя из того, что максимальный момент по высоте стенки будет находиться на расстоянии y от поверхности земли в точке, где перерезывающая сила $Q = 0$:

$$Q = N_a - \frac{y^2}{2} \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.$$

Отсюда:

$$y = \sqrt{\frac{2 \cdot N_a}{\gamma \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 14}{18 \cdot 0,577^2}} = 2,16 \text{ м}$$

Тогда максимальный изгибающий момент относительно этого сечения определяется по формуле:

$$M_{\max} = N_a \cdot y - \frac{1}{3} \cdot y \cdot \frac{y^2}{2} \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 14 \cdot 2,16 - \frac{2,16^3}{6} \cdot 18 \cdot 0,577^2 = 20 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения деревянной шпунтовой стенки:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_{изг}} = \frac{20}{20000} = 0,001 \text{ м}^3 = 1000 \text{ см}^3.$$

Поскольку $W = \frac{b \cdot \delta^2}{6}$, то учитывая условие $\delta \geq \delta_{mp}$, толщину шпунтовой стенки определяем по формуле:

$$\delta_{mp} = \sqrt{\frac{W_{mp} \cdot 6}{b}} = \sqrt{\frac{1000 \cdot 6}{100}} = 7,75 \text{ см,}$$

где $b = 1$ п.м. – ширина стенки.

Полученное значение округляем в большую сторону и окончательно принимаем толщину стенки $\delta = 8$ см.

ЗАДАЧА № 15

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЕСЧАНОЙ ПОДУШКИ

Условия задачи

Рассчитать и сконструировать песчаную подушку под ленточный фундамент мелкого заложения на слабом основании при заданных нагрузках.

Исходные данные приведены в табл. П1.11 приложения 1 данного пособия. Грунтовые условия к задаче представлены на рис. 15.1.

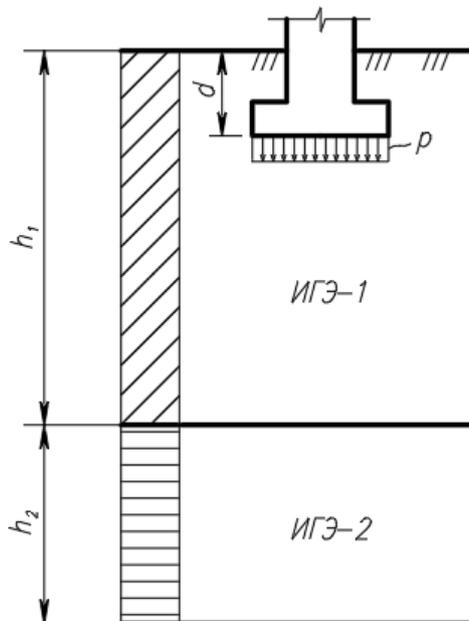


Рис. 15.1. Схема к задаче № 15

Указания к решению

Фундаменты на песчаных подушках применяют в тех случаях, когда прочность грунтов, залегающих в естественных условиях, недостаточна. Назначение песчаной подушки – распределить давление от фундамента книзу на большую площадь.

Толщину подушки назначают из условия (15.1), чтобы давление, передаваемое грунту основания, не превышало нормативного его сопротивления R , определенного по формуле 5.7 СП 22.13330.2016 [6].

Песчаные подушки насыпают слоями толщиной по 20 см и, смачивая водой, тщательно уплотняют различными механическими трамбовками или вибраторами. Для подушек применяют песок и гравий без глинистых примесей, органических включений и других загрязнений. Если стенки котлована не ограждены креплениями, его отрывают с предельно крутыми откосами, чтобы не увеличивать излишне размеры подушки. Когда устраиваемая подушка располагается в зоне сезонного промерзания грунтов, особое внимание обращают на отвод воды дренажом, чтобы не создавать опасности воздействия снизу на фундамент сил морозного пучения.

Существование в основании слабого слоя грунта оказывает прямое влияние на ширину подошвы фундамента и может повлиять также на выбор типа

фундамента. Слабым грунтом (торфянистый, илистый и т.п.) принято считать грунт с модулем деформации $E \leq 5$ МПа.

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента залегает слой грунта меньшей прочности, чем прочность вышележащих слоев, то размеры подошвы фундаментов должны назначаться такими, чтобы обеспечивалось условие:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R, \quad (15.1)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента, соответственно, дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта;

R – расчетное сопротивление грунта на глубине z .

Пример расчета

Исходные данные:

- несущий слой ИГЭ-1 – суглинок текучепластичной консистенции $R = 145$ кПа, мощностью 5,4 м;
- подстилающий слой ИГЭ-2 – глина тугопластичная;
- нагрузка от веса надземных конструкций на 1 п.м. ленточного фундамента, приложенная на его обресе $N_{II} = 220$ кН/м;
- глубина заложения фундамента $d = 1,8$ м;
- песчаная подушка – $\gamma_{III} = 18$ кН/м³; $R_{III} = 250$ кПа.

Решение

Определяем ширину подошвы фундамента, полагая, что песчаная подушка будет иметь расчетное сопротивление $R_{III} = 250$ кПа

$$b_f = \frac{N_{II}}{R_{III} - \gamma_{mt}d} = \frac{220}{250 - 20 \cdot 1,8} = 1,03 \approx 1,0 \text{ м,}$$

где R_{III} – расчетное сопротивление несущего слоя грунта (песчаной подушки);

N_{II} – величина продольного усилия, приложенного в уровне обреза фундамента;

d – глубина заложения подошвы фундамента;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах, принимается равной 20 кН/м³.

Разбиваем толщу грунта ниже подошвы фундамента на элементарные слои толщиной $\Delta_i = 0,4b_f = 0,4 \cdot 1 = 0,4$ м на глубину до подстилающего слоя.

Вычисляем ординаты (вертикальные напряжения) эпюры природного давления σ_{zg} от действия собственного веса грунта на контакте всех слоёв по формуле:

$$\sigma_{zgt+1} = \sigma_{zgt} + h_{t+1} \cdot \gamma_{t+1},$$

где h_{t+1} и γ_{t+1} – толщина и удельный вес соответствующего слоя ИГЭ.

Песчаная подушка будет отсыпана плотностью $\gamma_{пш} = 18 \text{ кН/м}^3$, тогда

$$\begin{aligned}\sigma_{zg0} &= 18 \cdot 1,8 = 32,4 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg1} &= 32,4 + 18,0 \cdot 0,4 = 39,6 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg2} &= 39,6 + 18,0 \cdot 0,4 = 46,8 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg3} &= 46,8 + 18,0 \cdot 0,4 = 54,0 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg4} &= 54,0 + 18,0 \cdot 0,4 = 61,2 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg5} &= 61,2 + 18,0 \cdot 0,4 = 68,4 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg6} &= 68,4 + 18,0 \cdot 0,4 = 75,6 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg7} &= 75,6 + 18,0 \cdot 0,4 = 82,8 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg8} &= 82,8 + 18,0 \cdot 0,4 = 90,0 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zg9} &= 90,0 + 18,0 \cdot 0,4 = 97,2 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

По найденным значениям напряжений на геологическом разрезе в масштабе слева от оси OZ фундамента строим эпюру природного давления σ_{zg} .

Определяем дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента по формуле:

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 256 - 32,4 = 223,6 \text{ кПа},$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента;

$$p = \frac{N_{II}}{A_f} + \gamma_{mt}d = \frac{220}{1 \cdot 1} + 20 \cdot 1,8 = 256 \text{ кПа},$$

здесь $A_f = b_f \cdot 1 \text{ п.м.}$ – площадь подошвы 1 п.м. фундамента;

$N_{II} = 220 \text{ кН/м}$ – нагрузка от веса надземных конструкций, приложенная на обресе фундамента;

$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах;

$d = 1,8 \text{ м}$ – глубина заложения подошвы фундамента.

Определяем дополнительные вертикальные напряжения σ_{zp} на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0,$$

где α_i – коэффициент рассеивания напряжений, зависящий от формы подошвы фундамента и соотношений $\xi = 2z_i/b_f$ и $\eta = l_f/b_f$ (где z_i – глубина i -го слоя от подошвы фундамента), определяется по табл. П2.4 приложения 2 пособия. Принимаем $\eta = 10$ (ленточный фундамент).

Для удобства расчеты ведем в табличной форме (табл. 15.1).

Таблица 15.1

№ точки	Глубина z , м	$\xi = 2z_i/b_f$	α_i	σ_{zpi} , кПа	σ_{zgi} , кПа	$\sigma_{zpi} + \sigma_{zgi}$, кПа
1	2	3	4	5	6	7
0	0	0	1	223,6	32,4	256,0
1	0,4	0,8	0,881	197,0	39,6	236,6

1	2	3	5	6	7
2	0,8	1,6	0,642	143,6	190,4
3	1,2	2,4	0,477	106,7	160,7
4	1,6	3,2	0,374	83,6	144,8
5	2,0	4,0	0,306	68,4	НГПП
6	2,4	4,8	0,258	57,7	
7	2,8	5,6	0,223	49,9	
8	3,2	6,4	0,196	43,8	
9	3,6	7,2	0,175	39,1	

По полученным данным на геологическом разрезе в масштабе справа от оси OZ строим эпюру дополнительного давления σ_{zp} от подошвы фундамента.

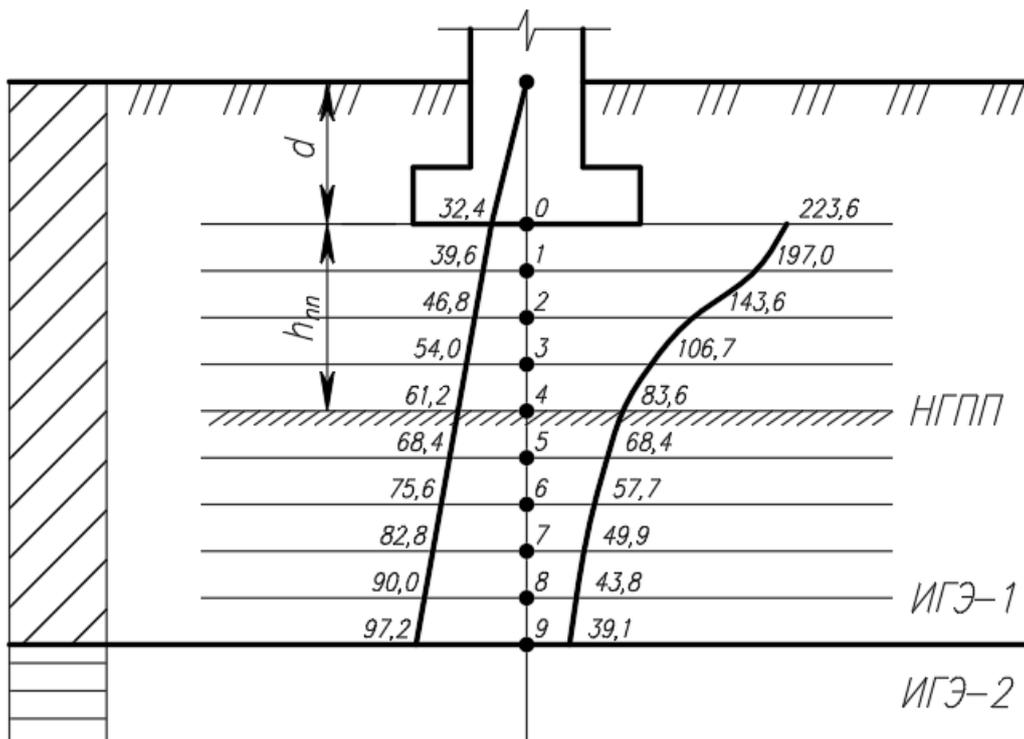


Рис. 15.2. Расчетная схема к решению задачи № 15

Последовательно для всех точек, начиная от подошвы фундамента, проверяется выполнение условия (15.1). Нижняя граница песчаной подушки (НГПП) назначается там, где условие (15.1) выполняется первым. В данном случае условие выполняется в 4 точке:

$$\sigma_{zg,i} + \sigma_{zp,i} \leq R,$$

$$61,2 + 83,6 = 144,8 \text{ кПа} < 145 \text{ кПа.}$$

Определяем толщину песчаной подушки под подошвой фундамента. В данном случае она определится как расстояние между точками 0 и 4 и составит $h_{п.п.} = 1,6$ м.

ЗАДАЧА № 16

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВОГО ОТКОСА МЕТОДОМ КРУГЛОЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ПОВЕРХНОСТЕЙ СКОЛЬЖЕНИЯ

Условия задачи

Требуется определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения величину коэффициента устойчивости K_y грунтового откоса высотой H и с заложением откоса m . Заданный грунт в состоянии его природной влажности имеет физико-механические характеристики γ, φ, c .

Исходные данные приведены в табл. П1.12 приложения 1 данного пособия. Схема к задаче представлена на рис. 16.1.

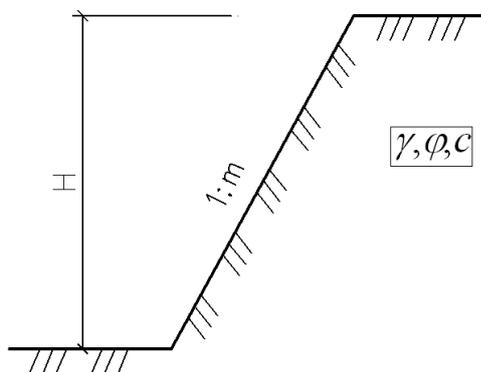


Рис. 16.1. Схема к задаче № 16

Указания к решению

В проектной практике решения подобных задач широко распространен расчет устойчивости откосов по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

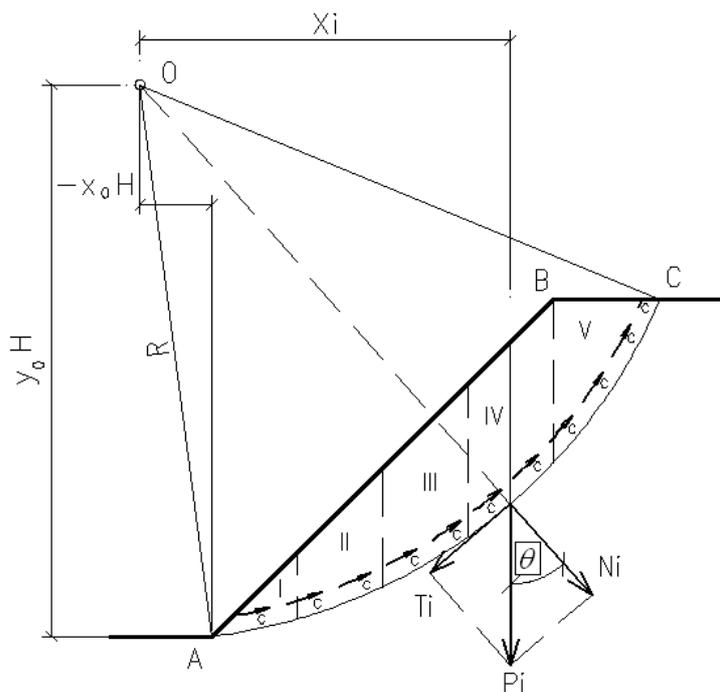


Рис. 16.2. Расчетная схема к задаче № 16

За коэффициент устойчивости откоса K_y принимают отношение момента сил, удерживающих откос от сдвига $M_{y\partial}$, к моменту сил, стремящихся сдвинуть откос $M_{c\partial\partial}$:

$$K_y = \frac{M_{y\partial}}{M_{c\partial\partial}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n N_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R}{\sum T_i R}, \quad (16.1)$$

где n – число отсеков, на которые разбивается призма скольжения;
 N_i – нормальные составляющие от веса отсеков P_i , равные $P_i \cos \Theta_i$;
 P_i – вес расчетного отсека;
 Θ_i – угол между направлением силы P_i и нормальной составляющей N_i ;
 φ – угол внутреннего трения грунта откоса;
 c – удельное сцепление грунта откоса;
 L – длина дуги скольжения АС;
 R – радиус круглоцилиндрической дуги скольжения;
 T_i – касательные составляющие от веса отсеков P_i , равные $P_i \sin \Theta_i$.

Для откосов в однородной толще грунтов весьма полезным для определения координат X и Y центра O наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения, для которой коэффициент устойчивости K_y получается минимальным, является график Ямбу, представленный на рис. П2.1 приложения 2.

Вместе с тем, без большой погрешности формула для определения коэффициента устойчивости откоса может быть записана в более простом виде при $\cos \Theta_i = 0,8$:

$$K_y = \frac{\left(0,8 \cdot \sum_{i=1}^n P_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R}{\sum_{i=1}^n P_i X_i}, \quad (16.2)$$

где X_i – плечо от линии действия веса расчетного отсека до центра вращения (рис. 16.3).

Сдвигающий момент $M_{c\partial\partial}$ принимается для восходящей ветви кривой скольжения отрицательным, а для нисходящей ветви – положительным.

Радиус круглоцилиндрической дуги скольжения R , а также ширину и высоту отсеков допускается определять графически из расчетной схемы, выполненной в масштабе 1:100. Для расчета выделяют 1 пог. метр по длине откоса (перпендикулярно к плоскости чертежа). Вес расчетного отсека определяется как произведение удельного веса грунта на объем отсека:

$$P_i = \gamma \cdot V_i = \gamma \cdot A_i \cdot 1 \text{ п. м.} \quad (16.3)$$

где A_i – площадь i -го отсека.

Координаты центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения O :

$$x = x_0 \cdot H = 0,45 \cdot 12 = 5,4 \text{ м},$$

$$y = y_0 \cdot H = 1,8 \cdot 12 = 21,6 \text{ м}.$$

Расчетная схема представлена на рис. 16.3. При этом длина дуги скольжения $L=30,3$ м, радиус дуги – $R=22,3$ м.

Сдвигающий момент $M_{сдв}$ для блоков 1 и 2 принимается отрицательным, так как они находятся на восходящей ветви кривой скольжения.

Выделяем для расчета 10 отсеков шириной не более 3,0 м каждый и далее расчет ведем в табличной форме (табл. 16.1).

Таблица 16.1

№ отсека	Объем расчетного отсека $V_i, \text{ м}^3$	Вес расчетного отсека $P_i, \text{ кН}$	$X_i, \text{ м}$	$P_i X_i$	$K_y = \frac{\left(0,8 \cdot \sum_{i=1}^n P_i \text{tg} \varphi + cL\right) R}{\sum_{i=1}^n (P_i X_i)}$
1	3,1	57,04	-3,9	-222,5	1,18
2	6,5	119,6	-1,2	-143,5	
3	12,2	224,5	1,5	336,8	
4	15,3	281,5	4,5	1266,8	
5	17,3	318,3	7,5	2387,3	
6	17,9	329,4	10,5	3458,7	
7	16,5	303,6	13,5	4098,6	
8	8,3	152,7	15,9	2427,9	
9	6,1	112,2	17,7	1985,9	
10	2,1	38,6	19,35	746,9	
Σ		1937,4		16342,9	

Вывод. Так как коэффициент устойчивости откоса $K_y=1,18 < 1,2$, грунтовый откос является неустойчивым.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: АСВ, 2009.
2. Мангушев Р.А., Карлов В.Д., Сахаров И.И. Механика грунтов. – М.: АСВ, 2009. – 264 с.
3. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартиросян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты / под ред. С.Б. Ухова. – М.: Высшая школа, 2005. – 528 с.
4. Бартоломей А.А. Механика грунтов: учебник. – М.: АСВ, 2003. – 304 с.
5. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). – М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.
6. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Минстрой России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеева, 2016. – 220 с.
7. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1980. – 150 с.
8. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. Минстрой России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеева, 2011. – 89 с.
9. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Минрегион России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеева, 2016. – 83 с.
10. Пособие к СНиП 2.03.01-84. «Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений». – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1989.
11. Механика грунтов, основания и фундаменты. Практические занятия: методические указания для студентов дневной формы обучения всех специальностей строительных вузов / Сост.: И.Т. Мирсаяпов, В.Р. Мустакимов, Д.Р. Сафин, Л.Ф. Сиразиев. – Казань: КГАСУ, 2008. – 97 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Исходные данные к задачам

Таблица П1.1

Исходные данные для задачи № 1

№ варианта	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	ИГЭ-1 (суглинок)						ИГЭ-2 (песок)		ИГЭ-3 (глина)	
			h_1 , м	γ_1 , кН/м ³	I_L	e	φ , град.	c , кПа	h_2 , м	γ_2 , кН/м ³	h_3 , м	γ_3 , кН/м ³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	850	45	1,8	20,2	0,25	0,5	32	5	2,5	20,8	2,5	21,8
2	900	50	2,0	19,1	0,33	0,6	28	7	3,5	18,7	3,0	20,7
3	1050	85	1,9	17,1	0,41	0,8	30	6	2,7	19,1	3,5	18,6
4	950	65	2,1	17,8	0,26	0,7	27	8	3,4	20,9	2,7	19,5
5	1250	50	2,3	19,1	0,34	0,6	25	9	4,2	21,2	3,6	20,4
6	850	75	2,1	18,1	0,42	0,7	20	6	3,8	19,0	4,8	19,5
7	1100	55	2,0	19,0	0,27	0,6	24	10	2,9	19,6	3,4	20,5
8	1000	70	2,3	18,3	0,50	0,7	26	8	4,7	18,5	2,9	19,3
9	950	65	2,0	18,2	0,43	0,7	24	14	3,2	19,3	4,2	19,5
10	800	45	2,3	20,3	0,28	0,5	20	12	2,6	21,0	3,7	21,6
11	1050	70	2,1	17,0	0,36	0,8	23	10	3,0	21,2	4,0	18,2
12	1250	65	1,9	20,6	0,44	0,5	19	9	3,4	19,2	3,1	22,2
13	1250	80	2,0	19,0	0,29	0,6	18	14	2,8	21,1	2,9	20,4
14	1200	85	2,1	19,2	0,37	0,6	23	8	3,7	21,0	4,3	20,5
15	1150	55	2,2	17,2	0,45	0,8	24	15	4,3	19,1	4,7	18,5
16	1050	40	2,3	19,0	0,30	0,6	21	16	4,8	19,8	5,1	20,2
17	850	65	2,2	17,1	0,38	0,8	16	9	3,9	20,3	2,6	18,3
18	950	70	2,1	19,3	0,46	0,6	19	16	3,4	18,5	2,7	20,8
19	1000	55	2,3	16,9	0,31	0,8	18	18	2,8	20,5	2,4	17,9
20	1300	70	2,4	20,5	0,39	0,5	16	14	2,7	17,9	5,0	22,0
21	1450	65	2,1	17,2	0,47	0,8	13	12	3,9	20,2	4,2	18,6
22	1150	75	1,9	16,9	0,32	0,8	14	15	4,7	18,3	3,6	18,0
23	1050	55	2,0	18,1	0,40	0,7	13	17	4,6	20,4	3,7	19,4
24	950	60	1,9	20,7	0,48	0,5	15	15	4,0	19,5	4,5	22,2
25	1200	75	2,1	19,4	0,50	0,6	12	18	2,5	18,1	5,2	20,9
26	1150	40	2,2	18,3	0,35	0,5	15	17	4,5	20,1	4,5	18,9
27	950	35	1,9	20,4	0,56	0,6	17	15	5,0	19,5	3,5	21,0
28	1320	65	2,3	19,6	0,35	0,5	20	16	3,8	21,1	5,2	20,5
29	1270	50	2,4	18,9	0,45	0,7	13	10	4,6	20,3	4,8	19,6
30	1300	45	2,0	21,3	0,34	0,6	17	14	3,9	18,9	3,9	18,9

Исходные данные для задачи № 2

№ варианта	$b_f, \text{м}$	$l_f, \text{м}$	$d, \text{м}$	$p, \text{кПа}$	ИГЭ-1 (песок)					ИГЭ-2 (глина, $I_L < 0,25$)			$h_w, \text{м}$
					$h_1, \text{м}$	$\gamma_1, \text{кН/м}^3$	$\gamma_{s1}, \text{кН/м}^3$	$W_1, \%$	$E_{01}, \text{МПа}$	$h_2, \text{м}$	$\gamma_2, \text{кН/м}^3$	$E_{02}, \text{МПа}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	2,4	3,4	1,3	380	3,2	19	26,5	12,4	24	7	20	28	2,6
2	1,2	1,7	1,5	180	2,9	18	26,6	9,8	17	8	19	18	2,2
3	2,8	3,9	1,4	360	3,6	20	26,5	11,8	15	7	19	38	2,1
4	1,6	2,2	1,6	280	3,5	20	26,6	14,1	13	6	20	31	2,3
5	1,4	2,0	1,2	260	2,9	19	26,7	10,6	16	7	18	32	2,5
6	2,0	2,8	1,6	320	4,8	20	26,6	13,3	18	9	19	23	3,6
7	3,2	4,5	1,2	410	5,0	18	26,7	15,2	28	8	20	42	3,3
8	2,4	4,3	1,5	310	4,4	20	26,5	12,9	21	9	19	29	2,7
9	1,6	2,9	1,3	220	4,5	17	26,5	10,2	19	7	20	20	3,4
10	2,0	3,6	1,7	270	4,1	16	26,6	11,2	13	7	19	24	2,8
11	2,1	2,9	2,0	180	3,7	17	26,2	10,6	12	9	17	18	2,2
12	2,5	3,5	1,6	220	4,6	19	26,8	15,5	12	7	20	27	2,5
13	1,8	2,5	1,7	430	3,1	21	26,6	13,3	15	8	19	20	2,0
14	2,4	2,2	1,8	350	3,7	20	26,4	12,4	12	10	18	17	2,3
15	2,5	3,6	2,7	420	5,7	17	26,8	14,8	17	9	17	22	2,6
16	2,1	3,8	2,5	240	4,2	16	26,7	10,6	12	8	16	21	3,4
17	1,5	2,1	1,7	360	3,5	18	26,3	12,3	15	7	19	20	3,2
18	1,7	2,4	1,8	190	4,5	19	26,9	15,7	16	10	20	21	3,8
19	2,0	2,5	1,9	310	4,3	20	26,6	14,9	21	11	18	23	1,5
20	1,9	2,7	1,9	260	3,4	17	26,4	13,6	14	13	21	17	2,5
21	2,5	3,5	2,0	370	7,0	16	26,5	11,4	12	12	16	19	3,9
22	1,5	2,1	1,6	400	4,0	18	26,8	14,5	17	14	22	20	1,6
23	1,7	2,4	1,7	260	4,4	17	26,9	12,3	16	10	19	21	1,8
24	1,6	5,1	1,6	330	3,5	20	26,6	13,6	13	8	17	17	1,4
25	2,7	3,8	3,0	220	6,2	15	26,7	16,8	10	9	16	25	3,6
26	3,0	4,2	3,7	430	8,5	18	26,3	11,6	11	10	18	21	4,7
27	1,7	3,0	2,0	170	4,7	17	26,4	12,4	19	8	19	24	1,9
28	2,5	3,5	2,3	370	6,3	19	26,6	15,5	16	7	17	19	3,0
29	1,8	3,2	1,8	230	4,7	16	26,8	13,6	21	10	20	20	2,1
30	2,1	3,0	2,5	280	5,9	17	26,2	14,9	17	12	19	19	3,7

Исходные данные для задачи № 3

№ варианта	Размеры $l_f \times b_f$ подошвы фундамента, м	d , м	p , МПа	ИГЭ – 1 (супесь)		ИГЭ – 2 (глина)	
				h_1 , м	E_1 , МПа	h_2 , м	E_2 , МПа
<i>l</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>
1	20 × 15	2,5	0,25	5	16	20	21
2	18 × 14	3,5	0,22	6	14	12	22
3	15 × 11	2,2	0,30	4	18	18	25
4	25 × 17	2,8	0,20	6	17	25	23
5	20 × 14	2,3	0,24	5	16	18	27
6	12 × 12	2,7	0,27	7	14	21	24
7	19 × 11	2,4	0,22	6	13	22	23
8	17 × 13	3,2	0,25	8	20	16	30
9	14 × 14	2,3	0,21	9	15	28	24
10	15 × 10	2,5	0,25	5	16	20	21
11	18 × 12	3,0	0,19	6	15	14	17
12	13 × 13	3,2	0,20	7	19	28	22
13	30 × 25	2,7	0,22	8	17	19	25
14	19 × 14	2,3	0,27	6	13	21	26
15	10 × 10	2,0	0,30	9	18	28	28
16	20 × 10	2,7	0,29	7	17	22	27
17	22 × 13	1,6	0,23	6	15	19	19
18	11 × 11	2,8	0,19	8	12	21	26
19	30 × 20	3,5	0,20	10	19	20	30
20	27 × 17	4,0	0,19	9	16	18	20
21	15 × 15	2,5	0,24	8	14	15	28
22	22 × 12	1,8	0,25	5	18	27	33
23	19 × 16	3,5	0,17	9	15	22	23
24	25 × 25	3,5	0,23	12	16	15	25
25	18 × 12	2,8	0,20	6	14	17	30
26	22 × 13	3,3	0,15	7	17	16	26
27	14 × 14	3,1	0,21	9	18	20	28
28	21 × 15	2,8	0,15	10	15	24	31
29	19 × 10	4,2	0,17	8	12	20	24
30	15 × 15	3,0	0,21	6	18	15	28

Исходные данные для задачи № 4

№ варианта	p , кПа	b_f , м	d , м	ИГЭ–1 (песок)			ИГЭ–2 (супесь)		ИГЭ–3 (глина)	
				γ_1 , кН/м ³	E_1 , МПа	H_1 , м	E_2 , МПа	H_2 , м	E_3 , МПа	H_3 , м
1	200	1,50	1,65	15	7	5	11	2,5	13	8
2	185	1,35	1,50	19	11	4,5	10	3	12	9
3	195	1,40	1,70	18	8	3,5	12	4	10	10
4	220	1,60	1,50	17	6	4	13	4,5	9	12
5	210	1,60	1,60	16	5	2,5	10	3,5	11	10
6	200	1,55	1,60	18	6	3	12	3	10	9
7	190	1,50	1,50	17	12	4,5	10	4	8	11
8	205	1,45	1,60	19	10	2,5	14	3,5	11	5
9	200	1,60	1,80	15	15	3	10	5	14	10
10	195	1,50	1,70	19	14	5	9	4	13	8
11	215	1,60	1,90	16	12	4	10	3,5	15	9
12	170	1,40	1,60	20	12	2,5	15	3	18	12
13	250	2,00	2,10	17	10	3,5	9	5	15	9
14	150	1,65	1,70	19	12	3	8	4	9	12
15	180	1,60	1,50	20	5	4	11	3,5	17	6
16	195	1,65	1,80	15	6	4,5	12	2	15	8
17	190	1,50	1,70	16	5	2,5	10	3	14	7
18	185	1,80	1,80	18	7	3,5	12	5,5	17	9
19	200	1,90	2,00	19	8	4	12	4,5	16	10
20	210	2,00	1,80	15	6	3	15	4	13	10
21	160	1,25	1,70	19	9	3,5	12	2,5	11	8
22	175	1,50	1,50	16	7	4	11	3,5	14	12
23	185	1,40	1,50	20	11	2,5	12	4	6	8
24	195	1,60	1,65	20	15	4,5	13	2	10	10
25	180	1,50	1,60	15	12	4	9	3,5	16	9
26	190	1,80	1,80	16	11	3,5	10	4	9	7
27	180	1,40	1,70	18	6	3	16	3	11	13
28	200	2,00	2,10	19	6	4	12	4,5	13	10
29	185	1,50	1,80	15	9	2,5	16	2	18	9
30	205	1,80	1,60	19	10	3,5	12	1	17	13

Исходные данные для задачи № 7

№ варианта	Нагрузка на обрез фундамента N_{II} , кН/м	Толщина стены b_c , мм	Расчетное сопротивление грунта основания R , кПа	Глубина заложения фундамента d , м
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
1	420	600	208	1,8
2	410	500	240	1,5
3	380	400	210	1,65
4	390	500	220	1,7
5	360	400	230	1,5
6	405	600	215	1,65
7	395	500	220	1,8
8	380	500	232	1,9
9	250	400	217	1,5
10	370	600	212	1,4
11	410	600	180	1,8
12	530	500	320	1,5
13	430	500	270	1,65
14	410	400	250	1,7
15	500	600	310	1,5
16	290	600	160	1,65
17	390	500	200	1,8
18	330	400	170	1,9
19	375	500	230	1,5
20	430	400	250	1,4
21	480	600	280	1,8
22	470	500	265	1,5
23	550	500	300	1,65
24	350	400	175	1,7
25	340	600	160	1,5
26	290	600	155	1,65
27	350	500	190	1,8
28	365	500	200	1,9
29	520	400	260	1,5
30	540	600	280	1,4

Исходные данные для задачи № 8

№ варианта	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	ИГЭ-1 (суглинок)				ИГЭ-2 (песок мелкий средней плотности)			ИГЭ-3 (глина)			
			h_1 , м	I_L	E'_0 , МПа	ν'	h_2 , м	E''_0 , МПа	ν''	h_3 , м	I_L	E'''_0 , МПа	ν'''
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	850	45	1,8	0,25	14	0,34	2,5	16	0,28	2,5	0,2	28	0,4
2	900	50	2,0	0,33	12		3,5	18		3,0	0,13	18	
3	1050	85	1,9	0,41	15		2,7	19		3,5	0,01	38	
4	950	65	2,1	0,26	13		3,4	20		2,7	0,05	31	
5	1250	50	2,3	0,34	16		4,2	11		3,6	0,14	32	
6	850	75	2,1	0,42	12		3,8	10		4,8	0,22	23	
7	1100	55	2,0	0,27	13		2,9	19		3,4	0,27	42	
8	1000	70	2,3	0,50	11		4,7	18		2,9	0,30	29	
9	950	65	2,0	0,43	19		3,2	19		4,2	0,33	20	
10	800	45	2,3	0,28	13		2,6	20		3,7	0,28	24	
11	1050	70	2,1	0,36	12	0,33	3,0	11	0,31	4,0	0,16	18	0,39
12	1250	65	1,9	0,44	12		3,4	19		3,1	0,14	27	
13	1250	80	2,0	0,29	15		2,8	12		2,9	0,29	20	
14	1200	85	2,1	0,37	12		3,7	17		4,3	0,27	25	
15	1150	55	2,2	0,45	17		4,3	19		4,7	0,35	22	
16	1050	40	2,3	0,30	12		4,8	19		5,1	-0,01	21	
17	850	65	2,2	0,38	15		3,9	20		2,6	0,30	20	
18	950	70	2,1	0,46	16		3,4	18		2,7	0,16	21	
19	1000	55	2,3	0,31	11		2,8	17		2,4	0,21	23	
20	1300	70	2,4	0,39	14		2,7	16		5,0	0,19	17	
21	1450	65	2,1	0,47	12	0,36	3,9	20	0,29	4,2	0,25	19	0,38
22	1150	75	1,9	0,32	17		4,7	18		3,6	0,12	20	
23	1050	55	2,0	0,40	16		4,6	16		3,7	0,30	21	
24	950	60	1,9	0,48	13		4,0	17		4,5	-0,1	19	
25	1200	75	2,1	0,50	10		2,5	18		5,2	0,18	25	
26	1150	40	2,2	0,35	11		4,5	15		4,5	0,3	21	
27	950	35	1,9	0,56	9		5,0	19		3,5	-0,05	24	
28	1320	65	2,3	0,35	16		3,8	21		5,2	0,25	19	
29	1270	50	2,4	0,45	10		4,6	20		4,8	0,15	20	
30	1300	45	2,0	0,34	17		3,9	18		3,9	0,24	19	

Исходные данные к задаче № 10

№ варианта	Класс бетона сваи	Армирование сваи	Диаметр круглой или стороны сечения квадратной сваи, м	$R_{c,n}$, МПа	RQD, %	Глубина заделки сваи l_d , м
1	2	3	4	5	6	7
1	B15	8Ø14 A600	0,35	19	45	0,0
2	B20	4Ø12 A500	0,25	22	33	0,1
3	B25	8Ø16 A400	0,4	18	5	0,3
4	B30	4Ø18 A600	0,35	27	20	0,35
5	B35	8Ø20 A400	0,3	26	3	0,5
6	B20	4Ø14 A500	0,25	31	51	0,6
7	B15	8Ø16 A240	0,3	35	42	0,8
8	B30	4Ø14 A400	0,4	39	15	0,9
9	B25	8Ø25 A500	0,4	28	23	0,75
10	B35	4Ø12 A400	0,2	35	31	0,25
11	B15	8Ø12 A600	0,25	28	2	0,35
12	B20	4Ø18 A400	0,3	19	78	0,3
13	B25	8Ø14 A500	0,35	31	34	0,1
14	B30	4Ø20 A240	0,4	23	22	0,0
15	B15	8Ø14 A400	0,2	21	93	0,2
16	B20	4Ø16 A500	0,35	24	86	0,45
17	B15	8Ø14 A600	0,3	33	73	0,7
18	B30	4Ø18 A400	0,4	25	61	0,9
19	B25	8Ø14 A500	0,35	30	29	0,8
20	B20	4Ø12 A400	0,2	22	39	0,6
21	B20	8Ø18 A240	0,25	18	44	0,1
22	B20	4Ø10 A400	0,2	26	28	0,5
23	B25	8Ø10 A500	0,35	32	38	0,3
24	B30	4Ø16 A600	0,3	23	15	0,4
25	B35	8Ø12 A400	0,4	29	7	0,7
26	B20	4Ø18 A500	0,35	31	57	0,9
27	B15	4Ø16 A600	0,25	20	67	0,6
28	B30	8Ø18 A400	0,3	27	88	0,8
29	B25	4Ø14 A500	0,2	38	90	0,9
30	B35	8Ø14 A240	0,4	34	3	0,2

Исходные данные к задаче № 11

№ варианта	Класс бетона ростверка	Сечение ростверка $b_p \times h_p$, м×м	Шаг свай L , м	Сторона сечения свай d , м	Расчетная погонная нагрузка на фундамент, q_0 , кН/м	Модуль уп- ругости кладки E_k , МПа
1	B15	0,45×0,5	1,85	0,35	450	500
2	B20	0,6×0,4	2,8	0,25	330	600
3	B25	0,5×0,5	2,3	0,4	500	700
4	B30	0,45×0,4	2,5	0,35	550	800
5	B25	0,5×0,4	1,7	0,3	300	900
6	B20	0,4×0,5	1,9	0,25	510	1000
7	B15	0,45×0,55	2,1	0,3	420	1100
8	B30	0,5×0,45	1,8	0,4	550	1200
9	B25	0,6×0,7	2,5	0,4	330	1300
10	B30	0,65×0,55	1,8	0,2	310	1400
11	B15	0,35×0,45	2,45	0,25	400	1500
12	B20	0,4×0,50	1,75	0,3	580	1600
13	B25	0,45×0,55	1,95	0,35	340	1700
14	B30	0,6×0,6	2,15	0,4	220	1800
15	B25	0,6×0,55	2,0	0,2	730	1900
16	B20	0,45×0,35	1,7	0,35	360	1850
17	B15	0,6×0,5	2,6	0,3	730	1750
18	B30	0,5×0,4	2,45	0,4	610	1650
19	B25	0,45×0,5	2,35	0,35	290	1550
20	B30	0,35×0,7	1,9	0,2	390	1450
21	B15	0,35×0,65	1,8	0,25	440	1350
22	B20	0,5×0,7	2,05	0,2	480	1250
23	B25	0,45×0,75	2,7	0,35	380	1150
24	B30	0,5×0,5	2,8	0,3	360	1050
25	B25	0,45×0,7	2,4	0,4	700	950
26	B20	0,55×0,4	1,7	0,35	570	850
27	B15	0,6×0,6	2,3	0,25	670	750
28	B30	0,45×0,7	2,2	0,3	350	650
29	B25	0,4×0,6	2,5	0,2	500	550
30	B30	0,6×0,6	2,45	0,4	400	1000

Исходные данные для задачи № 13

№ варианта	Ширина колодца b , м	Глубина опускания h_0 , м	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения грунта φ , град.
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
1	8	14	18	30
2	9	15	18,5	34
3	10	16	18,8	35
4	11	17	18,3	33
5	12	18	18,5	30
6	13	9	18,1	32
7	14	10	18	30
8	15	11	18,1	31
9	16	12	18,2	32
10	7	13	18,2	33
11	8	14	18,3	34
12	9	15	18,4	35
13	10	16	18,5	36
14	11	17	18,6	37
15	12	18	18,7	30
16	13	19	18,8	31
17	14	20	17	32
18	15	9	17,1	33
19	16	10	17,2	34
20	7	11	17,2	35
21	8	12	17,3	36
22	9	13	17,4	37
23	10	14	17,5	30
24	11	15	17,6	31
25	12	16	17,7	32
26	13	17	17,8	33
27	14	18	18,3	34
28	15	19	18,5	35
29	8	20	18,1	36
30	9	18	18	37

Исходные данные для задачи № 14

№ варианта	Глубина котлована H , м	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения грунта φ , град.	Шаг распорок S , м
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
1	3	18,0	30	4,0
2	3,5	18,5	34	3,0
3	4	18,8	35	2,5
4	5	18,3	33	3,5
5	4,5	18,5	30	3,2
6	4,2	18,1	32	3,2
7	5,1	18,0	30	2,5
8	5,2	18,1	31	2,6
9	5,3	18,2	32	2,7
10	5,4	18,2	33	2,8
11	5,5	18,3	34	2,9
12	4,7	18,4	35	3,0
13	4,6	18,5	36	3,1
14	3,9	18,6	28	3,2
15	4	18,7	30	3,3
16	4,1	18,8	31	3,4
17	4,2	17,0	32	3,5
18	4,6	17,1	33	3,6
19	3,9	17,2	34	3,7
20	4	17,2	35	3,8
21	4,1	17,3	29	3,9
22	4,2	17,4	37	4
23	4,3	17,5	30	3,1
24	4,4	17,6	31	3,2
25	4,5	17,7	32	3,3
26	4,6	17,8	33	3,4
27	4,7	18,3	34	3,5
28	4,8	18,5	35	3,6
29	4,9	18,1	36	3,7
30	5,0	18,0	28	3,8

Исходные данные для задачи № 15

№ п/п	d , м	Несущий слой (суглинок)		Грунт подушки (песок средней крупности)		N_{II} , кН/м
		R , кПа	h , м	R_{III} , кПа	γ_{III} , кН/м ³	
1	0,6	133	2,6	200	18,5	150
2	0,8	110	3,3	290	19,8	220
3	0,7	160	2,6	370	18,2	160
4	1,0	140	2,9	280	18,9	150
5	0,9	125	3,2	210	18,8	180
6	1,1	150	3,0	200	19,7	120
7	0,6	120	3,4	340	18,6	240
8	1,0	119	2,5	220	19,8	200
9	0,8	131	3,8	230	19,6	150
10	0,7	120	3,7	290	18,4	140
11	1,1	124	3,2	250	19,7	130
12	0,65	119	3,9	300	18,4	270
13	0,95	137	3,1	270	18,8	210
14	0,7	124	2,8	260	19,4	190
15	1,2	131	3,6	270	19,3	185
16	1,1	146	3,1	340	18,7	160
17	1,6	150	3,4	380	19,8	200
18	1,05	110	4,0	300	20,1	270
19	1,15	130	3,7	260	19,4	180
20	1,0	115	2,9	280	18,0	195
21	1,3	124	3,3	240	19,7	165
22	0,95	118	2,8	230	19,8	170
23	0,65	143	3,2	380	18,7	210
24	8,5	137	2,4	200	18,3	150
25	1,1	154	3,5	370	19,4	170
26	1,3	163	2,6	210	19,9	160
27	1,0	105	3,4	260	19,2	180
28	0,9	119	2,2	270	18,6	200
29	1,2	142	3,2	330	18,4	240
30	1,25	127	2,5	320	18,8	180

Исходные данные для задачи № 16

№ варианта	Высота грунтового откоса H , м	Заложение грунтового откоса m	Удельный вес грунта откоса и его основания γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения грунта откоса и его основания φ , град.	Удельное сцепление грунта откоса и его основания, c , кПа
1	2	3	4	5	6
1	9,0	0,7	19,6	20	19
2	13,0	1,8	21,0	19	22
3	15,0	0,9	19,8	17	17
4	14,0	1,2	21,0	20	20
5	10,0	0,8	20,0	16	55
6	11,0	1,3	20,5	15	45
7	15,0	1,9	19,9	19	49
8	7,0	1,0	19,5	18	18
9	12,0	1,7	20,0	22	20
10	6,0	2,0	19,5	21	23
11	8,0	1,1	20,5	16	16
12	11,0	1,4	19,8	19	18
13	14,5	1,6	20,2	17	15
14	11,5	0,7	20,9	18	21
15	10,5	1,5	20,8	21	23
16	14,5	2,0	19,7	20	19
17	12,0	1,2	20,6	14	14
18	10,5	1,8	19,8	22	22
19	8,5	1,6	19,6	23	20
20	9,0	0,9	20,4	19	25
21	14,5	1,3	19,7	15	24
22	16,0	1,7	20,4	10	27
23	12,5	0,8	20,8	17	24
24	15,5	2,0	19,4	16	26
25	16,0	1,6	20,3	17	27
26	11,5	1,4	20,7	14	27
27	9,5	0,9	19,8	18	23
28	10,0	1,0	20,4	20	24
29	12,5	1,7	19,4	16	29
30	14,0	1,2	20,0	18	27

Справочные таблицы

Таблица П2.1

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых
(непросадочных) грунтов

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

Примечание. Для промежуточных значений J_L и e значение расчетного сопротивления грунта R_0 определяется по интерполяции.

Таблица П2.2

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Виды грунтов	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для		
		многоэтажных зданий при отношении их длины к высоте L/H , равном		одноэтажных каркасных промзданий
		4 и более	1,5 и менее	
Пески крупные и средней крупности	1,40	1,2	1,4	1,0
Пески мелкие	1,30	1,1	1,3	1,0
Пески пылеватые:				
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2	1,0
насыщенные водой	1,10	1,0	1,2	1,0
Супеси, суглинки и глины при показателе текучести $J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1	1,0
То же, при $0,25 < J_L \leq 0,5$	1,20	1,0	1,1	1,0
То же, при $J_L > 0,5$	1,10	1,0	1,0	1,0

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

Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

Угол φ , град.	Коэффициенты			Угол φ , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
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	3,05	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	5,04	45	3,66	15,64	14,64

Коэффициент α при определении осадки методом послойного суммирования

$\xi=2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон равным $\eta=l/b$						ленточных ($\eta>10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,128	0,150	0,185	0,518	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106
<p><i>Примечания</i></p> <p>1. Здесь l – длина фундамента, b – ширина (диаметр) фундамента.</p> <p>2. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.</p>								

Таблица П2.5

Относительная толщина слоя $\zeta=2H/b$	Коэффициент k_c	Относительная толщина слоя $\zeta=2H/b$	Коэффициент k_c
$0 < \zeta \leq 0,5$	1,5	$2 < \zeta \leq 3$	1,2
$0,5 < \zeta \leq 1$	1,4	$3 < \zeta \leq 5$	1,1
$1 < \zeta \leq 2$	1,3	$\zeta > 5$	1,0

Таблица П2.6

Значение коэффициента k_m при ширине фундамента b , м		
$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
1	1,35	1,5

Таблица П2.7

$\xi = \frac{2z}{b}$	Коэффициент k для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с отношением сторон $\eta=l/b$, равным						ленточных $\eta=l/b \geq 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,833	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,836	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,223	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примечание. При промежуточных значениях ζ и η коэффициент k определяется по линейной интерполяции.

**Предельные деформации основания фундаментов
объектов нового строительства**

Сооружения	Предельные деформации основания фунда- ментов		
	Относительная разность осадок ($\Delta s/L$) _u	Крен i_u	Максимальная s_u^{\max} или средняя \bar{s}_u осадка, см
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
1. Производственные и гражданские одно- этажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	–	10
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а так- же здания монолитной конструкции	0,003		15
стальным	0,004	–	15
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	–	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях ко- торых не возникают усилия от неравномер- ных осадок	0,006	–	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	–	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020		12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024		18
<i>Примечания</i>			
1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов s_u^{\max} применя- ется к сооружениям, возводимым на отдельностоящих фундаментах на естественном (ис- кусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельностоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.).			
2. Значение предельной средней осадки \bar{s}_u основания фундаментов применяется к со- оружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искус- ственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фун- дамента и т.п.).			
3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3, при- нимают равными $0,5(\Delta s/L)$, а относительного выгиба – $0,25(\Delta s/L)_u$			
4. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допус- кается увеличивать на 20%.			

Таблица П2.9

Глубина заложения фундаментов по условиям морозного пучения грунтов

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $J_L < 0$	То же	– // –
То же, при $J_L > 0$	– // –	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $J_L \geq 0,25$	– // –	То же
То же, при $J_L < 0,25$	– // –	Не менее $0,5d_f$
<i>Примечание.</i> В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, указанные в данной таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .		

Таблица П2.10

Коэффициент k_h , учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину сезонного промерзания грунтов

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
<i>Примечания</i>					
1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f \geq 1,5$ м, значения коэффициента k_h повышают на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном значении a_f значения коэффициента k_h определяют интерполяцией.					
2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.					
3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.					

Расчетное сопротивление R

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа						
	Песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{4000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	80
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10 500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11 700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12 600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13 400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14 200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15 000	10 000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания

1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой – пылевато-глинистых.
2. Для плотных песчаных грунтов значения R следует увеличивать на 50%.
3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести J_L пылевато-глинистых грунтов значения R определяются интерполяцией.

Расчетное сопротивление f

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

Примечания

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

2. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице при любых значениях показателя текучести.

Таблица П2.13

Значение коэффициента эквивалентного слоя A_{00}

$a=b$	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные			Глины и суглинки мягкопластичные					
	глины и суглинки твердые и полутвердые			супеси твердые и пластичные			глины пластичные			глины и суглинки мягкопластичные								
	$\nu_0=0,10$			$\nu_0=0,20$			$\nu_0=0,25$			$\nu_0=0,30$			$\nu_0=0,35$			$\nu_0=0,40$		
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Кэффи- циент	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}
	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}
	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}	A_{00}	A_{0m}	A_{0const}

Таблица П2.14

Маркировка висячих свай квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой

Марка свай	Размеры, мм			Объём бетона, м ³	Масса, т		Расход стали, кг
	призмат. части	острия	сечения		призмат. части свай	острия	
	<i>L</i>	<i>l</i>	<i>b</i>				
С 30.20	3000	150	200	0,13	0,33	0,01	12,6
С 35.20	3500			0,15	0,38		14,1
С 40.20	4000			0,17	0,43		15,6
С 45.20	4500			0,19	0,48		17,0
С 50.20	5000			0,21	0,53		18,5
С 55.20	5500			0,23	0,58		19,9
С 60.20	6000			0,25	0,63		21,4
С 45.25	4500	260	250	0,29	0,73	0,03	18,4
С 50.25	5000			0,32	0,80		20,0
С 55.25	5500			0,35	0,88		21,6
С 60.25	6000			0,38	0,95		23,1
С 30.30	3000	250	300	0,28	0,70	0,05	15,2
С 35.30	3500			0,33	0,83		16,9
С 40.30	4000			0,37	0,93		18,5
С 45.30	4500			0,42	1,05		20,1
С 50.30	5000			0,46	1,15		21,8
С 55.30	5500			0,51	1,28		23,4
С 60.30	6000			0,55	1,38		25,0
С 70.30	7000			0,64	1,60		36,7
С 80.30	8000			0,73	1,83		41,1
С 90.30	9000			0,82	2,05		45,5
С 100.30	10000			0,91	2,28		50,5
С 110.30	11000			1,00	2,50		69,3
С 120.30	12000			1,09	2,73		74,9
С 80.35	8000			300	350		1,00
С 90.35	9000	1,12	2,80			48,9	
С 100.35	10000	1,24	3,10			54,5	
С 110.35	11000	1,37	3,43			73,5	
С 120.35	12000	1,49	3,73			79,2	
С 130.35	13000	1,61	4,03			105,6	
С 140.35	14000	1,73	4,33			112,9	
С 150.35	15000	1,86	4,65	146,0			
С 160.35	16000	1,98	4,95	185,4			
С 130.40	13000	350	400	2,10	5,25	0,08	111,3
С 140.40	14000			2,26	5,65		143,8
С 160.40	16000			2,58	6,45		193,3

Характеристики трубчатых дизель-молотов

№№	Страна произво- дитель	Марка	Масса ударной части, т	Полная масса молота, т	Высота падения ударной части, м	Количе- ство уда- ров в ми- нуту	Максимальная энергия удара, кДж
С воздушным охлаждением							
1	Россия	C-859A	1,8	3,5	3,0	42	31,4
2		C-949A	2,5	5,8	3,0	42	42,7
3		C-954A	3,5	7,3	3,0	42	59
4		C-977A	5,0	9,0	3,0	42	88,3
5	Германия	D-44	4,3	10,1	Пере- менная величи- на	37...55	120
6		D-55	5,4	11,3		36...50	162
7		D-62-12	6,2	12,3		35...50	222
8	Нидер- ланды	HD-50	5,0	10,65	То же	40...50	137,5
9		HD-88	8,8	17,5		40...50	242
С водяным охлаждением							
10	Россия	C-995	1,25	2,6	2,8	43...55	19,0
11		C-1047	2,5	5,6	2,8	43...55	43,0
12		C-1048	3,5	8,0	2,8	43...55	61,0
13		СП-54	5,0	10,0	3,0	43...55	90,0
14	Япония	KB-42	4,2	10,2	Пере- менная величи- на	45...60	110
15		KB-60	6,0	15,0		35...60	160
16		KB-80	8,0	20,5		35...60	220
17		K-150	15,0	36,5		39...60	396
18	Япония	MH-35	3,5	7,75	То же	42...60	105
19		MH-45B	4,5	10,7		42...60	135
20		MH-72B	7,2	19,9		42...60	216

Таблица П2.16

Тип молота	Коэффициент K , кН/кДж, при материале свай		
	железобетон	сталь	дерево
1. Трубчатые дизель-молоты и молоты двойного действия	6	5,5	5
2. Молоты одиночного действия и штанговые дизель-молоты	5	4	3,5
3. Подвесные молоты	3	2,5	2

Таблица П2.17

Вид молота	Расчетная энергия удара молота E_d , кДж
1. Подвесной или одиночного действия	GH
2. Трубчатый дизель-молот	$0,9GH$
3. Штанговый дизель-молот	$0,4GH$

Таблица П2.18

Сортамент стержневой и проволочной арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,870

Таблица П2.19

Безразмерные коэффициенты несущей способности

Обозначение коэффициентов	Коэффициенты несущей способности при углах внутреннего трения грунта φ , град., равных							
	0	5	10	15	20	25	30	35
N_γ	0	0,2	0,6	1,35	2,88	5,87	12,39	27,5
N_q	1,0	1,57	2,47	3,94	6,4	10,66	18,4	33,3
N_c	5,14	6,49	8,34	10,98	14,84	20,72	30,14	46,12
<i>Примечание</i> При промежуточных значениях φ коэффициенты N_γ , N_q , N_c определять интерполяцией								

Таблица П2.20

α_m	ν	α_m	ν	α_m	ν
0,039	0,98	0,095	0,95	0,164	0,91
0,058	0,97	0,113	0,94	0,180	0,90
0,077	0,96	0,139	0,92	0,204	0,88

Таблица П2.21

Нормативные и расчетные сопротивления, начальные модули упругости
тяжелого бетона естественного твердения

Характеристики	Класс бетона								
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
R_b , МПа	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5
R_{bb} , МПа	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60
E_b , МПа	17 500	19 500	22 000	24 000	26 000	27 000	28 500	23 500*	24 000*
<i>Примечание</i> * – значения для тяжелого бетона автоклавного твердения									

Таблица П2.22

Нормативные и расчетные сопротивления, модули упругости
стержневой и проволочной арматуры

Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативное сопротивление, R_{sn} , МПа	Расчетные сопротивления, МПа			Модуль упругости, E_s , МПа
			растяжению		сжатию R_{sc}	
			продольной, R_s	поперечной, R_{sw}		
A240	6 – 40	240	210	170	210	$200 \cdot 10^3$
A400	6 – 40	400	340	280	340	$200 \cdot 10^3$
A500	6 – 40	500	435	300	435 (400)	$200 \cdot 10^3$
A600	6 – 40	600	520	–	470 (400)	$200 \cdot 10^3$
A800	10 – 40	800	695	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
A1000	10 – 40	1000	870	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
B500	3 – 16	500	415	300	415 (380)	$200 \cdot 10^3$
B _p 500	3 – 5	500	415	300	390 (360)	$200 \cdot 10^3$
B _p 1200	8	1200	1000	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
B _p 1300	7	1300	1100	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
B _p 1400	4; 5; 6	1400	1170	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
B _p 1500	3	1500	1250	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
B _p 1600	3 – 5	1600	1340	–	500 (400)	$200 \cdot 10^3$
<i>Примечание</i> Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.						

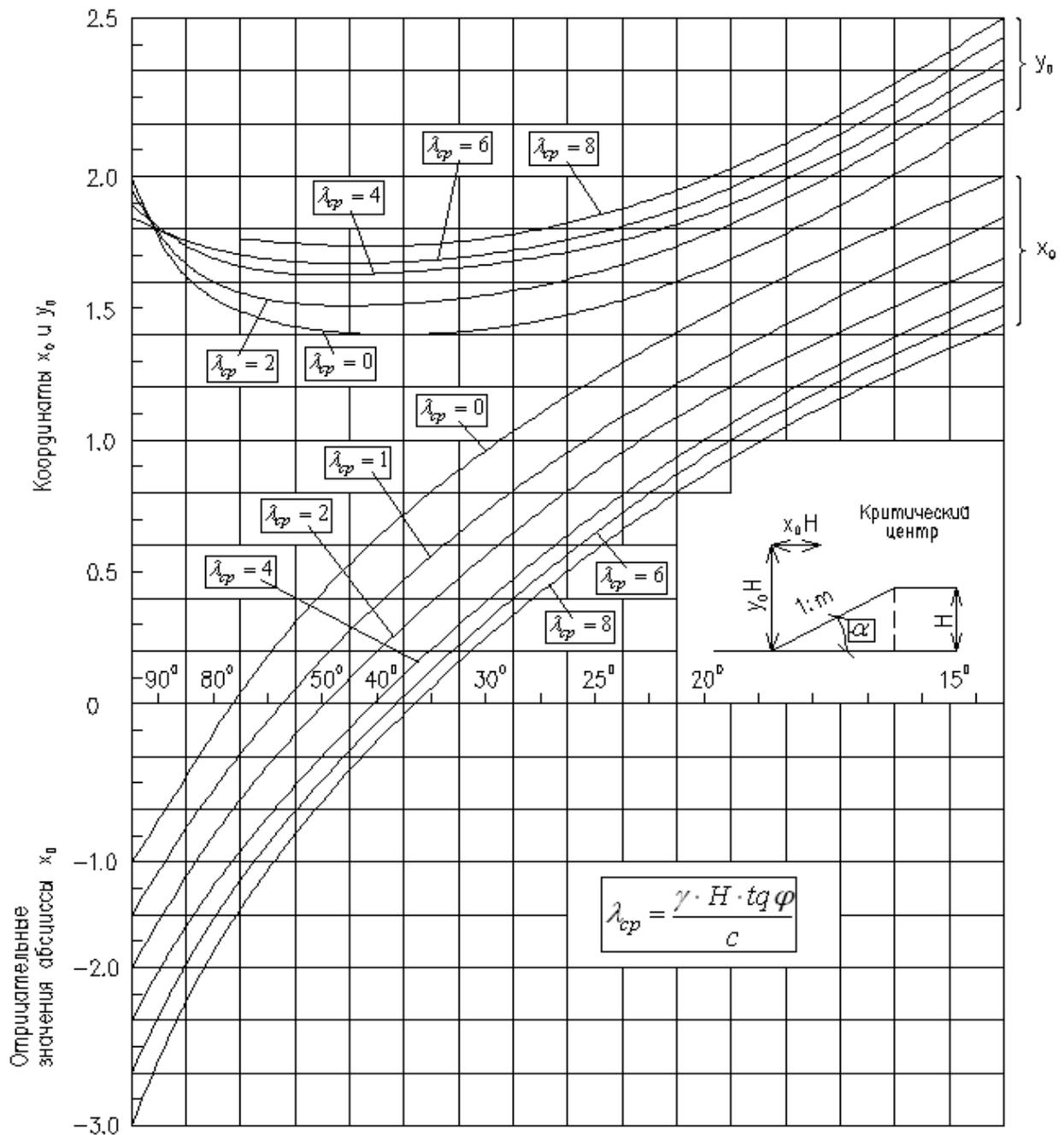


Рис. П2.1. График Ямбу для определения координат x и y центра O , наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения с минимальным коэффициентом устойчивости K_y : H – высота откоса; x_0 , y_0 – безразмерные величины, устанавливаемые по графику в зависимости от угла откоса α (определяется по заданному заложению откоса m) и λ_{cp}

МИРСАЯПОВ Илизар Талгатович
ХАСАНОВ Рубис Раисович
САФИН Даниль Ринафович

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебно-методическое пособие
к практическим занятиям для студентов очной формы обучения
направления подготовки 08.03.01 «Строительство»
по профилю «Промышленное и гражданское строительство»