

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

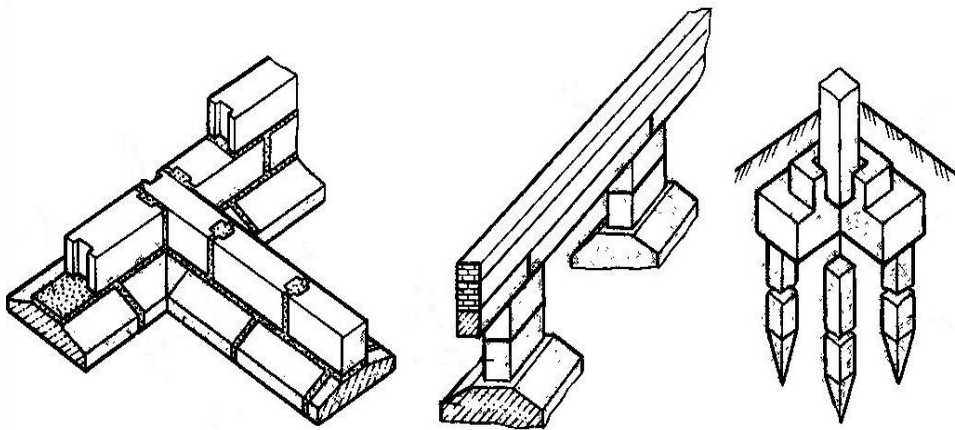
Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра оснований, фундаментов, динамики сооружений
и инженерной геологии

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Учебно-методическое пособие

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



Казань, 2016

УДК 624.15,
ББК 38.58,
ISBN 5-7829-0058-X

Основания и фундаменты. Учебно-методическое пособие к практическим занятиям для студентов очной формы обучения по направлению 08.03.01 «Строительство» / Сост. И.Т.Мирсаяпов, Р.Р.Хасанов, Д.Р.Сафин. - Казань: КГАСУ, 2016. - 92с.

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

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

Рецензент: директор ООО «НППФ «Фундаментспецремонт»,
кандидат технических наук **И.Ф.Шакиров**

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2016

© Мирсаяпов И.Т., Хасанов Р.Р., Сафин Д.Р., 2016

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ЗАДАЧА №1. Расчет и конструирование фундамента мелкого заложения (ФМЗ).....	5
2. ЗАДАЧА №2. Определение абсолютной осадки основания ФМЗ методом послойного суммирования.....	14
3. ЗАДАЧА №3. Определение абсолютной осадки основания плитного фундамента методом линейно-деформируемого слоя (метод К.Е. Егорова)	19
4. ЗАДАЧА №4. Определение абсолютной осадки основания ленточного фундамента методом эквивалентного слоя (метод Н.А. Цытовича)	23
5. ЗАДАЧА №5. Расчет и конструирование свайного фундамента (СФ).....	28
6. ЗАДАЧА №6. Определение абсолютной осадки свайного куста.....	33
7. ЗАДАЧА №7. Подбор молота для погружения свай	39
8. ЗАДАЧА №8. Расчет устойчивости грунтового откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения	41
9. ЗАДАЧА №9. Расчёт опускного колодца на монтажные нагрузки ...	45
10. ЗАДАЧА №10. Расчет и конструирование шпунтового ограждения.....	51
11. ЗАДАЧА №11. Определение напряжений в массиве грунта методом угловых точек	55
12. ЗАДАЧА №12. Определение давления грунта на подпорную стенку	60
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	67
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Исходные данные	68
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Справочные таблицы.....	78

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» учебный план предусматривает практические занятия. 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». 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». При выполнении работы рекомендуется пользоваться литературой, приведенной в конце методических указаний.

1. 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 запроектировать столбчатый фундамент мелкого заложения. Проектируемое здание в г.Казани (нормативная глубина промерзания грунта $d_{fn} = 1,65$ м). Здание многоэтажное, каркасного 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. П 1.1 приложения 1 настоящего пособия. Грунтовые условия к задаче представлены на рис. 1.1.

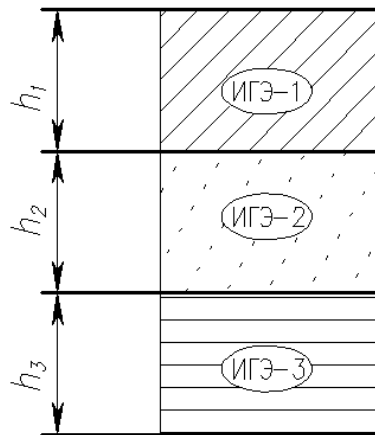


Рис. 1.1. Схема к задаче №1

Указания к решению.

Определение основных размеров фундамента мелкого 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:

$$h_{cf} = h_3 + 0,05\text{м}, \quad (1.2)$$

где h_3 – глубина заделки колонны в стакан фундамента, определяется как большее из двух значений:

$$h_3 = (1,0 \dots 1,5)h_c, \text{ м} \quad (1.3)$$

$$h_3 = k \cdot d_s, \text{ м} \quad (1.4)$$

где h_c – высота поперечного сечения колонны, м;

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

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

Минимальная высота железобетонного фундамента под железобетонные колонны для одноэтажных и многоэтажных зданий принимается из условия надежного защемления фундамента в грунте и равна $H_f = 1,5$ 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 методических указаний;

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 фундаменту 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. П 2.1 приложения 2).

Если фундамент испытывает воздействие нормальной силы N_{II} и изгибающего момента M_{II} , он считается внецентренно нагруженным. Следовательно, фундамент 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:

$$l_f = \frac{b_f}{\eta}. \quad (1.8)$$

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. П 2.2 приложения 2;

k – коэффициент, т.к. 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. П 2.3 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 определяют по формуле:

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

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 надёжности 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_{cp} – реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки N_I без учета веса фундамента и грунта на его уступах

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

Полная высота плитной части фундамента определяется как:

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

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 0,3м, а высота ступеней – кратно 0,15м.

Далее производится конструирование ступеней.

В случае если $h_{opl} \leq 450$ мм, фундамент рекомендуется проектировать одноступенчатым, при $450 \text{ мм} < h_{opl} < 900$ мм – двухступенчатым, при $h_{opl} > 900$ мм – 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.П 2.1 приложения 2).

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 обреза 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:

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

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

принимаем наибольшее значение $h_3 = 0,4 \text{ м}$.

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

Высоту фундамента по конструктивным требованиям принимаем $H_f = 1,5 \text{ м}$.

Определение глубины заложения фундамента

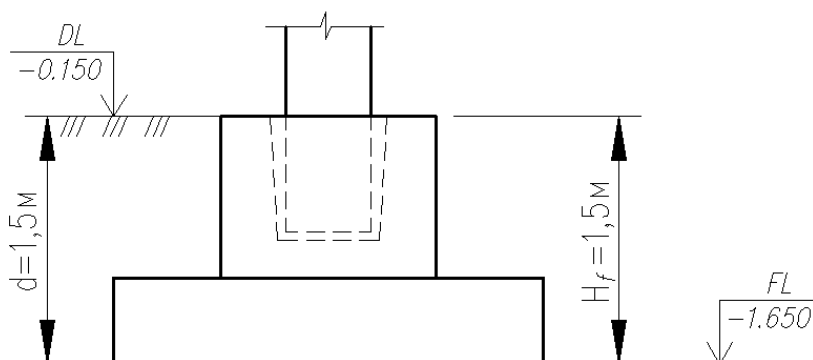


Рис.1.2. К определению глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям

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:

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

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 кратными 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

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

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 расчётную высоту фундамента:

$$\begin{aligned} h_{0pl} &= -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_b \gamma_{b9} R_{bt} + p_{cp}}} = \\ &= -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{960}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 750 + 222,2}} = 0,4 \text{ м}, \end{aligned}$$

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

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

Определяем требуемую расчётную высоту плитной части фундамента h_{pl} по формуле:

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

условие выполняется.

Определяем расчётную высоту фундамента H_f по формуле:

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

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

Так как высота фундамента, принятая по конструктивным требованиям, больше высоты фундамента, требуемой по расчету, то в качестве расчётной принимаем большую из них, т.е. $H_f = 1,5 \text{ м}$.

Конструирование фундамента выполняем в следующей последова-

тельности. 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 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 в вышеуказанных пределах.

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

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

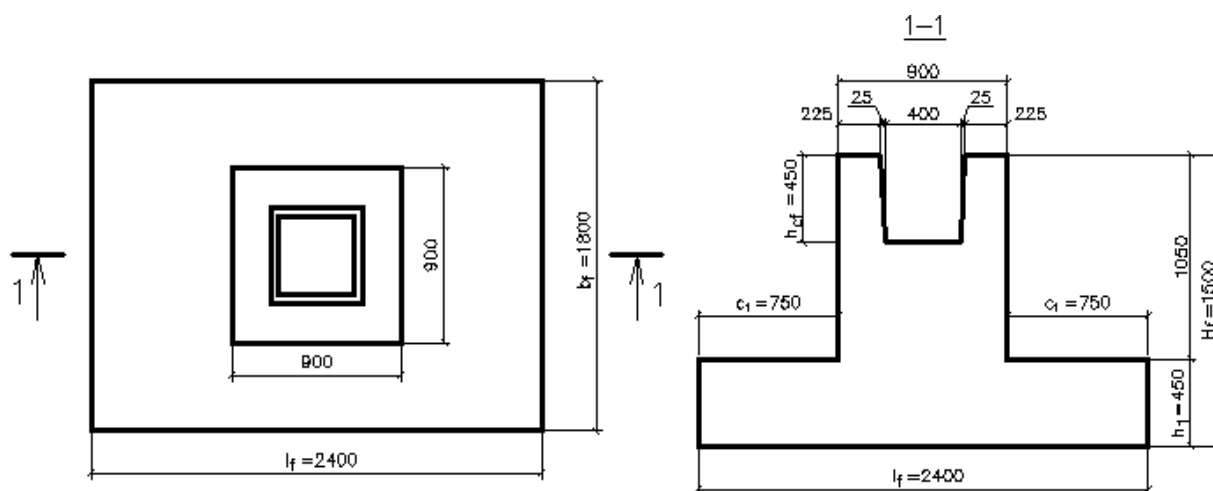


Рис.1.3. К определению высоты и конструированию фундамента

2. ЗАДАЧА №2. Расчет 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. П 1.2 приложения 1.

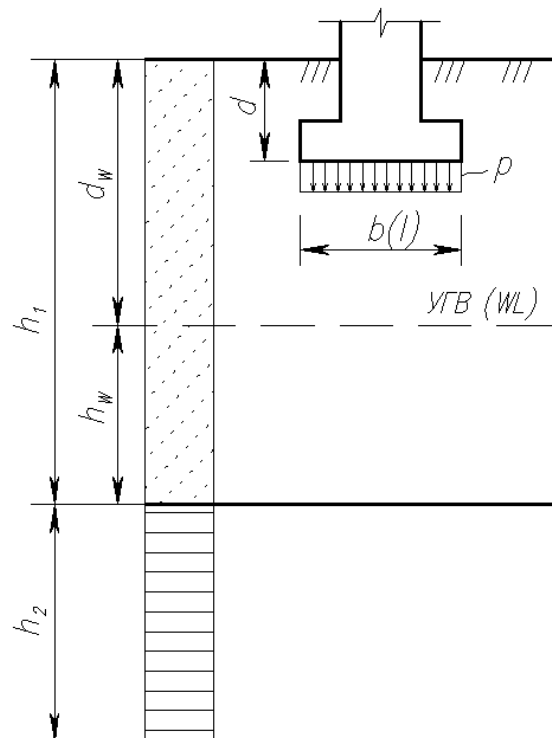


Рис. 2.1. Схема к задаче №2

Указания к решению.

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

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

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 не более 0,4 ширины фундамента;
- 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. П 2.4 приложения 2 в зависимости от относительной глубины ξ , равной $\xi = \frac{2z}{b_f}$ и соотноше-

ния 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/м^3 , 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. П 2.8 приложения 2 настоящего пособия:

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

Пример расчета.

Исходные данные:

Тип фундамента – железобетонный столбчатый фундамент мелкого заложения.

Размеры фундамента: $b_f = 1,5\text{м}$, $l_f = 2,1\text{м}$.

Глубина заложения подошвы фундамента $d = 1,6\text{м}$.

Среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента (контактное давление) $p = 280\text{кПа}$.

Грунты основания:

ИГЭ–1, песок,

$h_1 = 3,5\text{м}$, $\gamma_1 = 18,5\text{кН/м}^3$, $\gamma_{s1} = 26,6\text{кН/м}^3$, $W_1 = 14,1\%$, $E_{01} = 13\text{МПа}$,

высота столба воды $h_w = 1,2\text{м}$;

ИГЭ – 2, глина, $h_2 = 4,5\text{м}$, $\gamma_2 = 20,2\text{кН/м}^3$, $E_{02} = 31\text{МПа}$.

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

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

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

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

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

Т.к. во втором слое залегает водонепроницаемая глина, к вертикальному напряжению 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 напряжение, действующее на кровлю глины:

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

На границе второго слоя:

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

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.8).

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 8

Вид грунта	$z_i, \text{ м}$	$\Delta_i, \text{ м}$	$\xi_i = \frac{z_i}{b}$	α_i	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}^{cp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}^{cp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{zy,i}^{cp}$	$E_{0i}, \text{ МПа}$
<i>I</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>
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.

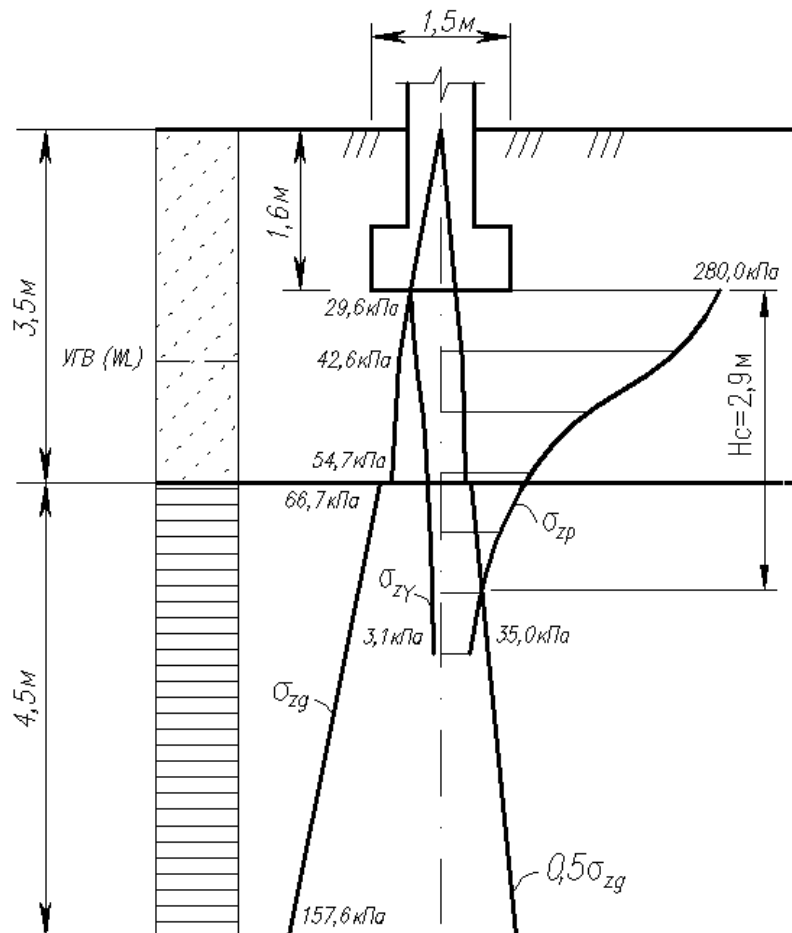


Рис. 2.2. Схема к расчету осадки методом послойного суммирования

3. 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 таблице П 1.3 приложения 1 настоящего пособия. Схема к задаче представлена на рис. 3.1.

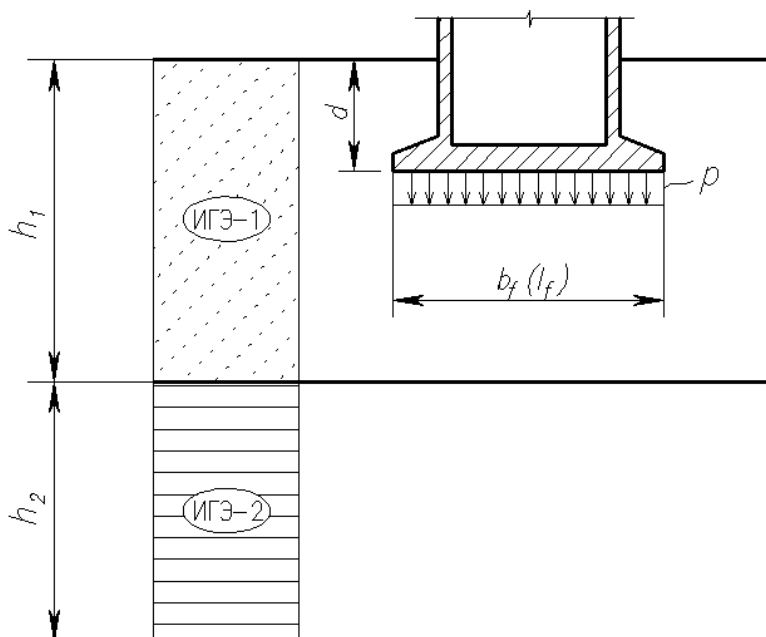


Рис. 3.1. Схема к задаче №3

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 таблицам 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 таблице П2.7 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя соответственно $\xi_i = \frac{2z_i}{b}$ 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. П 2.8 приложения 2 настоящего пособия:

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

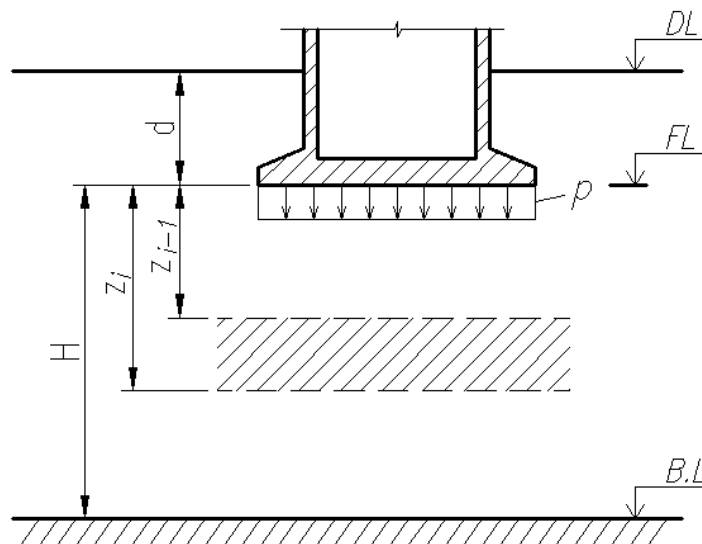


Рис. 3.2. Схема к расчету осадки фундамента методом линейно-деформируемого слоя

Пример расчета.

Исходные данные:

Тип фундамента – железобетонный плитный фундамент мелкого заложения.

Размеры фундамента: $b_f = 12\text{м}$, $l_f = 16,8\text{м}$.

Глубина заложения подошвы фундамента $d = 2,0\text{м}$.

Среднее давление на грунт основания под подошвой фундамента (контактное давление) $p = 0,25\text{МПа}$.

Грунты основания:

ИГЭ – 1, супесь, $h_1 = 5\text{м}$, $E_1 = 15\text{ МПа}$;

ИГЭ – 2, глина, $h_2 = 15\text{м}$, $E_2 = 20\text{ МПа}$.

Решение:

По формуле (3.2) определяем мощность сжимаемой толщи H .

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

Тогда, подставляя значения $H_0 = 9\text{м}$, $\psi = 0,15$, $b = 12\text{м}$, $k_p = 0,95$ 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.

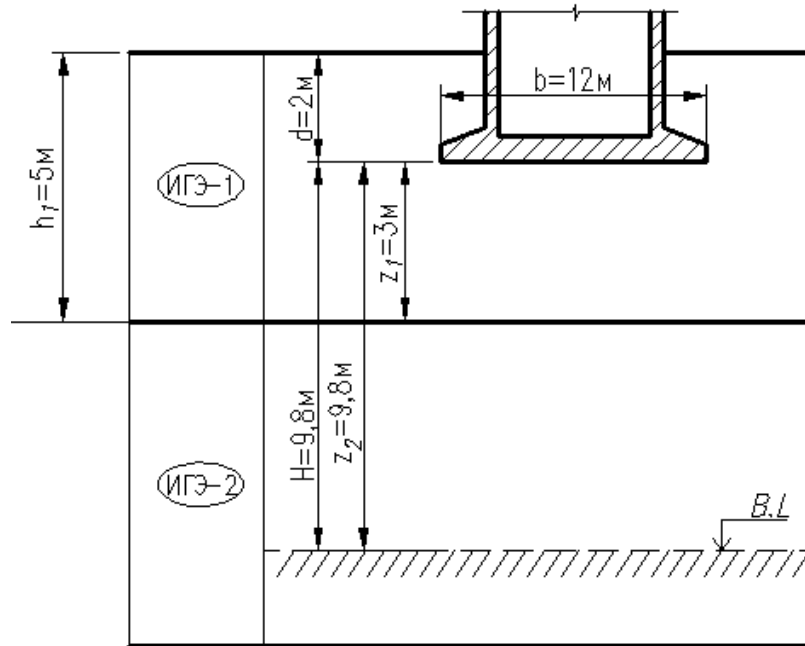


Рис. 3.3. Схема к расчету осадки методом линейно-деформируемого слоя

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;

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

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

$n=2$ – 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 $\xi=2z/b=0$ 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 $\xi=2z/b=0,5$ 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 $\xi=2z/b=1,63$ и соотношении $\eta=l/b=1,4$, $k_2=0,52$.

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

4. 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 таблице П 1.4. приложения 1 настоящего пособия.

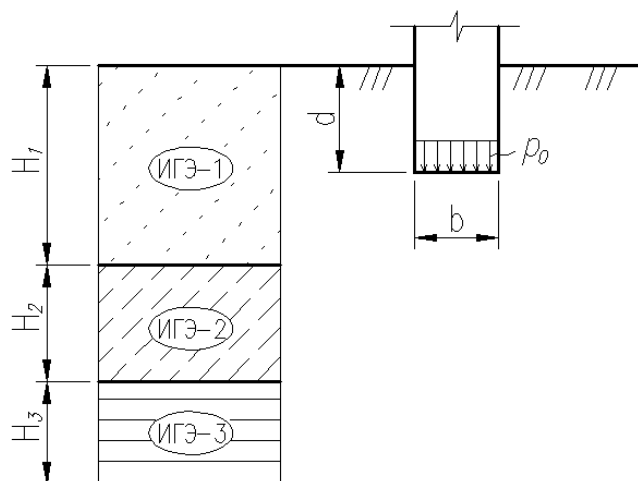


Рис. 4.1. Схема к задаче №4

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_3 , осадка которого при сплошной нагрузке p_0 на поверхности грунта равна осадке грунтового 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:

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

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_ν – 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 $\overline{m_\nu}$ находится из условия, что полная осадка сжимаемой толщи H_c равна сумме осадок входящих в нее слоев:

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

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

$m_{\nu i}$ – коэффициент относительной сжимаемости i -го слоя грунта;

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

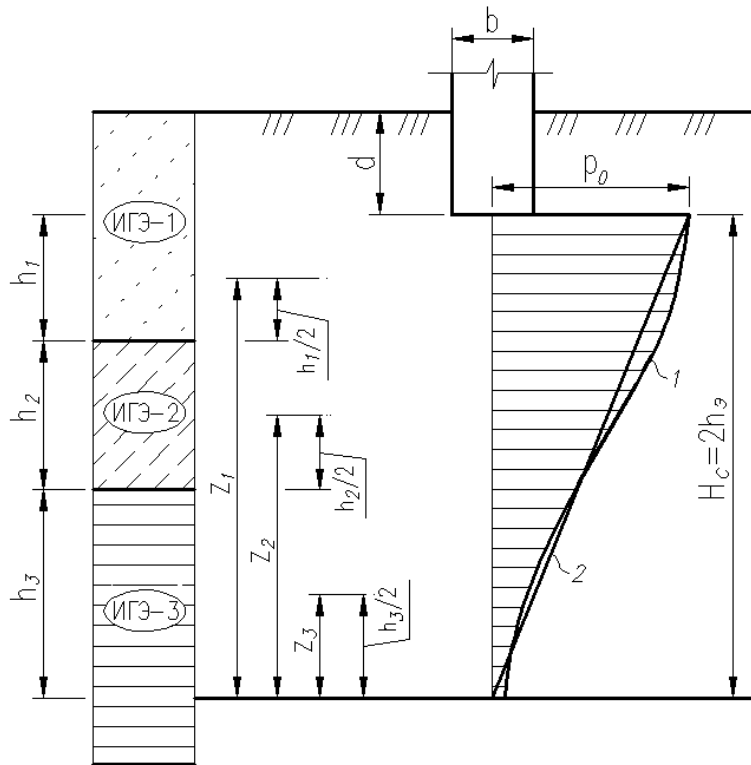


Рис. 4.2. Схема к расчету осадки методом эквивалентного слоя для слоистого напластования грунтового основания:

- 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 $\overline{m_v}$.

Расчетную величину осадки основания S сравниваем с предельным значением осадки основания фундаментов S_u , приведенным в рекомендуемом Приложении Д [6] или в табл. П 2.8 приложения 2 настоящего 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 толщину определим при коэффициенте поперечных деформаций (Пуассона) $\nu = 0,35$. Для ленточного фундамента (при $\alpha = a/b \geq 10$) по табл. П 2.13 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):

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

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

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

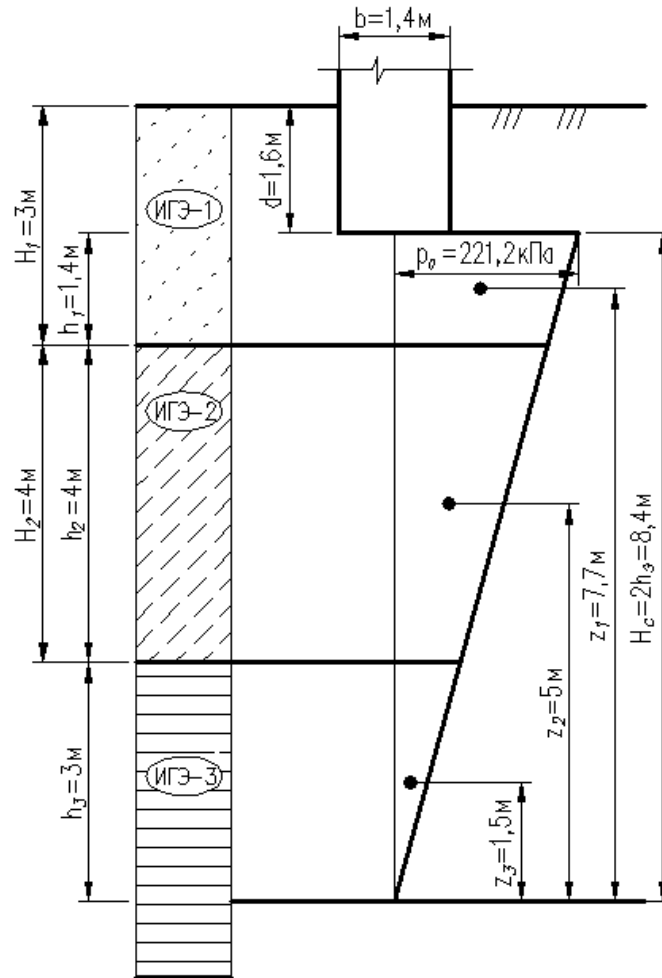


Рис. 4.3. Схема к расчету осадки методом эквивалентного слоя

Определим средневзвешенный коэффициент относительной сжимаемости по формуле (4.3):

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

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

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.

5. ЗАДАЧА №5. 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. П1.5 приложения 1 настоящего 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:

$$l = l_{an} + h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n + l_3, \quad (5.1)$$

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

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

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

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (5.2)$$

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

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

- R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по табл. 7.2 [8] или табл. П2.11 приложения 2 настоящего пособия;
- A – площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи;
- u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;
- h_i – мощность i -ого однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (принимается не более 2 м);
- n – количество слоев грунта, прорезаемых сваями;
- f_i – расчетное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по i -му слою грунта, принимается согласно табл. 7.2 [8] или табл. П2.12 приложения 2 настоящего пособия.
- Далее рассчитывается допустимая нагрузка N_D на сваю:

$$N_D = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (5.3)$$

где γ_0 – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай;

γ_n – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности;

γ_k – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4, если несущая способность сваи определена расчетом.

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

$$n \geq \frac{(N_I + 0,1N_I) \cdot k_1}{N_D}, \quad (5.4)$$

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 конструктивно, 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 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 принимает-

ся равным размеру поперечного сечения сваи.

- с целью использования унифицированной опалубки, габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 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 (т.к. $I_L = 0,2$) $h_3 = 1,5$ м.

Решение:

Принимаем кустовой отдельностоящий тип фундамента.

Величину заделки сваи в ростверк для случая свободного сопряжения принимаем $l_3 = 5$ см.

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

$$h_{pl} = l_3 + 0,25 = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ м.}$$

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

Высота ростверка $H_p = h_{pl} + h_{cf} = 0,3 + 0,45 = 0,75$ 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.5.1):

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

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

За опорный слой принимаем ИГЭ-3 – глина полутвердая, $I_L = 0,2$. Минимальная глубина погружения сваи в этот слой должна быть не менее 1 м. Тогда предварительная длина сваи должна составлять не менее (рис. 5.1):

$$l = l_{an} + h_{1/2} + h_2 + l_3 = 1,0 + 1,1 + 3,0 + 0,05 = 5,15 \text{ м,}$$

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) подбираем готовую забивную железобетонную сваю марки С5,5-30 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:

$$d_{св} = d_p + l - l_3 = 1,05 + 5,5 - 0,05 = 6,5 \text{ м,}$$

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

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

Принимаем, что свая погружается путем забивки дизель-молотом.

Так как мощность слоя ИГЭ-2, перерезаемого 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. 5.1).

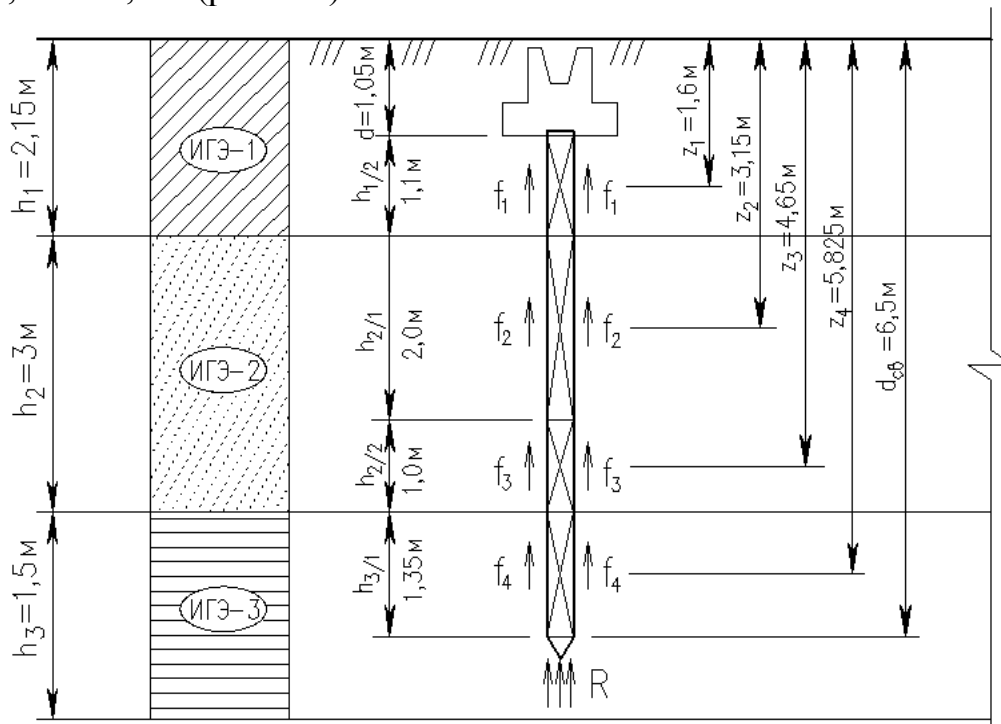


Рис. 5.1. Схема к определению несущей способности одиночной сваи

Для выбранного типа и размера сваи определяем расчётную несущую способность одиночной свайей F_d по формуле (5.2)

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right) =$$

$$= 1 \cdot (1 \cdot 4225 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot (27 \cdot 1,1 + 51 \cdot 2,0 + 55 \cdot 1,0 + 58 \cdot 1,35)) = 698,3 \text{ кН,}$$

где $\gamma_c = 1,0$; $\gamma_{cR} = 1,0$, $\gamma_{cf} = 1,0$;

$$A = 0,3^2 = 0,09 \text{ м}^2;$$

$$u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м;}$$

для 1-го слоя при

$$z_1 = 1,6 \text{ м} \quad - \quad f_1 = 27 \text{ кПа,} \quad h_{1/2} = 1,1 \text{ м;}$$

для 2-го слоя при

$$z_2 = 3,15 \text{ м} \quad - \quad f_2 = 51 \text{ кПа,} \quad h_{2/1} = 2,0 \text{ м;}$$

для 2-го слоя при

$$z_3 = 4,65 \text{ м} \quad - \quad f_3 = 55 \text{ кПа,} \quad h_{2/2} = 1,0 \text{ м;}$$

для 3-го слоя при

$$z_4 = 5,825 \text{ м} \quad - \quad f_4 = 58 \text{ кПа,} \quad h_{3/1} = 1,35 \text{ м;}$$

для 3-го слоя при

$$d_{св} = 6,5 \text{ м} \quad - \quad R = 4225 \text{ кПа.}$$

Определяем расчётную нагрузку, допускаемую на сваю N_D :

$$N_D = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} = \frac{1,15 \cdot 698,3}{1,15 \cdot 1,4} = 498,8 \text{ кН.}$$

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 трапецеидальных эпюр принимаем $k_1=1,2$;

$$N_I = \gamma_f N_{II} = 1,2 \cdot 1100 = 1320 \text{ кН};$$

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, $\gamma_f=1,2$.

Полученное количество свай округляем 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. 5.2.

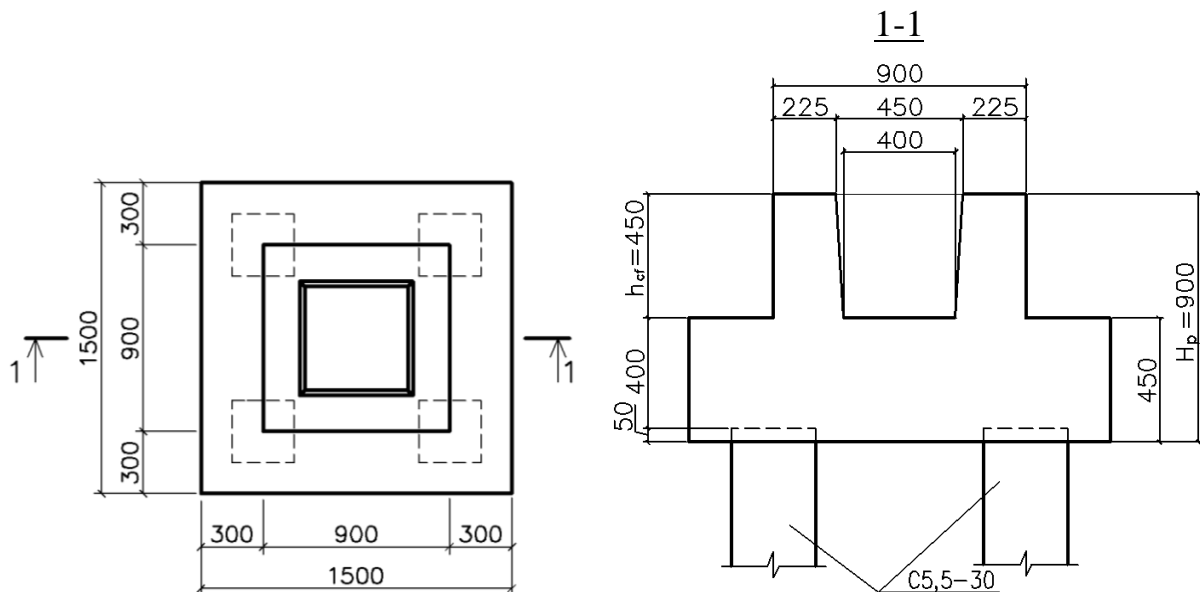


Рис. 5.2 Конструирование ростверка

6. ЗАДАЧА №6. Определение абсолютной осадки свайного куста

Условия задачи.

Определить абсолютную величину осадки S кустового свайного фундамента, законструированного в задаче №5.

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]:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l} \quad (6.1)$$

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 свайей, МПа;

ν_1 – коэффициент Пуассона слоя грунта, прорезаемого свайей;

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

ν_2 – коэффициент Пуассона грунта под нижним концом сваи;

β – коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi} \quad (6.2)$$

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

$\alpha' = 0,17 \ln(k_{\nu 1} l / d)$ – 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

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}} \quad (6.3)$$

$k_v, k_{\nu 1}$ – коэффициенты, определяемые по формуле

$$k_v = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2 \quad (6.4)$$

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 глубинах от l до $1,5l$ от верха свай, при условии, что под нижними кон-

цами 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

$$d = \sqrt{4A/\pi} \quad (6.5)$$

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

$$s_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l}, \quad (6.6)$$

где

$$\delta = \begin{cases} 0,17 \ln \frac{k_\nu G_1 l}{2G_2 a} & \text{если } \frac{k_\nu G_1 l}{2G_2 a} > 1; \\ 0 & \text{если } \frac{k_\nu G_1 l}{2G_2 a} \leq 1. \end{cases} \quad (6.7)$$

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

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, \quad (6.8)$$

где $s(N_i)$ – осадка одиночной сваи, определяемая по формуле (6.1);

δ_{ij} – коэффициенты, рассчитываемые по формуле (6.7) 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 С5,5-30 из бетона класса В30, законструированного в задаче №5. Расстояние между осями соседних свай $a = 0,9$ м (рис. 6.1 и 6.2). Грунтовые условия представлены на рис.5.1.

Характеристики деформативности грунтов, прорезаемых сваями:

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 $E_0'' = 28 \text{ МПа}$ и коэффициентом Пуассона $\nu'' = 0,3$;
 ИГЭ-3 – глина полутвердая с модулем деформации $E_0''' = 21 \text{ МПа}$ и коэффициентом Пуассона $\nu''' = 0,41$.

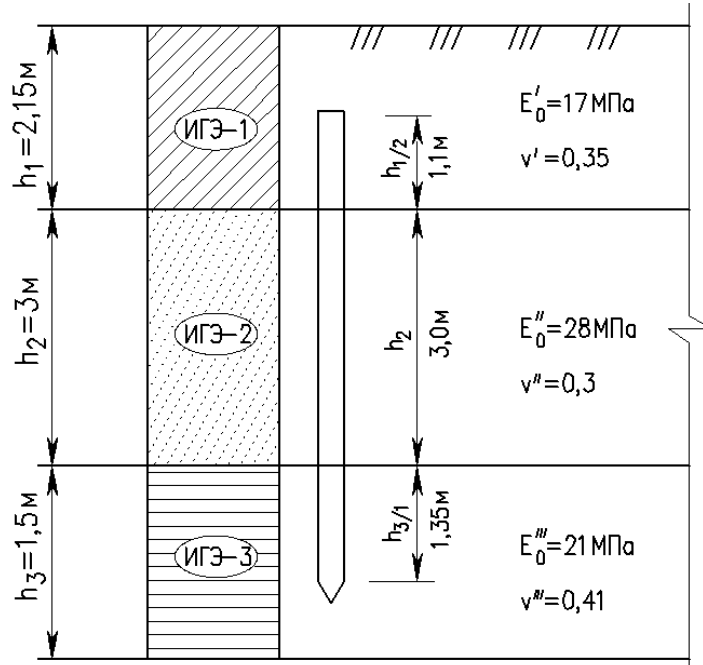


Рис. 6.1. Свая и деформативные параметры основания

Решение:

Определим деформационные характеристики приведенного трех-слойного основания:

- для ИГЭ-1 $G' = \frac{E_0'}{2(1+\nu')} = \frac{17}{2(1+0,35)} = 6,3 \text{ МПа}$;
- для ИГЭ-2 $G'' = \frac{E_0''}{2(1+\nu'')} = \frac{28}{2(1+0,3)} = 10,77 \text{ МПа}$;
- для ИГЭ-3 $G''' = \frac{E_0'''}{2(1+\nu''')} = \frac{21}{2(1+0,41)} = 7,45 \text{ МПа}$.

Осредненное значение модуля сдвига и коэффициента Пуассона грунтов, прорезаемых свай (рис. 6.1):

$$G_1 = \frac{6,3 \cdot 1,1 + 10,77 \cdot 3,0 + 7,45 \cdot 1,35}{5,45} = 9,05 \text{ МПа};$$

$$\nu_1 = \frac{0,35 \cdot 1,1 + 0,3 \cdot 3,0 + 0,41 \cdot 1,35}{5,45} = 0,337.$$

Модуль сдвига и коэффициент Пуассона грунта под нижним концом свай

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

Подсчитаем все необходимые для расчета коэффициенты и параметры:

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,337 + 2,18 \cdot 0,337^2 = 1,79;$$

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

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

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

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

Модуль упругости материала ствола сваи $E = 32,5$ МПа (бетон класса В30), поэтому жесткость ствола на сжатие

$$EA = E \frac{\pi d^2}{4} = 32,5 \cdot 10^3 \frac{\pi \cdot 0,339^2}{4} = 2,93 \cdot 10^3 \text{ кН.}$$

Относительная жесткость сваи

$$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2} = \frac{2,93 \cdot 10^3}{9,05 \cdot 5,5^2} = 10,7.$$

Находим

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}} = \frac{2,12 \cdot 10,7^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 10,7^{3/4}} = 0,926;$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \left(1 - \frac{\beta'}{\alpha'}\right) / \chi = \frac{0,6}{0,926} + \left(1 - \frac{0,6}{0,57}\right) / 10,7 = 0,643.$$

Определяем осадку одиночных свай 1 и 2 (рис.6.2)

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

где N_1, N_2 – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваи 1 и 2 (рис.6.3)

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

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

Определяем осадку одиночных свай 3 и 4 (рис.6.2)

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

где N_3, N_4 – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваи 3 и 4 (рис.6.3)

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

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

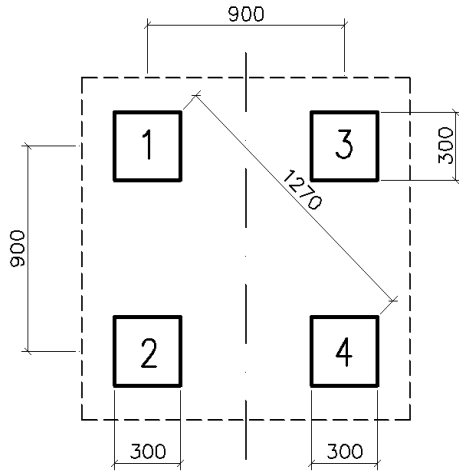


Рис. 6.2. План свайного куста

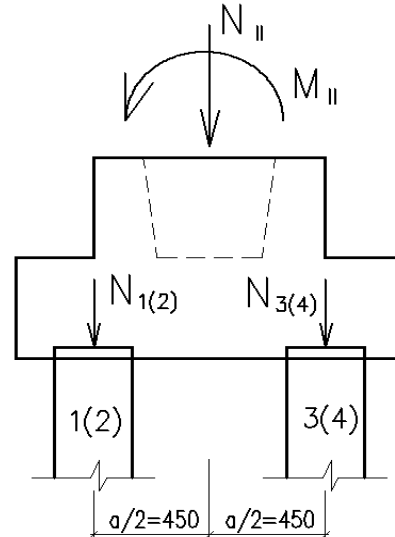


Рис. 6.3. К определению нагрузок, передаваемых на сваи

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

Вычисляем коэффициенты δ_{ij} для соседних свай (см. рис.6.2).

Т.к. $\frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} = \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{2 \cdot 7,45 \cdot 0,9} = 6,347 > 1$, 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 (см. рис.6.2).

Т.к. $\frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} = \frac{1,71 \cdot 9,05 \cdot 5,5}{2 \cdot 7,45 \cdot 1,27} = 4,498 > 1$, 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

$$s_1 = s_2 = s'_1 + \delta_{12} \frac{N_2}{G_1 l} + \delta_{13} \frac{N_3}{G_1 l} + \delta_{14} \frac{N_4}{G_1 l} =$$

$$= 0,0046 + 0,316 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} + 0,316 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} + 0,257 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} = 0,0098 \text{ м} = 0,98 \text{ см};$$

$$s_3 = s_4 = s'_3 + \delta_{31} \frac{N_1}{G_1 l} + \delta_{32} \frac{N_2}{G_1 l} + \delta_{34} \frac{N_4}{G_1 l} =$$

$$= 0,0033 + 0,316 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} + 0,257 \frac{0,353}{9,05 \cdot 5,5} + 0,316 \frac{0,253}{9,05 \cdot 5,5} = 0,009 \text{ м} = 0,9 \text{ см.}$$

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 (см. табл. П2.8 приложения 2 настоящего пособия).

7. ЗАДАЧА №7. Подбор молота для погружения свай

Условия задачи.

Подобрать характеристики трубчатого дизель-молота для погружения забивных свай фундамента, законструированного в задаче №5.

Указания к решению.

Подбор молота для погружения свай определяется в следующей последовательности.

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

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

3.

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K, \quad (7.1)$$

где m_1 – полный вес молота;

m_2 – вес свай, оголовка;

m_3 – вес подбабка;

E_d – расчетная энергия удара молота;

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

4. Вычисляем контрольный отказ по формуле:

$$S_a = \frac{\eta A E_d [m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)]}{F_d [F_d + \eta A] \cdot (m_1 + m_2 + m_3)} \quad (7.2)$$

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

A – площадь поперечного сечения свай;

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

F_d – несущая способность свай;

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

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

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

Пример расчета.

Масса свай С5,5-30 – $1,28+0,05=1,33$ т.

Требуемая минимальная энергия удара

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

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);

$m_1 = 5,6$ 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.

8. ЗАДАЧА №8. Расчет устойчивости грунтового откоса

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 таблице П1.6 приложения 1 настоящего пособия. Схема к задаче представлена на рис. 8.1.

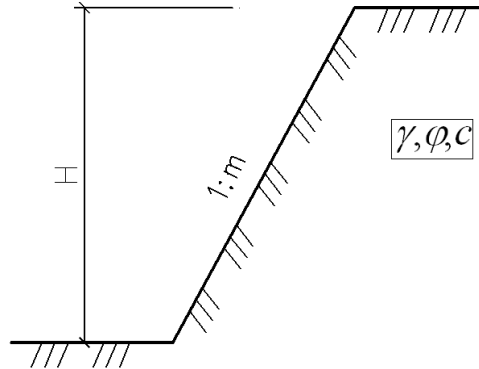


Рис. 8.1. Схема к задаче №8

Указания к решению.

В проектной практике решения подобных задач широко распространен расчет устойчивости откосов по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

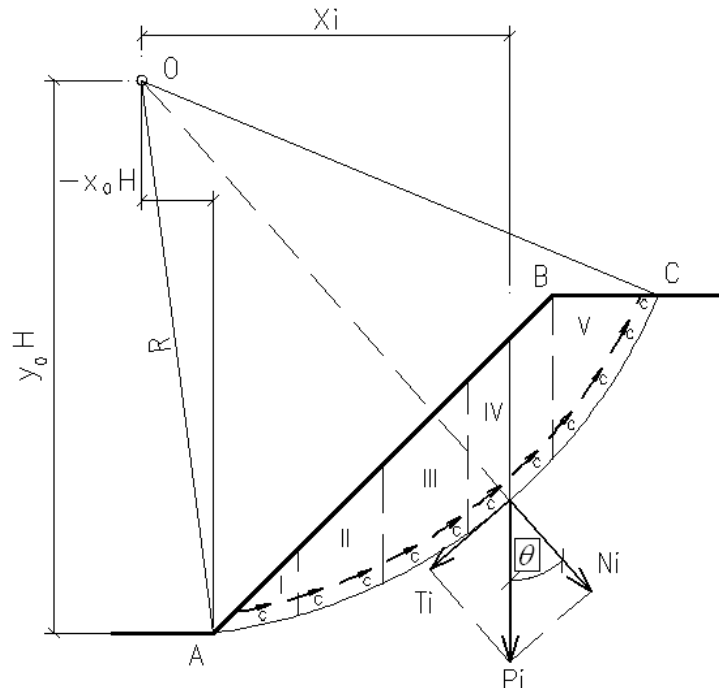


Рис. 8.2. Расчетная схема к задаче №8

За коэффициент устойчивости откоса K_y принимают отношение момента сил, удерживающих откос от сдвига $M_{y\partial}$, к моменту сил, стремящихся сдвинуть откос $M_{c\partial\partial}$:

$$K_y = \frac{M_{y\partial}}{M_{c\partial\partial}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n N_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R}{\sum T_i R}, \quad (8.1)$$

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 $\cos \Theta_i = 0,8$:

$$K_y = \frac{\left(0,8 \cdot \sum_{i=1}^n P_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R}{\sum_{i=1}^n P_i X_i}, \quad (8.2)$$

где X_i – плечо от линии действия веса расчетного отсека до центра вращения (рис. 8.3).

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 M 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

$$P_i = \gamma \cdot V_i = \gamma \cdot A_i \cdot 1 \text{ п.м.} \quad (8.3)$$

где A_i – площадь i -го отсека.

Пример расчета.

Исходные данные:

- высота откоса $H=12$ м;
- заложение откоса $m=2$ м;
- угол внутреннего трения грунта $\varphi=20^\circ$;
- удельное сцепление грунта $c=10$ кПа;
- удельный вес грунта $\gamma=18,4$ кН/м³.

Решение:

Определяем значение $\lambda_{cp} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg} \varphi}{c} = \frac{18,4 \cdot 12 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ}{10} = 8$.

Угол наклона грунтового откоса $\alpha = \operatorname{arctg}(1/m) = \operatorname{arctg}(1/2) = 27^\circ$.

Для данных значений $\lambda_{cp} = 8$, $\alpha = 27^\circ$ по графику Ямбу (рис.П2.1 приложения 2) определяем относительные координаты x_0 и y_0 центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения O :

$$x_0 = 0,45, \quad y_0 = 1,8.$$

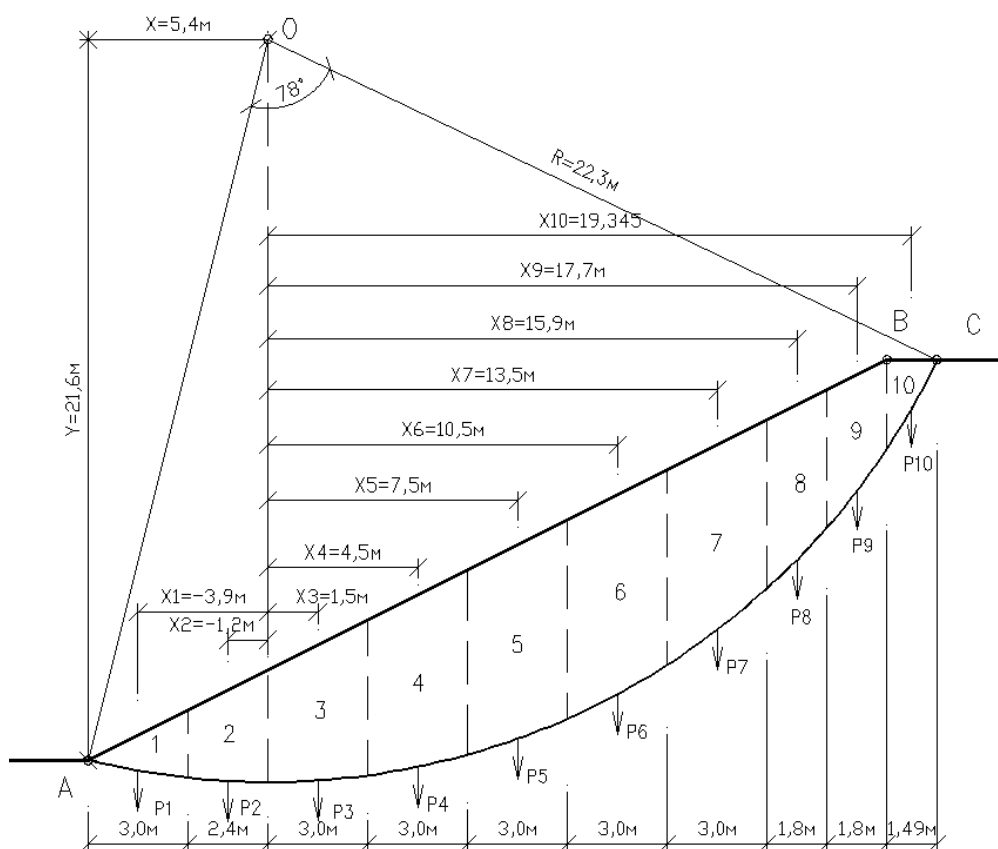


Рис. 8.3. Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

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. 8.3. 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, т.к. 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. 8.1).

Таблица 8.1

№ отсека	Объем расчетного отсека $V_i, \text{ м}^3$	Вес расчетного отсека $P_i, \text{ кН}$	$X_i, \text{ м}$	$P_i X_i$	$K_y = \frac{\left(0,8 \cdot \sum_{i=1}^n P_i t g \varphi + cL \right) R}{\sum_{i=1}^n (P_i X_i)}$
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.

9. ЗАДАЧА №9. 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 таблице П1.7 приложения 1 настоящего пособия. Класс бетона для всех вариантов В15 ($R_b = 8500$ кПа, $R_{bt} = 750$ кПа). Схема задаче представлена на рис. 9.1.

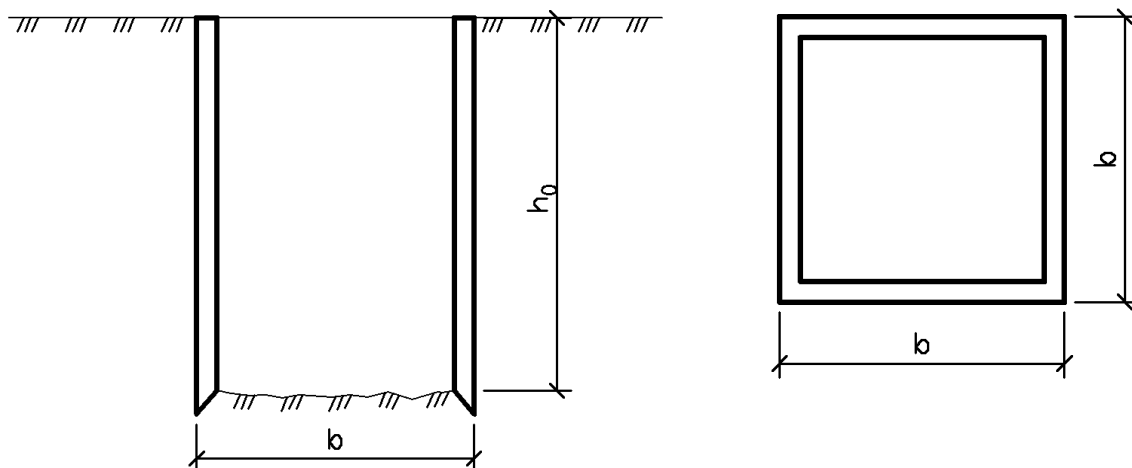


Рис. 9.1. Схема к задаче №9

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. 9.2)

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

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

$$M_{on} = \frac{\gamma_n \cdot \sigma_a^{\max} \cdot b^2}{12} = \frac{1,2 \cdot 93 \cdot 100}{12} = 930 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца

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

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

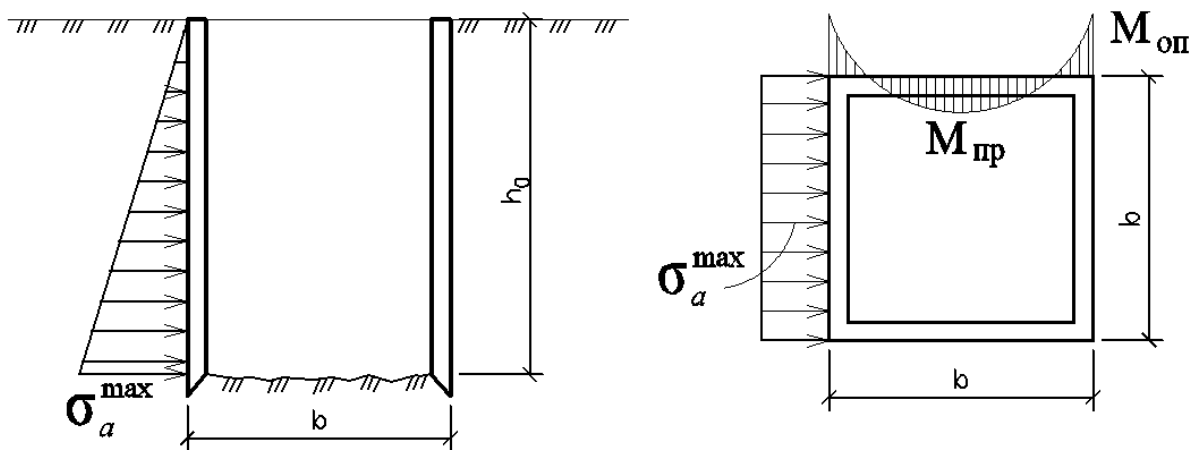


Рис. 9.2. Схема к расчету активного давления на стенки колодца и изгибающих моментов

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

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

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

Т.к. момент сопротивления стенки определяется как $W = \frac{b \cdot \delta^2}{6}$, то 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 $\delta_{вн} = 1,0 \text{ м}$.

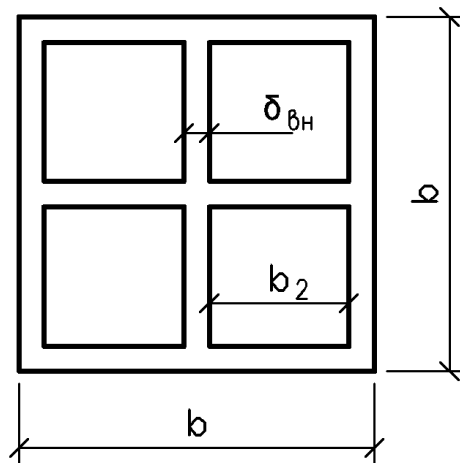


Рис. 9.3. Сечение опускного колодца после введения внутренних стенок

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

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, $\text{кН}/\text{м}^3;$

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

u – наружный периметр поперечного сечения стенки колодца;

E_a – равнодействующая активного давления грунта;

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

$f = 0,3$ – 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 9.4).

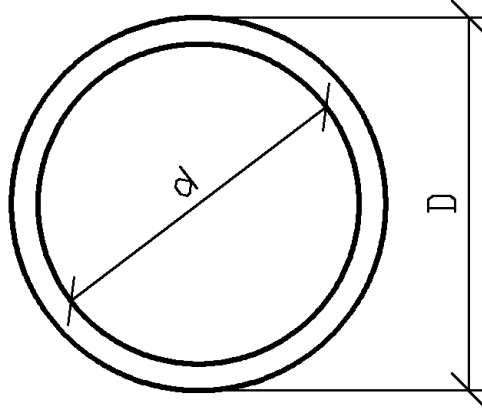


Рис. 9.4. Поперечное сечение круглого в плане колодца

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

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

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 не обеспечено.

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.

10. ЗАДАЧА №10. Расчет и конструирование шпунтового ограждения

Условия задачи.

Спроектировать 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 таблице П1.8 приложения 1 настоящего пособия. Схема к задаче представлена на рис. 10.1.

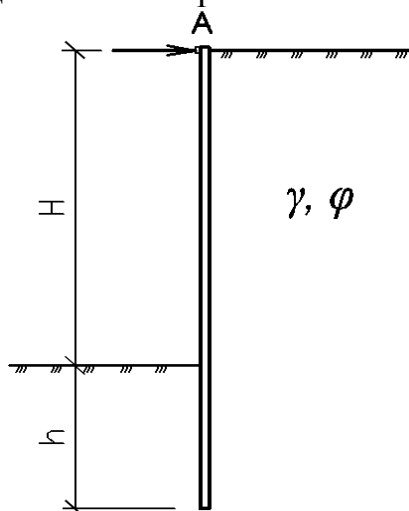


Рис.10.1. Схема к задаче №10

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. Деревянный 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:

$$\sum M_A = 0 \rightarrow E_a \cdot r_a = E_p \cdot r_p. \quad (10.1)$$

Здесь E_a – активное давление грунта на 1 п.м. шпунтовой стенки, определяемое как равнодействующая эпюры активного давления грунта:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H + h)^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ кН}, \quad (10.2)$$

$$r_a = \frac{2}{3} \cdot (H + h), \quad (10.3)$$

где E_p – пассивное давление грунта на 1 п.м. шпунтовой стенки, определяемое как равнодействующая эпюры пассивного давления грунта:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right), \text{ кН}, \quad (10.4)$$

$$r_p = H + \frac{2}{3} \cdot h, \text{ м}. \quad (10.5)$$

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

$$\frac{(H + h)^3}{\left(H + \frac{2}{3} \cdot h \right) \cdot h^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} = k \quad (10.6)$$

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

$$\sum X = 0 \rightarrow E_p + N_a - E_a = 0 \rightarrow N_a = E_a - E_p \quad (10.7)$$

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.

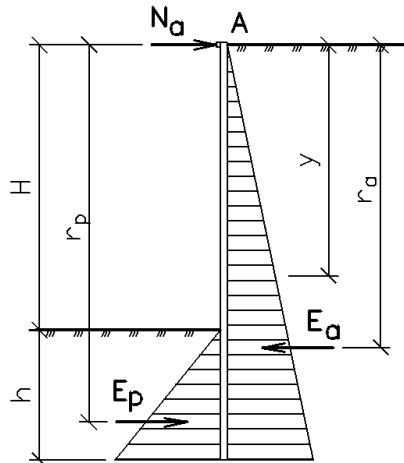


Рис. 10.2. Расчетная схема шпунтового ограждения

Решение:

Пользуясь левой частью соотношения (10.6), 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.

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

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:

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

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 $W = \frac{b \cdot \delta^2}{6}$ и $\delta \geq \delta_{mp}$, то 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.

11. ЗАДАЧА №11. Определение напряжений в массиве грунта методом угловых точек

Условия задачи.

Горизонтальная поверхность массива грунта по прямоугольным площадкам с размерами в плане $c_1 \times d_1$ и $c_2 \times d_2$ нагружена равномерно распределенной вертикальной нагрузкой интенсивностью p_1 и p_2 .

Определить величины вертикальных составляющих напряжений σ_z в точках массива грунта для заданной вертикали, проходящей через одну из точек M_1 , M_2 или M_3 от совместного действия распределенных нагрузок на поверхности. Расстояние между осями площадок нагружения – L . Точки по вертикали расположить от поверхности на расстояниях 1,0; 2,0; 4,0 и 6,0 м. По вычисленным напряжениям построить эпюру распределения σ_z . Исходные данные приведены в табл. П1.9. Схема к задаче представлена на рис. 11.1.

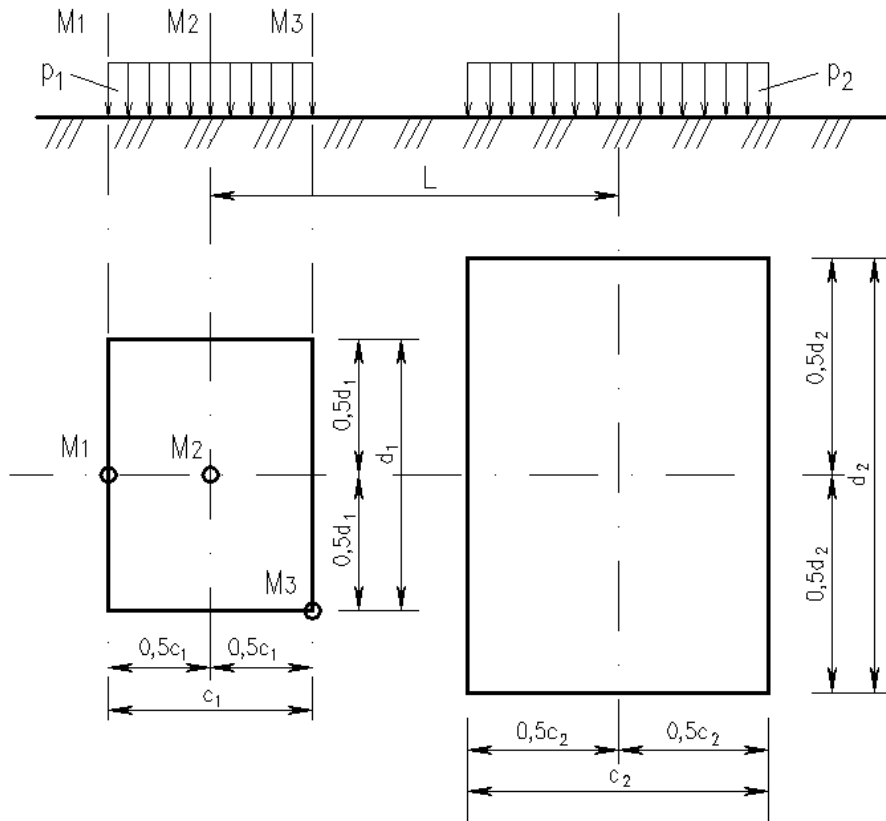


Рис. 11.1. Схема к задаче №11

Указания к решению.

Распределение вертикальных напряжений σ_{zc} в любой точке массива грунта по глубине от действия равномерно распределенной местной нагрузки в пределах или за пределами площадок нагружения может быть определено методом угловых точек по формуле:

$$\sigma_{zc} = k_c \cdot p, \quad (11.1)$$

где k_c – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения сторон прямоугольной площади загрузки a/b (a – длинная ее сторона, b – короткая, независимо от направления сторон) и отношения z/b (z – глубина, на которой определяется напряжение σ_{zc});

p – интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Метод угловых точек применяют в случае, когда грузовая площадь может быть разбита на такие прямоугольники, чтобы рассматриваемая точка оказалась угловой. В соответствии с этим заданные площадки нагружения необходимо разбить на прямоугольники таким образом, чтобы они имели общую угловую точку, через которую проходит расчетная вертикаль M_i (см. рис. 11.2 – 11.4). Для каждого из этих прямоугольников со сторонами $a_i \times b_i$ с помощью таблиц определяют значения коэффициента k_{ci} и, пользуясь принципом независимости действия сил, находят алгебраическим суммированием напряжения в заданных точках массива грунта. Значения коэффициента k_c приведены в табл. П2.18 приложения 2 настоящего пособия. Масштаб расстояний 1:50, масштаб напряжений в 1 см 50 кПа.

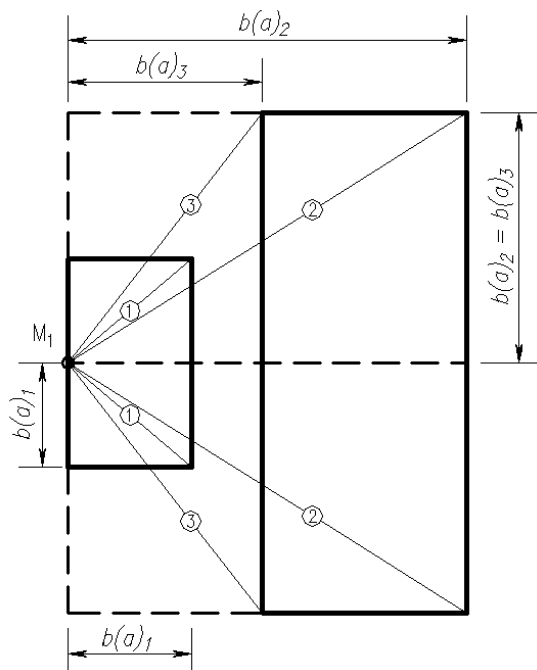


Рис. 11.2. Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_1

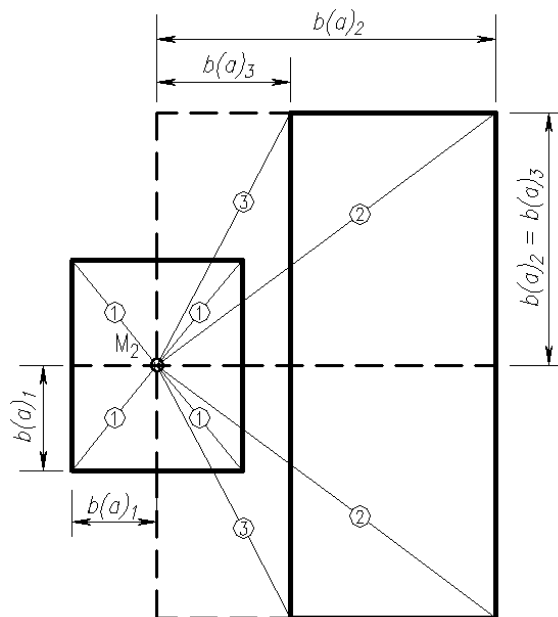
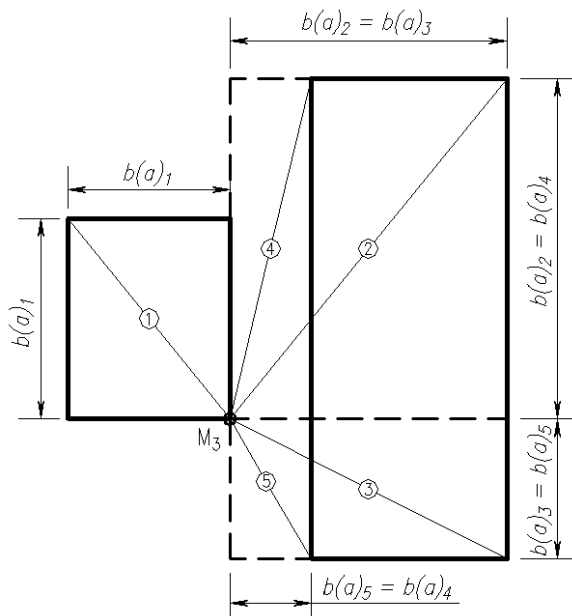


Рис. 11.3. Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_2



Напряжения для расчетной вертикали M_1 :

$$\sigma_{zc,i} = 2\sigma_{zc1} + 2\sigma_{zc2} - 2\sigma_{zc3}.$$

Напряжения для расчетной вертикали M_2 :

$$\sigma_{zc,i} = 4\sigma_{zc1} + 2\sigma_{zc2} - 2\sigma_{zc3}.$$

Напряжения для расчетной вертикали M_3 :

$$\sigma_{zc,i} = \sigma_{zc1} + \sigma_{zc2} + \sigma_{zc3} - \sigma_{zc4} - \sigma_{zc5}$$

Рис. 11.4. Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_3

Пример расчета.

Исходные данные:

- $c_1 = 1,9\text{м}$, $d_1 = 2,5\text{м}$, $p_1 = 290\text{кПа}$,
- $c_2 = 2,8\text{м}$, $d_2 = 6,0\text{м}$, $p_2 = 330\text{кПа}$,
- $L = 2,8\text{м}$,
- расчетная вертикаль M_3 .

Решение:

Заданные площадки нагружения разбиваем (достраивая при необходимости) на прямоугольники таким образом, чтобы они имели общую угловую точку, через которую проходит расчетная вертикаль M_3 (рис. 11.5). Таким образом, имеем 5 прямоугольников:

- | | | |
|---------------------------|------------------------|-------------------------|
| 1. $a_1 = 2,5\text{м}$, | $b_1 = 1,9\text{м}$, | $p_1 = 290\text{кПа}$. |
| 2. $a_2 = 4,25\text{м}$, | $b_2 = 3,25\text{м}$, | $p_2 = 330\text{кПа}$. |
| 3. $a_3 = 3,25\text{м}$, | $b_3 = 1,75\text{м}$, | $p_2 = 330\text{кПа}$. |
| 4. $a_4 = 4,25\text{м}$, | $b_4 = 0,45\text{м}$, | $p_2 = 330\text{кПа}$. |
| 5. $a_5 = 1,75\text{м}$, | $b_5 = 0,45\text{м}$, | $p_2 = 330\text{кПа}$. |

Искомые напряжения найдем, суммируя напряжения от действия нагрузки по прямоугольникам 1, 2 и 3, взятые со знаком «+», и напряжения от действия нагрузки по прямоугольникам 4 и 5 со знаком «-», т.е.

$$\sigma_{zc,i} = \sigma_{zc1} + \sigma_{zc2} + \sigma_{zc3} - \sigma_{zc4} - \sigma_{zc5} = k_{c1} \cdot p_1 + (k_{c2} + k_{c3} - k_{c4} - k_{c5}) \cdot p_2.$$

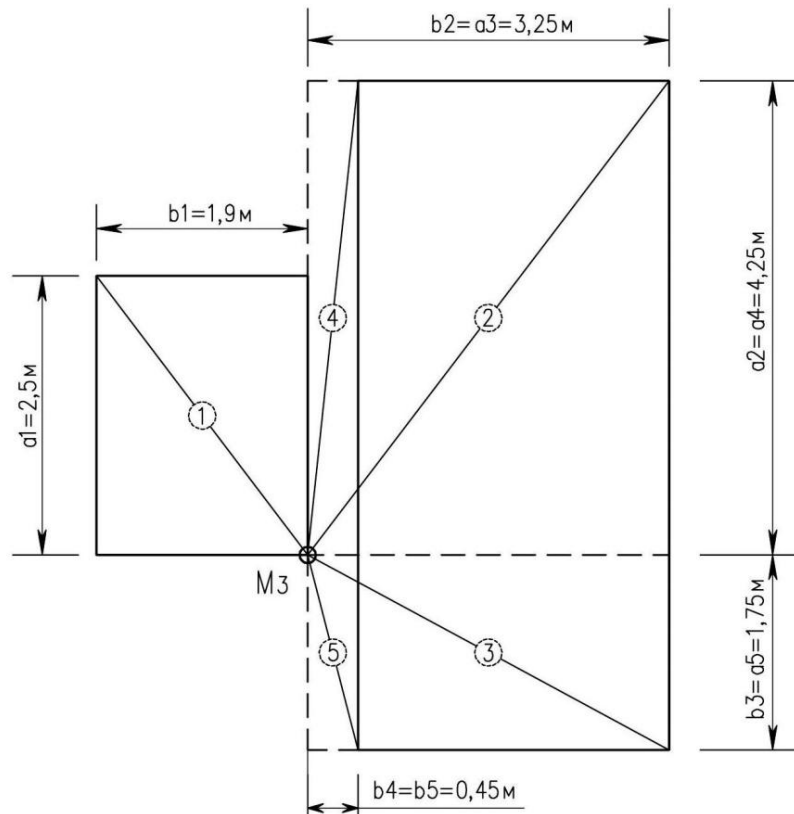


Рис.11.5. Разбивка на отдельные прямоугольники

Для удобства расчетов вычисления ведем в табличной форме (табл. 11.1 – 11.4).

Таблица 11.1

Напряжения в точке №1

№ № прямоугольников	z_i , м	a_i , м	b_i , м	p_i , кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$k_{ci} \cdot p_i$, кПа
1 (+)	1,0	2,5	1,9	330	1,32	0,53	0,2352	68,2
2 (+)		4,25	3,25		0,31	0,31	0,2457	81,1
3 (+)		3,25	1,75		1,86	0,57	0,232	76,6
4 (-)		4,25	0,45		9,44	2,22	0,128	42,2
5 (-)		1,75	0,45		3,89	2,22	0,1251	41,3
$\sigma_{zc,1} = 68,2 + 81,1 + 76,6 - 42,2 - 41,3 = 142 \text{ кПа}$								

Таблица 11.2

Напряжения в точке №2

№ № прямоугольников	z_i , м	a_i , м	b_i , м	p_i , кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	2,0	2,5	1,9	330	1,32	1,06	0,1782	51,7
2 «+»		4,25	3,25		1,31	0,62	0,2286	75,4
3 «+»		3,25	1,75		1,86	1,14	0,1983	65,4
4 «-»		4,25	0,45		9,44	4,4	0,069	22,8
5 «-»		1,75	0,45		3,89	4,4	0,0597	19,7
$\sigma_{zc,2} = 51,7 + 75,4 + 65,4 - 22,8 - 19,7 = 150 \text{ кПа}$								

Таблица 11.3

Напряжения в точке №3

№ № прямоугольников	z_i , м	a_i , м	b_i , м	p_i , кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	4,0	2,5	1,9	290	1,32	2,11	0,0933	27,1
2 «+»		4,25	3,25	330	1,31	1,23	0,1654	54,6
3 «+»		3,25	1,75		1,86	2,28	0,1009	33,3
4 «-»		4,25	0,45		9,44	8,89	0,0316	10,4
5 «-»		1,75	0,45		3,89	8,89	0,0199	6,6
$\sigma_{zc,3} = 27,1 + 54,6 + 33,3 - 10,4 - 6,6 = 98 \text{ кПа}$								

Таблица 11.4

Напряжения в точке №4

№ № прямоугольников	z_i , м	a_i , м	b_i , м	p_i , кПа	$\frac{a_i}{b_i}$	$\frac{z_i}{b_i}$	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	6,0	2,5	1,9	290	1,32	3,16	0,0508	14,7
2 «+»		4,25	3,25	330	1,31	1,85	0,1013	33,4
3 «+»		3,25	1,75		1,86	3,43	0,0571	18,8
4 «-»		4,25	0,45		9,44	13,3	0,0155	5,1
5 «-»		1,75	0,45		3,89	13,3	0,0084	2,8
$\sigma_{zc,4} = 14,7 + 33,4 + 18,8 - 5,1 - 2,8 = 59 \text{ кПа}$								

По полученным значениям напряжений строим эпюру распределения напряжений σ_{zc} (рис. 11.3).

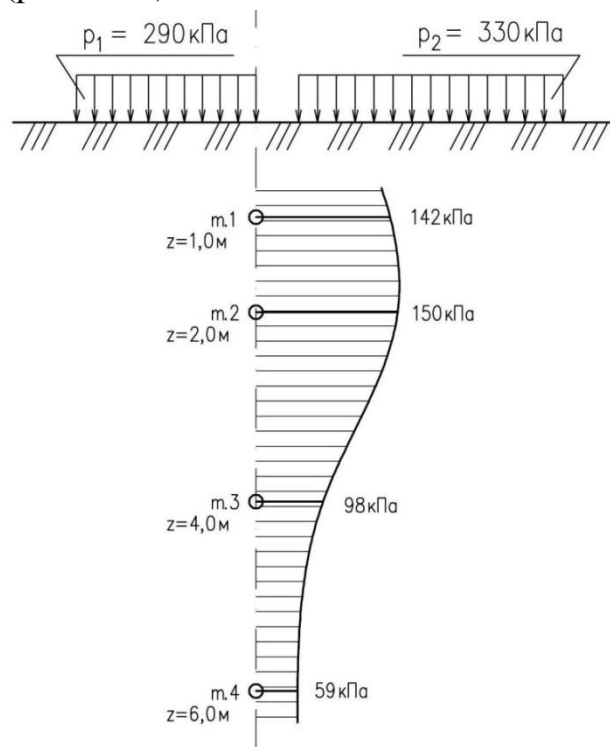


Рис.11.3. Эпюра распределения напряжений

12. ЗАДАЧА №12. Определение давления грунта на подпорную стенку

12а. Определение давления на подпорную стенку от идеально сыпучего грунта

Условия задачи.

Подпорная стенка высотой H с абсолютно гладкими вертикальными гранями и горизонтальной поверхностью засыпки грунта за стенкой имеет заглубление фундамента h .

Определить активное и пассивное давление сыпучего грунта на подпорную стенку. Исходные данные приведены в табл. П1.10. Схема подпорной стенки представлена на рис. 12.1. При построении расчетной схемы и эпюр активного и пассивного давлений грунта на подпорную стенку следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб давлений 25 кПа в 1 см.

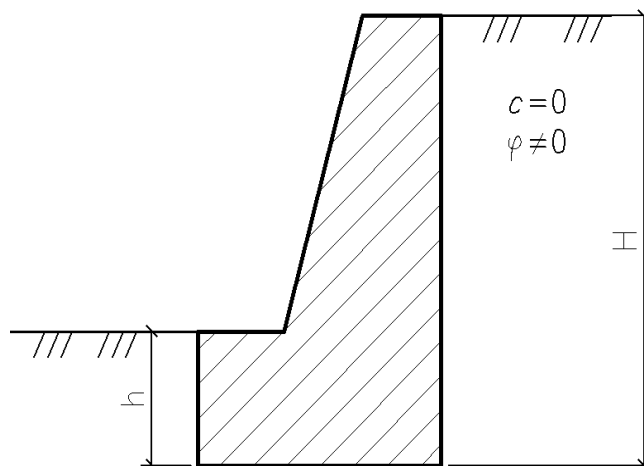


Рис.12.1. Схема подпорной стенки к задаче №12а

Указания к решению.

Общее выражение для определения давления сыпучих грунтов имеет следующий вид:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (12.1)$$

где z – расстояние точки от поверхности засыпки.

Максимальное активное давление грунта на вертикальную гладкую стенку при $z=H$:

$$\sigma_{a(H)} = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (12.2)$$

Эпюра распределения давления по граням стенки будет треугольной. Равнодействующая активного давления на подпорную стенку равна площади эпюры давления:

$$E_a = \sigma_{a(H)} \cdot \frac{H}{2}. \quad (12.3)$$

Максимальное пассивное давление грунта на заднюю грань вертикальной стены при $z=h$:

$$\sigma_{p(h)} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (12.4)$$

Равнодействующая пассивного давления:

$$E_p = \sigma_{p(h)} \cdot \frac{h}{2}. \quad (12.5)$$

Пример расчета.

Исходные данные:

- высота стенки $H=6$ м;
- высота заглубления стенки $h=1,5$ м;
- угол внутреннего трения грунта $\varphi=16^\circ$;
- удельный вес грунта $\gamma=22$ кН/м³.

Решение:

Активное давление грунта на подпорную стенку:

$$\sigma_{a(H)} = \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 22 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{16}{2}\right) = 75 \text{ кПа}.$$

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \sigma_{a(H)} \cdot \frac{H}{2} = 75 \cdot \frac{6}{2} = 225 \text{ кН/м}.$$

Пассивное давление грунта на подпорную стенку:

$$\sigma_{p(h)} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 22 \cdot 1,5 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{16}{2}\right) = 58,1 \text{ кПа}.$$

Равнодействующая пассивного давления:

$$E_p = \sigma_{p(h)} \cdot \frac{h}{2} = 58,1 \cdot \frac{1,5}{2} = 43,58 \text{ кН/м}.$$

По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рис. 12.2).

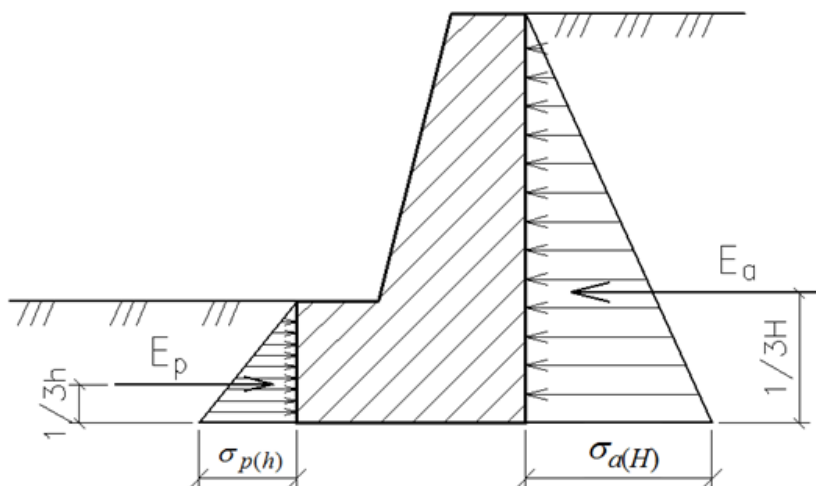


Рис.12.2. Расчетная схема подпорной стенки

12б. Определение давления на подпорную стенку от идеально сыпучего грунта с учетом пригруза на поверхности

Условия задачи.

Определить активное давление сыпучего грунта на подпорную стенку с учетом пригруза на поверхности. Исходные данные приведены в табл. П1.10. Схема к задаче представлена на рис. 12.3. При построении расчетной схемы и эпюры активного давления грунта на подпорную стенку следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб давлений 25 кПа в 1 см.

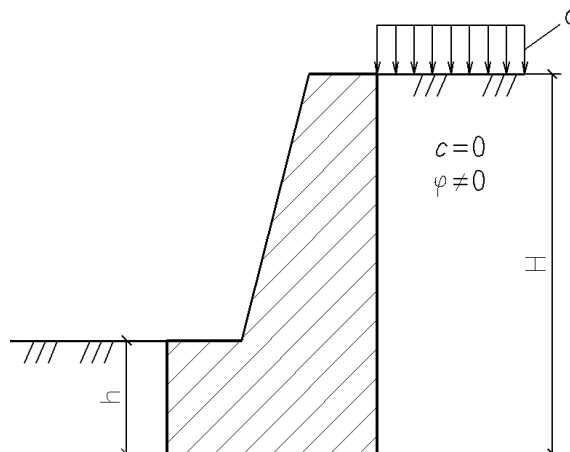


Рис.12.3. Схема подпорной стенки к задаче №12б

Указания к решению.

Действие сплошного равномерно распределенного пригруза в этом случае заменяется эквивалентным слоем грунта, высотой равной:

$$h_q = \frac{q}{\gamma}. \quad (12.6)$$

Активное давление на уровне верха подпорной стенки:

$$\sigma_{a(h_q)} = \gamma \cdot h_q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (12.7)$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

$$\sigma_{a(h_q+H)} = \gamma \cdot (h_q + H) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (12.8)$$

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{a(h_q)} + \sigma_{a(h_q+H)}}{2} \cdot H. \quad (12.9)$$

Пример расчета.

Исходные данные:

- интенсивность пригрузки на поверхности грунта $q = 50 \text{ кПа}$;
- геометрические параметры подпорной стены и грунта те же.

Решение:

Эквивалентная высота слоя грунта:

$$h_q = \frac{q}{\gamma} = \frac{50}{22} = 2,27 \text{ м.}$$

Активное давление на уровне верха подпорной стенки:

$$\sigma_{a(h_q)} = \gamma \cdot h_q \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 22 \cdot 2,27 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{16}{2}\right) = 28,36 \text{ кПа.}$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

$$\sigma_{a(h_q+H)} = \gamma \cdot (h_q + H) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 22 \cdot (2,27 + 6) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{16}{2}\right) = 103,3 \text{ кПа.}$$

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{a(h_q)} + \sigma_{a(h_q+H)}}{2} \cdot H = \frac{28,36 + 103,3}{2} \cdot 6 = 395,0 \text{ кН/м.}$$

По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рис. 12.4).

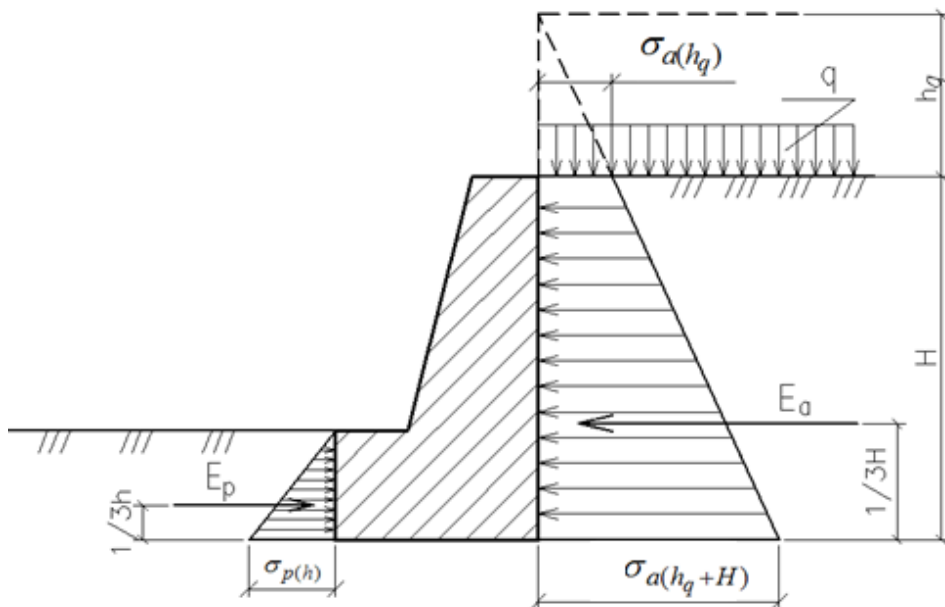


Рис.12.4. Расчетная схема подпорной стенки

12в. Определение давления на подпорную стенку от связного грунта

Условия задачи.

Определить активное и пассивное давление связного грунта на подпорную стенку. Исходные данные приведены в табл.П1.10. Схема к расчету представлена на рис.12.5. При построении расчетной схемы и эпюр активного и пассивного давлений грунта на подпорную стенку следует принимать масштаб расстояний 1:50, масштаб давлений 25 кПа в 1 см.

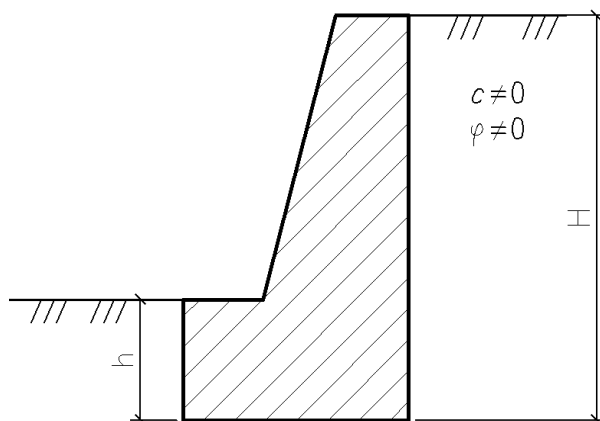


Рис.12.5. Схема подпорной стенки к задаче №12в

Указания к решению.

Действие сил сцепления заменяется всесторонним давлением связности:

$$p_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}. \quad (12.10)$$

Далее приводим давление связности по вертикали к эквивалентному слою грунта:

$$h' = \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi}. \quad (12.11)$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

$$\sigma_{a(H+h')} = \gamma \cdot (H + h') \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - p_e. \quad (12.12)$$

Подставляя значения и преобразовывая, получаем:

$$\begin{aligned} \sigma_{a(H+h')} &= \gamma \cdot \left(H + \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi} \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \\ &= \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \end{aligned} \quad (12.13)$$

На некоторой глубине суммарное давление будет равно нулю, из условия $\sigma_a = 0$ находим высоту h_c :

$$h_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (12.14)$$

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{a(H+h')} \cdot (H - h_c)}{2}. \quad (12.15)$$

Равнодействующая пассивного давления в связных грунтах будет равна:

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.16)$$

Пример расчета.

Исходные данные:

- угол внутреннего трения грунта $\varphi=21^\circ$;
- удельное сцепление грунта $c=18$ кПа;
- удельный вес грунта $\gamma=22$ кН/м³;
- геометрические параметры подпорной стены те же.

Решение:

Действие сил сцепления заменяем всесторонним давлением связности:

$$p_e = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{18}{0,384} = 46,88 \text{ кПа.}$$

Далее приводим вертикальное давление связности к эквивалентному слою грунта:

$$h' = \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi} = \frac{18}{22 \cdot 0,384} = 2,13 \text{ м.}$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

$$\begin{aligned} \sigma_{a(H+h')} &= \gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ &= 22 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{21}{2} \right) - 2 \cdot 18 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{21}{2} \right) = 38,0 \text{ кПа.} \end{aligned}$$

$$h_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{2 \cdot 18}{22 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{21}{2} \right)} = 2,37 \text{ м.}$$

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{a(H+h')} \cdot (H - h_c)}{2} = \frac{38 \cdot (6 - 2,37)}{2} = 68,97 \text{ кН/м.}$$

Равнодействующая пассивного давления:

$$\begin{aligned} E_p &= \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \\ &= \frac{22 \cdot 1,5^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{21}{2} \right) + 2 \cdot 18 \cdot 1,5 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{21}{2} \right) = 131,59 \text{ кН/м.} \end{aligned}$$

По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рис. 12.6).

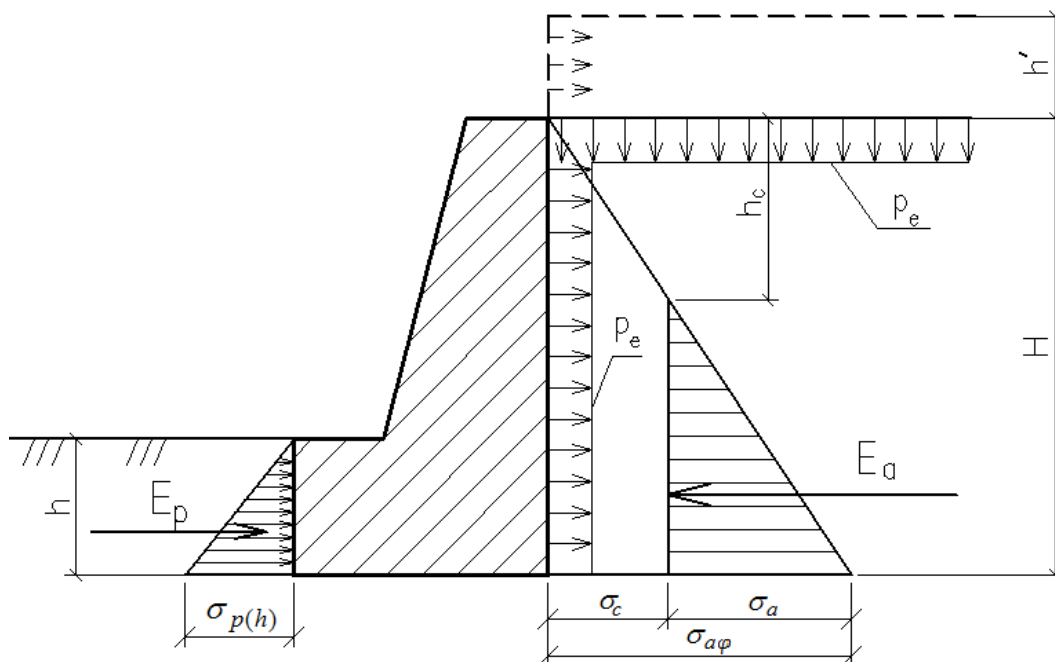


Рис. 12.6. Расчетная схема подпорной стенки

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

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. – 264с.
3. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты / Под ред. С.Б.Ухова. – М.: Высшая школа, 2005. - 528с.
4. Бартоломей А.А. Механика грунтов: Учебник. – М.: АСВ, 2003 - 304с.
5. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.
6. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Минрегион России. – М.:НИИОСП им. Н.М. Герсевичева, 2011. – 164с.
7. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1980. – 150с.
8. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Минрегион России. – М.:НИИОСП им. Н.М. Герсевичева, 2011. – 89с.
9. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Минрегион России. – М.:НИИОСП им. Н.М. Герсевичева, 2011. – 83с.
10. 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. – 97с.

Приложение 1
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

Таблица П1.2

Исходные данные для задачи №2

№ варианта	b_f , м	l_f , м	d , м	p , кПа	ИГЭ–1 (песок)					ИГЭ–2 (глина, $I_L < 0,25$)			h_w , м
					h_1 , м	γ_1 , кН/м ³	γ_{s1} , кН/м ³	W_1 , %	E_{01} , МПа	h_2 , м	γ_2 , кН/м ³	E_{02} , 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

Таблица П1.3

Исходные данные для задачи №3

№ вари- ри- анта	Размеры $l_f \times b_f$ подош- вы фунда- мента, м	d , м	p , МПа	ИГЭ – 1 (супесь)		ИГЭ – 2 (глина)	
				h_1 , м	E_1 , МПа	h_2 , м	E_2 , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8
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

Таблица П1.4

Исходные данные для задачи №4

№ вари- ри- анта	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	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
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

Таблица П1.5

Исходные данные для задачи №5

№ 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	

Таблица П1.6

Исходные данные для задачи №8

№ варианта	Высота грунтового откоса H , м	Заложение грунтового откоса t	Удельный вес грунта откоса и его осно- вания γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения грунта от- коса и его основания φ , град	Удельное сцепление грунта от- коса 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

Таблица П1.7

Исходные данные для задачи №9

№ 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

Таблица П1.8

Исходные данные для задачи №10

№ варианта	Глубина котлована H , м	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения грунта φ , град	Шаг распорок S , м
1	2	3	4	5
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

Таблица П1.9

Исходные данные для задачи №11

№ П/П	c_1 , м	d_1 , м	c_2 , м	d_2 , м	P_1 , кПа	P_2 , кПа	L , м	Расчетная вертикаль
1	1,90	2,50	2,30	3,30	280	310	2,80	M_1
2	2,30	3,30	2,40	4,00	240	350	3,30	M_2
3	2,60	2,90	2,50	3,50	320	290	3,50	M_3
4	2,10	2,60	2,40	5,00	340	380	3,00	M_2
5	1,90	2,50	2,80	6,00	290	330	2,80	M_3
6	2,20	2,20	2,40	3,00	260	360	3,00	M_2
7	1,90	1,90	2,60	2,90	280	320	3,20	M_1
8	2,10	2,50	2,40	4,00	310	410	3,40	M_2
9	1,90	2,70	2,50	3,50	320	340	3,20	M_3
10	2,40	5,00	2,40	6,00	380	320	4,00	M_1
11	2,00	2,60	2,20	3,50	300	350	2,70	M_3
12	2,20	3,50	2,30	4,20	250	360	2,80	M_1
13	2,50	3,00	2,50	3,60	350	300	3,20	M_2
14	2,00	2,50	2,50	4,80	360	400	3,10	M_1
15	2,10	2,60	2,70	5,00	320	380	3,45	M_3
16	2,30	2,40	2,30	3,60	280	390	3,00	M_2
17	2,00	2,00	2,50	3,00	300	350	3,10	M_3
18	2,20	2,60	2,50	4,20	330	430	3,30	M_2
19	2,00	2,80	2,40	3,80	340	380	3,00	M_1
20	2,20	4,80	2,50	5,50	320	340	4,10	M_2
21	2,20	4,80	2,40	3,80	240	380	2,9	M_3
22	2,30	2,40	2,70	5,00	260	330	3,1	M_1
23	2,00	2,00	2,40	3,80	310	340	2,7	M_2
24	2,50	3,00	2,30	4,20	280	340	3,2	M_1
25	2,00	2,60	2,30	3,60	350	400	2,8	M_2
26	1,90	2,70	2,40	4,00	220	300	2,5	M_2
27	2,20	2,20	2,40	3,80	300	390	3,0	M_1
28	2,30	3,30	2,50	3,50	330	380	3,4	M_3
29	1,90	2,50	2,40	3,00	340	390	2,9	M_2
30	2,10	2,50	2,40	4,00	220	380	2,6	M_3

Таблица П1.10

Исходные данные для задачи №12

№ п/п	H, м	h, м	Грунт сыпучий		Грунт связный			q, кПа
			φ , град	γ , кН/м ³	φ , град	γ , кН/м ³	c, кПа	
1	6,0	1,80	17	19,6	16	20,5	16	150
2	8,0	2,20	21	21,5	19	19,8	18	220
3	7,0	2,00	16	20,6	17	20,2	15	160
4	5,0	1,90	14	19,1	18	20,9	21	150
5	9,0	2,50	25	20,3	21	20,8	23	180
6	4,0	1,60	18	21,8	20	19,7	19	120
7	6,0	1,90	12	20,8	14	20,6	14	240
8	10,0	3,20	19	19,4	22	19,8	22	200
9	8,0	2,30	16	20,4	23	19,6	20	150
10	7,0	2,40	20	21,3	19	20,4	25	140
11	5,0	1,5	24	20,1	15	19,7	24	130
12	6,5	2,2	19	19,4	10	20,4	27	270
13	9,5	2,6	17	21,1	17	20,8	24	210
14	7,0	2,0	24	20,5	16	19,4	26	190
15	12,0	3,2	21	19,6	17	20,3	27	185
16	11,0	3,4	26	21,1	14	20,7	27	160
17	6,5	2,7	24	20,4	18	19,8	23	200
18	7,5	1,8	28	21,4	20	20,4	24	270
19	8,5	2,1	30	19,7	16	19,4	29	180
20	9,0	2,6	17	20,7	18	20,0	27	195
21	13,0	3,9	24	21,3	14	19,7	27	165
22	9,5	2,5	20	19,8	13	19,8	24	170
23	6,5	1,8	21	20,6	18	20,7	26	210
24	8,5	2,4	19	19,4	20	20,3	18	150
25	11,0	3,2	27	21,5	17	19,4	29	170
26	13,5	3,4	26	20,6	21	19,9	17	160
27	7,5	2,4	21	19,4	16	19,2	26	180
28	9,0	2,8	19	21,6	17	20,6	27	200
29	15,0	4,1	22	20,2	13	20,4	28	240
30	12,5	3,2	27	21,0	12	20,8	27	180

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.

Таблица П2.3

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

Таблица П2.4

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	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	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

Примечания:

1. Здесь l – длина фундамента, b – ширина (диаметр) фундамента.
2. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

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 ξ и η коэффициент k определяется по линейной интерполяции

Таблица П 2.8

**Предельные деформации основания фундаментов
объектов нового строительства**

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок ($\Delta s/L$) _и	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 одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	–	10
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также 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 которых не возникают усилия от неравномерных 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
Примечания			
1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов s_u^{\max} применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.).			
2. Значение предельной средней осадки \bar{s}_u основания фундаментов применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т.п.).			
3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3, принимают равными $0,5(\Delta s/L)$, а относительного выгиба - $0,25(\Delta s/L)$			
5. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается 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 $0,5d_f$

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, указанные в настоящей 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

Примечания: 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.

Таблица П2.11

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 располо- жения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек f_b , 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_b 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_{ω}

$\alpha = a/b$	Гравий и галька			Пески			Суглинки пластичные			Глины и суглинки мягкопластичные								
	глины и суглинки твердые и полутвердые			супеси твердые и пластичные			глины пластичные			$\nu_0 = 0,40$								
	$\nu_0 = 0,10$			$\nu_0 = 0,20$			$\nu_0 = 0,25$			$\nu_0 = 0,30$			$\nu_0 = 0,35$					
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_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$	A_{ω_0}	A_{ω_m}	$A_{\omega_{const}}$

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 3-20	3000	150	200	0,13	0,33	0,01	12,6
С 3,5-20	3500			0,15	0,38		14,1
С 4-20	4000			0,17	0,43		15,6
С 4,5-20	4500			0,19	0,48		17,0
С 5-20	5000			0,21	0,53		18,5
С 5,5-20	5500			0,23	0,58		19,9
С 6-20	6000			0,25	0,63		21,4
С 4,5-25	4500	260	250	0,29	0,73	0,03	18,4
С 5-25	5000			0,32	0,80		20,0
С 5,5-25	5500			0,35	0,88		21,6
С 6-25	6000			0,38	0,95		23,1
С 3-30	3000	250	300	0,28	0,70	0,05	15,2
С 3,5-30	3500			0,33	0,83		16,9
С 4-30	4000			0,37	0,93		18,5
С 4,5-30	4500			0,42	1,05		20,1
С 5-30	5000			0,46	1,15		21,8
С 5,5-30	5500			0,51	1,28		23,4
С 6-30	6000			0,55	1,38		25,0
С 7-30	7000			0,64	1,60		36,7
С 8-30	8000			0,73	1,83		41,1
С 9-30	9000			0,82	2,05		45,5
С 10-30	10000			0,91	2,28		50,5
С 11-30	11000			1,00	2,50		69,3
С 12-30	12000			1,09	2,73		74,9
С 8-35	8000	300	350	1,00	2,50	0,06	44,4
С 9-35	9000			1,12	2,80		48,9
С 10-35	10000			1,24	3,10		54,5
С 11-35	11000			1,37	3,43		73,5
С 12-35	12000			1,49	3,73		79,2
С 13-35	13000			1,61	4,03		105,6
С 14-35	14000			1,73	4,33		112,9
С 15-35	15000			1,86	4,65		146,0
С 16-35	16000			1,98	4,95		185,4
С 13-40	13000	350	400	2,10	5,25	0,08	111,3
С 14-40	14000			2,26	5,65		143,8
С 16-40	16000			2,58	6,45		193,3

Таблица П2.15

Характеристики трубчатых дизель-молотов

№№	Страна производитель	Марка	Масса ударной части, т	Полная масса молота, т	Высота падения ударной части, м	Количество ударов в минуту	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	Переменная величина	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	Нидерланды	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	Переменная величина	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	$0,4GH$

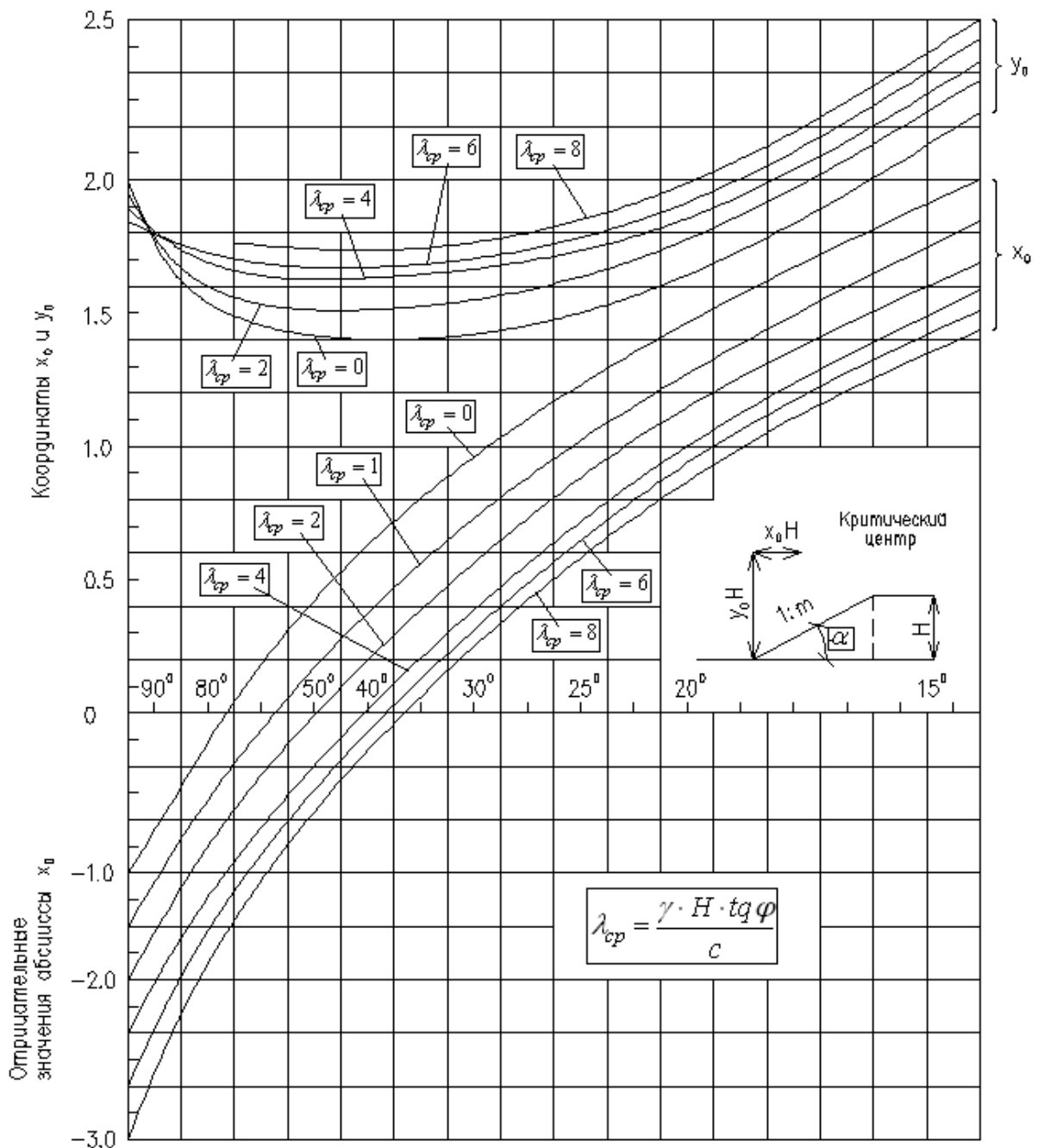


Рис. П2.1. График Янбу для определения координат x и y центра O , наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения с минимальным коэффициентом устойчивости K_y :

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}

Таблица П2.18 (начало)

Значения коэффициента k_c , определяемого в зависимости от отношения сторон
прямоугольной площади загрузки

z/b	Значения a/b										
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4	2,6	2,8	3
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2489	0,2490	0,2491	0,2491	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2439	0,2440	0,2441	0,2442	0,2442	0,2442
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329	0,2333	0,2335	0,2337	0,2338	0,2339
0,8	0,1999	0,2075	0,2120	0,2147	0,2165	0,2176	0,2183	0,2188	0,2192	0,2194	0,2196
1,0	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2012	0,2020	0,2026	0,2031	0,2034
1,2	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1836	0,1849	0,1858	0,1865	0,1870
1,4	0,1608	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0,1644	0,1667	0,1685	0,1696	0,1705	0,1712
1,6	0,1123	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1509	0,1530	0,1545	0,1557	0,1567
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1365	0,1389	0,1408	0,1423	0,1434
2,0	0,0840	0,0947	0,1034	0,1103	0,1158	0,1202	0,1236	0,1263	0,1284	0,1390	0,1314
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1084	0,1120	0,1149	0,1172	0,1191	0,1205
2,4	0,0642	0,0734	0,0813	0,0879	0,0934	0,0979	0,1016	0,1047	0,1071	0,1092	0,1108
2,6	0,0566	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0924	0,0955	0,0981	0,1003	0,1020
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,0761	0,0805	0,0842	0,0875	0,0900	0,0923	0,0942
3,0	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0680	0,0732	0,0769	0,0801	0,0828	0,0851	0,0870
3,2	0,0401	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0704	0,0735	0,0762	0,0786	0,0806
3,4	0,0361	0,0421	0,0477	0,0527	0,0571	0,0611	0,0646	0,0677	0,0704	0,0727	0,0747
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,0561	0,0594	0,0624	0,0651	0,0674	0,0694
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0439	0,0479	0,0516	0,0548	0,0577	0,0603	0,0626	0,0646
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0403	0,0441	0,0474	0,0507	0,0535	0,0560	0,0588	0,0603
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0407	0,0430	0,0469	0,0496	0,05214	0,0543	0,0563
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407	0,0436	0,0462	0,0485	0,0507	0,0527
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0405	0,0432	0,0453	0,0474	0,0493
4,8	0,0193	0,0229	0,0262	0,0294	0,0324	0,0352	0,0378	0,0402	0,0424	0,0444	0,0463
5,0	0,0179	0,0212	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328	0,0353	0,0376	0,0397	0,0417	0,0435
6,0	0,0127	0,0151	0,0174	0,0196	0,0218	0,0238	0,0257	0,0276	0,0293	0,0310	0,0325
7,0	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0195	0,0210	0,0224	0,0238	0,0251
8,0	0,0073	0,0087	0,0101	0,0114	0,0127	0,0140	0,0153	0,0165	0,0176	0,0187	0,0198
9,0	0,0058	0,0069	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0122	0,0132	0,0142	0,0152	0,0161
10,0	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0100	0,0109	0,0117	0,0125	0,0132

Таблица П2.18 (окончание)

z/b	Значения a/b										
	3,2	3,4	3,6	3,8	4	5	6	7	8	9	10
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2340	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,2037	0,2039	0,2040	0,2041	0,2042	0,2044	0,2045	0,2045	0,2046	0,2046	0,2046
1,2	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888	0,1888	0,1888	0,1888
1,4	0,1718	0,1722	0,1725	0,1728	0,1730	0,1735	0,1738	0,1739	0,1739	0,1739	0,1740
1,6	0,1574	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,0601	0,1602	0,1603	0,1604	0,1604
1,8	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1463	0,1474	0,0478	0,1480	0,1481	0,1482	0,1482
2,0	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1363	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373	0,1374
2,2	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1248	0,1264	0,1271	0,1274	0,1276	0,1277	0,1277
2,4	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1156	0,1175	0,1184	0,1188	0,1190	0,1191	0,1192
2,6	0,1035	0,1047	0,1058	0,1066	0,1073	0,1095	0,1106	0,1111	0,1113	0,1115	0,1116
2,8	0,0957	0,0970	0,0982	0,0991	0,0999	0,1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047	0,1048
3,0	0,0887	0,0901	0,0913	0,0923	0,0931	0,0959	0,0973	0,0980	0,0983	0,0986	0,0987
3,2	0,0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0,0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930	0,0933
3,4	0,0765	0,0780	0,0793	0,0804	0,0814	0,0847	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880	0,0882
3,6	0,0712	0,0728	0,0741	0,0753	0,0763	0,0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835	0,0837
3,8	0,0664	0,0680	0,0694	0,0706	0,0717	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794	0,0796
4,0	0,0620	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756	0,0758
4,2	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721	0,0724
4,4	0,0544	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0622	0,0676	0,0684	0,0689	0,0692
4,6	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659	0,0663
4,8	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0576	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631	0,0635
5,0	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610
6,0	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,0500	0,0506
7,0	0,0263	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,0421	0,0428
8,0	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359	0,0367
9,0	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310	0,0319
10,0	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0167	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270	0,0280

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Учебно-методическое пособие к практическим занятиям
для студентов очной формы обучения
по направлению 08.03.01 «Строительство»
по профилю подготовки «Промышленное и гражданское строительство»

Илизар Талгатович МИРСАЯПОВ

Рубис Раисович ХАСАНОВ

Даниль Ринафович САФИН

Редакционно-издательский отдел
Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Подписано в печать

Заказ №

Бумага тип №1

Печать офсетная

Тираж экз.

Формат 60×84/16

Усл.-печ.л.

Учетн.-изд.л.

Печатно-множительный отдел КГАСУ
420043, Казань, Зеленая, 1