МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Тульский государственный университет»

Институт Горного дела и строительства
Кафедра Городского строительства, архитектуры и дизайна

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к практическим занятиям
по дисциплине
Современные организационно-технологические решения возведения подземных и заглубленных сооружений

для студентов
основной профессиональной образовательной программы высшего образования – программы магистратура

по направлению подготовки
08.04.01 Строительство
профиль
Теория и практика организационно-технологических и экономических решений

Формы обучения: очная, заочная

Идентификационный номер образовательной программы: 080401-03-19

Тула 2019 год

Методические указания разработаны д-ром техн. наук, проф. Копыловым А.Б. и обсуждены на заседании кафедры Городского строительства, архитектуры и дизайна,

ЗАДАЧА №1.

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 при- родной влажности имеет физико-механические характеристики γ, φ, c.

Исходные данные приведены в таблице П1.6 приложения 1 настоя- щего пособия. Схема к задаче представлена на рис. 8.1.

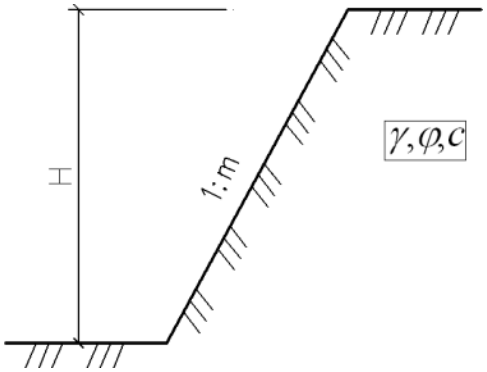


Рис. 1.1. Схема

Указания к решению.

В проектной практике решения подобных задач широко распростра- нен расчет устойчивости откосов по методу круглоцилиндрических по- верхностей скольжения.

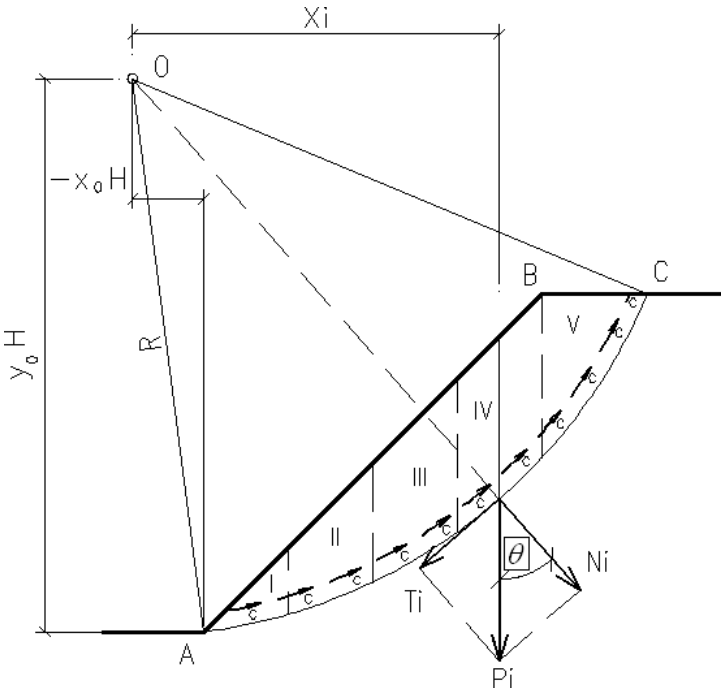


Рис. 1.2. Расчетная схема

За коэффициент устойчивости откоса K_y принимают отношение момента сил, удерживающих откос от сдвига $M_{уд}$, к моменту сил, стремящихся сдвинуть откос $M_{сдв}$:

$$K_y = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} N_i tg\varphi + cL\right)R}{\sum T_i R},$$

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 кругло-цилиндрической поверхности скольжения, для которой коэффициент устойчивости K_y получается минимальным, является график Янбу, 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:

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

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

Сдвигающий момент $M_{сдв}$ 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 М 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

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

где A_i – площадь i-го отсека.

Пример расчета.

Исходные данные:

- высота откоса H=12 м;
- заложение откоса m=2м;

- угол внутреннего трения грунта φ=20°;
- удельное сцепление грунта c=10 кПа;
- удельный вес грунта γ=18,4 кН/м^3.

Решение:

Определяем значение $\lambda_{cp} = \dfrac{\gamma P tg\varphi}{c} = \dfrac{18{,}4 \cdot 12 \cdot tg20^\circ}{10} = 8$

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

Для данных значений λ_{cp} = 8, α = 27° по графику Янбу (рис.П2.1 приложения 2) определяем относительные координаты x_0 и y_0 центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения *O*:

x_0= 0,45, y_0=1,8.

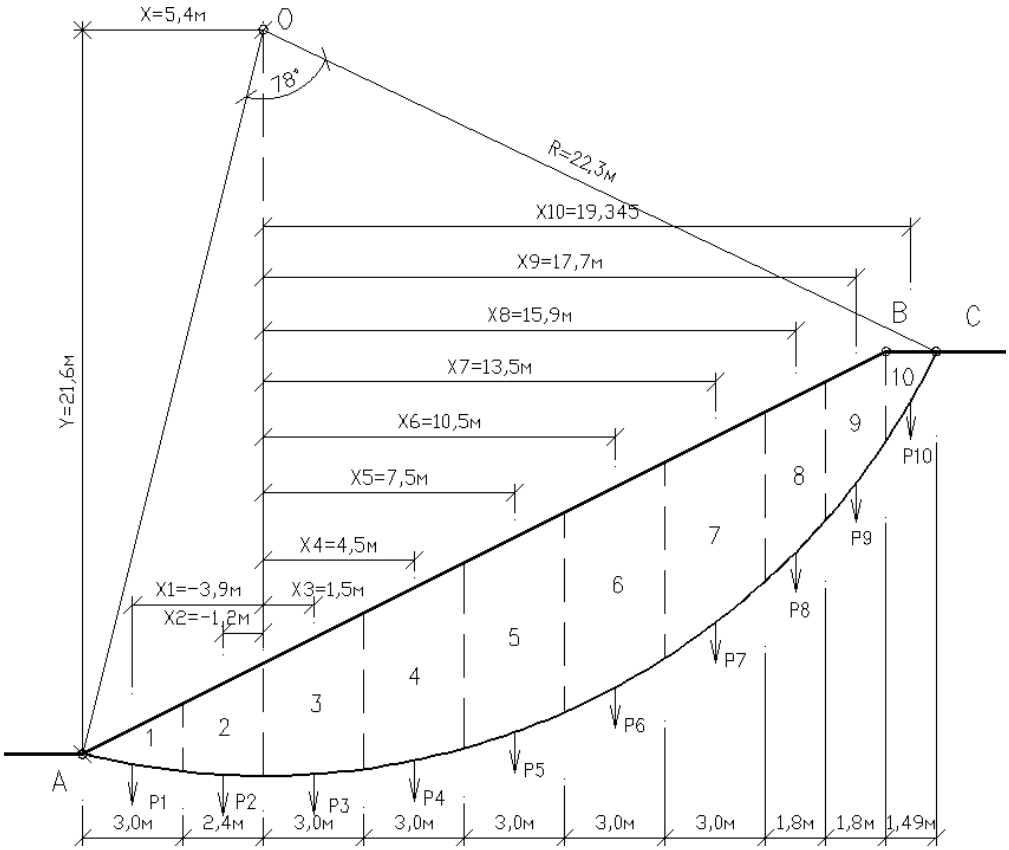


Рис.1.3. Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

Координаты центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения *O*:

$$x = x_0 \cdot H = 0{,}45 \cdot 12 = 5{,}4м,$$
$$y = y_0 \cdot H = 1{,}8 \cdot 12 = 21{,}6м.$$

Расчетная схема представлена на рис. 8.3. При этом длина дугискольжения *L*=30,3м, радиус дуги – *R*=22,3м.

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 идалее расчет ведем в табличной форме (табл. 8.1).

Таблица 8.1

№ отсека	Объем расчетного отсека V_i, м^3	Вес расчетного отсекаP_i, кН	X_i, м	$P_i X_i$	$K_y = \frac{\left(0{,}8\sum_{i=1}^{n} P_i tg\varphi + cL\right)R}{\sum_{i=1}^{n} P_i X_i}$
1	3,1	57,04	-3,9	-222,5	1,18
2	6,5	119,6	-1,2	-143,5	
3	12,2	224,5	1,5	336,8	
4	15,3	281,5	4,5	1266,8	
5	17,3	318,3	7,5	2387,3	
6	17,9	329,4	10,5	3458,7	
7	16,5	303,6	13,5	4098,6	
8	8,3	152,7	15,9	2427,9	
9	6,1	112,2	17,7	1985,9	
10	2,1	38,6	19,35	746,9	
Σ		1937,4		16342,9	

Вывод. Так как коэффициент устойчивости откоса K_y=1,18 < 1,2, грунтовый откос является неустойчивым.

ЗАДАЧА №2.

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 нарис. 9.1.

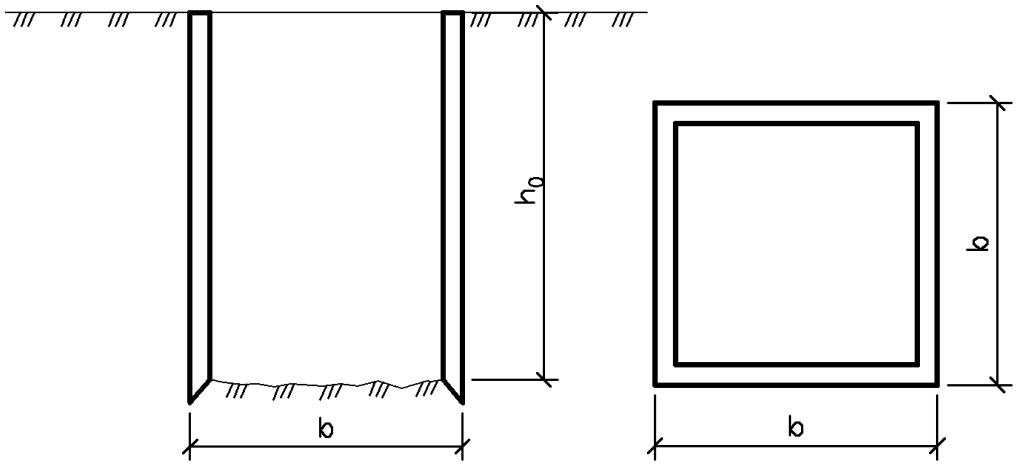


Рис. 2.1. Схема к задаче №9

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 γ = 18,6 кН/м^3;
- угол внутреннего трения грунта φ = 30°;
- класс бетона стен колодца В15.

Решение:

Определяем максимальное значение активного давления грунта науровне ножевой части колодца (рис. 2.2)

$$\sigma_a^{\max} = h_0\,\gamma\,tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 15\cdot 18{,}6\cdot 0.577^2 = 93 \text{ кПа}$$

Изгибающие моменты в угловых (опорных) зонах стен колодца приэтом составят

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

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца

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

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

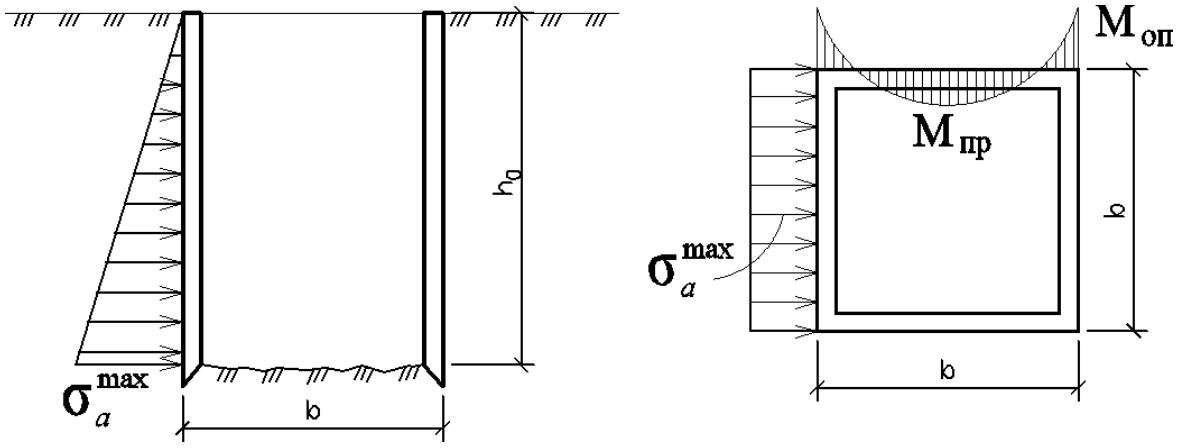


Рис. 2.2. Схема к расчету активного давления на стенки колодца и изгибающих моментов

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}= 0,75мПа = 750кПа – расчетное сопротивление бетона растяжению.

Т.к. момент сопротивления стенки определяется как $W = \frac{b\delta^2}{6}$, то требуемая толщина стенки для восприятия изгибающего момента, возникающего в угловой зоне стенки колодца, составит $\delta_{оп} = \sqrt{\frac{6 \cdot 930}{750}} = 3{,}12$ м, а в пролете стенки колодца – $\delta_{пр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 465}{750}} = 2{,}21$ м.

Принимаем большее из двух полученных значений, округлив егократно 5 см, т.е. δ = 3,15 м.

Определяем расход бетона на стенки опускного колодца при принятой толщине стенки

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

Для уменьшения толщины стенки, следовательно, и расхода бетонана 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 <u>введения внутренних стенок</u>. Предварительно примем толщину внутренней стенки $\delta_{вн}$ = 1,0 м.

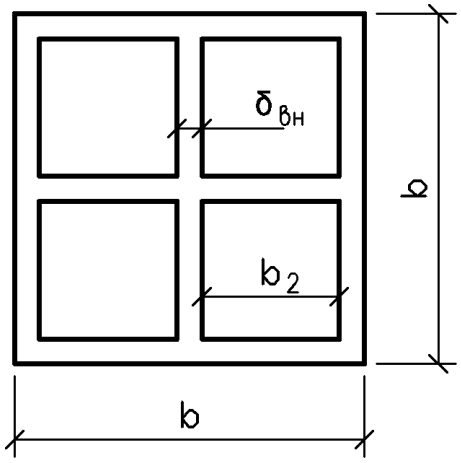


Рис. 2.3. Сечение опускного колодца после введения внутренних стенок

Тогда с погрешностью, идущей в запас прочности, можно принять, что пролет стенок колодца уменьшается вдвое и расчетный пролет ячеек составит

$b/2 = 10/2 = 5$м.

Изгибающие моменты в угловых (опорных) зонах стен колодца приэтом составят

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

Изгибающий момент в середине пролета стенки колодца

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

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 – $\delta_{np} = \sqrt{\frac{6 \cdot 116{,}3}{750}} = 0{,}964$ м

Принимаем большее из двух полученных значений, округлив егократно 5 см, т.е. δ = 1,4 м.

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

Расход бетона при введении внутренних стен толщиной 1 м

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

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, кН/м^3;

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

u – наружный периметр поперечного сечения стенки колодца;

E_a – равнодействующая активного давления грунта;

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

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

Проверяем колодец на погружение по условию

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

Условие выполняется, погружение колодца под собственным весом обеспечено.

Б) Рассмотрим вариант изменения формы в плане. Принимаем круглую форму колодца (рис 2.4).

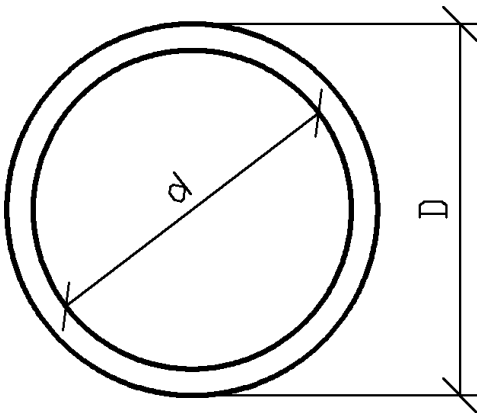


Рис. 2.4. Поперечное сечение круглого в плане колодца

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

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

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/м^3;

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

u – наружный периметр поперечного сечения стенки колодца

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

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 $\delta=0{,}8$ м.

При этом вес колодца

$$G = h_0 \frac{\pi\left(D^2 - d^2\right)}{4}\gamma_n = 15\frac{\left(10^2 - 8{,}4^2\right)}{4}24 = 8323{,}5 \text{ кН}$$

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 $\delta = 0{,}8$м

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

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

ЗАДАЧА №3.

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.

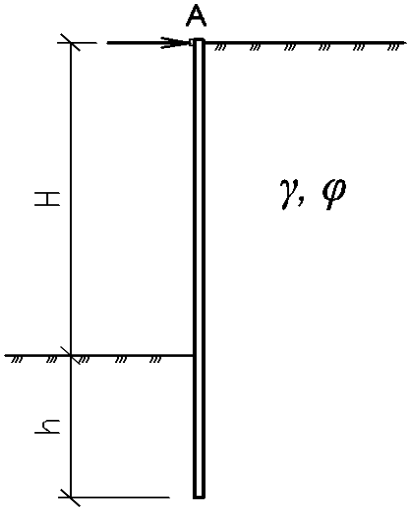


Рис.3.1. Схема к задаче №3

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 свободностоящих 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:

$\sum M_A = 0 \rightarrow E_a \cdot r_a = E_p \cdot r_p.$ (3.1)

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

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma (H+h)^2 tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ кН} \quad (3.2)$$

$$r_a = \frac{2}{3}(H+h) \quad (3.3)$$

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

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma\, h^2 tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \text{ кН} \quad (3.4)$$

$$r_p = H + \frac{2}{3}h \text{ м} \quad (3.5)$$

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

$$\frac{(H+h)^2}{\left(H+\frac{2}{3}h\right)h^2} = \frac{3}{2}\frac{tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}{g^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = k \quad (3.6)$$

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

$\sum X = 0 \quad \rightarrow \quad E_p + N_a - E_a = 0 \quad \rightarrow N_a = E_a - E_p$ (3.7)

Пример расчета.

Исходные данные:

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

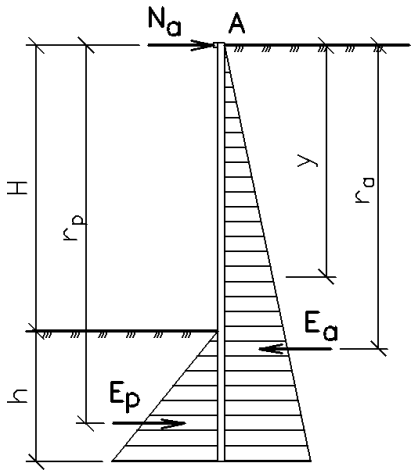


Рис. 10.2. Расчетная схема шпунтового ограждения

<u>*Решение:*</u>

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.

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

Задаемся h = 1,2 м. Тогда

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

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

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

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

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

$\sum X = 0 \rightarrow E_p + N_a - E_a = 0 \rightarrow N_a = E_a - E_p$;

$N_a = E_a - E_p = 53 - 39 = 14$ кН/м.

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

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

Тогда сечение распорки определим по формуле:

$$A_{расп} = \frac{N_{a,расп}}{R_{сж}} = \frac{56}{1000} = 0{,}0056\ м^2 = 56 см^2$$

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 $Q = 0$:

$$Q = N_a - \frac{y^2}{2}\gamma\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0$$

Отсюда:

$$y = \sqrt{\frac{2N_a}{\gamma\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}} = \sqrt{\frac{2\cdot 14}{18\cdot 0{,}577^2}} = 2{,}16\ \text{м}$$

Тогда максимальный изгибающий момент относительно этого сечения определяется по формуле:

$$M_{\max} N_a y - \frac{1}{3} y \frac{y^2}{2}\gamma\, tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 14\cdot 2{,}16 - \frac{2{,}16^3}{6} 18\cdot 0{,}577^2 = 20\ \text{кНм}$$

Требуемый момент сопротивления сечения деревянной шпунтовойстенки:

$$W_{тр} = \frac{M_{\max}}{R_{изг}} = \frac{20}{20000} = 0{,}001 м^3 = 1000 см^3\ \text{см}^3$$

Поскольку $W = \frac{b\delta^2}{6}$ и $\delta \geq \delta_{тр}$, то толщину шпунтовой стенки деляем по формуле:

$$\delta_{тр} = \sqrt{\frac{W_{тр} 6}{b}} = \sqrt{\frac{1000\cdot 6}{100}} = 7{,}75\ \text{см},$$

где b = 1 п.м. – ширина стенки.

Полученное значение округляем в большую сторону и окончательно принимаем толщину стенки δ = 8 см.

ЗАДАЧА №4.

Определение напряжений в массиве грунтаметодом 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 однуиз 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 расстоянии 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. 4.1.

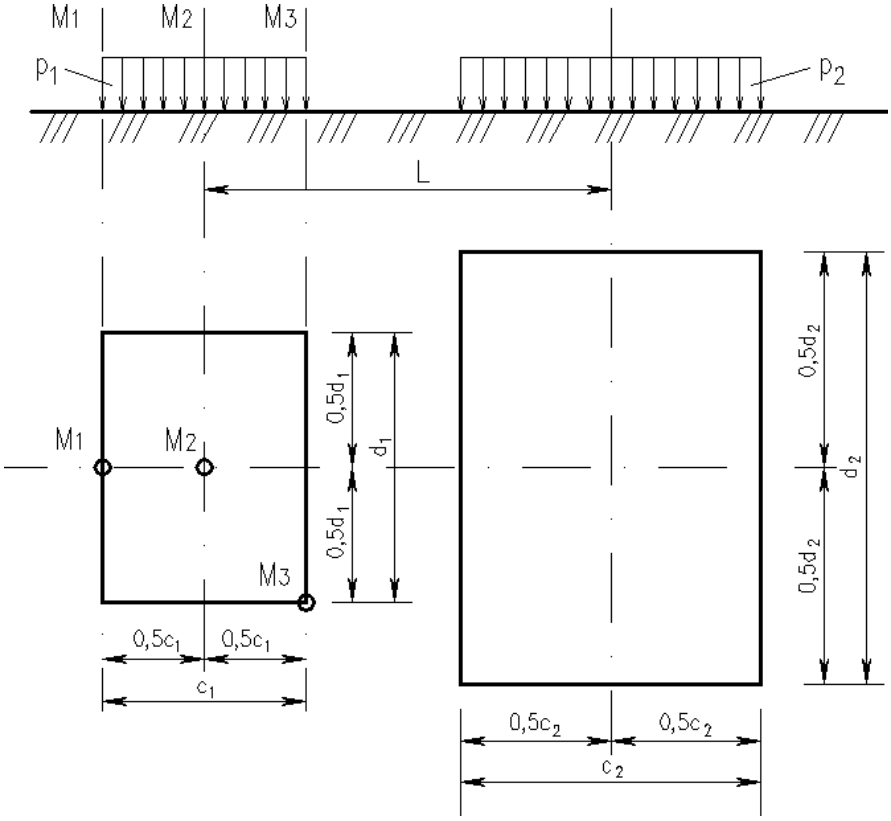


Рис.4.1. Схема к задаче

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:

$$\sigma_{zc} = k_c p$$

k_C – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения сторон прямоугольной площади загружения 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.

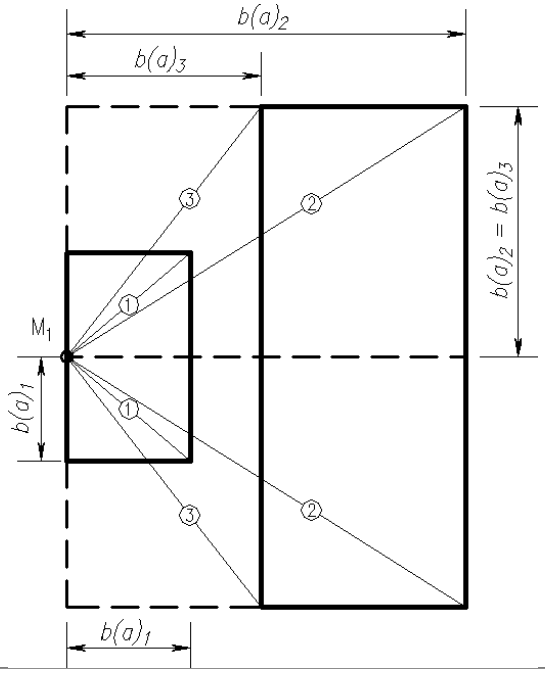


Рис.4.2. Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_1

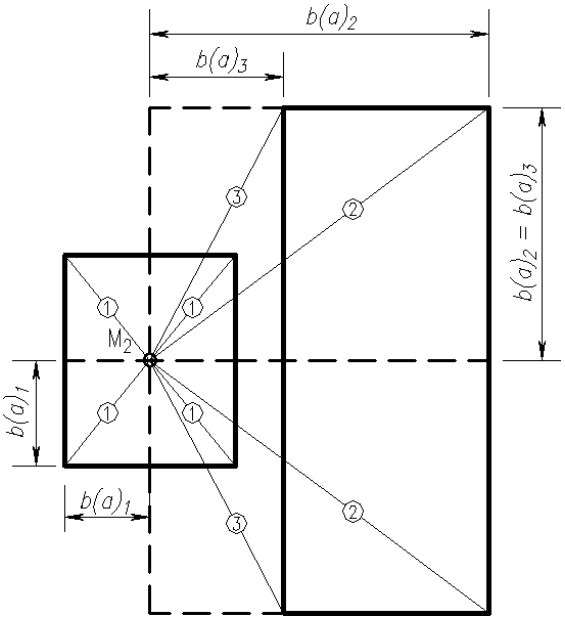


Рис.4.3. Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_2

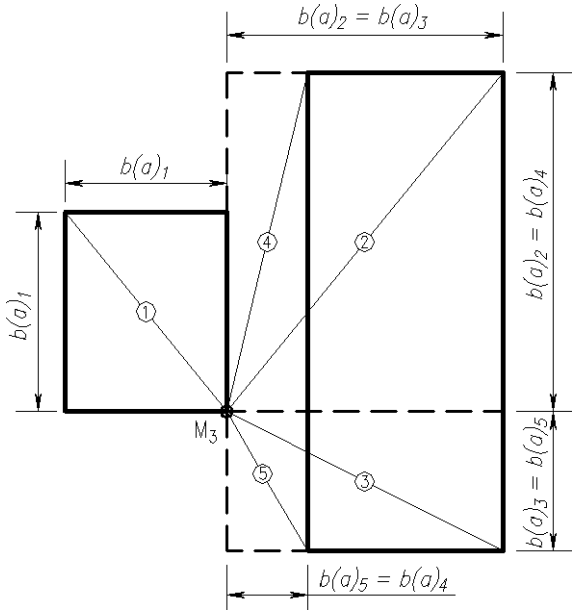


Рис.4.4. Пример разбивки прямоугольников для вертикали M_3

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:

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

Пример расчета.

Исходные данные:

– $c_1 = 1{,}9$м, $d_1 = 2{,}5$м, $p_1 = 290$кПа,

– $c_2 = 2{,}8$м, $d_2 = 6{,}0$м, $p_2 = 330$кПа,

– $L = 2{,}8$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. $a_1 = 2{,}5м$,	$b_1 = 1{,}9м$,	$p_1 = 290кПа$.
2. $a_2 = 4{,}25м$,	$b_2 = 3{,}25м$,	$p_2 = 330кПа$.
3. $a_3 = 3{,}25м$,	$b_3 = 1{,}75м$,	$p_2 = 330кПа$.
4. $a_4 = 4{,}25м$,	$b_4 = 0{,}45м$,	$p_2 = 330кПа$.
5. $a_5 = 1{,}75м$,	$b_5 = 0{,}45м$,	$p_2 = 330кПа$

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.

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

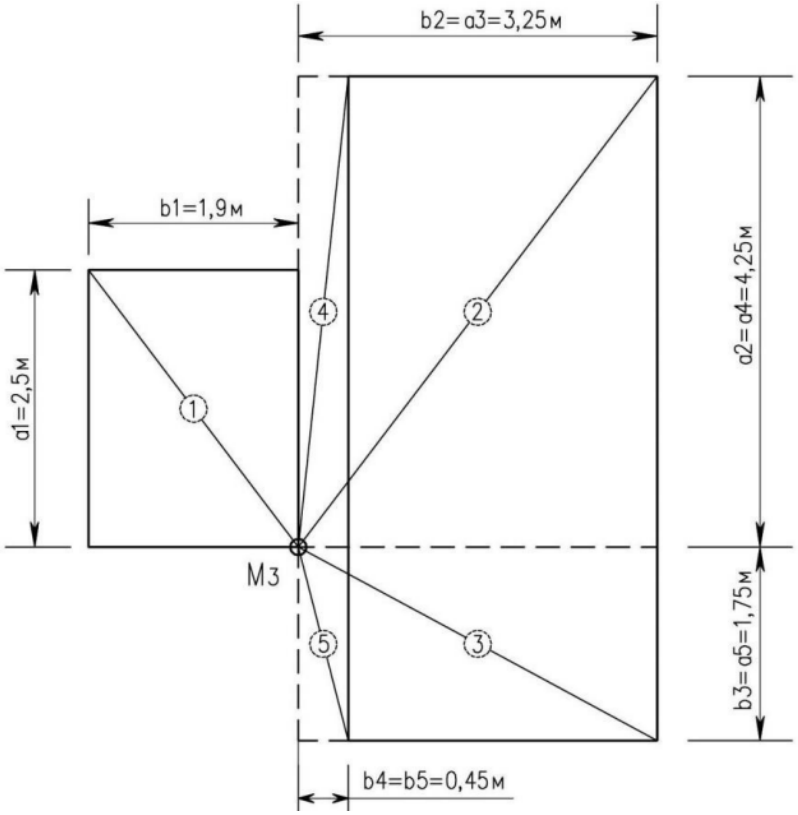


Рис.4.5. Разбивка на отдельные прямоугольники

Для удобства расчетов вычисления ведем в табличной форме (табл. 4.1 –4.4).

Таблица 4.1

Напряжения в точке №1

№ № прямоугольников	z_i,м	a_i ,м	b_i , м	p_i , кПа	a_i/b_i	z_i/b_i	k_{ci}	$k_{ci} \cdot p_i$,кПа
1 (+)	1,0	2,5	1,9	290	1,32	0,53	0,2352	68,2
2 (+)		4,25	3,25	330	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
$\sigma_{zc,1} = 68,2 + 81,1 + 76,6 - 42,2 - 41,3 = 142$кПа								

Таблица 4.2

Напряжения в точке №2

№ № прямоугольников	z_i,м	a_i ,м	b_i , м	p_i , кПа	a_i/b_i	z_i/b_i	k_{ci}	$\sigma_{zc,i}$, кПа
1 «+»	2,0	2,5	1,9	290	1,32	1,06	0,1782	51,7
2 «+»		4,25	3,25	330	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
$\sigma_{zc,2} = 51,7 + 75,4 + 65,4 - 22,8 - 19,7 = 150$кПа								

Таблица 4.3

Напряжения в точке №3

№ № прямоугольников	z_i,м	a_i,м	b_i, м	p_i, кПа	$a_i b_i$	$z_i b_i$	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
$\sigma_{zc,3} = 27,1 + 54,6 + 33,3 - 10,4 - 6,6 = 98$ кПа								

Таблица 4.4

Напряжения в точке №4

№ № прямоугольников	z_i,м	a_i,м	b_i, м	p_i, кПа	$a_i b_i$	$z_i b_i$	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
$\sigma_{zc,4} = 14,7 + 33,4 + 18,8 - 5,1 - 2,8 = 59$кПа								

По полученным значениям напряжений строим эпюру распределения напряжений σ_{zc} (рис. 4.6).

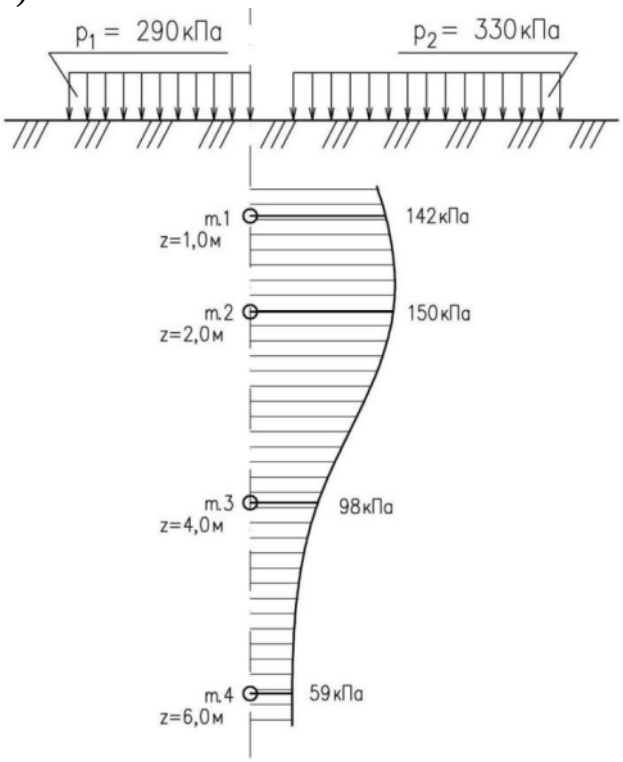


Рис.4.6. Эпюра распределения напряжений

ЗАДАЧА №5.

Определение давления грунтана подпорную стенку

5а. 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. 5.1. 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.

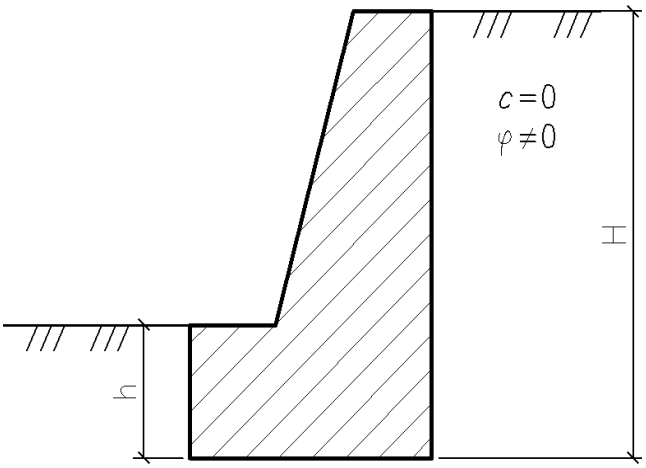


Рис.5.1. Схема подпорной стенки к задаче №5а

Указания к решению.

Общее выражение для определения давления сыпучих грунтов имеет следующий вид:

$$\sigma_a = \gamma\, z\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (5.1)$$

где z – расстояние точки от поверхности засыпки.

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

$$\sigma_{a(H)} = \gamma\, H\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (5.2)$$

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

$$E_a = \sigma_{a(H)} \frac{H}{2} \qquad (5.3)$$

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

$$\sigma_{p(h)} = \gamma\, h tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{5.4}$$

Равнодействующая пассивного давления:

$$E_p = \sigma_{p(h)} \frac{h}{2} \tag{5.5}$$

Пример расчета.

Исходные данные:

- высота стенки H=6 м;
- высота заглубления стенки h=1,5 м;
- угол внутреннего трения грунта φ=16°;
- удельный вес грунта γ=22 кН/м^3.

Решение:

Активное давление грунта на подпорную стенку:

$$\sigma_a = \gamma\, z tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 22 \cdot 6 \cdot tg^2\left(45^\circ - \frac{16}{2}\right) = 75 \text{ кПа}$$

Равнодействующая активного давления:

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

Пассивное давление грунта на подпорную стенку:

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

Равнодействующая пассивного давления:

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

По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рис. 5.2).

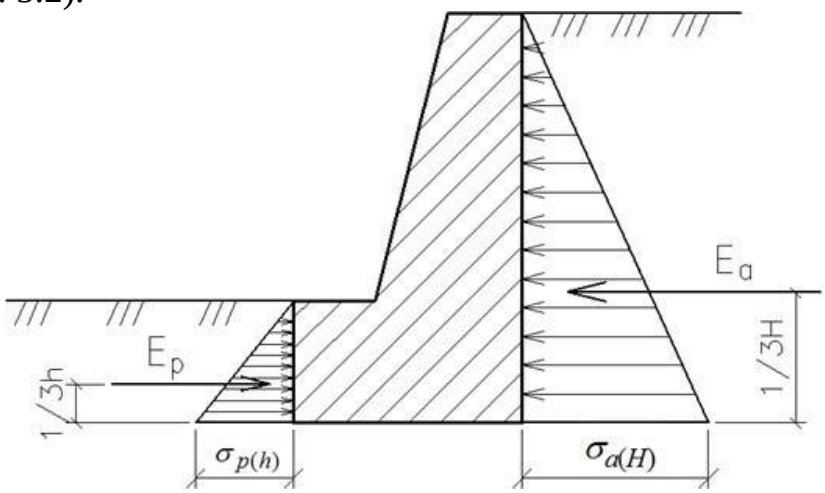


Рис.5.2. Расчетная схема подпорной стенки

5б. 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.

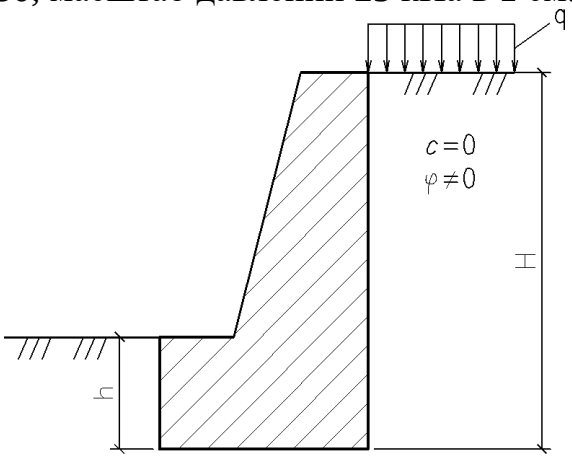


Рис.5.3. Схема подпорной стенки к задаче № 5*б*

Указания к решению.

Действие сплошного равномерно распределенного пригруза в этом случае заменяется эквивалентной высотой слоя грунта, равной:

$$h_q = \frac{q}{\gamma}$$

Активное давление на уровне верха подпорной стенки:

$$\sigma_{a(h_q)} = \gamma\, h_q\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

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

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{a(h_q)} + \sigma_{a(h_q+H)}}{2} H$$

Пример расчета.

Исходные данные:

- интенсивность пригрузки на поверхности грунта $q = 50$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:

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

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

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

Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{\sigma_{a(h_q)} + \sigma_{a(h_q+H)}}{2} H = \frac{28{,}36 + 10{,}33}{2} = 395{,}0 \text{ кПа}$$

По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рис. 5.4).

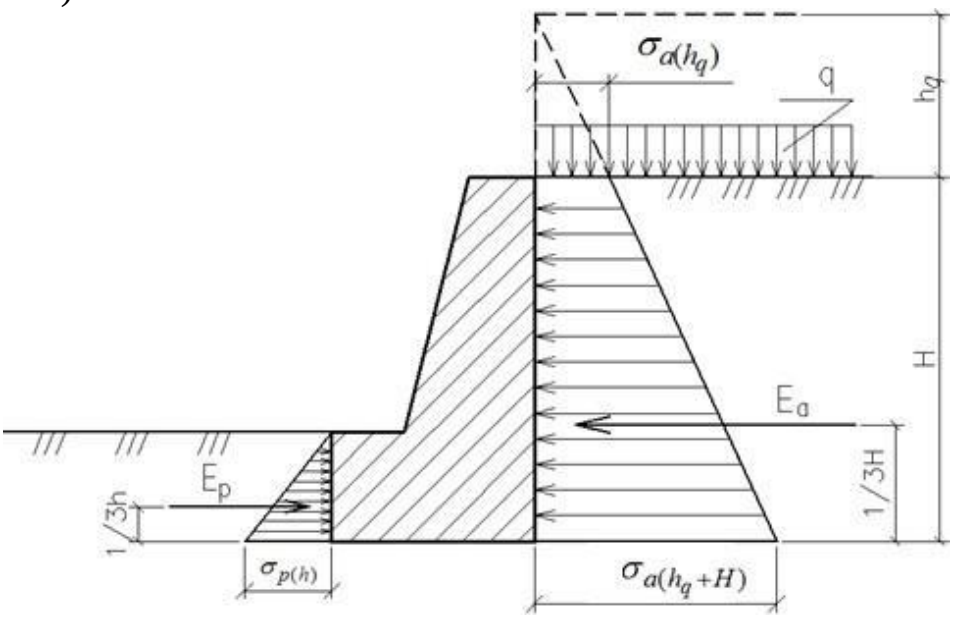


Рис.5.4. Расчетная схема подпорной стенки

12в. Определение давления на подпорную стенкуот 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.

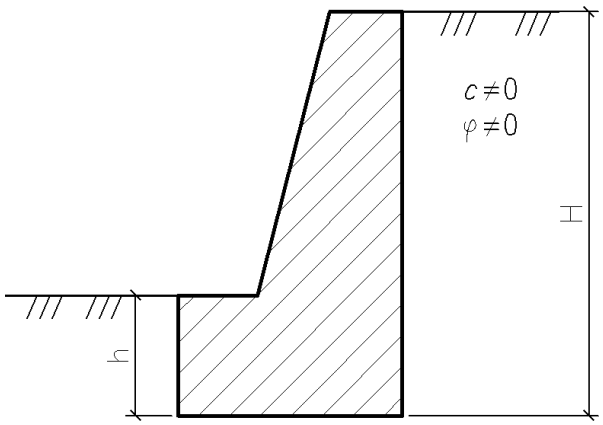


Рис.5.5. Схема подпорной стенки к задаче №5в

Указания к решению.

Действие сил сцепления заменяется всесторонним давлением связности:

$$p_e = \frac{c}{tg\varphi}$$

Далее приводим давление связности по вертикали к эквивалентномуслою грунта:

$$h' = \frac{c}{\gamma\, tg\varphi}$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

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

Подставляя значения и преобразовывая, получаем:

$$\sigma_{a(H+h')} = \gamma\left(H + \frac{c}{\gamma\, tg\varphi}\right) tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{c}{tg\varphi} = \gamma\, H\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\, tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

$$h = \frac{2c}{\gamma\, tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Равнодействующая активного давления:

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

Равнодействующая пассивного давления в связных грунта будет равна:

$$E_p = \frac{\gamma\, h^2}{2}\, tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\, h\, tg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Пример расчета.

Исходные данные:

- угол внутреннего трения грунта φ=21°;

- удельное сцепление грунта c=18 кПа;
- удельный вес грунта γ=22 кН/м^3;
- геометрические параметры подпорной стены те же.

Решение:

Действие сил сцепления заменяем всесторонним давлением связности

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

Далее приводим вертикальное давление связности к эквивалентномуслою грунта:

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

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

$$\sigma_{a(H+h')} = \gamma\, H\, tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\, tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 22 \cdot 6 \cdot tg^2\left(45^\circ - \frac{21}{2}\right) - 2 \cdot 18 tg\left(45^\circ - \frac{21}{2}\right) = 38{,}0 \text{ кПа}$$

Равнодействующая активного давления:

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

Равнодействующая пассивного давления:

$$E_p = \frac{\gamma\, h^2}{2}\, tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c\, h\, tg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= \frac{22 \cdot 1{,}5^2}{2} tg^2\left(45^\circ + \frac{21}{2}\right) + 2 \cdot 18 tg\left(45^\circ + \frac{21}{2}\right) = 131{,}59 \text{ кПа}$$

По полученным данным строим расчетную схему и эпюру напряжений (рис. 5.6).

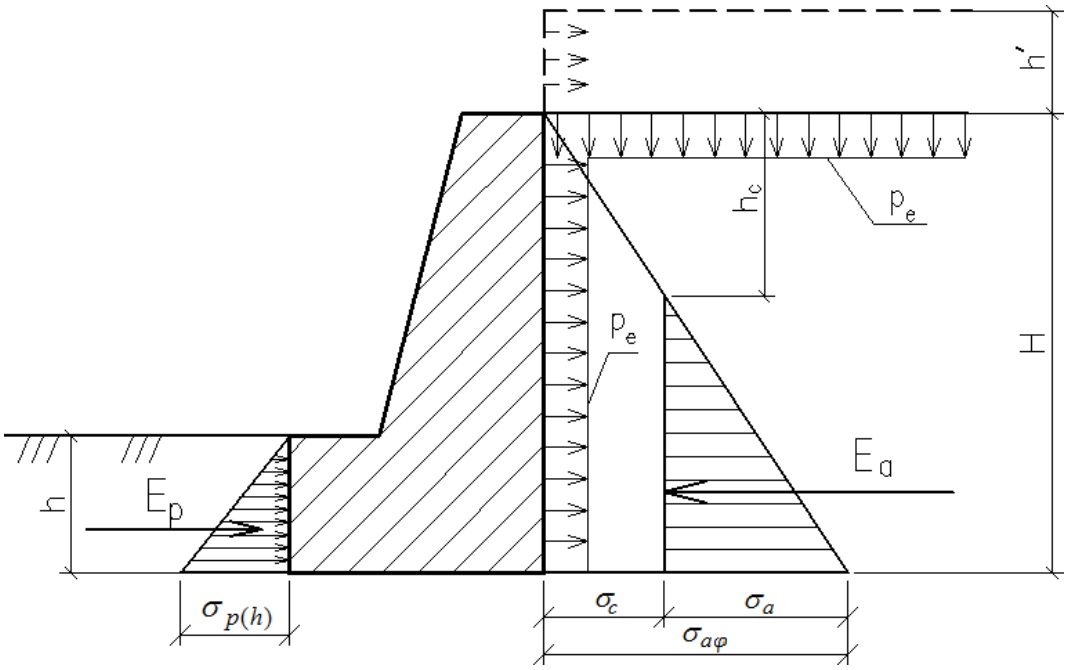


Рис.5.6. Расчетная схема подпорной стенки

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-Мартиросян 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. Герсеванова, 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. Герсеванова, 2011. – 89с.
9. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Минрегион России. – М.:НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 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

Исходные данные для задачи №1

Таблица П1.1

№ варианта	Высота грунтового откоса H, м	Заложение грунтового откоса m	Удельныйвес грунтаоткоса и его основания γ ,кН/м^3	Угол внутреннего трения грунта откоса и его основания φ , град	Удельное сцепление грунта откоса и его основания,c , кПа
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
1	9,0	0,7	19,6	20	19
2	13,0	1,8	21,0	19	22
3	15,0	0,9	19,8	17	17
4	14,0	1,2	21,0	20	20
5	10,0	0,8	20,0	16	55
6	11,0	1,3	20,5	15	45
7	15,0	1,9	19,9	19	49
8	7,0	1,0	19,5	18	18
9	12,0	1,7	20,0	22	20
10	6,0	2,0	19,5	21	23
11	8,0	1,1	20,5	16	16
12	11,0	1,4	19,8	19	18
13	14,5	1,6	20,2	17	15
14	11,5	0,7	20,9	18	21
15	10,5	1,5	20,8	21	23

Таблица П1.2

Исходные данные для задачи №2

№ варианта	Ширинаколодцаb, м	Глубина опусканияh_0, м	Удельный весгрунта γ, кН/м^3	Угол внутреннего трения грунта φ, град
1	*2*	*3*	*4*	*5*
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

Таблица П1.3

Исходные данные для задачи №3

№ варианта	Глубина котлованаH, м	Удельныйвес грунтаγ, 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

Таблица П1.4

Исходные данные для задачи №4

№ 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

Таблица П1.5

Исходные данные для задачи №5

№ 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

Справочные таблицы

Приложение 2

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.

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}
Таблица П2.2

Виды грунтов	Коэффициент $\gamma c1$	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 $J_L \le 0,25$	1,25	1,0	1,1	1,0
То же, при $0,25 < J_L \le 0,5$	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 поинтерполяции.

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 послойногосуммирования

$\xi=2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон равным $\eta=l/b$						ленточных ($\eta>10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,128	0,150	0,185	0,518	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122

10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

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 $\xi=2H/b$	Коэффициент k_c	Относительная толщина слоя $\xi=2H/b$	Коэффициент k_c
$0<\xi\leq0,5$	1,5	$2<\xi\leq3$	1,2
$0,5<\xi\leq1$	1,4	$3<\xi\leq5$	1,1
$1<\xi\leq2$	1,3	$\xi>5$	1,0

Таблица П2.6

Значение коэффициента k_m при ширине фундамента b, м		
$b<10$	$10\leq b\leq15$	$b>15$
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 $\eta=l/b\geq10$
		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 фундаментовобъектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Максимальная s^{max} или средняя s_u осадка, см
1	*2*	*3*	*4*
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			–
железобетонным	0,002	–	10
то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, атакже 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 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, плитносвайные фундаменты и т.п.).

3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3, принимают равными $0.5(As/L)$,, . а относительного выгиба $0,25(\Delta s/L)_u$

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 П2.9Глубина 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 зависитот d_f	Не зависитот 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 П2.10Коэффициент 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	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

подпольем					

Примечания: 1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся кфундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента a_f < 0,5 м; если a_f ≥ 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 определяютинтерполяцией.

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 принимаютс округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Таблица П2.11

Расчетное сопротивление R

Глубина погружения нижнего концасваи, 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	6600 / 4000	3000	3100 / 4000	2000 / 1200	1100	600
4	8300	6800 / 5100	3800	3200 / 2500	2100 / 1600	1250	700
5	8800	7000 / 6200	4000	3400 / 2800	2200 / 2000	1300	80
7	9700	7300 / 6900	4300	3700 / 3300	2400 / 2200	1400	850
10	10 500	7700 / 7300	5000	4000 / 3500	2600 / 2400	1500	900
15	11 700	8200 / 7500	5600	4400 / 4000	2900	1650	1000
20	12 600	8500	6200	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.

Таблица П2.12

Расчетное сопротивление f

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

Примечания: 1. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

2. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице при любых значениях показателя текучести.

Таблица П2.13

Значение коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$

$\alpha=a/b$	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Глины и суглинки мягкопластичные		
	глины и суглинки твердые и полутвердые						супеси твердые и пластичные						глины пластичные					
	ν_0= 0,10			ν_0= 0,20			ν_0= 0,25			ν_0= 0,30			ν_0= 0,35			ν_0= 0,40		
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
10 и более	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
Коэффициент	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$

Таблица П2.14Маркировка 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 сваи	острия	
	L	*l*	*b*				
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 П2.15Характеристики 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	С-859А	1,8	3,5	3,0	42	31,4
2		С-949А	2,5	5,8	3,0	42	42,7
3		С-954А	3,5	7,3	3,0	42	59
4		С-977А	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	С-995	1,25	2,6	2,8	43…55	19,0
11		С-1047	2,5	5,6	2,8	43…55	43,0
12		С-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	КВ-42	4,2	10,2	Переменная величина	45…60	110
15		КВ-60	6,0	15,0		35…60	160
16		КВ-80	8,0	20,5		35…60	220
17		К-150	15,0	36,5		39…60	396
18	Япония	МН-35	3,5	7,75	То же	42…60	105
19		МН-45В	4,5	10,7		42…60	135
20		МН-72В	7,2	19,9		42…60	216

Таблица П2.16

Тип молота	Коэффициент *К*, 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	$0{,}4GH$

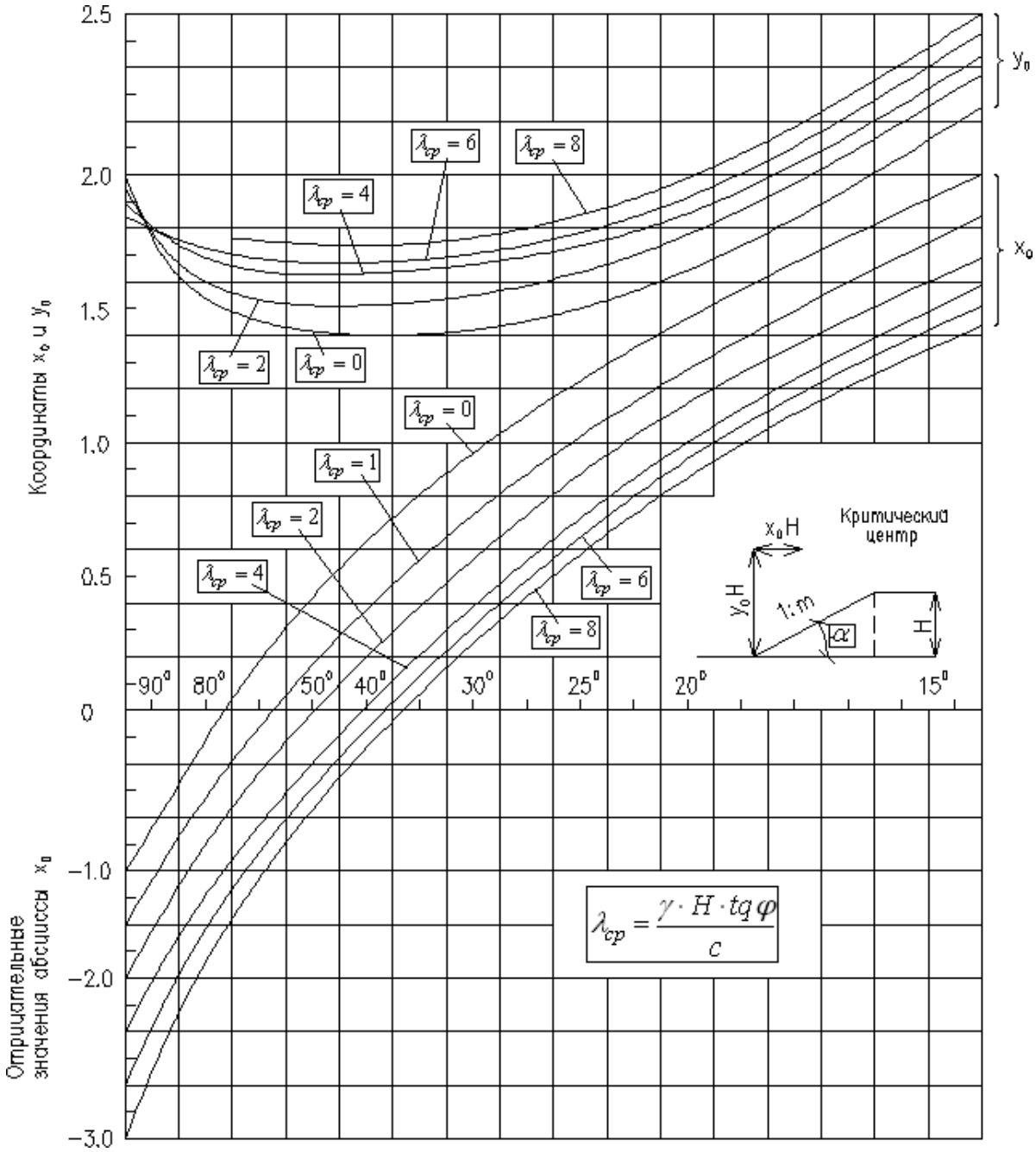


Рис. П2.1. График Янбу для определения координат *x* и *y* центра *O*, наиболее опаснойкруглоцилиндрической поверхности скольжения с минимальным коэффициентом устойчивости K_y:

H – высота откоса; x_0, y_0 – безразмерные величины, устанавливаемые по графикув 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 сторонпрямоугольной площади загружения

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	0,0307	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
0,0	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
0,4	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
0,8	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	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
1,2	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1885	0,1887	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
1,6	0,1574	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,0601	0,1602	0,1603	0,1604
1,8	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1463	0,1474	0,0478	0,1480	0,1481	0,1482
2,0	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1363	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373
2,2	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1248	0,1264	0,1271	0,1274	0,1276	0,1277
2,4	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1156	0,1175	0,1184	0,1188	0,1190	0,1191
2,6	0,1035	0,1047	0,1058	0,1066	0,1073	0,1095	0,1106	0,1111	0,1113	0,1115
2,8	0,0957	0,0970	0,0982	0,0991	0,0999	0,1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047
3,0	0,0887	0,0901	0,0913	0,0923	0,0931	0,0959	0,0973	0,0980	0,0983	0,0986
3,2	0,0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0,0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930
3,4	0,0765	0,0780	0,0793	0,0804	0,0814	0,0847	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880
3,6	0,0712	0,0728	0,0741	0,0753	0,0763	0,0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835
3,8	0,0664	0,0680	0,0694	0,0706	0,0717	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794
4,0	0,0620	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756
4,2	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721
4,4	0,0544	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0622	0,0676	0,0684	0,0689
4,6	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659
4,8	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0576	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631
5,0	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606
6,0	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,0500
7,0	0,0263	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,0421
8,0	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359

9,0	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310
10,0	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0167	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270

ЗАДАЧА №6.

Расчет понижения уровня одземных вод на заданную глубину иглофильтрами типа ЛИУ

Для понижения уровня подземных вод (УПВ) на глубину 4-5 м широко применяются легкие иглофильтровые установки типа ЛИУ (рис. 6.1), с легкими (не снабженными индивидуальными водоподъемниками) иглофильтрами и насосами, способными создавать вакуум лишь в пределах всасывающего коллектора и самого иглофильтра. Иглофильтры типа ЛИУ применяются в неслоистых грунтах с коэффициентами фильтрации k_f = 2...50 м/сут.

Для всех иглофильтровых установок при использовании их в грунтах с k_f< 5 м/сут необходимо предусматривать устройство вокруг иглофильтров и вакуум-концентрических водоприемников песчаной обсыпки с диаметром частиц 2-5 мм на всю высоту осушаемого слоя грунта. В табл. 6.1 приведены основные технические характеристики иглофильтровых установок типа ЛИУ.

Определение параметров водопонизительной системы из легких иглофильтров сводится к совместному решению двух уравнений, одно из которых характеризует гидравлические параметры иглофильтровой установки, а другое выражает условия фильтрации воды в грунте при работе этой установки. Расчет системы, включающей несколько установок, сводится к расчету одной установки.

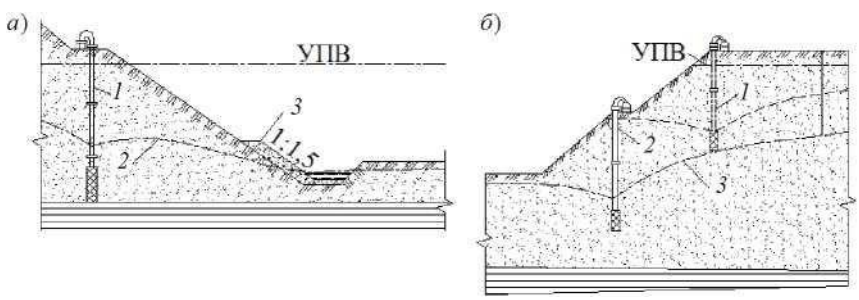


Рис. 6.1. Схема водопонижения иглофильтрами типа ЛИУ: *а* - одноярусное: *1* - иглофильтр; *2* - пониженный УПВ; *3* - дренажная пригрузка; *б* - двухъярусное:
1 - иглофильтры верхнего яруса; *2* - иглофильтры нижнего яруса; *3* - конечное положение пониженного УПВ

Таблица 6.1

Технические данные иглофильтровых установок

Параметры	ЛИУ-6Б	
	Насос № 1	Насос № 2
Максимальная производительность установки по воде, м^3/ч	140	65
Напор на выходе, м	35	28
Масса насосного агрегата, кг Габариты насосного агрегата (с	650	470

в плане	1845x945	1680x735
высота	1250	1234
Мощность электродвигателя, кВт Длина коллектора, м:	22	И
всасывающего	105	54
напорного	—	—
сливного	—	—
Длина одного звена, м	6	4,5
Размеры фильтрового звена:		
наружный диаметр по сетке, мм	68,5	70
общая длина, м	0,94	1,0
длина водоприемной части, м	0,80	0,80
Общая длина иглофильтра, м	8,5	7,5
Масса установки, т	7,1	5,08

Первое уравнение имеет вид

$$y_{hr} = y_p - h_{vac} + \xi q_{fh} / \left(k_f n_{fh}\right) + 1{,}34 \cdot 10^{-7} \varsigma Q_p^2$$

(6.1)

где y_{hr} - высота от водоупора до сниженного уровня воды у иглофильтра, м; y_p - высота расположения оси насосного агрегата над водоупором, м; h_{vac} - высота вакуума; ξ - коэффициент потерь напора в иглофильтре, принимаемый при продолжительности эксплуатации установки на одном объекте до 1 мес.; от 1 до 6 и более 6 мес. соответственно 0,3; 0,4 и 0,5 м q - приток подземных вод к одному иглофильтру, м^3/сут; k_f - коэффициент фильтрации грунта в прифильтровой зоне или песчано-гравийной обсыпке, для которой k_f= 15...25 м/сут; n_{fh} - число иглофильтров в установке, шт.; ζ - коэффициент потерь напора во всасывающем коллекторе установки (определяется по рис. 6.2 (прав.)), сут^2/м^5; Q_p - приток подземных вод к одной установке, м^3/сут.

Второе уравнение с учетом фильтрационного сопротивления иглофильтров имеет вид:

• для контурной системы

$$y_{hr} = H - S\left[1 + \Phi_{fh} T / \left(n_p n_{fh} \Phi\right)\right] \qquad (6.2)$$

где Φ_{fh} - фильтрационное сопротивление одного иглофильтра, принимаемое при расстоянии между иглофильтрами 0,75; 1,5; 2,25 и 3 м соответственно 1; 0,8; 0,7 и 0,65 м$^{-1}$; T - глубина водного потока

на линии иглофильтров, м (при напорном режиме фильтрации $T = h$, при безнапорном - T = у); Ф - внешнее фильтрационное сопротивление, принимаемое в формуле (5.2) по схеме на рис. 5.3, *а*, а в формуле (6.3) - по схеме на рис. 6.3, *б* (при l = 1); n - число установок в системе, шт.;

• для линейной системы

$$y_{hr} = H - S\left(R + \sigma\,\Phi_{fh} T\right)/\Phi$$

$$q_{fh} = Q_p / n_{fh} \le q_{fh,as}$$

где $q_{fh,as}$ - допускаемый приток к одному иглофильтру, м^3/сут, определяемый по рис. 6.2 (лев.);

$Q_P = Q/n_P$,

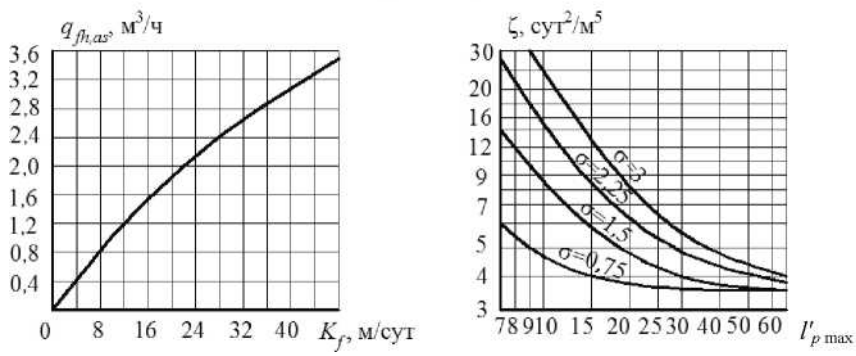


Рис. 6.2. Зависимость допускаемого дебита к одному иглофильтру от/iy (лев.) и зависимость (J от длины наибольшей ветви коллектора (прав.)

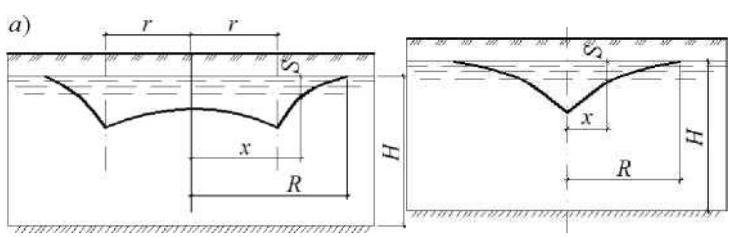


Рис. 6.3. Совершенная или несовершенная контурная *(а)* и линейная (б) системы

Приведенный радиус водопонизительной системы определяется по следующим формулам:

при безнапорной фильтрации

$$R = r + 2S\sqrt{kH}$$

при напорной фильтрации

$$R = r + 10S\sqrt{k}$$

Радиус влияния системы при заданном времени достижения расчетного уровня при безнапорной фильтрации вычисляется по зависимости

$$R = r + 1{,}7\sqrt{\alpha_{lc} t}$$

где t - период работы водопонизительной системы (водопонизительных устройств), сут; α_{lc} - уровнепроводность, м^2/сут, определяемая опытным путем или по формуле

$$\alpha_{lc} = kh / \mu_{lc}$$

где μ_{lc} - гравитационная водоотдача грунта.

Значение фильтрационного сопротивления определяется по формуле

$$\Phi = \ln(R/x) / 2\pi$$

где R - радиус депрессии, м; r - приведенный радиус водопонизительной системы, м; x - расстояние от центра контурной системы до расчетной точки вне контура (при расположении расчетной точки на контуре или внутри него x = r, м.

Приток к водопонизительной системе вычисляется по формуле

$$Q = k_f hS / \Phi$$

где Q - полный приток подземных вод к контурной, или односторонний приток к линейной водопонизительной системе, м^3/сут; $к_m$ - усредненный коэффициент фильтрации в пределах водоносного слоя, м/сут; h - толщина водоносного слоя при напорной фильтрации, или средняя глубина потока, равная $(H + y_c)/2$, при безнапорной фильтрации, м (H - напор подземных вод в водоносном слое, м; y - напор в расчетной точке, м); S- понижение УПВ в расчетной точке, м; Ф - фильтрационное сопротивление.

Пример 6.1. Требуется определить необходимое число установок ЛИУ-6Б, шаг иглофильтров и глубину их погружения при осушении котлована размером в плане $b \times l$ = 40×60 м, разрабатываемого в песчаном безнапорном водоносном слое с коэффициентом фильтрации k_f= 20 м/сут (гравитационная водоотдача грунта μ_{cl}= 0,12) и толщиной H = 11 м (схема котлована для расчета приведена на рис. 6.4).

Срок эксплуатации водопонизительной системы на объекте согласно календарному плану работ составит 4 месяца, период достижения при откачке расчетного пониженного уровня подземных вод t=5 сут.

Порядок расчета

1. Определим приведенный радиус водопонизительной системы по формуле

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{40 \cdot 60}{3{,}14}} = 27{,}6 \text{ м}$$

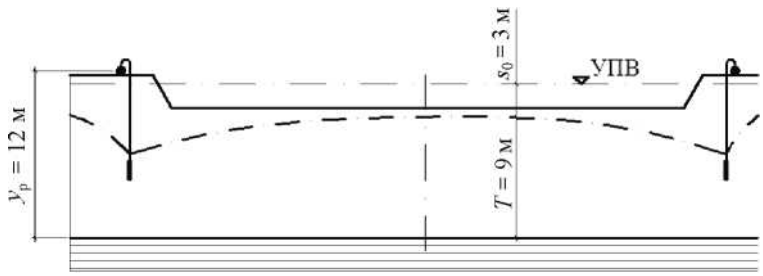


Рис. 6.4. Расчетная схема к примеру 5.1

2. Радиус влияния системы при заданном времени достижения расчетного уровня вычисляется по формуле (6.8)

$$R = r + 1{,}7\sqrt{\alpha_{lc}\, t}$$

Вначале вычислим значение $a_к$ по формуле (6.9):

$$\alpha_{lc} = kh / \mu_{lc} = 20 \cdot (2 \cdot 11 - 3)/(2 \cdot 0{,}12) = 1583 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$R = 27{,}6 + 1{,}7\sqrt{1583 \cdot 4} = 163 \text{ м}$$

$$p = (2 \cdot 11 - 3)/2 = 9{,}5 \text{ м}$$

3. Определим значения Ф по формуле (6.2) и по рис. 6.3, а.

$$\Phi = \ln(163/27{,}6)/(2 \cdot 3{,}14) = 0{,}33$$

4. Вычисляем приток воды к водопонизительной системе по формуле (6.11):

$$Q = k_f hS / \Phi = 20 \cdot 9{,}5 \cdot 3 / 0{,}33 = 1727 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

5. Определим требуемое число установок, при этом периметр котлована составит $P = 2b + 2l = 200$ м:

$$n_p = 200/100 = 2 \text{ шт}.$$

6. Длина коллектора одной установки:

$$l_p = 200/2 = 100 \text{ v}$$

7. Определим приток воды к одной установке:

$$Q_p = 1727/2 = 863{,}5 \text{ м}^3/\text{сут} = 36 \text{ м}^3/\text{ч}$$

что позволяет откачивать воду насосом № 2 (см. табл. 6.1). При шаге иглофильтров 1,5; 2,25; 3 м и соответственно 60, 40, 30 шт.

$$q_{fh,as} = 863{,}5/(30 \cdot 24) = 1{,}20 \text{ м}^3/\text{ч}$$

т. е. меньше определенного по рис. 6.2 для κ_f = 20 м/сут значения q_{fhas} = 1,85 м^3/ч

Вычислим значения y по формулам (6.1) и (6.2) (при $y_p - h_{vac}$ = 12 - 6 = 6 м; $T=y_l=H-S$= 11-3 = 8 м; ξ = 0,4 м $^{-1}$ и ζ определяемому по рис. 6.3 для наибольшей длины ветви коллектора $l \times b$ = 50 м). Все расчеты сведены в табл. 6.2.

По результатам расчетов из табл. 6.2 строим два графика (рис. 6.5), которые пересекаются практически на линии, отвечающей значению σ = 3 м. Этот шаг и принимаем для размещения иглофильтров; соответствующее значение y_{hr} = 7,0 м.

К вычислению значений г,

			По формуле (5.1)				По формуле (5.2)	
σ, м	n_{fh}	Φ_{fh}	0,4 · 863,5 / /(n_{fh} ·20)	ξ, сут^2/м^5	1,34·10^{-7} ×ξ863,5^2	y_{hr} м	3,0 (1 + Φ_{fh} ·8 / /(2n_{fh} ·0,33)	y_{hr} м
1,5	60	0,8	0,288	3,7	0,369	6,657	3,485	7,515
2.25	40	0.7	0.432	3.9	0.389	6.821	3.636	7.364
3	30	0,65	0,576	4,3	0,429	7,005	3,788	7,212

Глубина погружения иглофильтров, отсчитываемая от оси насосного агрегата, с учетом длины фильтрового звена 0,94 м и необходимого запаса 0,5 м составит

$$l_{fh} \geq 12 - 7{,}0 + 0{,}94 + 0{,}5 \approx 3{,}6 \text{ м}$$

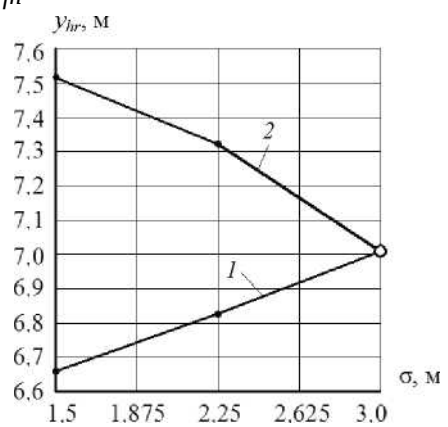


Рис. 6.5. График для определения y_{hr} : *1* - по формуле (6.1); *2* - по формуле (6.2)

Варианты заданий

Номер варианта	Толщина слоя *H*, м	Размеры котлована, *b*×*l*, м	Коэффициент фильтров k_f м/сут	Гравитационная водоотдача μcl	Расположение УПВ, м
1	10	20х30	15	0,09	0,5
2	12	25х35	16	0,096	0,5
3	14	35х40	17	0,10	1,0
4	16	40х45	18	0,10	1,5
5	18	45х50	19	0,11	1,5
6	20	50х55	20	0,12	1,5
7	19	55х60	21	0,13	1,5
8	18	60х65	22	0,14	1,5
9	17	65х70	23	0,15	1,5
10	16	70х75	24	0,16	1,0
И	15	75х80	25	0,17	1,0
12	14	70х90	24	0,16	1,0
13	13	60х80	23	0,15	1,0
14	12	55х75	22	0,14	1,0
15	И	50х70	21	0,13	1,0

ЗАДАЧА №7.

Расчет уплотнения толщи слабых водонасыщенных грунтов понижением уровня подземных вод

Метод понижения уровня подземных вод (УПВ) в целях уплотнения значительной толщи слабых водонасыщенных грунтов применяется в практике строительства с древних времен. При понижении УПВ происходит снятие взвешивающего действия воды и депрессионная нагрузка значительной величины передается с момента начала работы установки, что способствует уплотнению толщи грунтов, улучшению их строительных свойств и позволяет использовать их в качестве естественного основания. Преимущество этого метода заключается в том, что можно уплотнять слои грунта, лежащие на глубине до 35 м от поверхности.

В практике понижение уровня подземных вод достигается применением открытых и вакуумных водопонизительных скважин, иглофильтров и др.

Открытые (сообщающиеся с атмосферой) водопонизительные скважины применяются для водопонижения в не скальных грунтах с коэффициентом фильтрации 2 м/сут и более, они применяются также в нескальных грунтах с коэффициентами фильтрации менее 2 м/сут и в скальных, если опытные данные подтверждают эффективность такого применения. Одним из широко используемых видов открытых водопонизительных скважин являются скважины, оборудованные насосами (рис. 7.1, *а)*. Скважины, оборудованные насосами, применяются в разных условиях и используются в основном с погружным электродвигателем или с двигателем, установленным на поверхности, и вертикальным трансмиссионным валом.

Вакуумные водопонизительные скважины применяются только в тех случаях, когда затруднительно или невозможно достичь требуемого эффекта осушения средствами обычного (гравитационного) водопонижения (рис. 7.1, *б)*. Вакуумные скважины могут применяться в грунтах с коэффициентом фильтрации 0,1-2 м/сут при требуемом понижении до 20 м, а при слоистом строении толщи и в «закрытых» (ограниченных непроницаемыми контурами) слоях - на глубину до 100 м и более. Вакуумные скважины отличаются от открытых водопонизительных

скважин тем, что их устье герметизируется и из них откачивается вода и воздух. При выполнении этого условия для вакуумного водопонижения могут быть использованы все виды водопонизительных скважин, кроме водопоглощающих.

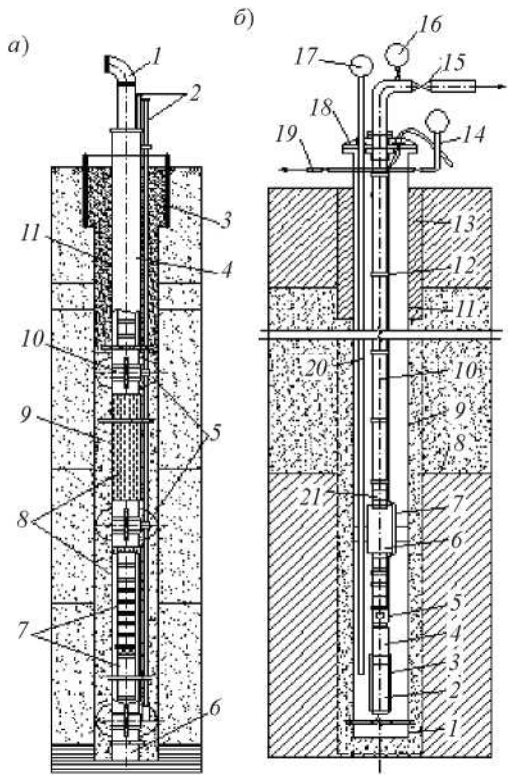


Рис. 7.1. Схема открытой водопонизительной скважины и вакуум-скважины: *а - открытая водопонизительная скважина'*. *1* - колонна водоподъемных труб; *2* - пьезометры; *3* - кондуктор; *4* - фильтровая колонна; *5* - направляющие фонари; *б* - отстойник; 7 - насосная установка; *8* - водоприемное покрытие фильтра; *9* - песчано-гравийная обсыпка; *10* - муфта; *11* - местный грунт; *б* - *вакуум-скважина: 1* - отстойник; *2* - электродвигатель; *3* - кожух; *4* - насос; *5* - обратный клапан; *б* - стабилизатор динамического уровня; 7 - кабель; *8* - поверхность водоупора; *9* - фильтр; *10* - напорный трубопровод; *11* - надфильтровая труба; *12* - пояс; *13* - глиняный тампон; *14* - трубка вакуумметра; *15* - вентиль; *16* - манометр; *17* - вакуумметр; *18* - крышка; *19* - трубка для подключения вакуум-насоса; *20* - трубка прибора для измерения уровня воды в скважине; *21* – муфта

Из иглофильтровых установок для понижения УПВ на большую глубину можно использовать эжекторные иглофильтры (рис. 7.2), типы и условия применения которых приведены в табл. 7.1, а

технические характеристики - в табл. 7.2.

При вакуумном водопонижении в верхней части скважины над обсыпкой должен быть устроен глиняный тампон высотой не менее 1 м (см. рис. 7.2).

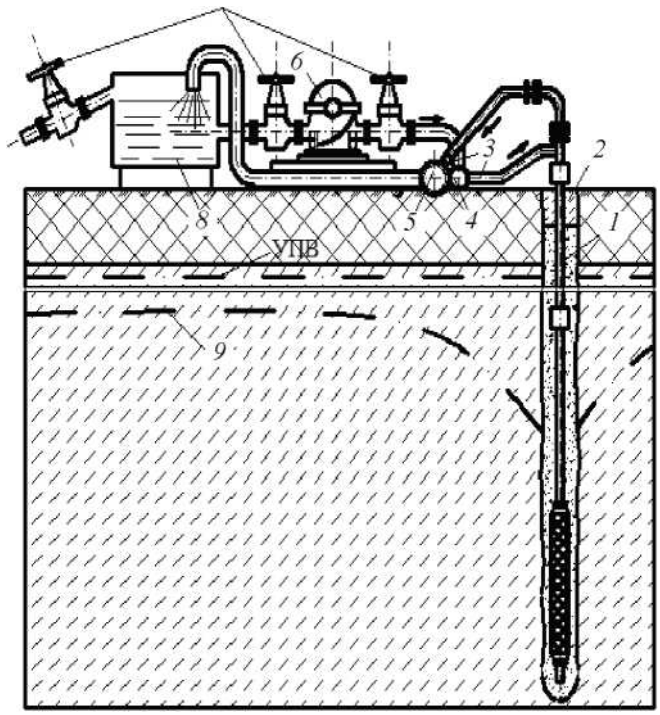


Рис. 7.2. Установка с эжекторными иглофильтрами: *1* - иглофильтр; *2* - глиняный тампон; *3* - пробковые краны; *4* - распределительный напорный трубопровод; *5* - сбросной коллектор; *б* - центробежный насос; 7 - задвижки; *8* - циркулярный бак; *9* - пониженный УПВ

Таблица 7.1

Типы и условия применения эжекторных иглофильтровых установок

Иглофильтровая установка	Область применения
Тип ЭИ с иглофильтрами, снабженными (каждый) индивидуальными эжекторными водоподъемниками, способными создать вакуум на наружной поверхности фильтра на требуемой глубине, и высоконапорными центробежными насосами	Практически однородные грунты с коэффициентами фильтрации 0,1-2 м/сут при водопонижении на глубину до 10-12 м, а при соответствующем обосновании до 20 м

Тип ЭВВУ с вакуум-концентрическими водоприемниками, эжекторными иглофильтрами с дополнительной фильтровой оболочкой, способными создавать вакуум по всей высоте осушаемой толщи грунтов, и высоконапорными центробежными насосами	Переслаивающиеся водоносные и водоупорные слои при водопонижении на глубину до 20 м

Таблица 7.2

Технические данные эжекторных иглофильтровых установок

Параметры	УВВ-2	УВВ-3-6КМ	ЭИ-70 (ЭВВУ)
Максимальная производительность установки по воде, $м^3$/ч	43	43	150
Напор на выходе, м	—	20	—
Масса насосного агрегата, кг	1320	790	639
Габариты насосного агрегата (с			
в плане	4400x2200	1800x780	1500x690
высота	1900	1400	725
Мощность электродвигателя, кВт	30	15	75
Длина коллектора, м:			
всасывающего	54	105	—
напорного	—	—	48
сливного	—	—	42
Длина одного звена, м	4,5	6	6
Размеры фильтрового звена:			
наружный диаметр по сетке, мм	70	68,5	70
общая длина, м	1,0	1,26	1,12
длина водоприемной части, м	0,80	0,80	0,80
Общая длина иглофильтра, м	7,5	8,5	12
Масса установки, т	5,08	6,85	10,5

6.1. Расчет скважинных водопонизительных систем

Понижение уровня подземных вод в расчетной точке S (рис. 7.3) определяется из формулы расчета полного притока подземных вод к водопонизительной системе

$$Q = k_m hS / \Phi \qquad (7.1)$$

где κ_m - усредненный коэффициент фильтрации в пределах водоносного слоя, см/год; h - средняя глубина потока, равная $(H + y_c)/2$, Ф - фильтрационное сопротивление.

Для кольцевого дренажа

$$\Phi = \left[\left(\ln R/(r + y_c) + (y_c / \pi r)\ln\left(8r / r_h\right)\right]/\left(2\pi\right) \qquad (7.2)$$

где у, - напор на контуре (уровень воды в дрене), м; г - приведенный радиус дренажной системы, определяемый по формуле

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{bl}{\pi}}$$

Радиус влияния дренажной системы определяется по формуле

$$R = r + Hk_m / (2p) \qquad (7.4)$$

Расположение водопонизительных скважин, их число и заглубление определяются исходя из притока подземных вод и необходимости понижения их уровня. Расчетная производительность одной скважины должна основываться на опытных данных. При отсутствии таковых предельную производительность скважины рекомендуется определять по эмпирической формуле

$$q_h \le 400 b_f \, r_h \sqrt[3]{k} \quad (7.5)$$

где b - длина смоченной части фильтра, м.

При расчете водопонизительных скважин, предварительно задаваясь их параметрами (глубиной, диаметром и длиной смоченной части фильтра) и руководствуясь опытными данными, а при их отсутствии формулой (7.5), вычисляют производительность одной скважины. По результатам проведенного расчета и общего притока к водопонизительной системе определяют число скважин и их расположение.

При заданной глубине заложения кольцевого дренажа приток к нему вычисляется по формуле (7.1) и по рис. 7.2. Понижение УПВ в точках, внешних по отношению к контуру дренажа, рекомендуется определять по формуле (7.6) исходя из найденного по выражению (7.1) притока.

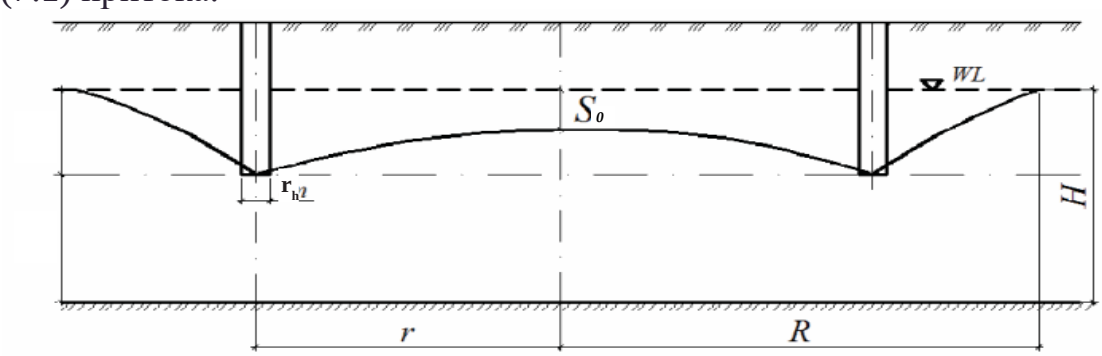


Рис. 6.3. Схема к расчету кольцевого несовершенного дренажа в водоносном слое, содержащем безнапорные воды

Понижения уровней воды в центре S_0 и контуре S_c кольцевого дренажа несовершенного типа связаны между собой уравнением

$$S_c\{\pi + 2r/(T[\varphi(r/T;\ R/T) - A(r/T)]\} = S_0[\ln 8r/r_h + 2r/(T\varphi(r/T;\ R/T))] \quad (7.6)$$

где T - напор на контуре дренажа: для схемы, приведенной на рис. 6.2, $T = y_c = H\text{-}S_c$; $\varphi(r/T;\ R/T) = \varphi_1(r/T) - \varphi_2(r/T)$; $\varphi_1(r/T)$, $\varphi_2(r/T)$; и $F(r/T)$ находят по рис. 6.4.

По уравнению (7.6) можно при заданном понижении в центре кольцевого дренажа определить требуемое его заглубление, равное необходимому понижению УПВ на контуре дренажа, и, наоборот, при принятой глубине заложения кольцевого дренажа определить, какое может быть достигнуто понижение в его центре. Уравнение (6.6) решается числовым подбором или графически.

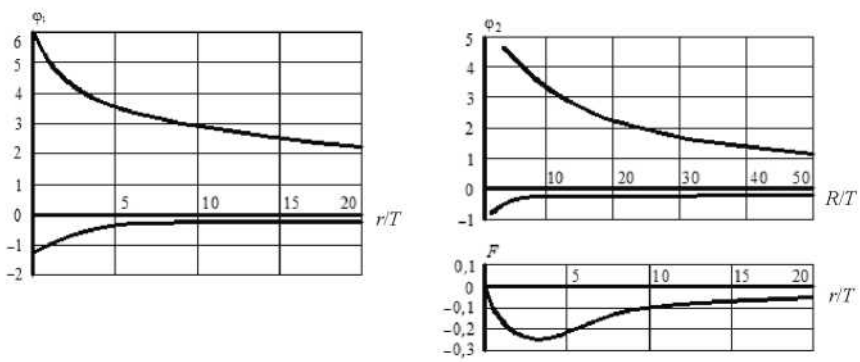


Рис. 7.4. Графики для определения значения функций $\varphi_1(r/T)$, $\varphi_2(R/T)$, $F(r/T)$

Пример 7.1. Определить глубину заложения кольцевого дренажа и приток к нему Q при уплотнении грунтов основания жилого здания, представленных пылеватыми песками, понижением УПВ. Размеры уплотняемого контура 18×24 м, требуемое понижение УПВ в центре уплотняемой площади S_0 = 22 м, коэффициент фильтрации грунтов k_f = 5 м/сут, толщина водносного слоя H = 23 м, радиус дрены (по наружному слою обсыпки) r_h = 0,5 м, понижение УПВ над водоупором $y = H\text{-}\ S_n$ = 23-22 = 1,0 м. Схема уплотняемой площадки приведена на рис. 7.5.

Порядок расчета

1. Определяем приведенный радиус кольцевого дренажа по

формуле (7.3):

$$r = \sqrt{\frac{18 \cdot 24}{3{,}14}} = 12\,\text{м}$$

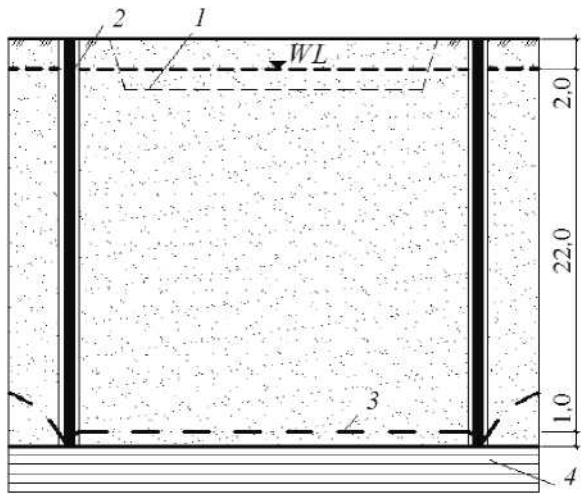


Рис. 7.5. Схема расчета понижения УПВ для примера 7.1: *1* - контур котлована; *2* - водопонизительные скважины; *3* - депрессионная линия; *4* - водонепроницаемый слой (глина)

2. Вычисляем радиус влияния дренажной системы (депрессии) по формуле (6.4):

$$K = 12 + 2 \cdot 22\sqrt{5 \cdot 23} = 484 \text{ м.}$$

3. Глубину заложения дренажа находим путем численного сравнения значений из уравнения (7.6). Для этого, задаваясь последовательно тремя значениями S_c равными 22,25; 22,5 и 22,75 м, вычисляем соответствующие им значения отдельно левой F_1 и правой F_2 частей уравнения. Вычисления сводим в табл. 6.3. Значению $F_1 = F_2$ будет соответствовать искомое значение S_c. После сравнения полученных значений по табл. 6.3 получаем глубину заложения .S_c = 22,25 м, при котором выполняется условие F_1 = 1473≈ F_2 = 1462.

Таблица 7.3

S_c	T	r/T	R/T	$\varphi_1(r/T)$	$\varphi_2(R/T)$	$F(r/T)$	$ln8r/r_h$	F_1	F_2
22,25	0,75	16	645	2,4	0,5	-0,07	5,64	1473	1462
22,50	0,5	24	968	2,0	0,3	-0,05	5,64	1939	1919
22,75	0,25	48	1936	1,6	0,1	-0,02	5,64	3391	3292

Примечание: $F_1 = S_c\{\pi + 2r / T[\varphi_1(r/T)) - \varphi_2(R/T) - F(r/T)]\}$; $F_2 = S_0\{ln8r/r_h + 2r / T[\varphi_1(r/T)) - \varphi_2(R/T)]\}$;

4. Фильтрационное сопротивление находим по формуле (6.2):

$$\Phi = [\ln 484/(12+1) + (1/(3{,}14 \cdot 12)) \cdot \ln 8 \cdot 12/0{,}5] / (2 \cdot 3{,}14) =$$
$$= (\ln 37{,}2 + 0{,}027 \cdot \ln 192)/6{,}28 = 0{,}38.$$

5. Находим значение средней глубины потока *h:*

$$h = (S_0 + y_c)/2 = (22 + 1)/2 = 11{,}5 \text{ м.}$$

6. Приток подземных вод к кольцевому дренажу вычисляем по формуле (7.1):

$$Q = k_f\, h\, S_c / \Phi = 5 \cdot 11{,}5 \cdot 22{,}25 / 0{,}58 = 2251 \text{ м}^3\text{/сут.}$$

В табл. 7.4 приведены варианты заданий для самостоятельной работы.

Варианты заданий

Номер варианта	Толщина слоя *H*, м	Размеры котлована Ах/. м	Радиус дрены r_h, м	Коэффициент фильтрации /у м/сут	Расположение УПВ от поверхности, м
1	20	20х25	0,4	10	0,5
2	22	25х30	0,5	12	0,5
3	24	30х35	0,6	14	2,0
4	26	35х40	0,6	16	2,0
5	18	45х50	0,6	18	1,0
6	20	55х60	0,8	20	1,0
7	19	60х70	0,8	19	0,5
8	18	70х70	0,8	17	0,5
9	17	60х60	0,8	15	0,5
10	16	55х65	0,6	13	0,5
И	25	50х60	0,6	И	2,0
12	24	45х60	0,6	9	2,0
13	23	40х60	0,6	8	2,0
14	22	35х50	0,5	10	2,0
15	21	30х45	0,5	12	1,5
16	20	30х40	0,4	14	1,5
17	19	25х35	0,4	16	1,0
18	18	20х30	0,4	18	0,5
19	22	30х50	0,5	20	1,5
20	24	40х50	0,6	22	2,5

ЗАДАЧА №8.

Расчет и конструирование подземных конструкций. Расчет конструкций, возводимых открытым и опускным способами

8.1. Расчет конструкций при открытом способе возведения.

Обвалованные конструкции жилых, общественных зданий, подземных сооружений неглубокого заложения при открытом способе возведения рассчитывают аналогичными способами. При открытом способе возведения конструкции могут быть рамными, прямоугольными в плане (при этом возможно продольное расположение ригелей, с опиранием блоков перекрытий на наружные стены и ригель, а также поперечное расположение ригелей с опиранием их на колонны рамы) и пространственными — в виде оболочек различного типа, опирающихся на стены здания, колонны или непосредственно на фундаменты.

В транспортном строительстве нашли широкое применение здания с продольным расположением ригелей. Прямоугольные в плане рамные конструкции из сборного железобетона рассчитывают как обычные наземные железобетонные рамные здания, но при этом исключаются горизонтальные ветровые нагрузки, добавляются горизонтальное давление грунта и вес грунта на покрытии (рис. 8.1). Элементы конструкций рассчитывают в таком порядке: плиты покрытия и перекрытий, ригели, колонны, стены, фундаменты.

Конструкции плит (блоков) покрытий и перекрытий, обычно в виде ребристых П-образных или тавровых плит, работают на изгиб как однопролетные шарнирно опертые балки от вертикальных нагрузок с дополнительным действием горизонтального сжимающего усилия от бокового давления грунта

Расчет полок ребристых плит перекрытии и покрытий заключается в приближенном расчете плиты как балки на двух опорах с учетом упругого защемления в ребр как внецентренно сжатых элементов. Максимальный изгибающий момент в плите

$$M = m_0\left[\frac{ql^2\gamma_f}{8} + v\left(\frac{2l \cdot l_з - l_з^2}{8}\right)(1 + \mu_д)\gamma_f\right],$$

где m_0 — при $h_p \geq h_n$ равен — 0,7 на опоре и +0,5 в середине пролета; при $h_p < 4/ h_n$ равен — 0,7 на опоре и +0,7 — в середине пролета; q, v — нагрузки соответственно постоянная и временная; l_3

— длина участка плиты, загруженного временной нагрузкой; $\mu_д$ — коэффициент динамичности.

Максимальная поперечная сила в заделке плиты в ребрах .

$$Q = \frac{ql_0\gamma_f}{2} + \frac{vl_э}{2}\gamma_f(1 + \mu_д);$$

продольная сжимающая сила в ребрах

$$T = \frac{3}{8}\sigma_{а.г_2} \cdot H + \frac{1}{10}(\sigma_{а.г_2} - \sigma_{а.г_1})H,$$

где $\sigma_{а\cdot Г1}$, $\sigma_{аг2}$ — интенсивность бокового давления грунта на уровне верха и низа стены.

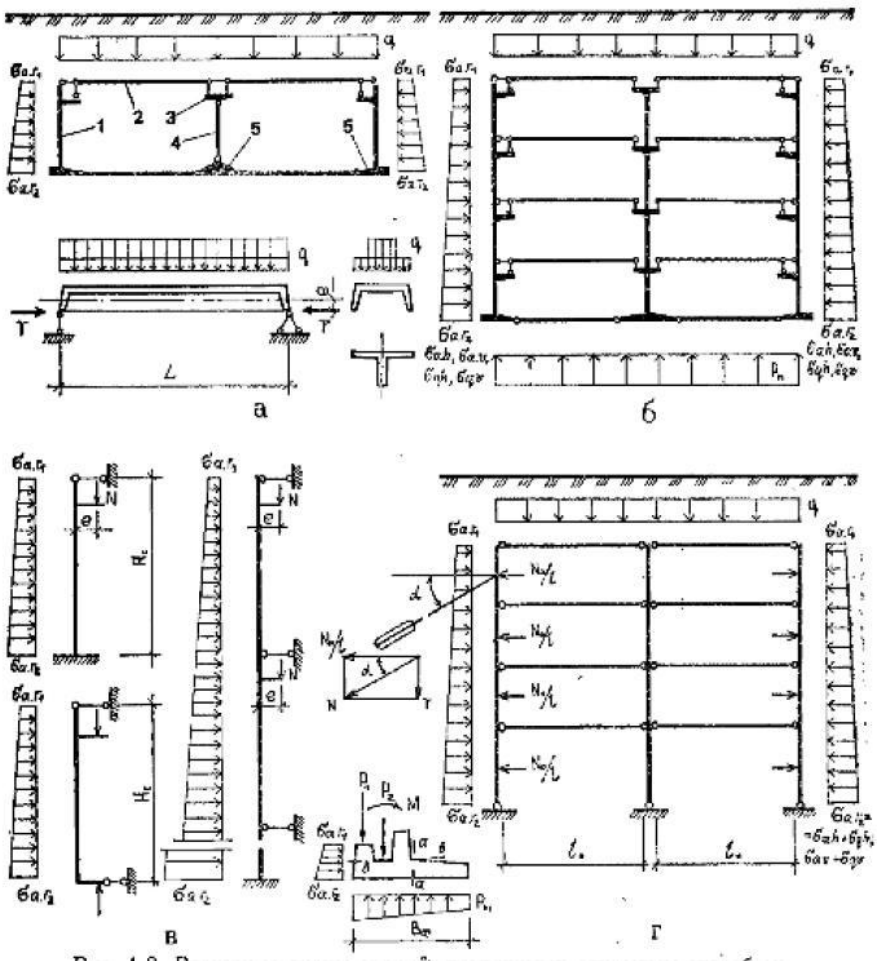


Рис. 8.1. Расчетные схемы зданий, возводимых открытым способом: *а* - одноэтажное здание и панель покрытия; б - многоэтажное здание; в- стены и фундаменты многоэтажного и одноэтажного здания; г- здание, возведенное способом «стена в грунте»; *1* - стена; *2* ~ покрытие; 3- ригель; 4- котлован; 5- фундамент

Момент в середине пролета ребра

$$M_{max} = \frac{(q+v)L^2}{8} - Te_1.$$

Ребро плиты рекомендуется рассчитывать как внецентренно сжатый элемент $e=(M_{max}-Te)/T$

$$Te \leqslant R_b bx(h_0 - 0{,}5x).$$

Здесь h_0 — рабочая высота сечения; b —ширина сечения; x — высота сжатой зоны.

Стены зданий прямоугольной формы в плане рассчитывают как внецентренно сжатые элементы с учетом действия временной нагрузки на призме обрушения. Вертикальная нагрузка N может быть передана на стеновые блоки центрально или внецентренно, при этом в месте передачи внецентренной нагрузки действует изгибающий момент $M_1=Ne_1$, а в месте заделки — $M_2 = 0{,}5Ne_1$. При определении изгибающих моментов от действия бокового давления грунта блоки принимают как одно- или многопролетные неразрезные балки. Максимальный изгибающий момент и поперечную силу в опорном сечении стены вычисляют по формулам:

$$M_{max} = \frac{H^2}{6}(2\sigma_{а.г_2} - \sigma_{а.г_1});$$

$$Q_{max} = -\frac{H}{2}(\sigma_{а.г_1} + \sigma_{а.г_2}).$$

Конструкции стен рассчитывают по прочности, трещиностойкости (допускаемое раскрытие трещин a_{crc} + 0,2 мм), деформациям (максимальные прогибы f + (1/300)H_c. Фундаментные блоки крайних рядов работают на совместное действие нормальной силы и изгибающего момента от стенового блока, а также на боковое Давление грунта. Проверяют размер подошвы из условия обеспечения осадок и прочности основания, затем по сечениям *а—а* и *в-в* (см. рис. 8.1, в) производят расчет фундамента.

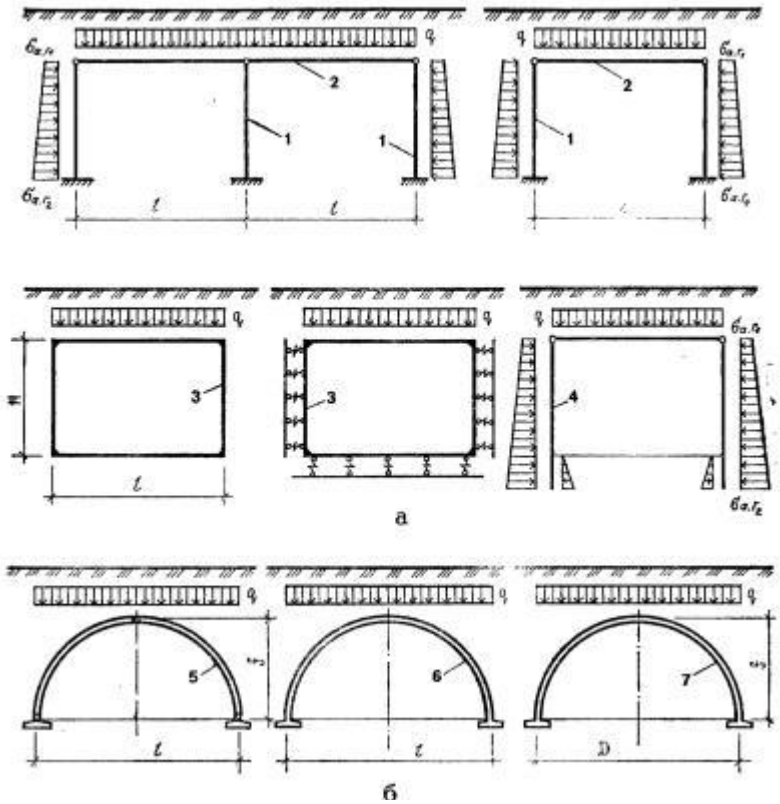


Рис. 8.2. Расчетные схемы одноэтажных зданий:

а - рамных, б - раочных; 1 - колонна; 2 - ригель; 3 - замкнутая рама; 4 - стена; в грунте; 5- трехшарнирная арка; 6 - цилиндрическая оболочка; 7 - купол (сферическая оболочка)

При расположении ригелей вдоль здания (см. схемы на рис. 8.1, *а, б)* по средним колоннам их рассчитывают как разрезные или неразрезные балки на нагрузку от блоков перекрытия, приведенную к равномерно распределенной, средние колонну или раз делительную несущую стену — как внецентренно сжатые элементы.

При выполнении стен зданий методом «стена в грунте» дополнительной нагрузкой на стены являются усилия в грунтовом анкере: усилие *T* учитывают при определении вертикальной нагрузки на блоки стен, а усилие N/l_0 — при расчете значений максимальных изгибающих моментов и поперечных сил в стеновых блоках.

Одноэтажные сборные рамные конструкции с полным каркасом рассчитывают как симметрично загруженную раму с шарнирным опиранием ригелей на колонны и с заделкой колонн в фундаментах (рис. 8.2).

Изгибающий момент в заделке в фундамент определяют с уче-

том неполной заделки

$$M = \frac{M_0}{1 + \frac{3E}{k_0 H} \cdot \frac{b_c^3}{B^3}},$$

где M_0 — момент при полном защемлении в фундаменте; E — модуль упругости бетона; k_0 — коэффициент постели грунта; b_c — толщина стены; B — ширина подошвы фундамента. Так, для однопролетной рамы значения M и Q даны в табл. 4.6 (M_1— момент в месте крепления к фундаменту, M_2— в верхней части).

Значения изгибающих моментов для колонны или двух ребер плиты

Временная длительная нормативная нагрузка, кПа	Изгибающие моменты при отметке пола подземного помещения, м								
	—3,6			—4,8			—6,0		
	M_1 кН-м	M_2, кН-м	Q, кН	M_1 кН-м	M_2, кН-м	Q, кН	M_1 кН-м	M_2, кН-м	Q, кН
10	33	6	76	63	11	128	111	16	194
15	38	9	83	73	16	137	125	25	206
20	43	12	91	82	21	147	140	33	218
25	49	15	98	91	26	157	154	41	230
30	54	18	105	101	32	166	170	46	242
40	65	24	120	120	42	186	199	66	267

Однопролетную замкнутую раму из монолитного железобетона рассчитывают методами сил, перемещений или расчленения, учитывая свойства основания по гипотезе местных или общих деформаций. Основную систему при расчете методом сил получают, разрезая раму в середине покрытия и прикладывая в месте разрезки неизвестные: изгибающий момент x_1 и продольную силу x_2.

Значения неизвестных x_1 и x_2 находят из решения системы уравнений

$$\delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \Delta_{1p} = 0;$$

$$\delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0.$$

Перемещения δ_{11}, δ_{12}, δ_{21}, δ_{22}, Δ_{1p}, Δ_{2p}:

$$\delta_{11} = \delta_{11}^{(1)} + \delta_{11}^{(0)}; \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{21}^{(1)} + \delta_{21}^{(0)};$$

$$\delta_{22} = \delta_{22}^{(1)} + \delta_{22}^{(0)}; \quad \Delta_{1p} = \Delta_{1p}^{(1)} + \Delta_{1p}^{(0)};$$

$$\Delta_{2p} = \Delta_{2p}^{(1)} + \Delta_{2p}^{(0)};$$

$$\delta_{11}^{(0)} = 2h^3/3EI; \quad \delta_{21}^{(0)} = h^2/EI; \quad \delta_{22}^{(0)} = (l + 2h)/EI;$$

$$\Delta_{1p}^{(1)} = \sum \int k b_{y_i} y_p dS + \sum \int \frac{\overline{M}_i M_p}{EI} dS + \sum \int \frac{\overline{N}_i N_s}{EF} dS +$$
$$+ \sum \mu_п \int \frac{Q_i Q_p ds}{GF},$$

где k — коэффициент упругого отпора грунта; b — ширина расчетного участка; y_i, y_p — осадки под действием единичных усилий и внешней нагрузки; $\mu_п$ — поправочный коэффициент [13].

$\delta_{11}^{(1)}, \delta_{21}^{(1)}, \delta_{31}^{(1)}, \Delta_{1p}^{(1)}, \Delta_{2p}^{(1)}$ — определяют по обычным формулам строительной механики или по общим формулам углов поворота рам на упругом основании (см. [13]).

Раму на упругом основании с учетом гипотезы местных деформаций рекомендуется рассчитывать по методике ЦНИИС — Метропроекта [13], упругий отпор имитируют системой упругих стержней. В местах постановки упругих стержней и в середине покрытия врезают шарниры, прикладывают неизвестные моменты M_i решают задачу методом сил. При семи упругих опорах получают пять неизвестных с учетом симметрии рамы. Для определения неизвестных усилий необходимо решить канонические уравнения вида:

$$\sum_{1}^{5} \delta_{ik} M_i + \Delta_{ip} = 0;$$

$$\delta_{ik} = \int \frac{\overline{M}_i M_k dS}{EI} + \sum \frac{\overline{N}_i \overline{N}_k S}{EF} + \sum \frac{\overline{R}_i \overline{R}_k}{D};$$

$$\Delta_{ip} = \int \frac{\overline{M}_i M_p dS}{EI} + \sum \frac{\overline{N}_i N_p S}{EF} + \sum \frac{\overline{R}_i R_p}{D},$$

Здесь $\overline{M}_i$, $\overline{M}_k$, M_p, $\overline{N}_i$, $\overline{N}_k$, N_p — моменты и нормальные силы в основной системе от единичных неизвестных и от нагрузки; $\overline{R}_i, \overline{R}_k, R_p$ — реакции упругих опор от единичных неизвестных и от нагрузки; $D = ksb$ — приведенная жесткость упругой опоры (k — коэффициент упругого отпора грунта; S — расстояние между шарнирами в лотке, b — расчетная ширина конструкции).

Раму рассчитывают на действие вертикального и бокового давлений грунта и единичных моментов, приложенных в местах упругих опор и в центре покрытия. Усилия в основной системе от единичных неизвестных и от внешней нагрузки находят последовательным вырезанием узлов. Усилия в элементах рамы определяют по формулам:

$$M = M_p + \sum \overline{M}_i M_i;\ N = N_p + \sum \overline{N}_i N_i\ .$$

Фундаментную плиту рассчитывают как балку на упругом основании, используя гипотезу местных или общих деформаций. Можно пользоваться готовыми формулами и таблицами для определения усилий, углов поворота, прогибов и реакций основания, учитывая показатель жесткости S_o и приведенную длину балки λ_0

$$S_0 = \sqrt{4EI/kb};\quad \lambda_0 = l/S_0,$$

где EI — изгибная жесткость; k — коэффициент упругого отпора грунта; l — длина; b — ширина, равная 1 м.

При $\lambda_o < 1$ балку считают абсолютно жесткой, при $1 < \lambda_0 < 2{,}75$ — короткой, для $\lambda_0 \geq 2{,}75$ — бесконечно длинной.

При расчете жесткой рамной конструкции на упругом основании ее расчленяют на покрытие, стены и днище и затем учитывают взаимодействие элементов. Угол поворота покрытия в месте сопряжения со стенкой

$$\beta_A^{(AB)} = 1/EI_1\,[M_A\,(l/2) - (pl^3)/$$

Принимая во внимание симметрию рамы:

$$|M_A| = |M_B|;\quad Y_A = Y_B = pl/2;\quad |X_A| =$$

Боковые стены рассчитывают как балки, загруженные активным горизонтальным давлением грунта. Выражения для углов поворота $\beta_C^{(A,C)}$ $\beta_A^{(A,C)}$, а также усилия X'_c и X'_A вычисляют по формулам:

$$\beta_C^{(AC)} = \frac{1}{EI_2}\left\{\frac{h}{6}(2M_C + M_A) - \frac{h^3}{360}\,(8q_2 + 7q_1)\right\};$$

$$\beta_A^{(AC)} = \frac{1}{EI_2}\left\{-\frac{h}{6}(M_C + 2M_A) + \frac{h^3}{360}(7q_2 + 8q_1)\right\};$$

$$X'_C = \frac{M_C - M_A}{h} + \frac{h}{6}(q_1 + 2q_2);$$

$$X'_A = \frac{M_C - M_A}{h} + \frac{h}{6}(2q_1 + q_2).$$

Угол поворота балки на упругом основании получим из формулы

$$\beta_C^{(CD)} = \frac{1}{\pi E_0 bl^2}\{\bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + \bar{\beta}_{2D}^{(C)} M_D + l[\bar{\beta}_{3C}^{(C)} Y_C + \bar{\beta}_{3D}^{(C)} Y_D]\},$$

где $\overline{\beta}_{2C}^{(C)}, \overline{\beta}_{2D}^{(C)}, \overline{\beta}_{3C}^{(C)}$ — углы поворота лотка в сечении C соответственно от $M_C / \pi E_0 bl = 1$; от $M_D / \pi E_0 bl = 1$; от $Y_B / \pi E_0 bl = 1$; bl — расчетная ширина и пролет обделки.

$\beta_A^{(AB)} = -\beta_A^{(AC)}$; $\beta_C^{(AC)} = -\beta_C^{(CD)}$;

Используя условия статики, находим неизвестные усилия, изгибающие моменты, поперечные силы, прогибы, реактивное давление грунта.

Расчет тонкостенных рам производят как расчет гибких конструкций, опирающихся по стенам и в днище на упругое основание, используя различные модели упругого основания. Например, пользуются гипотезой местных деформаций, принимая коэффициент упругого отпора.

Используют расчет ЦНИИС Метропроекта для замкнутой обделки, опирающейся на упругое основание, подчиняющееся гипотезе местных деформаций. Перекрытие рассматривают как балку на двух опорах, загруженную вертикальной нагрузкой и моментами по концам. В местах примыкания перекрытия к стенам обделки необходимо приложить горизонтальные и вертикальные усилия и изгибающие моменты.

Действие упругого отпора грунта на раму заменяют системой стержней с эквивалентными упругими свойствами.

Обделку можно рассчитать как раму, опирающуюся на упругое основание, рассматриваемое в качестве линейно деформируемой среды. Используют расчленение обделки на отдельные элементы: стены рассматривают как балки на упругом основании с постоянным по глубине модулем деформации.

Для них вычисляют углы поаорота:

Для них вычисляют углы поворота:

$$\beta_A^{(AC)} = \frac{1}{\pi E_0 bh^2}\{\bar{\beta}_{2A}^{(A)} M_A + \bar{\beta}_{2C}^{(A)} M_C + h[\bar{\beta}_{3A}^{(A)} X_A + \bar{\beta}_{3C}^{(A)} X_C]\};$$

$$\beta_C^{(AC)} = \frac{1}{\pi E_0 bh^2}\{\bar{\beta}_{2A}^{(C)} M_A + \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + h[\bar{\beta}_{3A}^{(C)} X_A + \bar{\beta}_{3C}^{(C)} X_C]\}.$$

т

Днище рассчитывают как балку на упругом основании, определяя угол поворота [13]

$$\beta_C^{(CD)} = \frac{1}{\pi E_0 bl^2}\{\bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + \bar{\beta}_{2D}^{(C)} M_D + l[\bar{\beta}_{3C}^{(C)} Y_C + \bar{\beta}_{3D}^{(C)} Y_D]\},$$

Учитывают равенство углов поворота в местах расчленения рамы:

$$\beta_A^{(AB)} = -\beta_A^{(AC)}; \quad \beta_C^{(AC)} = -\beta_C^{(CD)}.$$

Конструкции, возводимые методом «стена в грунте», рассчитывают расчленением на отдельные элементы, учитывая фактическое сопряжение элементов в узлах: перекрытие принимают шарнирно опертым или защемленным, с учетом продольной силы, стены — как внецентренно сжатые элементы, находящиеся под действием вертикальных нагрузок и активного давления грунта (см. рис. 8.2, *а)*. На стену здания действуют вертикальные нагрузки (вес грунта и покрытия, распределенная нагрузка на поверхности грунта), горизонтальные (активное давление грунта), что в итоге вызывает состояние внецентренного сжатия.

Расчет покрытий из сборных полуарок, цилиндрических и сферических оболочек рекомендуется выполнять в соответствии с положениями [58]. Стрелу подъема оболочек следует принимать равной не менее чем половине длины волны *I* или диаметра *D*, чтобы при расчете максимально сократить толщину конструкций (см. рис. 8.2, *б)*.

Расчет конструкций обвалованных зданий выполняют, разделяя их на отдельные элементы: плиты покрытия, перекрытий, боковые обвалованные стены, необвалованные стены, внутренние стены, фундаменты (рис. 4.4). Различным образом опертые прямоугольные плиты рекомендуется рассчитывать методом предельного равновесия с учетом сил распора. Например, наружная обвалованная стена здания находится под действием активного давления грунта и вертикальной нагрузки реакции покрытия. Вертикальная нагрузка сжимает плиту в ее плоскости, а давление грунта вызывает изгиб плиты. В итоге плита работает на внецентренное сжатие, но ее прочность может быть рассчитана методом предельного равновесия [63].

При расчете напряженно-деформированного состояния и прочности плоских прямоугольных плит перекрытий и стен нужно учитывать фактические условия их опирания — шарнирный или жесткий стыки с примыкающими конструкциями стен и перекрытий (см рис. 8.3, *б...д)*. Трапецеидальную эпюру давления грунта для удобства расчета можно разделить на треугольную и прямоугольную эпюры, после чего рассчитать плиты отдельно на каждую на-

грузку Для этого целесообразно использовать значения изгибающих моментов у опор и в поле плит при действии треугольной и равномерно распределенной нагрузок, приведенные в табл. 8.7, а также формулы расчета плит железобетонных призматических бункеров. Сборны железобетонные перекрытия с продольным расположением плит рекомендуется рассчитывать с учетом сил трения в швах плит (см. рис. 8.3, г) [27]/

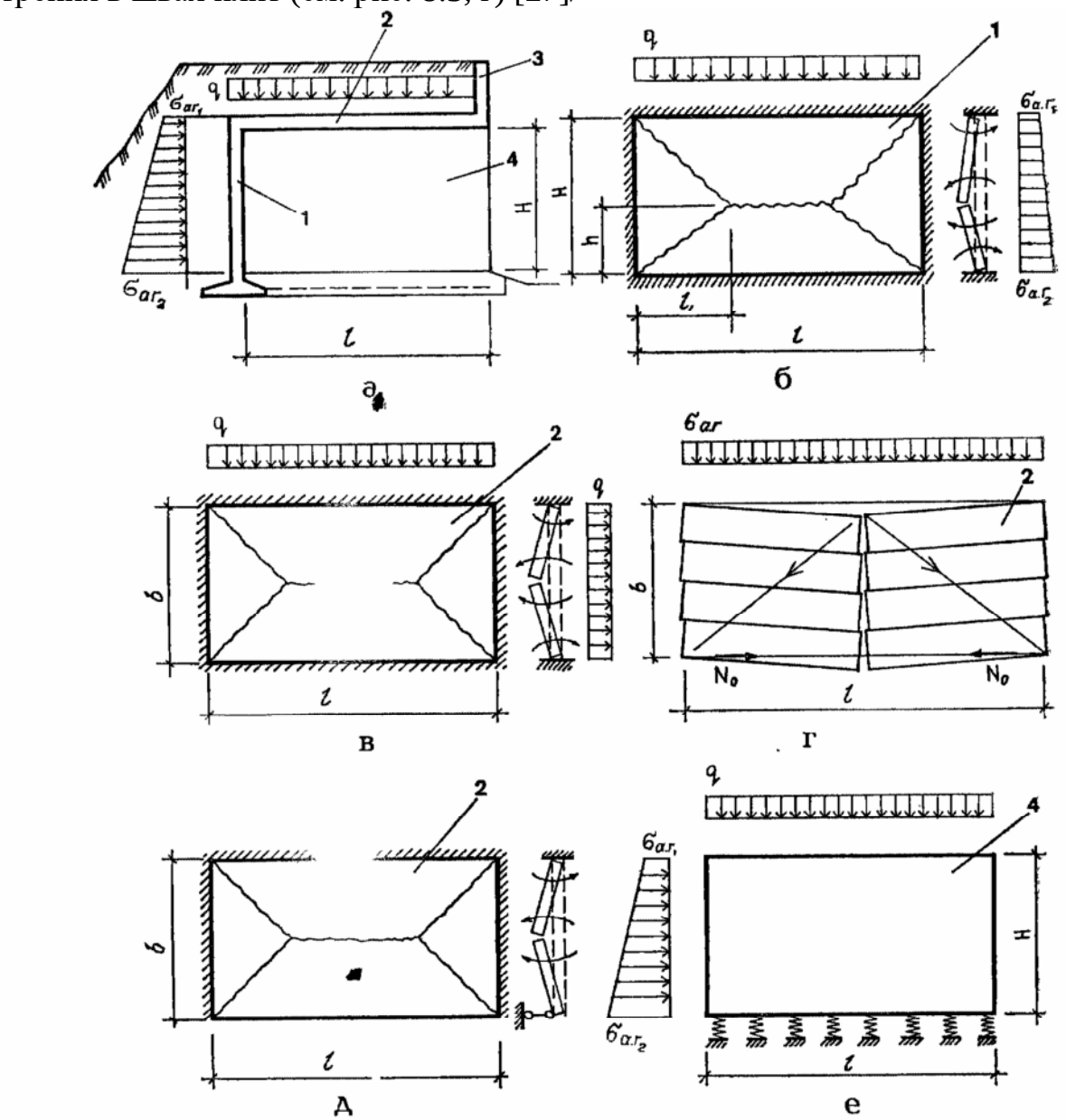


Рис. 8.3. Расчетная схема элемешов обвалованных жилых зданий:
а, б — обвалованной стены; *в* — покрытия; *г* — сборного перекрытия; *о*

— покрытия с шарнирной опорой; *е* — внутренней стены; 1, 4 — стены соответственно обвалованная и внутренняя; *2* — покрытие; *3* — парапет.

4.7. Определение изгибающих моментов

При треугольной распределенной нагрузке

$M_I=\alpha_k P$; $M_{II}=\alpha_д P$; $M'_I=-\beta_k P$; $M'_{II}=-\beta_д P$; $M'_{IIн}=-\beta_{д.н} P$; $P=1/2\sigma_{а.г.}HB$

H — *высота;* B — *ширина;* $M_{I,II}$ — *моменты в пролете;* $M'_{I,II}$ — *моменты на опорах*

H/B	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_{д.н.}$	$\beta_{д.в}$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_{к.н.}$	$\beta_{к.в.}$	$\beta_д$
1,00	0,0184	0,0206	0,0448	0,0562	0,0332	0,0206	0,0184	0,0562	0,0332	0,0446
1,10	0,0205	0,0190	0,0477	0,0538	0,0302	0,0218	0,0160	0,0576	0,0353	0,0411
1,20	0,0221	0,0173	0,0495	0,0506	0,0271	0,0227	0,0137	0,0580	0,0357	0,0372
1,30	0,0229	0,0156	0,0504	0,0470	0,0237	0,0231	0,0112	0,0577	0,0376	0,0336
1,40	0,0235	0,0137	0,0508	0,0431	0,0204	0,0233	0,0090	0,0569	0,0380	0,0302
1,50	0,0241	0,0120	0,0510	0,0387	0,0168	0,0233	0,0072	0,0556	0,0382	0,0276

При равномерно распределенной нагрузке

$M_I=\alpha_k P$; $M_{II}=\alpha_д P$; $M'_I=-\beta_k P$; $M'_{II}=-\beta_д P$; $M'_{IIн}=-\beta_{д.н} P$; $P=(q+v)LB$ *L — длина; B — ширина плиты*

L/B	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$	$\alpha_к$	$\alpha_д$	$\beta_к$	$\beta_д$
1,00	0,0220	0,0198	0,0556	0,0417	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,05	0,0231	0,0184	0,0560	0,0385	0,0187	0,0171	0,0437	0,0394
1,10	0,0234	0,0169	0,0565	0,0350	0,0194	0,0161	0,0450	0,0372
1,15	0,0236	0,0154	0,0564	0,0319	0,0200	0,0150	0,0461	0,0349
1,20	0,0236	0,0142	0,0560	0,0292	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,25	0,0236	0,0132	0,0552	0,0267	0,0207	0,0133	0,0473	0,0303
1,30	0,0235	0,0120	0,0545	0,0242	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,35	0,0233	0,0110	0,0536	0,0222	0,0210	0,0115	0,0474	0,0262
1,40	0,0230	0,0102	0,0526	0,0202	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,45	0,0228	0,0094	0,0516	0,0185	0,0209	0,0100	0,0469	0,0223
1,50	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,55	0,0221	0,0079	0,0495	0,0155	0,0206	0,0086	0,0459	0,0191
1,60	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,65	0,0214	0,0067	0,0.473	0,0131	0,0202	0,0074	0,0446	0,0164
1,70	0,0210	0,0062	0,0462	0,0120	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,75	0,0206	0,0058	0,0452	0,0112	0,0197	0,0064	0,0431	0,0141
1,80	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,85	0,0200	0,0050	0,0432	0,0095	0,0192	0,0056	0,0415	0,0122
1,90	0,0196	0,0046	0,0422	0,0088	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
1,95	0,0192	0,0043	0,0413	0,0082	0,0186	0,0049	0,0400	0,0107
2,00	0,0189	0,0040	0,0404	0,0076	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

Предельная горизонтальная нагрузка

$$p_0 = \left(8N_s h + 8qlfh^2\right)/\left(l - 4fh\right),$$

где h — ширина плиты; f — коэффициент трения в шве; N_s — предельное усилие в арматуре; l — пролет плиты; q — распределенная нагрузка на плиты.

Внутренние стены, на которые передаются горизонтальная нагрузка от обвалованных стен и вертикальная — от покрытий, рекомендуется рассчитывать как балки-стенки на упругом основании (см. рис. 8.3, е).

Особенности расчета отдельных элементов зданий мелкого заложения заключаются в необходимости учета действия вертикального и горизонтального давлений грунта (рис. 8.4). Купола, гипары рассчитывают как обычные оболочки в покрытиях зданий, учитывая дополнительный пригруз от веса обваловки (см. рис. 4.5, *а, б)* [58]. Например, при расчете гипара стрелу подъема f принимают равной 0,1...0,57l/2; главные усилия в оболочке N_1 и N_2 определяют по безмоментной теории

$$|N_1| = |N_2| = qab/(2f),$$

где q — распределенная нагрузка на оболочку; a, b — половины длин сторон прямоугольного покрытия.

Толщина оболочки и площадь арматуры:

$$t = N_1/R_b, \quad A_{s_1} = N_2/R_s,$$

где R_b—призменная прочность бетона; R_s — прочность арматуры принятого класса.

По периметру оболочку армируют усиленной арматурой, площадь которой определяют по формуле $A_s = N_1\ 0{,}5l/R_s$

Безбалочные плиты покрытий и фундаментные плиты целесообразно рассчитывать с учетом сил распора, определяя прочность методом предельного равновесия (см. рис. 8,4, *в, м)*, стены зданий с применением армированного грунта (лицевые плиты с гибкими анкерами, гибкие мембраны) — аналогично подпорным стенам из армированного грунта, учитывая при определении σ_{ar}, и $\sigma_{a \cdot r2}$ пригруз на поверхности стен из армированного грунта от покрытия здания (см. рис. 8,4, *г, д)*, обвалованные стены зданий в форме оболочек — как подпорные стены-оболочки, вводя дополнительные условия опирания (например, шарнирную опору

для уголковых стен-оболочек в верхней части) и принимая во внимание действие сосредоточенной нагрузки на оболочки от покрытия.

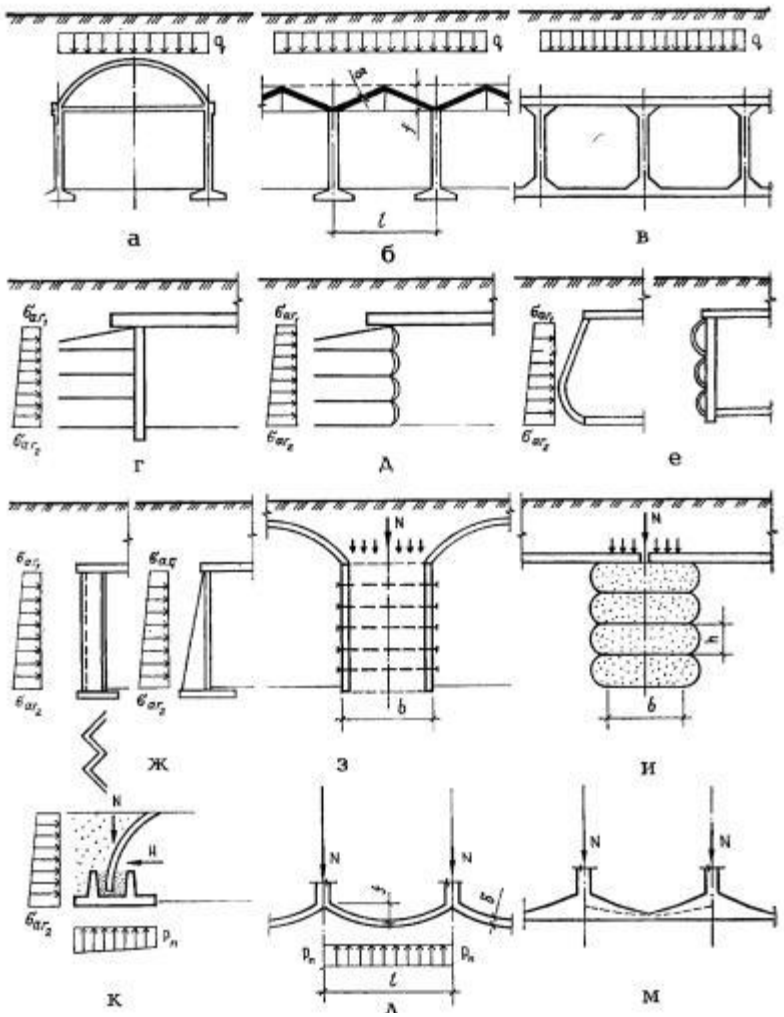


Рис. 8.4 Расчетные схемы отдельных элементов:

а- купола; б - гапара; в - плоской плиты; в, д - стен из армированного грунта; е, ж - стен из оболочек; з - армированного целика; и - колонны из армогрунта; к -фундамента; *л* - многоволнового фундамента-оболочки; *м* - плиты переменного сечения

В случае использования в качестве опор целиков естественного грунта (при их недостаточной несущей способности) рекомендуется армирование грунта внутренними стержнями, устанавливаемыми в пробуренные скважины, и наружной обоймой из арматуры с торкрет-бетоном. Такие элементы рассчитывают как

короткие элементы с косвенной арматурой, повышающей значение R_b, мембранные опоры — как мембранные стены (см. рис. 8.4, *и, к)*. Узел заделки оболочки в фундамент можно конструировать податливым, чтобы при расчете принять шарнирное опирание и снизить краевой момент. Цилиндрические оболочки и плиты переменного сечения в фундаментах и стенах следует рассчитывать, как действие арки на равномерно распределенного давления грунта:

$$P_{H_a} = ql^2/(8f);\ t = H_a / R_b$$

H_a — усилие распора в арке; q — равномерно распределенное давление на арку; l, f — пролет арки и стрела подъема; t — толщина оболочки.

При расчете ленточных фундаментов необходимо учитывать действие всех горизонтальных и вертикальных нагрузок, так как значительные горизонтальные нагрузки приводят к крену фундамента.

Несущая способность гибких инъекционных анкеров в соответствии с [14]:

$$F_d = \gamma_c \gamma_{cf} \pi D_к l_к (1 + \sin\varphi)(\sigma_0 \operatorname{tg}\varphi + c)\left\{\left[1{,}01 - \left(\frac{d_c}{D_к}\right)^{\beta}\right]/[1{,}01 - A^2/(1-A)^2]\right\}^{\beta},$$

$$\beta = \sin\varphi/(1+\sin\varphi);\quad A = E_0/(1+\nu_0)(\sigma_0 + c\operatorname{ctg}\varphi)\sin\varphi,$$

где γ_c, $\gamma_{c\ f}$ — коэффициенты, определяемые по [53] D_k, l_k — соответственно диаметр и длина корня анкера; σ_0 — природное давление на уровне середины корня; с, φ, E_o, ν_0 — средневзвешенные прочностные и деформативные характеристики грунта; d_c — диаметр скважины; α — угол наклона анкера к горизонтали

Количество необходимого раствора для образования корня анкера:

с закачкой раствора через обсадную трубу

$$V_к = 0{,}5\,(D_к^2 - d_т^2)(1 + 3{,}1n)\,l_к;$$

С повторной инъекцией раствора

$$V_к = 0{,}5\,(D_к^2 - d_c^2)(1 + 3{,}1n)\,l_к,$$

где d_T — диаметр оттяжки; n — водоцементное отношение.

Пример 8.1. *Рассчитать плиту перекрытия подземного здания (рис. 8.5,* а). *Дано* L = *6 м; g+v=5 кПа;* $\sigma_{а\,г}$ *=28 кПа;* $\sigma_{а\,г2}$ *=44 кПа; бетон класса В20,* R_b = *11,5 МПа; арматура класса А-II,* R_s — *280 МПа; Н — 3 м.*

Решение:

$$M_{max} = \frac{(q+v)L^2}{8} - T \cdot e_1;$$

$$T = \frac{3}{8}\sigma_{а.г_2} \cdot H + \frac{1}{10}(\sigma_{а.г_2} - \sigma_{а.г_1})H;$$

$$T = \frac{3}{8} \cdot 44 \cdot 3 + \frac{1}{10}(44 - 28) \cdot 3 = 54{,}3 \text{ кН};$$

$$M_{max} = \frac{5 \cdot 6^2}{8} = 54{,}3 \cdot 20 = 11{,}64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e = \frac{11{,}64 - 54{,}3 \cdot 0{,}2}{54{,}3} = 1{,}43 \text{ см};$$

$Te \leqslant R_b \cdot b \cdot x\left(h_0 - \frac{1}{2}x\right)$. Принимаем площадь рабочей арматуры при $\mu = 1\ \%$ [48]: $A_s = 8$ см². Назначаем в каждом ребре один стержень $\varnothing 25$ мм, $A_s = 9{,}8$ см². Тогда $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = 11{,}9$ см; $54{,}3 \cdot 1{,}43 \leqslant 11{,}5 \cdot 20 \times$

$$\times\ 11{,}9\left(36 - \frac{1}{2} \cdot 11{,}9\right); \quad 77{,}649 < 82{,}11.$$

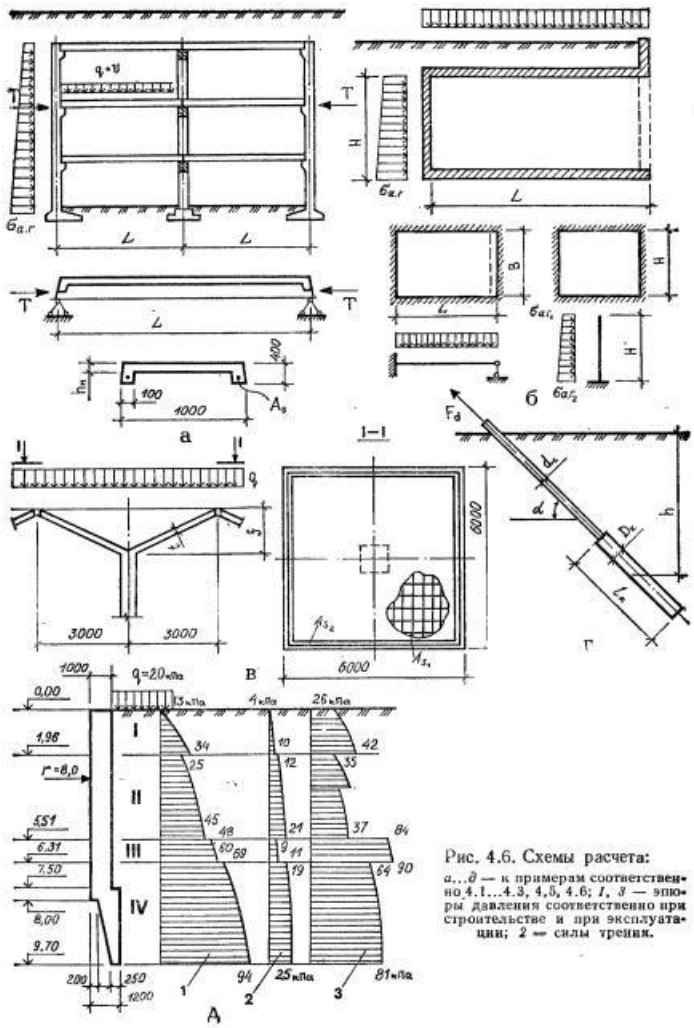


Рис. 8.5. Схемы расчета:

а...д — к примерам соответственно 4.1...4.3, 4,5, 4.6; 1, 3 — эпюры давления соответственно при строительстве и при эксплуатации; 2 - силы трения.

Условие прочности выполнено. Далее рассчитываем трещиностойкость и прогибы в соответствии с [48]. Полку плиты рассчитываем как изгибаемый элемент в направлении короткой стороны.

***Пример** 8.2. Рассчитать покрытие и стену обвалованного жилого здания (рис. 8.5, б).*

а) *Расчет покрытия.*

Дано: *грунт — песок* $\gamma = 18$ *кН/м*^{3}; $\sigma_{аг} = 3$ *кПа;* $\sigma_{аг2г}$ *— 19,2 кПа;* H = *3 м;* L = *6 м;* B = *3 м; бетон тяжелый класса B20,* R_b = *1,5*

МПа, арматура класса А-II; R_s *= 280 МПа;* g + v *= 8 кПа.*

Решение: L/B *= 2. По табл. 4.7. находим:* $\alpha_к$ *= 0,0189;* $\alpha_д$ *= 0,0040;* $\beta_К$ *= —0,0404;* $\beta_д$ *= -0,0076;* P = (g + *и)* LB *= 144 кН;*

M_1 *= 0,0189· 144 = 2,72 (кН · м) м;* M_{1I} *= 0,0040 · 144 = 0,58 (кН · м) м;*

M'_1 *= — 0,0404 · 144 = — 5,82 (кН · м) м;* M_{1I} *= — 0,0076 · 144 = 1,09 (кН · м) м.*

Принимаем толщину плиты по [48] не менее 1/50 B, *или* h ≥*6 см;* h *= 10 см;* h_0 *= 7,5 см.*

По [48] определяем: α *= 0,85;* ω *= 0,76;* ξ_R*= 0,65.*

$$\alpha_m = \frac{5,82}{0,9 \cdot 1 \cdot 7,5^2 \cdot 11,5} = 0,15; \quad \xi = 0,16; \quad \zeta = 0,92; \quad \xi < \xi_R;$$

$$A_s = \frac{5,82}{0,96 \cdot 7,5 \cdot 280} = 0,04 \text{ см}^2/\text{см}.$$

Принимаем ∅ 8А-II шаг 100, A_s *= 0,05 см²/см. Аналогично рассчитываем другие сечения, далее производим расчет трещиностойкости и прогибов.*

б) *Расчет стены.* Дано: H/B *= 1.*

Решение: *По табл. 4.7 находим* $\alpha_к$ *= 0,0184;* $\alpha_д$*= 0,0206;* $\beta_к$ *= 0,0448;* $\beta_{дн}$ *= 0,0562;* $\beta_{д\ в}$ *= 0,0332. Разделяем эпюру* $\alpha_{а\ г}$ *на треугольную с абсциссой 16,2 кПа и прямоугольную с абсциссой 3 кПа. Для прямоугольной эпюры расчет* M *приведен выше, для треугольной* P *= 0,5 • 16,2 • 300 • 300 = 72 кН.*

M_I *= 0,0184 · 72 = 1,32 (кН м)/м;* M_{II} *= 0,0206 · 72 = 1,48 (кН м)/м;* M'_I *= —0,0448 · 72 = —3,22 (кН • м)/м;* M'_{II} = —0,0332 · *72 = — 2,39 (кН м)/м;* $M'_I{}'_n$ *= —0,0562 · 72 = —4,04 (кН · м)/м,*

К этим моментам добавляем моменты от прямоугольной эпюры a_a *и далее рассчитываем арматуру в пролете и на опорах.*

Пример 8.3. *Запроектировать покрытие подземного здания рамного типа в виде оболочек — гиперболических параболоидов, четырех лепестковых, опирающихся на железобетонные колонны (рис. 8.5, в).*

Дано: *здание с сеткой колонн 6 ×6 м; распределенная нагрузка q, на оболочку с учетом веса грунта толщиной 0,7 м и пригруза на его поверхности q = 2 кПа составляет 20 кПа; бетон класса B30;* R_b *= 17 МПа; арматура класса А-II;* R_s *= 365 МПа.*

Решение: *пусть размеры оболочки в плане 2a = 2b = 600 см; f = 1 м,*

t = *0,9 :17=6 см, допустим* t = *10 см.*

A_{s1}= *0,9 : 365 = 0,0246 см*^{2}*/см.*

Принимаем арматурную сетку, расположенную посередине сечения оболочки, с ячейкой 20 × 20 см; ∅ 10А-II, A_{s1}= *0,078 см*^{2}*/см.*

По периметру устанавливаем усиленную арматуру

$$|N_1| = |N_2| = \frac{q_1 ab}{2f} = \frac{20 \cdot 300 \cdot 300}{2 \cdot 100} = 0{,}9 \text{ кН/см.}$$

$$A_{s_2} = \frac{0{,}9 \cdot 300}{365} = 7{,}397 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 ∅ 25 А-II тогда A_{s2} = 7,8 см^2.

Пример 8.4. *Запроектировать ограждающую конструкцию подземного здания в виде цилиндрической оболочки с горизонтальным расположением волны.*

Дано: *здание с глубиной* p *асположения 12 м; шаг колонн или пролет оболочек — 6 м; опирание оболочек на колонны — шарнирное; стрела подъема* f = *1,2 м; грунт — песок с* γ = *18 кН/м*^{3} *и* φ = *28°; пригруз на поверхности грунта* q= *20 кПа; бетон класса В30,* R_b= *17,0 МПа; арматура класса А-II.*

Решение: *определяем горизонта льное давление на нижнюю оболочку от при- груза на поверхности грунта*

$$\sigma_q = 20 \cdot \lambda_a = 5{,}6 \text{ кПа}; \quad \lambda_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right);$$

от давления грунта

$$\sigma_г = 18 \cdot 12 \cdot tg^2\left[45^\circ - \frac{28}{2}\right] = 60{,}5 \text{ кПа},$$

тогда суммарное давление $\sigma_{a\,г}$ = *66,1 кПа.*

Вычисляем толщину оболочки

$$t = \frac{66{,}1 \cdot 600^2}{8 \cdot 120 \cdot 17} = 14{,}58 \text{ см.}$$

Принимаем толщину 20 см. Поле оболочки армируем конструктивной арматурой — сетка 20 × 20 см, ∅ 12А-II выполняющей роль противоусадочной. При изготовлении оболочек в сборном варианте дополнительно рассчитываем арматуру для восприятия усилий при изготовлении, перевозке и монтаже.

Пример 8.5. *Определить несущую способность инъекционного гибкого анкера в суглинистом грунте с* γ = *17 кН/м*^{3}*;* φ = *32°;* E_0 = *20 МПа; с = 2 кПа;* ν_0 = *0,28; угол наклона к горизонтали* α = *45°; длина заделки* $l_к$ = *3,5 м; диаметр скважины* d_c = *0,12 м; глубина расположения центра корня (закрепленной части анкера с*

инъекцией раствора) h = *4,8 м; расчетный диаметр корня* $D_к$ = *0,25 м; коэффициенты* γ_c= *1,* γ_{cf} = *0,7 (табл. 5 [53]); природное давление грунта на уровне середины корня анкера* $\sigma_0 = \gamma h$ = *0,08 МПа (рис. 4.6, г).*

Решение: *рассчитываем несущую способность без учета лобового сопротивления по формуле, приведенной на с. 105;* F_d= *401 кН.*

Рекомендуется по заданным значениям d_c, h, a, l_k, *а также по средневзвешенным значениям прочностных и деформативных характеристик грунта* φ, *c,* E_o, ν_0 *вычислить три значения* F_d *для отношений* $d_c/D_к$, *равных 0,9; 0,6 и 0,3, и построить график зависимости между* F_d *и* $d_c/D_к$. *Затем при заданном коэффициенте надежности* $\gamma_к$, *зависящем от класса сооружения и длительности работы анкеров, по графику найти* $D_к$, *обеспечивающее нужную несущую способность анкера.*

Количество необходимого раствора для образования тела корня анкера вычисляем по приведенным в 4.2.1 формулам.

8.3. Расчет конструкций при опускном способе возведения.

Железобетонные конструкции рассчитывают для условий строительства и эксплуатации. Для условий строительства определяют: необходимость устройства перегородок или распорок при снятии с временного основания, на конечной стадии опускания расчетом прочности стен; прочность днища; всплытие колодца; сдвиг и опрокидывание при односторонних выработках Для условий эксплуатации рассчитывают: стены (наружные и внутренние), днища, перекрытия на прочность, колодец на всплытие, сдвиг по подошве, опрокидывание, общую устойчивость при больших и односторонних нагрузках; стены на местное действие нагрузки.

Для железобетонных стен колодцев при $\frac{1}{12} \le \frac{\delta}{R} \le \frac{1}{5}$

$$M_{R_a} = -0{,}1488 p_{ar} R^2 (k_u - 1);$$

$$M_{R_b} = 0{,}1366 p_{ar} R^2 (k_u - 1),$$

$$N_{R_a} = p_г R [1 + 0{,}7854 (k_u - 1)];$$

$$N_{R_b} = p_г R [1 + 0{,}5 (k_u - 1)];$$

$$k_u = (\Sigma p_г^{max} / p_г),$$

где $p_г^{max}$ — максимальная сумма горизонтальных давлений; $p_{аг}$ — горизонтальное боковое давление грунта, $p_{аг}$ =$\sigma_{а\cdot г}$; k_u — коэффициент неравномерности бокового давления; R — расчетный радиус оболочки.

Основными при расчете толщины сечения и армирования стен опускных колодцев являются горизонтальные нагрузки. Для круглых в плане сооружений с массивными стенами (δ/R = 1/5) можно пренебречь неравномерностью горизонтальной нагрузки и принять ее радиальной осесимметричной [3, 17]. При этом конструкцию рассчитывают по поясам, по поперечным кольцевым сечениям на напряжения как бетонное сечение

$$\sigma_b = \frac{p_{а.г}(R+\delta)^2}{(R+0{,}5\delta)\,\delta}.$$

Днище опускного сооружения рассчитывают как фундаментную плиту, если нет внутренних стен, или как многопролетную балочную плиту (если они есть). При этом усилия от грунтовых анкеров, заделанных в днище, учитывают в расчетной схеме как внешние сосредоточенные нагрузки [30].

При расчете устойчивости формы поперечного сечения на действие горизонтальных нагрузок считают, что грунт из ядра сооружения удален, а днище не забетонировано

$$p_{кр} \leqslant \Sigma p_{а.г},$$

где $p_{кр}$ — критическое давление; для оболочки с незакрепленными краями

$$p_{кр} = 0{,}56E_b\left[\xi_1^3(\varkappa_1^2-1)+\frac{0{,}658\xi_2}{\varkappa_1^4(\varkappa_1^2-1)}\right],$$

$\Sigma p_г$—сумма расчетных горизонтальных давлений, действующих на сооружение;

$$\xi_1 = \delta_2/D_р;\quad \xi_2 = \delta_2 D_р^3/H_к^4;$$

δ_2 — толщина стенки; $D_р$ — расчетный диаметр колодца; $H_к$ — глубина колодца; χ— число волн в поперечном направлении; χ_1= 2... 10. При значениях χ_1= 2... 10 определяют минимальное значение $p_{кр}$.

Стены прямоугольных опускных сооружений рассчитывают как плоские железобетонные плиты. В вертикальном направлении оболочку рассчитывают на растягивающие усилия, возникающие при зависании оболочки в грунте; проверяют ее прочность в месте

зависания (заклинивания) при удалении грунта из-под ножа, под действием массы подвешенной части сооружения.

Для погружения колодца необходимо соблюдать условие

$$(G_\omega + Q)/(T_2 + F_u) > \gamma_{pt},$$

109

где G_ω, Q, T_2, F_U— расчетные нагрузки с учетом коэффициентов надежности по нагрузке.

Для предотвращения погружения ниже проектной отметки усилия, передаваемые на опоры и позволяющие закрепить колодец,

$$F_s = G_\omega (T_2 + F_u)$$

Расчет на всплытие производят на расчетные нагрузки по формуле

$$\frac{\Sigma G + \Sigma T_t}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} \geqslant \gamma_{em},$$

где ΣG — сумма всех постоянных расчетных нагрузок; ΣT_i- — сумма усилий трения при расчете на всплытие; $Д_м$ — площадь основания колодца; H_a — расчетное превышение уровня подземных вод над низом днища; y_{em} — коэффициент надежности от всплытия, равный 1,2.

Если $\frac{\sum Q + \sum T_i}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} < \gamma_{em}$, необходимо предусмотреть устройство анкеров, препятствующих всплытию.

Для условий эксплуатации расчет на всплытие выполняют на действие расчетных нагрузок;

$$\frac{\sum Q + T_i + Q}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} \geq \gamma_{em}$$

***Пример** 8.6 [17]. Рассчитать опускной колодец внутренним диаметром* r = *8 м, глубиной* H_ω = *9,7 м на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства и эксплуатации (рис. 8.5,* д).

Грунты площадки строительства: I слой — насыпной грунт с γ_1= *19,3 кН/м*^{3}*; II слой — песок с* γ_2 = *18,5 кН/м*^{3}*,* φ_2 = *25°; III слой — песок с* γ_3 = *19 кН/м*^{3}*,* φ_3 = *25°; IV слой — глина с* γ_4 = *19 кН/м*^{3}*,* φ_4 = *15°,* k_c = *0,5 · 10*^{4} *Па.*

Решение: *а) В условиях строительства назначаем толщину стенки* b = *1 м наружный радиус колодца* r = *9 м. Определяем*

приведенные высоты слоев грунта:

$$h_1^1 = \frac{\gamma_1 H_1}{\gamma_2} = \frac{191{,}96}{18{,}5} = 2\ м;\ h_2^1 = 5{,}4 м;\ h_3^1 = 6{,}2\ м.$$

Вычисляем абсциссы основного давления грунта p_g *и удельные силы трения* t:

1. На поверхности грунта: $h_0 = 0$ *м;* $\gamma_1 = 19$ *кН/м*^{3}*;* $\varphi_1 = 17°$*;* $h_0/r = 0{,}9 = 0$*;* $п = 1$*;* $F_1 = 0$*;* $F_2 = 0{,}55$*;* $k_p = 0{,}2$*;* $p_g = (1 + k_p)\, p_{a\,г}$*;* $p_{go} = (1 + 0{,}2)\,(0 + 20 \cdot 0{,}55) = 13$ *кПа;* $t = \gamma_c\,(p_g\, tg\,\varphi + k_c)$*;* $t_0 = 13 \times 0{,}3057 = 4$ *кПа*

2 На отметке 1,96 для вышележащего грунта: $h_1 = 1{,}96$ *м;* $\gamma_1 = 19$ *кН/м*^{3}*;* $\varphi_1 = 17°$*;* $h_0/r = 1{,}96/6 = 0{,}22$*;* $п = 0{,}87$*;* $F_1 = 0{,}11$*;* $F_2 = 0{,}49$*;* $k_p = 0{,}2$*;* $p_{g1} = 34$ *кПа;* $t_1 = 10$ *кПа; для нижележащего:* $p'_{g1} = 25$ *кПа;* $t'_1 = 12$ *кПа.*

3. На отметке 5,51 для вышележащего грунта $p_{g2} = 46$ *кПа,* $t_2 = 21$ *кПа; для нижележащего* $p'_{g2} = 48$ *кПа;* $t'_2 = 24$ *кПа.*

4. На отметке 6,31 для вышележащего грунта $p_{g3} = 60$ *кПа;* $t_3 = 26$ *кПа; для нижележащего* $p'_{g3} = 69$ *кПа;* $t'_3 = 24$ *кПа.*

5. На отметке 7,50 для вышележащего грунта $P_{g4} = 78$ *кПа;* $t_4 = 26$ *кПа.*

6. На отметке 8,00 для вышележащего грунта $P_{g5} = 88$ *кПа;* $t_5 = 27$ *кПа.*

7. На отметке 9,70 для вышележащего грунта $P_{g6} = 94$ *кПа;* $t_6 = 30$ *кПа.*

Силу трения грунта находим по формуле [17]:

$$T_2 = n\left(\frac{t_0 + t_1}{2} h_i + \ldots + \frac{t_{n-1} + t_n}{2} h_n\right);\ T_2 = 10462\ кН.$$

Вес колодца, необходимый для погружения на проектную глубину,

$$G_\omega = 1{,}15 \cdot 10462 = 10031\ \ 12\,031\ кН.$$

Вес колодца после уточнения размеров

$$G_\omega = n\gamma_0 V_\omega = 0{,}9 \cdot 25 \cdot 540 = 12150\ кН > 12031\ кН$$

Сила трения $T_1 = 0{,}5 T_2 = 5231$ *кН.*

Вес грунта, находящегося выше уступа ножа,

$G_g = 6{,}28 \cdot 9{,}15 \cdot 0{,}1 \cdot 7{,}5 = 737$ *кН,*

Вес днища

G_p = *0,9 . 1,5.25.3,14 (8,2 + 8,7)*^{a}*/2 = 7567 кН.*

Расчет на всплытие:

$$\frac{\sum Q + T_i + Q}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} \geq \gamma_{em}\text{; } 1{,}42 \geq 1{,}2$$

Значит, всплытие не произойдет.

Коэффициент неравномерности бокового давления

$$k_u = 1 + \frac{33}{86} = 1{,}38$$

Нагрузка на I пояс, равный 2 м:

$$p = p_{g5} + \frac{p_{g5} + p_{g6}}{2} \cdot \frac{h_в}{2} = 156{,}8 \text{ кПа} = q.$$

$$M_a = -0{,}1488 \cdot qr_m^2 (k_u - 1) = 648 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_b = 0{,}1366 \cdot qr_m^2 (k_u - 1) = 595 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_a = qr_m [1 + 0{,}7854 (k_u - 1)] = 1740 \text{ кН};$$

$$N_b = qr_m [1 + 0{,}5 (k_u - 1)] = 1596 \text{ кН}.$$

б) В условиях эксплуатации:

$$p_g = k_h \left(\sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i + q \right); \quad k_h = \mu/(1 - \mu);$$

на отметке 8,00 м $p_{g6} = 0{,}5 (10 \cdot 10{,}5 + 40) = 73$ кПа;

на отметке 9,70 м $p_{g1} = 0{,}5 (10 \cdot 12{,}2 + 40) = 81$ кПа.

Нагрузка на I пояс:

$$p = 73 + \frac{73 + 81}{2} \cdot \frac{1{,}7}{2} = 134 \text{ кПа}.$$

$$M_a = -0{,}1488 \cdot 134 \cdot 8{,}55^2 (1{,}1 - 1) = 146 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_b = 134 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_a = 134 \cdot 8{,}55 [1 + 0{,}7854 (1{,}1 - 1)] = 1230 \text{ кН}; \quad N_b = 1200 \text{ кН}.$$

Сжимающее усилие от гидростатического давления воды N = pr_m*= 51 × 8,55 = 436 кН.*

Окончательно: M_a *= 146 кН м;* M_h *= 134 кН м;* N_a *= 1230 + 436 = 1666 кН;* N_b *= 1200 + 436 = 1636 кН.*

ЗАДАЧА №9.

Определение активного и пассивного давления грунта на стены

9.1.Общие положения

Давление грунта на стены зависит от их конструктивных особенностей (наклона и жесткости стены, наличия разгружающих элементов и т. д.), от свойств грунта, взаимодействующего со стеной, от величины и направления перемещений, поворота и прогиба стены.

Активное давление грунта σ_a реализуется при смещении стены от грунта и соответствует минимальному значению давления. Пассивное давление грунта o_P реализуется при смещении стены на грунт и соответствует максимальному значению давления. При отсутствии перемещений стены реализуется давление покоя σ_o. Изменение давления грунта в зависимости от перемещения стены u представлено на рис. 9.1.

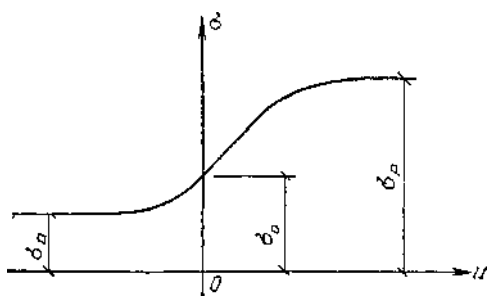


Рис. 9.1. Изменение давления грунта на подпорную стенку в зависимости от ее перемещения

9.2. Характеристики грунта, используемые при определении давления грунта

На стенки действует боковое давление грунта нарушенного сложения. Характеристики этого грунта выражаются через соответствующие характеристики грунта ненарушенного сложения следующими соотношениями [3]:

$$\gamma_I' = 0{,}95\gamma_I; \quad \varphi_I' = 0{,}9\varphi_I;$$

$$c_I' = 0{,}5c_I \quad \text{(но не более 7 кПа);}$$

$$\gamma_{II}' = 0{,}95\gamma_{II}; \quad \varphi_{II}' = 0{,}9\varphi_{II};$$

$$c_{II}' = 0{,}5c_{II} \text{ (но не более 10 кПа),}$$

(но не более 10 кПа),

где γ_I, φ_I, c_I, γ_{II}, φ_{II}, c_{II} — соответственно удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление грунтов ненарушенного сложения для расчетов по первой и второй группам предельных состояний, определяемые в соответствии со СНиП 2.02.01-83.

9.3. Активное давление грунта

А. Несвязный грунт

В случае свободной от нагрузки наклонной поверхности засыпки и наклонной тыловой грани стены горизонтальная и вертикальная G_{av} составляющие активного давления грунта на глубине z (рис. 9.2) определяются по формулам [3, 4]:

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a; \qquad (7.1)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \qquad (7.2)$$

где γ — расчетное значение удельного веса грунта; α —угол наклона тыловой грани стены к вертикали, принимаемый со знаком плюс при отклонении от вертикали в сторону стены; δ —угол трения грунта на контакте со стенкой, принимаемый для стен с повышенной шероховатостью равным φ, для мелкозернистых водонасыщенных песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок равным 0, в остальных случаях равным $0{,}5\varphi$ (здесь φ— расчетное значение угла внутреннего трения грунта); λ_a— коэффициент активного давления грунта:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos\alpha\left(1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\rho)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\rho)}}\right)}\right]^2; \qquad (7.3)$$

Здесь ρ — угол наклона поверхности грунта к горизонту, принимаемый со знаком плюс при отклонении этой поверхности от горизонтали вверх: $|\rho| \le \varphi$.

В частном случае для гладкой вертикальной тыловой грани и горизонтальной поверхности грунта коэффициент активного

давления вычисляется по формуле

$$\lambda_a = \mathrm{tg}^2 (45° - \varphi/2). \qquad (7.4)$$

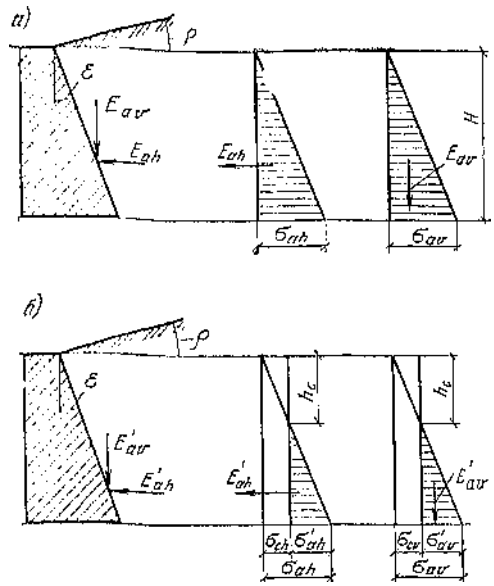


Рис. 9.2. К определению активного давления грунта на стенку а — несвязного; *б* — связного

Равнодействующие горизонтального E_{ah} и вертикального E_{av} давлений грунта для стен высотой H определяются как площади соответствующих треугольных эпюр давлений (рис. 9.2) по формулам:

$$E_{ah} = \sigma_{ah} H/2; \qquad (7.5)$$

$$E_{av} = \sigma_{av} H/2. \qquad (7.6)$$

Горизонтальная σ'_{ah} и вертикальная σ'_{av} составляющие активного давления связного грунта на глубине z (см. рис. 9.2) определяются по формулам:

$$\sigma'_{ah} = \sigma_{ah} - \sigma_{ch}; \qquad (7.7)$$

$$\sigma'_{av} = \sigma'_{ah} \,\mathrm{tg}\,(\alpha + \delta), \qquad (7.8)$$

где σ_{ch} —давление связности:

σ_{ch} = cK (7.9)

здесь c — удельное сцепление грунта;

$$K = \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi}\left[\frac{\cos(\alpha+\delta)}{\cos\alpha\cos\delta} - \lambda_a \frac{\cos\alpha\cos\rho}{\cos(\alpha-\rho)}\right]. \quad (7.10)$$

Если значение *К*, вычисленное по формуле (9.10), меньше нуля, в расчетах принимает**ся** *К =0.*

В частном случае при горизонтальной поверхности засыпки (ρ=0) и вертикальной задней грани (α=0) (или расчетной плоскости) горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине *z* определяется по формуле

$$\sigma'_{ah} = \gamma z \lambda_a + c(\lambda_a - 1)/\operatorname{tg}\varphi.$$

Равнодействующая горизонтального E'_{ah} **и** вертикального E'_{av} давлений грунта для степ высотой Н (см. рис. 9.2) определяется по формулам:

$$E'_{ah} = \sigma'_{ah}(H - h_c)/2; \quad (7.11$$

$$E'_{av} = \sigma'_{av}(H - h_c)/2, \quad (7.12)$$

где

$$h_c = \frac{\sigma_{ch}}{\sigma_{ah}} H. \quad (7.13)$$

Б. Давление на стены от нагрузки на поверхности засыпки

Сплошная равномерно распределенная нагрузка *q* (рис. 9.3, *а).* Горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие активного давления грунта от этой нагрузки на глубине *z* для связных и несвязных грунтов определяются по формулам:

$$\sigma_{qh} = q\lambda_a; \quad (7.14)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\alpha + \delta). \quad (7.15)$$

Сплошная (на всей призме обрушения) равномерно распределенная нагрузка д, приложенная на расстоянии *а* от стены (рис. 9.3, б). Горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие активного давления грунта от этой нагрузки определяются при z≥a/(tgα+ tgθ) по формулам (7.14) и (7.15), а при 0≤z≤a/(tgα+ tgθ) (где θ=45°—φ/2) $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

Полосовая (ширина полосы b) нагрузка *q,* приложенная в пределах призмы обрушения на расстоянии *а* от стены (рис. 7.8, е). Горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие активного давления грунта от этой нагрузки определяются при a/(tgα+ tgθ)

≤z≤(a+b)/(tgα+ tgθ) по формулам (7.14) и (7.15), а при 0≤z≤a/(tgα+ tgθ) и z> (a+b)/(tgα+ tgθ) $\sigma_{qh} = \sigma_{qv} = 0$.

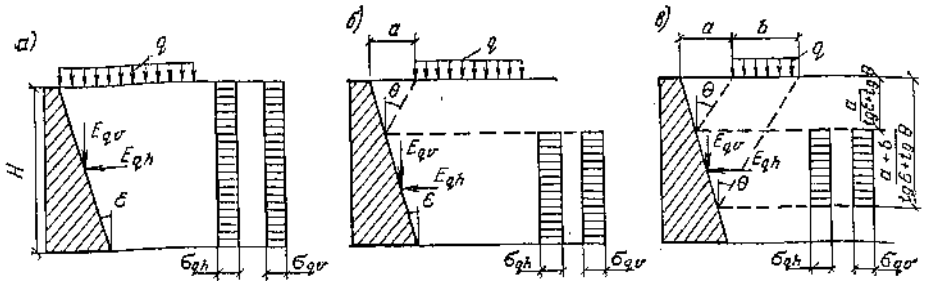


Рис. 9.3. К определению давления грунта от нагрузки на поверхности засыпки

При расчете подпорных стен давления от нагрузок на поверхности засыпки, вычисленные по формулам (7.14) и (7.15), добавляются к давлениям от грунта, вычисленным по формулам (7.1), (7.2) и (7.7), (7.8).

В. Давление грунта на уголковые подпорные стены

Для уголковых подпорных стен активное давление грунта на условную поверхность определяется по двум возможным вариантам:

- для длинной опорной плиты в предположении образования симметричной призмы обрушения (рис. 9.4, *а*, условная поверхность *ab).*

- для короткой опорной плиты — несимметричной призмы обрушения (рис. 9.4, *б*, условная поверхность *abc).*

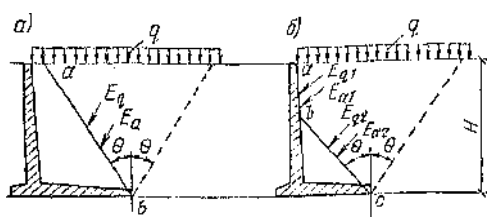


Рис. 9.4. К определению активного давления грунта на угловые подпорные стены

а — при симметричной призме обрушения; *б* — при несимметричной призме обрушения

В обоих случаях вес грунта, заключенного между условной

поверхностью и тыловой поверхностью стены, добавляется к весу стены в расчетах на устойчивость, которые выполняются так же, как и для массивных стен; $\alpha=\theta = 45^{o}—\varphi/2$; $\delta =\varphi$.

б) **Пассивное давление грунта**

При горизонтальной поверхности грунта и равномерно распределенной нагрузке на поверхности горизонтальная σ_{qh} и вертикальная σ_{qv} составляющие пассивного давления на глубине z от поверхности определяются по формулам:

$$\sigma_{ph} = (q + \gamma z)\,\lambda_{ph} + \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\left[\lambda_{ph} - \frac{\cos(\alpha+\delta)}{\cos\alpha\cos\delta}\right]; \qquad (7.16)$$

$$\sigma_{pv} = \sigma_{ph}\operatorname{tg}(\alpha+\delta), \qquad (7.17$$

где q —нагрузка, равномерно распределенная на поверхности; λ_{ph} — коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления, определяемый при горизонтальной поверхности грунта по формуле

$$\lambda_{ph} = \left[\frac{\cos(\varphi-\alpha)}{\cos\alpha\left(1-\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin\varphi}{\cos(\alpha+\delta)\cos\alpha}}\right)}\right]^2. \qquad (7.18)$$

В частном случае при $\alpha=\delta=0$

$$\lambda_{ph} = \operatorname{tg}^2(45^\circ+\varphi/2). \qquad (7.19)$$

4. **Расчет массивных и уголковых подпорных стен**

4. **Общие положения**

Подпорные стены рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе выполняются расчеты на устойчивость стены против сдвига, на устойчивость основания (несущая способность), на прочность скального основания, на прочность элементов конструкций и узлов соединения, по второй группе выполняются расчеты оснований по деформациям и по трещиностойкости элементов конструкций.

Расчет подпорных стен по обеим группам предельных состояний производится на расчетные нагрузки, определяемые как произведение нормативных нагрузок и коэффициентов надежности

по нагрузке. Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f при расчетах по первой группе предельных состояний принимаются по табл. 7.1, а при расчетах по второй группе γ_f =1.

таблица 7.1.

значения коэффициентов надежности по нагрузке ту

Нагрузка	γ_f
Постоянная:	
собственный вес конструкции	1,1 (0.9)
вес грунта в природном залегании	1,1 (0,9)
» уплотненного грунта засыпки .	1,1 (0,9)
» дорожного покрытия проезжей части и тротуаров	1,5 (0,9)
вес полотна железнодорожных путей на балласте	1,3 (0,9)
Временная:	
от подвижного состава железных дорог	1,3
от колесной нагрузки НК-80	1,1
от оборудования, складируемого материала, внутрицехового транспорта и равномерно распределенная нагрузка на территории	1,2

Примечание. Значения коэффициентов, указанные в скобках, принимаются при расчете стен по первой группе предельных состояний, когда уменьшение постоянной нагрузки может ухудшить условия устойчивости.

4. Расчет устойчивости оснований, стен против сдвига по подошве и глубокого сдвига по ломаным поверхностям скольжения

Устойчивость отдельно стоящих стен против сдвига по подошве и по ломаным поверхностям скольжения рассчитывается во всех случаях независимо от соотношения вертикальных и горизонтальных нагрузок. Для стен, воспринимающих нагрузку от верхнего строения (в частности для стен подвалов), расчет устойчивости против сдвига производится только при невыполнении условия $tg\delta < \sin\varphi_I$. Угол δ наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание определяется по формуле $tg\delta = F_h / F_v$, F_h и F_v —горизонтальная и вертикальная составляющие внешней нагрузки на основание на уровне подошвы фундамента.

Расчет устойчивости стены против сдвига выполняется по формуле $\sum F_{sa} \le \gamma_c \sum F_{sr} / \gamma_n$, ΣF_{sr} и ΣF_{sa} —суммы проекций на

плоскость скольжения расчетных сил, соответственно удерживающих и сдвигающих.

При этом стены с горизонтальной подошвой рассчитываются по трем возможным вариантам сдвига; β=0; $\beta=\varphi_I/2$ и $\beta=\varphi_I$ (рис, *7.10, а).*

Стены с наклонной подошвой рассчитываются по четырем возможным вариантам сдвига: $\beta=-\alpha$; β=0; $\beta=\varphi_I/2$ и $\beta=\varphi_I$ (рис. 7.10,6). При расчете на сдвиг по подошве используются прочностные характеристики грунта ненарушенного сложения φ_I и c_I , но значения φ_I принимаются не более 30 , а значения c_I — не более 5 кПа.

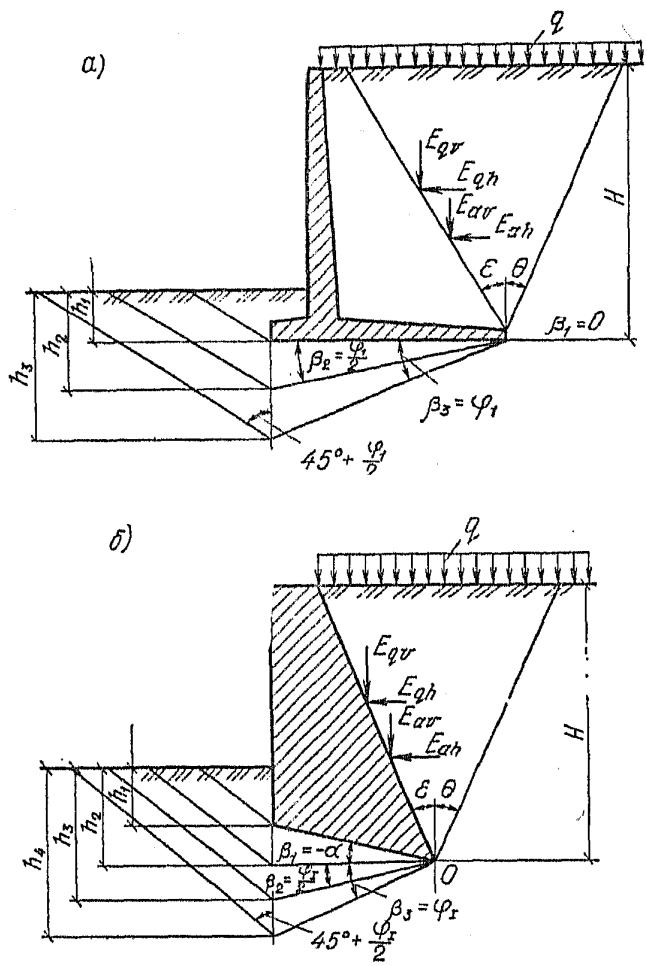


Рис. 7.10. К расчету устойчивости подпорной стены
а - с горизонтальной подошвой; *б* — с наклонной подошвой

Суммы сдвигающих и удерживающих сил в формуле $\sum F_{sa} \le \gamma_c \sum F_{sr} / \gamma_n$ определяются для отдельно стоящих стен по формулам:

$$\Sigma F_{sa} = E_{ah} + E_{qh}; \qquad (7.20)$$

$$\Sigma F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_I - \psi) + bc_I + E_p, \qquad (7.21)$$

где b — *ширина подошвы стены;* E_p *равнодействующая пассивного давления грунта;* ψ — *угол наклона подошвы стены к горизонту;* F_v — *сумма проекций всех сил на вертикаль:*

$F_v = G_w + \Sigma G_g + E_{av} + E_{qv}$; (7.22)

здесь G_w - *собственный вес стены;* ΣG_g — *собственный вес грунта над передней и задней консолью в уголковых стенах.*

Если подпорные стены входят в конструкцию здания или сооружения (например, стена подвала), в сумму сдвигающих сил включаются также нагрузки от верхнего строения.

Равнодействующая пассивного давления E_p вычисляется для слоя грунта h_i, соответствующего значению угла β_i (см. рис. 7.10).

Расчет устойчивости оснований стен производится по формулам

$$F \le \gamma_c F_u / \gamma_n$$

где F — расчетная нагрузка на основание; F_u —сила предельного сопротивления основания; γ_c —коэффициент условий работы, принимаемый: для песков (кроме пылеватых) равным 1,0; для песков пылеватых и глинистых грунтов в стабилизированном состоянии—0,9; для глинистых грунтов в нестабилизиро- ванном состоянии —0,85; для скальных грунтов невыветрелых и слабовыветрелых —1,0; выветрелых —0,9; сильно выветрелых — 0,8; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружений, принимаемый для сооружений: I класса равным 1,2, II класса —1,16 н III класса —1,1.

Вертикальная составляющая N_u силы предельного сопротивления основания, сложенного нескальными однородными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, для фундамента с плоской горизонтальной подошвой определяется по формуле

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

где b' и l' —приведенные ширина и длина фундамента (рис.

5.34):

$b' = b - 2e_b$; $l' = l - 2e_l$ e_l и e_b — эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок, приведенных к подошве фундамента, причем символом b обозначена сторона фундамента, в направлении которой ожидается потеря устойчивости основания); N_γ, N_q и N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения и приведенного значения угла наклона δ, равнодействующей внешней нагрузки на основание на уровне подошвы фундамента; ξ_γ, ξ_q и ξ_c | —коэффициенты формы подошвы фундамента: γ_I и γ'_I , расчетные значения удельного веса грунтов, находящихся соответственно ниже и выше подошвы фундамента; при наличии грунтовых вод определяются с учетом взвешивающего действия воды.

В остальных случаях расчет на глубокий сдвиг должен производится методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения

.

4. Расчет оснований подпорных стен по деформациям

Такой расчет производится только для нескальных грунтов по указаниям СНиП 2.02.01-83. Предельные деформации s_u принимают по технологическим требованиям.

При отсутствии специальных технологических условий требования по деформациям считаются удовлетворенными, если среднее давление на грунт под подошвой стены p не превышает расчетного сопротивления основания R, а краевое давление p_{max} не превышает 1,2R.

Пример 7.1. *Требуется проверить правильность принятых размеров уголковой подпорной стены из расчета по первой и второй группе предельных состояний основания. Схема стены с основными размерами представлена на рис. 7.11. На поверхности призмы обрушения действует равномерно распределенная нагрузка q=30 кПа.*

Грунт основания — песок пылеватый. Расчетные значения характеристик песка: γ_{II}*=18 кН/м*^{3}*;* φ*=30°;* c_{II} *=0;* γ_I *=18 кН/м*^{3}*;* φ_{II} *= 29°;* c_I *=0.*

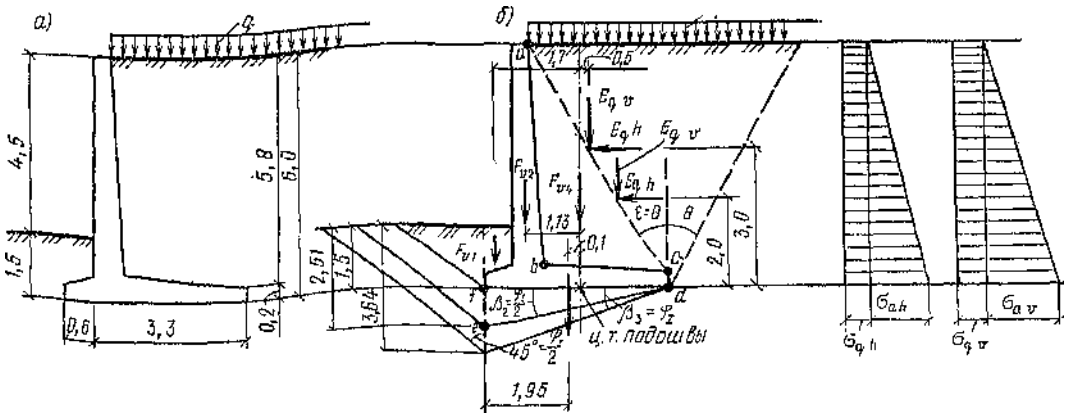


Рис. 7.11. К примеру 7.1

а— габаритная схема; б —расчетная схема

Засыпка выполняется из того же песка. Расчетные значения характеристик засыпки: γ'_{II} *=17 кН/м*^{3}*;* φ' *=27°;* c'_{II} *=0;* γ'_I *= 17 кН/м*^{3}*;* φ'_I *=26°;* c'_I *=0.*

Решение. *Сначала определяем давление; иа стену от грунта и от нагрузки на поверхности (рис. 7.11,а). Угол наклона плоскости обрушения к горизонту*

$\theta = 45° - \varphi'_I/2 = 45° - 26°/2 = 32°$.

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

$Fv_1 \cdot 0{,}9 = 11{,}6 \cdot 0{,}9 = 10{,}8$ *кН.*

Вес грунта в объеме призмы abc *с коэффициентом надежности* $\gamma_f = 0{,}9$ *и* $\gamma'_f = 17$ *кН/м*^{3}*:*

$Fv_4 \cdot 0{,}9 = 138 \cdot 0{,}9 = 124$ *кН.*

Общий вес грунта $G_g = 10{,}8 + 124 = 134{,}8$ *кН.*

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

$G_\omega = (Fv_2 + Fv_2)\ 0{,}9 = (54 + 42)\ 0{,}9 = 86{,}4$ *кН.*

Определяем коэффициент активного давления грунта λ_a *по формуле (7.3) при* $\delta = \varphi'_I = 26°$, $\alpha = \theta = 32°$, $\rho = 0$*:*

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(26^\circ - 32^\circ)}{\cos 32^\circ \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(26^\circ + 26^\circ)\sin 26^\circ}{\cos(32^\circ + 26^\circ)\cos 26^\circ}}\right)}\right]^2 = 0{,}39.$$

По формулам (7.1) и (7.2) находим горизонтальную σ_{ah} и вертикальную σ_{av} составляющие активного давления грунта на глубине $z=H=6$ м с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1{,}1$:

$$\sigma_{ah} = 17 \cdot 1{,}1 \cdot 6 \cdot 0{,}39 = 43{,}8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{av} = 43{,}8 tg(32^\circ + 26^\circ) = 70{,}1 \text{ кПа}$$

Определяем равнодействующие горизонтального и вертикального давления грунта по формулам (7.5) и (7.6):

$$E_{ah} = 43{,}8 \cdot 6/2 = 131{,}4 \text{ кН};$$

$$E_{av} = 70{,}1 \cdot 6/2 = 210{,}3 \text{ кН}.$$

Горизонтальную σ_{ah} вертикальную σ_{av} составляющие активного давления грунта от равномерно распределенной нагрузки на поверхности определяем по формулам (7.14) и (7.15) с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f= 1,2:

$$\sigma_{qh} = 30 \cdot 1{,}2 \cdot 6 \cdot 0{,}39 = 14 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{qv} = 14 tg(32^\circ + 26^\circ) = 22{,}4 \text{ кПа}.$$

Вычисляем равнодействующие горизонтального E_{qh} вертикального E_{qv} давлений грунта от нагрузки q на поверхности:

$$E_{qh} = \sigma_{qh} H = 14 \cdot 6 = 84 \text{ кН};$$

$$E_{qv} = \sigma_{qv} H = 22{,}4 \cdot 6 = 134{,}4 \text{ кН};$$

Расчет устойчивости стены против сдвига производим для трех значений угла β (β_1=0; $\beta_2=\varphi_I/2$; $\beta_3=\varphi_I$).

1. Для β_1=0.

Сумма сдвигающих сил по формуле (7.20)

$$\sum F_{sa} = 131{,}4 + 84 = 215{,}4 \text{ кН/}$$

Горизонтальную составляющую пассивного давления грунта на глубине z=1,5 м определяем по формуле (7.16) с учетом выражения (7.19) при коэффициенте надежности по нагрузке γ_f =0,9:

$$\sigma_{ph} = 17 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}5 tg^2\left(45^\circ + 26^\circ/2\right) = 58{,}5 \text{ кПа}.$$

Равнодействующая пассивного давления

E_{ph} = *1,5·58,5/2 = 44 кН.*

Сумму проекций всех сил на вертикаль находим по формуле (7.22):

F_v = *86,4 + 10,8 + 124 + 210,3 +134,4 = 565,9 кН*

Определяем сумму удерживающих сил по формуле (7.21):

ΣF_{sr} = *565,9 tg (29° - 0) + 44 = 356 кН.*

Проверяем условие (5.92) при γ_c*=0,9 и* γ_n *= 1,1 (сооружение Ш класса):*

$\sum F_{sa} \le \gamma_c \sum F_{sr} / \gamma_n$ *; 215,4 < 0,9·356/1,1 = 290, т.е. условие (5.92) выполняется.*

4. Для $\beta_2 = \varphi_I/2 = 14^\circ 30'$ ΣF_{sa} *=215,4 кН.*

Определяем пассивное давление на глубине z=2,51 м при γ_f *=0,9:*

σ_{ph} = *18 · 0,9 · 2,51* tg^2 *(45° + 29°/2) = 117 кПа.*

Равнодействующая пассивного давления

F_{ph} = *2,51 · 117/2 = 147 кН.*

Сумму проекций всех расчетных сил на вертикаль находим с учетом веса грунта в объеме призмы def *при* γ_f *=0,9:*

ΣF_{sr} = *597,1 tg (29° - 14° 30') + 147 = 301 кН.*

Проверяем условие (5.92):

215,4 < 0,9 · 301/1,1 = 246, т. е. условие (5.92) выполняется.

5. Для $\beta_3 = \varphi_I$*;* ΣF_{sa} *=215,4 кН.*

Пассивное давление на глубине z = 3,64 м

σ_{ph} = *18 · 0,9 · 3,64* tg^2 *(45° + 29°/2) = 170 кПа.*

Равнодействующая пассивного давления

E_{ph} = *170 · 3,64/2 = 310 кН;* $\Sigma F_{sr} = E_{ph}$

Проверяем выполнение условия (5.92);

215,4 < 0,9 · 310/1,1 = 254, т. е. условие (5.92) выполняется.

Расчет основания с использованием формулы (5.79). Сумма проекций всех расчетных сил на вертикаль F_v*=565,9 кН. Сумма проекций всех расчетных сил на горизонталь (без учета пассивного давления грунта на лицевую грань)* $F_h = \Sigma F_{sa}$ *= =215,4 кН.*

Вычисляем сумму моментов всех расчетных вертикальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы:

$\Sigma F_{vi} l_i = F_{v1} \cdot 1,7 + F_{v2} \cdot 1,13 + F_{v3} \cdot 0,1 + F_{v4} \cdot 0 - E_{av} \cdot 0,98 - E_{av}$ *0,5 = 10,8 · 1,7+48.6 · 1,13 + 37,8 · 0,1 + 12,4 · 0 — 210,3 · 0,98 — 134,4 · 0,5 = — 196,1 кНм.*

Вычисляем сумму моментов всех расчетных горизонтальных сил относительно той же оси:

$\Sigma F_{hi} z_i = E_{ah} \cdot 2 + E_{qh} \cdot 3 = 131{,}4 \cdot 2 + 84{,}3 = 514{,}8$ *кНм.*

Величина эксцентриситета приложения равнодействующей всех сил относительно центра тяжести подошвы будет:

$$e_b\left(\sum F_{vi} l_i + \sum F_{hi} z_i\right) / F_v = (-196{,}1 + 514{,}8) / 565{,}9 = 0{,}56 \text{ м.}$$

Приведенная ширина подошвы по формуле (5.80)

$b' = b - 2e_b = 3{,}9 - 2 \cdot 0{,}56 = 2{,}78$ *м.*

Вычисляем угол δ наклона равнодействующей по формуле (5.82):

$tg\delta = F_h/F_v = 215{,}4/565{,}9 = 0{,}38$; $\delta = 21°$, *т. е. условие (5.83) выполняется и формула (5.79) может быть использована для вычисления нормальной составляющей предельной нагрузки на основание стены.*

По табл. 5.28 находим значения коэффициентов N_γ *и* N_q *(при* $\varphi_I = 29°$ *и* $\delta = 21°$*);* $N_\gamma = 2{,}08$ *и* $N_q = 6{,}88$*. Коэффициенты формы* $\xi_\gamma = \xi_q = 1$ *(для ленты). Вычисляем:*

$$N_u = b'\left(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I\right) = 2{,}78\left(2{,}08 \cdot 1 \cdot 2{,}78 \cdot 18 + 6{,}88 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 1{,}5\right.$$

кН/м.

Проверяем условие (5.78): $F_v = 565{,}9 < 0{,}9 \cdot 780/1{,}1 = 640$ *кН — условие удовлетворяется, т. е. устойчивость основания обеспечена.*

Расчет основания по второй группе предельных состояний. Для определения расчетного сопротивления основания предварительно находим коэффициенты: $\gamma_{c1} = 1{,}25$; $\gamma_{c2} = 1{,}0$; $k = 1{,}0$.

При $\varphi_{II} = 30°$ $M_\gamma = 1{,}15$, $M_q = 5{,}59$, $M_c = 7{,}95$. *Тогда*

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right] =$$

кПа.

$$= \frac{1{,}25 \cdot 1}{1}\left(1{,}15 \cdot 3{,}9 \cdot 18 + 5{,}59 \cdot 1{,}5 \cdot 17\right) = 270$$

При вычислении R *за величину* d_1 *принято заглубление подошвы стенки со стороны лицевой грани; величина* d_b *принимается равной нулю.*

Вычисляем напряжения под подошвой стены, для чего предварительно определяем составляющие давления грунта на стену при характеристиках грунта для расчета по второй группе предельных состояний:

$\delta = \varphi'_{II} = 27^\circ$ $\alpha = \theta = 45^\circ - \phi'_{II}/2 = 45^\circ - 27/2 = 31^\circ 30'$.

Коэффициент активного давления грунта, вычисленный по формуле (7.4), λа=0,38.

Горизонтальные и вертикальные составляющие активного давления от веса грунта и от распределенной нагрузки на поверхности определяем аналогично предыдущему:

$$\sigma_{ah} = \gamma'_{II} H \lambda_a = 17 \cdot 6 \cdot 0{,}38 = 38{,}8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta) = 38{,}8 \operatorname{tg}(31^\circ 30' + 27^\circ) = 64 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{qh} = q \lambda_a = 30 \cdot 0{,}38 = 11{,}4 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\alpha + \delta) = 11{,}4 \operatorname{tg}(31^\circ 30' + 27^\circ) = 18{,}8 \text{ кПа}.$$

Равнодействующие горизонтального и вертикального давления грунта составят:

$$E_{ah} = \sigma_{ah} H/2 = 38{,}8 \cdot 6/2 = 116{,}2 \text{ кН};$$

$$E_{av} = \sigma_{av} H/2 = 64 \cdot 6/2 = 192 \text{ кН};$$

$$E_{qh} = \sigma_{qh} H = 11{,}4 \cdot 6 = 68{,}4 \text{ кН};$$

$$E_{qv} = \sigma_{qv} H = 18{,}8 \cdot 6 = 112{,}8 \text{ кН}.$$

Сумма проекций всех сил на вертикаль

$$F_v = \Sigma F_{vi} = G_w + G_g + E_{av} + E_{qv} = 96 + 149{,}6 + 192 + 112{,}8 = 550{,}4 \text{ кН}.$$

= 96 + 149,6 + 192 + 112,8 = 550,4 кН.

Сумма моментов всех вертикальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы,

$$\Sigma F_{vi}\, l_i = F_{v1} \cdot 1{,}7 + F_{v2} \cdot 1{,}13 + F_{v3} \cdot 0{,}1 - F_{v4} \cdot 0 - E_{av} \cdot 0{,}98 - E_{qv} \cdot 0{,}5 = 11{,}6 \cdot 1{,}7 + 54 \cdot 1{,}13 + 42 \cdot 0{,}1 - 192 \cdot 0{,}98 - 112{,}8 \cdot 0{,}5 = -159{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумма моментов всех горизонтальных сил относительно той же оси

$$\Sigma F_{hi}\ z_i = E_{ah}\cdot 2 + E_{qh}\cdot 3 = 116{,}2\cdot 2 + 68{,}4\cdot 3 =$$
$$= 437{,}6\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Вычисляем давления под подошвой стены:

$$\sigma = F_v/A \pm M/W = 550{,}4/(1\cdot 3{,}9) \pm$$

$$\pm\,(-159{,}9 + 437{,}6)\ 6/(1\cdot 3{,}9^2);$$
$$\sigma_{max} = 252\ \text{кПа} < 1{,}2R = 1{,}2\cdot 270 = 325\ \text{кПа};$$
$$\sigma_{min} = 31\ \text{кПа} > 0.$$

Из расчета по деформациям принятая ширина подошвы стены подходит.

4. РАСЧЕТ ГИБКИХ НЕЗААНКЕРЕННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

4. Общие положения

Упрощенный метод расчета гибкой консольной стены основан на использовании коэффициента постели [1]. Этот метод позволяет учесть как деформативные свойства грунта, так и жесткость самой стены. Для практических расчетов на основе решения дифференциального уравнения изогнутой оси стены составлены графики (рис. 7.12—7.15), позволяющие получить распределение давлений вдоль защемленной части стены.

4. Параметры грунта и степ, необходимые для расчета

Коэффициент постели грунта /$г_Л$ определяется в зависимости от вида грунта по табл. 7.2.

При залегании в пределах защемленной части стены нескольких слоев грунта в расчете используется средневзвешенное значение коэффициента постели, определяемое по формуле

$$k_s = \Sigma k_{si}\, h_i / \Sigma h_i\,, \qquad (7.23)$$

где k *—значение коэффициента постели для* i-*го слоя грунта;* h . — *толщина* t-*го слоя.*

Таблица 7.2.

Значения коэффициента Постели k_s

Грунты	k_s. кН/м^3
Текучепластичные глины и суглинки .	1 000
Мягкопластичные суглинки, супеси и глины, пылеватые и рыхлые пески	2 000
Тугопластичные суглинки, супеси и глины, пески мелкие и средние	4 000
Твердые суглинки, супеси и глины, крупные пески	6 000
Пески гравелистые, грунты крупнообломочные	10 000

Приведенный коэффициент сжимаемости /(при глубине заделки стены в грунт *t* вычисляется по формуле

$K = k_s/t.$ (7.24)

Показатель жесткости ξ находится по зависимости

$$\xi = kt = t\sqrt[5]{Kb/(EI)} \quad (7.25)$$

где k — *коэффициент жесткости;* E — *модуль упругости стены; I- момент инерции стены; b — ширина стены в продольном направлении, принимаемая в расчете равной 1 м.*

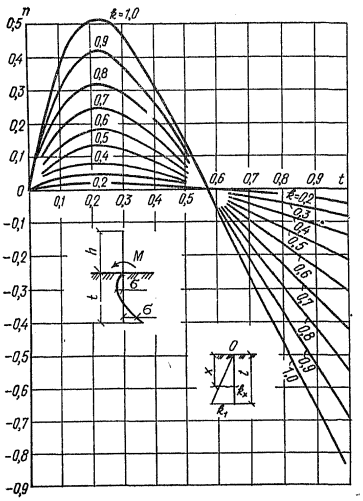


Рис. 7.12. Зависимость коэффициента n от k и t при $\xi=3$

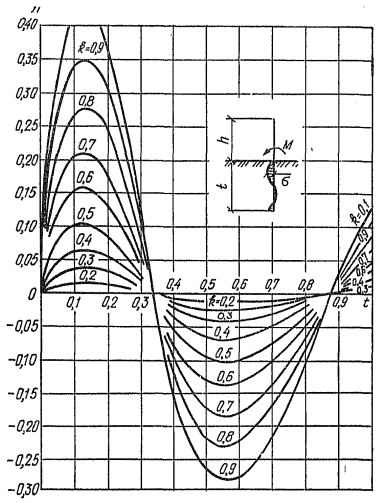
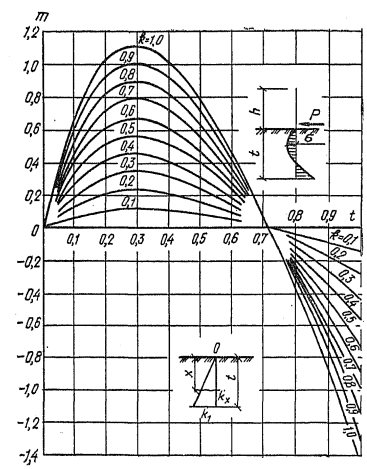


Рис. 7.13. Зависимость коэффициента n от k и t при $\xi=5$



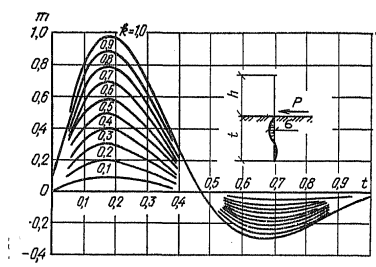


Рис. 7.14. Зависимость коэффициента m от k и t при $\xi=3$

Рис. 7.15. Зависимость коэффициента m от k и t при $\xi=5$

Рис. 7.14. Зависимость коэффициента *tn* от *k* и *t* при

Рис. 7.15. Зависимость коэффициента гп *от* k *и* t *при Н*

7.4.3. Давление грунта

Консольная часть стены рассчитывается на активное давление грунта, определяемое по формулам (7.1), (7.7) и (7.14). Для расчета защемленной части стены влияние консольной части заменяется моментом *M* и силой *F*, приложенными в уровне верха заделки. Давление грунта определяется отдельно от момента *M* и силы *F* по

формулам:

$\sigma_m = nM$ (7.26)

$\sigma_q = nF$ *(7.27)*

где п *и* т *— коэффициенты, определяемые по графикам, приведенным на рис. 7.12—7.15, в зависимости от глубины* t *и коэффициента жесткости* k.

Графики составлены только для двух значений показателя жесткости: ξ=3 и ξ = 5, поскольку при ξ<3 получаемые давления близки к получаемым при ξ=3 (жесткая стена), а для значений ξ>3 можно использовать графики для ξ=5 (гибкая стена).

Полное давление на стену σ определяется суммированием давлений σ_m и σ_q

$\sigma = \sigma_m + \sigma_q$ (7.28)

Полученное распределение давлений ст позволяет построить эпюры моментов и поперечных сил для стены, а также проверить местную прочность грунта исходя из условия, что вдоль всей защемленной части стены выполняется соотношение

$\sigma < \sigma_{ph}$, (7.29)

где σ_{ph} *— пассивное давление грунта, определяемое по формуле (7.16).*

Для окончательного определения глубины заделки стены необходима проверка системы «грунт-стена» на общую устойчивость. Эта проверка выполняется методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Центр и радиус скольжения отыскиваются по методике, изложенной в гл. 6, причем поверхность скольжения в этом случае должна начинаться у поверхности грунта и проходить через нижнюю точку стены.

Пример 7.2. *Требуется определить давление грунта на гибкую консольную стену. Грунт — песок мелкий с расчетными характеристиками* $\varphi_I = 30°$, $c_I = 0$ $\gamma_I = 18$ *кН/м*^{3}. *Высота консольной части стены* h=5 *м, защемленной части* t=4. *м. Стена выполняемся из металлического шпунта с моментом инерции* $I = 0{,}00056$ *м*^{4}. *Модуль упругости шпунта* $E = 21 \cdot 10^7$ *кПа.*

Решение. *По табл. 7.2 находим значение коэффициента постели грунта* $k_s = 4000$ *кН/м*^{3}.

Вычисляем приведенный коэффициент сжимаемости грунта К *по формуле (7.24)*

K = k_s/t = *4000/4 = 1000 кН/м*^{3}.

Коэффициент жесткости

$$k = t\sqrt[5]{Kb/(EI)} = \sqrt[5]{1000 \cdot 1/(21 \cdot 10^7 \cdot 0{,}00056)} = \sqrt[5]{0{,}0085} = 0{,}385\,\text{k}$$

Показатель жесткости

$$\xi = kt = 0{,}385 \cdot 4 = 1{,}54$$

Определяем момент M *и силу* F, *приведенные к уровню верха заделки (рис. 7.16,* а). *Для этого предварительно находим активное давление грунта на консольную часть стены по формуле (7.1):*

$$\sigma_{ah'} = \gamma_1 tg^2(45^\circ - \varphi_I/2) = 18 \cdot 5tg^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 27\ кПа.$$

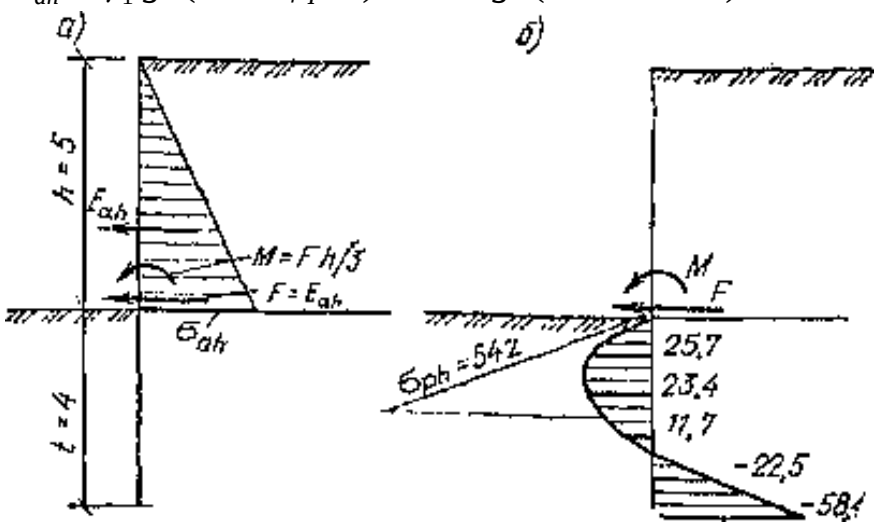


Рис. 7.18. к примеру 7.2

а –расчетная схема с нагрузками, приведенным к верху заделки; б- эпюра давлений стены на грунт

ТАБЛИЦА 7.3. К ПРИМЕРУ 7.2

Глубина расчетного сечения	*m*	σ_q	*n*	σ_m	Суммарное давление $\sigma = \sigma_q + \sigma_m$
	при F=67,5 кН		При M =113 кНм		
0	0	0	0	0	0
0,2 t	0,28	18,9	0,06	6,8	25,7
0,4 t	0,28	18,9	0,04	4,5	23,4
0,6 t	0,18	12,2	—0,01	—1,13	11,07
0,8 t	—0,15	-10,1	—0,11	—12,4	—22,5
1,0 t	—0,53	-35,8	—0,2	—22,6	—58,4

Равнодействующая активного давления грунта

E_{ah} = *27-5/2 = 67,5 кН.*

Сосредоточенная сила в уровне верха заделки

F= E_{ah} = *67,5кН.*

Момент в уровне верха заделки

M = Fh/*3 =67,5 ·5 ··5/3 = 113 кНм.*

Значения коэффициентов п *и* т *находим по рис. 7.12 и 7.13 при* ξ*=3 и* k*=0,385. Для построения эпюры давлений эти значения, а также значения давлений для различных глубин сводим в табл. 7.3. По значениям* σ*, полученным в табл. 7.3, строим эпюру давлений стены на грунт (рис. 7.16, б). На глубине* t_1*= 1 м и максимальные значения давлений составляют* σ*=26 кПа, а на глубине* t_2*=4 м* σ*=58,4 кПа.*

Проверяем местную прочность грунта для сечения $0 \le z \le 1$*, так как эта область является наиболее опасной. Строим эпюру максимальных давлений* σ_{ph} *используя формулу (7.16):*

$$\sigma_{ph} = \gamma_I z tg^2(45^\circ + \varphi_I / 2) = 18z \cdot 1{,}73^2 = 54z$$

Построив эпюру σ_{ph} *на том же рис. 7.16,6, видим, что на всем участке* $0 \le z \le 1$ *значения* $\sigma_{ph} > \sigma$*, т. е. условие (7.29) выполняется и, следовательно, местная прочность грунта обеспечена.*