

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительных технологий и конструкций

М. В. БЕСПАЛОВА

# МЕХАНИКА ГРУНТОВ В ЗАДАЧАХ И ПРИМЕРАХ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в сфере высшего образования Республики Беларусь  
по образованию в области строительства и архитектуры  
для студентов специальности 1–70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»  
в качестве пособия*

Гомель 2021

УДК 624.131(075.8)  
ББК 38.58  
Б53

Рецензенты: заведующий кафедрой геологии и географии кандидат географ. наук, доцент *А. И. Павловский* (ГГУ им. Ф. Скорины); начальник отдела инженерно-геологических изысканий *Г. А. Литвин* (ОАО «Гомельгеосервис»).

**Беспалова, М. В.**

Б53      **Механика грунтов в задачах и примерах : пособие / М. В. Беспалова ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2021. – 63 с.  
ISBN 978-985-554**

Рассмотрены основные теоретические выкладки и формулы механики грунтов в рамках рассматриваемой тематики. Даны задания, описание последовательности и примеры решения задач. Представлены справочные материалы, позволяющие выполнить все рассматриваемые расчеты.

Предназначено для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» при изучении курса «Механика грунтов, основания и фундаменты». Может быть полезно для студентов других специальностей, изучающих курс «Механика грунтов», при дипломном проектировании и в проектной практике.

**УДК 624.131(075.8)  
ББК 38.58**

**ISBN 978-985-554-900**

© Беспалова М. В., 2021  
© Оформление. БелГУТ, 2021

## ОГЛАВЛЕНИЕ

|  |    |
|--|----|
| Введение.....  | 4  |
| 1 Гранулометрический состав грунтов.....   | 4  |
| 2 Классификационные показатели песчаных грунтов.....   | 8  |
| 3 Классификационные показатели глинистых грунтов.....  | 11 |
| 4 Компрессионные свойства грунтов.....   | 12 |
| 5 Прочностные характеристики грунтов.....  | 16 |
| 6 Вертикальное напряжение от собственного веса грунта.....   | 18 |
| 7 Дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки.....  | 22 |
| 8 Напряжения в массиве грунта от совместного действия сосредоточенных сил..  | 26 |
| 9 Метод угловых точек для определения напряжений в массиве грунта.....   | 29 |
| 10 Напряжения в массиве грунта от действия распределенной нагрузки в условиях<br>плоской задачи.....   | 33 |
| 11 Давление на подпорную стенку от идеально сыпучего грунта.....   | 37 |
| 12 Давление на подпорную стенку от идеально сыпучего грунта с учетом пригрузки<br>на поверхности.....  | 40 |
| 13 Давление на подпорную стенку от связного грунта.....  | 42 |
| 14 Определение устойчивости грунта откоса.....   | 45 |
| 15 Определение осадки грунта методом послойного суммирования .....   | 49 |
| 16 Определение осадки грунта методом эквивалентного слоя.....  | 53 |
| Приложения   |    |
| А Значения коэффициента $\alpha$ .....   | 58 |
| Б Значения коэффициента $k$ для вычисления сжимающих напряжений от дей-<br>ствия сосредоточенной силы в зависимости от отношения $r/z$ ..... | 59 |
| В Значения коэффициентов влияния.....  | 60 |
| Г График Янбу для определения критического центра.....   | 62 |
| Список литературы.....   | 63 |

## **ВВЕДЕНИЕ**

Механика грунтов является теоретической базой раздела «Основания и фундаменты» и изучает проблемы прочности и устойчивости грунтовых массивов, определяет условия их использования в качестве оснований объектов строительства. Целью курса является изложение материалов инженерной теории расчета оснований по предельным состояниям I и II групп в интеграции с нормами строительного проектирования. Цель преподавания курса состоит в приобретении знаний о процессах и явлениях, возникающих при воздействии внешних усилий (нагрузок) на грунты при проведении различных инженерных мероприятий, связанных со строительством, разработкой полезных ископаемых, оценкой устойчивости массивов, склонов, искусственных сооружений.

Основными задачами, решаемыми в процессе изучения курса, являются: установление основных закономерностей механики грунтов и обобщение их в виде законов; изучение распределения напряжений в грунтовом массиве при действии различных нагружающих факторов; исследование прочности оснований и грунтовых массивов с использованием теории предельного равновесия; изучение методов расчета осадок оснований фундаментов.

В данном пособии теоретические выкладки по каждой теме иллюстрированы примерами расчетов с краткими пояснениями решений, что способствует лучшему усвоению теории, а также применению полученных знаний при инженерном решении задач теории механики грунтов.

## **1 ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИЙ СОСТАВ ГРУНТОВ**

*Грансоставом* называется весовое содержание частиц различной крупности, которое выражено в процентах по отношению к массе сухой пробы, взятой для анализа.

*Ситовой метод* – один из основных в практике исследований грунтов для строительства. Используется для определения гранулометрического состава крупнообломочных и песчаных грунтов, а также крупнозернистой части пылевато-глинистых грунтов.

Сущность метода заключается в расसेве пробы грунта с помощью набора сит. Для разделения грунта на фракции ситовым методом без промывки водой применяют сита с отверстиями диаметром 10; 5; 2; 1; 0,5 мм; с промывкой водой – с размером отверстий 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25; 0,1 мм. Ситовой метод с промывкой водой обычно применяют для определения гранулометрического состава мелких и пылеватых песков.

Гранулометрический состав грунтов является определяющим фактором для физико-механических свойств грунтов. От него зависят пластичность, пористость, водопроницаемость, сжимаемость, сопротивление сдвигу грунтов и др.

Гранулометрический состав служит для классификации грунтов.

**Пример 1.1.** Даны результаты ситового анализа гранулометрического состава песка. Необходимо определить вид песка по грансоставу и по показателю максимальной неоднородности по СТБ 943–2007 «Грунты. Классификация»:

|                                     |     |     |     |      |     |       |
|-------------------------------------|-----|-----|-----|------|-----|-------|
| Размер отверстий сит, мм            | 2,0 | 1,0 | 0,5 | 0,25 | 0,1 | < 0,1 |
| Выход (масса грунта по фракциям), г | 120 | 200 | 260 | 310  | 265 | 45    |

*Решение.* Вычисляем частные остатки, %:

$$A_n = \frac{m_\phi}{m_n} \cdot 100, \quad (1.1)$$

где  $m_\phi$  – масса грунта по фракциям (выход на сите), г;

$m_n$  – масса навески грунта (общий выход), г.

Частные остатки на ситах, %:

$$A_{2,0} = \frac{120}{1200} \cdot 100 = 10; \quad A_{1,0} = \frac{200}{1200} \cdot 100 = 16,67; \quad A_{0,5} = \frac{260}{1200} \cdot 100 = 21,67;$$

$$A_{0,25} = \frac{310}{1200} \cdot 100 = 25,83; \quad A_{0,1} = \frac{265}{1200} \cdot 100 = 22,08; \quad A_{<0,1} = \frac{45}{1200} \cdot 100 = 3,75.$$

Просчитываем полные остатки на ситах, %, суммируя частный остаток на данном сите ( $A_n$ ) и все частные остатки на всех вышележащих ситах ( $A_{n+1}$ ):

$$П_n = A_{n+1} + A_n. \quad (1.2)$$

$$П_{n,2,0} = 10; \quad П_{n,1,0} = 10 + 16,67 = 26,67; \quad П_{n,0,5} = 26,67 + 21,67 = 48,34;$$

$$П_{n,0,25} = 48,34 + 25,83 = 74,17; \quad П_{n,0,1} = 74,17 + 22,08 = 96,25;$$

$$П_{n,<0,1} = 96,25 + 3,75 = 100.$$

Определяем полные просевы (проходы) через данное сито, %:

$$П_{пр} = 100 \% - П_n. \quad (1.3)$$

$$П_{пр,2,0} = 100 - 10 = 90; \quad П_{пр,1,0} = 100 - 26,67 = 73,33;$$

$$П_{пр,0,5} = 100 - 48,34 = 51,66; \quad П_{пр,0,25} = 100 - 74,17 = 25,83;$$

$$П_{пр,0,1} = 100 - 96,25 = 3,75; \quad П_{пр,<0,1} = 100 - 100 = 0.$$

Вычисленные данные сводим в таблицу 1.1.

Таблица 1.1 – Результаты ситового метода определения грансостава грунта

| Показатель         | Размер отверстий сит, мм |       |       |       |       |       |
|--------------------|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                    | 2,0                      | 1,0   | 0,5   | 0,25  | 0,1   | < 0,1 |
| Частный остаток, г | 120                      | 200   | 260   | 310   | 265   | 45    |
| Частный остаток, % | 10                       | 16,67 | 21,67 | 25,83 | 22,08 | 3,75  |
| Полный остаток, %  | 10                       | 26,67 | 48,34 | 74,17 | 96,25 | 100   |
| Полный проход, %   | 90                       | 73,33 | 51,66 | 25,83 | 3,75  | 0     |

Для определения наименования грунта по грансоставу пользуемся значениями полных остатков на ситах (см. таблицу 1.1) и сравниваем их с требованиями СТБ [1].

В соответствии с данными СТБ [1] выделяют следующие виды песчаных грунтов:

- гравелистый – масса частиц крупнее 2 мм более 25 %;
- крупный – масса частиц крупнее 0,5 мм более 50 %;
- средний – масса частиц крупнее 0,25 мм более 50 %;
- мелкий – масса частиц крупнее 0,1 мм 75 % и более;
- пылеватый – масса частиц крупнее 0,1 мм менее 75 %.

Определение наименования грунта производим по *первому удовлетворяющему показателю* в порядке расположения фракций, т. е. сверху вниз.

В соответствии с данными рассева грунта масса частиц крупнее 0,25 мм составляет 74,17 %, следовательно, наименование грунта – **песок средний**.

Для определения показателя максимальной неоднородности грунта ( $U_{\max}$ ) строим кривую однородности грунта, используя данные таблицы 1.1 (полный проход, %).

Для этого вычерчиваем систему координат. По оси абсцисс откладываем в логарифмическом масштабе размеры отверстий сит, мм, по оси ординат – полные просевы, % (рисунок 1.1).

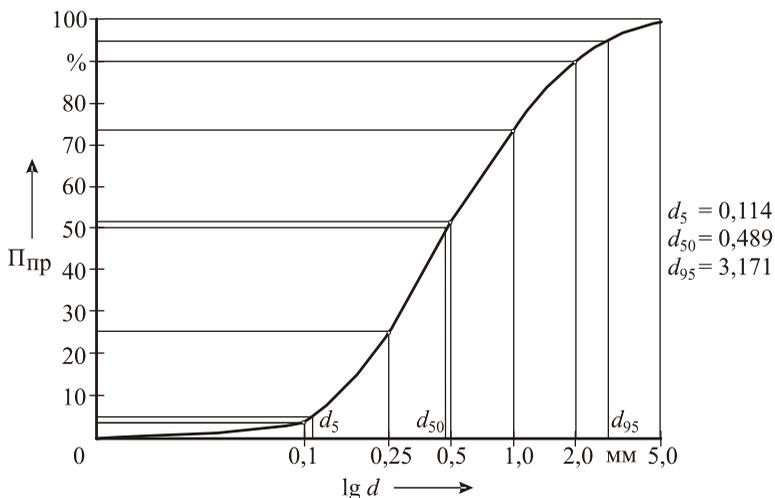


Рисунок 1.1 – Кривая зернового состава грунта

За 1 принимаем отрезок, равный 5 см. Просчитываем расстояния, которые откладываем по оси абсцисс:

$$\lg 0,25 (2,5) = 0,398 \cdot 5 = 2,0 \text{ см.}$$

$$\lg 0,5 (5,0) = 0,699 \cdot 5 = 3,5 \text{ см.}$$

$$\lg 2,0 = 0,301 \cdot 5 = 1,51 \text{ см.}$$

Откладываем в интервалах от 0 до 0,1; от 0,1 до 1,0 и от 1 до 10 соответствующие величины.

После построения кривой определяем коэффициент максимальной неоднородности грунта:

$$U_{\max} = d_{50} \frac{d_{95}}{d_5}. \quad (1.4)$$

На пересечении значений 5 %, 95 % и 50 % и кривой находим на оси абсцисс соответствующие диаметры:  $d_5 = 0,114$  мм;  $d_{50} = 0,489$  мм;  $d_{95} = 3,171$  мм.

$$\text{Коэффициент максимальной неоднородности грунта } U_{\max} = 0,489 \frac{3,171}{0,114} = 15,91.$$

По  $U_{\max}$  песок подразделяются:

- на однородный ( $U_{\max} \leq 4$ ),
- среднеоднородный ( $4 < U_{\max} \leq 20$ ),
- неоднородный ( $20 < U_{\max} \leq 40$ ),
- повышенной неоднородности ( $U_{\max} > 40$ ).

Так как значение  $U_{\max}$  находится в интервале от 4 до 20, то песок среднеоднородный.

Вид песка по гранулометрическому составу и показателю максимальной неоднородности по СТБ 943–2007 «Грунты. Классификация» **песок средний среднеоднородный**.

### Контрольные задачи

1.1 Необходимо определить вид песка по грансоставу и по показателю максимальной неоднородности по СТБ 943–2007 «Грунты. Классификация», используя данные таблицы 1.2.

Т а б л и ц а 1.2 – Выход (масса грунта по фракциям)

В граммах

| Номер варианта | Размер отверстий сита, мм |     |     |      |     |       |
|----------------|---------------------------|-----|-----|------|-----|-------|
|                | 2,0                       | 1,0 | 0,5 | 0,25 | 0,1 | < 0,1 |
| 1              | 2                         | 15  | 63  | 124  | 658 | 138   |
| 2              | 100                       | 123 | 297 | 425  | 361 | 194   |
| 3              | 5                         | 24  | 36  | 198  | 760 | 177   |
| 4              | 140                       | 180 | 215 | 370  | 218 | 177   |
| 5              | 132                       | 187 | 238 | 390  | 405 | 148   |
| 6              | 0                         | 26  | 115 | 198  | 380 | 781   |
| 7              | 2                         | 130 | 230 | 618  | 370 | 150   |
| 8              | 12                        | 69  | 155 | 512  | 492 | 260   |
| 9              | 4                         | 55  | 178 | 220  | 365 | 478   |

## 2 КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

В зависимости от способа определения физические характеристики подразделяются на две группы:

- *прямые* – определяются только опытным путем на основе лабораторных исследований ( $\rho$  ( $\gamma$ ),  $\rho_s$  ( $\gamma_s$ ),  $w$ , грансостав,  $w_L$ ,  $w_P$ );
- *производные (косвенные)* – определяются только расчетными формулами ( $\rho_d$  ( $\gamma_d$ ),  $S_r$ ,  $n$ ,  $e$ ,  $I_p$ ,  $I_L$  и др.).

*Физические значения плотности* ( $\rho$ ,  $\rho_s$ ,  $\rho_d$ ) применяют для характеристики физических свойств горной породы грунта основания или строительного материала, а также в динамических расчетах оснований. *Физические значения удельного веса* ( $\gamma$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_d$ ) используют непосредственно в расчетах оснований, в частности, при определении природного давления, при расчете осадки.

Значения удельного веса,  $\text{кН/м}^3$ , характеризуют отношение веса грунта к занимаемому этим грунтом объему по формуле

$$\gamma = \rho g, \quad (2.1)$$

где  $g$  – ускорение свободного падения,  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ .

При классификации песчаных грунтов по СТБ 943–2007 [1] определяют тип, вид и разновидность:

- тип – песок, если масса частиц крупнее 2 мм  $< 50$  %;
- вид – по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности  $U_{\max}$ ;
- разновидность – по прочности (сопротивление грунта при зондировании) и по степени влажности  $S_r$ .

**Пример 2.1.** По данным лабораторных исследований песчаного грунта известны: вид грунта – песок средний, плотность грунта  $\rho = 2,09 \text{ г/см}^3$ , плотность частиц грунта  $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ , природная влажность  $w = 19$  %, показатель максимальной неоднородности  $U_{\max} = 28$ . По результатам полевого испытания грунта значение условного динамического сопротивления грунта  $p_d = 12,8 \text{ МПа}$ .

Необходимо определить: плотность сухого грунта  $\rho_d$   $\text{г/см}^3$ ; плотность водонасыщенного грунта  $\rho_{sb}$   $\text{г/см}^3$ ; пористость грунта  $n$ ; коэффициент пористости  $e$ ; степень влажности  $S_r$ . Определить плотность сложения грунта. Дать наименование грунта по имеющимся характеристикам.

*Решение.* Плотность сухого грунта  $\rho_d$  (отношение массы твердой компоненты грунта при естественной структуре, исключая массу воды в его порах, к занимаемому этой породой объему) определяется по формуле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}, \quad (2.2)$$

где  $\rho$  – плотность грунта,  $\rho = 2,09 \text{ г/см}^3$ ;

$w$  – природная влажность в долях единиц,  $w = 19 \% = 0,19$ .

Определяем плотность сухого грунта:  $\rho_d = \frac{2,09}{1 + 0,19} = 1,76 \text{ г/см}^3$ .

Плотность водонасыщенного грунта  $\rho_{sb}$  (массы единицы объема при естественной пористости под водой) определяется по формуле

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}, \quad (2.3)$$

где  $\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{г/см}^3$ ,  $\rho_s = 2,65$ ;

$\rho_w$  – плотность воды,  $\text{г/см}^3$ ,  $\rho_w = 1$ ;

$e$  – коэффициент пористости.

Коэффициент пористости (отношение общего объема пор в грунте к объему только грунтовых частиц)

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (2.4)$$

где  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{г/см}^3$ ,  $\rho_d = 1,76$ .

Определяем коэффициент пористости:  $e = \frac{2,65 - 1,76}{1,76} = 0,506$ .

Определяем плотность водонасыщенного грунта:  $\rho_{sb} = \frac{2,65 - 1}{1 + 0,506} = 1,10 \text{ г/см}^3$ .

Пористость грунта (суммарный объем всех пор в единице объема грунта) рассчитывается по формуле

$$n = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \cdot 100. \quad (2.5)$$

Определяем пористость грунта:  $n = \frac{2,65 - 1,76}{2,65} \cdot 100 = 33,58 \%$ .

Степень влажности (влажность, характеризующая степень заполнения пор грунта водой) вычисляется по формуле

$$S_r = \frac{w \rho_s}{e \rho_w}. \quad (2.6)$$

Определяем степень влажности:  $S_r = \frac{0,19 \cdot 2,65}{0,506 \cdot 1} = 0,996$ .

Плотность сложения грунта определяется через коэффициент пористости  $e = 0,506$  – песок плотный (таблица 2.1).

Т а б л и ц а 2.1 – Подразделение песчаных грунтов по коэффициенту пористости

| Вид песков                     | Плотность сложения песка |                         |            |
|--------------------------------|--------------------------|-------------------------|------------|
|                                | Плотные                  | Средней плотности       | Рыхлые     |
| Гравелистые, крупные и средние | $e < 0,55$               | $0,55 \leq e \leq 0,70$ | $e > 0,70$ |
| Мелкие                         | $e < 0,60$               | $0,60 \leq e \leq 0,75$ | $e > 0,75$ |
| Пылеватые                      | $e < 0,60$               | $0,60 \leq e \leq 0,80$ | $e > 0,80$ |

Определяем полное наименование грунта по полученным данным.

Тип (по исходным данным) – **песок**.

Вид: по *гранулометрическому составу* (исходные данные) – **средний**; по *показателю максимальной неоднородности* – **неоднородный** ( $20 < U_{\max} \leq 40$ ), т. к.  $U_{\max} = 28$ .

Разновидность: по *прочности при зондировании* (т. к.  $p_d = 12,8$  МПа, в соответствии с ТКП 45-5.01-17–2006 [2] по таблице 2.2) – грунт **средней прочности** ( $3,0 \leq p_d \leq 14,0$ ); по *степени влажности* – грунт **водонасыщенный** ( $0,8 < S_r \leq 1,0$ ), т. к.  $S_r = 0,996$  (таблица 2.3).

**Наименование грунта** – песок средний неоднородный средней прочности водонасыщенный.

Т а б л и ц а 2.2 – **Подразделение песчаных грунтов по значению условного динамического сопротивления грунта  $p_d$**

| Вид песков  | Прочность песков при условном динамическом сопротивлении грунта $p_d$ , МПа |                          |             |
|---|---|--------------------------|-------------|
|   | Прочные   | Средней прочности        | Малопрочные |
| Пески гравелистые, крупные и средние, независимо от влажности | $p_d > 14,0$  | $3,0 \leq p_d \leq 14,0$ | $p_d < 3,0$ |
| Пески мелкие, независимо от влажности                         | $p_d > 8,5$   | $2,2 \leq p_d \leq 8,5$  | $p_d < 2,2$ |
| Пески пылеватые маловлажные и влажные                         | $p_d > 8,5$   | $1,5 \leq p_d \leq 8,5$  | $p_d < 1,5$ |

Т а б л и ц а 2.3 – **Классификация песчаных грунтов по степени влажности**

| Степень влажности | Значение степени влажности |
|-------------------|----------------------------|
| Маловлажные       | $0 < S_r \leq 0,5$         |
| Влажные           | $0,5 < S_r \leq 0,8$       |
| Водонасыщенные    | $0,8 < S_r \leq 1,0$       |

### Контрольные задачи

2.1 Плотность частиц грунта  $2,73 \text{ т/м}^3$ , плотность грунта  $1,91 \text{ т/м}^3$ , влажность  $0,21$ . Определить удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды ( $\gamma_{sb}$ ).

2.2 Песок мелкий имеет характеристики:  $\rho_s = 2,66 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho = 1,92 \text{ г/см}^3$ ;  $w = 0,12$ . Установить плотность сложения грунта и разновидность по степени влажности.

2.3 Плотность грунта  $1,69 \text{ т/м}^3$ , влажность  $0,06$ . Определить плотность того же грунта при влажности  $0,24$ .

2.4 Определить вес  $1 \text{ м}^3$  насыщенного водой грунта ( $S_r = 1$ ), если плотность сухого грунта  $1,7 \text{ г/см}^3$ , плотность частиц грунта  $2,69 \text{ г/см}^3$ .

2.5 Как изменится плотность сложения мелкого водонасыщенного песка после понижения уровня подземных вод, если известно следующее:  $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ ; влажность до понижения  $w_1 = 0,2$ ; влажность после понижения  $w_2 = 0,06$ . Плотность до понижения  $\rho_1 = 1,89 \text{ г/см}^3$ ; после понижения уровня воды –  $\rho_2 = 1,79 \text{ г/см}^3$ .

### 3 КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Классификация пылевато-глинистых грунтов по СТБ [1] производится по типу и разновидности.

Тип грунта определяется по числу пластичности  $I_p$  (таблица 3.1); разновидность – по показателю текучести  $I_L$  (таблица 3.2) и по прочности (сопротивление грунта при зондировании) (таблица 3.3).

Таблица 3.1 – Классификация глинистых грунтов по типу

| Тип грунта | Число пластичности  |
|------------|---------------------|
| Супесь     | $1 \leq I_p \leq 7$ |
| Суглинок   | $7 < I_p \leq 17$   |
| Глина      | $I_p > 17$          |

Таблица 3.2 – Классификация глинистых грунтов по консистенции

| Консистенция     |                  | Показатель текучести   |
|------------------|------------------|------------------------|
| Супесь           | твердая          | $I_L < 0$              |
|                  | пластичная       | $0 \leq I_L \leq 1$    |
|                  | текучая          | $I_L > 1$              |
| Суглинок и глина | твердые          | $I_L < 0$              |
|                  | полутвердые      | $0 \leq I_L \leq 0,25$ |
|                  | тугопластичные   | $0,25 < I_L \leq 0,5$  |
|                  | мягкопластичные  | $0,5 < I_L \leq 0,75$  |
|                  | текучепластичные | $0,75 < I_L \leq 1$    |
|                  | текучие          | $I_L > 1$              |

Таблица 3.3 – Подразделение глинистых грунтов по значению условного динамического сопротивления грунта  $p_d$

| Разновидность моренных глинистых грунтов | Условное динамическое сопротивление грунта $p_d$ , МПа |
|--|--|
| Очень прочные                            | $p_d > 8,3$  |
| Прочные                                  | $2,8 < p_d \leq 8,3$                                   |
| Средней прочности                        | $1,2 \leq p_d \leq 2,8$                                |
| Слабые                                   | $p_d < 1,2$  |

**Пример 3.1.** По данным лабораторных исследований глинистого грунта известны: природная влажность  $w = 0,23$  доли ед., влажность на границе текучести  $w_L = 35\%$ , влажность на границе раскатывания  $w_P = 18\%$ , плотность грунта  $\rho = 1,95 \text{ г/см}^3$ , плотность частиц грунта  $\rho_s = 2,71 \text{ г/см}^3$ . По результатам полевого испытания грунта значение условного динамического сопротивления грунта  $p_d = 2,2$  МПа.

Необходимо определить число пластичности ( $I_p$ ), консистенцию ( $I_L$ ) глинистого грунта, дать наименование грунта по имеющимся характеристикам.

*Решение.* Число пластичности  $I_p$  определяется по формуле

$$I_p = w_L - w_p, \quad (3.1)$$

где  $w_L$ ,  $w_p$  – влажность, %, на границе соответственно текучести ( $w_L = 35$ ) и раскатывания ( $w_p = 18$ ).

Определяем число пластичности:  $I_p = 35 - 18 = 17$  %.

Показатель текучести  $I_L$  определяется по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}, \quad (3.2)$$

где  $w$  – природная влажность.

Определяем показатель текучести:  $I_L = \frac{23 - 18}{17} = 0,29$ .

Определяем полное наименование грунта по полученным данным.

Тип по числу пластичности ( $I_p = 17$ ) – **суглинок** (см. таблицу 3.1).

Разновидность: *по показателю текучести* ( $I_L = 0,29$ ) – **тугопластичный** (см. таблицу 3.2); *по прочности при зондировании* ( $p_d = 2,2$  МПа) – грунт **средней прочности** (см. таблицу 3.3).

**Наименование грунта** – суглинок тугопластичный средней прочности.

#### **Контрольные задачи**

3.1 Плотность глинистого грунта  $1,87$  г/см<sup>3</sup>, плотность частиц грунта  $2,69$  г/см<sup>3</sup>, влажность  $0,11$ , влажность на границе текучести  $16$  %, влажность на границе раскатывания  $10$  %. Установить тип и разновидность грунта.

## **4 КОМПРЕССИОННЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ**

**Компрессионные испытания** – наиболее распространенный вид лабораторных исследований для определения деформационных характеристик (свойств) грунтов. Компрессия – это процесс сжатия грунта без возможности бокового расширения ( $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ ), т. е. уплотнение образца без его разрушения.

Компрессионные испытания грунтов в лабораторных условиях проводятся в компрессионных приборах (одеметрах). Конструкции их бывают различными, в зависимости от способа приложения нагрузки и целей исследования.

При испытании грунта на компрессию предварительно определяют плотность грунта  $\rho$ , плотность частиц грунта  $\rho_s$  и природную влажность  $w$  грунта, по которым вычисляют начальный (до сжатия) коэффициент пористости грунта  $e_0$ .

Уплотняемость грунта за счет уменьшения пористости оценивается *коэффициентом сжимаемости*  $m_0$ .

Кроме коэффициента сжимаемости, по результатам компрессионных испытаний может быть определен *модуль общей деформации грунта*  $E_0$ , МПа. Модулем общей деформации называется коэффициент пропорциональности между относительной деформацией и вертикальным давлением. Модуль общей деформации используется при расчете осадок фундаментов.

Также имеется ряд расчетных формул, когда за характеристику сжимаемости принимается модуль осадки

$$\varepsilon_p = \frac{s}{h}. \quad (4.1)$$

Под модулем осадки понимается относительная деформация при заданном внешнем давлении  $p$  в условиях невозможности бокового расширения грунта. Этот показатель позволяет учесть криволинейность зависимости деформаций грунта от нагрузки.

Коэффициент пористости грунта при давлении  $p_i$  определяется по формуле

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{s_i}{h}. \quad (4.2)$$

**Пример 4.1.** Используя исходные данные (таблица 4.1), построить компрессионную кривую и определить общий модуль деформации  $E_0$  в интервале давлений:  $p_1 = 0,1$  МПа,  $p_2 = 0,2$  МПа. Характеристики песчаного грунта: вид грунта – песок пылеватый, плотность грунта  $\rho = 2,07$  г/см<sup>3</sup>, плотность частиц грунта  $\rho_s = 2,78$  г/см<sup>3</sup>, природная влажность  $w = 14$  %.

Т а б л и ц а 4.1 – Исходные данные к примеру 4.1

| Давление $p$ , МПа | Значения коэффициента пористости $e$ |
|--------------------|--------------------------------------|
| 0,05               | 0,510                                |
| 0,1                | 0,488                                |
| 0,2                | 0,425                                |
| 0,3                | 0,367                                |
| 0,4                | 0,342                                |

*Решение.* Модуль деформации по компрессионным испытаниям

$$E = m_k \frac{\beta}{m_v}, \quad (4.3)$$

где  $m_k$  – коэффициент для перехода от компрессионного модуля деформации к его значениям (4,0–6,0), получаемым в геологических выработках;

$\beta$  – безразмерный коэффициент,  $\beta = \left( 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right)$ ,  $\nu$  – коэффициент Пуассона

на, выбирается в зависимости от вида грунта, для песка и супеси  $\nu = 0,3$ ; для суглинка – 0,35; для глин – 0,41;

$m_v$  – коэффициент относительной сжимаемости,

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}, \quad (4.4)$$

$m_0$  – коэффициент сжимаемости,

$$m_0 = \frac{e_2 - e_3}{p_3 - p_2}, \quad (4.5)$$

$e_2, e_3, p_2, p_3$  – соответственно коэффициенты пористости и давления в пределах давлений  $p = 0,1 \dots 0,2$  МПа.

Определяем безразмерный коэффициент:  $\beta = \left( 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} \right) = 0,743$ .

По исходным данным примера 4.1  $e_2 = 0,488$ ;  $p_2 = 0,1$  МПа;  $e_3 = 0,425$ ;  $p_3 = 0,2$  МПа, тогда  $m_0 = \frac{0,488 - 0,425}{0,2 - 0,1} = 0,63$  МПа<sup>-1</sup>.

Определяем коэффициент пористости до начала сжатия грунта:

$$e_0 = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,78}{2,07} (1 + 0,14) - 1 = 0,531.$$

Тогда  $m_v = \frac{0,63}{1 + 0,531} = 0,412$  МПа<sup>-1</sup>;  $E = 4 \cdot \frac{0,743}{0,412} = 7,204$  МПа.

График компрессионной кривой приведен на рисунке 4.1.

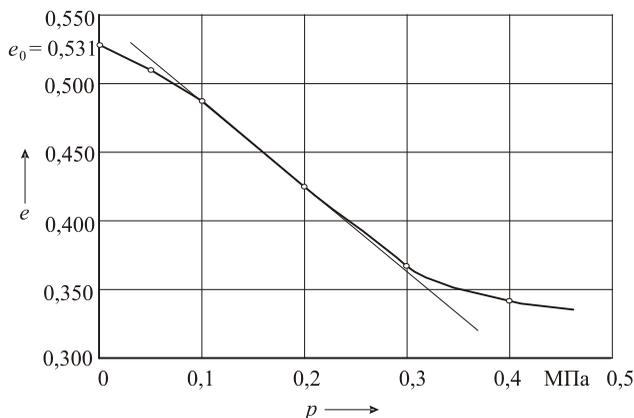


Рисунок 4.1 – График компрессионной кривой

**Пример 4.2.** По первичным результатам компрессионных испытаний пробы грунта, приведенным в таблице 4.2, необходимо построить график зависимости модуля осадки от напряжения, если начальная высота образца равна 20 мм.

Таблица 4.2 – Исходные данные для примера 4.2

| Напряжение $\sigma$ , МПа | Показания индикатора, мм | Осадка образца по индикатору $S$ , мм |
|---------------------------|--------------------------|---------------------------------------|
| 0                         | 8,5                      |                                       |
| 0,1                       | 8,38                     |                                       |
| 0,2                       | 8,31                     |                                       |
| 0,3                       | 8,27                     |                                       |
| 0,4                       | 8,24                     |                                       |
| 0,5                       | 8,21                     |                                       |
| 0,6                       | 8,19                     |                                       |
| 0,7                       | 8,18                     |                                       |

*Решение.* Рассчитываем осадку образца, отнимая от предыдущего показания индикатора последующее, например:  $8,5 - 8,38 = 0,12$  мм и т. д. Заполняем таблицу.

| Напряжение $\sigma$ , МПа | Показания индикатора, мм | Осадка образца по индикатору $S$ , мм |
|---------------------------|--------------------------|---------------------------------------|
| 0                         | 8,5                      | 0                                     |
| 0,1                       | 8,38                     | 0,12                                  |
| 0,2                       | 8,31                     | 0,19                                  |
| 0,3                       | 8,27                     | 0,23                                  |
| 0,4                       | 8,24                     | 0,26                                  |
| 0,5                       | 8,21                     | 0,29                                  |
| 0,6                       | 8,19                     | 0,31                                  |
| 0,7                       | 8,18                     | 0,32                                  |

Определяем модуль осадки по формуле (4.1):  $\varepsilon_{p1} = \frac{0,12}{20} \cdot 1000 = 6$  мм/м;

$$\varepsilon_{p2} = \frac{0,19}{20} \cdot 1000 = 9,5 \text{ мм/м}; \quad \varepsilon_{p3} = \frac{0,23}{20} \cdot 1000 = 11,5 \text{ мм/м}; \quad \varepsilon_{p4} = \frac{0,26}{20} \cdot 1000 = 13,0 \text{ мм/м};$$

$$\varepsilon_{p5} = \frac{0,29}{20} \cdot 1000 = 14,5 \text{ мм/м}; \quad \varepsilon_{p6} = \frac{0,313}{20} \cdot 1000 = 15,5 \text{ мм/м}; \quad \varepsilon_{p7} = \frac{0,32}{20} \cdot 1000 = 16,0 \text{ мм/м}.$$

Строим график компрессионной кривой (рисунок 4.2).

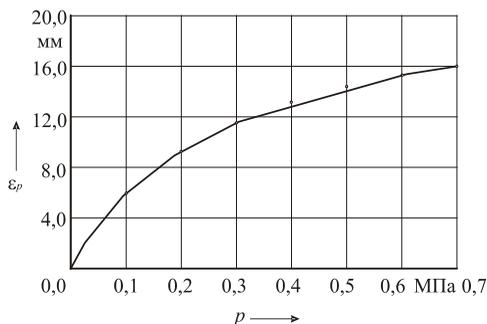


Рисунок 4.2 – График компрессионной кривой вида  $\varepsilon_p = f(\sigma)$

### Контрольные задачи

4.1 Коэффициент пористости грунта  $e$  при давлении 0,05 МПа равен 0,54. После уплотнения в компрессионном приборе под давлением 0,3 МПа коэффициент пористости грунта составил 0,51. Определить значение коэффициента сжимаемости грунта.

4.2 Коэффициент относительной сжимаемости грунта  $0,5 \text{ МПа}^{-1}$ . Определить значение модуля деформации, если коэффициент Пуассона равен 0,37.

4.3 Определить значение модуля деформации грунта в интервале давлений 0,1–0,4 МПа, если коэффициент пористости грунта при давлении 0,1 МПа – 0,61; 0,4 МПа – 0,59; коэффициент Пуассона – 0,31.

4.4 По данным примера 4.1 построить компрессионную кривую вида  $e = f(\sigma)$ , если плотность частиц грунта  $2,7 \text{ г/см}^3$ , плотность грунта  $2 \text{ г/см}^3$ , начальная влажность – 0,2.

## 5 ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Основным показателем прочности грунта является сопротивление сдвигу. Сопротивление грунта сдвигу складывается из сил внутреннего трения и сил сцепления.

Внутреннее трение принимается пропорциональным нормальному давлению и характеризуется величиной коэффициента внутреннего трения  $\text{tg}\varphi$ .

Сцепление  $c$  зависит от наличия внутренних сил связности грунта.

Сдвиг в песчаных и крупнообломочных грунтах зависит только от трения, в пылевато-глинистых – от трения и сцепления.

Результаты испытаний сопротивления грунта сдвигу выражается в виде графика, построенного в осях « $\sigma$ – $\tau$ » («нормальное уплотняющее давление – сдвигающее касательное усилие»).

**Пример 5.1.** Построить график зависимости касательного напряжения  $\tau$  от нормального напряжения  $\sigma$  и вычислить значение прочностных характеристик грунта  $\varphi$  и  $c$  при данных, полученных испытанием проб грунта на сдвиг (таблица 5.1).

Таблица 5.1 – Исходные данные для примера 5.1

| В килопаскалях                 |                               |
|--------------------------------|-------------------------------|
| Нормальное напряжение $\sigma$ | Касательные напряжения $\tau$ |
| 100                            | 48                            |
| 200                            | 60                            |
| 300                            | 72                            |

*Решение.* Строим график по данным испытаний на сдвиг. Для этого в системе прямоугольных координат в одинаковом масштабе откладываем на оси абсцисс значения нормального напряжения  $\sigma$ , а по оси ординат – значения касательного напряжения  $\tau$ . Через полученные точки проводим прямую до пересечения с осью ординат (рисунок 5.1).

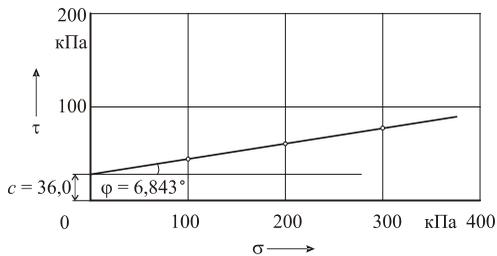


Рисунок 5.1 – График сдвига

Коэффициент внутреннего трения определяем по формуле

$$\text{tg}\varphi = (\tau_3 - \tau_1) / (\sigma_3 - \sigma_1), \quad (5.1)$$

где  $\tau$  – сдвигающее касательное усилие, МПа;

$\sigma$  – нормальное уплотняющее давление, МПа.

Определяем коэффициент внутреннего трения:  $\operatorname{tg}\varphi = (72-48)/(300-100) = 0,12$ .  
 Угол внутреннего трения  $\varphi = \operatorname{arctg} 0,12 = 6,843^\circ$ .  
 Значение удельного сцепления определяем из уравнения Кулона

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c. \quad (5.2)$$

Из уравнения (5.2)  $c = \tau - \sigma \operatorname{tg}\varphi = 48 - 100 \cdot 0,12 = 36,0$  кПа.

**Пример 5.2.** В основании земляного полотна насыпи залегает суглинок влажностью 0,30. В результате проведения мелиоративных работ влажность грунта основания снизилась до 0,20. Определить, насколько увеличится сопротивление грунта основания сдвигу, если давление насыпного грунта на основание по оси земляного полотна  $p_0 = 210$  кПа. Результаты определений характеристик прочности грунта основания насыпи в зависимости от влажности приведены на рисунке 5.2.

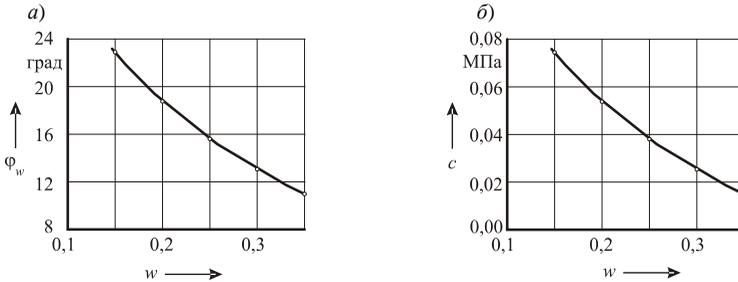


Рисунок 5.2 – График зависимостей: а –  $\varphi_w = f(w)$ ; б –  $c_w = f(w)$

*Решение.* Из графиков на рисунке 5.2 определяем  $\varphi_w$  и  $c_w$ .

Имеем: при  $w_1 = 0,30$ ,  $\varphi_w = 13^\circ$ ,  $c_w = 0,025$  МПа;

при  $w_1 = 0,20$ ,  $\varphi_w = 19^\circ$ ,  $c_w = 0,055$  МПа.

Подставляя значения параметров сдвига в уравнение предельного равновесия (5.2), получаем:

$$\tau_1 = \sigma \operatorname{tg}\varphi_{w1} + c_{w1} = 210 \cdot 0,231 + 25 = 73,51 \text{ кПа};$$

$$\tau_2 = \sigma \operatorname{tg}\varphi_{w2} + c_{w2} = 210 \cdot 0,344 + 55 = 127,24 \text{ кПа}.$$

В результате проведенных мелиоративных мероприятий сопротивление грунта основания насыпи повысилось на  $\Delta\tau = 127,24 - 73,51 = 53,73$  кПа.

### Контрольные задачи

5.1 Построить график зависимости касательного напряжения  $\tau$  от нормального напряжения  $\sigma$  и вычислить значение прочностных характеристик грунта  $\varphi$  и  $c$  при данных, полученных испытанием проб грунта на сдвиг (таблица 5.2).

Т а б л и ц а 5.2 – Исходные данные для задачи 5.1

| Нормальное напряжение $\sigma$ | Касательные напряжения $\tau$ |     |     |     |     |    |    |     |     |
|--------------------------------|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|----|----|-----|-----|
|                                | Номер варианта                |     |     |     |     |    |    |     |     |
|                                | 1                             | 2   | 3   | 4   | 5   | 6  | 7  | 8   | 9   |
| 100                            | 81                            | 112 | 85  | 70  | 56  | 47 | 35 | 120 | 90  |
| 200                            | 117                           | 155 | 122 | 100 | 85  | 70 | 55 | 140 | 130 |
| 300                            | 148                           | 198 | 160 | 131 | 111 | 92 | 75 | 160 | 170 |

## 6 ВЕРТИКАЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА

Напряженное состояния основания в линейно деформируемом полупространстве создается как действием внешней нагрузки, так и действием собственного веса вышележащего пласта грунта.

Вертикальное напряжение, возникающее в грунтовом массиве от собственного веса грунта, называют природным. Это давление характеризует напряженное состояние грунта до начала строительства, т. е. до передачи на него нагрузки от веса сооружения. Напряжения от собственного веса грунта (природные) имеют значение для свеженасыпанных земляных сооружений и оценки природной уплотненности грунтов. Напряжения, которые возникают в массиве грунтов от действия сооружения, накладываются на уже существующие напряжения, сформировавшиеся в массиве основания к моменту строительства. В большинстве случаев при решении инженерных задач ограничиваются нахождением вертикального напряжения от действия вышележащих грунтов, обусловленного только силами гравитации, т. е. действием собственного веса грунта. Величина природного давления зависит от удельного веса грунта  $\gamma$  и глубины  $h$ .

*Вертикальное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$  принимается* возрастающим пропорционально глубине слоя:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (6.1)$$

где  $\gamma_i, h_i$  – соответственно удельный вес грунта и толщина  $i$ -го слоя;  
 $n$  – число слоев, от веса которых определяется напряжение.

Удельный вес грунта ниже уровня подземных вод, но выше водоупора определяется с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (6.2)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта,  $\text{кН/м}^3$ ;  
 $\gamma_w$  – удельный вес воды,  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ ;  
 $e$  – коэффициент пористости.

При определении  $\sigma_{zg}$  в водоупорном слое, следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины. Водоупор – это пласт слабо- или водонепроницаемого грунта (суглинок или глина), т. е. с коэффициентом фильтрации менее  $0,005 \text{ м/сут}$ . При отсутствии данных о коэффициенте фильтрации водоупорными можно считать глинистые грунты с  $I_L \leq 0,25$ . На рисунке 6.1 приведены эпюры природных давлений при различных грунтовых условиях.

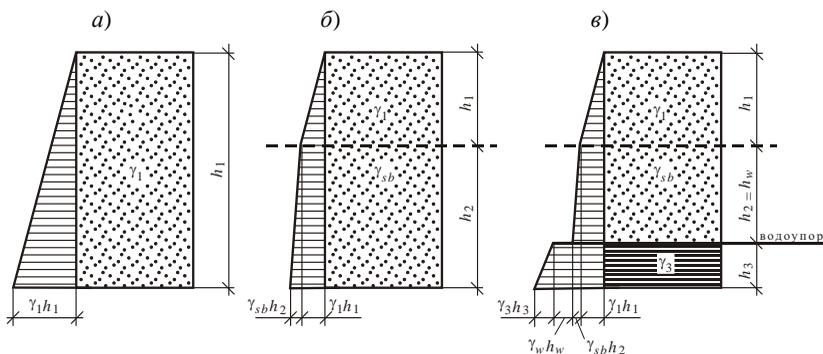


Рисунок 6.1 – Эпюры природных давлений:

*a* – при однородных грунтовых условиях; *б* – при наличии подземных вод в однородном слое грунта; *в* – при залегании подземных вод на водоупоре

**Пример 6.1.** Вычислить значения вертикального напряжения от собственного веса грунта для геологического разреза, показанного на рисунке 6.1, *в*, имеющего следующие характеристики:

– 1-й слой – песок мощностью  $h_1 + h_2 = 6$  м, удельный вес частиц грунта  $\gamma_s = 26,5$  кН/м<sup>3</sup>, удельный вес грунта  $\gamma = 18$  кН/м<sup>3</sup>, коэффициент пористости  $e = 0,54$ , уровень подземных вод проходит на глубине  $h_1 = 4$  м от поверхности грунта;

– 2-й слой – глина в твердом состоянии мощностью  $h_3 = 5$  м,  $\gamma_s = 27$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma = 21$  кН/м<sup>3</sup>. Слой глины является водоупором. Построить эпюру природного давления грунта.

*Решение.* Вычисляем значения природного давления.

1 На уровне грунтовых вод на глубине 4 м:  $\sigma'_{zg1} = \gamma_1 h_1 = 18 \cdot 4 = 72$  кПа.

2 На кровле водоупора:  $\sigma_{zg2} = \sigma'_{zg1} + \gamma_{sb} h_2 = 72 + 10,7 \cdot 2 = 93,4$  кПа, где удельный

вес грунта ниже уровня подземных вод по (6.2)  $\gamma_{sb} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,54} = 10,7$  кН/м<sup>3</sup>.

На кровле водоупора с учетом давления воды:  $\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg2} + \gamma_w h_w = 93,4 + 10 \cdot 2 = 113,4$  кПа.

3 На подошве глины:  $\sigma_{zg3} = \sigma'_{zg2} + \gamma_3 h_3 = 113,4 + 21 \cdot 5 = 218,4$  кПа.

**Пример 6.2.** По данным геологического разреза и физико-механических свойств грунтов вычислить значения напряжений от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$  в толще основания прямоугольного фундамента размером  $3 \times 5$  м, глубиной заложения  $d = 2,4$  м. УГВ расположен на глубине 4,9 м. Построить эпюру.

Характеристика грунтовых условий строительной площадки:

– 1-й слой: песок средний плотный водонасыщенный, мощность слоя 1,8 м ( $w = 17,0$  %;  $\rho = 2,08$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_s = 2,65$  г/см<sup>3</sup>);

– 2-й слой: супесь пластичная, мощность слоя 4,9 м ( $w = 13$  %;  $\rho = 2,1$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_s = 2,75$  г/см<sup>3</sup>);

– 3-й слой: глина полутвердая, мощность слоя 5 м ( $w = 23$  %;  $\rho = 2,09$  г/см<sup>3</sup>;  $\rho_s = 2,63$  г/см<sup>3</sup>).



Удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>:

– 1-го слоя:  $\gamma_1 = \rho g = 2,08 \cdot 9,81 = 20,4$ ;

– 2-го слоя выше УГВ:  $\gamma_2 = \rho g = 2,10 \cdot 9,81 = 20,6$ ;

– 2-го слоя ниже УГВ:

$$\gamma_{sb} = \frac{2,75 \cdot 9,81 - 1 \cdot 9,81}{1 + 0,48} = 11,6 \text{ кН/м}^3 \text{ при } e = \frac{2,75}{2,1} (1 + 0,13) - 1 = 0,48;$$

– 3-го слоя  $\gamma_3 = \rho g = 2,09 \cdot 9,81 = 20,5$ .

Вычисляем вертикальные напряжения от собственного веса грунта на подошве каждого слоя и строим эпюру.

Напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа:

$$\sigma_{z_g, 0} = \gamma d = \gamma_1 \cdot 1,8 + \gamma_2 \cdot 0,6 = 20,4 \cdot 1,8 + 20,6 \cdot 0,6 = 49,08.$$

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы, кПа:

$$\text{– 1-го слоя: } \sigma_{z_g, 1} = \sigma_{z_g, 0} + \gamma h_1 = 49,08 + 20,6 \cdot 1,2 = 73,8;$$

$$\text{– 2-го слоя: } \sigma_{z_g, 2} = \sigma_{z_g, 1} + \gamma h_2 = 73,8 + 20,6 \cdot 1,2 = 98,52;$$

$$\text{– 3-го слоя: } \sigma_{z_g, 3} = \sigma_{z_g, 2} + \gamma h_3 = 98,52 + 20,6 \cdot 0,1 = 100,58.$$

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы с учетом взвешивающего действия воды, кПа:

$$\text{– 4-го слоя: } \sigma_{z_g, 4} = \sigma_{z_g, 3} + \gamma_{sb} h_4 = 100,58 + 11,6 \cdot 1,1 = 113,34;$$

$$\text{– 5-го слоя: } \sigma_{z_g, 5} = \sigma_{z_g, 4} + \gamma_{sb} h_5 = 113,34 + 11,6 \cdot 0,7 = 121,46.$$

С учетом веса столба воды  $\sigma'_{z_g, 5} = \sigma_{z_g, 5} + \gamma_w h_w = 121,46 + 9,81 \cdot 1,8 = 139,12$  кПа.

Далее просчитываем вертикальные напряжения от собственного веса грунта, кПа, с учетом физических характеристик глины:

$$\text{– 6-го слоя: } \sigma_{z_g, 6} = \sigma_{z_g, 5} + \gamma_{sb} h_6 = 139,12 + 20,5 \cdot 0,5 = 149,37;$$

$$\text{– 7-го слоя: } \sigma_{z_g, 7} = \sigma_{z_g, 6} + \gamma_{sb} h_7 = 149,37 + 20,5 \cdot 1,2 = 173,97;$$

$$\text{– 8-го слоя: } \sigma_{z_g, 8} = \sigma_{z_g, 7} + \gamma_{sb} h_8 = 173,97 + 20,5 \cdot 1,2 = 198,57;$$

$$\text{– 9-го слоя: } \sigma_{z_g, 9} = \sigma_{z_g, 8} + \gamma_{sb} h_9 = 198,57 + 20,5 \cdot 1,2 = 223,17;$$

$$\text{– 10-го слоя: } \sigma_{z_g, 10} = \sigma_{z_g, 9} + \gamma_{sb} h_{10} = 223,17 + 20,5 \cdot 0,9 = 241,62.$$

Для построения эпюры откладываем ординаты, соответствующие вычисленным значениям (слева от осевой линии), и соединяем их концы прямыми линиями.

### Контрольные задачи

6.1 Определить напряжение от собственного веса грунта на глубине 4,0 м от поверхности земли, если  $\rho = 2,06 \text{ т/м}^3$ ,  $\rho_s = 2,68 \text{ т/м}^3$ ,  $w = 16 \%$ . Уровень воды совпадает с отметкой поверхности земли.

6.2 Как изменится эпюра напряжения от собственного веса грунта (см. пример 6.1), если глубина заложения фундамента станет 1,65 м, а УГВ залегает на глубине 2,0 м от подошвы фундамента.

6.3 Определить величину напряжения от собственного веса грунта на глубине 5,0 м с учетом и без учета взвешивающего действия воды, если  $\rho = 2,02 \text{ г/см}^3$ ,  $\rho_s = 2,71 \text{ г/см}^3$ , влажность  $w = 0,17$ .

## 7 ДОПОЛНИТЕЛЬНОЕ ВЕРТИКАЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ ОТ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ

Напряжения в грунте, обусловленные действием приложенной внешней нагрузки, называются дополнительными.

*Дополнительное вертикальное давление на основания от внешней нагрузки в уровне подошвы фундамента*

$$p_0 = p - \sigma_{zg, 0}, \quad (7.1)$$

где  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg, 0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

*Дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине  $z$  от подошвы фундамента* обозначается  $\sigma_{zp}$ .

Дополнительное вертикальное напряжение в точках, которые расположены на вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, на глубине  $z$  определяется по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (7.2)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента  $\eta = l : b$  и относительной глубины, равной  $\xi = 2z/b$  (приложение А);

$z$  – расстояние от подошвы фундамента до точки на осевой вертикали, в которой определяется напряжение.

Дополнительные вертикальные напряжения на глубине  $z$  по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, определяются по формуле

$$\sigma_{zp, c} = \alpha p_0 / 4, \quad (7.3)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от соотношения сторон подошвы прямоугольного фундамента  $\eta = l : b$  и относительной глубины  $\xi = z/b$  (см. приложение А);

$z$  – расстояние от подошвы фундамента до точки на вертикали, проходящей через угловую точку, в которой определяется напряжение.

**Пример 7.1.** По данным, которые приведены в примере 6.1, вычислить значения дополнительных вертикальных напряжений, расположенных на осевой вертикали, и построить эпюру напряжений. Среднее давление под подошвой фундамента  $p = 500 \text{ кН/м}^2$  (кПа).

*Решение.* Находим значение дополнительного давления под подошвой фундамента:  $p_0 = p - \sigma_{zg, 0} = 500 - 49,08 = 450,92 \text{ кПа}$

Вычисляем значения дополнительных вертикальных напряжений в табличной форме (таблица 7.1).

Таблица 7.1 – Значения дополнительных вертикальных напряжений

| Номер | z, м | $\xi = 2z/b$ ( $b = 3$ м) | $\alpha$ ( $\eta = 5/3 = 1,67$ ) | $\sigma_{zp} = \alpha p_0$ , кПа |
|-------|------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 0     | 0    | 0                         | 1,000                            | 450,92                           |
| 1     | 1,2  | 0,8                       | 0,8601                           | 387,84                           |
| 2     | 2,4  | 1,6                       | 0,5631                           | 253,91                           |
| 3     | 2,5  | 1,667                     | 0,546                            | 246,20                           |
| 4     | 3,6  | 2,4                       | 0,3581                           | 161,47                           |
| 5     | 4,3  | 2,867                     | 0,2878                           | 129,77                           |
| 6     | 4,8  | 3,2                       | 0,2371                           | 107,18                           |
| 7     | 6,0  | 4,0                       | 0,1659                           | 74,81                            |
| 8     | 7,2  | 4,8                       | 0,1219                           | 54,97                            |
| 9     | 8,4  | 5,6                       | 0,0925                           | 41,71                            |
| 10    | 9,3  | 6,2                       | 0,0768                           | 34,63                            |

На подошве фундамента: при  $\xi = 0$ ,  $\alpha_1 = 1,000$ ,  $\sigma_{zp,0} = 1 \cdot 450,92 = 450,92$  кПа.

На подошве 1-го слоя: при  $\xi = 0,8$  и  $\eta_1 = 1,4 - \alpha_1 = 0,848$ ;

$\xi = 0,8$  и  $\eta_2 = 1,8 - \alpha_2 = 0,866$ ;

$\eta = 1,67 - \alpha = ?$

Проводим интерполяцию:

$$\alpha = \alpha_1 + \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\eta_2 - \eta_1} \right) (\eta - \eta_1) \right] = 0,848 + \left[ \left( \frac{0,866 - 0,848}{1,8 - 1,4} \right) (1,67 - 1,40) \right] = 0,8601 \text{ кПа.}$$

$\sigma_{zp,1} = 0,8601 \cdot 450,92 = 387,84$  кПа.

На подошве 2-го слоя: при  $\xi = 1,6$  и  $\eta_1 = 1,4 - \alpha_1 = 0,532$ ;

$\xi = 1,6$  и  $\eta_2 = 1,8 - \alpha_2 = 0,578$ ;

$\eta = 1,67 - \alpha = ?$

$$\alpha = \alpha_1 + \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\eta_2 - \eta_1} \right) (\eta - \eta_1) \right] = 0,532 + \left[ \left( \frac{0,578 - 0,532}{1,8 - 1,4} \right) (1,67 - 1,40) \right] = 0,5631 \text{ кПа.}$$

$\sigma_{zp,2} = 0,5631 \cdot 450,92 = 253,91$  кПа.

На подошве 3-го слоя: при  $\xi = 1,6$ ;  $\alpha = 0,5631$ ;

$\xi = 2,4$  и  $\eta_1 = 1,4 - \alpha_1 = 0,325$ ;

$\xi = 2,4$  и  $\eta_2 = 1,8 - \alpha_2 = 0,374$ ;

$\eta = 1,67 - \alpha = ?$

$$\alpha = \alpha_1 + \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\eta_2 - \eta_1} \right) (\eta - \eta_1) \right] = 0,325 + \left[ \left( \frac{0,374 - 0,325}{1,8 - 1,4} \right) (1,67 - 1,40) \right] = 0,3581 \text{ кПа.}$$

При  $\xi_1 = 1,6$ ;  $\alpha_1 = 0,5631$ ;

$\xi_2 = 2,4$ ;  $\alpha_2 = 0,3581$ ;

$\xi = 1,667$ ;  $\alpha = ?$

$$\alpha = \alpha_1 - \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\xi_2 - \xi_1} \right) (\xi - \xi_1) \right] = 0,5631 - \left[ \left( \frac{0,5631 - 0,3581}{2,4 - 1,6} \right) (1,667 - 1,60) \right] = 0,546 \text{ кПа.}$$

$\sigma_{zp,3} = 0,546 \cdot 450,92 = 246,20$  кПа.

На подошве 4-го слоя: при  $\xi = 2,4$ ;  $\alpha = 0,3581$ .

$\sigma_{zp,4} = 0,3581 \cdot 450,92 = 161,47$  кПа.

На подошве 5-го слоя: при  $\xi = 2,4$ ;  $\alpha = 0,3581$ .

$$\xi = 3,2 \text{ и } \eta_1 = 1,4 - \alpha_1 = 0,21;$$

$$\xi = 3,2 \text{ и } \eta_2 = 1,8 - \alpha_2 = 0,251;$$

$$\eta = 1,67 - \alpha = ?$$

$$\alpha = \alpha_1 + \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\eta_2 - \eta_1} \right) (\eta - \eta_1) \right] = 0,21 + \left[ \left( \frac{0,251 - 0,21}{1,8 - 1,4} \right) (1,67 - 1,40) \right] = 0,2377 \text{ кПа.}$$

При  $\xi_1 = 2,4$ ;  $\alpha_1 = 0,3581$ ;

$$\xi_2 = 3,2; \alpha_2 = 0,2377.$$

$$\xi = 2,867; \alpha = ?$$

$$\alpha = \alpha_1 - \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\xi_2 - \xi_1} \right) (\xi - \xi_1) \right] = 0,3581 - \left[ \left( \frac{0,3581 - 0,2377}{3,2 - 2,4} \right) (2,867 - 2,4) \right] = 0,2878 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zp,5} = 0,2878 \cdot 450,92 = 129,77 \text{ кПа.}$$

На подошве 6-го слоя: при  $\xi = 3,2$ ;  $\alpha = 0,2377$ .

$$\sigma_{zp,6} = 0,2377 \cdot 450,92 = 107,18 \text{ кПа и т. д.}$$

Для построения эпюры откладываем ординаты, соответствующие вычисленным значениям (справа от осевой линии), и соединяем их прямыми линиями (рисунк 7.1).

**Пример 7.2.** По данным, приведенным в примере 7.1, вычислить значения дополнительных вертикальных напряжений, расположенных на угловой вертикали на глубине 1,2 м от подошвы фундамента. Среднее давление под подошвой фундамента  $p = 500 \text{ кН/м}^2$  (кПа).

*Решение.* На глубине  $z = 1,2 \text{ м}$ :  $\xi = z/b = 1,2/3 = 0,4$ ;  $\eta = l/b = 5/3 = 1,67$ .

$$\text{При } \xi = 0,4 \text{ и } \eta_1 = 1,4 - \alpha_1 = 0,972;$$

$$\xi = 0,4 \text{ и } \eta_2 = 1,8 - \alpha_2 = 0,975;$$

$$\eta = 1,67 - \alpha = ?$$

Проводим интерполяцию:

$$\alpha = \alpha_1 + \left[ \left( \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{\eta_2 - \eta_1} \right) (\eta - \eta_1) \right] = 0,972 + \left[ \left( \frac{0,975 - 0,972}{1,8 - 1,4} \right) (1,67 - 1,40) \right] = 0,9740 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zp,c} = 0,974 \cdot 450,92/4 = 109,80 \text{ кПа.}$$

### Контрольные задачи

7.1 Определить величину дополнительного вертикального напряжения в точке основания фундамента размерами подошвы  $2 \times 2 \text{ м}$ , расположенной на осевой вертикали  $z$  на глубине 6 м от подошвы фундамента, если дополнительное давление  $p_0 = 340 \text{ кПа}$ .

7.2 Определить величину дополнительного вертикального напряжения в точке основания фундамента размерами подошвы  $2 \times 4 \text{ м}$ , расположенной на угловой вертикали  $z_c$  на глубине 2,6 м от подошвы фундамента, если дополнительное давление  $p_0 = 280 \text{ кПа}$ .

7.3 Дополнительное давление под подошвой ленточного фундамента  $p_0 = 370 \text{ кПа}$ . Ширина фундамента 1,8 м. Определить значения дополнительного напряжения в точках, расположенных на осевой вертикали с координатами  $z$  1,0; 2,0; 3,0; 5,0; 7,0 м, и построить эпюру напряжений.

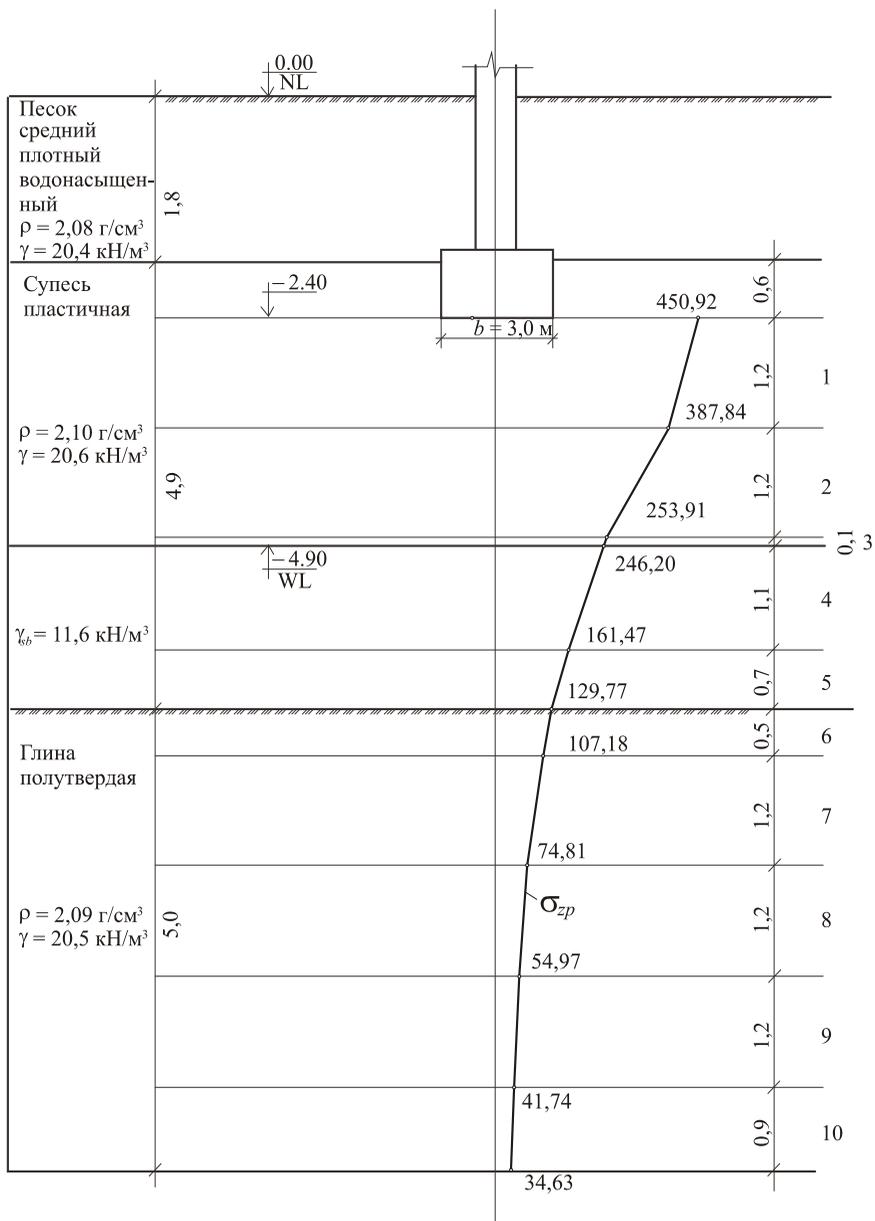


Рисунок 7.1 – Эпюра дополнительных вертикальных напряжений

## 8 НАПРЯЖЕНИЯ В МАССИВЕ ГРУНТА ОТ СОВМЕСТНОГО ДЕЙСТВИЯ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ

При действии нескольких сосредоточенных сил (рисунок 8.1) напряжения определяют на основе принципа (суперпозиции) независимости действия сил простым суммированием напряжений от каждой силы:

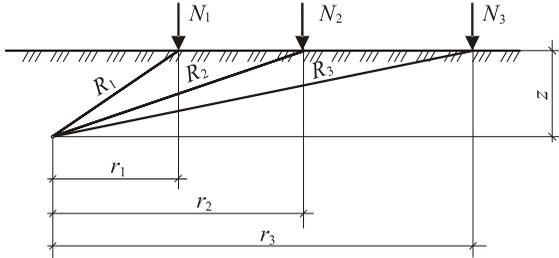


Рисунок 8.1 – Схема к определению напряжений от действия нескольких сил

Значение по  $\sigma_z$  определяется по следующей формуле:

$$\sigma_z = K_1 \frac{N_1}{z^2} + K_2 \frac{N_2}{z^2} + K_3 \frac{N_3}{z^2} = \sum_{i=1}^n K_i \frac{N_i}{z_i^2}. \quad (8.1)$$

Окончательно можно записать

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i N_i, \quad (8.2)$$

где  $z$  – глубина рассматриваемой точки от плоскости приложения сосредоточенной силы;

$K_i$  – коэффициент, являющийся функцией отношения  $r/z$ , определяется по приложению Б;

$N_i$  – расстояние по горизонтальной оси от рассматриваемой точки до оси, проходящей через точку приложения сосредоточенной силы.

**Пример 8.1.** К горизонтальной поверхности массива грунта приложены три вертикальные сосредоточенные силы, кН:  $N_1 = 1020$ ,  $N_2 = 750$ ,  $N_3 = 1750$ , расстояние между осями действия сил, м:  $l_1 = 2$ ,  $l_2 = 1,5$ . Схема к данному примеру представлена на рисунке 8.2.

Определить величины вертикальных составляющих напряжений  $\sigma_z$  от совместного действия сосредоточенных сил в точках массива грунта, расположенных в плоскости действия сил:

- а) по вертикали I–I, проходящей через точку приложения силы  $N_2$ ;
- б) по горизонтали II–II, проходящей на расстоянии  $z = 3$  м от поверхности массива грунта.

По вычисленным напряжениям и заданным осям построить эпюры распределения напряжений  $\sigma_z$ .

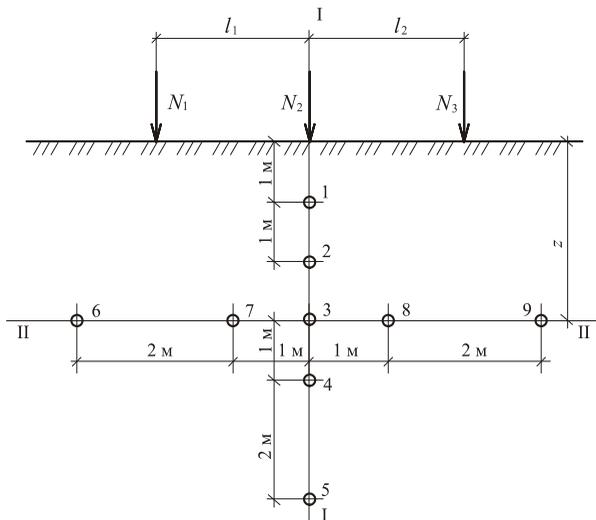


Рисунок 8.2 – Схема к определению напряжений

*Решение.* Ведем расчет для каждой из точек, используя формулу (8.1).

По вертикали (сечение I–I)

Точка 1:  $z = 1$  м;  $r_1 = 2$  м;  $r_2 = 0$  м;  $r_3 = 1,5$  м.

$K_1 = 0,0085$  ( $r_1/z = 2$ );  $K_2 = 0,4775$  ( $r_2/z = 0$ );  $K_3 = 0,0251$  ( $r_3/z = 1,5$ ).

$$\sigma_z = 0,0085 \frac{1020}{1^2} + 0,4775 \frac{750}{1^2} + 0,0251 \frac{1750}{1^2} = 410,72 \text{ кН.}$$

Точка 2:  $z = 2$  м;  $r_1 = 2$  м;  $r_2 = 0$  м;  $r_3 = 1,5$  м.

$K_1 = 0,0844$  ( $r_1/z = 1$ );  $K_2 = 0,4775$  ( $r_2/z = 0$ );  $K_3 = 0,1565$  ( $r_3/z = 0,75$ ).

$$\sigma_z = 0,0844 \frac{1020}{2^2} + 0,4775 \frac{750}{2^2} + 0,1565 \frac{1750}{2^2} = 179,52 \text{ кН.}$$

Точка 3:  $z = 3$  м;  $r_1 = 2$  м;  $r_2 = 0$  м;  $r_3 = 1,5$  м.

$K_1 = 0,1889$  ( $r_1/z = 0,67$ );  $K_2 = 0,4775$  ( $r_2/z = 0$ );  $K_3 = 0,2733$  ( $r_3/z = 0,5$ ).

$$\sigma_z = 0,1889 \frac{1020}{3^2} + 0,4775 \frac{750}{3^2} + 0,2733 \frac{1750}{3^2} = 114,34 \text{ кН.}$$

Точка 4:  $z = 4$  м;  $r_1 = 2$  м;  $r_2 = 0$  м;  $r_3 = 1,5$  м.

$K_1 = 0,2733$  ( $r_1/z = 0,5$ );  $K_2 = 0,4775$  ( $r_2/z = 0$ );  $K_3 = 0,3408$  ( $r_3/z = 0,38$ ).

$$\sigma_z = 0,2733 \frac{1020}{4^2} + 0,4775 \frac{750}{4^2} + 0,3408 \frac{1750}{4^2} = 77,08 \text{ кН.}$$

Точка 5:  $z = 6$  м;  $r_1 = 2$  м;  $r_2 = 0$  м;  $r_3 = 1,5$  м.

$K_1 = 0,3687$  ( $r_1/z = 0,33$ );  $K_2 = 0,4775$  ( $r_2/z = 0$ );  $K_3 = 0,4103$  ( $r_3/z = 0,25$ ).

$$\sigma_z = 0,3687 \frac{1020}{6^2} + 0,4775 \frac{750}{6^2} + 0,4103 \frac{1750}{6^2} = 40,34 \text{ кН.}$$

По вертикали (сечение II-II)

Точка 6:  $z = 3$  м;  $r_1 = 1$  м;  $r_2 = 3$  м;  $r_3 = 4,5$  м.

$K_1 = 0,0251$  ( $r_1/z = 1,5$ );  $K_2 = 0,0844$  ( $r_2/z = 1$ );  $K_3 = 0,0085$  ( $r_3/z = 0,33$ ).

$$\sigma_z = 0,0251 \frac{1020}{3^2} + 0,0844 \frac{750}{3^2} + 0,0085 \frac{1750}{3^2} = 11,531 \text{ кН.}$$

Точка 7:  $z = 3$  м;  $r_1 = 1$  м;  $r_2 = 1$  м;  $r_3 = 2,5$  м.

$K_1 = 0,1288$  ( $r_1/z = 0,83$ );  $K_2 = 0,3687$  ( $r_2/z = 0,33$ );  $K_3 = 0,3687$  ( $r_3/z = 0,33$ ).

$$\sigma_z = 0,1288 \frac{1020}{3^2} + 0,3687 \frac{750}{3^2} + 0,3687 \frac{1750}{3^2} = 117,01 \text{ кН.}$$

Точка 3:  $z = 3$  м;  $r_1 = 2$  м;  $r_2 = 0$  м;  $r_3 = 1,5$  м.

$K_1 = 0,2733$  ( $r_1/z = 0,5$ );  $K_2 = 0,4775$  ( $r_2/z = 0$ );  $K_3 = 0,1889$  ( $r_3/z = 0,67$ ).

$$\sigma_z = 0,2733 \frac{1020}{3^2} + 0,4775 \frac{750}{3^2} + 0,1889 \frac{1750}{3^2} = 107,50 \text{ кН.}$$

Точка 8:  $z = 3$  м;  $r_1 = 0,5$  м;  $r_2 = 1$  м;  $r_3 = 3$  м.

$K_1 = 0,0844$  ( $r_1/z = 1$ );  $K_2 = 0,3687$  ( $r_2/z = 0,33$ );  $K_3 = 0,4446$  ( $r_3/z = 0,17$ ).

$$\sigma_z = 0,0844 \frac{1020}{3^2} + 0,3687 \frac{750}{3^2} + 0,4446 \frac{1750}{3^2} = 126,74 \text{ кН.}$$

Точка 9:  $z = 3$  м;  $r_1 = 1,5$  м;  $r_2 = 3$  м;  $r_3 = 5$  м.

$K_1 = 0,0171$  ( $r_1/z = 1,67$ );  $K_2 = 0,0844$  ( $r_2/z = 1$ );  $K_3 = 0,2733$  ( $r_3/z = 0,5$ ).

$$\sigma_z = 0,0171 \frac{1020}{3^2} + 0,0844 \frac{750}{3^2} + 0,2733 \frac{1750}{3^2} = 62,11 \text{ кН.}$$

По полученным в соответствующих точках значениям напряжений строим эпюры распределения напряжений по вертикали и горизонтали (рисунок 8.3).

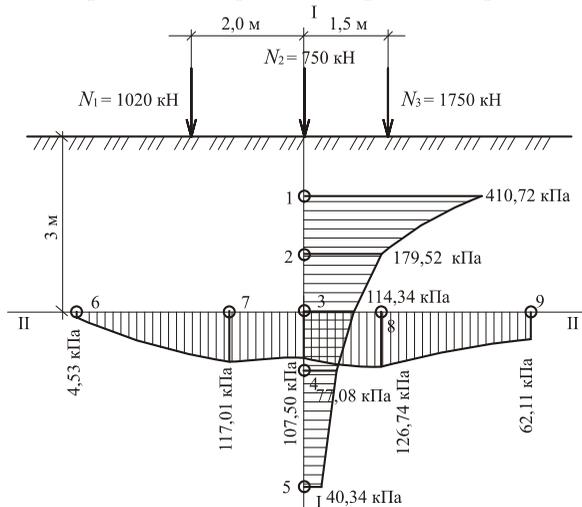


Рисунок 8.3 – Эпюры распределения напряжений по вертикали и горизонтали

## Контрольные задачи

8.1 По исходным данным, которые приведены в таблице 8.1, определить величины вертикальных составляющих напряжений  $\sigma_z$  от совместного действия сосредоточенных сил в точках массива грунта, расположенных в плоскости действия сил:

а) по вертикали I-I, проходящей через точку приложения силы  $N_2$ ;

б) по горизонтали II-II, проходящей на расстоянии  $z$  от поверхности массива грунта.

По вычисленным напряжениям и заданным осям построить эпюры распределения напряжений  $\sigma_z$ . Схема к данной задаче представлена на рисунке 8.2.

Т а б л и ц а 8.1 – Исходные данные к задаче 8.1

| Номер варианта | $N_1$ | $N_2$ | $N_3$ | $l_1$ | $l_2$ | $z$ |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| 1              | 1300  | 500   | 1000  | 3     | 1,5   | 2,5 |
| 2              | 1800  | 600   | 1250  | 1     | 2,5   | 3   |
| 3              | 1700  | 700   | 1200  | 2     | 3,5   | 3,5 |
| 4              | 1500  | 800   | 1360  | 3     | 1,5   | 4   |
| 5              | 1100  | 500   | 1180  | 1     | 2,5   | 2,5 |
| 6              | 1670  | 600   | 1210  | 2     | 3,5   | 3   |
| 7              | 1450  | 700   | 1300  | 3     | 2     | 3,5 |
| 8              | 1380  | 800   | 1320  | 1     | 3     | 4   |
| 9              | 1200  | 650   | 1100  | 2     | 2     | 5   |

## 9 МЕТОД УГЛОВЫХ ТОЧЕК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В МАССИВЕ ГРУНТА

Сущность метода угловых точек заключается в том, что грузовая площадь разбивается на такие прямоугольники, в которых рассматриваемая точка оказалась бы угловой. Напряжение в этой точке определяется как сумма напряжений от прямоугольных площадок, для которых эта точка является угловой.

Рассмотрим возможные варианты (рисунок 9.1).

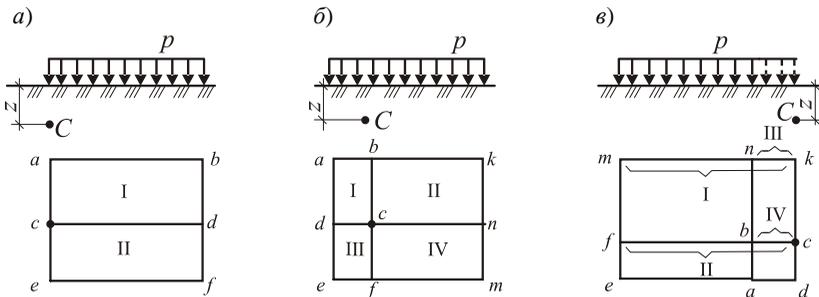


Рисунок 9.1 – Схема разбивки прямоугольника загрузки при определении напряжений методом угловых точек:  $a$  – расположение расчетной точки на контуре прямоугольника загрузки;  $b$  – внутри контура;  $в$  – вне контура

**1-й вариант.** Загруженная площадь разбивается на два прямоугольника  $abcd$  (I) и  $cdfe$  (II), для каждого из которых точка  $C$  является угловой. Тогда напряжение в точке  $C$  определяется как сумма двух угловых напряжений в прямоугольниках I и II (см. рисунок 9.1, а):

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II})P.$$

**2-й вариант.** Точка  $C$  внутри прямоугольника загрузки (см. рисунок 9.1, б). Загруженная площадь разбивается на четыре прямоугольника:  $cbad$  (I),  $cbkn$  (II),  $cdef$  (III) и  $cnmf$  (IV):

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV})P.$$

**3-й вариант.** Точка  $C$  вне прямоугольника загрузки (см. рисунок 9.1, в). В этом случае ее считают угловой для четырех фиктивных площадей загрузки:  $cfmk$  (I),  $cdef$  (II),  $cbnk$  (III) и  $cdab$  (IV). Тогда

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} - \sigma_{zIII} - \sigma_{zIV} = 0,25(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV})P.$$

Таким образом, пользуясь методом угловых точек, можно определить напряжение  $\sigma_z$  в любой точке полупространства, к поверхности которого приложена равномерно распределенная нагрузка в пределах прямоугольной площади.

**Пример 9.1.** Горизонтальная поверхность массива грунта по прямоугольным площадкам с размерами в плане  $1,9 \times 2,5$  и  $2,8 \times 6,0$  м нагружена равномерно распределенной вертикальной нагрузкой интенсивностью  $p_1 = 290$  и  $p_2 = 330$  кПа.

Определить величины вертикальных составляющих напряжений  $\sigma_z$  в точках массива грунта для вертикали, проходящей через точку  $C$  от совместного действия распределенных нагрузок на поверхности. Расстояние между осями площадок нагружения – 2,8 м. Точки по вертикали расположить от поверхности на расстоянии 1,0; 2,0; 3,0 и 4,0 м. По вычисленным напряжениям построить эпюру распределения  $\sigma_z$ . Схема к примеру 9.1 представлена на рисунке 9.2.

*Решение.* Заданные площадки нагружения разбиваем (дотраиваем) на прямоугольники таким образом, чтобы они имели общую угловую точку, через которую проходит расчетная вертикаль  $C$  (рисунок 9.3). Таким образом, имеем 5 прямоугольников со следующими расчетными параметрами:

I:  $l = 2,5$  м;  $b = 1,9$  м;  $p_1 = 290$  кПа;

II:  $l = 4,25$  м;  $b = 3,25$  м;  $p_2 = 330$  кПа;

III:  $l = 3,25$  м;  $b = 1,75$  м;  $p_2 = 330$  кПа;

IV:  $l = 4,25$  м;  $b = 0,45$  м;  $p_2 = 330$  кПа;

V:  $l = 1,75$  м;  $b = 0,45$  м;  $p_2 = 330$  кПа.

Искомые напряжения найдем, суммируя напряжения от действия нагрузки по прямоугольникам I, II и III, взятые со знаком «+», и напряжения от действия нагрузки I по прямоугольникам IV и V со знаком «-».

Ведем расчет напряжений для каждой из точек.

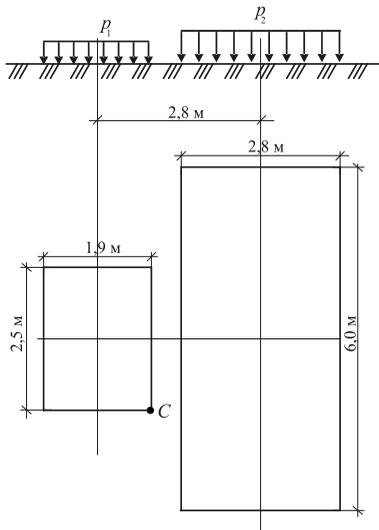


Рисунок 9.2 – Схема к примеру 9.1

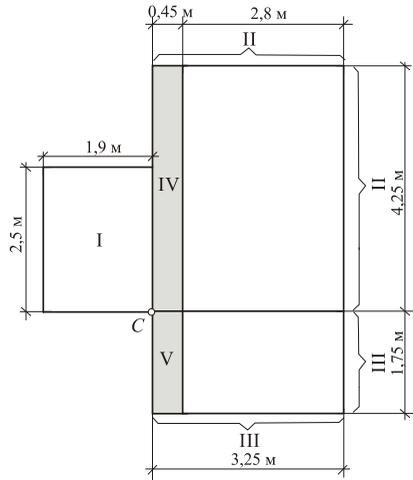


Рисунок 9.3 – Расчетная схема к примеру 9.1

Точка 1:  $z = 1$  м;  $p_1 = 290$  кН;  $p_2 = 330$  кН.

I:  $\xi_I = z/b_I = 1/1,9 = 0,526$  и  $\eta = l_I/b_I = 2,5/1,9 = 1,316$ ;  $\alpha_I = 0,92804$ ;

II:  $\xi_{II} = z/b_{II} = 1/3,25 = 0,308$  и  $\eta = l_{II}/b_{II} = 4,25/3,25 = 1,308$ ;  $\alpha_{II} = 0,97631$ ;

III:  $\xi_{III} = z/b_{III} = 1/1,75 = 0,571$  и  $\eta = l_{III}/b_{III} = 3,25/1,75 = 1,857$ ;  $\alpha_{III} = 0,92882$ ;

IV:  $\xi_{IV} = z/b_{IV} = 1/0,45 = 2,222$  и  $\eta = l_{IV}/b_{IV} = 4,25/0,45 = 9,444$ ;  $\alpha_{IV} = 0,50881$ ;

V:  $\xi_V = z/b_V = 1/0,45 = 2,222$  и  $\eta = l_V/b_V = 1,75/0,45 = 3,889$ ;  $\alpha_V = 0,49179$ .

$$\sigma_{z1} = 0,25 \cdot 0,92804 \cdot 290 + 0,25(0,97631 + 0,92882 - 0,50881 - 0,49179) \cdot 330 = 141,91 \text{ кПа.}$$

Точка 2:  $z = 2$  м;  $p_1 = 290$  кН;  $p_2 = 330$  кН.

I:  $\xi_I = z/b_I = 2/1,9 = 1,053$  и  $\eta = l_I/b_I = 2,5/1,9 = 1,316$ ;  $\alpha_I = 0,72921$ ;

II:  $\xi_{II} = z/b_{II} = 2/3,25 = 0,615$  и  $\eta = l_{II}/b_{II} = 4,25/3,25 = 1,308$ ;  $\alpha_{II} = 0,89814$ ;

III:  $\xi_{III} = z/b_{III} = 2/1,75 = 1,143$  и  $\eta = l_{III}/b_{III} = 3,25/1,75 = 1,857$ ;  $\alpha_{III} = 0,7589$ ;

IV:  $\xi_{IV} = z/b_{IV} = 2/0,45 = 4,444$  и  $\eta = l_{IV}/b_{IV} = 4,25/0,45 = 9,444$ ;  $\alpha_{IV} = 0,27486$ ;

V:  $\xi_V = z/b_V = 2/0,45 = 4,444$  и  $\eta = l_V/b_V = 1,75/0,45 = 3,889$ ;  $\alpha_V = 0,22969$ .

$$\sigma_{z2} = 0,25 \cdot 0,75921 \cdot 290 + 0,25(0,89814 + 0,7589 - 0,27486 - 0,22969) \cdot 330 = 150,12 \text{ кПа.}$$

Точка 3:  $z = 3$  м;  $p_1 = 290$  кН;  $p_2 = 330$  кН.

I:  $\xi_I = z/b_I = 3/1,9 = 1,579$  и  $\eta = l_I/b_I = 2,5/1,9 = 1,316$ ;  $\alpha_I = 0,52252$ ;

II:  $\xi_{II} = z/b_{II} = 3/3,25 = 0,923$  и  $\eta = l_{II}/b_{II} = 4,25/3,25 = 1,308$ ;  $\alpha_{II} = 0,78393$ ;

III:  $\xi_{III} = z/b_{III} = 3/1,75 = 1,714$  и  $\eta = l_{III}/b_{III} = 3,25/1,75 = 1,857$ ;  $\alpha_{III} = 0,54867$ ;

IV:  $\xi_{IV} = z/b_{IV} = 3/0,45 = 6,666$  и  $\eta = l_{IV}/b_{IV} = 4,25/0,45 = 9,444$ ;  $\alpha_{IV} = 0,18365$ ;

V:  $\xi_V = z/b_V = 3/0,45 = 6,666$  и  $\eta = l_V/b_V = 1,75/0,45 = 3,889$ ;  $\alpha_V = 0,12729$ .

$$\sigma_{z3} = 0,25 \cdot 0,52252 \cdot 290 + 0,25(0,78393 + 0,54867 - 0,18365 - 0,12729) \cdot 330 = 122,17 \text{ кПа.}$$

Точка 4:  $z = 4$  м;  $p_1 = 290$  кН;  $p_2 = 330$  кН.

I:  $\xi_I = z/b_I = 4/1,9 = 2,105$  и  $\eta = l_I/b_I = 2,5/1,9 = 1,316$ ;  $\alpha_I = 0,39762$ ;

II:  $\xi_{II} = z/b_{II} = 4/3,25 = 1,231$  и  $\eta = l_{II}/b_{II} = 4,25/3,25 = 1,308$ ;  $\alpha_{II} = 0,65277$ ;

III:  $\xi_{III} = z/b_{III} = 4/1,75 = 2,286$  и  $\eta = l_{III}/b_{III} = 3,25/1,75 = 1,857$ ;  $\alpha_{III} = 0,40356$ ;

IV:  $\xi_{IV} = z/b_{IV} = 4/0,45 = 8,888$  и  $\eta = l_{IV}/b_{IV} = 4,25/0,45 = 9,444$ ;  $\alpha_{IV} = 0,13734$ ;

V:  $\xi_V = z/b_V = 4/0,45 = 8,888$  и  $\eta = l_V/b_V = 1,75/0,45 = 3,889$ ;  $\alpha_V = 0,07945$ .

$$\sigma_{z,4} = 0,25 \cdot 0,39762 \cdot 290 + 0,25(0,65277 + 0,40356 - 0,13734 - 0,07945) \cdot 330 = 98,09 \text{ кПа.}$$

По полученным в соответствующих точках значениям напряжений строим эпюры распределения напряжений (рисунок 9.4).

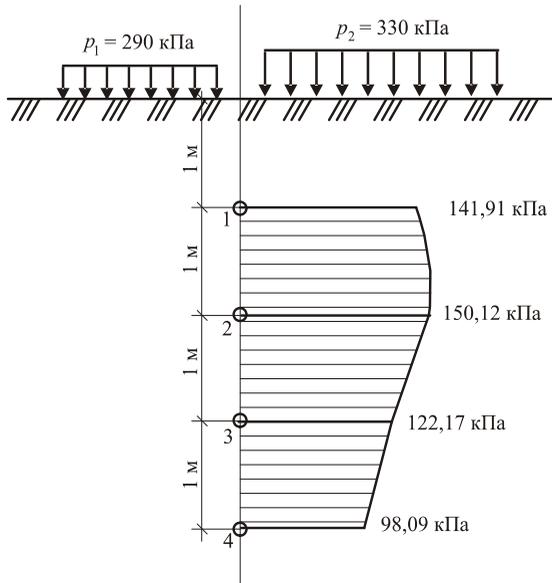


Рисунок 9.4 – Эпюры распределения напряжений

### Контрольные задачи

9.1 Определить вертикальное дополнительное напряжение в точке  $O$ , которая расположена по центру фундамента на глубине 1 м от подошвы фундамента Ф1, с учетом влияния нагрузки, передаваемой фундаментом Ф2 (рисунок 9.5). Дополнительное давление на основания фундаментов 1 и 2 – 250 кПа.

9.2 Определить вертикальное дополнительное напряжение в точке  $O$ , расположенной на глубине 1,5 м от подошвы фундамента Ф1, с учетом влияния нагрузки, которая передается фундаментом Ф2 (рисунок 9.6). Дополнительное давление на основания фундаментов 1 и 2 – 350 кПа.

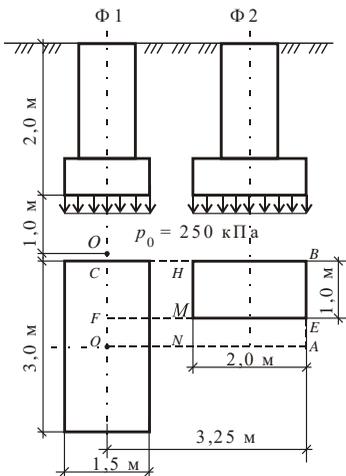


Рисунок 9.5 – Расчетная схема к задаче 9.1

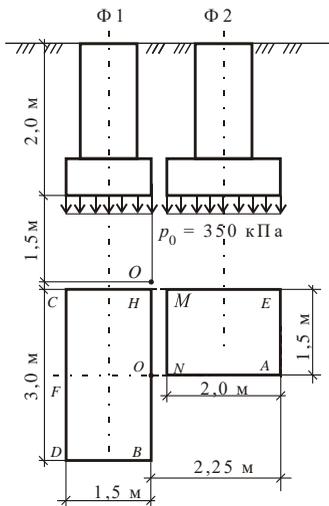


Рисунок 9.6 – Расчетная схема к задаче 9.2

## 10 НАПРЯЖЕНИЯ В МАССИВЕ ГРУНТА ОТ ДЕЙСТВИЯ РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ В УСЛОВИЯХ ПЛОСКОЙ ЗАДАЧИ

При плоской задаче рассматривается такое напряженно-деформируемое состояние, при котором напряжения и деформации распределяются в одной плоскости, а в направлении, ей перпендикулярном, они будут равны нулю или постоянны.

Напряженное состояние основания для плоской задачи характеризуется двумя нормальными ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_y$ ) и касательным ( $\tau_{zy}$ ) напряжениями.

Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи приведена на рисунке 10.1.

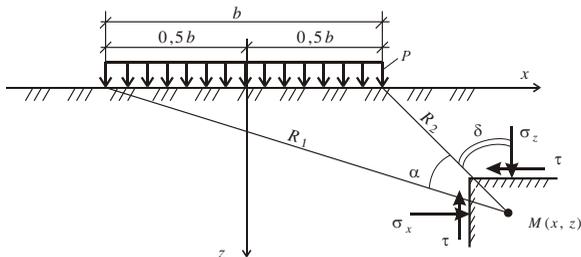


Рисунок 10.1 – Схема действия равномерно распределенной нагрузки в условиях плоской задачи

Для определения компонент напряжений в любой точке полупространства в условиях плоской задачи используют следующие выражения:

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} [a - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)]; \quad (10.1)$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} [a + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)]; \quad (10.2)$$

$$\tau = \frac{p}{\pi} \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + 2\delta), \quad (10.3)$$

где  $\alpha$  – угол видимости, который образован лучами  $R_1$  и  $R_2$ , выходящими из точки  $M$  к краям загруженной полосы (см. рисунок 10.1);

$\delta$  – угол, образованный крайним лучом с вертикалью.

Если выражения, заключенные в скобки и деленные на  $\pi$ , обозначить соответственно  $K_z$ ,  $K_x$ ,  $K_{xz}$ , то можно записать:

$$\sigma_z = K_z p; \quad (10.4)$$

$$\sigma_x = K_x p; \quad (10.5)$$

$$\tau_{xz} = K_{xz} p. \quad (10.6)$$

Значения коэффициентов влияния  $K_z$ ,  $K_x$ ,  $K_{xz}$  приведены в таблице В.1 в зависимости от относительных параметров  $z/b$  и  $x/b$ .

Для случая действия на поверхности массива грунта нагрузки, распределенной в пределах гибкой полосы по трапециoidalной эпюре, величину вертикального сжимающего напряжения в заданной точке массива грунта определяют путем суммирования напряжений от прямоугольного и треугольного элементов эпюры внешней нагрузки.

Вертикальные напряжения  $\sigma_z$ , которые возникают от действия полосообразной неравномерной нагрузки, распределенной по закону треугольника (треугольный элемент эпюры внешней нагрузки), определяются по формуле

$$\sigma'_z = K'_z p', \quad (10.7)$$

где  $K'_z$  – коэффициент, определяемый в зависимости от величины относительных координат  $z/b$  и  $x/b$  по таблице В.2;

$p'$  – наибольшая ордината треугольной нагрузки.

**Пример 10.1.** К горизонтальной поверхности массива грунта приложена вертикальная неравномерная нагрузка, распределенная в пределах гибкой полосы шириной  $b = 6$  м по закону трапеции от  $p_1 = 125$  кПа до  $p_2 = 255$  кПа.

Определить величины вертикальных составляющих напряжений  $\sigma_z$  в точках массива грунта для вертикали, проходящей через точку  $M_5$  загруженной полосы, и горизонтали, расположенной на расстоянии  $z = 3$  м от поверхности. Точки по вертикали

расположить от поверхности на расстоянии 1,0; 2,0; 4,0 и 5,0 м. Точки по горизонтали расположить вправо и влево от середины загруженной полосы на расстоянии 0; 1,0 и 3,0 м. По вычисленным напряжениям построить эпюры распределения напряжений  $\sigma_z$ . Схема к примеру 10.1 представлена на рисунке 10.2.

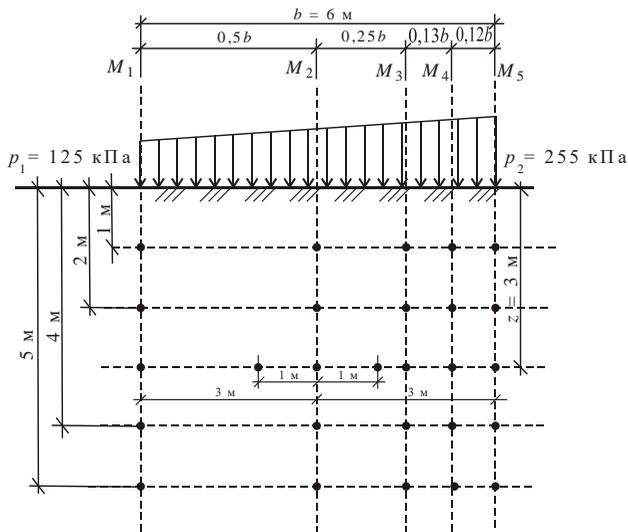


Рисунок 10.2 – Схема к определению напряжений

*Решение.* При расчете вертикальных напряжений равномерно распределенную нагрузку принимаем  $p = p_1 = 125$  кПа; наибольшая ордината треугольной нагрузки  $p' = p_2 - p_1 = 255 - 125 = 130$  кПа.

Напряжение в расчетных точках на заданной глубине вычисляем по формуле

$$\sigma_z = K_z p + K'_z p'.$$

Ведем расчет напряжений для каждой из точек. Начало координат для равномерно распределенной нагрузки находится в середине полосы нагружения, начало координат для неравномерно распределенной нагрузки – с краю полосы нагружения.

По вертикали  $M_5$

*Точка 1:*  $z = 1$  м,  $y = 3$  м,  $b = 6$  м,  $p = 125$  кН,  $z/b = 1/6 = 0,167$ ,  $y/b = 3/6 = 0,5$ ,  $K_z = 0,5$ ;  $z' = 1$  м,  $y' = 6$  м,  $b = 6$  м,  $p' = 130$  кН,  $z'/b = 1/6 = 0,167$ ,  $y'/b = 6/6 = 1,0$ ,  $K'_z = 0,4492$ .

$$\sigma_{zI} = 0,5 \cdot 125 + 0,4492 \cdot 130 = 120,90 \text{ кН}.$$

*Точка 2:*  $z = 2$  м,  $y = 3$  м,  $b = 6$  м,  $p = 125$  кН,  $z/b = 2/6 = 0,33$ ,  $y/b = 3/6 = 0,5$ ,  $K_z = 0,4936$ ;  $z' = 2$  м,  $y' = 6$  м,  $b = 6$  м,  $p' = 130$  кН,  $z'/b = 2/6 = 0,33$ ,  $y'/b = 6/6 = 1,0$ ,  $K'_z = 0,4013$ .

$$\sigma_{zII} = 0,4936 \cdot 125 + 0,4013 \cdot 130 = 113,87 \text{ кН}.$$

*Точка 3:*  $z = 3$  м,  $y = 3$  м,  $b = 6$  м,  $p = 125$  кН,  $z/b = 3/6 = 0,5$ ,  $y/b = 3/6 = 0,5$ ,  $K_z = 0,480$ ;  $z' = 3$  м,  $y' = 6$  м,  $b = 6$  м,  $p' = 130$  кН,  $z'/b = 3/6 = 0,5$ ,  $y'/b = 6/6 = 1,0$ ,  $K'_z = 0,353$ .

$$\sigma_{zIII} = 0,480 \cdot 125 + 0,353 \cdot 130 = 105,89 \text{ кН}.$$

Точка 4:  $z=4$  м,  $y=3$  м,  $b=6$  м,  $p=125$  кН,  $z/b=4/6=0,67$ ,  $y/b=3/6=0,5$ ,  $K_z=0,4596$ ;  
 $z'=4$  м,  $y'=6$  м,  $b=6$  м,  $p'=130$  кН,  $z'/b=4/6=0,67$ ,  $y'/b=6/6=1,0$ ,  $K'_z=0,3122$ .  
 $\sigma_{zIV} = 0,4596 \cdot 125 + 0,3122 \cdot 130 = 98,04$  кН.

Точка 5:  $z=5$  м,  $y=3$  м,  $b=6$  м,  $p=125$  кН,  $z/b=5/6=0,83$ ,  $y/b=3/6=0,5$ ,  $K_z=0,4372$ ;  
 $z'=5$  м,  $y'=6$  м,  $b=6$  м,  $p'=130$  кН,  $z'/b=5/6=0,83$ ,  $y'/b=6/6=1,0$ ,  $K'_z=0,2764$ .  
 $\sigma_{zV} = 0,4372 \cdot 125 + 0,2764 \cdot 130 = 90,58$  кН.

По горизонтали  $z=3$  м

Точка 6:  $z=3$  м,  $y=3$  м,  $b=6$  м,  $p=125$  кН,  $z/b=3/6=0,5$ ,  $y/b=3/6=0,5$ ,  $K_z=0,48$ ;  
 $z'=3$  м,  $y'=0$  м,  $b=6$  м,  $p'=130$  кН,  $z'/b=3/6=0,5$ ,  $y'/b=0/6=0$ ,  $K'_z=0,127$ .  
 $\sigma_{zVI} = 0,48 \cdot 125 + 0,127 \cdot 130 = 76,51$  кН.

Точка 7:  $z=3$  м,  $y=1$  м,  $b=6$  м,  $p=125$  кН,  $z/b=3/6=0,5$ ,  $y/b=1/6=0,167$ ,  $K_z=0,50$ ;  
 $z'=3$  м,  $y'=2$  м,  $b=6$  м,  $p'=130$  кН,  $z'/b=3/6=0,5$ ,  $y'/b=2/6=0,33$ ,  $K'_z=0,3138$ .  
 $\sigma_{zVII} = 0,5 \cdot 125 + 0,3138 \cdot 130 = 103,29$  кН.

Точка 8:  $z=3$  м,  $y=0$  м,  $b=6$  м,  $p=125$  кН,  $z/b=3/6=0,5$ ,  $y/b=0/6=0$ ,  $K_z=0,820$ ;  
 $z'=3$  м,  $y'=3$  м,  $b=6$  м,  $p'=130$  кН,  $z'/b=3/6=0,5$ ,  $y'/b=3/6=0,5$ ,  $K'_z=0,410$ .  
 $\sigma_{zVIII} = 0,820 \cdot 125 + 0,41 \cdot 130 = 155,80$  кН.

Точка 9:  $z=3$  м,  $y=1$  м,  $b=6$  м,  $p=125$  кН,  $z/b=3/6=0,5$ ,  $y/b=1/6=0,33$ ,  $K_z=0,6568$ ;  
 $z'=3$  м,  $y'=4$  м,  $b=6$  м,  $p'=130$  кН,  $z'/b=3/6=0,5$ ,  $y'/b=4/6=0,67$ ,  $K'_z=0,3906$ .  
 $\sigma_{zIX} = 0,6568 \cdot 125 + 0,3906 \cdot 130 = 132,88$  кН.

По полученным в соответствующих точках значениям напряжений строим эпюры распределения напряжений (рисунок 10.3).

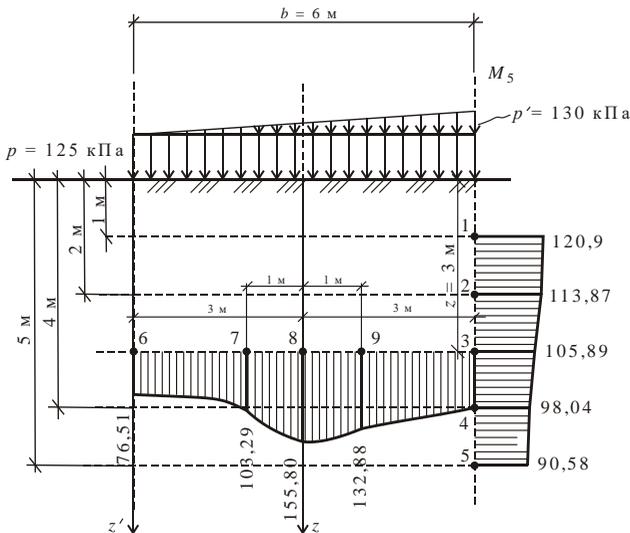


Рисунок 10.3 – Эпюры распределения напряжений

## Контрольные задачи

10.1 Определить величины вертикальных составляющих напряжений  $\sigma_z$  в точках массива грунта для заданной вертикали, проходящей через одну из точек  $M_1, M_2, M_3, M_4, M_5$  загруженной полосы, и горизонтали, расположенной на расстоянии  $z$  от поверхности. Точки по вертикали расположить от поверхности на расстоянии 1,0; 2,0; 4,0 и 5,0 м. Точки по горизонтали расположить вправо и влево от середины загруженной полосы на расстоянии 0; 1,0 и  $0,5b$  м. По вычисленным напряжениям построить эпюры распределения напряжений  $\sigma_z$ . Исходные данные приведены в таблице 10.1. Схема к задаче представлена на рисунке 10.2.

Таблица 10.1 – Исходные данные к задаче 10.1

| Номер варианта | $b, \text{ м}$ | $z, \text{ м}$ | $p_1$ | $p_2$ | Расчетная вертикаль |
|----------------|----------------|----------------|-------|-------|---------------------|
| 1              | 3              | 1,0            | 120   | 220   | $M_1$               |
| 2              | 4              | 1,5            | 130   | 240   | $M_2$               |
| 3              | 5              | 2,0            | 140   | 255   | $M_3$               |
| 4              | 6              | 2,5            | 150   | 270   | $M_4$               |
| 5              | 7              | 3,0            | 160   | 280   | $M_5$               |
| 6              | 3              | 3,5            | 170   | 295   | $M_1$               |
| 7              | 4              | 4,0            | 180   | 310   | $M_2$               |
| 8              | 5              | 4,5            | 190   | 330   | $M_3$               |
| 9              | 6              | 5,0            | 200   | 350   | $M_4$               |

10.2 К поверхности массива грунта приложена полосовая нагрузка, меняющаяся по ширине по трапецидальному закону интенсивностью от 70 до 250 кПа (рисунок 10.4).

Определить значения вертикальных напряжений на глубине  $0,5b$  в точках 1–7 и построить эпюру напряжений.

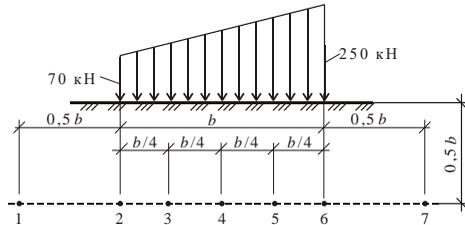


Рисунок 10.4 – Расчетная схема к задаче 10.2

## 11 ДАВЛЕНИЕ НА ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ ОТ ИДЕАЛЬНО СЫПУЧЕГО ГРУНТА

Активное давление от песчаной засыпки ( $c = 0, \varphi \neq 0$ ) на уровне подошвы фундамента,  $\text{кН/м}^2$ , определяется по формуле:

$$P_a = \gamma H \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (11.1)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта,  $\text{кН/м}^3$ ;

$H$  – высота подпорной стенки, м;

$\varphi$  – угол внутреннего трения, град.

Пассивное давление от подпорной стенки на песчаный грунт,  $\text{кН/м}^2$ ,

$$P_{\text{п}} = \gamma h_{\text{загл}} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (11.2)$$

где  $h_{\text{загл}}$  – глубина заглубления фундамента, м.

Эпюры распределения активного и пассивного давления на подпорную стенку приведены на рисунке 11.1.

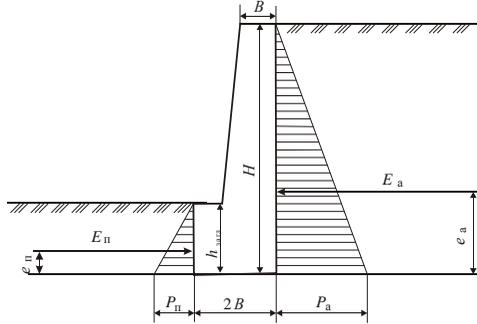


Рисунок 11.1 – Эпюры давлений при песчаной засыпке

Полное активное давление несвязного грунта,  $\text{кН/м}$ , на 1 м длины подпорной стенки высотой  $H$ :

$$E_{\text{а}} = \gamma \frac{H^2}{2} \left( \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right). \quad (11.3)$$

Полное пассивное давление несвязного грунта,  $\text{кН/м}$ , на 1 м длины подпорной стенки с высотой фундамента  $h_{\text{загл}}$ :

$$E_{\text{п}} = \gamma \frac{h_{\text{загл}}^2}{2} \left( \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right), \quad \text{кН/м}. \quad (11.4)$$

Точки приложения активного и пассивного давления определяются по следующим формулам:

$$e_{\text{а}} = \frac{1}{3} H; \quad e_{\text{п}} = \frac{1}{3} h_{\text{загл}}.$$

**Пример 11.1.** Произвести расчет активных и пассивных давлений на подпорную стенку при песчаной засыпке. Построить эпюры давлений.

Высота подпорной стенки  $H = 8,5$  м, величина заглубления фундамента  $h_{\text{загл}} = 2,3$  м, ширина подпорной стенки по низу  $2B = 3$  м, удельный вес грунта  $\gamma = 18,65 \text{ кН/м}^3$ , угол внутреннего трения грунта  $\varphi = 14$  град.

*Решение.* Вычерчиваем в масштабе профиль подпорной стенки с учетом исходных данных. Размер подпорной стенки по верху равен половине размера этой же стенки по низу. Ширину горизонтальной площадки принимаем произвольно.

Определяем активное давление от песчаной засыпки на уровне подошвы фундамента:  $P_a = 18,65 \cdot 8,5 \cdot \text{tg}^2\left(45 - \frac{14}{2}\right) = 96,76 \text{ кН/м}^2$ .

Определяем пассивное давление от подпорной стенки на песчаный грунт:  $P_n = 18,65 \cdot 2,3 \cdot \text{tg}^2\left(45 + \frac{14}{2}\right) = 70,27 \text{ кН/м}^2$ .

Строим эпюры распределения активного и пассивного давления на подпорную стенку. Эти эпюры носят прямолинейный характер: от нуля в верхней точке подпорной стенки до значений  $P_a$  или  $P_n$  в нижней (рисунок 11.2).

Определяем полное активное давление песчаного грунта на 1 м длины подпорной стенки высотой  $H$ :  $E_a = 18,65 \frac{8,5^2}{2} \left(\text{tg}^2\left(45 - \frac{14}{2}\right)\right) = 411,25 \text{ кН/м}$ .

Определяем полное пассивное давление несвязного грунта на 1 м длины подпорной стенки с высотой фундамента  $h_{\text{загл}}$ :  $E_n = 18,65 \frac{2,3^2}{2} \left(\text{tg}^2\left(45 + \frac{14}{2}\right)\right) = 80,81 \text{ кН/м}$ .

Определяем точку приложения активного давления:  $e_a = \frac{8,5}{3} = 2,83 \text{ м}$ .

На эпюре активного давления (см. рисунок 11.2) от подошвы фундамента откладываем  $e_a$  и проводим горизонтальную стрелку, обозначаем  $E_a$ .

Определяем точку приложения пассивного давления:  $e_n = \frac{2,3}{3} = 0,767 \text{ м}$ .

На эпюре пассивного давления (см. рисунок 11.2) от подошвы фундамента откладываем  $e_n$  и проводим горизонтальную стрелку, обозначаем  $E_n$ .

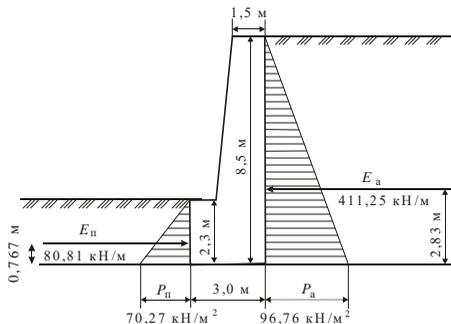


Рисунок 11.2 – Эпюры давлений при песчаной засыпке

## Контрольные задачи

11.1 Произвести расчет активных и пассивных давлений на подпорную стенку при песчаной засыпке. Построить эпюры давлений. Исходные данные для расчетов приведены в таблице 11.1.

Таблица 11.1 – Исходные данные к задаче 11.1

| Показатель  | Номер варианта |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|   | 0              | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
| Высота подпорной стенки $H$ , м                       | 7              | 8    | 9    | 10   | 11   | 12   | 7    | 8    | 9    | 10   |
| Величина заглубления фундамента $h_{\text{загл}}$ , м | 2,0            | 2,2  | 2,4  | 2,6  | 2,8  | 3,0  | 2,3  | 2,5  | 2,7  | 2,9  |
| Ширина подпорной стенки по низу $2B$ , м              | 2              | 3    | 4    | 2    | 3    | 4    | 2    | 3    | 2    | 2    |
| Удельный вес грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>      | 18,7           | 18,8 | 18,9 | 19,0 | 19,1 | 19,2 | 19,3 | 19,4 | 19,5 | 19,6 |
| Угол внутреннего трения грунта $\varphi$ , град       | 12             | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 16   | 15   | 14   | 13   |

## 12 ДАВЛЕНИЕ НА ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ ОТ ИДЕАЛЬНО СЫПУЧЕГО ГРУНТА С УЧЕТОМ ПРИГРУЗА НА ПОВЕРХНОСТИ

Действие сплошного равномерно распределенного пригруза заменяется эквивалентной высотой слоя грунта

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

где  $q$  – равномерно распределенная нагрузка по поверхности засыпки (пригруз);  
 $\gamma$  – удельный вес грунта,  $\text{кН/м}^3$ .

Активное давление на уровне верха подпорной стенки,  $\text{кН/м}^2$ ,

$$P_{a(h_q)} = \gamma h_q \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.1)$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки,  $\text{кН/м}$ ,

$$P_{a(h_q + H)} = \gamma (h_q + H) \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ кН/м}^2. \quad (12.2)$$

Эпюры распределения активного и пассивного давлений на подпорную стенку приведены на рисунке 12.1.

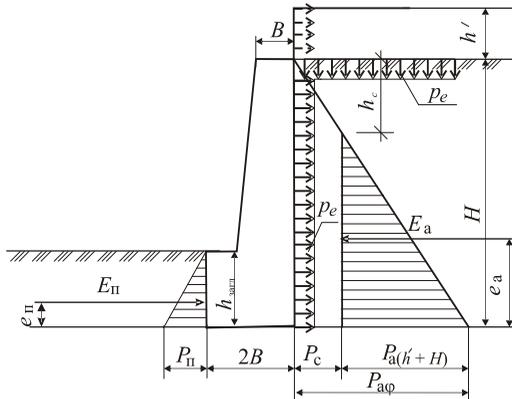


Рисунок 12.1 – Эпюры давлений при песчаной засыпке с пригрузом

Полное активное давление несвязного грунта,  $\text{кН/м}$ , на 1 м длины подпорной стенки высотой  $H$ :

$$E_a = \frac{P_{a(h_q)} + P_{a(h_q + H)}}{2} H, \text{ или} \quad (12.3)$$

$$E_a = \frac{\gamma}{2} \left( H^2 + 2h_q H \right) \left( \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right).$$

Полное пассивное давление и точки приложения активного и пассивного давлений определяются по тем же формулам, что и при расчете давления на подпорную стенку от идеально сыпучего грунта без пригруза.

**Пример 12.1.** Произвести расчет активных и пассивных давлений на подпорную стенку при песчаной засыпке с пригрузом. Построить эпюры давлений.

Высота подпорной стенки  $H = 8,5$  м; величина заглубления фундамента  $h_{\text{загл}} = 2,3$  м; ширина подпорной стенки по низу  $2B = 3$  м; удельный вес грунта  $\gamma = 18,65$  кН/м<sup>3</sup>; угол внутреннего трения грунта  $\varphi = 14$  град; равномерно распределенная нагрузка по поверхности засыпки  $q = 50$  кПа.

*Решение.* Вычерчиваем в масштабе профиль подпорной стенки с учетом исходных данных. Размер подпорной стенки по верху равен половине размера этой же стенки по низу. Ширину горизонтальной площадки принимаем произвольно.

Действие сплошного равномерно распределенного пригруза заменяем эквивалентной высотой слоя грунта  $h_q = 50 / 18,65 = 2,681$  м.

Определяем активное давление на уровне верха подпорной стенки:

$$P_{a(h_q)} = 18,65 \cdot 2,681 \cdot \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{14}{2} \right) = 30,52 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:

$$P_{a(h_q + H)} = 18,65 (2,681 + 8,5) \cdot \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{14}{2} \right) = 127,29 \text{ кН/м}^2.$$

Определяем пассивное давление от подпорной стенки:

$$P_{\text{п}} = 18,65 \cdot 2,3 \cdot \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{14}{2} \right) = 70,27 \text{ кН/м}^2$$

Строим эпюры распределения активного и пассивного давлений на подпорную стенку. Эти эпюры носят прямолинейный характер. В верхней точке подпорной стенки равны нулю, а в нижней – соответственно  $P_a$  или  $P_{\text{п}}$  (рисунок 12.2).

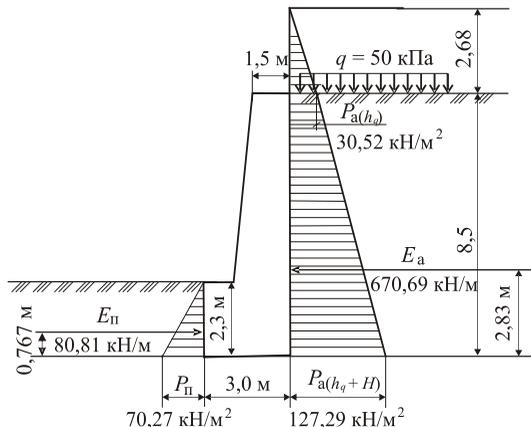


Рисунок 12.2 – Эпюры давлений при песчаной засыпке с пригрузом

Определяем полное активное давление несвязного грунта с пригрузом на 1 м длины подпорной стенки:  $E_a = \frac{30,52 + 127,29}{2} \cdot 8,5 = 670,69 \text{ кН/м}$ .

Определяем полное пассивное давление несвязного грунта с пригрузом на 1 м длины подпорной стенки с высотой фундамента  $h_{\text{загл}}$ :  $E_p = 18,65 \frac{2,3^2}{2} \left( \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{14}{2} \right) \right) = 80,81 \text{ кН/м}$ .

Определяем точку приложения активного и пассивного давлений:

$$e_a = 8,5 / 3 = 2,83 \text{ м}, \quad e_p = 2,3 / 3 = 0,767 \text{ м}.$$

На эпюрах активного и пассивного давления (см. рисунок 12.2) от подошвы фундамента откладываем  $e_a$  и  $e_p$ , проводим горизонтальные стрелки, обозначающие соответственно  $E_a$  и  $E_p$ .

### Контрольные задачи

12.1 Произвести расчет активных и пассивных давлений на подпорную стенку при песчаной засыпке с пригрузом. Построить эпюры давлений. Исходные данные для расчетов приведены в таблице 12.1.

Т а б л и ц а 12.1 – Исходные данные к задаче 12.1

| Показатель  | Номер варианта |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|   | 0              | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
| Высота подпорной стенки $H$ , м                               | 8              | 7    | 11   | 10   | 9,5  | 12   | 7,5  | 8,5  | 9    | 10   |
| Величина заглубления фундамента $h_{\text{загл}}$ , м         | 2,0            | 2,2  | 2,4  | 2,6  | 2,8  | 3,0  | 2,3  | 2,5  | 2,7  | 2,9  |
| Ширина подпорной стенки по низу $2B$ , м                      | 2              | 3    | 4    | 2    | 3    | 4    | 2    | 3    | 2    | 2    |
| Удельный вес грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>              | 18,7           | 18,8 | 18,9 | 19,0 | 19,1 | 19,2 | 19,3 | 19,4 | 19,5 | 19,6 |
| Угол внутреннего трения грунта $\phi$ , град                  | 12             | 13   | 14   | 15   | 16   | 17   | 16   | 15   | 14   | 13   |
| Равномерно распределенная нагрузка по поверхности засыпки $q$ | 10             | 25   | 30   | 45   | 70   | 100  | 60   | 15   | 20   | 90   |

## 13 ДАВЛЕНИЕ НА ПОДПОРНУЮ СТЕНКУ ОТ СВЯЗНОГО ГРУНТА

Действие сил сцепления заменяется всесторонним давлением связности

$$p_e = \frac{c}{\text{tg} \phi}, \quad (13.1)$$

где  $c$  – удельное сцепление, кПа.

Давление связности по вертикали приводится к эквивалентному слою грунта

$$h' = \frac{c}{\gamma \text{tg} \phi}. \quad (13.2)$$

Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки, кН/м<sup>2</sup>,

$$P_{a(h'+H)} = \gamma (h' + H) \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - p_e. \quad (13.3)$$

Подставляя в формулу (13.3) значения из формул (13.1) и (13.2) и преобразовывая, получаем:

$$\begin{aligned}
 P_{a(h'+H)} &= \gamma \left( \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} + H \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} = \\
 &= \underbrace{\gamma H \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)}_{P_{a\varphi} - \text{ без учета сцепления}} - \underbrace{2c \cdot \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)}_{P_c - \text{ влияние сцепления}}.
 \end{aligned}
 \tag{13.4}$$

На некоторой глубине суммарное давление будет равно нулю. Из условия  $P_a = 0$  находим высоту  $h_c$ , м:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)}.
 \tag{13.5}$$

Равнодействующая активного давления, кН/м,

$$E_a = \frac{P_{a(H+h')}(H - h_c)}{2}.
 \tag{13.6}$$

Равнодействующая пассивного давления в связных грунтах, кН/м,

$$E_{\Pi} = \frac{\gamma h'^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2ch \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right).
 \tag{13.7}$$

Эпюры распределения активного и пассивного давлений на подпорную стенку приведены на рисунке 13.1.

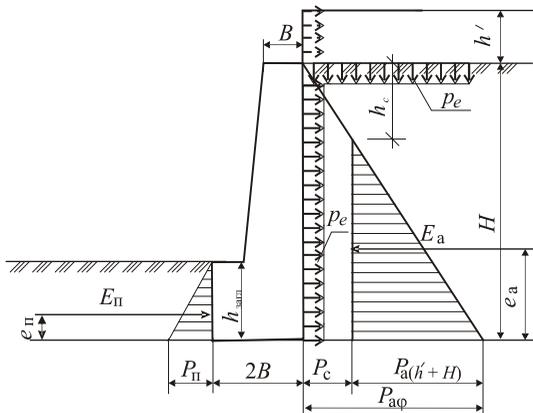


Рисунок 13.1 – Эпюры давлений при засыпке связным грунтом

**Пример 13.1.** Произвести расчет активных и пассивных давлений на подпорную стенку при засыпке связным грунтом. Построить эпюры давлений.

Высота подпорной стенки  $H = 8,5$  м; величина заглубления фундамента  $h_{\text{загл}} = 2,3$  м; ширина подпорной стенки по низу  $2B = 3$  м; удельный вес грунта  $\gamma = 18,65$  кН/м<sup>3</sup>; угол внутреннего трения грунта  $\varphi = 22$  град; удельное сцепление  $c = 28$  кПа.

*Решение.* Вычерчиваем в масштабе профиль подпорной стенки с учетом исходных данных. Размер подпорной стенки по верху равен половине размера этой же стенки по низу. Ширину горизонтальной площадки принимаем произвольно. Действие сил сцепления заменяем всесторонним давлением связности:

$$p_e = \frac{28}{\text{tg} 22} = 69,3 \text{ кПа.}$$

Далее приводим давление связности по вертикали к эквивалентному слою грунта:

$$h' = \frac{28}{18,65 \cdot \text{tg} 22} = 3,72 \text{ м. Активное давление на уровне подошвы подпорной стенки:}$$

$$P_{a(h'+H)} = 18,65 \cdot 8,5 \cdot \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{22}{2} \right) - 2 \cdot 28 \cdot \text{tg} \left( 45 - \frac{22}{2} \right) = 72,12 - 37,77 = 34,35 \text{ кПа.}$$

Высота  $h_c = \frac{2 \cdot 28}{18,65 \cdot \text{tg} \left( 45 - \frac{22}{2} \right)} = 4,45$  м. Равнодействующая активного давления:

$$E_a = \frac{34,35 \cdot (8,5 - 4,45)}{2} = 69,65 \text{ кН/м. Равнодействующая пассивного давления в}$$

$$\text{связных грунтах } E_{\text{п}} = \frac{18,65 \cdot 2,3^2}{2} \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{22}{2} \right) + 2 \cdot 28 \cdot 2,3 \cdot \text{tg} \left( 45 + \frac{22}{2} \right) = 299,37 \text{ кН/м.}$$

Пассивное давление от подпорной стенки  $P_{\text{п}} = 18,65 \cdot 2,3 \cdot \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{14}{2} \right) = 70,27 \text{ кН/м}^2$ .

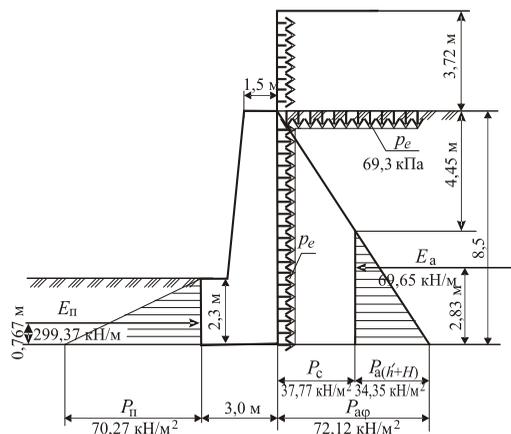


Рисунок 13.2 – Эпюры давлений при засыпке связным грунтом

Строим эпюру распределения активного и пассивного давлений на подпорную стенку (рисунок 13.2).

Определяем точки приложения давлений:

$$e_a = \frac{8,5}{3} = 2,83 \text{ м;}$$

$$e_{\text{п}} = \frac{2,3}{3} = 0,767 \text{ м.}$$

На эпюре активного и пассивного давления (см. рисунок 13.2) от подошвы фундамента откладываем  $e_a$  и  $e_{\text{п}}$ , проводим горизонтальные стрелки  $E_a$  и  $E_{\text{п}}$  соответственно.

## Контрольные задачи

13.1 Произвести расчет активных и пассивных давлений на подпорную стенку при песчаной засыпке с пригрузом. Построить эпюры давлений. Исходные данные для расчетов приведены в таблице 13.1.

Таблица 13.1 – Исходные данные к задаче 13.1

| Показатель  | Номер варианта |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|   | 0              | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
| Высота подпорной стенки $H$ , м                       | 8              | 7    | 11   | 10   | 9,5  | 12   | 7,5  | 8,5  | 9    | 10   |
| Величина заглубления фундамента $h_{\text{загл}}$ , м | 2,0            | 2,2  | 2,4  | 2,6  | 2,8  | 3,0  | 2,3  | 2,5  | 2,7  | 2,9  |
| Ширина подпорной стенки по низу $2B$ , м              | 2              | 3    | 4    | 2    | 3    | 4    | 2    | 3    | 2    | 2    |
| Удельный вес грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>      | 18,7           | 18,8 | 18,9 | 19,0 | 19,1 | 19,2 | 19,3 | 19,4 | 19,5 | 19,6 |
| Угол внутреннего трения грунта $\varphi$ , град       | 20             | 21   | 22   | 23   | 24   | 20   | 21   | 22   | 23   | 24   |
| Удельное сцепление $c$ , кПа                          | 26             | 32   | 30   | 31   | 36   | 34   | 35   | 33   | 34   | 27   |

## 14 ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТА ОТКОСА

Анализ устойчивости массивов грунта имеет большое практическое значение при проектировании земляных сооружений (насыпей, выемок, дамб) и при оценке устойчивости естественных склонов.

Устойчивость откосов зависит:

- от прочности грунтов, слагающий откос, и в его основании (параметров сопротивления грунтов сдвигу  $\varphi$ ,  $c$ );
- крутизны откоса;
- высоты откоса;
- нагрузок на поверхности откоса;
- фильтрации воды через откос.

Основные причины нарушения устойчивости земляных масс – эрозионные процессы и нарушение равновесия.

Эрозионные процессы протекают медленно и обычно не рассматриваются в механике грунтов.

Нарушение равновесия массивов грунта может происходить внезапно, со сползанием значительных масс грунта. Такие нарушения равновесия называются оползнями. Этот вид нарушений равновесия является наиболее частым.

Возможными причинами нарушения устойчивости откосов являются: его излишняя крутизна; подрезка откоса в нижней части; утяжеление откоса вследствие увлажнения грунта; уменьшение параметров сопротивления сдвигу грунта тела откоса вследствие увлажнения, промерзания и оттаивания и других факторов; нагрузка на гребень откоса; динамическое воздействие.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения широко применяется на практике для оценки устойчивости откосов насыпей и естественных склонов и является наиболее распространенным из методов расчета. Метод основывается на опытных данных о форме поверхностей скольжения при оползнях вращения, при этом их самое невыгодное положение определяется расчетом.

Задача расчета заключается в определении коэффициента устойчивости природного склона или откоса насыпи для наиболее опасной поверхности скольжения.

При крутизне откоса больше предельной происходит обрушение его части по поверхности, которую без большой погрешности можно принять за круглоцилиндрическую с радиусом  $R$  (рисунок 14.1).

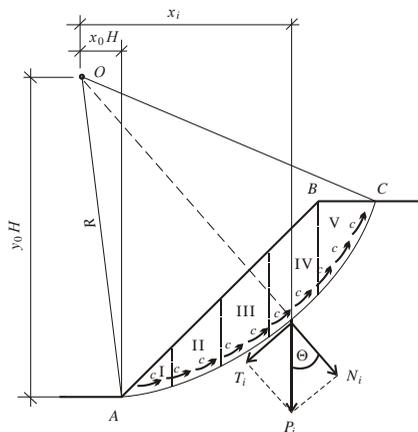


Рисунок 14.1 – Схема к расчету устойчивости откоса

Считая задачу плоской, толщина расчетного откоса по направлению его протяженности принимается 1 м. На плоскости чертежа след поверхности скольжения имеет вид части окружности радиуса  $R$  с центром в точке  $O$ .

Степень устойчивости откоса оценивается по величине коэффициента, который представляет собой отношение суммы моментов сил (относительно центра в точке  $O$ ), удерживающих призму обрушения в устойчивом состоянии,  $-M_{уд}$ , к сумме моментов сил, вызывающих потерю устойчивости призмы обрушения,  $-M_{сдв}$ .

Формула для определения коэффициента устойчивости откоса (при  $\cos \Theta = 0,8$ ) может быть представлена в следующем виде:

$$K_y = \frac{\left( 0,8 \cdot \sum_{i=1}^n P_i \operatorname{tg} \varphi + cL \right) R}{\sum_{i=1}^n P_i x_i}, \quad (14.1)$$

где  $n$  – число отсеков, на которые делится призма скольжения;

$P_i$  – вес расчетного отсека, кПа. Вес расчетного отсека определяется как произведение удельного веса грунта на объем отсека (длина отсека принимается равной 1 п. м., перпендикулярно к плоскости чертежа);

$\varphi$  – угол внутреннего трения откоса, град;

$c$  – удельное сцепление грунта откоса, кПа;

$L$  – длина дуги скольжения  $AC$ , м;

$R$  – радиус круглоцилиндрической дуги скольжения, м;

$x_i$  – плечо от линии действия веса расчетного отсека до центра вращения, м.

Если вычисленный коэффициент устойчивости больше 1,2, то откос считается устойчивым, если меньше – неустойчивым.

Для откосов в однородной толще грунтов для определения координат  $x$  и  $y$  центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения, для которой коэффициент устойчивости получается минимальным (точка  $O$ ), удобно использовать график Ямбу (приложение Г).

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.

Длину дуги кривой скольжения определяют из соотношения

$$L = \frac{\alpha \pi R}{180}, \quad (14.2)$$

где  $\alpha$  – угол, взятый из расчетной схемы, образованный двумя радиусами, которые соединяют центр кривой вращения (точку  $O$ ) и концы кривой скольжения, град.

**Пример 14.1.** Определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения величину коэффициента устойчивости  $K_y$  грунтового откоса высотой  $H = 12,5$  м и с коэффициентом откоса  $m = 2,5$  м. Откос сложен однородным грунтом со следующими физико-механическими характеристиками: удельный вес грунта  $\gamma = 18,65$  кН/м<sup>3</sup>; угол внутреннего трения грунта  $\varphi = 22$  град; удельное сцепление  $c = 26$  кПа. Схема к задаче представлена на рисунке 14.1.

*Решение.* Для определения относительных координат ( $x_0$  и  $y_0$ ) центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения  $O$  по графику Ямбу находим значение  $\lambda_{ср}$  и угла наклона грунтового откоса  $\alpha$ :  $\lambda_{ср} = \frac{18,65 \cdot 12,5 \cdot \text{tg} 22^\circ}{26} = 3,62$ ,

$$\alpha = \text{arctg} \left( \frac{1}{m} \right) = \text{arctg} \left( \frac{1}{2,5} \right) = 21,8^\circ.$$

Для  $\lambda_{ср} = 4$  и  $\alpha = 22^\circ$  относительные координаты:  $x_0 = 0,9$ ;  $y_0 = 1,9$ .

Координаты центра наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения  $O$ , м:  $x = x_0 H = 0,9 \cdot 12,5 = 11,25$ ;  $y = y_0 H = 1,9 \cdot 12,5 = 23,75$ .

Зная высоту и коэффициент грунтового откоса, находим горизонтальную проекцию откоса:  $12,5 \cdot 2,5 = 31,25$  м.

Вычерчиваем в масштабе расчетную схему (рисунок 14.2) с учетом исходных данных.

Длина дуги скольжения  $L = 41,26$  м, радиус дуги  $R = 26,28$  м.

Из точки подошвы откоса восстанавливаем перпендикуляр и откладываем координату  $y$ . Из полученной точки откладываем горизонтальную координату  $x$ . Получаем положение центра кривой скольжения, которое обозначаем  $O$ .

Из найденного центра  $O$  радиусом  $R$  проводим дугу кривой скольжения и опускаем перпендикуляр, который обозначаем «Ось  $Y$ ».

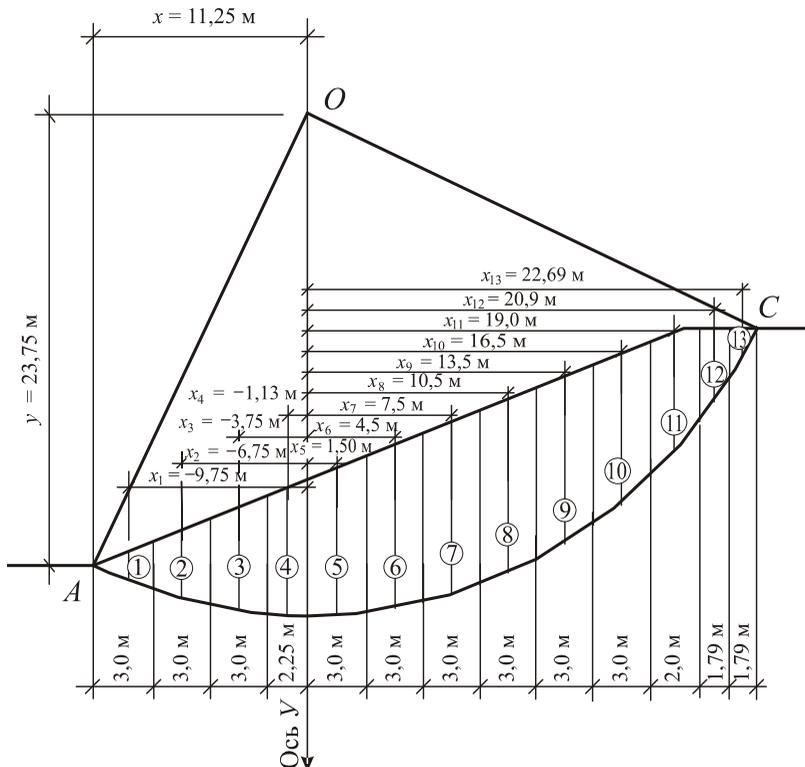


Рисунок 14.2 – Расчетная схема к примеру 14.1

Полученный массив обрушения делим на расчетные блоки вертикальными сечениями. Ширину блока принимаем не более 3 м. Разделение на блоки начинаем от оси  $Y$  влево и вправо. После разбивки всего массива на блоки внизу схемы проставляем численные значения ширины каждого блока, блоки нумеруем.

В каждом блоке проводим среднюю линию. В блоке, представляющем трапецию, средняя линия проходит посередине блока. В треугольных блоках средняя линия находится на расстоянии, равном  $2/3$  основания от вершины треугольника. Среднюю линию проводим пунктиром.

Рассчитываем объем блока путем умножения средней высоты на ширину блока. Вес расчетного отсека определяется умножением объема на удельный вес грунта.

Определяем длину плеча из расчетной схемы. Плечо равняется отрезку, равному расстоянию от оси  $Y$  до средней линии соответствующего блока. Плечо, откладываемое вправо, записывают со знаком «плюс», влево – со знаком «минус». Далее расчет ведем в табличной форме (таблица 14.1).

Таблица 14.1 – Результаты расчета по данным примера 14.1

| Номер отсека | Объем расчетного отсека, м <sup>3</sup> | Вес расчетного отсека, P <sub>i</sub> , кН | x <sub>i</sub> , м | P <sub>i</sub> x <sub>i</sub> , |
|--------------|---|--|--------------------|---------------------------------|
| 1            | 4,62                                    | 86,16                                      | -9,75              | -840,06                         |
| 2            | 10,74                                   | 200,30                                     | -6,75              | -1352,03                        |
| 3            | 15,96                                   | 297,65                                     | -3,75              | -1116,19                        |
| 4            | 15,05                                   | 280,68                                     | -1,13              | -317,17                         |
| 5            | 23,13                                   | 431,37                                     | 1,50               | 647,06                          |
| 6            | 25,56                                   | 476,69                                     | 4,5                | 2145,11                         |
| 7            | 27,00                                   | 503,55                                     | 7,5                | 3776,63                         |
| 8            | 27,00                                   | 503,55                                     | 10,5               | 5287,28                         |
| 9            | 26,43                                   | 492,92                                     | 13,5               | 6654,42                         |
| 10           | 23,88                                   | 445,36                                     | 16,5               | 7348,44                         |
| 11           | 13,10                                   | 244,32                                     | 19,0               | 4642,08                         |
| 12           | 8,77                                    | 163,56                                     | 20,9               | 3418,4                          |
| 13           | 2,60                                    | 48,49                                      | 22,69              | 1100,24                         |
|              |   | Σ = 4174,6                                 |                    | Σ = 31394,21                    |

Коэффициент устойчивости грунтового откоса

$$K_y = \frac{(0,8 \cdot 4174,6 \cdot 0,404 + 26 \cdot 41,26) \cdot 26,26}{31394,21} = 2,026.$$

Так как коэффициент устойчивости откоса больше 1,2, откос обладает запасом устойчивости.

### Контрольные задачи

14.1 Определить методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения величину коэффициента устойчивости грунтового откоса. Исходные данные для расчетов приведены в таблице 14.2.

Таблица 14.2 – Исходные данные к задаче 14.1

| Показатель  | Номер варианта |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|---|----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|   | 0              | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    |
| Высота подпорной стенки H, м                                    | 8              | 7    | 11   | 10   | 9,5  | 12   | 7,5  | 8,5  | 9    | 10   |
| Коэффициент грунтового откоса m                                 | 0,9            | 1,1  | 1,3  | 1,7  | 1,9  | 2,3  | 2,3  | 1,0  | 2,0  | 1,5  |
| Удельный вес грунта откоса и его основания γ, кН/м <sup>3</sup> | 18,7           | 18,8 | 18,9 | 19,0 | 19,1 | 19,2 | 19,3 | 19,4 | 19,5 | 19,6 |
| Угол внутреннего трения грунта φ, град                          | 20             | 21   | 22   | 23   | 24   | 20   | 21   | 22   | 23   | 24   |
| Удельное сцепление c, кПа                                       | 26             | 32   | 30   | 31   | 36   | 34   | 35   | 33   | 34   | 27   |

## 15 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ГРУНТА МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Осадка основания фундамента с использованием расчетной схемы в виде упругого линейно деформируемого полупространства определяется методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи H<sub>c</sub>.

Расчет конечной осадки  $S$  оснований по методу послойного суммирования производится с учетом действия только вертикальных напряжений  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zp}$ , проходящих через центр тяжести подошвы фундамента вдоль оси  $Z$ .

Осадка основания  $S$ , см, рассчитывается с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i,ср} h_i}{E_i}, \quad (15.1)$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент,  $\beta = 0,8$ ;

$\sigma_{zp,i,ср}$  – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

$h_i$  и  $E_i$  – соответственно толщина и модуль деформации  $i$ -го слоя грунта;

$n$  – число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

Вычисление конечной осадки фундамента методом послойного суммирования производится в следующем порядке.

1 Толща основания разбивается на слои (не обязательно равные) из расчета не более 0,4 ширины подошвы фундамента. Границы элементарных слоев должны совпадать с границами естественных напластований и уровнем грунтовых вод.

2 Вычисляется вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента.

3 Вычисляются значения вертикальных напряжений от собственного веса грунта на границе каждого элементарного слоя и строится эпюра  $\sigma_{zg}$ .

4 Определяются значения вертикального дополнительного напряжения на границах элементарных слоев. Строится эпюра  $\sigma_{zp}$ . Точка пересечения эпюр  $\sigma_{zp}$  и  $0,2\sigma_{zg}$  соответствует нижней границе сжимаемой толщи  $H_c$ .

5 Вычисляется величина общей конечной осадки по формуле (15.1). Результаты расчета удобно фиксировать в табличной форме (таблица 15.1).

Полученное значение конечной осадки сравнивается со значениями предельной деформации основания  $S_u$ , принимаемой в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения.

Т а б л и ц а 15.1 – Расчеты конечной осадки в основании фундамента

| Номер элементарного слоя | $h_i$ , м | $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup> | $\sigma_{zg,b}$ кПа | $0,2\sigma_{zg}$ кПа | $z$ , м | $\xi = 2z/b$ | $\alpha$ при $\eta = l/b$ | $\sigma_{zp,b}$ кПа | $\sigma_{zp,i,ср}$ кПа | $E_i$ , кПа | $S_i$ , см |
|--------------------------|-----------|------------------------------|---------------------|----------------------|---------|--------------|---------------------------|---------------------|------------------------|-------------|------------|
|                          |           |                              |                     |                      |         |              |                           |                     |                        |             |            |
|                          |           |                              |                     |                      |         |              |                           |                     |                        |             |            |

**Пример 15.1.** Определить методом послойного суммирования осадку фундамента, используя исходные данные примеров 6.2 и 7.1. Схема к примеру 15.1 представлена на рисунке 15.1.

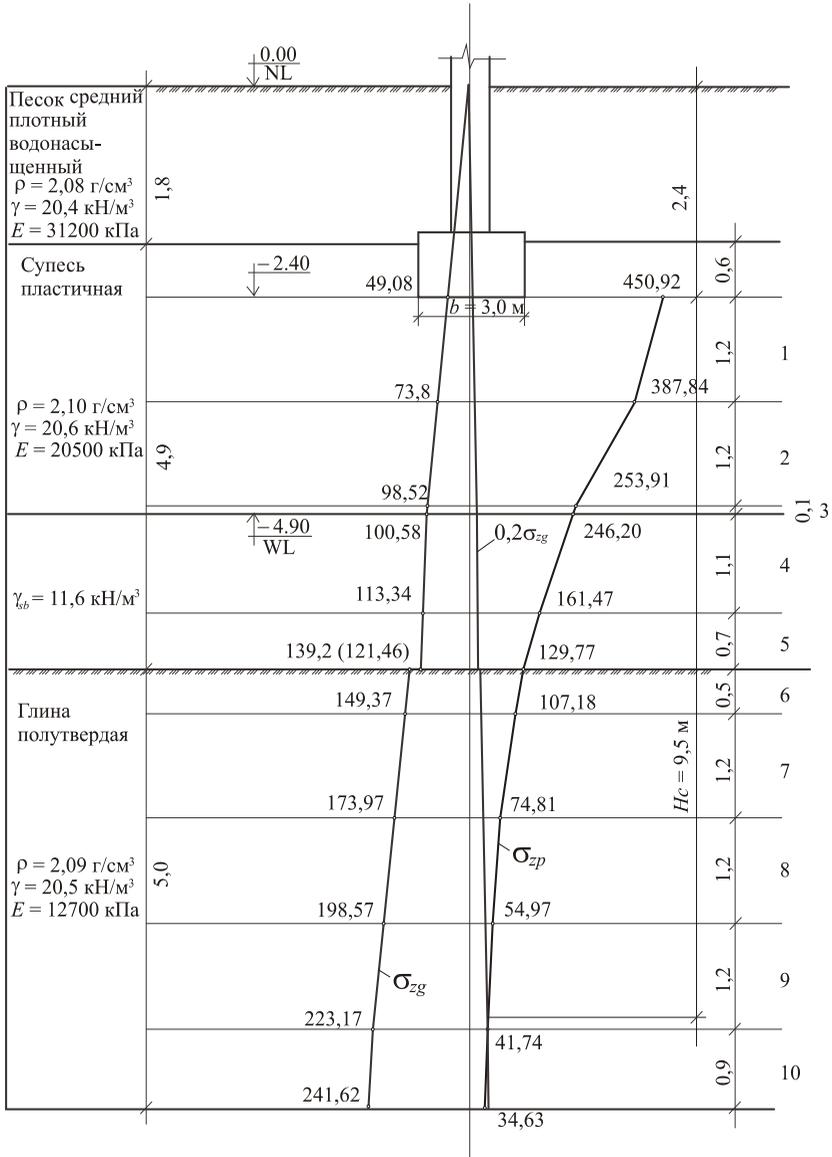


Рисунок 15.1 – Расчетная схема к примеру 15.1

*Решение.* Расчет ведем в табличной форме (таблица 15.2) до выполнения условия  $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$ .

Т а б л и ц а 15.2 – Исходные данные к примеру 15.1

| Номер слоя | $h_i$ , м | $\gamma_i$ , кН/м <sup>3</sup> | $\sigma_{zg,i}$ , кПа | $0,2\sigma_{zg}$ | $z$ , м | $\xi = 2z/b$ | $\alpha$ при $\eta = 1,67$ | $\sigma_{zp,i}$ , кПа | $\sigma_{zp,i,сп}$ , кПа | $E_i$ , МПа |
|------------|-----------|--------------------------------|-----------------------|------------------|---------|--------------|----------------------------|-----------------------|--------------------------|-------------|
|            |           |                                | 49,08                 | 9,82             | 0       | 0            | 1,000                      | 450,92                |                          |             |
| 1          | 1,2       | 20,6                           | 73,80                 | 14,76            | 1,2     | 0,8          | 0,8601                     | 387,84                | 419,38                   | 20,5        |
| 2          | 1,2       | 20,6                           | 98,52                 | 19,70            | 2,4     | 1,6          | 0,5631                     | 253,91                | 320,88                   | 20,5        |
| 3          | 0,1       | 20,6                           | 100,58                | 20,12            | 2,5     | 1,667        | 0,546                      | 246,20                | 250,06                   | 20,5        |
| 4          | 1,1       | 11,6                           | 113,34                | 22,67            | 3,6     | 2,4          | 0,3581                     | 161,47                | 203,84                   | 20,5        |
| 5          | 0,7       | 11,6                           | 121,46                | 24,29            | 4,3     | 2,867        | 0,2878                     | 129,77                | 145,62                   | 20,5        |
| 5'         |           | 9,81                           | 139,20                | 27,84            |         |              |                            |                       |                          |             |
| 6          | 0,5       | 20,5                           | 149,37                | 29,87            | 4,8     | 3,2          | 0,2371                     | 107,18                | 118,48                   | 12,7        |
| 7          | 1,2       | 20,5                           | 173,97                | 34,79            | 6,0     | 4,0          | 0,1659                     | 74,81                 | 90,99                    | 12,7        |
| 8          | 1,2       | 20,5                           | 198,57                | 39,71            | 7,2     | 4,8          | 0,1219                     | 54,97                 | 64,89                    | 12,7        |
| 9          | 1,2       | 20,5                           | 223,17                | 44,63            | 8,4     | 5,6          | 0,0925                     | 41,71                 | 48,34                    | 12,7        |
| 10         | 0,9       | 20,5                           | 241,62                | 48,32            | 9,3     | 6,2          | 0,0768                     | 34,63                 | 38,17                    | 12,7        |

По данным таблицы 15.2, используя формулу (15.1) для расчета осадки  $S$  по каждому из элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи  $H_c = 9,5$  м (см. рисунок 15.1), вычисляем частные значения осадок по каждому слою:

$$S_1 = 0,8 \frac{419,38 \cdot 1,2}{20500} = 0,0196 \text{ м} = 1,960 \text{ см}; \quad S_2 = 0,8 \frac{320,88 \cdot 1,2}{20500} = 0,0150 \text{ м} = 1,500 \text{ см};$$

$$S_3 = 0,8 \frac{250,06 \cdot 0,1}{20500} = 0,000976 \text{ м} = 0,098 \text{ см}; \quad S_4 = 0,8 \frac{203,84 \cdot 1,1}{20500} = 0,00875 \text{ м} = 0,875 \text{ см};$$

$$S_5 = 0,8 \frac{145,62 \cdot 0,7}{20500} = 0,00398 \text{ м} = 0,398 \text{ см}; \quad S_6 = 0,8 \frac{118,48 \cdot 0,5}{12700} = 0,00373 \text{ м} = 0,373 \text{ см};$$

$$S_7 = 0,8 \frac{90,99 \cdot 1,2}{12700} = 0,00688 \text{ м} = 0,688 \text{ см}; \quad S_8 = 0,8 \frac{64,89 \cdot 1,2}{12700} = 0,00491 \text{ м} = 0,491 \text{ см};$$

$$S_9 = 0,8 \frac{48,34 \cdot 1,2}{12700} = 0,00365 \text{ м} = 0,365 \text{ см}.$$

Общая осадка фундамента  $S = 1,960 + 1,500 + 0,098 + 0,875 + 0,398 + 0,373 + 0,688 + 0,491 + 0,365 + 0,216 = 6,748$  см.

$$\text{Или } S = 0,8 \left( \frac{419,38 \cdot 1,2 + 320,88 \cdot 1,2 + 250,06 \cdot 0,1 + 203,84 \cdot 1,1 + 145,62 \cdot 0,7}{20500} + \frac{118,48 \cdot 0,5 + 90,99 \cdot 1,2 + 64,89 \cdot 1,2 + 48,34 \cdot 1,2}{12700} \right) = 0,0675 \text{ м} = 6,75 \text{ см}.$$

## Контрольные задачи

15.1 Определить методом послойного суммирования величину осадки основания под центрально нагруженным ленточным фундаментом.

Схема к данной задаче представлена на рисунке 15.2. Геологический разрез представляет собой напластование следующих грунтов. С поверхности залегает песчаный грунт, подстилаемый водонепроницаемой глиной. Уровень грунтовых вод расположен в слое песчаного грунта на расстоянии  $h_w$  от уровня подстилающего слоя. Исходные данные для расчетов приведены в таблице 15.3.

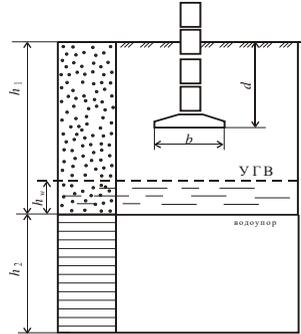


Рисунок 15.2 – Схема к задаче 15.1

Т а б л и ц а 15.3 – Исходные данные к задаче 15.1

| Показатель   | Номер варианта |       |       |       |       |       |      |       |       |       |
|--|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|
|  | 0              | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6    | 7     | 8     | 9     |
| Ширина подошвы ленточного фундамента $b$ , м                           | 0,8            | 1,2   | 1,4   | 1,6   | 1,8   | 2,0   | 2,2  | 2,4   | 2,6   | 2,8   |
| Глубина заложения фундамента $d$ , м                                   | 2,1            | 2,0   | 1,9   | 1,8   | 1,7   | 1,6   | 1,5  | 1,4   | 1,3   | 1,2   |
| Равномерно распределенное давление по подошве фундамента $p$ , кПа     | 268            | 310   | 216   | 425   | 390   | 298   | 410  | 350   | 195   | 210   |
| Мощность песчаного грунта $h_1$ , м                                    | 2,9            | 3,1   | 4,9   | 5,1   | 3,9   | 4,5   | 4,6  | 3,7   | 3,2   | 3,0   |
| Удельный вес песчаного грунта $\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>           | 18,7           | 18,8  | 18,9  | 19,0  | 19,1  | 19,2  | 19,3 | 19,4  | 19,5  | 19,6  |
| Удельный вес частиц песчаного грунта $\gamma_{s1}$ , кН/м <sup>3</sup> | 26,0           | 26,02 | 26,19 | 26,17 | 26,14 | 26,08 | 26,1 | 26,12 | 26,06 | 26,16 |
| Естественная влажность $w_1$ , %                                       | 10             | 11    | 12    | 13    | 14    | 15    | 9    | 10,5  | 12,5  | 13,5  |
| Модуль деформации $E_1$ , МПа  | 14             | 15    | 16    | 17    | 18    | 19    | 20   | 21    | 22    | 23    |
| Мощность глинистого грунта $h_2$ , м                                   | 5,0            | 6,1   | 5,5   | 7,8   | 6,4   | 5,4   | 5,7  | 6,3   | 6,5   | 7,0   |
| Удельный вес глинистого грунта $\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>          | 18,9           | 19,1  | 18,8  | 18,9  | 19,2  | 19,3  | 19,4 | 19,5  | 19,6  | 19,0  |
| Модуль деформации $E_2$ , МПа  | 33             | 32    | 31    | 30    | 29    | 28    | 27   | 26    | 25    | 24    |
| Мощность грунтовых вод $h_w$   | 0,7            | 0,9   | 1,6   | 2,5   | 1,1   | 2,0   | 1,9  | 1,3   | 1,0   | 0,8   |

## 16 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ГРУНТА МЕТОДОМ ЭКВИВАЛЕНТНОГО СЛОЯ

Метод предложен Н. А. Цытовичем. Идея метода состоит в том, чтобы при расчете осадки решение сложной пространственной задачи о деформировании грунта свести к более простой одномерной и получить эквивалентный результат.

Методом эквивалентного слоя можно пользоваться при площади подошвы фундаментов менее 50 м<sup>2</sup>. Это ограничивает возможность использования метода для определения осадки фундаментов с учетом загрузки соседних площадей.

Конечные осадки уплотнения (максимальная конечная – для гибких и средняя – для жестких фундаментов) при использовании метода эквивалентного слоя определяются с использованием теории фильтрационной консолидации в предположении, что основание является линейно деформируемым телом, по формуле

$$s = h_s m_v p_0, \quad (16.1)$$

где  $m_v$  – коэффициент относительной сжимаемости грунта однородного основания по результатам лабораторных испытаний;

$p_0$  – дополнительное давление в уровне подошвы фундамента, МПа;

$h_s$  – мощность эквивалентного слоя, м.

Мощность эквивалентного слоя многослойного основания определяется как для однородного основания с заменой в формуле (16.1) значения  $m_v$  на средний коэффициент относительной сжимаемости  $m_{от}$ , который в пределах эквивалентного слоя определяется по формуле

$$m_{от} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i E_i}{2 h_s^2 \sum_{i=1}^n E_i}, \quad (16.2)$$

где  $h_i, E_i$  – мощность, м, и модуль деформации отдельных слоев основания в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ , МПа;

$m_{vi}$  – коэффициент относительной сжимаемости отдельных слоев основания в пределах сжимаемой толщи по результатам лабораторных испытаний грунта или табличным данным (для сооружений III уровня ответственности);

$z_i$  – расстояние от нижней границы сжимаемой толщи до середины рассматриваемого слоя  $i$ , м.

Эквивалентным слоем называется такой слой грунта толщиной  $h_s$ , осадка которого при сплошной нагрузке  $p_0$  на поверхности грунта равна осадке грунтового полупространства под воздействием местной нагрузки той же интенсивности.

Толщина эквивалентного слоя  $h_s$  грунта, см, рассчитывается по формуле

$$h_s = A \omega b, \quad (16.3)$$

где  $A \omega$  – коэффициент эквивалентного слоя (таблица 16.1), равный произведению показателя жесткости формы подошвы фундамента  $\omega$  и коэффициента относительной поперечной деформации  $A$ , определяемого по формуле (16.4) и зависящего от коэффициента бокового расширения грунта  $\nu$  (коэффициент Пуассона),

$$A = \frac{(1 - \nu)^2}{1 - 2\nu}; \quad (16.4)$$

$b$  – ширина (диаметр) фундамента, м.

Т а б л и ц а 16.1 – Значения коэффициента эквивалентного слоя  $A\omega$  для жестких прямоугольных фундаментов

| Соотношение сторон $\eta = l/b$ | Значение $\nu$           |                   |                  |                     |      |               |
|---------------------------------|--------------------------|-------------------|------------------|---------------------|------|---------------|
|                                 | 0,1                      | 0,2               | 0,25             | 0,3                 | 0,35 | 0,4           |
|                                 | Вид грунта               |                   |                  |                     |      |               |
|                                 | гравий и галька          | пески             |                  | суглинки пластичные |      | глины текучие |
|                                 | глины и суглинки твердые | супеси пластичные | глины пластичные |                     |      |               |
| 1                               | 0,89                     | 0,94              | 0,99             | 1,08                | 1,24 | 1,58          |
| 1,5                             | 1,09                     | 1,15              | 1,21             | 1,32                | 1,52 | 1,94          |
| 2                               | 1,23                     | 1,30              | 1,37             | 1,49                | 1,72 | 2,20          |
| 3                               | 1,46                     | 1,54              | 1,62             | 1,76                | 2,01 | 2,59          |
| 4                               | 1,63                     | 1,72              | 1,81             | 1,97                | 2,26 | 2,90          |
| 5                               | 1,74                     | 1,84              | 1,94             | 2,11                | 2,42 | 3,10          |
| $\geq 10$                       | 2,15                     | 2,26              | 2,38             | 2,60                | 2,98 | 3,82          |

Размер сжимаемой толщи  $H_c$ , м, определяется по методу эквивалентного слоя исходя из треугольной эпюры распределения давления в основании фундамента по формуле

$$H_c = 2h_3. \quad (16.5)$$

**Пример 16.1.** По исходным данным примера 15.1, где осадка рассчитывалась методом послыонного суммирования, необходимо рассчитать осадку того же фундамента методом эквивалентного слоя.

*Решение.* В основании фундамента преобладает супесь пластичная, отношение длины фундамента к ширине  $\eta = 5/3 = 1,67$ , поэтому по таблице 16.1 эквивалентную толщину определяем при  $\nu = 0,25$ , что соответствует  $A\omega = 1,264$ .

Толщина эквивалентного слоя  $h_3$  грунта рассчитывается по формуле (16.3):  $h_3 = 1,264 \cdot 3 = 3,792$  м.

Толща грунта, практически влияющая на осадку,  $H_c = 2 \cdot 3,792 = 7,584$  м.

При известных значениях дополнительного давления под подошвой фундамента  $p_0 = 450,92$  кПа и  $H_c = 7,584$  строим треугольную эпюру дополнительного давления (рисунок 16.1) и определяем расстояние  $z$ , необходимое для вычисления  $m_\nu$ .

Вычислим значения коэффициентов сжимаемости  $m_\nu$  каждого слоя в зависимости от модуля деформации  $E$  по формуле

$$m_\nu = \beta / E,$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона  $\nu$ :

|                              |                            |
|------------------------------|----------------------------|
| для крупнообломочных грунтов | $\nu = 0,27, \beta = 0,80$ |
| для песков и супесей         | $\nu = 0,30, \beta = 0,74$ |
| для суглинков                | $\nu = 0,35, \beta = 0,62$ |
| для глин                     | $\nu = 0,41, \beta = 0,43$ |

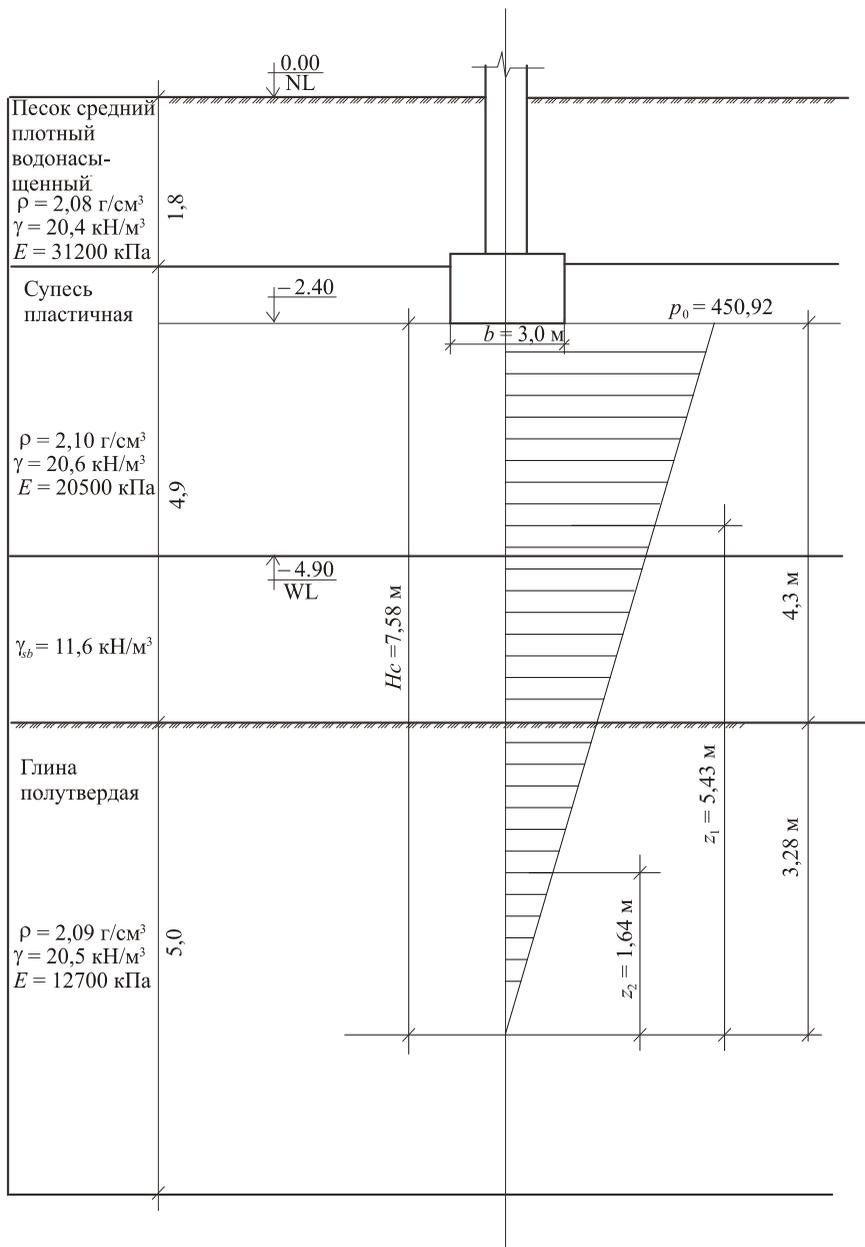


Рисунок 16.1 – Схема к примеру 16.1

Вычисляем значения коэффициентов сжимаемости  $m_{vi}$ , МПа<sup>-1</sup>, для каждого слоя:

– для супеси пластичной:  $m_{v1} = 0,74 / 20,5 = 0,036$ ;

– для глины полутвердой:  $m_{v2} = 0,43 / 12,7 = 0,034$ .

Определим средний коэффициент относительной сжимаемости по формуле (16.2):

$$m_{от} = \frac{4,3 \cdot 0,036 \cdot 5,43 \cdot 20,5 + 3,28 \cdot 0,034 \cdot 1,64 \cdot 12,7}{2 \cdot 3,792^2 (20,5 + 12,7)} = 0,02048 \text{ МПа} = 0,00002048 \text{ кПа}.$$

По формуле (16.1) средняя осадка фундамента

$$S = 450,92 \cdot 0,00002048 \cdot 758 = 7,0 \text{ см}.$$

### Контрольные задачи

**Задача 16.1.** Определить методом эквивалентного слоя величину осадки основания под центрально нагруженным фундаментом длиной 18 м.

Схема к задаче представлена на рисунке 16.2. Геологический разрез представляет собой напластование следующих грунтов: с поверхности залегает песчаный грунт, подстилаемый водонепроницаемой глиной. Уровень грунтовых вод расположен в слое песчаного грунта на расстоянии  $h_w$  от уровня подстилающего слоя. Исходные данные для расчетов приведены в таблице 16.2.

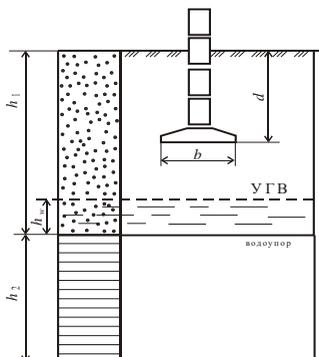


Рисунок 16.2 – Схема к задаче 16.1

Т а б л и ц а 16.2 – Исходные данные к задаче 16.1

| Показатель   | Номер варианта |       |       |       |       |       |      |       |       |       |
|--|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|
|  | 0              | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6    | 7     | 8     | 9     |
| Ширина подошвы ленточного фундамента $b$ , м                           | 0,8            | 1,2   | 1,4   | 1,6   | 1,8   | 2,0   | 2,2  | 2,4   | 2,6   | 2,8   |
| Глубина заложения фундамента $d$ , м                                   | 2,1            | 2,0   | 1,9   | 1,8   | 1,7   | 1,6   | 1,5  | 1,4   | 1,3   | 1,2   |
| Равномерно распределенное давление по подошве фундамента $p$ , кПа     | 268            | 310   | 216   | 425   | 390   | 298   | 410  | 350   | 195   | 210   |
| Мощность песчаного грунта $h_1$ , м                                    | 2,9            | 3,1   | 4,9   | 5,1   | 3,9   | 4,5   | 4,6  | 3,7   | 3,2   | 3,0   |
| Удельный вес песчаного грунта $\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>           | 18,7           | 18,8  | 18,9  | 19,0  | 19,1  | 19,2  | 19,3 | 19,4  | 19,5  | 19,6  |
| Удельный вес частиц песчаного грунта $\gamma_{s1}$ , кН/м <sup>3</sup> | 26,0           | 26,02 | 26,19 | 26,17 | 26,14 | 26,08 | 26,1 | 26,12 | 26,06 | 26,16 |
| Естественная влажность $w_1$ , %                                       | 10             | 11    | 12    | 13    | 14    | 15    | 9    | 10,5  | 12,5  | 13,5  |
| Модуль деформации $E_1$ , МПа  | 14             | 15    | 16    | 17    | 18    | 19    | 20   | 21    | 22    | 23    |
| Мощность глинистого грунта $h_2$ , м                                   | 5,0            | 6,1   | 5,5   | 7,8   | 6,4   | 5,4   | 5,7  | 6,3   | 6,5   | 7,0   |
| Удельный вес глинистого грунта $\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>          | 18,9           | 19,1  | 18,8  | 18,9  | 19,2  | 19,3  | 19,4 | 19,5  | 19,6  | 19,0  |
| Модуль деформации $E_2$ , МПа  | 33             | 32    | 31    | 30    | 29    | 28    | 27   | 26    | 25    | 24    |
| Мощность грунтовых вод $h_w$   | 0,7            | 0,9   | 1,6   | 2,5   | 1,1   | 2,0   | 1,9  | 1,3   | 1,0   | 0,8   |

ПРИЛОЖЕНИЕ А  
(справочное)

**Значения коэффициента  $\alpha$**

| $\xi = 2z/b$<br>или<br>$\xi = z/b$ | круглых | Соотношение сторон $\eta = l/b$ прямоугольных фундаментов |       |       |       |       |       | ленточных<br>( $\eta \geq 10$ ) |
|------------------------------------|---------|---|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|
|                                    |         | 1,0   | 1,4   | 1,8   | 2,4   | 3,2   | 5,0   |                                 |
| 0                                  | 1,000   | 1,000   | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000                           |
| 0,4                                | 0,949   | 0,960   | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 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 | 0,418 | 0,449 | 0,470 | 0,477                           |
| 2,8                                | 0,165   | 0,201   | 0,260 | 0,304 | 0,349 | 0,383 | 0,410 | 0,420                           |
| 3,2                                | 0,130   | 0,160   | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374                           |
| 3,6                                | 0,106   | 0,131   | 0,173 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,319 | 0,337                           |
| 4,0                                | 0,087   | 0,108   | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306                           |
| 4,4                                | 0,073   | 0,091   | 0,123 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,255 | 0,280                           |
| 4,8                                | 0,062   | 0,077   | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258                           |
| 5,2                                | 0,053   | 0,067   | 0,091 | 0,113 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,239                           |
| 5,6                                | 0,046   | 0,058   | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,223                           |
| 6,0                                | 0,040   | 0,051   | 0,070 | 0,087 | 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  $b$  – ширина или диаметр фундамента,  $l$  – длина фундамента.

2 Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  коэффициент  $\alpha$  определяется по интерполяции.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
(справочное)

**Значения коэффициента  $k$  для вычисления сжимающих напряжений  
от действия сосредоточенной силы в зависимости от отношения  $r/z$**

|      |        |      |        |      |        |      |        |      |        |      |        |      |        |      |        |
|------|--------|------|--------|------|--------|------|--------|------|--------|------|--------|------|--------|------|--------|
| 0,00 | 0,4775 | 0,25 | 0,4103 | 0,50 | 0,2733 | 0,75 | 0,1565 | 1,00 | 0,0844 | 1,25 | 0,0454 | 1,50 | 0,0251 | 1,80 | 0,0129 |
| 0,01 | 0,4773 | 0,26 | 0,4054 | 0,51 | 0,2679 | 0,76 | 0,1527 | 1,01 | 0,0823 | 1,26 | 0,0443 | 1,51 | 0,0245 | 1,82 | 0,0124 |
| 0,02 | 0,4770 | 0,27 | 0,4004 | 0,52 | 0,2625 | 0,77 | 0,1491 | 1,02 | 0,0803 | 1,27 | 0,0433 | 1,52 | 0,0240 | 1,84 | 0,0119 |
| 0,03 | 0,4764 | 0,28 | 0,3954 | 0,53 | 0,2571 | 0,78 | 0,1455 | 1,03 | 0,0783 | 1,28 | 0,0422 | 1,53 | 0,0234 | 1,86 | 0,0114 |
| 0,04 | 0,4756 | 0,29 | 0,3902 | 0,54 | 0,2518 | 0,79 | 0,1420 | 1,04 | 0,0764 | 1,29 | 0,0412 | 1,54 | 0,0229 | 1,88 | 0,0109 |
| 0,05 | 0,4745 | 0,30 | 0,3849 | 0,55 | 0,2466 | 0,80 | 0,1386 | 1,05 | 0,0744 | 1,30 | 0,0402 | 1,55 | 0,0224 | 1,90 | 0,0105 |
| 0,06 | 0,4732 | 0,31 | 0,3796 | 0,56 | 0,2414 | 0,81 | 0,1353 | 1,06 | 0,0727 | 1,31 | 0,0393 | 1,56 | 0,0219 | 1,92 | 0,0101 |
| 0,07 | 0,4717 | 0,32 | 0,3742 | 0,57 | 0,2363 | 0,82 | 0,1320 | 1,07 | 0,0709 | 1,32 | 0,0384 | 1,57 | 0,0214 | 1,94 | 0,0097 |
| 0,08 | 0,4699 | 0,33 | 0,3687 | 0,58 | 0,2313 | 0,83 | 0,1288 | 1,08 | 0,0691 | 1,33 | 0,0374 | 1,58 | 0,0209 | 1,96 | 0,0093 |
| 0,09 | 0,4679 | 0,34 | 0,3632 | 0,59 | 0,2263 | 0,84 | 0,1257 | 1,09 | 0,0674 | 1,34 | 0,0365 | 1,59 | 0,0204 | 1,98 | 0,0089 |
| 0,10 | 0,4657 | 0,35 | 0,3577 | 0,60 | 0,2214 | 0,85 | 0,1226 | 1,10 | 0,0658 | 1,35 | 0,0357 | 1,60 | 0,0200 | 2,00 | 0,0085 |
| 0,11 | 0,4633 | 0,36 | 0,3521 | 0,61 | 0,2165 | 0,86 | 0,1196 | 1,11 | 0,0641 | 1,36 | 0,0348 | 1,61 | 0,0195 | 2,10 | 0,0070 |
| 0,12 | 0,4607 | 0,37 | 0,3465 | 0,62 | 0,2117 | 0,87 | 0,1166 | 1,12 | 0,0626 | 1,37 | 0,0340 | 1,62 | 0,0191 | 2,20 | 0,0058 |
| 0,13 | 0,4579 | 0,38 | 0,3408 | 0,63 | 0,2070 | 0,88 | 0,1138 | 1,13 | 0,0610 | 1,38 | 0,0332 | 1,63 | 0,0187 | 2,30 | 0,0048 |
| 0,14 | 0,4548 | 0,39 | 0,3351 | 0,64 | 0,2024 | 0,89 | 0,1110 | 1,14 | 0,0595 | 1,39 | 0,0324 | 1,64 | 0,0183 | 2,40 | 0,0040 |
| 0,15 | 0,4516 | 0,40 | 0,3294 | 0,65 | 0,1978 | 0,90 | 0,1083 | 1,15 | 0,0581 | 1,40 | 0,0317 | 1,65 | 0,0179 | 2,50 | 0,0034 |
| 0,16 | 0,4482 | 0,41 | 0,3238 | 0,66 | 0,1934 | 0,91 | 0,1057 | 1,16 | 0,0567 | 1,41 | 0,0309 | 1,66 | 0,0175 | 2,60 | 0,0029 |
| 0,17 | 0,4446 | 0,42 | 0,3181 | 0,67 | 0,1889 | 0,92 | 0,1031 | 1,17 | 0,0553 | 1,42 | 0,0302 | 1,67 | 0,0171 | 2,70 | 0,0024 |
| 0,18 | 0,4409 | 0,43 | 0,3124 | 0,68 | 0,1846 | 0,93 | 0,1005 | 1,18 | 0,0539 | 1,43 | 0,0295 | 1,68 | 0,0167 | 2,80 | 0,0021 |
| 0,19 | 0,4370 | 0,44 | 0,3068 | 0,69 | 0,1804 | 0,94 | 0,0981 | 1,19 | 0,0526 | 1,44 | 0,0288 | 1,69 | 0,0163 | 2,90 | 0,0017 |
| 0,20 | 0,4329 | 0,45 | 0,3011 | 0,70 | 0,1762 | 0,95 | 0,0956 | 1,20 | 0,0513 | 1,45 | 0,0282 | 1,70 | 0,0160 | 3,00 | 0,0015 |
| 0,21 | 0,4286 | 0,46 | 0,2955 | 0,71 | 0,1721 | 0,96 | 0,0933 | 1,21 | 0,0501 | 1,46 | 0,0275 | 1,72 | 0,0153 | 3,50 | 0,0007 |
| 0,22 | 0,4242 | 0,47 | 0,2899 | 0,72 | 0,1681 | 0,97 | 0,0910 | 1,22 | 0,0489 | 1,47 | 0,0269 | 1,74 | 0,0147 | 4,00 | 0,0004 |
| 0,23 | 0,4197 | 0,48 | 0,2843 | 0,73 | 0,1641 | 0,98 | 0,0887 | 1,23 | 0,0477 | 1,48 | 0,0263 | 1,76 | 0,0141 | 4,50 | 0,0002 |
| 0,24 | 0,4151 | 0,49 | 0,2788 | 0,74 | 0,1603 | 0,99 | 0,0865 | 1,24 | 0,0466 | 1,49 | 0,0257 | 1,78 | 0,0135 | 5,00 | 0,0001 |

**ПРИЛОЖЕНИЕ В**  
(справочное)

**Значения коэффициентов влияния**

Таблица В.1 – Значения коэффициентов влияния  $K_z$ ,  $K_x$  и  $K_{xz}$

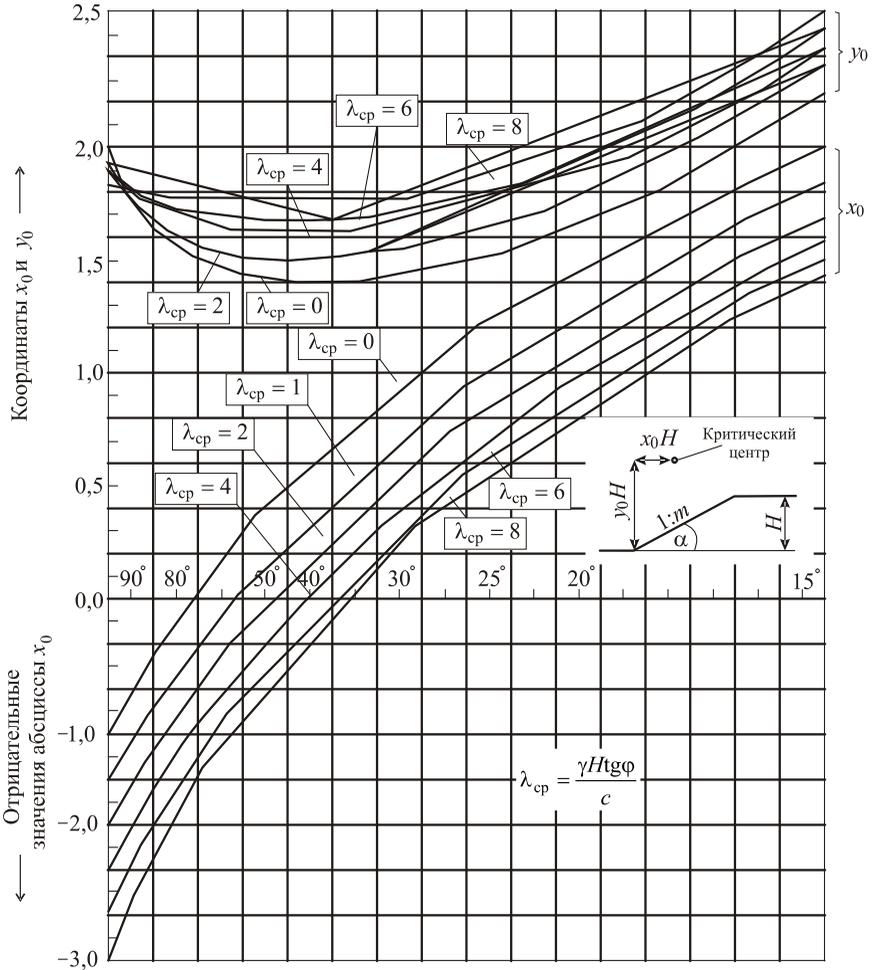
| $z/b$ | Значения $x/b$ |       |          |       |       |          |       |       |          |       |       |          |       |       |          |       |       |          |
|-------|----------------|-------|----------|-------|-------|----------|-------|-------|----------|-------|-------|----------|-------|-------|----------|-------|-------|----------|
|       | 0              |       |          | 0,25  |       |          | 0,5   |       |          | 1,0   |       |          | 1,5   |       |          | 2,0   |       |          |
|       | $K_z$          | $K_x$ | $K_{xz}$ | $K_z$ | $K_x$ | $K_{xz}$ | $K_z$ | $K_x$ | $K_{xz}$ | $K_z$ | $K_x$ | $K_{xz}$ | $K_z$ | $K_x$ | $K_{xz}$ | $K_z$ | $K_x$ | $K_{xz}$ |
| 0,00  | 1,00           | 1,00  | 0        | 1,00  | 1,00  | 1,00     | 0,50  | 0,50  | 0,32     | 0,00  | 0,00  | 0,00     | 0,00  | 0,00  | 0,00     | 0,00  | 0,00  | 0,00     |
| 0,25  | 0,96           | 0,45  | 0        | 0,90  | 0,39  | 0,13     | 0,50  | 0,35  | 0,30     | 0,02  | 0,17  | 0,05     | 0,00  | 0,07  | 0,01     | 0,00  | 0,04  | 0,00     |
| 0,50  | 0,82           | 0,18  | 0        | 0,74  | 0,19  | 0,16     | 0,48  | 0,23  | 0,26     | 0,08  | 0,21  | 0,13     | 0,02  | 0,12  | 0,04     | 0,00  | 0,07  | 0,02     |
| 0,75  | 0,67           | 0,08  | 0        | 0,61  | 0,10  | 0,13     | 0,45  | 0,14  | 0,20     | 0,15  | 0,22  | 0,16     | 0,04  | 0,14  | 0,07     | 0,02  | 0,10  | 0,04     |
| 1,00  | 0,55           | 0,04  | 0        | 0,51  | 0,05  | 0,10     | 0,41  | 0,09  | 0,16     | 0,19  | 0,15  | 0,16     | 0,07  | 0,14  | 0,10     | 0,03  | 0,13  | 0,05     |
| 1,25  | 0,46           | 0,02  | 0        | 0,44  | 0,03  | 0,07     | 0,37  | 0,06  | 0,12     | 0,20  | 0,11  | 0,14     | 0,10  | 0,12  | 0,10     | 0,04  | 0,11  | 0,07     |
| 1,50  | 0,40           | 0,01  | 0        | 0,38  | 0,02  | 0,06     | 0,33  | 0,04  | 0,10     | 0,21  | 0,06  | 0,11     | 0,13  | 0,09  | 0,10     | 0,07  | 0,09  | 0,08     |
| 1,75  | 0,35           | –     | 0        | 0,34  | 0,01  | 0,04     | 0,30  | 0,03  | 0,08     | 0,20  | 0,05  | 0,10     | 0,14  | 0,07  | 0,07     | 0,10  | 0,03  | 0,08     |
| 2,00  | 0,31           | –     | 0        | 0,31  | –     | 0,03     | 0,28  | 0,02  | 0,06     | 0,17  | 0,02  | 0,06     | 0,13  | 0,03  | 0,07     | 0,10  | 0,04  | 0,07     |
| 3,00  | 0,21           | –     | 0        | 0,21  | –     | 0,02     | 0,20  | 0,01  | 0,03     | 0,14  | 0,01  | 0,03     | 0,12  | 0,02  | 0,05     | 0,10  | 0,03  | 0,05     |
| 4,00  | 0,16           | –     | 0        | 0,16  | –     | 0,01     | 0,15  | –     | 0,02     | 0,12  | –     | –        | 0,11  | –     | –        | 0,09  | –     | –        |
| 5,00  | 0,13           | –     | 0        | 0,13  | –     | –        | 0,12  | –     | –        | 0,10  | –     | –        | 0,10  | –     | –        | –     | –     | –        |
| 6,00  | 0,11           | –     | 0        | 0,10  | –     | –        | 0,10  | –     | –        | –     | –     | –        | –     | –     | –        | –     | –     | –        |

Таблица В.2 – Значения коэффициентов влияния  $K'_z$

| $z/b$ | Значения $x/b$ |       |       |       |       |       |
|-------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|
|       | -1,00          | -0,5  | 0,00  | 0,5   | 1,0   | 1,5   |
| 0,00  | 0,000          | 0,000 | 0,000 | 0,500 | 0,500 | 0,000 |
| 0,25  | 0,000          | 0,001 | 0,075 | 0,480 | 0,424 | 0,015 |
| 0,50  | 0,003          | 0,023 | 0,127 | 0,410 | 0,353 | 0,056 |
| 0,75  | 0,016          | 0,042 | 0,153 | 0,335 | 0,293 | 0,108 |
| 1,00  | 0,025          | 0,061 | 0,159 | 0,175 | 0,241 | 0,129 |
| 1,50  | 0,048          | 0,096 | 0,145 | 0,200 | 0,185 | 0,124 |
| 2,00  | 0,061          | 0,092 | 0,127 | 0,155 | 0,153 | 0,108 |
| 3,00  | 0,064          | 0,080 | 0,096 | 0,104 | 0,104 | 0,090 |
| 4,00  | 0,060          | 0,067 | 0,075 | 0,085 | 0,075 | 0,073 |
| 5,00  | 0,052          | 0,057 | 0,059 | 0,063 | 0,065 | 0,061 |
| 6,00  | 0,041          | 0,050 | 0,051 | 0,053 | 0,053 | 0,050 |

ПРИЛОЖЕНИЕ Г  
(справочное)

График Янбу для определения критического центра



$H$  – высота откоса, м;  $x_0$ ,  $y_0$  – безразмерные величины, устанавливаемые по графику в зависимости от угла откоса (определяется по заданному заложению откоса  $m$ ) и  $\lambda_{cp}$

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 **СТБ 943–2007**. Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 943–93; введ. 2007-07-18. – Минск : Госстандарт Респ. Беларусь, 2007. – 20 с.

2 **ТКП 45-5.01-17–2006 (02250)**. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения. – Введ. 2006-03-03. – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – 20 с.

3 **Механика грунтов**. Задания и методические указания к контрольной работе для студентов заочной формы обучения по направлению 270800.62 «Строительство» по профилю подготовки «Промышленное и гражданское строительство» / сост. Д. Р. Сафин, Р. Р. Хасанов. – Казань : КГАСУ, 2014. – 36 с.

4 **Вотяков И. Ф.** Механика грунтов, основания сооружений. Ч. 1. Классификационные показатели и механические свойства грунтов. Методы и примеры расчета оснований по деформациям : учеб. пособие для студентов строительных специальностей транспортных вузов / И. Ф. Вотяков. – 2-е изд., перераб. и доп. – Гомель : БелИИЖТ, 1990. – 111 с.

5 **Беспалова М. В.** Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна дорог : учеб.-метод. пособие по выполнению курсовой работы / М. В. Беспалова. – Гомель : БелГУТ, 2010. – 45 с.

6 **Талецкий, В. В.** Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий, М. В. Маркова. – Гомель : БелГУТ, 2018. – 85 с.

Учебное издание

*БЕСПАЛОВА Марина Вячеславовна*

**Механика грунтов в примерах и задачах**

Пособие

Редактор *А. А. Павлюченкова*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Компьютерный набор и верстка *М. В. Беспаловой и Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 25.04.2021 г. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 3,49. Уч.-изд. л. 4,11. Тираж 100 экз.  
Зак. № 1121. Изд. № 8

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Белорусский государственный университет транспорта.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/361 от 13.06.2014.

№ 2/104 от 01.04.2014.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

**Кафедра строительных технологий и конструкций**

**М. В. БЕСПАЛОВА**

**МЕХАНИКА ГРУНТОВ  
В ЗАДАЧАХ И ПРИМЕРАХ**

**Пособие**

**Гомель 2021**