

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
(СИБСТРИН)

**Кафедра инженерной геологии,
оснований и фундаментов**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ
НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ
(примеры расчета)**

Методические указания
для студентов, обучающихся
по направлениям подготовки 07.03.01 «Архитектура»,
07.03.02 «Реконструкция и реставрация архитектурного
наследия», 07.03.04 «Градостроительство»
и 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения

НОВОСИБИРСК 2023

Методические указания разработаны канд. техн. наук, доцентом
С.В. Линовским и ст. преподавателем Т.А. Якушкиной.

Утверждены учебно-методической комиссией
института строительства
13 июня 2023 года

Рецензенты:

- О.А. Коробова, д-р техн. наук, профессор кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов НГАСУ (Сибстрин);
- В.С. Молчанов, канд. техн. наук, профессор кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов НГАСУ (Сибстрин)

© Новосибирский государственный
архитектурно-строительный
университет (Сибстрин), 2023

Настоящие методические указания составлены с частичным использованием материалов, содержащихся в методической разработке «Расчет оснований и фундаментов мелкого заложения» (авторы д-р техн. наук, профессор М.И. Забылин, ст. преподаватель С.В. Линовский), изданной в НИСИ им. В.В. Куйбышева в 1992 году, и являются развитием рекомендаций, включенных в задания и методические указания «Проектирование оснований и фундаментов промышленного здания» (авторы канд. техн. наук, доцент С.В. Линовский, ст. преподаватель Т.А. Якушкина), изданные в НГАСУ (Сибстрин) в 2021 году [1].

Общие положения

К фундаментам мелкого заложения (ФМЗ) принято относить фундаментные конструкции, имеющие сравнительно небольшую глубину заложения подошвы (до 4–5 м) и ориентировочное соотношение глубины заложения к ширине подошвы фундамента 2–2,5 (для столбчатых и ленточных фундаментов). Обычно ФМЗ устраиваются в открытых котлованах под все здание или в отдельных выемках под каждый фундамент. При значительном разнообразии ФМЗ (столбчатые, ленточные, плитные, буробетонные и т.д.) их объединяет способ передачи нагрузки на грунтовое основание – через подошву фундамента.

Естественным основанием обычно называют массив грунта, залегающий ниже подошвы фундамента в природном состоянии, обладающий достаточной несущей способностью (прочностью) и удовлетворительной деформативностью (сжимаемостью) для обеспечения устойчивости здания (сооружения) и ограничения значений его деформаций (не выше установленных нормами пределов).

Расчет оснований и фундаментов производится с целью определения наиболее экономически выгодных размеров фундаментной конструкции при условии достаточного уровня ее надежности и эксплуатационной пригодности.

Грунтовое основание рассчитывается по двум группам предельных состояний:

- по I группе – в случаях, указанных в [2, п. 5.1.9];
- по II группе – во всех случаях, за исключением указанных в [2, п. 5.6.52].

Расчет конструкций фундаментов выполняется по I группе предельных состояний (по прочности), а для отдельных типов фундаментов (например, гибких ленточных и плитных) еще и по II группе (по деформациям). Расчет тела фундамента по группам предельных состояний в настоящих методических указаниях не рассматривается.

1 Общая последовательность расчета ФМЗ по I группе предельных состояний

1.1 Определение (сбор) расчетных нагрузок, действующих на верхний обрез фундамента по общим правилам строительной механики (см. также [1, п. 2]).

1.2 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки (см. [1, п. 3]).

1.3 Расчет и конструирование ФМЗ (определение размеров фундамента) (см. [1, п. 5]).

1.3.1 Определение глубины заложения подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 1]).

1.3.2 Определение минимально возможных размеров подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 2]).

1.3.3 Приведение нагрузок к центру подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 3]).

1.3.4 Определение размеров подошвы фундамента (силы предельного сопротивления грунтового основания с последующей проверкой расчетного условия и уточнением размеров подошвы фундамента (если требуется)).

1.3.5 Расчет тела фундамента по прочности.

Примечание. В примерах не рассматриваются пп. 1.1, 1.2, 1.3.2, 1.3.3, 1.3.5, пояснения по указанным пунктам см. в [1].

2 Общая последовательность расчета ФМЗ по II группе предельных состояний

2.1 Определение (сбор) нормативных нагрузок, действующих на верхний обрез фундамента по общим правилам строительной механики (см. также [1, п. 2]).

2.2 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки (см. [1, п. 3]).

2.3 Расчет и конструирование ФМЗ (см. [1, п. 5]).

2.3.1 Определение глубины заложения подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 1]).

2.3.2 Определение минимально возможных размеров подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 2]).

2.3.3 Приведение нагрузок к центру подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 3]).

2.3.4 Определение размеров подошвы фундамента (см. [1, п. 5, поз. 4]):

- определение условного расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента ($R_{\text{усл}}$) при минимальной ширине подошвы;

- определение требуемой площади и фактических размеров подошвы фундамента;

- уточнение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента (R);

- определение фактических давлений под подошвой фундамента и сравнение их с расчетным сопротивлением грунта, уточнение размеров подошвы фундамента (если требуется);

- расчет осадки фундамента и сравнение ее с предельно допустимой, уточнение размеров подошвы фундамента (если требуется);

- проверка слабого подстилающего слоя (при необходимости), уточнение размеров подошвы фундамента (если требуется).

2.3.5 Расчет тела фундамента по прочности.

Примечание. В примерах не рассматриваются пп. 2.1, 2.2, 2.3.2, 2.3.3, 2.3.5, пояснения по указанным пунктам см. в [1].

3 Примеры расчетов основания и фундаментов по II группе предельных состояний (по деформациям)

Пример 1

Требуется подобрать (определить) основные размеры ФМЗ под сборную железобетонную колонну при следующих исходных данных:

- место строительства *г. Новосибирск*;
- размеры обреза фундамента: $b_{об} = 1,5$ м; $l_{об} = 1,8$ м;
- размеры котлована в плане: $l_k = 32$ м; $b_k = 10$ м;
- отметка низа колонны $HK = -1.35$;
- отметка планировки $DL = -0.28$;
- отметка расположения грунтовых вод $WL = -2.88$;
- приведенные нагрузки к центру подошвы фундамента:

$$N_0^H = 981 \text{ кН}; M_{ox}^H = 87 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{oy}^H = 250 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– здание *отопливаемое* ($t = 12$ °С), *без подвала, с полами по грунту*;

- число слоев (напластований) грунта в разрезе – *два*;
- мощности слоев: *ИГЭ-1 (верхний) 3,3 м,*
ИГЭ-2 (подстилающий) 20 м;
- физико-механические характеристики грунтов:

Наименование грунта	ρ_s , т/м ³	$\rho_{п}$, т/м ³	w, %	w _p , %	w _L , %	$\varphi_{п}$, град.	c _п , кПа	E, МПа
ИГЭ-1. Сугли- нок	2,75	1,91	28,4	18,0	34,0	19	16	11,5
ИГЭ-2. Песок крупный	2,67	2,1	21	–	–	39	1	29,0

Инженерно-геологический разрез приведен на рис. 1.

Расчет

3.1 Определение глубины заложения подошвы фундамента

Подробные пояснения к определению глубины заложения подошвы фундамента (d) приведены в [1, п. 5, поз. 1].

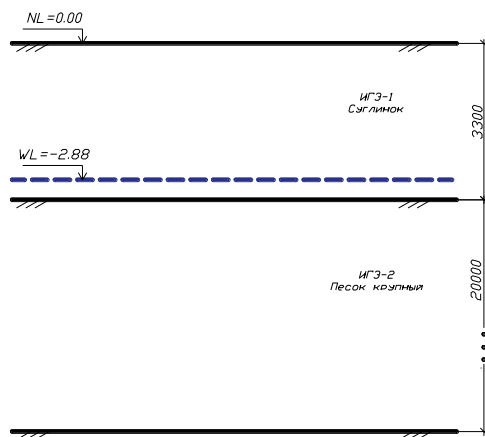


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез

1 Определим конструктивную глубину заложения подошвы фундамента (d_k).

Минимально возможная (конструктивная) глубина заложения подошвы фундамента из условий заделки колонны

$$d_{k,\min} = (1,35 - 0,28) + 0,05 + 0,25 = 1,37 \text{ м.}$$

Исходя из кратности опалубки (кратность по высоте 150 мм), принимаем $d_k = 1,5 \text{ м}$ (рис. 2).

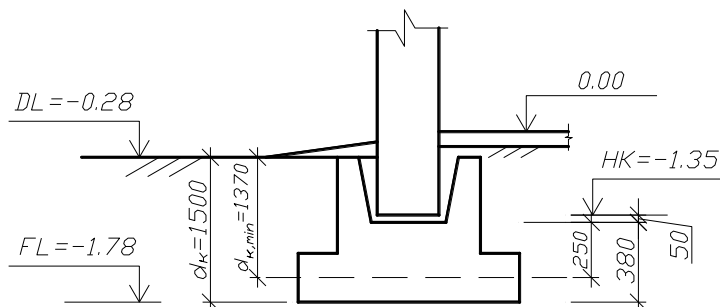


Рис. 2. Схема к определению конструктивной глубины заложения подошвы фундамента

2 Уточним глубину заложения подошвы фундамента из условий сезонного промерзания грунта:

– нормативная глубина сезонного промерзания грунта (d_{fn}) определяется по [2, формула (5.3)]:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{63,1} = 1,83 \text{ м},$$

где $d_0 = 0,23$ м – величина для суглинков, принимаемая по [2, п. 5.5.3];

$M_t = |-17,6 - 15,8 - 8,0 - 7,3 - 14,4| = 63,1$ – коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за год для г. Новосибирска, принимаемый по [3, табл. 5.1];

– расчетная глубина сезонного промерзания грунта (d_f) (с учетом влияния здания или сооружения) определяется по [2, формула (5.4)]:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 1,83 = 1,28 \text{ м},$$

где $k_h = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по [2, табл. 5.2];

– окончательная глубина заложения подошвы фундамента определяется следующим образом. Зависимость глубины заложения подошвы фундамента (d) от расчетной глубины сезонного промерзания (d_f) можно установить по [2, табл. 5.3]. Под подошвой находится суглинок с $I_L = 0,65$ д. ед. Глубина расположения грунтовых вод $d_w = 2,88$ м, что меньше $d_f + 2 = 1,28 + 2 = 3,28$ м. При данных условиях глубина заложения подошвы фундамента должна быть не менее d_f (для предотвращения возникновения лобовых сил морозного пучения). Назначенная конструктивная глубина заложения $d_k = 1,5$ м больше $d_f = 1,28$ м, следовательно, для дальнейших расчетов принимаем $d = 1,5$ м (рис. 3).

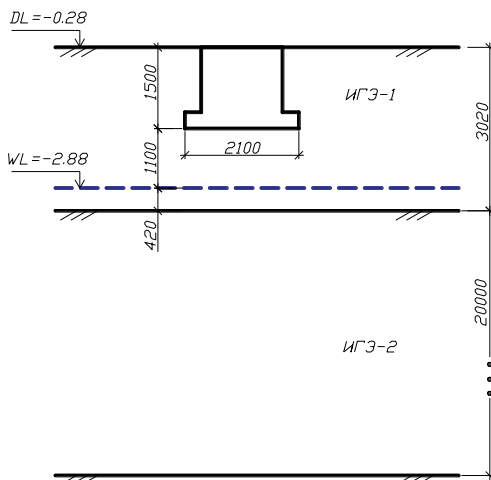


Рис. 3. «Посадка» фундамента
на инженерно-геологический разрез

3.2 Определение размеров подошвы ФМЗ

Подробные пояснения к определению размеров подошвы фундамента (b и l) приведены в [1, п. 5, поз. 4].

1 Условное расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента (R_{ycl}) определяется по [2, формула (5.7)] (при минимальной ширине подошвы $b = b_{обр}$):

$$R_{ycl} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + \right. \\ \left. + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right],$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условия работы, принимаемые по [1, табл. 5.4] (при $I_L = 0,65$ д. ед. $\gamma_{c1} = 1,1$, $\gamma_{c2} = 1,0$);

$k = 1$ – коэффициент (прочностные характеристики грунта определены непосредственно испытаниями);

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по [2, табл. 5.5] (при $\varphi_{II} = 19^\circ$ $M_{\gamma} = 0,47$, $M_q = 2,89$, $M_c = 5,48$);

$k_z = 1$ – коэффициент ($b < 10$ м);

$b = b_{обр} = 1,5$ м – начальная ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{II} = \rho_{II} \cdot g = 1,91 \cdot 9,81 = 18,74 \text{ кН/м}^3$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы грунта;

$d_1 = 1,5 \text{ м}$ – глубина заложения подошвы фундамента для бесподвальных сооружений;

$\gamma'_{II} = \rho_{II} \cdot g = 1,91 \cdot 9,81 = 18,74 \text{ кН/м}^3$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы грунта;

$d_b = 0$ – глубина подвала;

$c_{II} = 16 \text{ кПа}$ – расчетное значение удельного сцепления грунта.

Примечание. Характеристики ϕ_{II} , γ_{II} , c_{II} определяют для слоя грунта на глубину $z = 0,5b$ ниже подошвы фундамента [2, п. 5.6.10].

Таким образом,

$$R_{усл} = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,47 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 18,74 + 2,89 \cdot 1,5 \cdot 18,74 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 18,74 + 5,48 \cdot 16] = 200,34 \text{ кПа.}$$

2 Требуемая площадь подошвы фундамента

$$A_{mp} = \frac{N_0''}{R_{усл} - d \cdot \gamma_{cp}} = \frac{981}{200,34 - 1,5 \cdot 20} = 5,76 \text{ м}^2,$$

где $\gamma_{cp} = 20\text{--}22 \text{ кН/м}^3$ (осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах);

остальные обозначения см. выше.

3 Определим фактические размеры подошвы фундамента. При внецентренном нагружении целесообразно принимать фундаменты с прямоугольной формой подошвы, тогда

$$\begin{cases} \frac{b}{l} = 0,7 \\ A_{mp} = b \cdot l \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{b}{l} = 0,7 \\ 5,76 = b \cdot l \end{cases} \Rightarrow b = 2,0 \text{ м}, l = 2,9 \text{ м.}$$

Для фундамента в монолитном исполнении полученные размеры подошвы необходимо округлить кратно 300 мм (кратность размеров опалубки). В этом случае $b = 2,1 \text{ м}$, $l = 3,0 \text{ м}$, $A_{\phi} = 6,3 \text{ м}^2$.

При необходимости назначаются ступени фундамента. В данном случае принята одна ступень высотой 450 мм с вылетами: 300 мм (в направлении b), 600 мм (в направлении l) (рис. 4).

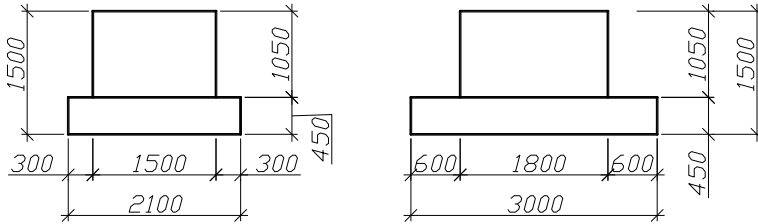


Рис. 4. Конструирование фундамента

4 Уточним расчетное сопротивление грунта под подошвой:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,47 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,74 + 2,89 \cdot 1,5 \cdot 18,74 + (2,89 - 1) \cdot 0 \cdot 18,74 + 5,48 \cdot 16] = 206,16 \text{ кПа.}$$

5 Определим фактическое давление под подошвой фундамента (схема нагружения фундамента и распределение давлений под подошвой приведены на рис. 5):

$$P_{\max}^{\text{н}} = \frac{N_0^{\text{н}} + G_{\text{ф,гр}}^{\text{н}}}{A} \pm \frac{M_{\text{ox}}^{\text{н}}}{W_{\text{ox}}} \pm \frac{M_{\text{oy}}^{\text{н}}}{W_{\text{oy}}} =$$

$$= \frac{981 + 212,6}{6,3} \pm \frac{87}{2,21} \pm \frac{250}{3,15} = 189,5 \pm 39,4 \pm 79,4 \text{ кПа,}$$

где $G_{\text{ф,гр}}^{\text{н}}$ – нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на уступах:

$$G_{\text{ф,гр}}^{\text{н}} = V_{\text{ф}} \cdot \gamma_{\text{ж/б}} + V_{\text{гр}} \cdot \gamma_{\text{гр}} = (2,1 \cdot 3,0 \cdot 0,45 + 1,5 \cdot 1,8 \cdot 1,05) \cdot 25 + (2,1 \cdot 3,0 \cdot 1,05 + 1,5 \cdot 1,8 \cdot 1,05) \cdot 18,74 = 212,6 \text{ кН;}$$

$W_{\text{ox}}, W_{\text{oy}}$ – моменты сопротивления прямоугольного сечения (подошва фундамента),

$$W_{ox} = \frac{b^2 l}{6} = \frac{2,1^2 \cdot 3,0}{6} = 2,21 \text{ м}^3,$$

$$W_{oy} = \frac{b l^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 3,0^2}{6} = 3,15 \text{ м}^3.$$

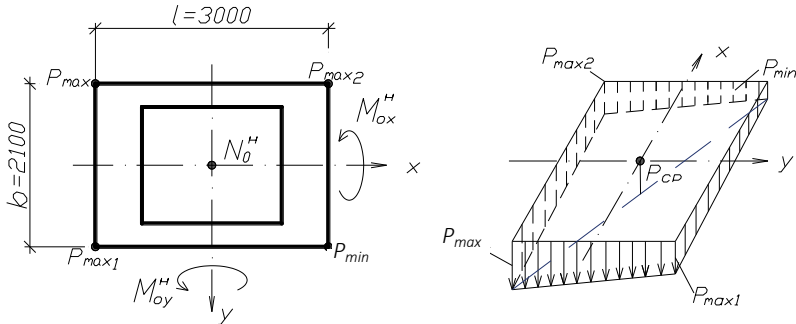


Рис. 5. Схема распределения давлений под подошвой фундамента

Таким образом,

$$P_{cp} = 189,5 \text{ кПа},$$

$$P_{max} = 308,3 \text{ кПа},$$

$$P_{max1} = 229,5 \text{ кПа},$$

$$P_{max2} = 149,5 \text{ кПа},$$

$$P_{min} = 70,7 \text{ кПа}.$$

6 Проверим выполнение условий. При действии по подошве двух моментов должны выполняться одновременно пять условий:

$$\begin{cases} P_{cp} \leq R \\ P_{max} \leq 1,5 \cdot R \\ P_{max1} \leq 1,2 \cdot R \\ P_{max2} \leq 1,2 \cdot R \\ P_{min} \geq 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 189,5 \leq 206,16 \\ 308,3 \leq 309,23 \\ 229,5 \leq 247,39 \\ 149,5 \leq 247,39 \\ 70,7 \geq 0. \end{cases}$$

Условия выполняются. Необходимо определить осадку фундамента (S) и проверить условие $S \leq S_u$.

3.3 Расчет осадки фундамента

Осадку фундамента определим методом послойного суммирования [2, п. 5.6.31].

Толщина элементарного слоя

$$\Delta h_i \leq 0,4 b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м.}$$

Разбиение основания на элементарные слои, толщина которых не должна превышать значение Δh_i , и расчетные точки показаны на рис. 6.

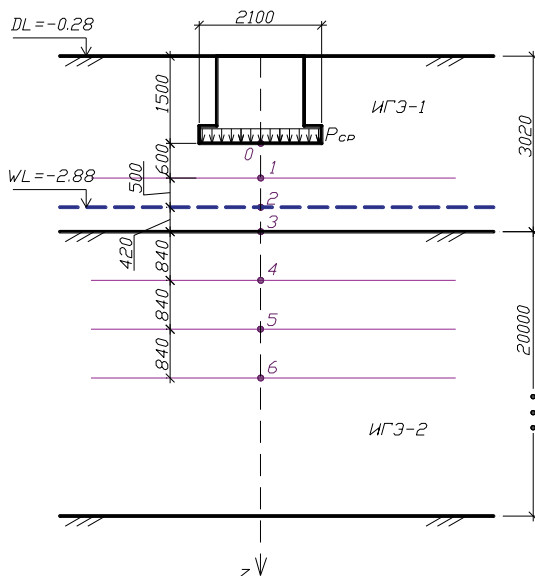


Рис. 6. Разбиение грунтовой толщи на элементарные слои

В назначенных расчетных точках определяются напряжения:

1) природные (вертикальные напряжения от собственного веса грунта) в i -й точке

$$\sigma_{zg,i} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{II,i} \cdot h_i);$$

2) дополнительные (вертикальные напряжения от внешней нагрузки) в i -й точке

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_{cp},$$

где α – коэффициент, принимаемый по [2, табл. 5.8] в зависимости от $\xi = 2z/b$ и $\eta = l/b$ (z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки);

3) природные напряжения на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II} \cdot d \text{ или } \sigma_{zg,0} = \gamma_{II} \cdot d^*,$$

где d – глубина заложения подошвы фундамента от отметки планировки (DL) до отметки подошвы фундамента (FL) (при планировке территории срезкой);

d^* – расстояние от отметки природного рельефа (NL) до отметки подошвы фундамента (FL) (при планировке территории насыпью);

4) дополнительные напряжения от вынутого из котлована грунта

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0},$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый по [2, табл. 5.8] в зависимости от $\xi = 2z/b$ и $\eta = l_{\kappa}/b_{\kappa}$ (l_{κ} и b_{κ} – размеры котлована в плане).

Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта (природных):

$$\text{точка 0 } \sigma_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18,74 \cdot 1,5 = 28,11 \text{ кПа};$$

$$\text{точка 1 } \sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{II} \cdot h_1 = 28,11 + 0,6 \cdot 18,74 = 39,35 \text{ кПа};$$

$$\text{точка 2 } \sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_{II} \cdot h_2 = 39,35 + 0,5 \cdot 18,74 = 48,72 \text{ кПа}.$$

Дальнейшие расчетные точки располагаются ниже уровня грунтовых вод, поэтому при определении напряжений применяют удельный вес грунта во взвешенном в воде состоянии (γ_{sb}):

$$\gamma_{sb,1zp} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,98 - 9,81}{1 + 0,85} = 9,28 \text{ кН/м}^3,$$

$$e_{1zp} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{26,98 - 14,6}{14,6} = 0,85 \text{ д. ед.},$$

$$\gamma_{d,1zp} = \frac{\gamma_{II}}{1 + w} = \frac{18,74}{1 + 0,284} = 14,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{точка 3 } \sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_{sb,1zp} \cdot h_3 = 48,72 + 0,42 \cdot 9,28 = 52,62 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{sb,2cp} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,19 - 9,81}{1 + 0,54} = 10,6 \text{ кН/м}^3,$$

$$e_{2cp} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{26,19 - 17,02}{17,02} = 0,54 \text{ д. ед.},$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{II}}{1 + w} = \frac{20,6}{1 + 0,21} = 17,02 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{точка 4 } \sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_{sb,2cp} \cdot h_4 = 52,62 + 0,84 \cdot 10,6 = 61,52 \text{ кПа};$$

.....
 Определение вертикальных напряжений от внешней нагрузки (дополнительных):

$$\text{точка 0 } \sigma_{zp,0} = \alpha \cdot P_{cp} = 1 \cdot 189,5 = 189,50 \text{ кПа } (z = 0);$$

$$\text{точка 1 } \sigma_{zp,1} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,920 \cdot 189,5 = 174,34 \text{ кПа } (z = 0,6 \text{ м});$$

$$\text{точка 2 } \sigma_{zp,2} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,747 \cdot 189,5 = 141,56 \text{ кПа } (z = 1,1 \text{ м});$$

$$\text{точка 3 } \sigma_{zp,3} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,591 \cdot 189,5 = 111,99 \text{ кПа } (z = 1,52 \text{ м});$$

$$\text{точка 4 } \sigma_{zp,4} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,362 \cdot 189,5 = 68,60 \text{ кПа } (z = 2,36 \text{ м});$$

.....
 Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована:

$$\text{точка 0 } \sigma_{z\gamma,0} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 1 \cdot 28,11 = 28,11 \text{ кПа } (z = 0);$$

$$\text{точка 1 } \sigma_{z\gamma,1} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,977 \cdot 28,11 = 27,46 \text{ кПа } (z = 0,6 \text{ м});$$

$$\text{точка 2 } \sigma_{z\gamma,2} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,9066 \cdot 28,11 = 25,48 \text{ кПа } (z = 1,1 \text{ м});$$

$$\text{точка 3 } \sigma_{z\gamma,3} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,8303 \cdot 28,11 = 23,34 \text{ кПа } (z = 1,52 \text{ м});$$

$$\text{точка 4 } \sigma_{z\gamma,4} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,629 \cdot 28,11 = 17,68 \text{ кПа } (z = 2,36 \text{ м});$$

.....
 Расчет осадки фундамента удобно вести в табличной форме (табл. 1).

Разбиение на слои и определение напряжений осуществляются в пределах сжимаемой (активной) зоны основания. Так как $E > 7 \text{ МПа}$, то до выполнения условия $\sigma_{zp} \leq 0,5 \cdot \sigma_{zg}$.

Эпюры определяемых вертикальных напряжений в пределах сжимаемой зоны приведены на рис. 7.

Таблица 1

Определение напряжений под подошвой фундамента и нижней границы сжимаемой толщи (В.С)

№ точки	$z_i, \text{ м}$	$\xi_i = 2z_i/b$	$\xi_{1,i} = 2z_i/b_k$	α_i	$\alpha_{1,i}$	$\sigma_{zg,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}^{cp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zg,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zg,i}^{cp}, \text{ кПа}$	$0,5\sigma_{zg,i}, \text{ кПа}$	$E_i, \text{ кПа}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0	0	1,000	1,000	28,11	189,50	181,92	28,11	27,79	14,06	11 500
1	0,60	0,57	0,38	0,920	0,977	39,35	174,34	157,95	27,46	26,47	19,68	11 500
2	1,10	1,05	0,69	0,747	0,907	48,72	141,56	126,78	25,48	24,41	24,36	11 500
3	1,52	1,45	0,91	0,591	0,830	52,62	111,99	90,29	23,34	20,51	26,31	29 000
4	2,36	2,25	1,41	0,362	0,629	61,52	68,60	56,28	17,68	16,29	30,76	29 000
5	3,20	3,05	2,00	0,232	0,530	70,42	43,96	36,95	14,90	13,47	35,21	29 000
6	4,04	3,85	2,53	0,158	0,428	79,32	29,94		12,03		39,66	

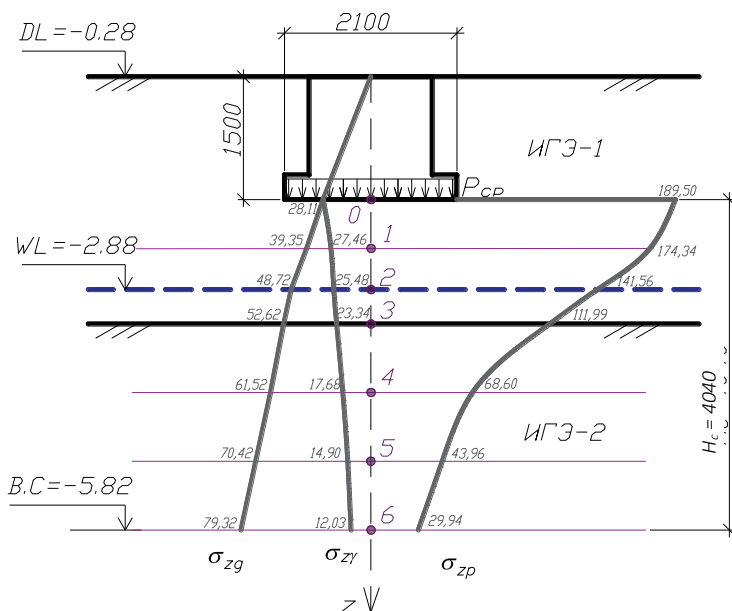


Рис. 7. Схема распределения вертикальных напряжений

Осадка (S) определяется по [2, формула (5.16)]:

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

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Второе слагаемое не учитывается в соответствии с [2, п. 5.6.34]:

$$S = 0,8 \left(\frac{(181,92 - 27,79) \cdot 0,6}{11\,500} + \frac{(157,95 - 26,47) \cdot 0,5}{11\,500} + \frac{(126,78 - 24,41) \cdot 0,42}{11\,500} + \frac{(90,29 - 20,51) \cdot 0,84}{29\,000} + \frac{(56,28 - 16,29) \cdot 0,84}{29\,000} + \frac{(36,95 - 13,47) \cdot 0,84}{29\,000} \right) = 0,0214 \text{ м} = 2,14 \text{ см.}$$

Проверка выполнения условия:

$$S = 2,14 \text{ см} \leq S_u = 10 \text{ см} - \text{условие выполняется.}$$

Значение S_u (предельная осадка основания фундамента) принято для здания с полным железобетонным каркасом по [2, прил. Г].

3.4 Проверка слабого подстилающего слоя

В пределах сжимаемой (активной) зоны основания залегают два инженерно-геологических элемента. Сравним прочностные характеристики данных грунтов:

Прочностная характеристика	ИГЭ-1	Знак сравнения	ИГЭ-2
φ_{II} , град.	19	<	39
c_{II} , кПа	16	>	1

Поскольку c_{II} подстилающего слоя (ИГЭ-2) меньше, чем c_{II} вышележащего слоя, то необходимо выполнить проверку условия [2, формула (5.9)] на глубине 3,02 м от уровня планировки (рис. 8):

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

где σ_{zp} , σ_{zy} , σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине 3,02 м (в точке 3, см. табл. 1);

R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине 3,02 м (см. рис. 8), вычисленное по [2, формула (5.7)] для условного фундамента шириной b_z , определяемой по [2, формула (5.10)]:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{10,7 + 0,45^2} - 0,45 = 2,85 \text{ м},$$

$$A_z = \frac{N_0^H + G_{\phi, zp}^H}{\sigma_{zp, 3}} = \frac{981 + 189}{109,75} = 10,7 \text{ м}^2,$$

$$a = \frac{(l - b)}{2} = \frac{(3,0 - 2,1)}{2} = 0,45 \text{ м};$$

$$R_z = \frac{1,4 \cdot 1,0}{1,0} [2,28 \cdot 1 \cdot 2,85 \cdot 10,6 + 10,11 \cdot 3,02 \cdot 17,4 +$$

$$+ (10,11 - 1) \cdot 0 \cdot 17,04 + 11,25 \cdot 1] = 855,9 \text{ кПа},$$

где $k = 1$; $k_z = 1$; $\gamma_{c1} = 1,4$, $\gamma_{c2} = 1,0$ для песка крупного (обозначения здесь и далее см. в [2, формула (5.7)];

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II,1zp}(d + h_1 + h_2) + \gamma_{sb,1zp} h_3}{d + h_1 + h_2 + h_3} =$$

$$= \frac{18,74 \cdot (1,5 + 0,6 + 0,5) + 9,28 \cdot 0,42}{1,5 + 0,6 + 0,5 + 0,42} = 17,4 \text{ кН/м}^3;$$

$M_\gamma = 2,28$, $M_q = 10,11$, $M_c = 11,25$ при $\varphi_{II} = 39^\circ$;

$\gamma_{II} = \gamma_{sb,2zp} = 10,6 \text{ кН/м}^3$;

$d_1 = z = 3,02 \text{ м}$;

$d_b = 0$;

$c_{II} = 1 \text{ кПа}$.

Проверка условия:

$$\sigma_z = (111,99 - 23,34) + 52,62 = 141,27 \leq 855,9 \text{ кПа}.$$

Условие выполняется, корректировка площади подошвы фундамента не требуется.

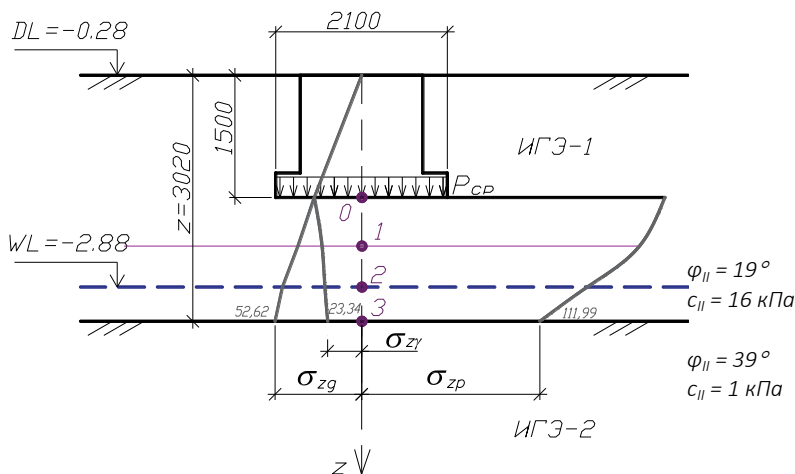


Рис. 8. Схема к расчету слабого подстилающего слоя

Пример 2

Требуется подобрать (определить) основные размеры ленточного фундамента под жилое многоэтажное здание с подвалом при следующих исходных данных:

- место строительства г. Новосибирск;
- ширина стены подвала $b_c = 0,6$ м;
- толщина конструкций пола подвала $h_{cf} = 0,1$ м;
- удельный вес материала пола подвала (бетон) $\gamma_{cf} = \gamma_b = 25$ кН/м³;
- ширина котлована под ленточный фундамент (устройство в траншее) в плане $b_k = 3,8$ м;
- отметка пола подвала -2.50 ;
- уровень грунтовых вод не обнаружен;
- отметка планировки $DL = -0.50$;
- нагрузка от веса стены и перекрытий (на верх стены подвала) $N^H = 346$ кН/м;
- здание *отопливаемое* (температура в подвале $t = 15$ °С);
- число слоев (напластований) грунта в разрезе – два;
- мощности слоев: ИГЭ-1 (верхний) 5,3 м,
ИГЭ-2 (подстилающий) 12 м;
- физико-механические характеристики грунтов:

Наименование грунта	ρ_s , т/м ³	$\rho_{пб}$, т/м ³	w , %	w_p , %	w_L , %	$\varphi_{пб}$, град.	$c_{пб}$, кПа	E , МПа
ИГЭ-1. Супесь	2,66	1,97	22,5	26,7	29,4	23	9	13,0
ИГЭ-2. Суглинок	2,7	1,6	9,7	8,5	25,5	24	29	18,6

Инженерно-геологический разрез приведен на рис. 9.

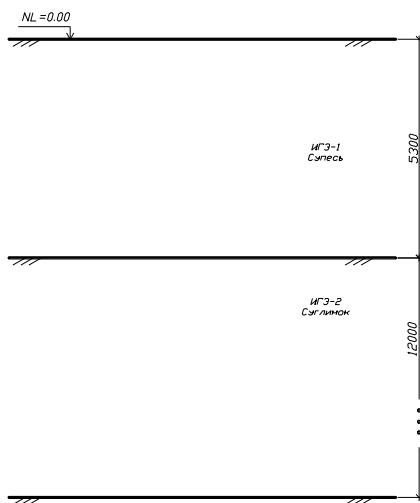


Рис. 9. Инженерно-геологический разрез

Расчет

3.5 Определение глубины заложения подошвы фундамента

1 Установим конструктивную глубину заложения подошвы фундамента (d_k).

Минимально возможная глубина заложения подошвы фундамента с учетом отметки пола подвала (конструктивная глубина заложения)

$$d_k = (2,5 - 0,5) + 0,1 + 0,4 = 2,5 \text{ м},$$

где 0,4 м – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала (рис. 10).

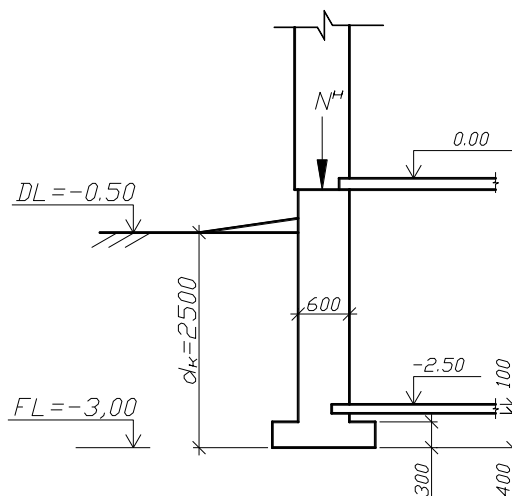


Рис. 10. Схема к определению конструктивной глубины заложения подошвы фундамента

2 Уточним глубину заложения подошвы фундамента из условий сезонного промерзания грунта:

– нормативная глубина сезонного промерзания грунта (d_{fn}) определяется по [2, формула (5.3)]:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{63,1} = 2,22 \text{ м,}$$

где $d_0 = 0,28$ м – величина для супеси, принимаемая по [2, п. 5.5.3];

$M_t = 17,6 + 15,8 + 8,0 + 7,3 + 14,4 = 63,1$ – коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за год для г. Новосибирска, принимаемый по [3, табл. 5.1];

– расчетная глубина сезонного промерзания грунта (d_f) (с учетом влияния здания или сооружения) определяется по [2, формула (5.4)]:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 2,22 = 1,11 \text{ м,}$$

где $k_h = 0,5$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по [2, табл. 5.2];

– окончательная глубина заложения подошвы фундамента определяется следующим образом. Зависимость глубины заложения подошвы фундамента (d) от расчетной глубины сезонного промерзания (d_f) можно установить по [2, табл. 5.3]. Под подошвой располагается супесь с $I_L = -1,6$ д. ед. Грунтовые воды не обнаружены, значит, d_w будет больше, чем $d_f + 2 = 1,11 + 2 = 3,11$ м. При данных условиях глубина заложения подошвы фундамента не зависит от d_f . Следовательно, для дальнейших расчетов принимаем $d = d_k = 2,5$ м (рис. 11).

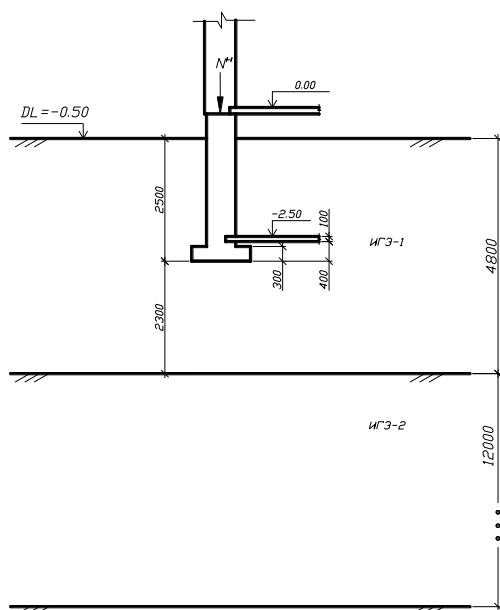


Рис. 11. «Посадка» фундамента
на инженерно-геологический разрез

3.6 Определение размеров подошвы ФМЗ

1 Условное расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента ($R_{усл}$) определяется по [2, формула (5.7)] (при минимальной ширине подошвы $b = b_{обр}$):

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

где γ_{c1}, γ_{c2} – коэффициенты условия работы, принимаемые по [2, табл. 5.4] (при $I_L = -1,6$ д. ед. $\gamma_{c1} = 1,25, \gamma_{c2} = 1,0$);

$k = 1$ – коэффициент (прочностные характеристики грунта определены непосредственно испытаниями);

M_{γ}, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по [2, табл. 5.5] (при $\varphi_{\Pi} = 23^{\circ}$ $M_{\gamma} = 0,66, M_q = 3,65, M_c = 6,24$);

$k_z = 1$ – коэффициент ($b < 10$ м);

$b = b_c = 0,6$ м – начальная ширина подошвы фундамента;

$\gamma_{\Pi} = \rho_{\Pi} \cdot g = 1,97 \cdot 9,81 = 19,33$ кН/м³ – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы грунта;

$d_1 = 1,5$ м – приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов, определяемая по [2, формула (5.8)]:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{\Pi}} = 0,4 + \frac{0,1 \cdot 25}{19,33} = 0,53 \text{ м},$$

где $h_s = 0,4$ м – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала;

$\gamma'_{\Pi} = \rho_{\Pi} \cdot g = 1,97 \cdot 9,81 = 19,33$ кН/м³ – осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы грунта;

$d_b = 2,0$ м – глубина подвала;

$c_{\Pi} = 9$ кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта.

Примечание. Характеристики $\varphi_{\Pi}, \gamma_{\Pi}, c_{\Pi}$ определяют для слоя грунта на глубину $z = 0,5b$ ниже подошвы фундамента [2, п. 5.6.10].

Таким образом,

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,66 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 19,33 + 3,65 \cdot 0,53 \cdot 19,33 + (3,65 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,33 + 6,24 \cdot 9] = 254,57 \text{ кПа.}$$

2 Требуемая ширина подошвы фундамента

$$b_{\text{мп}} = \frac{N''}{R_{\text{усл}} - d \cdot \gamma_{\text{ср}}} = \frac{346}{254,57 - 2,5 \cdot 20} = 1,69 \text{ м,}$$

где $\gamma_{\text{ср}} = 20\text{--}22 \text{ кН/м}^3$ (осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах); остальные обозначения см. выше.

3 Определим фактические размеры подошвы фундамента. Для ленточных фундаментов все расчеты ведутся на 1 пог. м в длину. Ширина (b) подошвы фундамента (ленты) при монолитном исполнении в соответствии с кратностью опалубки (300 мм) принимается равной 1,8 м (рис. 12).

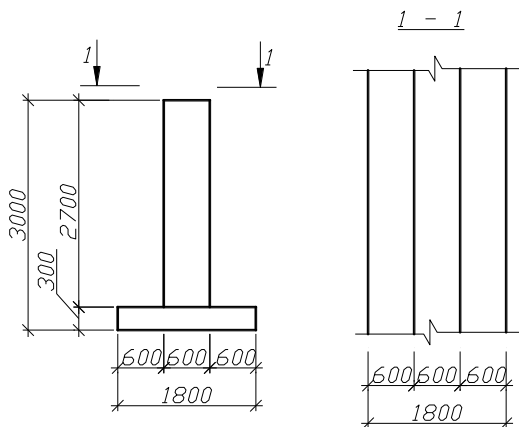


Рис. 12. Конструирование фундамента

4 Уточним расчетное сопротивление грунта под подошвой:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,66 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 19,33 + 3,65 \cdot 0,53 \cdot 19,33 + (3,65 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,33 + 6,24 \cdot 9] = 273,71 \text{ кПа.}$$

5 Определим фактическое давление под подошвой фундамента (распределение давлений под подошвой центрально нагруженного фундамента приведено на рис. 13):

$$P_{cp} = \frac{N^H + G_{\phi, ep}^H}{b} = \frac{346 + 105}{1,8} = 250,6 \text{ кПа,}$$

где $G_{\phi, ep}^H$ – нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на уступах:

$$G_{\phi, ep}^H = V_{\phi} \cdot \gamma_{ж/б} + V_{ep} \cdot \gamma_{gp} = (0,6 \cdot 2,7 + 0,3 \cdot 1,8) \cdot 25 + 1,2 \cdot 2,2 \cdot 19,33 = 105,0 \text{ кН/м.}$$

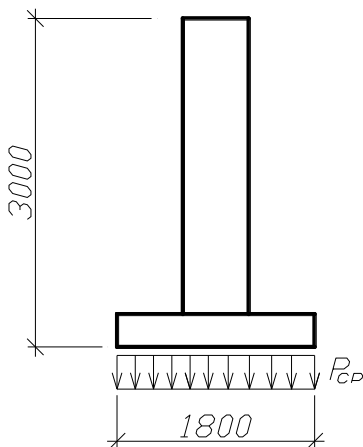


Рис. 13. Схема распределения давлений под подошвой фундамента

6 Проверим выполнение условий. Для центрально загруженного фундамента:

$$P_{cp} \leq R \Rightarrow 250,6 \leq 273,71.$$

Условие выполняется. Необходимо определить осадку фундамента (S) и проверить условие $S \leq S_u$.

3.7 Расчет осадки фундамента

Осадку фундамента определим методом послойного суммирования [2, п. 5.6.31].

Толщина элементарного слоя

$$\Delta h_i \leq 0,4 b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м.}$$

Разбиение основания на элементарные слои, толщина которых не должна превышать значение Δh_i , и расчетные точки показаны на рис. 14.

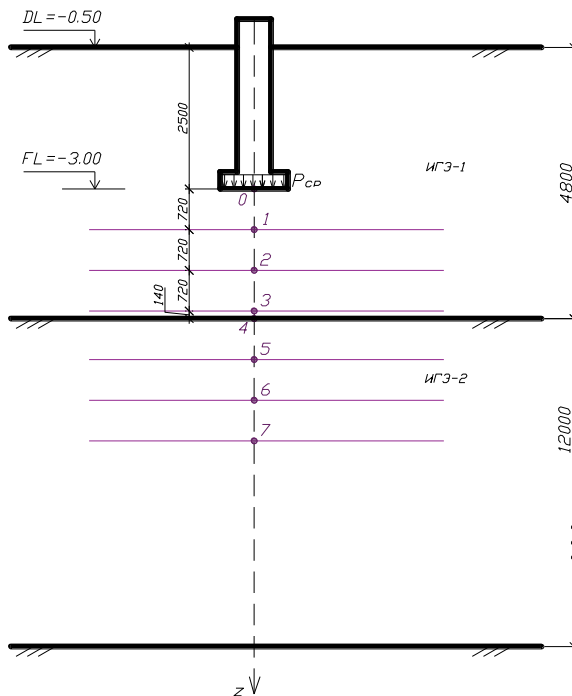


Рис. 14. Разбиение грунтовой толщи на элементарные слои

В назначенных расчетных точках определяются напряжения:

1) природные (вертикальные напряжения от собственного веса грунта) в i -й точке

$$\sigma_{zg,i} = \sum_{i=1}^n (\gamma_{II,i} \cdot h_i);$$

2) дополнительные (вертикальные напряжения от внешней нагрузки) в i -й точке

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_{cp},$$

где α – коэффициент, принимаемый по [2, табл. 5.8] в зависимости от $\xi = 2z/b$ (z – расстояние от подошвы фундамента до рассматриваемой точки) и $\eta = l/b$ (для ленточных фундаментов $\eta \geq 10$);

3) природные напряжения на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II} \cdot d \text{ или } \sigma_{zg,0} = \gamma_{II} \cdot d^*,$$

где d – глубина заложения подошвы фундамента от отметки планировки (DL) до отметки подошвы фундамента (FL) (при планировке территории срезкой);

d^* – расстояние от отметки природного рельефа (NL) до отметки подошвы фундамента (FL) (при планировке территории насыпью);

4) дополнительные напряжения от вынутого из котлована грунта

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0},$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый по [2, табл. 5.8] в зависимости от $\xi = 2z/b$ и $\eta = l_{\kappa}/b_{\kappa}$ (l_{κ} и b_{κ} – размеры котлована в плане).

Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта (природных):

$$\text{точка } 0 \quad \sigma_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d = 19,33 \cdot 2,5 = 48,33 \text{ кПа};$$

$$\text{точка } 1 \quad \sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{II,1cp} \cdot h_1 = 48,33 + 0,72 \cdot 19,33 = 62,25 \text{ кПа};$$

$$\text{точка } 2 \quad \sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_{II,1cp} \cdot h_2 = 62,25 + 0,72 \cdot 19,33 = 76,17 \text{ кПа};$$

$$\text{точка } 3 \quad \sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_{II,1cp} \cdot h_3 = 76,17 + 0,72 \cdot 19,33 = 90,09 \text{ кПа};$$

точка 4 $\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_{II,1cp} \cdot h_4 = 90,09 + 0,14 \cdot 19,33 = 92,80 \text{ кПа};$

точка 5 $\sigma_{zg,5} = \sigma_{zg,4} + \gamma_{II,2cp} \cdot h_5 = 92,80 + 0,72 \cdot 15,70 = 104,10 \text{ кПа};$

.....

Определение вертикальных напряжений от внешней нагрузки (дополнительных):

точка 0 $\sigma_{zp,0} = \alpha \cdot P_{cp} = 1 \cdot 250,6 = 250,6 \text{ кПа } (z = 0);$

точка 1 $\sigma_{zp,1} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,881 \cdot 250,6 = 220,78 \text{ кПа } (z = 0,72 \text{ м});$

точка 2 $\sigma_{zp,2} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,642 \cdot 250,6 = 160,89 \text{ кПа } (z = 1,44 \text{ м});$

точка 3 $\sigma_{zp,3} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,477 \cdot 250,6 = 119,54 \text{ кПа } (z = 2,16 \text{ м});$

точка 4 $\sigma_{zp,4} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,454 \cdot 250,6 = 112,27 \text{ кПа } (z = 2,3 \text{ м});$

точка 5 $\sigma_{zp,5} = \alpha \cdot P_{cp} = 0,359 \cdot 250,6 = 89,96 \text{ кПа } (z = 3,02 \text{ м});$

.....

Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта, выбранного при отрывке котлована:

точка 0 $\sigma_{zy,0} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 1,000 \cdot 48,33 = 48,33 \text{ кПа } (z = 0);$

точка 1 $\sigma_{zy,1} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,978 \cdot 48,33 = 47,27 \text{ кПа } (z = 0,72 \text{ м});$

точка 2 $\sigma_{zy,2} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,891 \cdot 48,33 = 43,06 \text{ кПа } (z = 1,44 \text{ м});$

точка 3 $\sigma_{zy,3} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,774 \cdot 48,33 = 37,41 \text{ кПа } (z = 2,16 \text{ м});$

точка 4 $\sigma_{zy,4} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,752 \cdot 48,33 = 36,34 \text{ кПа } (z = 2,3 \text{ м});$

точка 5 $\sigma_{zy,5} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zg,0} = 0,642 \cdot 48,33 = 31,03 \text{ кПа } (z = 3,02 \text{ м});$

.....

Расчет осадки фундамента удобно вести в табличной форме (табл. 2).

Разбиение на слои и определение напряжений осуществляются в пределах сжимаемой (активной) зоны основания. Так как $E > 7 \text{ МПа}$, то до выполнения условия $\sigma_{zp} \leq 0,5 \cdot \sigma_{zg}$.

Эпюры определяемых вертикальных напряжений в пределах сжимаемой зоны приведены на рис. 15.

Таблица 2

Определение напряжений под подошвой фундамента и нижней границы сжимаемой толщи (В.С)

№ точки	$z_i, \text{ м}$	$\xi_i = 2z_i/b$	$\xi_{1,i} = 2z_i/b_{\kappa}$	α_i	$\alpha_{1,i}$	$\sigma_{zg,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp,i}^{cp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zy,i}^{cp}, \text{ кПа}$	$0,5\sigma_{zg,i}, \text{ кПа}$	$E_i, \text{ кПа}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	0	0	0	1,000	1,000	48,33	250,60	235,69 190,84 140,21 115,91 101,12 82,07 68,04	48,33	47,80	24,17	13 000
1	0,72	0,80	0,38	0,881	0,978	62,25	220,78		47,27	45,17	31,13	13 000
2	1,44	1,60	0,76	0,642	0,891	76,17	160,89		43,06	40,24	38,09	13 000
3	2,16	2,4	1,14	0,477	0,774	90,09	119,54		37,41	36,88	45,05	13 000
4	2,30	2,56	1,21	0,454	0,752	92,80	112,27		36,34	33,69	46,40	18 600
5	3,02	3,36	1,59	0,359	0,642	104,10	89,96		31,03	28,98	52,05	18 600
6	3,74	4,16	1,97	0,296	0,557	115,40	74,18		26,92	25,21	57,70	18 600
7	4,46	4,96	2,35	0,247	0,486	126,70	61,90		23,49		63,35	

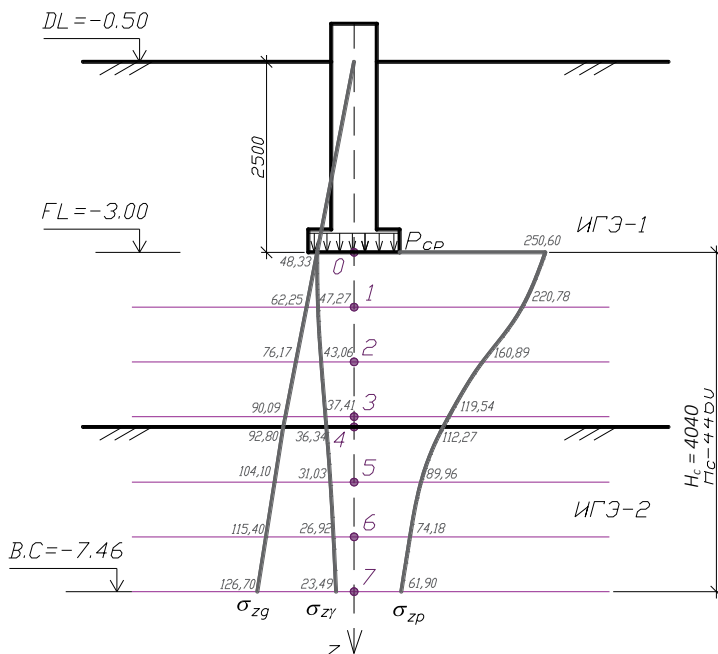


Рис. 15. Схема распределения вертикальных напряжений

Осадка (S) определяется по [2, формула (5.16)]:

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

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Второе слагаемое не учитывается в соответствии с [2, п. 5.6.34]:

$$S = 0,8 \left(\frac{(235,69 - 47,80) \cdot 0,72}{13\,000} + \frac{(190,84 - 45,17) \cdot 0,72}{13\,000} + \right. \\ \left. + \frac{(140,21 - 40,24) \cdot 0,72}{13\,000} + \frac{(115,91 - 36,88) \cdot 0,14}{13\,000} + \right. \\ \left. + \frac{(101,12 - 33,69) \cdot 0,72}{18\,600} + \frac{(82,07 - 28,98) \cdot 0,72}{18\,600} \right) = 0,02496 \text{ м} = 2,5 \text{ см.}$$

Проверка выполнения условия:

$$S = 2,5 \text{ см} \leq S_u = 12 \text{ см} - \text{условие выполняется.}$$

Значение S_u (предельная осадка основания фундамента) принято для многоэтажного бескаркасного здания с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования по [2, прил. Г].

3.8 Проверка слабого подстилающего слоя

В пределах сжимаемой (активной) зоны основания залегают два инженерно-геологических элемента. Сравним прочностные характеристики данных грунтов:

Прочностная характеристика	ИГЭ-1	Знак сравнения	ИГЭ-2
φ_{II} , град.	23	<	24
c_{II} , кПа	9	<	29

Поскольку прочностные характеристики подстилающего слоя (ИГЭ-2) больше, чем характеристики вышележащего (ИГЭ-1), то проверка слабого подстилающего слоя не требуется.

4 Пример расчета основания и фундамента по I группе предельных состояний (по несущей способности)

Требуется подобрать (определить) основные размеры фундамента мелкого заложения, опирающегося на скальный (практически несжимаемый) грунт, под монолитную железобетонную колонну при следующих исходных данных:

- геотехническая категория сооружения – *вторая*;
- размеры верхнего обреза фундамента (из условия соединения с монолитной колонной): $b_{обр} = 1,2 \text{ м}$; $l_{обр} = 1,5 \text{ м}$;
- отметка планировки грунта (совпадает с уровнем обреза фундамента) $DL = -0.15$;
- уровень грунтовых вод не обнаружен;
- расчетные нагрузки, приведенные к центру подошвы фундамента:

$$N_0^P = 8000 \text{ кН}; M_{ox}^P = 300 \text{ к·Нм}; M_{oy}^P = 800 \text{ к·Нм};$$

- число слоев (напластований) грунта в разрезе – два;
- мощности слоев: ИГЭ-1 (верхний) 1,82 м,
ИГЭ-2 (подстилающий) 18,5 м;
- физико-механические характеристики грунтов:

Наименование грунта	ρ_s , т/м ³	ρ_b , т/м ³	w, %	w _p , %	w _L , %	φ , град.	c _I , кПа	E, МПа	R _c , МПа
ИГЭ-1. Супесь пластичная	2,76	1,87	22,2	20,0	26,1	21	14	12,8	–
ИГЭ-2. Доломит известковый слабовыветрелый	–	2,56	–	–	–	–	–	–	5,0

Инженерно-геологический разрез приведен на рис. 16.

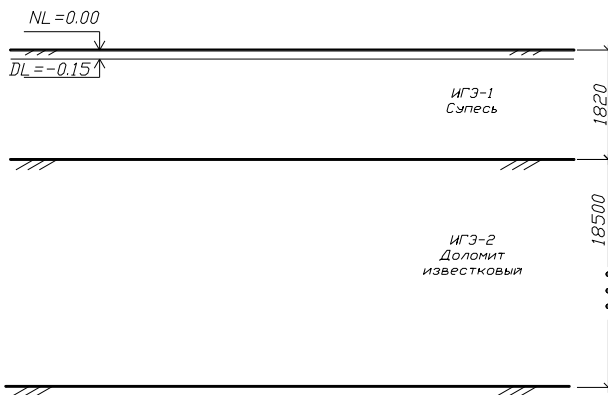


Рис. 16. Инженерно-геологический разрез

Расчет

4.1 Определение глубины заложения подошвы фундамента

Глубина заложения подошвы фундамента принята из условия ее опирания на прочный, практически несжимаемый слой грунта – доломит известковый (ИГЭ-2), находящийся на не-

большой глубине от поверхности грунта. С учетом этого глубина заложения

$$d = 1,82 - 0,15 = 1,67 \text{ м.}$$

Исходя из кратности опалубки (кратность по высоте 150 мм), принимаем $d = 1,8 \text{ м}$, заглубляя подошву фундамента в скальный грунт на 0,13 м (рис. 17).

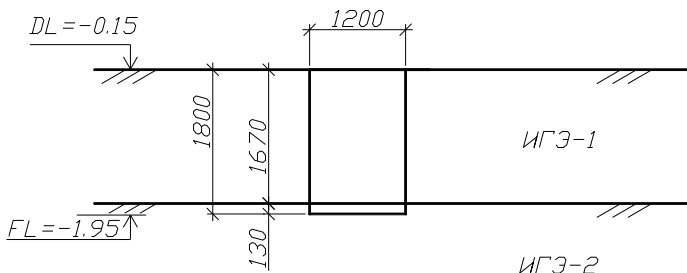


Рис. 17. Схема к определению глубины заложения подошвы фундамента

Проверка глубины заложения фундамента из условий сезонного промерзания в данном случае не требуется, так как подошва гарантированно опирается на непучинистый грунт (скальный грунт – доломит известковый).

4.2 Определение размеров подошвы фундамента

Расчет основания по несущей способности (определение размеров подошвы) производится исходя из условия, определенного по [2, формула (5.27)]:

$$F \leq \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_n},$$

где F – расчетная нагрузка на основание:

$$\begin{aligned} F &= N_0^p + G_{ф,зр}^p = N_0^p + \gamma_{f_1} \cdot l_{обф} \cdot b_{обф} \cdot d \gamma_b = \\ &= 8000 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,8 \cdot 25 = 8097,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

($\gamma_{f_1} = 1,2$ – коэффициент безопасности по нагрузке;

$\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес материала фундамента (бетона));

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условия работы для слабовыветрелых грунтов; $\gamma_n = 1,15$ – коэффициент надежности для сооружения второй геотехнической категории;

F_u – сила предельного сопротивления основания, вертикальная составляющая которой для скальных грунтов вычисляется по [2, формула (5.28)]:

$$N_u = R_c \cdot b' \cdot l',$$

где $R_c = 5,0$ МПа – расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие;

$$b' = b - 2e_b = 1,2 - 2 \frac{M_{ox}^p}{N_0^p} = 1,2 - 2 \frac{300}{8000} = 1,12 \text{ м} \quad \text{– приведенная}$$

ширина подошвы фундамента;

$$l' = l - 2e_l = 1,5 - 2 \frac{M_{oy}^p}{N_0^p} = 1,5 - 2 \frac{800}{8000} = 1,30 \text{ м} \quad \text{– приведенная}$$

длина подошвы фундамента.

Таким образом,

$$N_u = 5,0 \cdot 10^3 \cdot 1,12 \cdot 1,30 = 7280,0 \text{ кН};$$

$$F = 8097,2 > \frac{1,0}{1,15} 7280 = 6330,4 \text{ кН} = N_u.$$

Условие не выполняется. Необходимо увеличить размеры подошвы фундамента, принимаем их $1,8 \times 2,1$ м, увеличив минимальные значения ширины и длины подошвы на $0,6$ м (рис. 18):

$$b = 1,2 + 0,6 = 1,8 \text{ м}; \quad l = 1,5 + 0,6 = 2,1 \text{ м}.$$

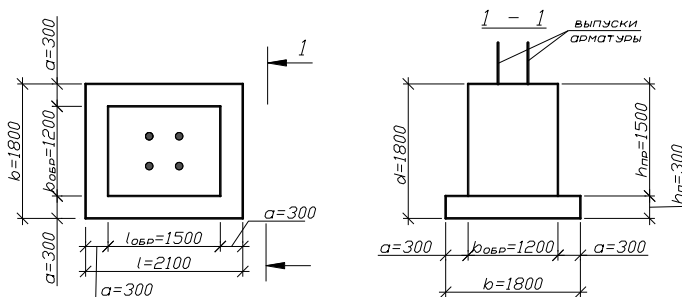


Рис. 18. Схема фундамента ($b = 1,8$ м; $l = 2,1$ м)

В этом случае

$$F = N_0^p + G_{\phi, \text{зр}}^p = N_0^p + \gamma_{f_1} (l_{\text{обр}} \cdot b_{\text{обр}} \cdot h_{\text{нр}} + l \cdot b \cdot h_n) \cdot \gamma_b + \\ + 2\gamma_{f_2} \cdot (b_{\text{обр}} \cdot a + l \cdot a) h_{\text{нр}} \cdot \gamma_1 = 8000 + 1,2(1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 + 1,8 \cdot 2,1 \cdot 0,3)25 + \\ + 1,4(1,2 \cdot 0,3 + 2,1 \cdot 0,3)1,5 \cdot 18,7 = 8000 + 115,0 + 38,9 = 8153,9 \text{ кН},$$

где $\gamma_{f_2} = 1,4$ – коэффициент безопасности по нагрузке;

$\gamma_1 = 18,7 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес грунта на ступенях; остальные обозначения см. на рис. 18.

Приведенные размеры подошвы фундамента:

$$b' = 1,8 - 2 \frac{300}{8000} = 1,72 \text{ м}; \quad l' = 2,1 - 2 \frac{800}{8000} = 1,90 \text{ м};$$

$$N_u = 5,0 \cdot 10^3 \cdot 1,72 \cdot 1,90 = 16\,340,0 \text{ кН},$$

тогда

$$F = 8153,9 < \frac{1,0}{1,15} 16\,340,0 = 14\,208,7 \text{ кН} = N_u.$$

Условие выполняется. При наличии существенного запаса несущей способности (42,6 %) имеется возможность снизить площадь подошвы фундамента, например, отказавшись от ступени вдоль большей стороны (l), приняв размеры подошвы $b = 1,2$ м и $l = 2,1$ м (рис. 19).

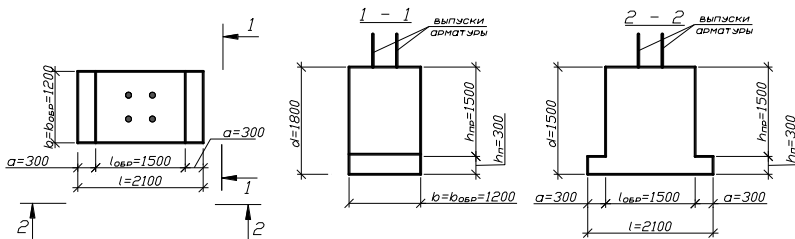


Рис. 19. Схема фундамента ($b = 1,2$ м; $l = 2,1$ м)

Таким образом,

$$b' = 1,2 - 2 \frac{300}{8000} = 1,12 \text{ м}; \quad l' = 2,1 - 2 \frac{800}{8000} = 1,90 \text{ м};$$

$$N_u = 5,0 \cdot 10^3 \cdot 1,12 \cdot 1,90 = 10\,640,0 \text{ кН};$$

$$F = N_0^p + G_{\phi, \text{ср}}^p = N_0^p + \gamma_{f_1} (l_{\text{обп}} \cdot b_{\text{обп}} \cdot h_{\text{нп}} + l \cdot b \cdot h_n) \gamma_b + \\ + \gamma_{f_2} (2b_{\text{обп}} \cdot a + 2l \cdot a) h_{\text{нп}} \cdot \gamma_1 = 8000 + 1,2(1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 + 1,2 \cdot 2,1 \cdot 0,3)25 + \\ + 1,4 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 0,3 \cdot 18,7 = 8000 + 103,4 = 8103,4 \text{ кН}$$

(обозначения см. в тексте выше и на рис. 19).

Проверка выполнения условия [2, п. 5.7.2]:

$$F = 8103,4 < \frac{1,0}{1,15} 10\,640,0 = 9252,2 \text{ кН} = N_u.$$

Условие выполнено с небольшим запасом несущей способности. Окончательно могут быть приняты следующие размеры фундамента (см. рис. 18):

- глубина заложения $d = 1,8 \text{ м}$;
- ширина подошвы $b = 1,2 \text{ м}$;
- длина подошвы $l = 2,1 \text{ м}$.

Список литературы

1. Проектирование оснований и фундаментов промышленного здания : задания и метод. указания по выполнению курсового проекта для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения / М-во образования и науки Рос. Федерации, Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т (Сибстрин), Каф. инженерной геологии, оснований и фундаментов ; сост.: С. В. Линовский, Т. А. Якушкина. – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2021. – 38 с. – URL: [http://www.sibstrin.ru/files/Linovskiy/Linovskiy%20Якушкина_ПрОсиФПрЗд-МУ1\(2\).pdf?ysclid=lnv8d1z2w2993603520](http://www.sibstrin.ru/files/Linovskiy/Linovskiy%20Якушкина_ПрОсиФПрЗд-МУ1(2).pdf?ysclid=lnv8d1z2w2993603520). – Текст : электронный (дата обращения: 25.05.2023).
2. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений : актуализированная ред. СНиП 2.02.01-83* : изм. 1–4 : введ. 2017-07-01. – Текст : электронный // Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов. – URL: <https://docs.cntd.ru/document/456054206> (дата обращения: 25.05.2023).
3. СП 131.13330.2020. Строительная климатология : актуализированная ред. СНиП 23-01-99* : изм. 1, 2 : введ. 2021-06-25. – Текст : электронный // Электронный фонд правовых и нормативно-технических документов. – URL: <https://docs.cntd.ru/document/573659358> (дата обращения: 25.05.2023).

Составители

Станислав Викторович Линовский
Татьяна Аскольдовна Якушкина

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ
НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ
(примеры расчета)

Методические указания
для студентов, обучающихся
по направлениям подготовки 07.03.01 «Архитектура»,
07.03.02 «Реконструкция и реставрация архитектурного
наследия», 07.03.04 «Градостроительство»
и 08.03.01 «Строительство» всех форм обучения

Редактор М.О. Мокшанова

Новосибирский государственный архитектурно-строительный
университет (Сибстрин)
630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113
