

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
**«МОСКОВСКИЙ АВТОМОБИЛЬНО-ДОРОЖНЫЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ (МАДИ)»**
ВОЛЖСКИЙ ФИЛИАЛ

Кафедра «Строительство дорог и инженерная экология»

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

**Методические указания
по выполнению курсовой работы**
для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство
профиль «Автомобильные дороги»
всех форм обучения

Чебоксары, 2025

Оглавление

Введение	4
1. Исходные данные	5
2. Оценка грунтов и грунтовой обстановки.....	7
2.1. Слой 1. Глинистый грунт	7
2.2. Слой 2. Песчаный грунт	7
3. Расчет фундамента мелкого заложения.....	9
3.1. Назначение глубины заложения фундаментов	9
3.1.1. Определение расчетной глубины промерзания	9
3.1.2. Определение конструктивной глубины заложения	9
3.2. Расчет естественного основания фундамента мелкого заложения по деформациям	10
3.2.1. Определение конструктивных размеров подушки.	10
3.2.2. Определение осадки фундамента	13
4. Расчет свайного фундамента.	16
4.1. Исходные данные	16
4.2. Назначение глубины заложения ростверка (свая С60.30-6)	16
4.3. Определение несущей способности висячих свай	18
4.4. Назначение глубины заложения ростверка (свая С70.40-6)	19
4.5. Определение несущей способности висячих свай	19
4.6. Конструирование фундамента	21
4.7. Расчет осадки свайного фундамента	22
4.8. Определение проектного отказа сваи	25
4.9. Определение несущей способности свай-стоек	26
4.10. Конструирование фундамента	28
Библиографический список	31

Введение

Основания и фундаменты любого объекта должны проектироваться индивидуально с учетом особенностей строительной площадки, конструктивных решений и эксплуатационных требований, предъявляемых к зданиям и сооружениям.

Для проектирования и устройства фундаментов необходимо решить ряд вопросов, рассмотренных в данной работе.

При оценке категории сложности грунтовых условий следует определить основные показатели физико-химических свойств грунтов и обязательно главные из них: модуль деформации и расчетное сопротивление.

При назначении глубины заложения необходимо учесть:

- 1) назначения зданий и сооружений, наличие подвалов;
- 2) величины и характер нагрузок, действующих на основание;
- 3) геологические и гидрогеологические условия;
- 4) возможные влияния сезонного промерзания.

Для проектирования оснований и фундаментов необходимо располагать сведениями о сооружении, величине и характере нагрузок.

Сбор нагрузок, действующих на основание в плоскости подошвы фундамента, следует производить в соответствии со статической схемой сооружения. Для отдельно стоящих фундаментов нагрузка собирается с соответствующей грузовой площади.

1. Исходные данные

Место строительства — г. Канаш. Назначение — производственное.
Температура внутри помещения 16°C.

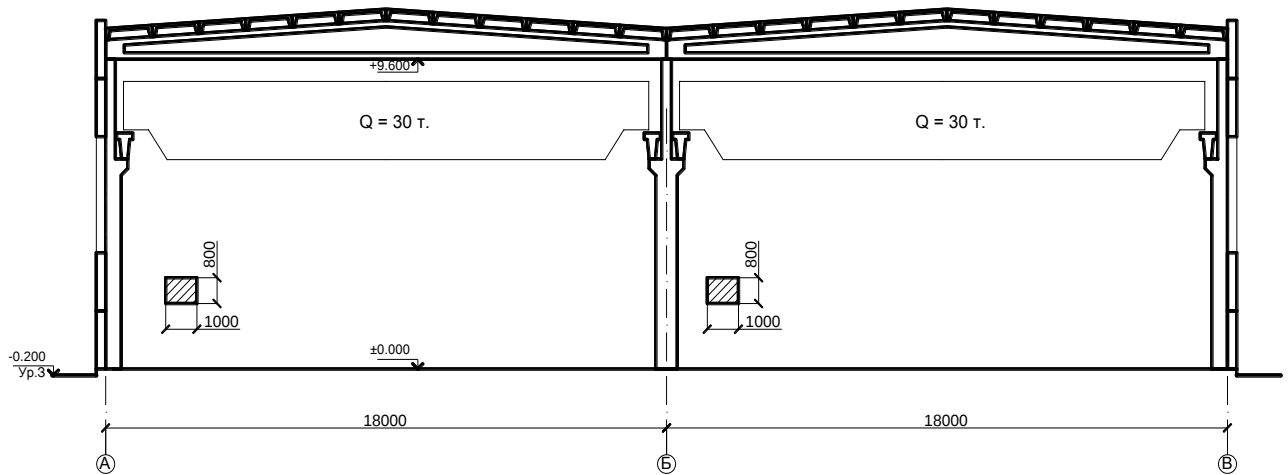


Рис. 1. Разрез здания
Шаг колонн 12 м. Длина здания 120 м.

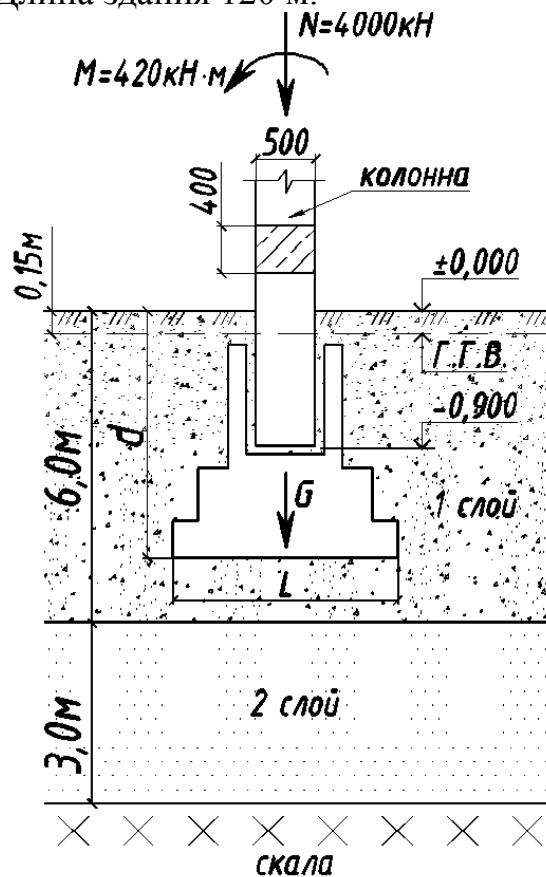


Рис. 2. Нагрузки на колонну по оси А и схема напластования грунтов
Нагрузки на колонну принять:

$$N_{\text{норм}} = 4000 \text{ кН}; M_{\text{норм}} = 420 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{\text{расч}} = 4800 \text{ кН}; M_{\text{расч}} = 504 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таблица 1

Характеристики грунтов основания

Показатели		Ед. изм.	1 слой	2 слой
ρ_s		т/м ³	2,73	2,65
ρ		т/м ³	1,80	1,85
W		—	0,30	0,18
W_P		—	0,18	—
W_L		—	0,36	—
K_ϕ		м/сут	$6,8 \cdot 10^{-6}$	46,2
E		МПа	28	39
ν		—	0,42	0,27
φ		град.	21	36
C		кПа	81	—
грансостав	$d > 5\text{мм}$	%	—	—
	5-2		—	10
	2-0,5		—	10
	0,5-0,25		—	38
	0,25-0,1		—	12
	$d < 0,1\text{мм}$		—	30

2. Оценка грунтов и грунтовой обстановки

2.1. Слой 1. Глинистый грунт.

1. Наименование по числу пластичности J_p :

$$J_p = W_L - W_p = 0,36 - 0,18 = 0,18$$

Согласно [1] табл. Б.16 Грунт – глина, т.к. $J_p = 0,18 > 0,17$

2. Консистенция по индексу текучести J_L

$$J_L = \frac{W - W_p}{J_p} = \frac{0,30 - 0,18}{0,18} = 0,667$$

Согласно [1] табл. Б.19 глина мягкопластичная, т.к. $0,5 < J_L = 0,667 < 0,75$

3. Коэффициент пористости:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,73 - 1,38}{1,38} = 0,978$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_d – плотность сухого грунта, г/см³.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,80}{1 + 0,3} = 1,38 \text{ г/см}^3$$

где ρ – плотность грунта в природном состоянии, г/см³;

Вывод: Слой 1 – глина мягкопластичная с коэффициентом пористости $e=0,978$.

Примечание: Остальные показатели глинистого грунта (набухание, просадочность и т.д.) определяются лабораторными испытаниями.

2.2. Слой 2. Песчаный грунт.

1. По гранулометрическому составу:

Согласно [1] табл. Б.9 грунт – песок средней крупности, т.к. частиц крупнее 0,25 мм более 50%.

2. По степени неоднородности гранулометрического состава

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,5}{0,1} = 5$$

где d_{60} и d_{10} – диаметры частиц, меньше которых в грунте содержится соответственно 60% и 10% (по массе) частиц, мм.

Согласно [1] табл. Б.10 грунт неоднородный, т.к. $C_u = 5 > 3$

3. Коэффициент пористости:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,65 - 1,58}{1,58} = 0,677$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_d – плотность сухого грунта, г/см³.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,85}{1 + 0,18} = 1,58 \text{ г/см}^3$$

где ρ – плотность грунта в природном состоянии, г/см³;

Согласно [1] табл. Б.12 песок средней плотности, т.к. $0,55 < e=0,677 < 0,7$

4. Водонасыщение по степени влажности:

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,18 \cdot 2,65}{0,677 \cdot 1} = 0,705$$

где ρ_w – плотность воды, г/см³;

Согласно [1] табл. Б.11 грунт средней степени водонасыщения (влажный), т.к. $0,5 < S_r = 0,705 < 0,8$.

Вывод: Слой 2 – песок средней крупности, неоднородный, средней плотности, влажный, $e = 0,677$.

3. Расчет фундамента мелкого заложения

3.1. Назначение глубины заложения фундаментов

3.1.1. Определение расчетной глубины промерзания

Согласно [2] п.п. 5.5.3 нормативную глубину сезонного промерзания грунта следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение следует вычислять по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{51,8} = 1,66 \text{ м.}$$

где d_0 – величина, принимаемая равной для суглинков и глин 0,23 м;

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за год в данном районе, принимаемых по [6] (56,6 для г. Челябинск. Значение необходимо уточнить по действующим нормам).

Расчетную глубину сезонного промерзания грунта d_f , м, вычисляют по формуле

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,66 = 0,996 \text{ м.}$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по таблице 5.2 [2]; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h=1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Примечание: При наличии холодного подвала глубину заложения фундаментов определяют от пола подвала.

3.1.2. Определение конструктивной глубины заложения

Согласно серии [8] подколонник для колонны 400х500 имеет размеры в плане 1200х1200 мм, глубина стакана $h_{ст} = 800$ мм. Тогда, при условии, что минимальная толщина дна стакана из условия продавливания колонной 300 мм и при толщине пола 150 мм, получаем (рис. 3):

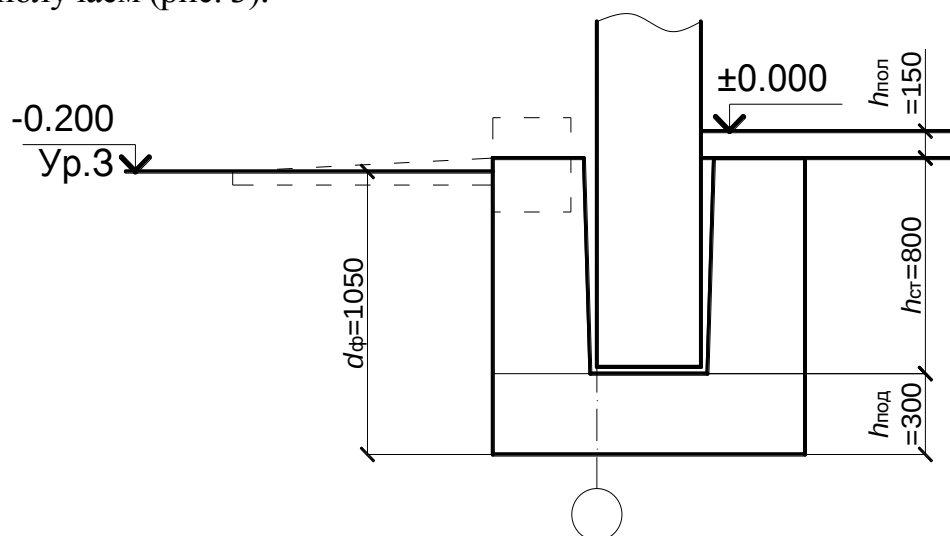


Рис. 3. Назначение конструктивной глубины заложения фундамента

Конструктивная глубина заложения больше расчетной глубины сезонного промерзания грунта, следовательно, предварительно примем глубину заложения фундамента $d_{\phi} = 1050$ мм.

3.2. Расчет естественного основания фундамента мелкого заложения по деформациям

3.2.1. Определение конструктивных размеров подушки.

При расчете деформаций основания среднее давление под подошвой фундамента $p_{\text{ср}}$ не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , кПа:

$$p_{\text{ср}} \leq R$$

Предварительные размеры подошвы фундамента можно принять исходя из условия:

$$A_0 \geq \frac{N_{\text{норм}}}{R_0 - d_{\phi} \cdot \gamma_m} = \frac{4000}{227 - 1,05 \cdot 20} = 19,6 \text{ м}^2$$

где R_0 – предварительное расчетное сопротивление грунта, принимаемое по прил. Б к СП 22 [2]. Для глины с $J_L = 0,667$ и $e = 0,978$ с использованием линейной интерполяции получим $R_0 = 227$ кПа.

γ_m – средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимают равным 20 кН/м^3 ;

При внецентренной нагрузке фундамент рекомендуется принимать прямоугольной формы с соотношением сторон прямоугольной подошвы фундамента от 0,6 до 0,85, тогда:

$$b = \sqrt{\frac{A_0}{1,2}} = \sqrt{\frac{19,6}{1,2}} = 4 \text{ м}; l = \frac{b}{0,85} = \frac{4}{0,85} = 4,7 \text{ м}.$$

Проверка найденных размеров подошвы фундамента:

Расчетное сопротивление грунта:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты, условий работы, принимаемые по табл. 5.4 [2]. При назначении коэффициента условий работы γ_{c2} следует иметь в виду, что к числу зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой относятся:

– здания панельные, блочные и кирпичные, в которых междуэтажные перекрытия опираются по всему контуру на поперечные и продольные стены или только на поперечные несущие стены при малом их шаге;

– сооружения типа башен, силосных корпусов, дымовых труб, домен и др.

k – коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, и $k=1,1$, если они приняты по таблицам приложения А [2];

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 5.5 [2];

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} – то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

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

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, вычисляемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II}$$

h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

Примечание: При плитных фундаментах за d_1 принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки. При бетонной или щебеночной подготовке толщиной h_n допускается увеличивать d_1 на h_n ;

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м – $d_b = 0$).

В нашем случае:

$$\gamma_{c1} = 1,1 \text{ и } \gamma_{c2} = 1;$$

$$k = 1;$$

$$M_\gamma = 0,56, M_q = 3,24, M_c = 5,84 \text{ при } \varphi = 21^\circ;$$

$$b = 4 \text{ м};$$

$$\gamma_{II} = \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2}{h_1 + h_2} = \frac{4,95 \cdot 18 + 3 \cdot 18,5}{4,95 + 3} = 18,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{d_\phi \cdot \gamma_1}{d_\phi} = 18,0 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_b = 0;$$

$$d_1 = d_\phi = 1,05 \text{ м (т.к. здание без подвала);}$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,56 \cdot 1 \cdot 4 \cdot 18,2 + 3,24 \cdot 1,05 \cdot 18,5 + (3,24 - 1) \cdot 0 \cdot 4 \cdot 18,5 + 5,84 \cdot 81) = 1,1 \cdot (40,8 + 62,9 + 473) = 634,4 \text{ кН/м}^2$$

Условия прочности:

$$\begin{cases} p_{cp} \leq R \\ p_{max} \leq 1,2R \\ p_{min} > 0 \end{cases}$$

Среднее давление под подошвой с учетом собственного веса фундамента:

$$p_{cp} = \frac{N_{норм}}{A} + d_\phi \cdot \gamma_m = \frac{4000}{4 \cdot 4,8} + 1,05 \cdot 20 = 229 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{cp} = 229 \text{ кН/м}^2 < R = 634,4 \text{ кН/м}^2$$

Условие прочности грунта выполняется, однако разница между P_{cp} и R более 15%. Такое решение не экономично, уменьшим размеры подошвы фундамента.

Примем размеры подошвы 2,4х3,0 м.

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} (0,56 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,2 + 3,24 \cdot 1,05 \cdot 18,5 + (3,24 - 1) \cdot 0 \cdot 18,0 + 5,84 \cdot 81) = 1,1 \cdot (24,5 + 62,9 + 473) = 616,4 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{cp} = \frac{N_{норм}}{A} + d_{\phi} \cdot \gamma_m = \frac{4000}{2,4 \cdot 3,0} + 1,05 \cdot 20 = 576,5 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{cp} < R$$

Условие прочности грунта выполняется, разница между P_{cp} и R менее 15%. Выполним проверку на действие изгибающего момента.

$$P_{max/min} = \left(\frac{N_{норм}}{A} + d_{\phi} \cdot \gamma_m \right) \pm \frac{M_{норм}}{W} = \frac{4000}{2,4 \cdot 3,0} + 1,05 \cdot 20 \pm \frac{420 \cdot 6}{2,2 \cdot 3^2}$$

$$= 576,5 \pm 116,7 = 693,2 / 459,8 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{max} = 693,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < 1,2 \cdot 616,4 = 739,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$p_{min} = 459,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} > 0$$

Так как все 3 условия выполняются, то принимаем фундаментную подушку с размерами 2400 мм х 3000 мм.

Размеры фундаментной подушки в плане много больше размеров подколонника. Уточним конструктивные размеры фундамента (рис. 4). Максимальный вылет ступени не должен превышать 450 мм. Высота ступени – 300 мм. Таким образом, при ширине подколонника 1200 мм получаем две ступени высотой 300 мм.



Уточняем расчет, так как изменилась глубина заложения фундамента:

$$p_{\text{cp}} = \frac{N_{\text{HOPM}}}{A} + d_{\phi} \cdot \gamma_m = \frac{4000}{2,4 \cdot 3,0} + 1,65 \cdot 20 = 558 \text{ кН/м}^2$$

3.2.2. Определение осадки фундамента

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

E_i – модуль деформации i -го слоя ґрунта по ветви первичного нагрудження, кПа;

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

E_{ei} – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

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

Примечание: 1. При отсутствии опытных определений модуля деформации E_{ei} для сооружений геотехнических категорий 1 и 2 допускается принимать $E_{ei} = 5E_i$. 2. При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле не учитывать второе слагаемое.

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки σ_{zp} зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения σ_{zp} , кПа, на глубине z от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы, вычисляют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p,$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 5.8 [2] зависимости от относительной глубины ξ равной $2z/b$;

p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} < 0,5\sigma_{zg}$. При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше $H_{\min}$ равной:

$$\begin{cases} \frac{b}{2} \text{ при } b \leq 10 \text{ м;} \\ (4 + 0,1b) \text{ при } 10 < b \leq 60 \text{ м;} \\ 10 \text{ м при } b > 60 \text{ м.} \end{cases}$$

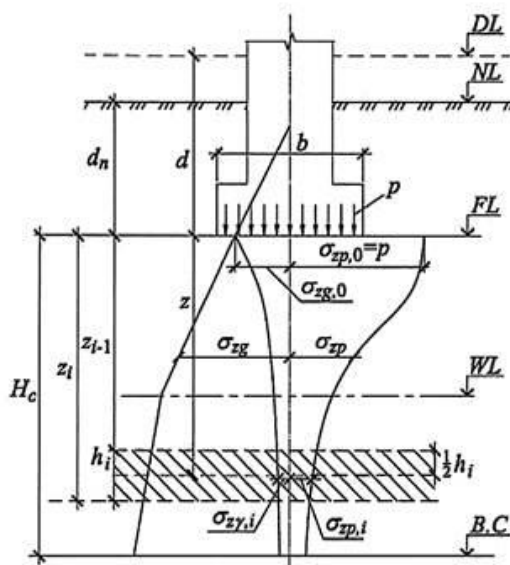


Рис. 5. Схема к определению осадки

Расчет осадки

№ слоя	E, МПа	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	быт. давл. σ_{zg} , кПа	$0,5\sigma_{zg}$	доп. давл. σ_{zp} , кПа	средн. давл. $\sigma_{zg,i}$, кПа	h_i , м	s_i , м
	28	0	0,00	1.000	29,7	14,85	528,3	0.000	0.00	0
h_1	28	0,8	0,67	0,830	44,1	22,05	463,1	495,7	0,8	0,011
h_2	28	1,6	1,33	0,501	58,5	29,25	279,6	371,3	0,8	0,008
h_3	28	2,4	2,00	0,299	72,9	36,45	166,8	223,2	0,8	0,005
h_4	28	3,2	2,67	0,191	87,3	43,65	106,6	136,7	0,8	0,003
h_5	28	4	3,33	0,131	101,7	50,85	73,1	89,8	0,8	0,002
h_6	28	4,35	3,63	0,111	108	54	61,9	67,5	0,35	0,001
h_7	39	5,15	4,29	0,082	122,8	61,4	45,8	53,8	0,8	0,001
h_8	39	5,95	4,96	0,063	137,6	68,8	35,2	40,5	0,8	—
суммарная осадка s, мм										31

Здесь $\sigma_{zp,0} = p_{cp} - \sigma_{zg,0} = 558 - 29,7 = 528,3$ кПа

В седьмом элементарном слое выполнено условие $\sigma_{zp} < 0,5\sigma_{zg}$, следовательно, нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине $z = 5,15$ м.

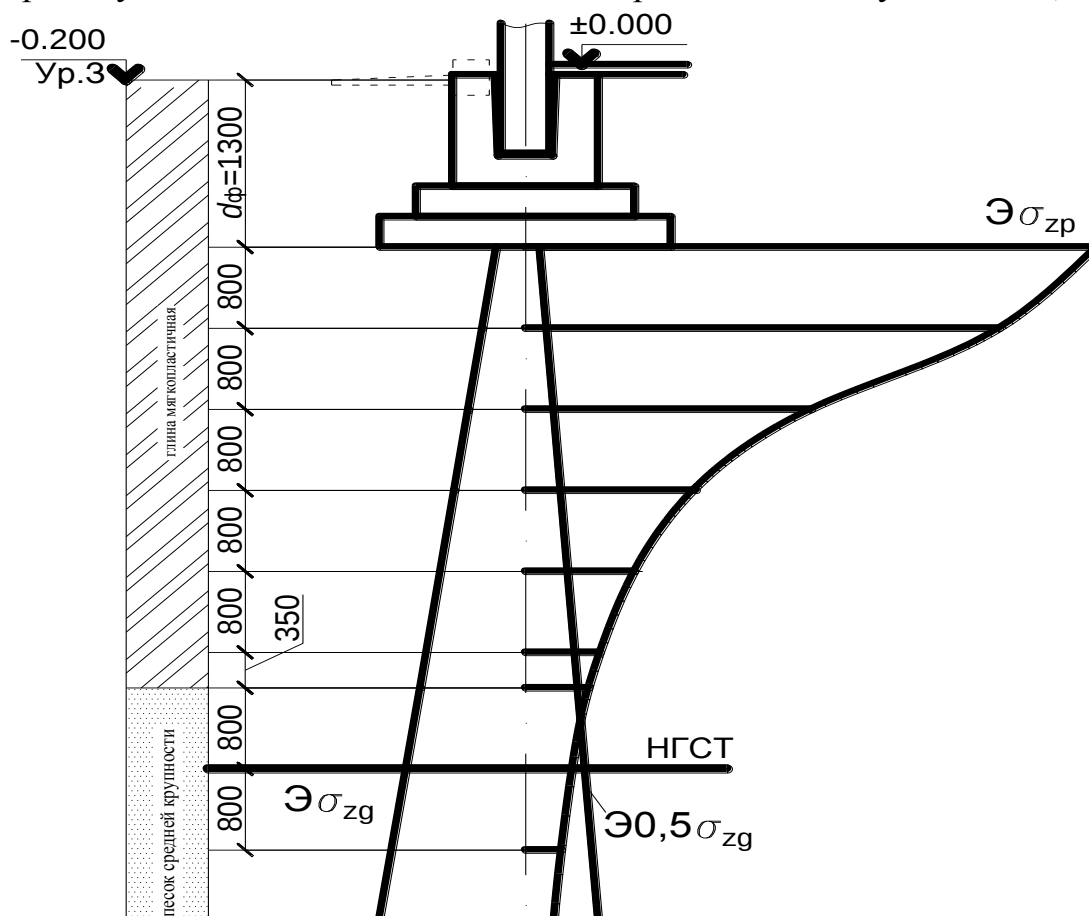


Рис. 6. Эпюры бытового и дополнительного давлений

4. Расчет свайного фундамента.

4.1. Исходные данные

См. п.1 в разделе «Расчет фундамента мелкого заложения».

Для расчета примем сваи по Серии [7].

Выбор длины свай должен производиться в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Нижний конец свай, как правило, следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $J_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м, а в другие дисперсные грунты – не менее 1,0 м.

В нашем случае, при погружении конца сваи в песок средней крупности необходимая длина погружения сваи во второй слой составляет 1 м.

Предварительно примем сваю С60.30-6:

Сечение сваи 300х300 мм. Длина сваи 6 м. Бетон сваи – В15. Армирование – горячекатаная арматурная сталь класс А III (А 400) Ø12 мм.

Грунтовая обстановка

См. в разделе «Исходные данные».

Сбор нагрузок

См. в разделе «Исходные данные».

4.2. Назначение глубины заложения ростверка (свая С60.30-6)

Согласно серии [8] подколонтник для колонны 400х500 мм имеет размеры в плане 1200х1200 мм., глубина стакана $h_{ст} = 800$ мм.

Минимальная высота ростверка определяется из условия анкерования в нем арматуры сваи для обеспечения жесткого сопряжения сваи с ростверком. Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком (п.п. 8.9 СП 24 [3]) следует предусматривать с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкерования арматуры, или с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкерования в соответствии с требованиями СП 63 [5] (п.п. 10.3.24):

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{350 \cdot 1,13}{1,875 \cdot 3,76} = 56,1 \text{ см}$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры на растяжение, МПа;

A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

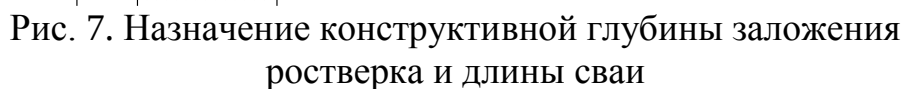
R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкерования и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 = 1,875 \text{ МПа}$$

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

Тогда высота ростверка с учетом защитного слоя 2х50 мм, длины анкеровки 570 мм – 670 мм, следовательно, глубина заложения ростверка 1420 мм:



4.3. Определение несущей способности висячих свай

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + \gamma_{R,f} \cdot u \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i \right) =$$
$$= 1(1 \cdot 3700 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2$$
$$\cdot (9,21 \cdot 2 + 11,7 \cdot 2 + 12,5 \cdot 0,58 + 59,0 \cdot 1,0)) = 333 + 130 = 463 \text{ кН}$$

где $\gamma_c = 1$; $\gamma_{R,R}$ и $\gamma_{R,f}$ – коэффициенты условия работы грунта соответственно под острием и боковой поверхности, учитывающий способ погружения свай (табл. 7.4 [3]). Для погруженных сплошных с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами $\gamma_{R,R} = 1$ и $\gamma_{R,f} = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи (табл. 7.4 [3]). Для песков средней крупности и глубине погружения пяты сваи на 7,0 м, $R=3700$ кПа;

f_i – расчетное сопротивление на боковой поверхности сваи i -го слоя грунта толщиной h_i (табл. 7.3 [3]);

$z_1 = 2,42$ м.	$f_1 = 9,21$ кПа	для глины при $J_L = 0,667$
$z_2 = 4,42$ м.	$f_2 = 11,7$ кПа	для глины при $J_L = 0,667$
$z_3 = 5,71$ м.	$f_3 = 12,5$ кПа	для глины при $J_L = 0,667$
$z_4 = 6,5$ м.	$f_4 = 59,0$ кПа	для песка средней крупности

A – площадь сечения нижнего конца сваи $0,09 \text{ м}^2$;

U – периметр наружного слоя сечения $1,2$ м;

Допустимая нагрузка на сваю

$$N_{\text{доп}} \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g} \cdot \gamma_n} = \frac{463}{1,4 \cdot 1} = 331 \text{ кН}$$

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

γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый по [ГОСТ 27751](#), для зданий нормального уровня ответственности $\gamma_n=1$.

Количество свай

$$n = \frac{N_{\text{расч}}}{N_{\text{доп}}} = \frac{4800}{331} = 14,5 \text{ шт.}$$

$n=15$ (значение n округляется в большую сторону).

Количество свай очень большое, увеличим длину сваи на 1 метр и сечение сваи до 400×400 .

Примем сваю С70.40-6:

Сечение сваи 400×400 мм. Длина сваи 7 м. Бетон сваи – В20. Армирование – горячекатаная арматурная сталь класс А III (А 400) $\varnothing 12$ мм.

4.4. Назначение глубины заложения ростверка (свая С70.40-6)

Согласно [7] подколонник для колонны 400х500 мм. имеет размеры в плане 1200х1200 мм., глубина стакана $h_{ст} = 800$ мм.

Минимальная высота ростверка определяется из условия анкеровки в нем арматуры сваи для обеспечения жесткого сопряжения сваи с ростверком:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{350 \cdot 1,13}{2,25 \cdot 3,76} = 46,7 \text{ см}$$

где A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,25 \text{ МПа}$$

здесь R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

для ненапрягаемой арматуры: 2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

для ненапрягаемой арматуры: 1,0 – при диаметре арматуры ≤ 32 мм.

Тогда высота ростверка с учетом защитного слоя 2х50 мм, длины анкеровки 470 мм – 570 мм, следовательно, глубина заложения ростверка 1320 мм (рис. 8).

4.5. Определение несущей способности висячих свай

$$\begin{aligned} F_d &= \gamma_c \left(\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot u \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i \right) = \\ &= 1 \cdot (1 \cdot 3750 \cdot 0,16 + 1 \cdot 1,6 \cdot \\ &\cdot (9,15 \cdot 2 + 11,5 \cdot 2 + 12,3 \cdot 0,68 + 59,5 \cdot 1,5)) = 600 + 222 = \\ &= 822 \text{ кН} \end{aligned}$$

где $\gamma_c = 1$; $\gamma_{R,R}$ и $\gamma_{R,f}$ – коэффициенты условия работы грунта соответственно под острием и боковой поверхности, учитывающий способ погружения свай (табл. 7.4 [3]). Для погруженных сплошных с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами $\gamma_{R,R} = 1$ и $\gamma_{R,f} = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под острием сваи (табл. 7.4 [3]). Для песков средней крупности и глубине погружения пяты сваи на 7,5 м, $R=3750$ кПа;

f_i – расчетное сопротивление на боковой поверхности сваи i -го слоя грунта толщиной h_i ;

$$\begin{array}{lll} z_1 = 2,37 \text{ м.} & f_1 = 9,15 \text{ кПа} & \text{для глины при } J_L = 0,667 \\ z_2 = 4,42 \text{ м.} & f_2 = 11,5 \text{ кПа} & \text{для глины при } J_L = 0,667 \end{array}$$

$z_3 = 5,66 \text{ м.}$ $f_3 = 12,3 \text{ кПа}$ для глины при $J_L = 0,667$
 $z_4 = 6,75 \text{ м.}$ $f_4 = 59,5 \text{ кПа}$ для песка средней крупности

А – площадь сечения нижнего конца сваи $0,16 \text{ м}^2$;

U – периметр наружного слоя сечения $1,6 \text{ м.}$;

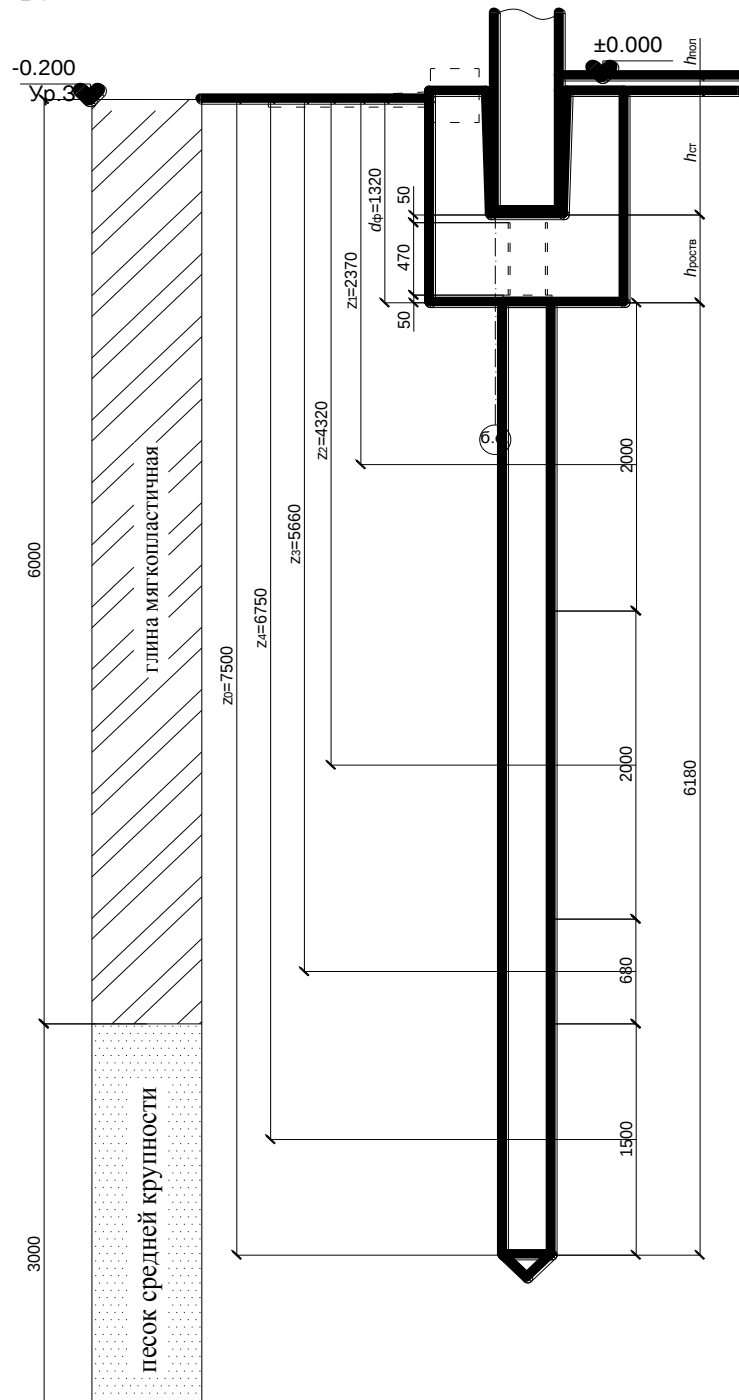


Рис. 8. Назначение конструктивной глубины заложения ростверка и длины сваи

Допускаемая нагрузка на сваю

$$N_{\text{доп}} \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g} \cdot \gamma_n} = \frac{822}{1,4 \cdot 1} = 587 \text{ кН}$$

где $\gamma_{c,g}$ – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4 если несущая способность свай определена расчетом с использованием таблиц свода правил;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый по [ГОСТ 27751](#), для зданий нормального уровня ответственности $\gamma_n=1$.

Количество свай

$$n = \frac{N_{\text{расч}}}{N_{\text{доп}}} 1,2 = \frac{4800}{587} 1,2 = 9,81 \text{ шт.}$$

$n=10$ (значение n округляется в большую сторону).

4.6. Конструирование фундамента

Согласно СП [3] п.п. 8.4 ростверки стаканного типа, состоящие из плитной части и стаканной части (подколонника), применяют в зданиях со сборным железобетонным каркасом. Размеры ростверка в плане должны приниматься кратными 30 см, а по высоте – 15 см. П.п. 8.13 расстояние между осями висячих забивных свай должно быть не менее $3d$.

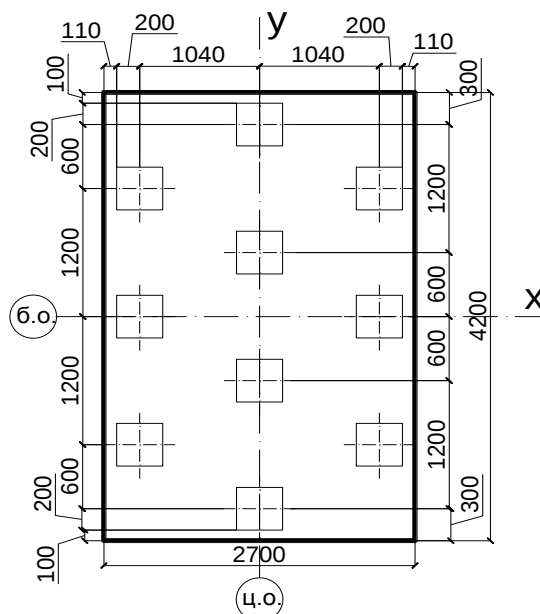


Рис. 9. Конструирование ростверка

Расчетную нагрузку на сваю N , следует определять, рассматривая фундамент как группу свай, объединенную жестким ростверком, воспринимающим вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю допускается определять по формуле 7.3 СП [3]

$$N_{\frac{\text{max}}{\text{min}}} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{4972}{10} \pm \frac{504 \cdot 1,8}{2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2 + 2 \cdot 1,8^2} = 497 \pm 70$$

$$= 567/427 \text{ кН}$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы с учетом собственного веса ростверка:

$$N_d = N_{\text{расч}} + l_{\text{роств}} \cdot b_{\text{роств}} \cdot h_{\text{роств}} \cdot \gamma_{\text{роств}} \cdot \gamma_f = 4800 + 4,2 \cdot 2,7 \cdot 0,6 \cdot 23 \cdot 1,1 = 4972 \text{ кН}$$

M_x – передаваемый на свайный ростверк в плоскости подошвы расчетный изгибающий момент, относительно главной центральной оси x плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n – число свай в фундаменте;

y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи в фундаменте;

y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляют расчетную нагрузку.

Проверим выполнение условия прочности:

$$N_{\text{доп}} = 586 \text{ кН} > N_{\text{max}} = 567 \text{ кН}$$

Сваю на выдергивание не проверяем, т.к. $N_{\text{min}} > 0$.

4.7. Расчет осадки свайного фундамента

Осадка малой группы ($n < 25$) висячих свай (свайного куста) рассчитывается в соответствии с 7.4.4 и 7.4.5 СП [3] по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте.

Для одиночной висячей сваи без уширения пяты:

$$s = \beta \cdot \frac{N}{G_1 \cdot l},$$

где N – вертикальная нормативная нагрузка, передаваемая на сваю;

G_1 – модуль сдвига слоев грунта, которые прорезает свая;

l – длина сваи;

β – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \cdot \frac{1 - (\beta'/\alpha')}{\chi},$$

где $\beta' = 0,17 \cdot \ln \frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{G_2 \cdot d}$ – коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае;

$\alpha' = 0,17 \cdot \ln \frac{k_{v1} \cdot l}{d}$ – тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками G_1 и v_1 ;

$\chi = \frac{EA}{G_1 \cdot l^2}$ – относительная жесткость сваи;

G_2 – модуль сдвига слоев грунта, на который опирается свая;

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

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

k_v и k_{v1} – коэффициенты, определяемые по формулам:

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot \frac{v_1 + v_2}{2} + 2,18 \cdot \left(\frac{v_1 + v_2}{2} \right)^2;$$

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78 \cdot v_1 + 2,18 \cdot v_1^2$$

Характеристики G_1 и v_1 принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а G_2 и v_2 – в пределах $0,5l$, т.е. на глубинах от l до $1,5l$ от верха свай, при условии, что под нижними концами свай

отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

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

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

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}},$$

где A – площадь поперечного сечения свай.

Для нашего случая:

$$G_1 = 28 / 2(1 + 0,42) = 9,86 \text{ МПа}, \nu_1 = 0,42,$$

$$G_2 = 39 / 2(1 + 0,27) = 15,4 \text{ МПа}, \nu_2 = 0,27,$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,16}{\pi}} = 0,447 \text{ м},$$

$$\chi = \frac{24000 \cdot 0,16}{9,86 \cdot 6,18^2} = 10,2,$$

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \cdot 10,2^{3/4}}{1 + 2,12 \cdot 10,2^{3/4}} = 0,924,$$

$$k_\nu = 2,82 - 3,78 \cdot \frac{0,42 + 0,27}{2} + 2,18 \cdot \left(\frac{0,42 + 0,27}{2} \right)^2 = 1,78,$$

$$k_{\nu 1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,42 + 2,18 \cdot 0,42^2 = 1,62,$$

$$\alpha' = 0,17 \cdot \ln \frac{1,62 \cdot 6,18}{0,447} = 0,529,$$

$$\beta' = 0,17 \cdot \ln \frac{1,78 \cdot 9,86 \cdot 6,18}{15,4 \cdot 0,447} = 0,469,$$

$$\beta = \frac{0,469}{0,924} + 0,5 \cdot \frac{1 - (0,469/0,529)}{10,2} = 0,513,$$

$$N_1 = \frac{N_d}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{4000 + 4,2 \cdot 2,7 \cdot 0,57 \cdot 23}{10} + \frac{420 \cdot 1,8}{2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2 + 2 \cdot 1,8^2} = 416 + 58 = 474 \text{ кН},$$

$$s = 0,513 \cdot \frac{0,474}{9,86 \cdot 6,18} = 0,00396 \text{ м}.$$

Дополнительная осадка i -ой свай, находящейся на расстоянии a (расстояние измеряется между осями свай) от свай, к которой приложена нагрузка N_j , равна:

$$s_{ij} = \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 \cdot l},$$

Пронумеруем сваи в фундаменте и определим влияние соседних свай на сваю №1:

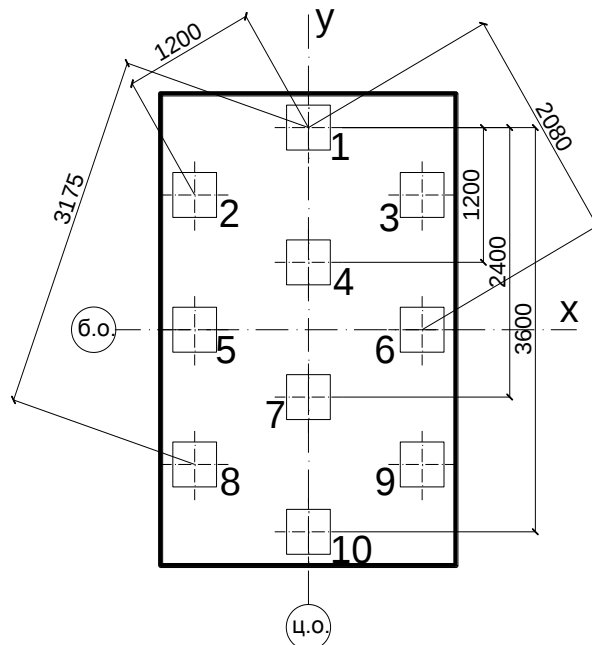


Рис. 10. К расчету осадки свайного фундамента

Чтобы найти осадку всего свайного куста, необходимо найти коэффициенты δ_{ij} , учитывающие взаимное влияние свай и нагрузку N_j , приложенную к каждой свае по формулам:

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 0,17 \cdot \ln \frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{2 \cdot G_2 \cdot a}, & \text{при } \frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{2 \cdot G_2 \cdot a} > 1 \\ 0, & \text{при } \frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{2 \cdot G_2 \cdot a} \leq 1 \end{cases}$$

$$N_j = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2}$$

Для примера рассчитаем коэффициенты δ_{ij} и нагрузку для свай №№2,3,4.

Для этих свай значение коэффициентов δ_{ij} будут одинаковы, так как они находятся на одинаковом расстоянии от сваи 1:

$$\frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{2 \cdot G_2 \cdot a} = \frac{1,78 \cdot 9,86 \cdot 6,18}{2 \cdot 15,4 \cdot 1,2} = 2,93 > 1$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = 0,17 \cdot \ln 2,93 = 0,183$$

Значение нагрузки для свай №№2 и 3 – одинаково, т.к. расстояние y (от оси x до оси сваи) для них одинаково:

$$N_2 = N_3 = \frac{N_d}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{4000 + 4,2 \cdot 2,7 \cdot 0,6 \cdot 23}{10} + \frac{420 \cdot 1,2}{2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2 + 2 \cdot 1,8^2} = 455 \text{ кН.}$$

Для сваи №4:

$$N_4 = \frac{N_d}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{4000 + 4,2 \cdot 2,7 \cdot 0,6 \cdot 23}{10} + \frac{420 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2 + 2 \cdot 1,8^2} = 435 \text{ кН.}$$

Аналогичным образом вычисляем δ_{ij} и N_j для всех остальных свай, учитывая, что для свай №№7-10 моментная составляющая нагрузки должна вычитаться. Результаты расчетов занесем в таблицу:

Таблица 3

Расчет дополнительных осадок

№ сваи	$a, \text{ м}$	$\frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{2 \cdot G_2 \cdot a}$	δ_{ij}	$y, \text{ м}$	$N_j, \text{ кН}$	$s_{ij}, \text{ м}$
2,00	1,20	2,93	0,183	1,20	455	0,00137
3,00	1,20	2,93	0,183	1,20	455	0,00137
4,00	1,20	2,93	0,183	0,60	435	0,00131
5,00	2,08	1,69	0,090	0,00	416	0,00061
6,00	2,08	1,69	0,090	0,00	416	0,00061
7,00	2,40	1,47	0,065	0,60	397	0,00042
8,00	3,18	1,11	0,018	1,20	377	0,00011
9,00	3,18	1,11	0,018	1,20	377	0,00011
10,00	3,60	0,98	0	—	—	—
$\Sigma s_{ij}:$						0,0059

Для свай №10 условие $\frac{k_v \cdot G_1 \cdot l}{2 \cdot G_2 \cdot a} > 1$ не выполняется, следовательно $\delta_{ij} = 0$.

Итоговая осадка свайного фундамента равна:

$$s_{\text{итог}} = s + \Sigma s_{ij} = 0,00369 + 0,0059 = 0,00959 \text{ м} \approx 1,0 \text{ см.}$$

Согласно таблице Г.1 СП 22 [2] предельная осадка для производственных одноэтажных зданий с ж/б каркасом равна 10 см, следовательно:

$$s_{\text{итог}} = 1,0 \text{ см} < \bar{s}_u = 10 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

4.8. Определение проектного отказа сваи

Согласно приложения Д СП 45 [4] необходимую минимальную энергию удара молота E_h , кДж следует определять по формуле

$$E_h = 0,045N = 0,045 \cdot 567 = 25,5 \text{ кДж}$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН.

Тип молота можно принимать в соответствии с таблицей 4 (приведены характеристики трубчатых дизель-молотов ОАО “Завод “Строймаш”. Характеристики других типов молотов можно найти в сети Internet):

Таблица 4

Характеристики трубчатых дизель-молотов

Тип молота	СП-74 (МСДГ1-0600-01)	СП-75 (МСДГ1-1250-01)	СП-76 (МСДГ1-1800-01)	СП-77 (МСДГ1-2500-01)	СП-78А (МСДГ1-3500-01)	СП-79 (МСДГ1-5000-01)
Характеристика						
Масса ударной части, кг	600	1250	1800	2500	3500	5000
Энергия удара, кДж	14	29	42	58	82	118
Высота падения молота, м	3,5	3,2	3,0	3,0	3,0	3,0

Принимаем трубчатый дизель-молот СП-75 с энергией удара 29 кДж.

Принятый тип молота с расчетной энергией удара $E_d > E_h$, следует рассчитывать по формуле

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

где $E_d = 0,9GH$;

K – коэффициент применимости молота, значения которого приведены в таблице Д.1 СП 45 [4];

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи с наголовником, т (массу сваи принять по серии 1.011.1-10, массу наголовника принять 1,5 т);

m_3 – масса подбабка, т (можно принять 0).

$$\frac{1,25 + (2,85 + 1,5) + 0}{29} = 0,19 \leq K = 0,6.$$

Условие выполняется. Молот подобран верно.

Определим проектный отказ сваи:

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} = \frac{1500 \cdot 0,16 \cdot 36}{822(822 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{1,25 + 0,2 \cdot ((2,85 + 1,5) + 0)}{1,25 + (2,85 + 1,5) + 0} = 0,0041 \text{ м},$$

где F_d – несущая способность сваи, см. п.п. 4.5;

η – коэффициент, принимаемый по таблице Д.2 СП 45 [4] в зависимости от материала сваи, кН/м²;

A – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м²;

E_d – расчетная энергия удара молота, кДж, принимаемая по таблице Д.3 СП 45 [4]. Для трубчатого дизель-молота:

$$E_d = 0,9GH = 0,9 \cdot 12,5 \cdot 3,2 = 36 \text{ кДж};$$

G – вес ударной части молота, кН;

H – фактическая высота падения ударной части дизель-молота, м.

ε^2 – коэффициент восстановления удара, принимаемый при забивке железобетонных свай и свай-оболочек молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем, $\varepsilon^2 = 0,2$;

Примечание: если проектный остаточный отказ меньше 0,002 м, то следует предусмотреть применение для погружения свай молота с большей энергией удара.

По итогам расчета определено, что для восприятия действующих нагрузок понадобится 10 свай С70.40-6 под каждую колонну.

4.9. Определение несущей способности свай-стоек

Увеличим длину свай таким образом, чтобы нижний конец опирался на третий слой грунта (скалу).

Примем сваю С90.30-6. Сечение сваи 300х300 мм. Длина сваи 9 м. Бетон сваи – В20. Армирование – горячекатаная арматурная сталь класс А III (А 400) Ø12 мм. (см. рис. 10).

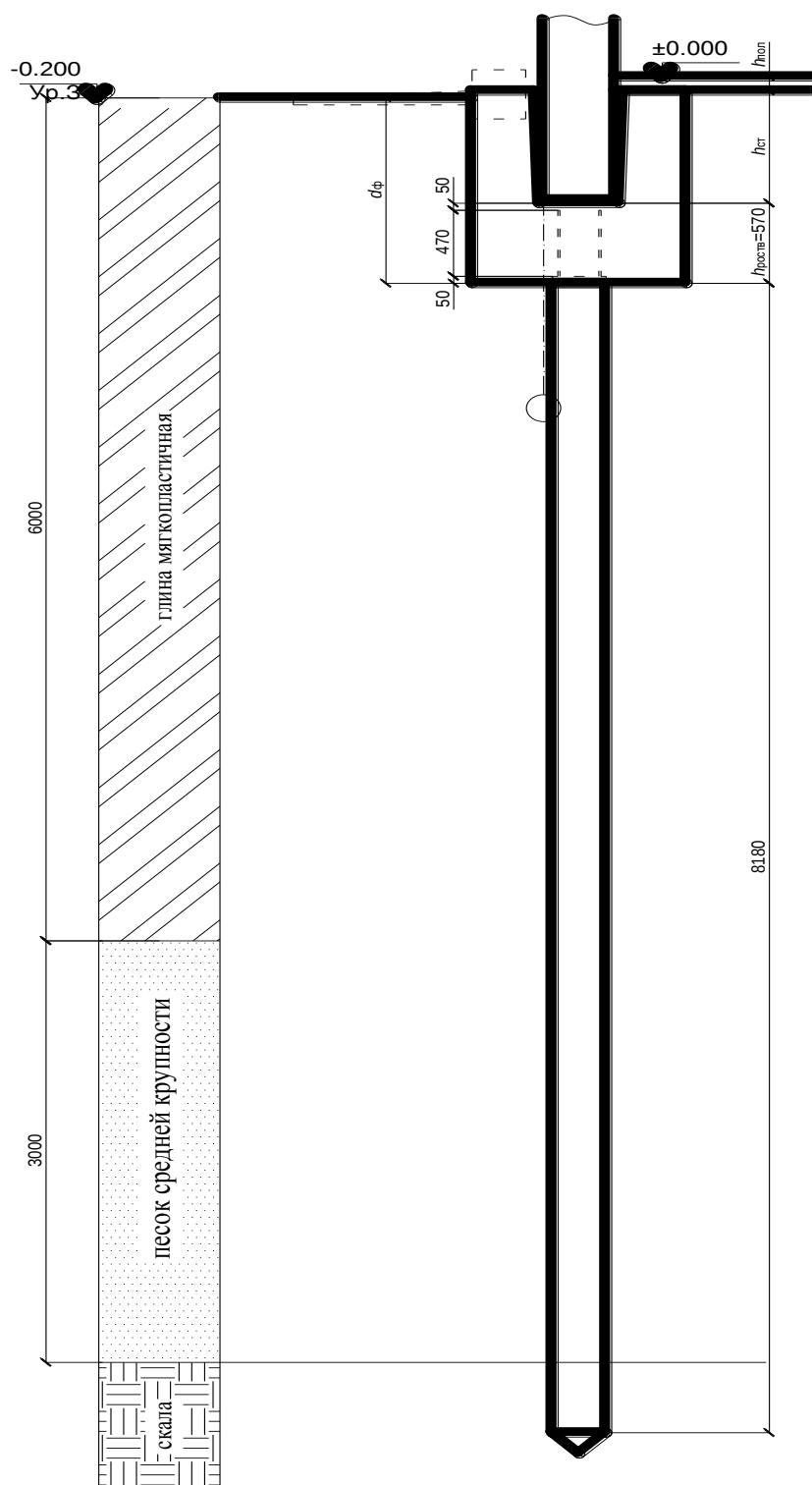


Рис. 11. Назначение конструктивной глубины заложения
ростверка и длины свай

Согласно СП [3], несущую способность забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающейся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на слабдеформируемый грунт, принимается равной несущей способности основания под нижним концом сваи:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН}$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа.
 Расчетное сопротивление скального грунта для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и слабдеформируемые грунты, следует принимать 20000 кПа;

A – площадь опирания на грунт свай, принимаемая для свай сплошного сечения и полых свай с закрытым нижним концом равной площади поперечного сечения брутто, для свай полых круглого сечения с открытым нижним концом и свай-оболочек – равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Проверим прочность ствола свай как сжатого железобетонного стержня:

$$F_{d, \text{ствола}} = \varphi \cdot (\gamma_c \cdot R_b \cdot A_b + \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s) = 1 \cdot (1 \cdot 1,15 \cdot 900 + 1 \cdot 35 \cdot 1,13 \cdot 4) = 1,189 \text{ МН} = 1189 \text{ кН}.$$

Определяющим является значение по несущей способности ствола свай:

$$N_{\text{доп}} = 1189 \text{ кН}.$$

Количество свай

$$n = \frac{N_{\text{расч}}}{N_{\text{доп}}} 1,2 = \frac{4800}{1189} 1,2 = 4,84 \text{ шт.}$$

$n=5$ (значение n округляется в большую сторону).

4.10. Конструирование фундамента

Согласно СП [3] п.п. 8.4 ростверки стаканного типа, состоящие из плитной части и стаканной части (подколонника), применяют в зданиях со сборным железобетонным каркасом. Размеры ростверки в плане должны приниматься кратными 30 см, а по высоте – 15 см. П.п. 8.13 расстояние между осями забивных свай-стоек должно быть не менее $1,5d$.

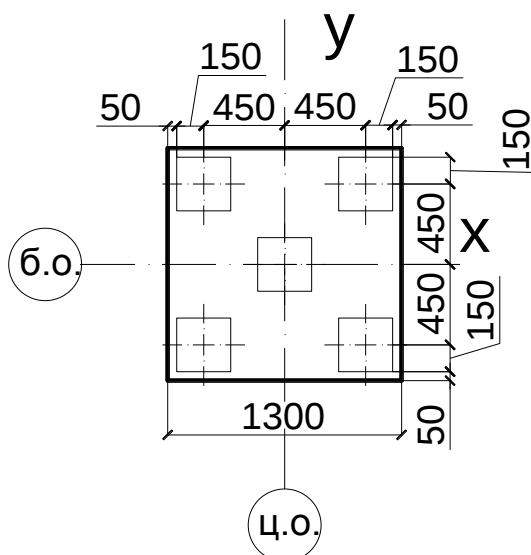


Рис. 12. Конструирование ростверки

Расчетную нагрузку на сваю N , следует определять, рассматривая фундамент как группу свай, объединенную жестким ростверком, воспринимающим вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

допускается определять по формуле 7.3 СП [3]

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{4825}{5} \pm \frac{504 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 965 \pm 280 = 1245 / 685 \text{ KHz}$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы с учетом собственного веса ростверка:

$$N_d = N_{\text{расч}} + l_{\text{роств}} \cdot b_{\text{роств}} \cdot h_{\text{роств}} \cdot \gamma_{\text{роств}} \cdot \gamma_f = 4800 + 1,3 \cdot 1,3 \cdot 0,6 \cdot 23 \cdot 1,1 = 4825 \text{ кН}$$

M_x – передаваемый на свайный ростверк в плоскости подошвы расчетный изгибающий момент, относительно главной центральной оси x плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n – число свай в фундаменте;

y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи в фундаменте;

y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляют расчетную нагрузку.

Проверим выполнение условия прочности:

$$N_{\text{доп}} = 1189 \text{ кН} < N_{\text{max}} = 1245 \text{ кН}$$

Условие прочности не выполняется.

Увеличим расстояние между осями свай до 600 мм:

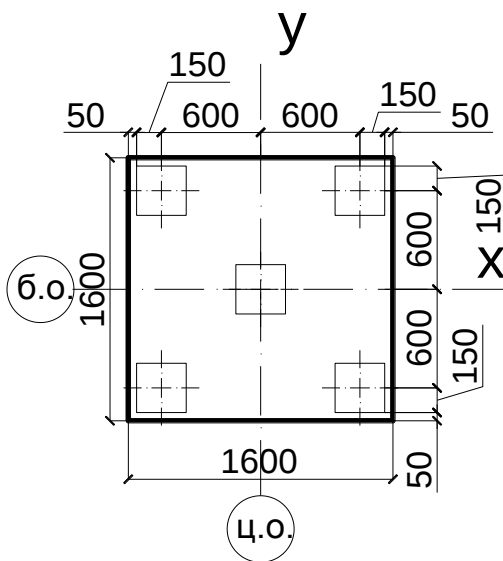


Рис. 13. Конструирование ростверка

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{4839}{5} \pm \frac{504 \cdot 0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 968 \pm 210 = 1178 / 758 \text{ KH}$$

$$N_d = N_{\text{расч}} + l_{\text{поств}} \cdot b_{\text{поств}} \cdot h_{\text{поств}} \cdot \gamma_{\text{поств}} \cdot \gamma_f = 4800 + 1,6 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 23 \cdot 1,1 = 4839 \text{ кН}$$

Проверим выполнение условия прочности:

$$N_{\text{доп}} = 1189 \text{ кН} > N_{\text{max}} = 1178 \text{ кН}$$

Условие прочности выполняется.

Осадка фундамента не проверяется, т.к. она будет заведомо меньше, чем осадка фундамента с висячими сваями.

Отказ сваи не рассчитывается, т.к. принята свая-стойка, которая добивается до нулевого отказа. Для забивки свай может быть использован тот же дизель-молот, что и для висячих свай.

Библиографический список

1. ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация (с Поправками).
2. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* (с Изменениями N 1, 2).
3. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Опечаткой, с Изменениями N 1, 2, 3).
4. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 (с Изменением N 1).
5. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3).
6. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменениями N 1, 2).
7. Серия 1.011.1-10 Выпуск 1. Часть 1. Сваи цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. Рабочие чертежи.
8. 1.412-1/77 Вып. 1 “Монолитные ж/б фундаменты под типовые колонны прямоугольного сечения одноэтажных промышленных зданий”.