

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Уральский федеральный университет  
имени первого Президента России Б.Н. Ельцина»

Специальность 270102: «Промышленное и гражданское  
строительство»

## Курсовой проект

по дисциплине «Основания и фундаменты»

на тему: «Расчет и проектирования оснований и фундаментов  
одноэтажного промышленного здания»

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ

Инд. № подл.	
Подп. и дата	
Взам. инв. №	

Разработал студент гр. С-490401

Проверил руководитель



И. С. Лобачев

В. В. Букша

Екатеринбург, 2013 г.



# 1. Исходные данные

Требуется рассчитать и запроектировать основания и фундаменты для двухпролётного одноэтажного промышленного здания со смешанным каркасом, с мостовыми кранами и приямком в одном из пролетов.

Таблица 1. Габаритные параметры здания и характеристика условий строительства

Вариант	Габаритная схема	$L_1$ , м	$L_2$ , м	$H_1$ , м	$H_2$ , м	$H_{пр}$ , м	$Q_1$ , т	$Q_2$ , т	$t_{вн}$ , °С	Район строительства	$M_t$	$S_0$ , кПа	$W_0$ , кПа
23	2	18	30	12	18	-3,0	10	10	10	Омск	74,2	0,7	0,3

где,  $L_1, L_2$  – ширина пролетов, м;  
 $H_1, H_2$  – высота пролетов, м;  
 $H_{пр}$  – глубина заложения приямка, м;  
 $Q_1, Q_2$  – грузоподъемность кранов, т;  
 $t_{вн}$  – расчетная среднесуточная температура воздуха в помещении, °С;  
 $M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур наружного воздуха за зиму в данном районе;  
 $S_0$  – снеговая нагрузка, кПа;  
 $W_0$  – давление ветра.

Остекление здания принято ленточного (от оси 1 до оси 6 включительно). Остекление торцевых стен не предусмотрено.

Инженерно-геологические условия площадки строительства установлены бурением четырех скважин на глубину 20 м. Подземные воды во всех скважинах расположены на глубине 0,85 м от отметки природного рельефа.

Таблица 2. Инженерно-геологические условия площадки

№ слоя	Тип грунта	Обозначение	Толщина слоя, м			
			скв.1	скв.2	скв.3	скв.4
			65,4	66,3	64,9	65,6
1	Почвенно-растительный слой	$h_0$	0,3	0,3	0,3	0,3
2	Глина	$h_1$	5,2	5,0	5,3	4,9
3	Суглинок	$h_2$	1,7	1,95	1,5	1,7
4	Глина	$h_3$	Толщина слоя бурения до глубины 20 м не установлена			

Таблица 3. Исходные показатели физико-механических свойств грунтов

Взам. инв. №	№ слоя	Тип грунта	$\rho_n$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_1/\rho_{II}$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	W, %	$W_L$ , %	$W_p$ , %	$k_f$ , см/с	E, МПа	$C_1/C_{II}$ , кПа	$\varphi_1/\varphi_{II}$ , град	Группа грунтов по трудности разработки
	2	Глина	1,77	1,72/1,74	2,7	33,0	40,2	22,2	$2,5 \cdot 10^{-8}$	8,0	19/29	6/7	II
	3	Суглинок	1,83	1,78/1,80	2,72	31,4	35,6	21,6	$1,0 \cdot 10^{-7}$	6,0	9/14	13/14	II
	4	Глина	1,84	1,79/1,81	2,76	26,2	41,4	22,4	$2,8 \cdot 10^{-8}$	16,0	29/44	16/18	II

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Текстовая часть	Стадия	Лист	Листов
							Зав. каф.	Букша	
Руководите	Букша		05.13	УрФУ каф. САПР ОС гр. С-490401					
Консульт.	Букша		05.13						
Консульт.	Букша		05.13						
Разработал	Лобачев		05.13						

Таблица 4. Состав подземных вод по данным химического анализа

Показатели агрессивности воды-среды	Значение показателя
Бикарбонатная щелочность ионов $\text{HCO}_3^-$ , мг·экв/л	-
Водородный показатель pH	3,8
Содержание агрессивной углекислоты $\text{CO}_2$ , мг/л(дм)	10
Содержание аммонийных солей, ионов $\text{NH}_4^+$ , мг/л (дм)	15
Содержание магниевых солей, ионов $\text{Mg}^{2+}$ , мг/л(дм)	360
Содержание щелочей, Г/л	36
Содержание сульфатов, ионов $\text{SO}_4^{2-}$ , мг/л	190
Содержание хлоридов, ионов $\text{Cl}^-$ , мг/л	990

## 2. Определение нагрузок на фундамент

Расчет нормативных значений усилий на уровне обреза фундаментов от нагрузок, воспринимаемых рамой каркаса (постоянная, снеговая, ветровая и крановая), выполнены на ЭВМ. Наиболее нагруженными являются фундаменты по оси А-5. Правило знаков М и Q: “плюс” – вправо, “минус” – влево применительно к изображению поперечного разреза здания.

Таблица 5. Нормативные значения усилий фундаментов по оси А-5

Усилия	Постоянные $P_d$ , кН	Снеговые $P_{t_1}$ , кН	Крановые $P_{t_2}$ , кН	Ветровые $P_{t_3}$ , кН
$N_n$ , кН	934,8	181,1	231,9	0,0
$M_n$ , кНм	332,7	88,2	±162,6	±14,5
$Q_n$ , кН	85,1	2,2	±34,8	±21,1

Таблица 6. Расчетное сочетание нагрузок

Усилия	$P_d + P_{t_1}$	$P_d + P_{t_2}$	$P_d + P_{t_3}$	$C_m$
$N_n$ , кН	1115,9	1166,7	934,8	<b>1329,69</b>
$M_n$ , кНм	420,9	495,3	347,2	<b>584,83</b>
$Q_n$ , кН	87,3	119,9	106,2	<b>140,43</b>

Определяем основные сочетание нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных, по формуле (СП 20.13330.2011 п.6.2а):

$$C_m = P_d + (\psi_{t_1} P_{t_i} + \psi_{t_2} P_{t_i} + \psi_{t_3} P_{t_i})$$

где,  $P_d$  – постоянная нагрузка, кН;

$P_{t_i}$  – кратковременные нагрузки, кН;

$\psi_{t_1} = 1,0$  – коэффициент сочетания, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке (СП 20.13330.2001 п.6.4);

$\psi_{t_2} = 0,9$  – коэффициент сочетания, соответствующий второй по степени влияния кратковременной нагрузке (СП 20.13330.2001 п.6.4);

$\psi_{t_3} = 0,7$  – коэффициент сочетания для остальных кратковременных нагрузок (СП 20.13330.2001 п.6.4).

$$C_m^N = 934,8 + (1 \cdot 231,9 + 0,9 \cdot 181,1 + 0,7 \cdot 0,0) = 1329,69 \text{ кН}$$

$$C_m^M = 332,7 + (1 \cdot 162,6 + 0,9 \cdot 88,2 + 0,7 \cdot 14,5) = 584,83 \text{ кНм}$$

$$C_m^Q = 85,1 + (1 \cdot 34,8 + 0,9 \cdot 21,1 + 0,7 \cdot 2,2) = 140,43 \text{ кН}$$

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №
--------------	--------------	--------------

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

2

Изм. Кол.уч Лист №док. Подп. Дата

Расчетное значение нагрузки получаем произведением нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$

При определении расчётных нагрузок для расчета по второй группе предельных состояний – по деформации – величина коэффициента надежности по нагрузке принимаем  $\gamma_f = 1$

$$N_{II} = N_n \gamma_f = 1329,69 \cdot 1 = 1329,69 \text{ кН}$$

$$M_{II} = M_n \gamma_f = 584,83 \cdot 1 = 584,83 \text{ кНм}$$

$$Q_{II} = Q_n \gamma_f = 140,43 \cdot 1 = 140,43 \text{ кН}$$

При определении расчетных нагрузок для расчета по первой группе предельных состояний – по несущей способности оснований, фундаментов, ростверков и свай – величина коэффициента надежности по нагрузке принимаем  $\gamma_f = 1,2$

$$N_I = N_n \gamma_f = 1329,69 \cdot 1,2 = 1595,63 \text{ кН}$$

$$M_I = M_n \gamma_f = 584,83 \cdot 1,2 = 701,8 \text{ кНм}$$

$$Q_I = Q_n \gamma_f = 140,43 \cdot 1,2 = 168,52 \text{ кН}$$

### 3. Физико-механические свойства грунта

Вычисляем физико-механические свойства грунта по приведенным в таб. 3 исходных характеристик.

#### Слой 2 - глина

Число пластичности  $I_p$ , %, определяем по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.31):

$$I_p = W_L - W_p = 40,2 - 22,2 = 18\%$$

где,  $W_L$  – влажность на границе текучести, %;

$W_p$  – влажность на границе раскатывания, %.

Плотность сухого грунта  $\rho_d$ ,  $\text{T}/\text{см}^3$ , вычисляем по формуле (ГОСТ 5180-84 п.9.2):

$$\rho_d = \frac{\rho_n}{(1 + 0,01W)} = \frac{1,77}{(1 + 0,01 \cdot 33)} = 1,33 \text{ T}/\text{с}^3$$

где,  $\rho_n$  – плотность грунта,  $\text{T}/\text{м}^3$ ;

$W$  – влажность грунта, %.

Пористость  $n$  определяется по формуле:

$$n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) 100 = \left(1 - \frac{1,33}{2,77}\right) 100 = 51,99\%$$

где,  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{T}/\text{м}^3$ ;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T}/\text{м}^3$ .

Коэффициент пористости  $e$ , д.е., определяется по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.6):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,7 - 1,33}{1,33} = 1,03$$

где,  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{T}/\text{м}^3$ ;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T}/\text{м}^3$ .

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							3

Коэффициент водонасыщения  $S_r$ , д.е., определяются по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.2):

$$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,33 \cdot 2,7}{1,03 \cdot 1} = 0,87$$

где,  $W$  – природная влажность грунта, д.е.;  
 $\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $T/M^3$ ;  
 $e$  – коэффициент пористости, д.е.;  
 $\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1 T/M^3$ .

Показатель текучести  $I_L$ , д.е., - показатель состояния (консистенции) глинистых грунтов, определяют по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.18):

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{33 - 22,2}{18} = 0,6$$

где,  $W$  – природная влажность грунта, %;  
 $W_p$  – влажность на границе раскатывания, %;  
 $I_p$  – число пластичности, %.

По показателю текучести глина находится в *мягкопластичном* состоянии (ГОСТ 25100-2011 блок-схема Е.8).

Расчетное значение удельного веса и удельного веса твердых частиц:

$$\gamma_I^{(2)} = \rho_I g = 1,72 \cdot 9,81 = 16,87 \text{ кН}/M^3$$

$$\gamma_{II}^{(2)} = \rho_{II} g = 1,74 \cdot 9,81 = 17,07 \text{ кН}/M^3$$

$$\gamma_s = \rho_s g = 2,7 \cdot 9,81 = 26,49 \text{ кН}/M^3$$

$$\gamma_w = \rho_w g = 1 \cdot 9,81 = 9,81 \text{ кН}/M^3$$

где,  $\rho_i$  – плотность твердых частиц грунта,  $T/M^3$ ;  
 $\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1 T/M^3$ ;  
 $g$  – ускорение свободного падения,  $M/c^2$ .

Удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, вычисляем по формуле:

$$\gamma_{sb}^{(2)} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,49 - 9,81}{1 + 1,03} = 8,22 \text{ кН}/M^3$$

где,  $\gamma_s$  – удельный вес твердых частиц грунта,  $кН/M^3$ ;  
 $\gamma_w$  – удельный вес воды,  $кН/M^3$   
 $e$  – коэффициент пористости.

Удельный вес грунта выше подошвы фундамента до глубины  $d_w = 0,85$  м принимаем без учета взвешивающего действия воды  $\gamma_{II}^{(2)} = 17,07 \text{ кН}/M^3$ , а ниже уровня подземных вод, т.е. в пределах глубины  $d = d_1 - d_w = 2 - 0,85 = 1,15$  м и ниже подошвы фундамента, принимаем  $\gamma_{sb}^{(2)} = 8,22 \text{ кН}/M^3$

Удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) вычисляем по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w)}{d_1} = \frac{17,07 \cdot 0,85 + 8,22(2 - 0,85)}{2} = 11,72 \text{ кН}/M^3$$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний,  $кН/M^3$ ;

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – условная глубина заложения фундаментов, м.

Условное расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , кПа, определяем по формуле (СП 22.13330.2011 п.5.6.7):

$$R_{усл.} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[ M_\gamma k_z b \gamma_{sb}^{(2)} + M_q d_I \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{sb}^{(2)} + M_c c_{II} \right] =$$
$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,12 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8,22 + 1,47 \cdot 2 \cdot 11,72 + (1,47 - 1) \cdot 0 \cdot 8,22 + 3,82 \cdot 29] =$$
$$= 160,85 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, при показателе текучести  $I_L = 0,6$ ;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, т.к. прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, в зависимости от угла трения  $\varphi_{II} = 7^\circ$ ;

$k_z = 1$  – коэффициенты, принимаемые равным единице при  $b < 10$  м;

$b = 1$  м – условная ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$c_{II} = 29$  кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_I = 2$  м – условная глубина заложения фундаментов, м;

$d_b = 0$  – глубина подвала, м.

Полное наименование грунта слоя 2 по ГОСТ 25100-2011 – *глина мягкопластичная*. Этот грунт может быть использован, как естественное основание, поскольку имеет достаточную прочность. ( $R_{усл.} = 160,85$  кПа,  $10$  МПа  $> E = 8$  МПа  $> 5$  МПа – среднесжимаемый)

### Слой 3 - суглинок

Число пластичности  $I_p$ , %, определяем по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.31):

$$I_p = W_L - W_p = 35,6 - 21,6 = 14\%$$

где,  $W_L$  – влажность на границе текучести, %;

$W_p$  – влажность на границе раскатывания, %.

Плотность сухого грунта  $\rho_d$ , Т/см<sup>3</sup>, вычисляем по формуле (ГОСТ 5180-84 п.9.2):

$$\rho_d = \frac{\rho_n}{(1 + 0,01w)} = \frac{1,83}{(1 + 0,01 \cdot 31,4)} = 1,39 \text{ Т/см}^3$$

где,  $\rho_n$  – плотность грунта, Т/м<sup>3</sup>;

$w$  – влажность грунта, %.

Пористость  $n$  определяется по формуле:

$$n = \left( 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \right) 100 = \left( 1 - \frac{1,39}{2,72} \right) 100 = 48,9\%$$

где,  $\rho_d$  – плотность сухого грунта, Т/м<sup>3</sup>;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта, Т/м<sup>3</sup>.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Коэффициент пористости  $e$ , д.е., определяется по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.6):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,72 - 1,39}{1,39} = 0,96$$

где,  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{T}/\text{M}^3$ ;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T}/\text{M}^3$ .

Коэффициент водонасыщения  $S_r$ , д.е., определяются по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.2):

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,314 \cdot 2,72}{0,96 \cdot 1} = 0,89$$

где,  $W$  – природная влажность грунта, д.е.;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T}/\text{M}^3$ ;

$e$  – коэффициент пористости, д.е.;

$\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1\text{T}/\text{M}^3$ .

Показатель текучести  $I_L$ , д.е., - показатель состояния (консистенции) глинистых грунтов, определяют по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.18):

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{31,4 - 22,6}{14} = 0,63$$

где,  $W$  – природная влажность грунта, %;

$W_p$  – влажность на границе раскатывания, %;

$I_p$  – число пластичности, %.

По показателю текучести суглинков находится в *мягкопластичном* состоянии (ГОСТ 25100-2011 блок-схема Е.8).

Расчетное значение удельного веса и удельного веса твердых частиц:

$$\gamma_I^{(3)} = \rho_I g = 1,78 \cdot 9,81 = 17,46 \text{ кН}/\text{M}^3$$

$$\gamma_{II}^{(3)} = \rho_{II} g = 1,8 \cdot 9,81 = 17,66 \text{ кН}/\text{M}^3$$

$$\gamma_s = \rho_s g = 2,72 \cdot 9,81 = 26,68 \text{ кН}/\text{M}^3$$

$$\gamma_w = \rho_w g = 1 \cdot 9,81 = 9,81 \text{ кН}/\text{M}^3$$

где,  $\rho_i$  – плотность твердых частиц грунта,  $\text{T}/\text{M}^3$ ;

$\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1\text{T}/\text{M}^3$ ;

$g$  – ускорение свободного падения,  $\text{M}/\text{C}^2$ .

Удельный вес суглинка, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, вычисляем по формуле:

$$\gamma_{sb}^{(3)} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,68 - 9,81}{1 + 0,96} = 8,61 \text{ кН}/\text{M}^3$$

где,  $\gamma_s$  – удельный вес твердых частиц грунта,  $\text{кН}/\text{M}^3$ ;

$\gamma_w$  – удельный вес воды,  $\text{кН}/\text{M}^3$

$e$  – коэффициент пористости.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Лист
						6

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) вычисляем по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(3)} (d_1 - d_w)}{d_1} = \frac{17,07 \cdot 0,85 + 8,61(5,3 - 0,85)}{5,3} = 9,97 \text{ кН/м}^3$$

где,  $\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{sb}^{(3)}$  – удельный вес суглинка, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – условная глубина заложения фундамента, м.

Условное расчетное сопротивление грунта основания  $R_{усл.}$ , кПа, определяем по формуле (СП 22.13330.2011 п.5.6.7):

$$\begin{aligned} R_{усл.} &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_\gamma k_z b \gamma_{sb}^{(3)} + M_q d_I \gamma'_{II} + (M_\varphi - 1) d_b \gamma_{sb}^{(3)} + M_c c_{II} \right] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,29 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8,61 + 2,17 \cdot 5,3 \cdot 9,97 + (2,17 - 1) \cdot 0 \cdot 8,61 + 4,69 \cdot 14] \\ &= 201,1 \text{ кПа} \end{aligned}$$

где,  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, при показателе текучести  $I_L = 0,63$ ;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, т.к. прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, в зависимости от угла трения  $\varphi_{II} = 14^\circ$ ;

$k_z$  – коэффициенты, принимаемые равным единице при  $b < 10$  м;

$b = 1$  м – условная ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{sb}^{(3)}$  – удельный вес суглинка, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$c_{II} = 14$  кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_1 = 5,3$  м – условная глубина заложения фундамента, м;

$d_b = 0$  – глубина подвала, м.

Полное наименование грунта слоя 2 по ГОСТ 25100-2011 – суглинок мягкопластичный. Этот грунт может быть использован, как естественное основание, поскольку имеет достаточную прочность. ( $R_{усл.} = 201,1$  кПа,  $10$  МПа  $> E = 6$  МПа  $> 5$  МПа –среднесжимаемый)

#### Слой 4 - глина

Число пластичности  $I_p$ , %, определяем по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.31):

$$I_p = W_L - W_p = 41,4 - 22,4 = 19\%$$

где,  $W_L$  – влажность на границе текучести, %;

$W_p$  – влажность на границе раскатывания, %.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							7

Плотность сухого грунта  $\rho_d, \text{T/см}^3$ , вычисляем по формуле (ГОСТ 5180-84 п.9.2):

$$\rho_d = \frac{\rho_n}{(1 + 0,01W)} = \frac{1,84}{(1 + 0,01 \cdot 26,2)} = 1,46 \text{ T/с}^3$$

где,  $\rho_n$  – плотность грунта,  $\text{T/м}^3$ ;

$W$  – влажность грунта, %.

Пористость  $n$  определяется по формуле:

$$n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) 100 = \left(1 - \frac{1,46}{2,76}\right) 100 = 47,1\%$$

где,  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{T/м}^3$ ;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T/м}^3$ .

Коэффициент пористости  $e$ , д.е., определяется по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.6):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,76 - 1,46}{1,46} = 0,86$$

где,  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\text{T/м}^3$ ;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T/м}^3$ .

Коэффициент водонасыщения  $S_r$ , д.е., определяются по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.2):

$$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,262 \cdot 2,76}{0,86 \cdot 1} = 0,84$$

где,  $W$  – природная влажность грунта, д.е.;

$\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\text{T/м}^3$ ;

$e$  – коэффициент пористости, д.е.;

$\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1 \text{ T/м}^3$ .

Показатель текучести  $I_L$ , д.е., - показатель состояния (консистенции) глинистых грунтов, определяют по формуле (ГОСТ 25100-2011 А.18):

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{26,2 - 22,4}{19} = 0,2$$

где,  $W$  – природная влажность грунта, %;

$W_p$  – влажность на границе раскатывания, %;

$I_p$  – число пластичности, %.

По показателю текучести суглинков находится в *полутвердом* состоянии (ГОСТ 25100-2011 блок-схема Е.8).

Расчетное значение удельного веса и удельного веса твердых частиц:

$$\gamma_I^{(4)} = \rho_I g = 1,79 \cdot 9,81 = 17,56 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II}^{(4)} = \rho_{II} g = 1,81 \cdot 9,81 = 17,76 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_s = \rho_s g = 2,76 \cdot 9,81 = 27,08 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_w = \rho_w g = 1 \cdot 9,81 = 9,81 \text{ кН/м}^3$$

где,  $\rho_i$  – плотность твердых частиц грунта,  $\text{T/м}^3$ ;

$\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1 \text{ T/м}^3$ ;

$g$  – ускорение свободного падения,  $\text{M/с}^2$ .

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							8

Удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, вычисляем по формуле:

$$\gamma_{sb}^{(4)} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27,08 - 9,81}{1 + 0,86} = 9,28 \text{ кН/м}^3$$

где,  $\gamma_s$  – удельный вес твердых частиц грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_w$  – удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>

$e$  – коэффициент пористости.

Удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) вычисляем по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(3)} (h_3 - d_w) + \gamma_{sb}^{(4)} h_4}{h_3 + h_4} = \frac{17,07 \cdot 0,85 + 8,61(5,3 - 0,85) + 9,28 \cdot 1,5}{5,3 + 1,5} = 9,82 \text{ кН/м}^3$$

где,  $\gamma_{sb}^{(4)}$  – удельный вес суглинка, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_{sb}^{(3)}$  – удельный вес суглинка, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$h_3 + h_4$  – условная глубина заложения фундаментов, м.

Условное расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , кПа, определяем по формуле (СП 22.13330.2011 п.5.6.7):

$$\begin{aligned} R_{усл.} &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_\gamma k_z b \gamma_{sb}^{(4)} + M_q d_l \gamma'_{II} + (M_\varphi - 1) d_b \gamma_{sb}^{(4)} + M_c c_{II} \right] = \\ &= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,43 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 9,28 + 2,73 \cdot 6,8 \cdot 9,82 + (2,73 - 1) \cdot 0 \cdot 9,28 + 5,31 \cdot 44] = \\ &= 524,91 \text{ кПа} \end{aligned}$$

где,  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, при показателе текучести  $I_L = 0,2$ ;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, т.к. прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, в зависимости от угла трения  $\varphi_{II} = 18^\circ$ ;

$k_z$  – коэффициенты, принимаемые равным единице при  $b < 10$  м;

$b = 1$  м – условная ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{sb}^{(4)}$  – удельный вес суглинка, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$c_{II} = 44$  кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_l = 6,8$  м – условная глубина заложения фундаментов, м;

$d_b = 0$  – глубина подвала, м.

Полное наименование грунта слоя 2 по ГОСТ 25100-2011 – глина полутвёрдая. Этот грунт может быть использован, как естественное основание, поскольку имеет достаточную прочность. ( $R_{усл.} = 524,91$  кПа,  $E = 16$  МПа  $> 10$  МПа – малосжимаемый)

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Таблица 7. Показатели свойств и состояний грунтов (вычисляемые)

№ слоя	$I_p, \%$	$\rho_d, \text{Т/М}^3$	$n, \%$	$e$	$S_r$	$I_L$	$\gamma_i^{(i)} / \gamma_{II}^{(i)}, \text{кН/М}^3$	$\gamma_s, \text{кН/М}^3$	$\gamma_{sb}^{(i)}, \text{кН/М}^3$	$R_{усл}, \text{кПа}$
2	18	1,33	51,99	1,03	0,87	0,6	16,87/17,07	26,49	8,22	160,85
3	14	1,39	48,9	0,96	0,89	0,63	17,46/17,66	26,68	8,61	201,10
4	19	1,46	47,1	0,86	0,84	0,2	17,56/17,767	27,08	9,28	524,91

**Примечание.** Наименование грунта по ГОСТ 25100-2011:

- 2-й слой – глина мягкопластичная;
- 3-й слой – суглинок мягкопластичный;
- 4-й слой – глина полутвердая.

**Заключение.**

В целом площадка пригодна для возведения здания. Рельеф площадки спокойный с небольшим уклоном в сторону скважины 3. Грунты имеют слоистое напластование с выдержанным залеганием пластов. Слои 2 и 3 являются слабыми грунтами. Слой 4 (глина полутвердая) имеет достаточную прочность, является малосжимаемым ( $E = 16 \text{ МПа} > 10 \text{ МПа}$ ) и может быть использован в качестве основания в природном состоянии. Грунтовые воды располагаются на небольшой глубине, что значительно ухудшает условия устройства фундаментов:

- при заглублении фундаментов более 0,85 м необходимо водопонижение;
- возможность открытого водоотлива из котлованов, разработанных в суглинке, должно быть обосновано проверкой устойчивости дна котлована.

При производстве работ в зимнее время необходимо предохранение основания от промерзания.

Целесообразно рассмотреть следующие возможные варианты фундаментов и оснований:

- фундамент мелкого заложения на естественном основании – глина;
- фундамент на распределенной песчаной подушке (может быть достигнуто уменьшением размеров подошвы фундаментов и расчетных осадок основания);
- свайный фундамент из забивных висячих свай (несущим слоем для свай может служить глина полутвёрдая – слой 4).

Следует предусмотреть срезку и использование почвенно-растительного слоя при благоустройстве и озеленении застраиваемого участка (СП 22.13330.2011 п.1.5)

**4. Анализ агрессивности грунтовой воды**

Для железобетонных фундаментов на естественном основании серии 1.412-2/77, принятых на основе технико-экономического сравнения вариантов, и технологического приема установим наличие и степень агрессивного воздействия подземных вод по данным химического анализа, для соответствующих грунтовых условий.

Для фундаментов и приема предусмотрен бетон марки по водопроницаемости W4 на портландцементе по ГОСТ 10178-85, арматура класса А-II и А-III. Фундаменты каркаса и приемок расположены ниже уровня подземных вод лишь частично, однако, за счет возможных изменений уровня подземных вод и капиллярного подъема до 4 м над уровнем подземных вод все поверхности фундамента и технологического приема могут эксплуатироваться под водой, либо в зоне периодического смачивания. Степень агрессивного воздействия воды на подземные конструкции оцениваем в соответствии с таб. В.3, В.4, Г.2 СП 28.13330.2012.

Взам. инв. №	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Коэффициент фильтрации глины, в котором расположены подземные конструкции, равен:

$$k_f = \frac{2,5 \cdot 10^{-8}}{100/86400} = 0,0000216 \text{ М/сут} < 0,1 \text{ М/сут}$$

Поэтому к показателям агрессивности, приведенным в с таб. В.3, В.4, Г.2 СП 28.13330.2012, необходимо вводить поправки в соответствии с примечаниями к указанным таблицам. Дальнейшую оценки ведем в табличной форме.

Таблица 8. Анализ агрессивности воды для бетона на портландцементе

Показатели агрессивности	Номер таблицы СП 28.13330.2012	Степень агрессивности воды по отношению к бетону марки W4
Бикарбонатная щелочность ионов $\text{HCO}_3$ , $\text{МГ} \cdot \text{ЭКВ}/\text{Л}$	В.3	неагрессивна <sup>1</sup>
Водородный показатель pH	В.3	сильноагрессивная <sup>2</sup>
Содержание агрессивной углекислоты $\text{CO}_2$ , $\text{МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$	В.3	неагрессивна <sup>3</sup>
Содержание аммонийных солей, ионов $\text{NH}_4^+$ , $\text{МГ}/\text{Л}$	В.3	неагрессивна <sup>4</sup>
Содержание магниальных солей, ионов $\text{Mg}^{2+}$ , $\text{МГ}/\text{Л}$	В.3	неагрессивна <sup>5</sup>
Содержание щелочей, $\text{Г}/\text{Л}$	В.3	неагрессивна <sup>6</sup>
Содержание сульфатов, ионов $\text{SO}_4^{-2}$ , $\text{МГ}/\text{Л}$	В.4	неагрессивна <sup>7</sup>
Содержание хлоридов, ионов $\text{Cl}^-$ , $\text{МГ}/\text{Л}$	Г.2	среднеагрессивная <sup>8</sup>

**Примечание.** При оценке степени агрессивного воздействия среды на сооружения, расположенные в слабофильтрующих грунтах с коэффициентов фильтрации менее  $0,1 \text{ М/сут}$ , значения показателей таблицы В.3 и В.4 СП 28.13330.2012, кроме pH, должны быть умножены на 1,3. Значения водородного показателя pH должны быть уменьшены в 1,3 раза для бетонов марки по водопроницаемости W4-W8

1 - при любом значении бикарбонатной щелочности среда неагрессивна по отношению к бетону с маркой по водопроницаемости W6 и более, а также W4 при коэффициенте фильтрации грунта ниже  $0,1 \text{ М/сут}$ ;

2 -  $0 < 3,8 < 3,08 = 4/1,3$ ;

3 -  $10 < 19,5 = 15 \cdot 1,3 \text{ МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$ ;

4 -  $15 < 130 = 100 \cdot 1,3 \text{ МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$ ;

5 -  $360 < 1300 = 1000 \cdot 1,3 \text{ МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$ ;

6 -  $36 \cdot 1000 = 36000 < 65000 = 50000 \cdot 1,3 \text{ МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$ ;

7 -  $190 < 325 = 250 \cdot 1,3 \text{ МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$ ;

8 -  $500 < 990 < 5000 \text{ МГ}/\text{Л}(\text{ДМ})$ .

### Заключение.

При бетоне нормальной (Н) проницаемости (марка по водопроницаемости W4 по таб. Е.1 СП 28.13330.2012) в конструкциях фундаментов и прямка вода неагрессивная по содержанию агрессивной углекислоты, аммонийных солей, магниальных солей, щелочей и сульфатов, сильноагрессивная по водородному показателю и среднеагрессивная по содержанию хлоридов.

Рассмотрим возможность обеспечения стойкости конструкций фундаментов и прямка в агрессивной среде за счет назначения проектных требований к материалам (первичная защита). Как следует из таб. Ж.4 СП 28.13330.2012, при среднеагрессивной среде и примененной арматуре класса А-III (группа 1 по таб. Ж.4 СП 28.13330.2012) требуется применение бетона пониженной проницаемости (марки W8).

Для защиты подошвы фундамента и дна прямка в сильноагрессивной среде предусматривается в соответствии с п.5.6.12 СП 28.13330.2012 устройство битумно бетонной

Взам. инв. №	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							11

подготовки толщиной не менее 100 мм из втрамбованного в грунт щебня с поливкой битумом до полного насыщения.

Для защиты днища (по бетонной подготовке), боковых поверхностей и гидроизоляции прямка в целом (в соответствии с указаниями 5.6.12 СП 28.13330.2012) необходимо выполнить покрытие IV группы - оклеенную гидроизоляцию в 3 слоя гидроизола на горячей битумной мастике с последующим устройством защитной стенки в 1/4 кирпича, пропитанного битумом.

Для защиты боковых поверхностей фундаментов выполнить полимерное покрытие на основе лака ХП-734 (хлорсульфированный полиэтилен).

Фундаменты и приямок выполнить из бетона с характеристиками:

- марка бетона по водопроницаемости – W8;
- коэффициент фильтрации,  $\text{см}/\text{с}$  – от  $1 \cdot 10^{-9}$  до  $6 \cdot 10^{-9}$ ;
- водоцементное отношение  $B/\text{Ц}$ , не более 0,35.

## 5. Расчет и проектирование фундамента на естественном основании

Проектируется монолитный фундамент мелкого заложения на естественном основании под колонну, расположенную по осям А-5, для исходных данных, приведенных в п.1

Определяем глубину заложения фундамента в соответствии с учетом трех факторов.

### Первый фактор

Учет глубины сезонного промерзания грунта. Грунты основания пучинистые, поэтому глубина заложения фундамента  $d$  от отметки планировки должна быть не менее расчетной глубины промерзания, которую можно определить по формуле (п.5.5.4 СП 22.13330.2011):

$$d_f = k_n d_{fn} = k_n d_0 \sqrt{M_t} = 0,7 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{74,2} = 1,39 \text{ м}$$

где,  $k_n = 0,7$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений – по таб. 5.2 СП 22.13330.2011 при  $t_{\text{вн}} = 10^\circ\text{C}$ ;

$d_0$  – величина, принимаемая равной для глин 0,23 м;

$M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе.

### Второй фактор

Учет конструктивных особенностей здания. Для заданных размеров сечения двухветвевой колонны 1400x600 мм и необходимой глубины ее заделки в стакан. Минимальный размер высоты фундамента  $H_{\text{ф}} = 1,8$  м. Таким образом, по второму фактору требуется  $d = H_{\text{ф}} = 1,8$  м

### Третий фактор

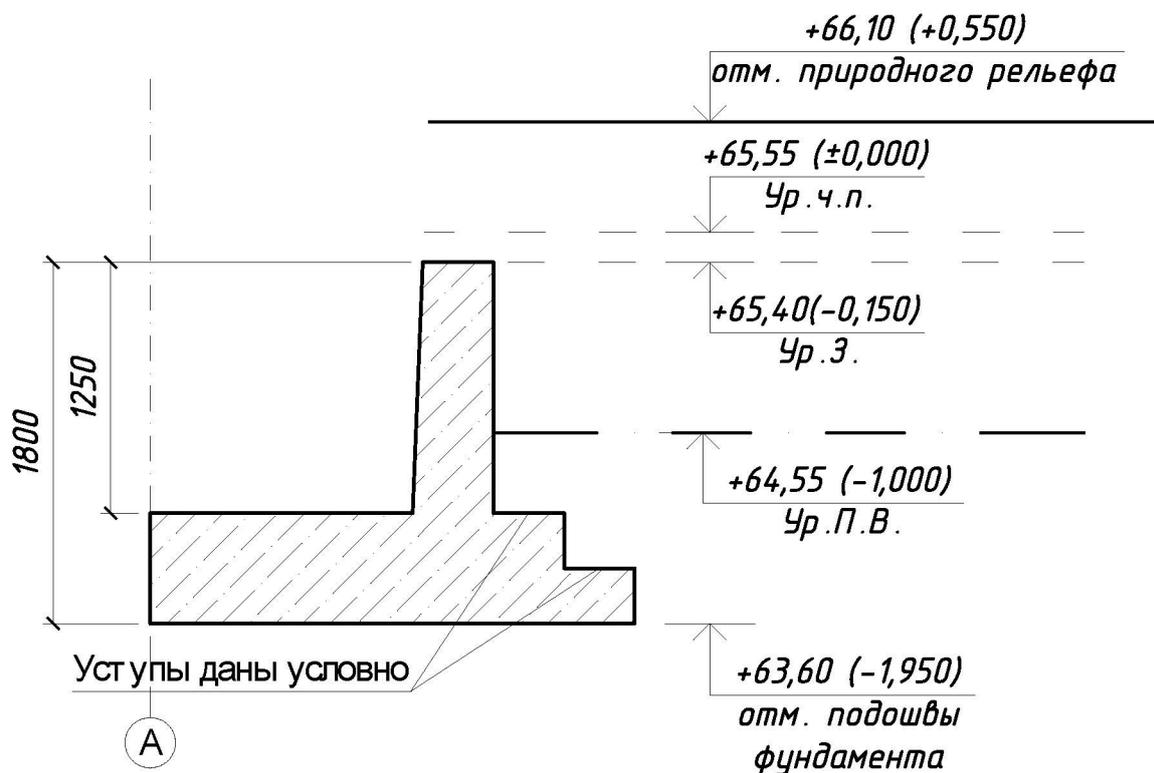
Инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки. С поверхности на большую глубину залегает слой 2, представленный достаточно прочным среднесжимаемой глиной ( $R_{\text{усл.}} = 160,85$  кПа). Подстилающие слои 3 (среднесжимаемый суглинок) и 4 (малосжимаемая глина) по сжимаемости и прочности не хуже среднего слоя. В этих условиях, учитывая высокий уровень подземных вод ( $d_w = 0,85$  м), глубину заложения подошвы фундамента целесообразно принять минимальную, однако достаточную из условий промерзания и конструктивных требований.

С учетом все трех факторов, принимаем глубину заложения от поверхности планировки  $d = 1,8$  м,  $H_{\text{ф}} = 1,8$  м. Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет – 63,60, в самой

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №							Лист
			Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ						12
Изм.	Код.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				

низкой точке рельефа заглибление в несущий слой 2 от отметки природного рельефа (скв. 3) составляет  $64,60 - 63,60 = 1 \text{ м} > 0,5 \text{ м}$ .

## Проектные отметки грунта и фундамента



Определяем требуемое значение площади подошвы фундамента  $A_{\text{тр}}$ ,  $\text{м}^2$ , в первом приближении, как центрально нагруженного. Пока не найдены размеры подошвы фундамента  $b$  и  $l$ , неизвестными является его вес, вес грунта на его уступы и величина расчётного сопротивления грунта основания  $R$ , которая также зависит от неизвестной ширины  $b$  фундамента. Это вынуждает решить задачу последовательным приближением, принимая для первого приближения расчетное сопротивление грунта несущего слоя  $R = R_{\text{усл}}$  (залегающего непосредственно под подошвой):

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_{\text{усл}} - \gamma_{\text{мт}} d} = \frac{1329,69}{160,85 - 20 \cdot 1,8} = 10,65 \text{ м}^2$$

где,  $N$  – расчетная нагрузка, приложенная к обрезу фундамента (в уровне поверхности земли), кН;

$R_{\text{усл}}$  – условное расчетное сопротивление грунта основания, кПа;

$\gamma_{\text{мт}}$  – средний объемный вес материала фундамента и грунта, расположенного над уступами фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d$  – глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки земли около фундамента, м.

Принимаем размеры фундамента в соответствии с требуемым значением площади подошвы  $A_{\text{тр}} = 10,65 \text{ м}^2$ , и назначенной глубиной заложения  $d = 1,8 \text{ м}$ , а следовательно, и  $H_{\text{ф}} = 1,8 \text{ м}$  фундамента. Площадь подошвы принятого фундамента должна удовлетворять условию  $A \geq A_{\text{тр}}$ . Всем условиям удовлетворяет фундамент марки ФД 14-2 (серии 1.412-2/77) с характеристиками:

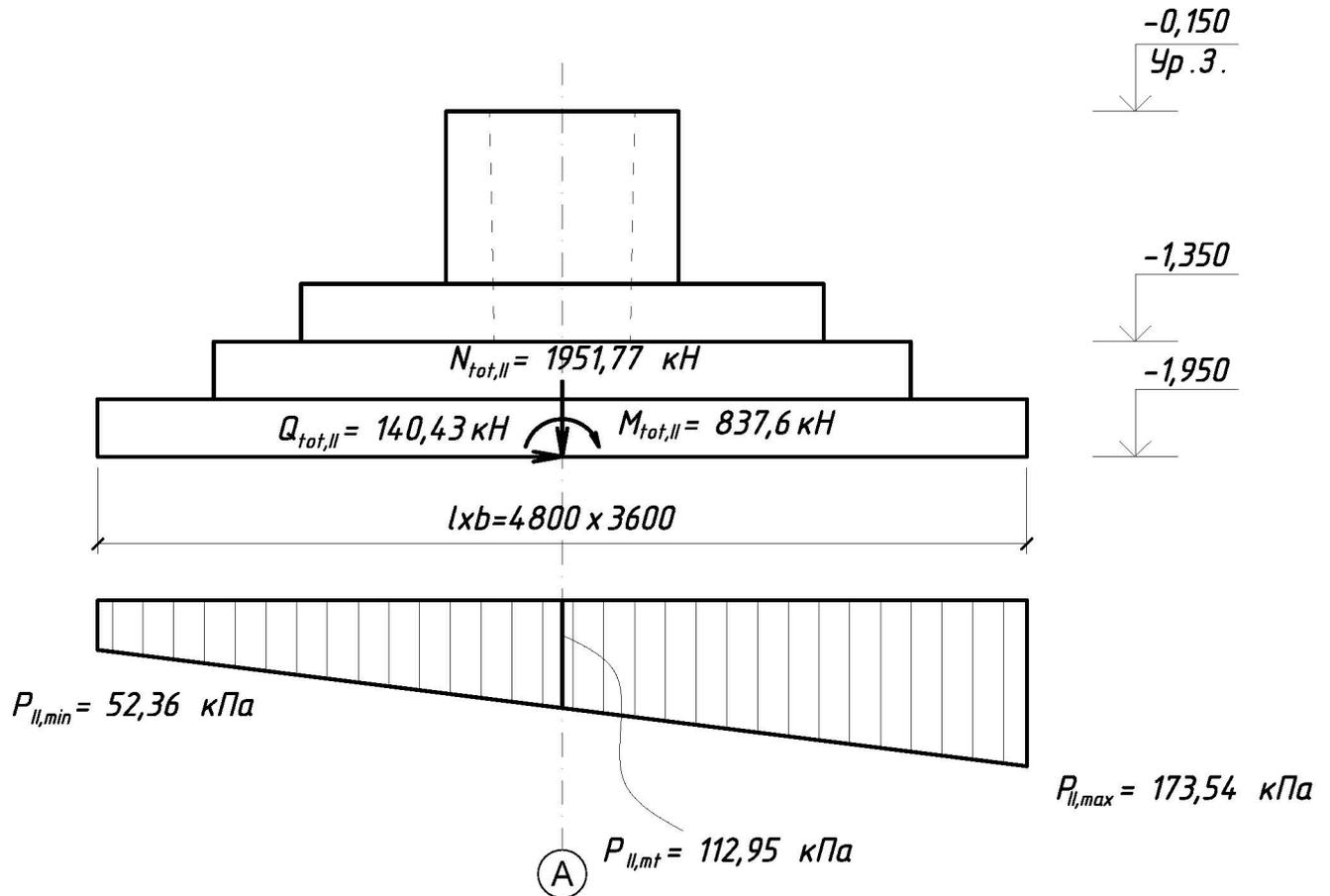
- размер ступеней плитной части,  $l \times b \times h$ , мм:
  - первая подошвенная – 4800×3600×300;
  - вторая подошвенная – 3600×2700×300;
  - третья подошвенная – 2700×1800×300;

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							13

- площадь подошвы фундамента  $A = bl = 4,8 \cdot 3,6 = 17,28 \text{ м}^2 \geq 10,65 \text{ м}^2 = A_{\text{тр}}$ ;
- глубина  $H_{\text{ф}} = 1,8 \text{ м}$ ;
- объем бетона  $V_{\text{fun}} = 11,8 \text{ м}^3$ ;
- момент сопротивления площади подошвы фундамента  $W = \frac{bl^2}{6} = \frac{3,6 \cdot 4,8^2}{6} = 13,82 \text{ м}^3$ .

## Чертеж фундамента и эюра контактных давлений по его подошве



Приводим все нагрузки, действующие на фундамент, к центру тяжести подошвы:

$$M_{\text{tot,II}} = M_{\text{II}} + Q_{\text{II}} H_{\text{ф}} = 584,83 + 140,43 \cdot 1,8 = 837,60 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{tot,II}} = Q_{\text{II}} = 140,43 \text{ кН}$$

Определим эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, по формуле:

$$e = \frac{M_{\text{tot,II}}}{N_{\text{II}} + \gamma_{\text{mt}} d l b} = \frac{837,6}{1329,69 + 20 \cdot 1,8 \cdot 4,8 \cdot 3,6} = 0,43$$

где,  $N_{\text{II}}$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

$\gamma_{\text{mt}}$  – средний объемный вес материала фундамента и грунта, расположенного над ступенями фундамента, кН/м<sup>3</sup>;

$M_{\text{tot,II}}$  – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих на подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияние подошвы фундамента, м<sup>3</sup>;

$l$  – длина фундамента, м;

$b$  – ширина фундамента, м;

$d$  – глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки земли около фундамента, м.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.
	Подп.	Дата	



$c_{II} = 29$  кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;  
 $d_i = 1,8$  м – глубина заложения фундаментов, м;  
 $d_b = 0$  – глубина подвала, м.

Проверяем условия для принятых размеров фундамента:

$$P_{II,mt} = 112,95 \text{ кН} \leq 161,86 \text{ кН} \text{ – условие выполняется}$$

$$\frac{161,86 - 112,95}{161,86} 100\% = 30,22\%$$

$$P_{II,max} = 173,54 \text{ кН} \leq 194,23 \text{ кН} = 1,2 \cdot 161,86 \text{ кН} \text{ – условие выполняется}$$

$$\frac{194,23 - 173,54}{194,23} 100\% = 10,65\%$$

$$P_{II,min} = 52,36 \text{ кН} \geq 0 \text{ – условие выполняется}$$

Так как грузоподъемность мостового крана  $Q_1 = 10 \text{ т} < 75 \text{ т}$ , то отношение  $P_{II,max}/P_{II,min}$  проверять не требуется.

Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия

$$S \leq S_u$$

где,  $S$  – осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения);  
 $S_u$  – предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения) (таб. Д.1 СП 22.13330.2011).

Осадку основания фундамента  $S$ , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяем методом послойного суммирования по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=0}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i})h_i}{E_i}$$

где,  $\beta = 0,8$  – безразмерный коэффициент;  
 $\sigma_{zp,i}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кН;  
 $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, см;  
 $E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;  
 $\sigma_{zg,i}$  – 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;  
 $n$  – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ , кПа, на границе слоя, расположенного на глубине  $z$  от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=0}^n \gamma_i h_i$$

где,  $\gamma'$  – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;  
 $d_n$  – глубина заложения фундамента, м;  
 $\gamma_i$  и  $h_i$  – соответственно удельный вес,  $\text{кН}/\text{м}^3$ , и толщина  $i$ -го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине  $z$  от подошвы фундамента, м.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							16

Определяем составляющие формулы для определения осадки основания фундамента на уровне подошвы:

- $z_i = 0$  м
- $\sigma_{zp,0} = P_{II,mt} = 112,95$  кПа  
где  $P_{II,mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.
- $\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = \gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) =$   
 $= 17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85) = 22,31$  кПа  
где,  $\gamma'$  – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;  
 $d_n$  – глубина заложения фундамента, м;  
 $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;  
 $d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;  
 $\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;  
 $d_1$  – глубина заложения фундаментов, м.
- $E_0 = 8$  МПа = 8000 кПа

Определяем составляющие формулы для определения осадки основания фундамента на глубине  $h_1$  от уровня подошвы фундамента:

- $h_1 = 0,2b = 0,2 \cdot 3,6 = 0,72$  м  
где,  $b$  – ширина подошвы фундамента, м.
- $\sigma_{zp,1} = \alpha P_{II,mt} = 0,97 \cdot 112,95 = 109,56$  кПа  
где,  $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной глубины  $\xi = 2h_1/b = 2 \cdot 0,72/3,6 = 0,4$  и соотношению сторон подошвы фундамента  $\eta = l/b = 4,8/3,6 = 1,33$ ;  
где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  
 $b$  – ширина подошвы фундамента, м;  
 $l$  – длина фундамента, м.  
 $P_{II,mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.
- $\sigma_{zg,1} = \alpha \sigma_{zg,0} = 0,97 \cdot 22,31 = 21,64$  кПа  
где,  $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной глубины  $\xi = 2h_i/b = 2 \cdot 0,72/3,6 = 0,4$  и соотношению сторон подошвы фундамента  $\eta = l/b = 4,8/3,6 = 1,33$ ;  
где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  
 $b$  – ширина подошвы фундамента, м;  
 $l$  – длина фундамента, м.
- $\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{sb}^{(2)} \cdot h_1 =$   
 $= 22,31 + 8,22 \cdot 0,72 = 28,23$  кПа  
где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;  
 $h_1$  – толщина 1-го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине  $z$  от подошвы фундамента, м;  
 $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной глубины  $\xi = 2h_i/b = 2 \cdot 0,72/3,6 = 0,4$  и соотношению сторон подошвы фундамента  $\eta = l/b = 4,8/3,6 = 1,33$ ;  
где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  
 $b$  – ширина подошвы фундамента, м;

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инд. № подл.	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
										17

$l$  – длина фундамента, м.

$$E_{1-3} = 8 \text{ МПа} = 8000 \text{ кПа}$$

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу.

Таблица 9. Определение осадки.

Номер слоя	$h_i$ , м	$\xi$	$h_i + d$ , м	$\alpha$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$\sigma_{zy,i}$ , кПа	$0,5\sigma_{zg,i}$ , кПа	$E_i$ , кПа
0	0,00	0,0	1,80	1,0000	112,95	22,31	22,31	11,16	8000
1	0,72	0,4	2,52	0,9700	109,56	28,23	21,64	14,11	8000
2	1,44	0,8	3,24	0,8396	94,83	34,15	18,73	17,07	8000
3	2,16	1,2	3,96	0,6687	75,53	40,07	14,92	20,03	8000
4	2,88	1,6	4,68	0,5175	58,45	45,98	11,54	22,99	8000
5	3,60	2,0	5,40	0,4004	45,22	52,18	8,93	26,09	6000
6	4,32	2,4	6,12	0,3131	35,36	58,38	6,99	29,19	6000
7	5,04	2,8	6,84	0,2497	28,20	65,06	5,57	32,53	16000
8	5,76	3,2	7,56	0,2013	22,73	71,75	4,49	35,87	16000

**Примечание.** Граница глины (2 слой) и суглинка (3 слой) условно смещена до глубины  $h_i = 2,88$  м от подошвы (фактическое положение на глубине  $h = 3,05$  м). Граница суглинка (3 слой) и глины (4 слой) условно смещена до глубины  $h_i = 4,32$  м от подошвы (фактическое положение на глубине  $h = 4,55$  м).

На глубине  $H_c = 5,04$  м от подошвы фундамента выполняется условие:

$$\sigma_{zp,7} = 28,20 \text{ кПа} \approx 32,53 \text{ кПа} = 0,5\sigma_{zg,7} \text{ (п.5.6.41 СП 22.13330.2011),}$$

поэтому послойное суммирование деформации основания производим в пределах от подошвы фундамента до глубины сжимаемой толщи (ГСТ).

Определим осадку фундамента:

$$S = \left( \frac{112,95 + 109,56}{2} - \frac{22,31 + 21,64}{2} + \frac{109,56 + 94,83}{2} - \frac{21,64 + 18,73}{2} \right) \frac{0,72}{8000} +$$

$$+ \left( \frac{94,83 + 75,53}{2} - \frac{18,73 + 14,92}{2} + \frac{75,53 + 58,45}{2} - \frac{14,92 + 11,54}{2} \right) \frac{0,72}{8000} +$$

$$+ \left( \frac{58,45 + 45,22}{2} - \frac{11,54 + 8,93}{2} + \frac{45,22 + 35,36}{2} - \frac{8,93 + 6,99}{2} \right) \frac{0,72}{6000} +$$

$$+ \left( \frac{35,36 + 28,20}{2} - \frac{6,99 + 5,57}{2} \right) \frac{0,72}{16000} = 0,8 \cdot 3,64 = 2,91 \text{ см}$$

$$S = 2,91 \text{ см} \leq 10 \text{ см} = S_u \text{ — условие выполняется}$$

где,  $S$  – осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения);

$S_u$  – предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения) (таб. Д.1 СП 22.13330.2011).

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подп.	Дата



фундамента. Площадь подошвы принятого фундамента должна удовлетворять условию  $A \geq A_{тр}$ .  
 Всем условиям удовлетворяет фундамент марки ФД 9-2 (серии 1.412-2/77) с характеристиками:

- размер ступеней плитной части,  $l \times b \times h$ , мм:
  - первая подошвенная – 3300x2700x300.
- площадь подошвы фундамента  $A = bl = 3,3 \cdot 2,7 = 8,91 \text{ м}^2 \geq 2,87 \text{ м}^2 = A_{тр}$ ;
- глубина  $H_{\phi} = 1,8 \text{ м}$ ;
- момент сопротивления площади подошвы фундамента  $W = \frac{bl^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,3^2}{6} = 4,9 \text{ м}^3$ .

Приводим все нагрузки, действующие на фундамент, к центру тяжести подошвы:

$$M_{tot,II} = M_{II} + Q_{II}H_{\phi} = 584,83 + 140,43 \cdot 1,8 = 837,60 \text{ кН}$$

$$Q_{tot,II} = Q_{II} = 140,43 \text{ кН}$$

Определим эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, м, по формуле:

$$e = \frac{M_{tot,II}}{N_{II} + \gamma_{mt}dlb} = \frac{837,6}{1329,69 + 20 \cdot 1,8 \cdot 3,3 \cdot 2,7} = 0,51 \text{ м}$$

где,  $N_{II}$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

$\gamma_{mt}$  – средний объемный вес материала фундамента и грунта, расположенного над уступами фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$M_{tot,II}$  – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих на подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияние подошвы фундамента,  $\text{м}^3$ ;

$l$  – длина фундамента, м;

$b$  – ширина фундамента, м;

$d$  – глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки земли около фундамента, м.

Определяем максимальное, минимальное и среднее краевое давление на грунт под подошвой при относительном эксцентриситете  $e/l = 0,51/3,3 = 0,15 < 0,17$  по формуле:

$$P_{II, \frac{min}{max}} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{mt}d \pm \frac{M_{tot,II}}{W} = \frac{1329,69}{8,91} + 20 \cdot 1,8 \pm \frac{837,60}{4,9} = 185,24 \pm 170,92 \text{ кПа}$$

$$P_{II,mt} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{mt}d = \frac{1329,69}{8,91} + 20 \cdot 1,8 = 185,24 \text{ кПа}$$

где,  $N_{II}$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезах, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

$A$  – площадь подошвы фундамента,  $\text{м}^2$ ;

$\gamma_{mt}$  – средний объемный вес материала фундамента и грунта, расположенного над уступами фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d$  – глубина заложения фундамента, считая от планировочной отметки земли около фундамента, м;

$M_{tot,II}$  – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих на подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияние подошвы фундамента,  $\text{м}^3$ ;

$W$  – момент сопротивления площади подошвы фундамента,  $\text{м}^3$ .

Так как грузоподъемность мостового крана  $Q_1 = 10 \text{ т} < 75 \text{ т}$ , то отношение  $P_{II,max}/P_{II,min}$  проверять не требуется.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №					Лист
			Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		

Уточняем расчетное сопротивление  $R$ , кПа, для песчаной подушки по формуле (В.1 из приложения В, СП 22.13330.2011):

$$R = R_0 \left( 1 + \frac{k_1(b - b_0)}{b_0} \right) \left( \frac{d + d_0}{2d_0} \right) = 500 \left( 1 + \frac{0,125(2,7 - 1)}{1} \right) \left( \frac{1,8 + 2}{2 \cdot 2} \right) = 575,94 \text{ кПа}$$

где,  $R_0$  – расчетное сопротивление песчаной подушки, кПа (таб. В.2 СП 22.13330.2011);  
 $k_1$  – коэффициент, принимаемый для оснований;  
 $b$  и  $d$  – ширина и глубина заложения фундамента, м;  
 $b_0$  и  $d_0$  – ширина и глубина заложения фундамента принимаемые при расчете  $R_0$ , м.

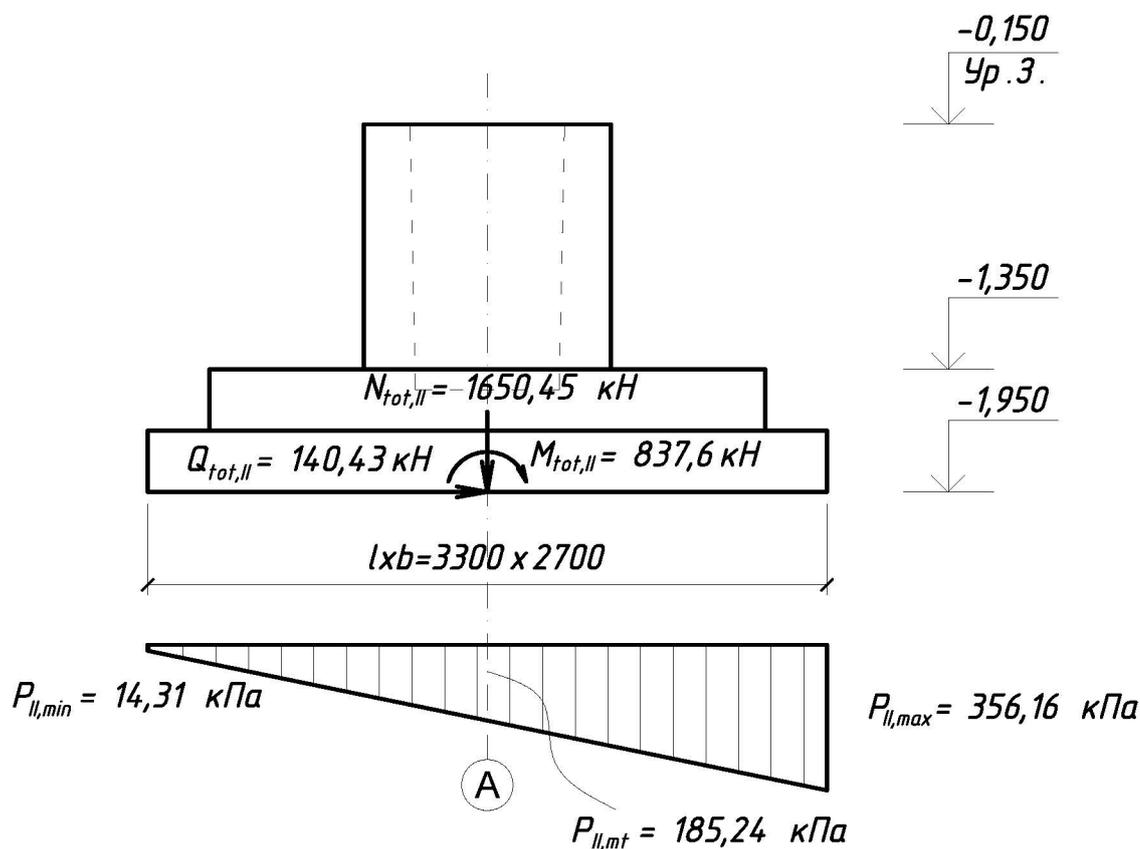
Проверяем условия для принятых размеров фундамента:

$$P_{II,mt} = 185,24 \text{ кН} \leq 575,94 \text{ кН} - \text{условие выполняется}$$

$$P_{II,min} = 14,31 \text{ кН} > 0 - \text{условие выполняется}$$

$$P_{II,max} = 356,16 \text{ кН} \leq 691,123 \text{ кН} = 1,2 \cdot 575,94 \text{ кН} - \text{условие выполняется}$$

## Чертеж фундамента и эпюра контактных давлений по его подошве



Требуемую толщину подушки находим методом последовательных попыток, исходя из необходимости ограничения давления по подошве подушки величиной  $R_z$ , кПа, расчетным сопротивлениям грунта подстилающего слабого слоя в соответствии с условием:

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

где,  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{zy}$  и  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента, кПа;

$R_z$  – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа.

Определяем составляющие формулы, назначив толщину песчаной подушки  $h_{п} = 0,5$  м:

Инд. № инв.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Изм.
Инд. № подл.			Кол.уч.
			Лист
			№ док.
			Подп.
			Дата

$$\bullet \sigma_{zp} = \alpha P_{II,mt} = 0,97 \cdot 185,24 = 179,52 \text{ кПа}$$

где,  $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной

глубины  $\xi = 2h_{п}/b = 2 \cdot 0,5/2,7 = 0,37$  и соотношению сторон подошвы фундамента

$$\eta = l/b = 3,3/2,7 = 1,22;$$

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$P_{II,mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.

$$\bullet \sigma_{zg} = \gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) + \gamma_{n,sb} h_{п} =$$

$$= 17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85) + 10,7 \cdot 0,5 = 27,67 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундамента, м;

$\gamma_{n,sb}$  – удельный вес песка, кН/м<sup>3</sup>;

$h_{п}$  – толщина песчаной подушки, м.

$$\bullet \sigma_{zy} = \alpha \sigma_{zg,0} = \alpha (\gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w)) =$$

$$= 0,97(17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85)) = 21,63 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундамента, м;

$\gamma_{n,sb}$  – удельный вес песка, кН/м<sup>3</sup>;

$h_{п}$  – толщина песчаной подушки, м;

$\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной

глубины  $\xi = 2h_{п}/b = 2 \cdot 0,5/2,7 = 0,37$  и соотношению сторон подошвы фундамента

$$\eta = l/b = 3,3/2,7 = 1,22;$$

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$$\bullet R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b_z \gamma_{sb}^{(2)} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,12 \cdot 1 \cdot 2,44 \cdot 8,22 + 1,47 \cdot 2,3 \cdot 12,03 + 3,82 \cdot 29] = 169,24 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, при показателе текучести  $I_L = 0,6$ ;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, т.к. прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_{\gamma}, M_q, M_c$  – коэффициенты, в зависимости от угла трения  $\varphi_{II} = 7^{\circ}$ ;

$k_z = 1$  – коэффициенты, принимаемые равным единице при  $b < 10$  м;

$b_z = 1,87$  м – условная ширина фундамент, м, вычисляем по формуле:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{7,41 + 0,3^2} - 0,3 = 2,44 \text{ м}$$

где,  $A_z$  – площадь условного фундамента, м<sup>2</sup>, вычисляемая по формуле:

$$A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}} = \frac{1329,69}{179,52} = 7,41 \text{ м}^2$$

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Лист
						22

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

где,  $N_{II}$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезках, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

$\sigma_{zp}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки, проходящей через центр подошвы фундамента, кН.

$a$  – вычисляем по формуле:

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{3,3 - 2,7}{2} = 0,3 \text{ м}$$

где,  $b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>, вычисляем по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) + \gamma_{n, sb} h_{\pi}}{d_1 + h_{\pi}} = \frac{17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85) + 10,7 \cdot 0,5}{1,8 + 0,5} = 12,03 \text{ кН/м}^3$$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м;

$\gamma_{n, sb}$  – удельный вес песка, кН/м<sup>3</sup>;

$h_{\pi}$  – толщина песчаной подушки, м;

$c_{II} = 29$  кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_1 + h_{\pi} = 1,8 + 0,5$  м – глубина заложения фундаментов, м.

Проверяем условие:

$$\sigma_z = 185,56 \text{ кПа} \leq 169,24 \text{ кПа} = R_z \text{ – условие не выполняется}$$

Определяем составляющие формулы, назначив толщину песчаной подушки  $h_{\pi} = 0,8$  м:

- $\sigma_{zp} = \alpha P_{II, mt} = 0,9 \cdot 185,24 = 166,72$  кПа

где,  $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной

глубины  $\xi = \frac{2h_{\pi}}{b} = \frac{2 \cdot 0,8}{2,7} = 0,59$  и соотношению сторон подошвы фундамента

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,3}{2,7} = 1,22;$$

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$P_{II, mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.

- $\sigma_{zg} = \gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) + \gamma_{n, sb} h_{\pi} = 17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85) + 10,7 \cdot 0,8 = 30,88$  кПа

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м;

$\gamma_{n, sb}$  – удельный вес песка, кН/м<sup>3</sup>;

$h_{\pi}$  – толщина песчаной подушки, м.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

$$\bullet \sigma_{z\gamma} = \alpha \sigma_{z\gamma,0} = \alpha \left( \gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) \right) =$$

$$= 0,9(17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85)) = 20,08 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м;

$\gamma_{n, sb}$  – удельный вес песка,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$h_{п}$  – толщина песчаной подушки, м;

$\alpha$  – коэффициент, принимаемый по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной

глубины  $\xi = \frac{2h_{п}}{b} = \frac{2 \cdot 0,8}{2,7} = 0,59$  и соотношению сторон подошвы фундамента

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,3}{2,7} = 1,22;$$

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$$\bullet R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k_z b_z \gamma_{sb}^{(2)} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,12 \cdot 1 \cdot 2,54 \cdot 8,22 + 1,47 \cdot 2,6 \cdot 11,88 + 3,82 \cdot 29] = 178,4 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, при показателе текучести  $I_L = 0,6$ ;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, т.к. прочностные характеристики грунта ( $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_{\gamma}, M_q, M_c$  – коэффициенты, в зависимости от угла трения  $\varphi_{II} = 7^\circ$ ;

$k_z = 1$  – коэффициенты, принимаемые равным единице при  $b < 10$  м;

$b_z = 1,87$  м – условная ширина фундамент, м, вычисляем по формуле:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{7,98 + 0,3^2} - 0,3 = 2,54 \text{ м}$$

где,  $A_z$  – площадь условного фундамента,  $\text{м}^2$ , вычисляемая по формуле:

$$A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}} = \frac{1329,69}{166,72} = 7,98 \text{ м}^2$$

где,  $N_{II}$  – сумма вертикальных нагрузок, действующих на основание, кроме веса фундамента и грунта на его обрезках, и определяемых для случая расчета основания по деформациям, кН;

$\sigma_{zp}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки, проходящей через центр подошвы фундамента, кН.

$a$  – вычисляем по формуле:

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{3,3 - 2,7}{2} = 0,3 \text{ м}$$

где,  $b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды),  $\text{кН}/\text{м}^3$ , вычисляем по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) + \gamma_{n, sb} h_{п}}{d_1 + h_{п}} =$$

$$= \frac{17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85) + 10,7 \cdot 0,8}{1,8 + 0,8} = 11,88 \text{ кН}/\text{м}^3$$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для

расчета по II группе предельных состояний,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м;

$\gamma_{n, sb}$  – удельный вес песка,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$h_n$  – толщина песчаной подушки, м;

$c_{II} = 29$  кПа – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_1 + h_n = 1,8 + 0,8$  м – глубина заложения фундаментов, м.

Проверяем условие:

$\sigma_z = 177,51$  кПа  $\leq 178,4$  кПа =  $R_z$  – условие выполняется

$$\frac{178,4 - 177,51}{178,4} 100\% = 0,5\%$$

Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия

$$S \leq S_u$$

где,  $S$  – осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения);

$S_u$  – предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения) (таб. Д.1 СП 22.13330.2011).

Осадку основания фундамента  $S$ , см, с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяем методом послойного суммирования по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=0}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i}$$

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

$\sigma_{zp,i}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кН;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, см;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{zy,i}$  – 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;

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

Вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma_{zg}$ , кПа, на границе слоя, расположенного на глубине  $z$  от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=0}^n \gamma_i h_i$$

где,  $\gamma'$  – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$d_n$  – глубина заложения фундамента, м;

$\gamma_i$  и  $h_i$  – соответственно удельный вес,  $\text{кН}/\text{м}^3$ , и толщина  $i$ -го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине  $z$  от подошвы фундамента, м.

Определяем составляющие формулы для определения осадки основания фундамента на уровне подошвы:

•  $z_i = 0$  м

•  $\sigma_{zp,0} = P_{II,mt} = 185,24$  кПа

где,  $P_{II,mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.

•  $\sigma_{zy,0} = \sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = \gamma_{II}^{(2)} d_w + \gamma_{sb}^{(2)} (d_1 - d_w) =$   
 $= 17,07 \cdot 0,85 + 8,22(1,8 - 0,85) = 22,31$  кПа

где,  $\gamma'$  – средний удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Взам. инв. №

Подп. и дата

Изм. № подл.

$d_n$  – глубина заложения фундамента, м;  
 $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;  
 $d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;  
 $\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;  
 $d_1$  – глубина заложения фундаментов, м.

- $E_0 = 45 \text{ МПа} = 45000 \text{ кПа}$

Определяем составляющие формулы для определения осадки основания фундамента на глубине  $h_4$  уровне подошвы:

- $h_4 = 0,8 \text{ м}$
- $\sigma_{zp,4} = \alpha P_{II,mt} = 0,9 \cdot 185,24 = 166,72 \text{ кПа}$

где,  $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной глубины  $\xi = \frac{2h_n}{b} = \frac{2 \cdot 0,8}{2,7} = 0,59$  и соотношению сторон подошвы фундамента  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,3}{2,7} = 1,22$ ;

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  
 $b$  – ширина подошвы фундамента, м;  
 $l$  – длина фундамента, м.

$P_{II,mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.

- $\sigma_{zg,4} = \alpha \sigma_{zg,0} = 0,9 \cdot 22,31 = 20,08 \text{ кПа}$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;  
 $\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м;

$\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной глубины  $\xi = \frac{2h_n}{b} = \frac{2 \cdot 0,8}{2,7} = 0,59$  и соотношению сторон подошвы фундамента  $\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,3}{2,7} = 1,22$ ;

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м;  
 $b$  – ширина подошвы фундамента, м;  
 $l$  – длина фундамента, м.

- $\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{n,sb} h_n = 22,31 + 10,7 \cdot 0,8 = 30,87 \text{ кПа}$

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;  
 $\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундаментов, м;

$\gamma_{n,sb}$  – удельный вес песка, кН/м<sup>3</sup>;

$h_n$  – толщина песчаной подушки, м;

- $E_4 = 45 \text{ МПа} = 45000 \text{ кПа}$

Определяем составляющие формулы для определения осадки основания фундамента на глубине  $h_5$  уровне подошвы:

- $h_5 = 0,2b = 0,2 \cdot 2,7 = 0,54 \text{ м}$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

- $\sigma_{zp,5} = \alpha P_{II,mt} = 0,74 \cdot 270,513 = 137,37$  кПа

где,  $\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной

глубины  $\xi = 2h_z/b = 2 \cdot (0,54 + 0,8)/2,7 = 0,99$  и соотношению сторон подошвы

фундамента  $\eta = l/b = 3,3/2,7 = 1,22$ ;

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м,

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

$P_{II,mt}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кН.

- $\sigma_{zg,5} = \alpha \sigma_{zg,0} = 0,74 \cdot 22,31 = 16,54$  кПа

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом

взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундамента, м;

$\alpha$  – коэффициент, принимаемы по таб. 5.8 СП 22.13330.2011 в зависимости от относительной

глубины  $\xi = 2h_z/b = 2 \cdot (0,54 + 0,8)/2,7 = 0,99$  и соотношению сторон подошвы

фундамента  $\eta = l/b = 3,3/2,7 = 1,22$ ;

где,  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м,

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$l$  – длина фундамента, м.

- $\sigma_{zg,5} = \sigma_{zg,0} + \gamma_{n,sb} h_{п} + \gamma_{sb}^{(2)} h_2 = 22,31 + 10,7 \cdot 0,8 + 8,22 \cdot 0,54 = 35,31$  кПа

где,  $\gamma_{sb}^{(2)}$  – удельный вес глины, расположенного ниже уровня подземных вод, с учетом

взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_w$  – глубина расположения уровня подземных вод, м;

$\gamma_{II}^{(2)}$  – удельный вес глины без учета взвешивающего действия воды для расчета по II группе предельных состояний, кН/м<sup>3</sup>;

$d_1$  – глубина заложения фундамента, м;

$\gamma_{n,sb}$  – удельный вес песка, кН/м<sup>3</sup>;

$h_{п}$  – толщина песчаной подушки, м;

- $E_5 = 8$  МПа = 8000 кПа

Дальнейшие вычисления сводим в таблицу.

Таблица 10. Определение осадки

Номер слоя	$h_i$ , м	$\xi$	$h_i + d$ , м	$\alpha$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$0,2\sigma_{zg,i}$ , кПа	$E_i$ , кПа
0	0,00	0,00	1,80	1,0000	185,24	22,31	22,31	4,46	45000
1	0,50	0,37	2,30	0,9691	179,52	27,66	21,62	5,53	45000
2	0,60	0,44	2,40	0,9526	176,46	28,73	21,25	5,75	45000
3	0,70	0,52	2,50	0,9245	171,26	29,80	20,63	5,96	45000
4	0,80	0,59	2,60	0,9000	166,72	30,87	20,08	6,17	45000
5	1,34	0,99	3,14	0,7416	137,37	35,31	16,54	7,06	8000
6	1,88	1,39	3,68	0,5751	106,52	39,75	12,83	7,95	8000
7	2,42	1,79	4,22	0,4397	81,44	44,19	9,81	8,84	8000
8	2,96	2,19	4,76	0,3388	62,75	48,63	7,56	9,73	8000

Взам. инв. №

Подп. и дата

Инв. № подл.

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

27

Изм. Кол.уч Лист №док. Подп. Дата

9	3,50	2,59	5,30	0,2654	49,17	53,27	5,92	10,65	6000
10	4,04	2,99	5,84	0,2116	39,20	57,92	4,72	11,58	6000
11	4,58	3,39	6,38	0,1716	31,79	62,57	3,83	12,51	6000
12	5,12	3,79	6,92	0,1419	26,28	67,58	3,17	13,52	16000
13	5,66	4,19	7,46	0,1190	22,04	72,60	2,65	14,52	16000
14	6,20	4,59	8,00	0,1009	18,69	77,61	2,25	15,52	16000
15	6,74	4,99	8,54	0,0887	16,42	82,62	1,98	16,52	16000
16	7,28	5,39	9,08	0,0751	13,92	87,63	1,68	17,53	16000

**Примечание.** Граница глины (2 слой) и суглинка (3 слой) условно смещена до глубины  $h_8 = 2,96$  м от подошвы (фактическое положение на глубине  $h = 3,05$  м). Граница суглинка (3 слой) и глины (4 слой) условно смещена до глубины  $h_{11} = 4,58$  м от подошвы (фактическое положение на глубине  $h = 4,55$  м).

Т.к. нижняя граница сжимаемой толщи при условии  $\sigma_{zp} \approx 0,5\sigma_{zg}$  найдена в слое с модулем деформации  $E \leq 7000$ , кПа, тогда находим границу сжимаемой толщи исходя из условия  $\sigma_{zp} \approx 0,2\sigma_{zg}$ .

На глубине  $H_c = 6,74$  м от подошвы фундамента выполняется условие:

$$\sigma_{zp,15} = 16,42 \text{ кПа} \approx 16,52 \text{ кПа} = 0,2\sigma_{zg,15} \text{ (п.5.6.41 СП 22.13330.2011),}$$

поэтому послойное суммирование деформации основания производим в пределах от подошвы фундамента до глубины сжимаемой толщи (ГСТ).

Определим осадку фундамента:

$$S = \left( \frac{185,24 + 179,52}{2} - \frac{22,31 + 21,62}{2} \right) \frac{0,5}{45000} +$$

$$+ \left( \frac{179,52 + 176,46}{2} - \frac{21,62 + 21,252}{2} + \frac{179,46 + 171,26}{2} - \frac{21,25 + 20,63}{2} \right) \frac{0,1}{45000} +$$

$$+ \left( \frac{166,72 + 137,37}{2} - \frac{20,08 + 16,54}{2} + \frac{137,37 + 106,52}{2} - \frac{16,54 + 12,83}{2} \right) \frac{0,54}{8000} +$$

$$+ \left( \frac{62,75 + 49,17}{2} - \frac{7,56 + 5,92}{2} + \frac{49,17 + 39,20}{2} - \frac{5,92 + 4,72}{2} \right) \frac{0,54}{6000} +$$

$$+ \left( \frac{31,79 + 26,28}{2} - \frac{3,83 + 3,17}{2} + \frac{26,28 + 22,04}{2} - \frac{3,17 + 2,65}{2} \right) \frac{0,54}{16000} = 0,8 \cdot 4,68 = 3,75 \text{ см}$$

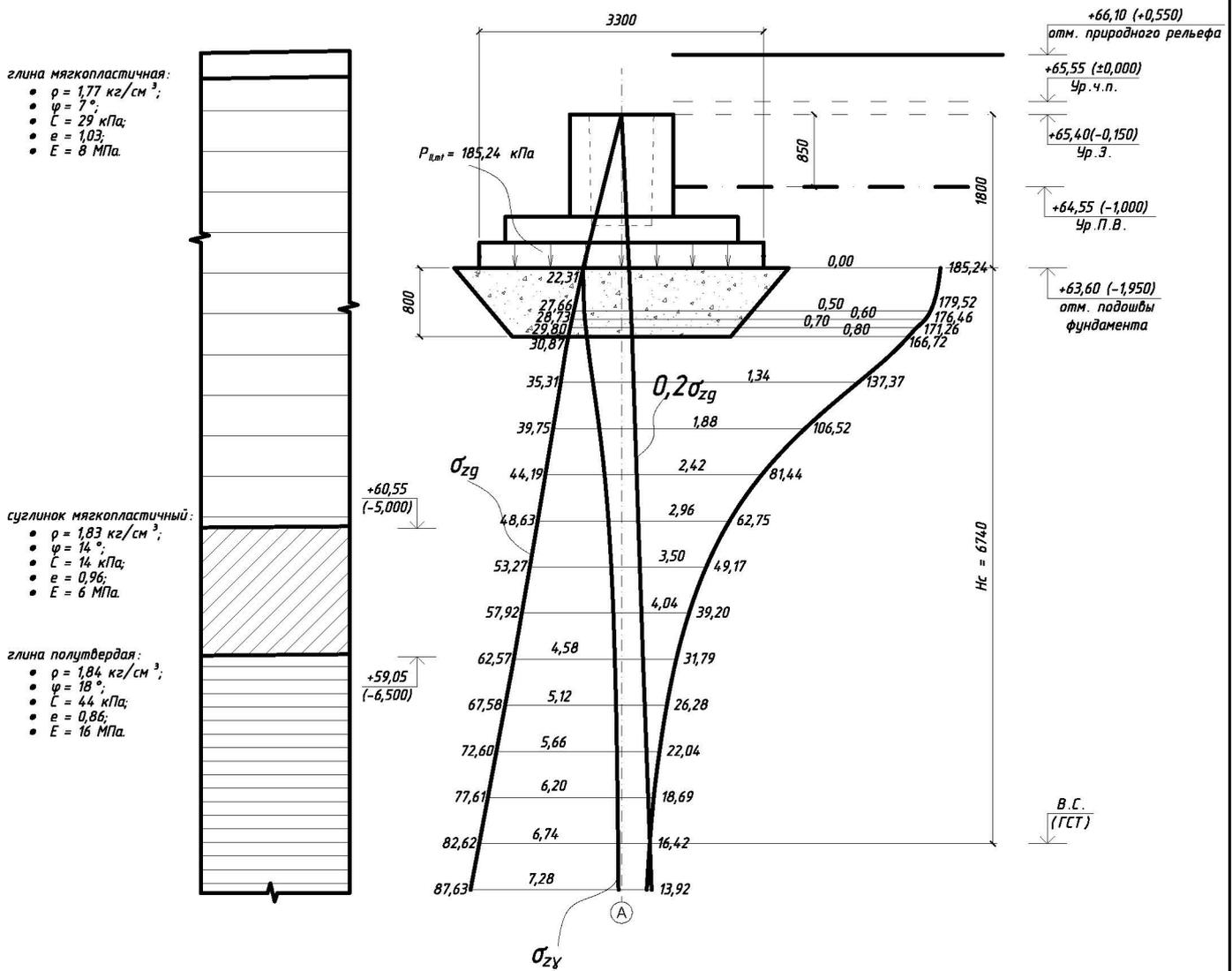
$$S = 3,75 \text{ см} \leq 10 \text{ см} = S_u \text{ — условие выполняется}$$

где,  $S$  – осадка основания фундамента (совместная деформация основания и сооружения);

$S_u$  – предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения) (таб. Д.1 СП 22.13330.2011).

Взам. инв. №	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

## Расчетная схема распределения напряжений в основании фундамента на распределительной подушке по оси А-5



$$h_r \geq h_{ст} + h_{дн} + 100 = 1250 + 400 + 100 = 1,75 \text{ м}$$

где,  $h_{ст}$  – высота стакана для колонны с площадью сечением 1400x600мм и подколонником с площадью сечения 2100x1200мм, мм;

$h_{дн}$  – толщина дна стакана, которая должна быть не менее 400мм, мм.

Для дальнейших расчетов принимаем большее из двух значений с округлением до кратного 150 мм, т.к.  $1,75 \text{ м} = h_{рост.} \geq d_f = 1,39 \text{ м}$ , то принимаем глубину заложения равным 1800 мм, что соответствует отм. -1,950 м (абсолютной отм. 63,60 м)

В качестве несущего слоя висячей сваи принимаем глину полутвердую (слой 4) с показателем текучести  $I_L = 0,2$ .

Определяем минимально необходимую длину сваи  $L_{min}$ , м, по формуле:

$$L_{min} = h_1 + h_2 + h_3 = 0,05 + 4,55 + 1 = 5,6 \text{ м}$$

где,  $h_1$  – размер заделки сваи в ростверк (принимаем шарнирное сопряжение ростверка и сваи), м;

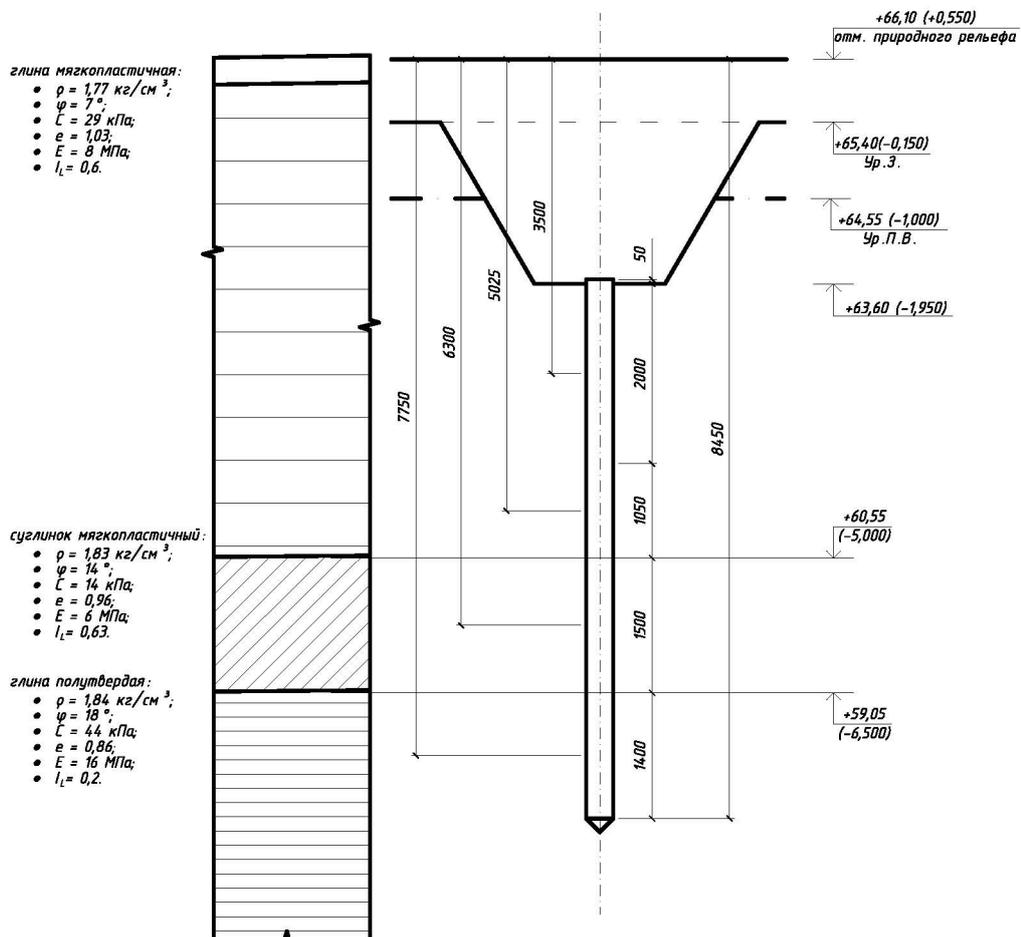
$h_2$  – толщина прорезаемых свайей слабых слоев грунтов, м;

$h_3$  – требуемое заглубление нижних концов свай в зависимости от показателя текучести несущего слоя (п. 8.14 СП 24.13330.2011), м.

Окончательную длину сваи принимаем равной ближайшей стандартной длине (с округлением в большую сторону большего размера), а размер поперечного сечения и класс бетона сваи по прочности на сжатие – минимальный, соответствующими принятой длине.

Принимаем типовую железобетонную сваю С6.40 квадратного сечения. Класс бетона сваи В30, арматура из стали класса АШ4Ø12, объем бетона 0,96 м<sup>3</sup>, массой сваи 2,4 т, толщиной защитного слоя  $a_b = 20 \text{ мм}$

### Расчетная схема к определению несущей способности сваи по грунту



Инва. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Определяем несущую способность одиночной сваи из условия сопротивления грунта основания  $F_d$ , кН, по формуле (п. 7.2.2 СП 24.13330.2011):

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right) =$$

$$= 1 \left( 1 \cdot 4638,33 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 1 \left( 2 \cdot 15 + 1,05 \cdot 17,025 + 1,5 \cdot 15,005 + 1,4 \cdot 61,5 \right) \right) = 1316,61 \text{ кН}$$

где,  $\gamma_c = 1$  – коэффициент условия работы;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемый по таблице 7.2 СП 24.13330.2011;

$A$  – площадь опирания на грунт сваи, м<sup>2</sup>;

$u$  – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

$f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемый по таблице 7.3 СП 24.13330.2011;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$\gamma_{cR}$  – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи, принимаемые по таблице 7.4 СП 24.13330.2011

$\gamma_{cf}$  – коэффициент условия работы грунта на боковой поверхности сваи, принимаемые по таблице 7.4 СП 24.13330.2011

Определяем составляющие формулы:

- Т.к. погружение сплошной сваи осуществляется дизельным молотом, тогда принимаем коэффициенты условия работы грунта под нижним концом и на боковой поверхности равным единице;
- Для определения  $f_i$  расчлняем каждый однородный пласт грунта на слой толщиной  $h_i \leq 2$  м и устанавливаем среднюю глубину расположения  $z_i$  каждого слоя, считая от уровня природного рельефа. По таблице 7.3 СП 24.13330.2011, используя в необходимых случаях, устанавливаем:

Вид грунта:	$z_i$ , м	$f_i$ , кПа
Глина при $I_L = 0,6$	3,500	15,000
Глина при $I_L = 0,6$	5,025	17,025
Суглинок при $I_L = 0,63$	6,300	15,005
Глина при $I_L = 0,2$	7,750	61,500

- В соответствии с расчетной схемой сваи устанавливается для глины полутвердой с показателем текучести  $I_L = 0,2$  при  $z_i = 8,45$  м из таблицы 7.2 СП 24.13330.2011 расчетное сопротивление  $R = 4638,33$  кПа;

- площадь опирания на грунт квадратной сваи определяем по формуле:

$$A = a^2 = 0,4^2 = 0,16 \text{ м}^2$$

- наружный периметр поперечного сечения ствола сваи определяем по формуле:

$$u = 2(a + a) = 2(0,4 + 0,4) = 1,6 \text{ м}$$

Определяем требуемое число свай в фундаменте в первом приближении по формуле:

$$n = \frac{N_I}{\gamma_0 F_d - \gamma_{mt} d (3d_{cb})^2 \gamma_g} k \gamma_n \gamma_k = \frac{1595,63}{1,15 \cdot 1316,61 - 20 \cdot 1,8 (3 \cdot 0,4)^2 \cdot 1,4} 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 2,42$$

где,  $N_I$  – расчетное значение нагрузки, кН;

$\gamma_0$  – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов;

$F_d$  – несущую способность свай, кН;

$\gamma_{mt}$  – среднее значение удельного веса материала ростверка и грунта на его уступах, кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения подошвы ростверка от поверхности планировки, м;

$(3d_{cb})^2$  – площадь подошвы ростверка, приходящаяся на одну сваю при минимальном расстоянии между свая  $3d_{cb}$ ;

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

$\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту;

$k$  – коэффициент увеличения числа свай, косвенно учитывающий влияние момента и поперечности силы;

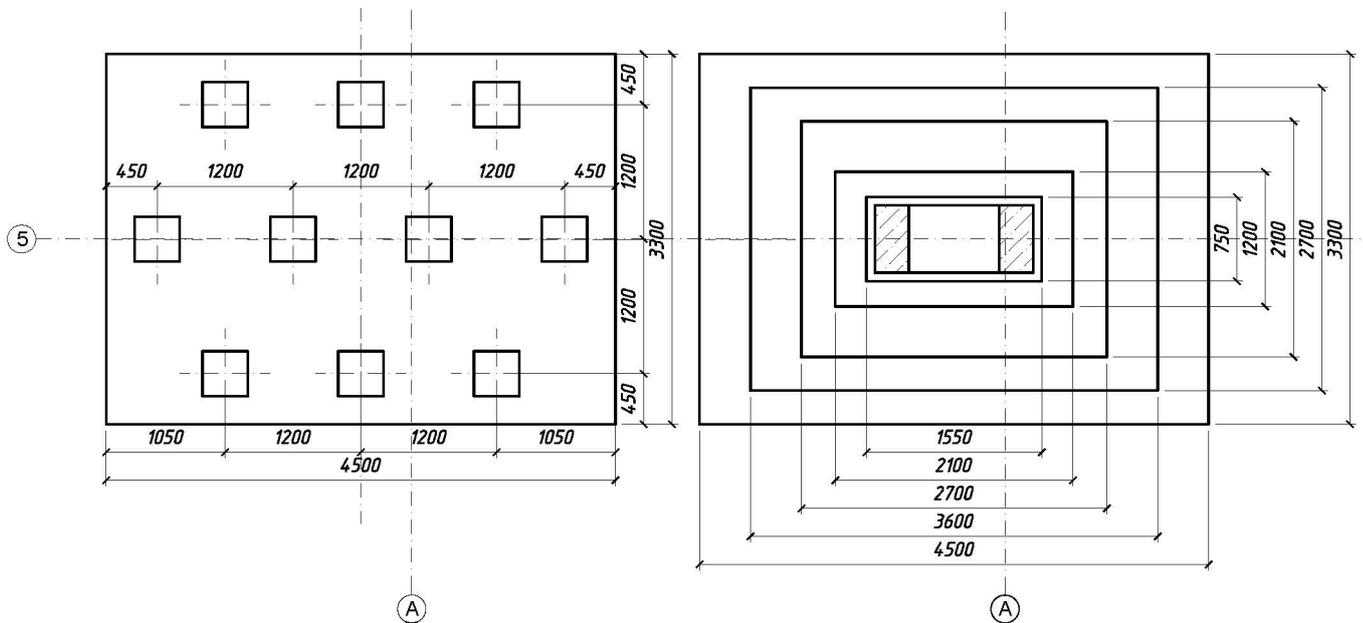
$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению здания и сооружения;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности по грунту.

Принимаем  $n = 10$

Размещаем сваи в кусте по типовой схеме. Окончательный размер ростверка назначаем, придерживаясь размеров в плане кратных 0,3 м и по высоте – кратных 0,15 м.

### Размещение свай в плане и конструирование ростверка



Вес ростверка и грунта на его уступах:

$$G_r + G_g = \gamma_{mt} d l b = 20 \cdot 1,8 \cdot 4,5 \cdot 3,3 = 534,6 \text{ кН}$$

Все действующие нагрузки приводим к центру тяжести подошвы ростверка:

$$N_{tot,I} = N_I + G_r + G_g = 1596,63 + 534,6 = 2131,23 \text{ кН}$$

$$M_{tot,I} = M_I + Q_I H_r = 701,80 + 168,52 \cdot 1,8 = 1005,136 \text{ кНм}$$

$$Q_{tot,I} = Q_I = 168,52 \text{ кН}$$

Расчетную нагрузку на сваю  $N$ , кН, определяем, рассматривая фундамент как группу свай, объединённую жестким ростверком, воспринимающим вертикальные нагрузки и изгибающие моменты, по формуле (п. 7.1.12 СП 24.13330.2011):

$$N_{max} = \frac{N_{tot,I}}{n} + \frac{M_{tot,I} y_{max}}{\sum_{i=0}^n y_i^2} = \frac{2131,23}{10} + \frac{1005,136 \cdot 1,8}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 352,72 \text{ кН}$$

$$N_{min} = \frac{N_{tot,I}}{n} - \frac{M_{tot,I} y_{max}}{\sum_{i=0}^n y_i^2} = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 1,8}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 73,52 \text{ кН}$$

$$N_{mt} = \frac{N_{tot,I}}{n} = \frac{2131,23}{10} = 213,12 \text{ кН}$$

где,  $N_{tot,I}$  – расчетная сжимающая сила, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы, кН;

$M_{tot,I}$  – передаваемый на свайный ростверк в плоскости подошвы расчетные изгибающие моменты, кНм;

$n$  – число свай в фундаменте;

$y_{max}$  – максимальное расстояние от главных осей до оси сваи, м;

$y_i$  – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляют расчетную нагрузку, м.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

32

Проверим выполнения условий:

$$N_{max} = 352,72 \text{ кН} \leq 940,44 \text{ кН} = 1,2 \frac{1316,61}{1,2 \cdot 1,4} - \text{условие выполняется}$$

$$N_{mt} = 213,12 \text{ кН} \leq 783,7 \text{ кН} = \frac{1316,61}{1,2 \cdot 1,4} - \text{условие выполняется}$$

$$N_{min} = 73,52 \text{ кН} > 0 - \text{условие выполняется}$$

Выполним предварительную проверку сваи по прочности. Для этого определим коэффициент деформации по формуле (п. В.4 СП 24.13330.2011):

$$\alpha_{\varepsilon} = \sqrt[5]{\frac{k b_p}{\gamma_c E I}} = \sqrt[5]{\frac{10,0 \cdot 1,1}{3 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3}}} = 0,576 \text{ м}^{-1}$$

где,  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;

$I$  – момент инерции поперечного сечения сваи,  $\text{м}^4$ ;

$b_p$  – условная ширина сваи, м;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы;

$k$  – коэффициент пропорциональности.

Определяем составляющие формулы:

- начальный модуль упругости бетона сваи класса В25, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении составляет  $E = 27 \cdot 10^3$  МПа (согласно таб. 18 СНиП 2.03.01-84\*)

- момент инерции поперечного сечения сваи находим по формуле:

$$I = \frac{d_{св}^4}{12} = \frac{0,4^4}{12} = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

- Т.к. диаметр сваи меньше 0,8 м, то условную ширину сваи находим по формуле:

$$b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,4 + 0,5 = 1,1 \text{ м}$$

- для глины мягкопластичной с показателем текучести  $I_L = 0,6$  по таблице В.1 СП 24.13330.2011 определяем, что коэффициент пропорциональности  $k = 10,0 \text{ МН/м}^4$

Определим глубину расположения условной заделки сваи от подошвы ростверка по формуле (п. 7.1.8 СП 24.13330.2011):

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_{\varepsilon}} = 0 + \frac{2}{0,576} = 3,47 \text{ м}$$

где,  $l_0$  – длина участка сваи от подошвы высокого ростверка до уровня планировки грунта, м;

$\alpha_{\varepsilon}$  – коэффициент деформации,  $\text{м}^{-1}$ .

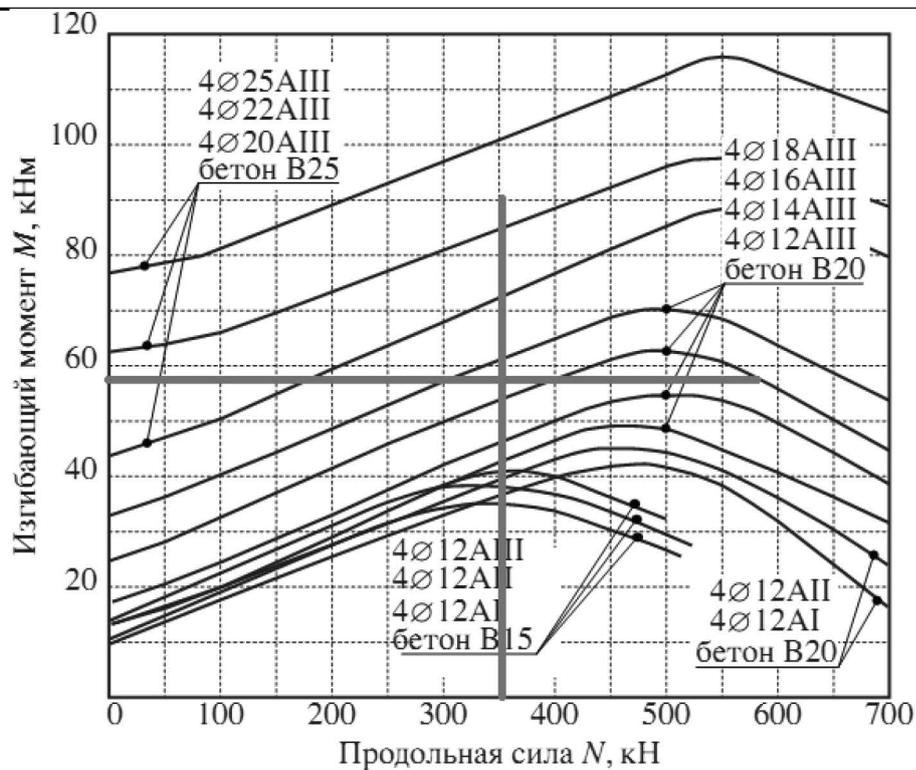
Определим возникшие реакции в условной заделки:

$$N_1 = N_{max} = 352,72 \text{ кН}$$

$$M_1 = \frac{Q_{tot,1} l_1}{n} = \frac{168,52 \cdot 3,47}{10} = 58,47 \text{ кНм}$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							33



Точка, соответствующая значениям указанных усилий, лежит на графике ниже кривой принятой сваи (сечение 400x400мм, бетон В25, продольное армирование 4Ø18AIII), следовательно, предварительная проверка показывает, что прочность сваи по материалу обеспечена.

Расчет на продавливание плитных конструкций (ростверка) от действия сил, равномерно распределенных на расчетной площади, должен производиться из условия (п. 3.42 СНиП 2.03.01-84\*):

$$F_{per} < 2\alpha R_{bt} h_0 \left[ (h_{col} + c_1) \frac{h_0}{c_2} + (b_{col} + c_2) \frac{h_0}{c_1} \right]$$

где,  $F_{per}$  – продавливающая сила, кН;

$\alpha$  – коэффициент, принимаемый равный единице для тяжелого бетона;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона, МПа;

$u_m$  – среднearифметическое значение периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения;

$h_0$  – рабочая высота сечения;

$c$  – длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания, м;

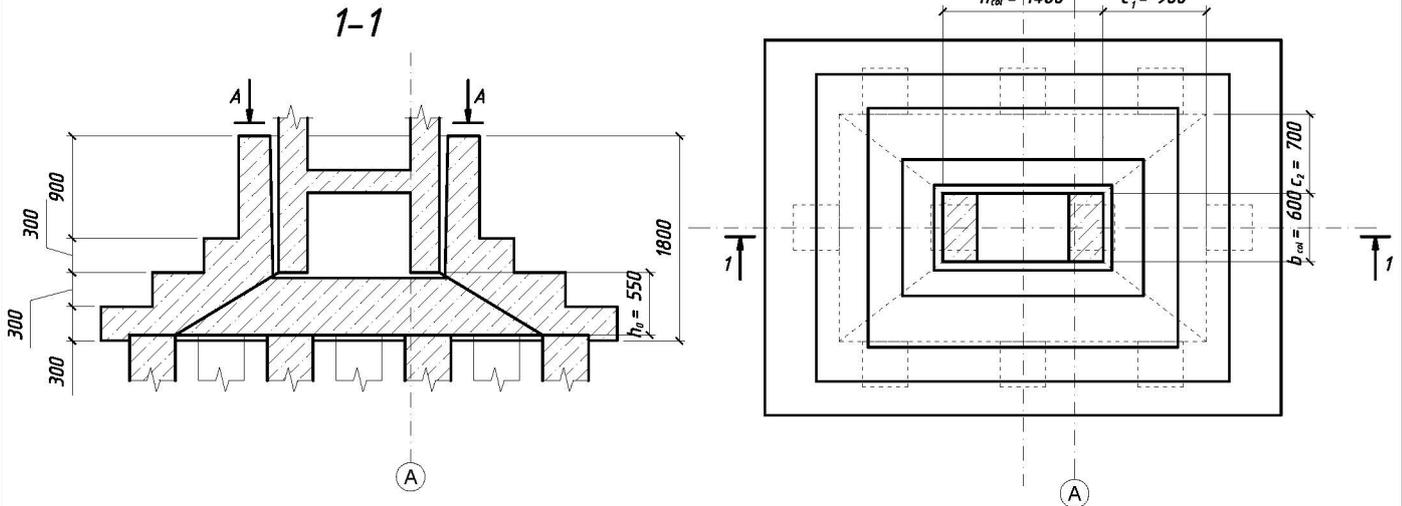
Т.к. угол наклона боковых граней пирамиды продавливания больше 45°, правую часть формулы необходимо умножить на  $\frac{h_0}{c}$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

# Схема к расчету ростверка на продавливание

A - A



Определяем составляющие формулы:

- Т.к. класс бетона ростверка В20, тогда  $R_{bt} = 0,9$  МПа, согласно таб. 13 СНиП 2.03.01-84\*
- Рабочую высоту сечения принимаем 0,55 м;
- Расчетная сила  $F_{per}$ , равна силе, действующей на пирамиду продавливания:

$$F_{per} = \alpha_1 N_l = 0,85 \cdot 1595,63 = 1356,29 \text{ кН}$$

где,  $\alpha_1$  - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть ростверка через стакан, находим по формуле:

$$\alpha_1 = 1 - \frac{0,4 \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} A_f}{N_l} = 1 - \frac{0,4 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 900 \cdot 5}{1595,63} = 0,09 < 0,85$$

где,  $\gamma_{b2}, \gamma_{b9}$  - ???????????????????;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона, МПа;

$A_f$  - площадь боковой поверхности заделанной в стакан части колонны, м<sup>2</sup>,

найдем по формуле:

$$A_f = 2(h_{col} + b_{col})h_s = 2(0,6 + 1,4)1,25 = 5,0 \text{ м}^2$$

$N_l$  - расчетное значение нагрузки, кН.

Подставляем значения в вышенаписанное неравенство:

$$1356,29 \text{ кН} < 2575,57 \text{ кН} = 2 \cdot 1 \cdot 900 \cdot 0,55 \left[ (1,4 + 0,9) \frac{0,55}{0,7} + (0,6 + 0,7) \frac{0,55}{0,9} \right]$$

Прочность ростверка на продавливание колонной обеспечена.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

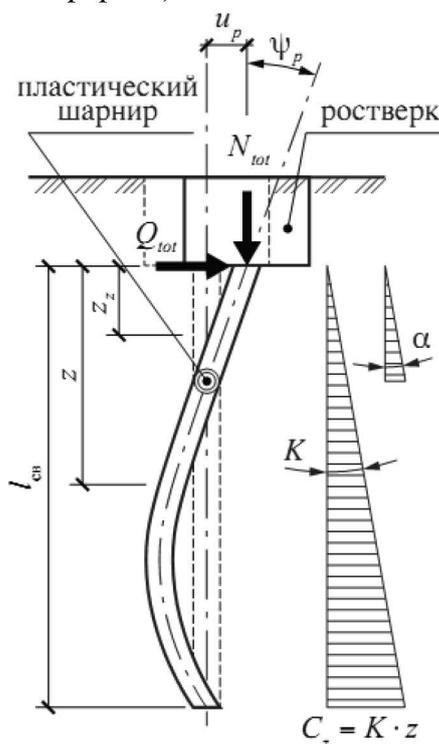
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

35

Расчет свайного фундамента по деформациям.



Выполним расчет свайного фундамента по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок и момента исходя из условия:

$$H_1 \leq H_{el}$$

где,  $H_1$  – горизонтальная нагрузка на голову сваи, кН;

$H_{el}$  – значение горизонтальной силы, соответствующей границе упругой работы системы свая-грунт.

Определяем составляющие формулы:

- Находим значение горизонтальной силы, соответствующей границе упругой работы системы свая-грунт по формуле:

$$H_{el} = \frac{\bar{N} a b_p}{\alpha_\varepsilon^2} = \frac{0,409 \cdot 62,93 \cdot 1,1}{0,576^2} = 85,34 \text{ кН}$$

где,  $a$  – прочностной коэффициент пропорциональности,  $\text{кН}/\text{м}^3$ ;

$b_p$  – условная ширина сечения сваи (см. проверку сваи по прочности), м;

$\alpha_\varepsilon$  – коэффициент деформации (см. проверку сваи по прочности);

$\bar{N}$  – приведенное значение продольной силы для приведенной глубины погружения сваи в грунт  $\bar{l} = l \alpha_\varepsilon = 6,95 \cdot 0,576 = 4,01 > 4$  при  $l = 4$  и  $\bar{z}_i = 0$  –  $\bar{N} = 0,409$

- Определяем горизонтальную нагрузку на голову сваи по формуле:

$$H_1 = \gamma_n \frac{Q_{tot,l}}{n} = 1,1 \cdot \frac{168,52}{10} = 18,54 \text{ кН}$$

Подставляем значения в неравенство:

$$H_1 = 18,54 \text{ кН} \leq 85,34 \text{ кН} = H_{el} \text{ – условие выполняется}$$

Т.к. условие выполняется, то расчет ведем по первой (упругой) стадии работы системы свая-грунт.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Лист
						36

Для дальнейшего расчета сваи по деформациям, требуется соблюсти условие:

$$u_p \leq u_u$$

где,  $u_p$  – расчетное значение горизонтального перемещения головы сваи, м;

$u_u$  – предельное допустимое значение горизонтального перемещения головы сваи, м.

Горизонтальное перемещение  $u_p$ , м, определяем по формуле:

$$u_p = H_0 \varepsilon_{HH} + M_0 \varepsilon_{HM} = 16,82 \cdot 0,00022 + 0 \cdot 0,00009 = 0,0037 \text{ м}$$

где,  $H_0$ ,  $M_0$  – расчетное значение поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кНм;

$\varepsilon_{HH}$  – горизонтальное перемещение сечения,  $\text{м}/\text{кН}$ , от действия силы  $H = 1$ , приложенной в уровне поверхности грунта;

$\varepsilon_{HM}$  – горизонтальное перемещение сечения,  $1/\text{кН}$ , от действия силы  $M = 1$ , приложенной в уровне поверхности грунта;

Определим составляющие формулы:

- При шарнирном опирании низкого ростверка на сваи, расчетное значение изгибающего момента  $M_0 = 0$  и  $l_0 = 0$ ;
- расчетное значение поперечной силы  $H_0$ , кН, определяем по формуле:

$$H_0 = \frac{Q_{tot,l}}{n} = \frac{168,52}{10} = 16,85 \text{ кН}$$

- горизонтальное перемещение сечения  $\varepsilon_{HH}$ ,  $\text{м}/\text{кН}$ , от действия силы  $H = 1$ , приложенной в уровне поверхности грунта, определим по формуле:

$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 EI} A_0 = \frac{1}{0,576^3 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3}} 2,441 = 0,00022 \text{ м}/\text{кН}$$

где,  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;

$I$  – момент инерции поперечного сечения сваи,  $\text{м}^4$ ;

$\alpha_\varepsilon$  – коэффициент деформации (см. проверку сваи по прочности);

$A_0$  – безразмерный коэффициент, при  $\bar{l} = 4$ .

- горизонтальное перемещение сечения  $\varepsilon_{HM}$ ,  $1/\text{кН}$ , от действия силы  $M = 1$ , приложенной в уровне поверхности грунта, определяем по формуле:

$$\varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} B_0 = \frac{1}{0,576^2 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3}} 1,621 = 0,00008 \text{ 1}/\text{кН}$$

где,  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;

$I$  – момент инерции поперечного сечения сваи,  $\text{м}^4$ ;

$\alpha_\varepsilon$  – коэффициент деформации (см. проверку сваи по прочности);

$B_0$  – безразмерный коэффициент, при  $\bar{l} = 4$ .

Подставляем значения в неравенство:

$$0,0037 \text{ м} = 0,37 \text{ см} \leq 1 \text{ см} = u_u \text{ – условия выполняется}$$

*Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, выполним исходя из условия:*

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\gamma_I z \tan \varphi_I + \xi c_I)$$

где,  $\sigma_z$  – расчетное давление на грунт, кПа, боковой поверхности сваи на глубине  $z$ , м, отсчитываемой при низком ростверке от его подошвы;

$\eta_1$  – коэффициент;

$\eta_2$  – коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке;

$\varphi_I, c_I$  – расчетное значение соответственно угла внутреннего трения грунта, град, и удельного сцепления грунта, кПа;

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							37



$$\varepsilon_{MN} = \frac{1}{\alpha_{\varepsilon}^2 EI} B_0 = \frac{1}{0,576^2 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3}} 1,621 = 0,00008 \text{ 1/кН}$$

где,  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;

$I$  – момент инерции поперечного сечения сваи, м<sup>4</sup>;

$\alpha_{\varepsilon}$  – коэффициент деформации (см. проверку сваи по прочности);

$B_0$  – безразмерный коэффициент, при  $\bar{l} = 4$ .

- угол поворота сечения  $\varepsilon_{MM}$ , 1/кНм от момента  $M = 1$ , определяем по формуле:

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_{\varepsilon} EI} C_0 = \frac{1}{0,576 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3}} 1,751 = 0,00014 \text{ 1/кНм}$$

где,  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;

$I$  – момент инерции поперечного сечения сваи, м<sup>4</sup>;

$\alpha_{\varepsilon}$  – коэффициент деформации (см. проверку сваи по прочности);

$C_0$  – безразмерный коэффициент, при  $\bar{l} = 4$ .

- расчетное значение поперечной силы  $H_0$ , кН, определяем по формуле:

$$H_0 = \frac{Q_{tot,l}}{n} = \frac{168,52}{10} = 16,52 \text{ кН}$$

- Коэффициент  $\eta_1 = 1$ , т.к. не распорное сооружение;
- Коэффициент  $\eta_2$  определим по формуле:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n}M_c + M_t} = \frac{1051,795 + 759,245}{2,5 \cdot 1051,795 + 759,245} = 0,53$$

где,  $M_c$  – момент от внешних постоянных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижних концов сваи, кНм;

$M_t$  – момент от внешних временных расчетных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижних концов сваи, кНм;

$\bar{n}$  – коэффициент.

Определим составляющие формулы:

- Момент от внешних постоянных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижних концов сваи, определяем по формуле:

$$M_c = M_{\text{пост}} + Q_{\text{пост}} h = 332,7 + 85,1 \cdot 8,45 = 1051,795 \text{ кНм}$$

- Момент от внешних временных расчетных нагрузок в сечении фундамента на уровне нижних концов сваи, определяем по формуле:

$$M_t = \sum M_{\text{врем}} + h \sum Q_{\text{врем}} = (88,2 + 162,6 + 14,5) + 8,45(2,2 + 34,8 + 21,1) = 759,245 \text{ кНм}$$

- Коэффициент  $\bar{n} = 2,5$

- Угол внутреннего трения для второго слоя  $\varphi_I = 6^\circ$ ;
- Удельное сцепление грунта для второго слоя  $c_I = 19$  Мпа;
- расчетный удельный (объемный) вес грунта ненарушенной структуры, с учетом взвешивающего действия воды для второго слоя  $\gamma_I = 8,22 \text{ кН/м}^3$ ;
- $\xi = 0,6$  т.к. применяются забивные сваи.

Подставим значения в неравенство:

$$26,08 \text{ кПа} \leq 26,14 \text{ кПа} = 1 \cdot 0,53 \frac{4}{\cos 6^\circ} (8,22 \cdot 0,85 \cdot \tan 6^\circ + 0,6 \cdot 19)$$

Условие выполняется, а значит устойчивость грунта, окружающего сваю, обеспечена.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							39

Определим несущую способность сваи по прочности материала.

Для указанных характеристик сваи получаем следующее выражение для определения моментов в сечениях свай на разных глубинах от подошвы ростверка:

$$M_z = 1,2 \left( \alpha_\varepsilon^2 E I u_0 A_3 - \alpha_\varepsilon E I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon} D_3 \right) =$$

$$= 1,2 \left( \begin{array}{l} 0,576^2 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3} \cdot 3,7 \cdot 10^{-3} A_3 - \\ 0,576 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3} \cdot 1,4 \cdot 10^{-3} B_3 \\ + 0 \cdot C_3 + \frac{16,85}{0,576} D_3 \end{array} \right) = 70,6A_3 - 46,38B_3 + 29,25D_3$$

где,  $E$  – модуль упругости материала сваи, кПа;

$I$  – момент инерции поперечного сечения сваи,  $m^4$ ;

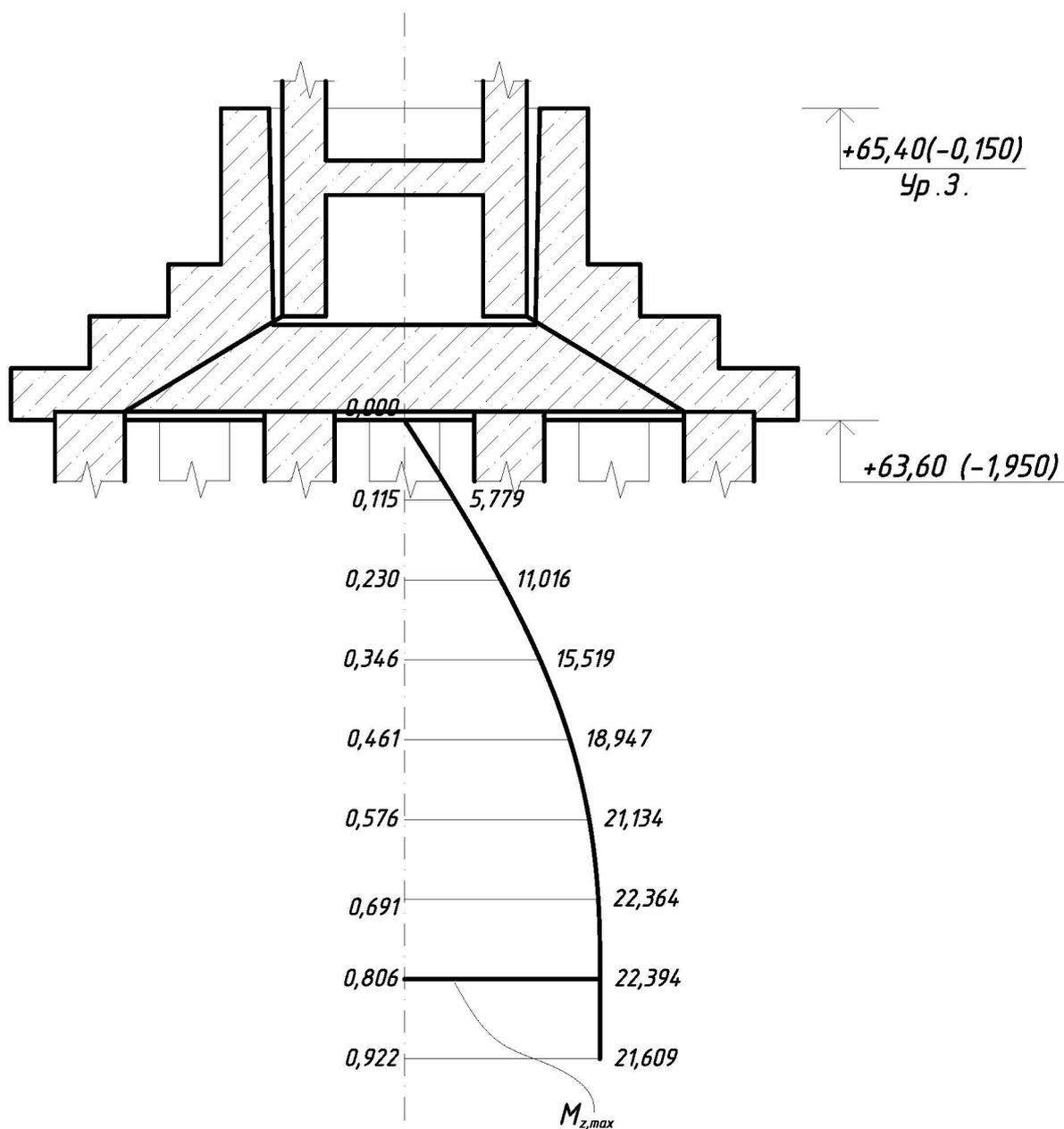
$\alpha_\varepsilon$  – коэффициент деформации,  $m^{-1}$ .

$u_p$  – расчетное значение горизонтального перемещения головы сваи, м;

$\psi_0$  – угол поворота сваи, рад.

$H_0, M_0$  – расчетное значение поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кНм.

### Эюра $M_{z,max}$



Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

40

Результаты дальнейших вычислений, имеющих цель определению  $M_{z,max}$ , сводим в таблицу, причем при значении  $Z$  используем соотношение  $\bar{Z} = Z\alpha_\varepsilon$

$Z_i, \text{ м}$	$\bar{Z}$	$A_3$	$B_3$	$D_3$	$M_z, \text{ кНм}$
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,115	0,200	-0,001	0,000	0,200	5,779
0,230	0,400	-0,011	-0,002	0,400	11,016
0,346	0,600	-0,036	-0,011	0,600	15,519
0,461	0,800	-0,085	-0,034	0,799	18,947
0,576	1,000	-0,167	-0,083	0,994	21,134
0,691	1,200	-0,287	-0,173	1,183	22,364
0,806	1,400	-0,455	-0,319	1,358	22,394
0,922	1,600	-0,675	-0,543	1,507	21,609

Как видно из таблицы,  $M_{z,max} = 22,394$  кНм действует на глубине 0,806 м

Эксцентриситеты продольной силы для наиболее и наименее нагруженных свай составляют соответственно:

$$e_{01} = \frac{M_{z,max}}{N_{max}} = \frac{22,394}{352,72} = 0,0635 \text{ м} = 6,35 \text{ см}$$

$$e_{02} = \frac{M_{z,max}}{N_{min}} = \frac{22,394}{73,52} = 0,3046 \text{ м} = 30,46 \text{ см}$$

Определяем значение случайных эксцентриситетов по формуле:

$$e_{a1} = \frac{l_1}{600} = \frac{3,47}{600} = 0,0058 \text{ м} = 0,58 \text{ см}$$

$$e_{a2} = \frac{d_{св}}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см}$$

$$e_{a3} = 1 \text{ см}$$

где,  $l_1$  - расчетная длина, м, которую находим по формуле:

$$l_1 = \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = \frac{2}{0,576} = 3,47 \text{ м}$$

$d_{св}$  - поперечный размер сваи, см.

Т.к. полученные значения эксцентриситетов  $e_{a1}$  и  $e_{a2}$  больше  $e_{01}$  и  $e_{02}$ , тогда составляем эти значения для дальнейшего расчета свай.

Находим расстояние от точек приложения продольных сил  $N_{max}$  и  $N_{min}$  до равнодействующей усилий в арматуре S:

$$e_1 = e_{01} + \frac{h_0 - a'}{2} = 6,35 + \frac{40 - 3}{2} = 24,85 \text{ см}$$

$$e_2 = e_{02} + \frac{h_0 - a'}{2} = 30,46 + \frac{40 - 3}{2} = 48,96 \text{ см}$$

где,  $a' = a$  - расстояние от осей растянутых и сжатых стержней арматуры до ближайшей грани сечения, см;

$h_0$  - рабочая высота поперечного сечения сваи, см.

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №







$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,372 + 2,18 \cdot 0,372^2 = 1,11$$

$$\text{где, } v = \frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{0,38 + 0,364}{2} = 0,372$$

- коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ( $EA = \infty$ ) для случая однородного основания с характеристиками  $G_1$  и  $v_1$  определим по формуле:

$$\alpha' = 0,17 \ln \left( \frac{k_{v_1} l}{d} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,07 \cdot 6}{0,45} \right) = 0,45$$

где,  $l$  – длина сваи, м

$d$  – наружный диаметр поперечного сечения ствола сваи, м;

$k_{v_1}$  – коэффициент, определяемый по формуле:

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2 = 2,82 - 3,78 \cdot 0,38 + 2,18 \cdot 0,38^2 = 1,07$$

где,  $v = v_1$

- относительная жесткость сваи определяем по формуле:

$$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2} = \frac{27 \cdot 10^6 \cdot (0,4 \cdot 0,4)}{3397,88 \cdot 6^2} = 35,32$$

где,  $EA$  – жесткость ствола на сжатие, кН;

$G_1$  – модуль сдвига слоев грунта, прорезаемых сваями, кПа;

$l$  – длина сваи, м.

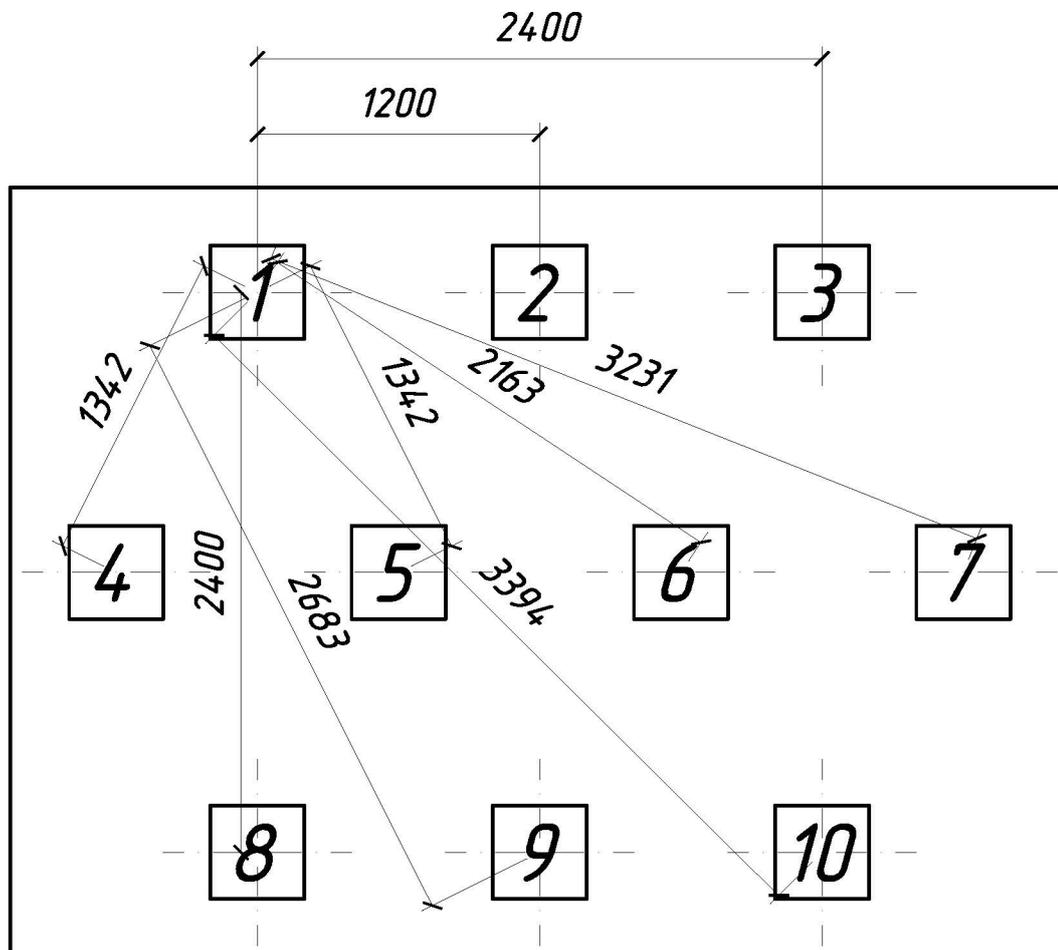
- параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола определяем по формуле:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \chi^{3/4}}{1 + 2,12 \chi^{3/4}} = \frac{2,12 \cdot 35,32^{3/4}}{1 + 35,32^{3/4}} = 1,98$$

где,  $\chi$  – относительная жесткость сваи.

- Определим коэффициент для каждой сваи, зависящий от расстояний между сваями, по формуле:

$$\delta_{ij} = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2G_2 a} \right)$$



Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

$$\delta_1 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_1} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 0} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 0} < 1$$

$$\delta_2 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_2} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 1,2} \right) = 0,081 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 1,2} > 1$$

$$\delta_3 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_3} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,4} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,4} < 1$$

$$\delta_4 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_4} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 1,342} \right) = 0,062 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 1,342} > 1$$

$$\delta_5 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_5} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 1,342} \right) = 0,062 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 1,342} > 1$$

$$\delta_6 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_6} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,163} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,163} < 1$$

$$\delta_7 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_6} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 3,231} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 3,231} < 1$$

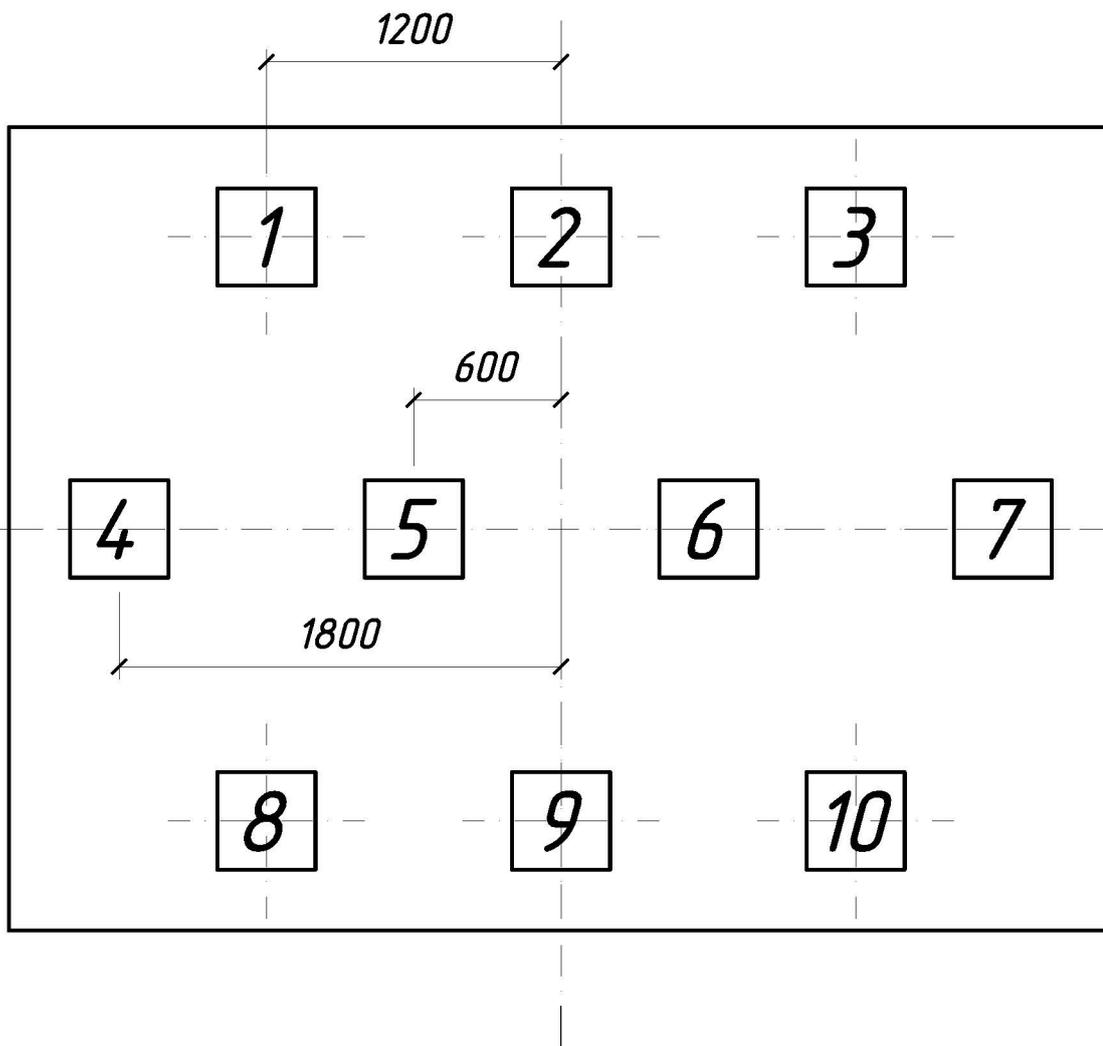
$$\delta_8 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_6} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,4} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,4} < 1$$

$$\delta_9 = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_6} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,683} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 2,683} < 1$$

$$\delta_{10} = 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a_6} \right) = 0,17 \ln \left( \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 3,394} \right) = 0,000 \text{ т. к. } \frac{1,11 \cdot 3397,88 \cdot 6}{2 \cdot 5864,1 \cdot 3,394} < 1$$

- Найдем силы, приходящиеся на каждую сваю, по формуле

$$N_j = \frac{N_{tot,II}}{n} \pm \frac{M_{tot,II} y_j}{\sum y_i^2}$$



Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

$$N_1 = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 1,2}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 120,05 \text{ кН}$$

$$N_2 = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 0}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 213,12 \text{ кН}$$

$$N_3 = \frac{2131,23}{10} + \frac{1005,136 \cdot 1,2}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 306,19 \text{ кН}$$

$$N_4 = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 1,8}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 73,52 \text{ кН}$$

$$N_5 = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 0,6}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 166,59 \text{ кН}$$

$$N_6 = \frac{2131,23}{10} + \frac{1005,136 \cdot 0,6}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 259,65 \text{ кН}$$

$$N_7 = \frac{2131,23}{10} + \frac{1005,136 \cdot 1,8}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 352,72 \text{ кН}$$

$$N_8 = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 1,2}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 120,05 \text{ кН}$$

$$N_9 = \frac{2131,23}{10} - \frac{1005,136 \cdot 0}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 213,12 \text{ кН}$$

$$N_{10} = \frac{2131,23}{10} + \frac{1005,136 \cdot 1,2}{2 \cdot 1,8^2 + 2 \cdot 0,6^2 + 4 \cdot 1,2^2} = 306,19 \text{ кН}$$

Подставим значения в формулу для нахождения осадки свайного куста:

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

$$= 0,192 \frac{352,72}{3397,88 \cdot 6} + 0 \frac{120,05}{3397,88 \cdot 6} + 0,081 \frac{213,12}{3397,88 \cdot 6} + 0 \frac{306,19}{3397,88 \cdot 6} +$$

$$+ 0,062 \frac{73,52}{3397,88 \cdot 6} + 0,062 \frac{166,59}{3397,88 \cdot 6} + 0 \frac{259,65}{3397,88 \cdot 6} + 0 \frac{352,72}{3397,88 \cdot 6} +$$

$$+ 0 \frac{120,05}{3397,88 \cdot 6} + 0 \frac{213,12}{3397,88 \cdot 6} + 0 \frac{306,19}{3397,88 \cdot 6} = 0,0049 \text{ м} = 4,9 \text{ см}$$

$$S = 4,9 \text{ см} \leq 10 \text{ см} = S_u - \text{условие выполняется}$$

где,  $S$  – осадка свайного фундамента (совместная деформация основания и сооружения);

$S_u$  – предельное значение осадки свайного фундамента (совместной деформации основания и сооружения) (таб. Д.1 СП 22.13330.2011).

## 8. Расчет приямка

При наличии вблизи фундаментов подвалов или приямка, следует увеличить глубину заложения фундаментов или устроить подбетонки с тем, чтобы выполнялось условие (п. 5.5.10 СП 22.13330.2011):

$$\Delta h \leq \alpha \left( \tan \varphi_I + \frac{c_I}{p} \right)$$

$$\Delta h \leq 0,35 \text{ м} = 1,83 \left( \tan 6^\circ + \frac{19}{222,29} \right)$$

где,  $\alpha$  – расстояние между фундаментами в свету, м;

$\varphi_I, c_I$  – расчетное значение угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, кПа;

$\Delta h$  – превышение отметки подошвы фундамента или низа подбетонки над отметкой дна котлована под приямком, подвал и т.д.;

$p$  – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчётных нагрузок, кПа, определяемое по формуле:

$$p = \gamma_f P_{II, mt} = 1,2 \cdot 185,24 = 222,29 \text{ кПа}$$

где,  $\gamma_f$  – среднее значение коэффициента надежности по нагрузке.

Принимаем  $\Delta h = 0,35$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							47



Для заглубленных помещений или емкостей типа прямков следует выполнить три расчета:

1. По схеме плоской задачи определить активное боковое давление грунта и воды;
2. Оценить устойчивость против всплытия;
3. Определить усилия для расчета прочности стенок и днища прямка.

Активное боковое давление гранту на вертикальные стены ограждения допускается определить без учета сцепления т.к. обратная засыпка выполняется грунтом нарушенной структуры. Характеристики этого грунта определяются через характеристики грунта ненарушенного сложения следующими соотношениями:

$$\gamma'_I = 0,95\gamma_I = 0,95 \cdot 16,8 = 16,03 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma'_{sb} = \gamma_{sb} = 8,22 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi'_I = 0,9\varphi_I = 0,9 \cdot 6 = 5,4^\circ$$

Горизонтальные составляющие активного давления  $E$ , кН (на 1 погонный метр длины стены), в пределах глубины, равной  $H_{пр}$ , м, определяем по формулам:

- От веса грунта, кН:

$$E_{ah} = \gamma_{fa} \frac{\gamma_{I,mt} H_{пр}^2}{2} \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2}\right) = 1,1 \frac{9,59 \cdot 5,0^2}{2} \tan\left(45^\circ - \frac{5,4}{2}\right) = 119,99 \text{ кН}$$

- От полезной нагрузки, кН/м:

$$E_{gh} = \gamma_{fg} q_{п} H_{пр} \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2}\right) = 1,2 \cdot 15 \cdot 5 \tan\left(45^\circ - \frac{5,4}{2}\right) = 81,89 \text{ кН}$$

- От давления воды, кН/м:

$$E_w = \gamma_{fw} \frac{\gamma_w (H_{пр} - d_w)^2}{2} = 1,1 \frac{10(5,0 - 0,85)^2}{2} = 94,72 \text{ кН}$$

где,  $H_{пр}$  – глубина прямка, м;

$\varphi_I$  – расчетное значение угла внутреннего трения, град;

$\gamma_{fa}$  – коэффициент надежности по нагрузке для бокового давления грунта;

$\gamma_{fg}$  – коэффициент надежности по нагрузке для  $q_{п}$ ;

$\gamma_{fw}$  – коэффициент надежности по нагрузке для давления воды;

$\gamma_{I,mt}$  – средневзвешенное значение удельного веса грунта в пределах глубины прямка  $H_{пр}$ , кН/м<sup>3</sup>, определяем по формуле:

$$\gamma_{I,mt} = \frac{\gamma'_I d_w + \gamma'_{sb} (H_{пр} - d_w)}{H_{пр}} = \frac{16,03 \cdot 0,85 + 8,22(5,0 - 0,85)}{5,0} = 9,59 \text{ кН/м}^3$$

Толщина стенки прямка должна определяться по изгибающему моменту всех горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения 1-1, кНм:

$$M_{1-1} = E_{ah} \frac{H_{пр}}{3} + E_{gh} \frac{H_{пр}}{2} + E_w \frac{H_{пр} - d_w}{3} = 119,99 \frac{5,0}{3} + 81,89 \frac{5,0}{2} + 94,72 \frac{5,0 - 0,85}{3} = 535,74 \text{ кНм}$$

И поперечной силе, равной сумме всех горизонтальных сил выше сечения 1-1, кН:

$$Q_{1-1} = E_{ah} + E_{gh} + E_w = 119,99 + 81,89 + 94,72 = 296,6 \text{ кН}$$

Расчет прочности днища (полоса шириной 1 м рассматривается, как внецентренно-сжатый элемент) производится по усилиям  $N_{2-2}$  и  $M_{2-2}$  в расчетном сечении 2-2, кН:

$$N_{2-2} = E'_{ah} + E'_{gh} + E'_w = 142,76 + 90,08 + 118,92 = 351,76 \text{ кН}$$

где,  $E'_{ah}$  – активное давление от веса грунта с учетом ориентировочной толщины днища прямка, кН, определяем по формуле:

$$E'_{ah} = \gamma_{fa} \frac{\gamma_{I,mt} (H_{пр} + 0,5)^2}{2} \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'_I}{2}\right) =$$

Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №
--------------	--------------	--------------

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							49

$$= 1,1 \frac{9,43 \cdot (5,0 + 0,5)^2}{2} \tan\left(45^\circ - \frac{5,4}{2}\right) = 142,76 \text{ кН}$$

где,  $\gamma_{l,mt}$  – средневзвешенное значение удельного веса грунта в пределах глубины приямка  $H_{пр}$ ,  $\text{кН}/\text{м}^3$ , определяем по формуле:

$$\begin{aligned} \gamma_{l,mt} &= \frac{\gamma'_w d_w + \gamma'_{sb}(H_{пр} + 0,5 - d_w)}{H_{пр}} = \\ &= \frac{16,03 \cdot 0,85 + 8,22(5,0 + 0,5 - 0,85)}{5,0 + 0,5} = 9,43 \text{ кН}/\text{м}^3 \end{aligned}$$

$E'_{gh}$  – активное давление от полезной нагрузки с учетом ориентировочной толщины дна приямка, кН, определяем по формуле:

$$\begin{aligned} E'_{gh} &= \gamma_{fg} q_n (H_{пр} + 0,5) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'_i}{2}\right) = \\ &= 1,2 \cdot 15 \cdot (5,0 + 0,5) \tan\left(45^\circ - \frac{5,4}{2}\right) = 90,08 \text{ кН} \end{aligned}$$

$E'_w$  – активное давление от давления воды с учетом ориентировочной толщины дна приямка, кН, определяем по формуле:

$$\begin{aligned} E'_w &= \gamma_{fw} \frac{\gamma_w (H_{пр} + 0,5 - d_w)^2}{2} = \\ &= 1,1 \frac{10(5,0 + 0,5 - 0,85)^2}{2} = 118,92 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$M_{2-2} = M + \frac{q b_n^2}{12} = 672,21 + \frac{19,1 \cdot 4^2}{12} = 697,68 \text{ кНм}$$

где,  $M$  – момент сил  $E'_{ah}$ ,  $E'_{gh}$ ,  $E'_w$  относительно оси проходящей через центр тяжести сечения 2-2, кНм;

$q$  – равномерно распределенная нагрузка,  $\text{кН}/\text{м}^2$ ;

$b_n$  – ширина приямка за вычетом толщины стенок приямка, м.

Определяем составляющие формулы:

- Момент сил  $E'_{ah}$ ,  $E'_{gh}$ ,  $E'_w$  определяем по формуле:

$$\begin{aligned} M &= E'_{ah} \left(\frac{H_{пр} + 0,5}{3} - 0,25\right) + E'_{gh} \left(\frac{H_{пр} + 0,5}{2} - 0,25\right) + E'_w \left(\frac{H_{пр} + 0,5 - d_w}{3} - 0,25\right) = \\ &= 142,76 \left(\frac{5,0 + 0,5}{3} - 0,25\right) + 90,08 \left(\frac{5,0 + 0,5}{2} - 0,25\right) + 118,92 \left(\frac{5,0 + 0,5 - 0,85}{3} - 0,25\right) = \\ &= 672,21 \text{ кНм} \end{aligned}$$

- Определение равномерно распределенной нагрузки зависит от собственного веса приямка и силы всплытия.

Определим собственный вес приямка и грунта на его уступах:

$$\begin{aligned} G_1 &= [6,4 \cdot 26,4 \cdot 6,0 - 4 \cdot 5,5 \cdot 24] 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,9 + \\ &+ (6,62 \cdot 26,64 - 6,4 \cdot 26,4) 5,05 \cdot 9,81 \cdot 2,0 + \\ &+ \left(\frac{17,07 \cdot 0,85 + 8,61(4,85 - 0,85) + 9,28 \cdot 0,55}{4,85 + 0,55}\right) \cdot 5,4(7,4 \cdot 27,4 - 6,4 \cdot 26,4) \\ &= 10721,94 + 575,46 + 1827,03 \text{ кН} \end{aligned}$$

Определим силу всплытия приямка по формуле:

$$F_w = A_w \gamma_w (d_n - d_w) \gamma_{fw} = 202,76 \cdot 9,81(5 + 0,5 - 0,85) 1,1 = 10174,12 \text{ кН}$$

где,  $A_w$  – площадь основания приямка,  $\text{м}^2$ :

$$A_w = 7,4 \cdot 27,4 = 202,76 \text{ м}^2$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							50

Т.к. вес прямка  $G_1$  больше силы всплытия  $F_w$ , то равномерно распределенную нагрузку считаем по формуле:

$$q = \frac{G_1}{A_w} - p_w = \frac{13124,43}{202,76} - 45,62 = 19,1 \text{ кПа}$$

где  $p_w$  – гидростатическое давление подземных вод, кПа, определим по формуле:

$$p_w = \gamma_w(d_n - d_w) = 9,81(5,5 - 0,85) = 45,62 \text{ кПа}$$

Проверим условия не всплытия прямка исходя из условия:

$$\frac{G_1}{F_w} = \frac{13124,43}{10174,12} = 1,29 \geq 1,2 = \gamma_{em} \text{ – условие выполняется}$$

где  $G_1$  – вес прямка и грунта на его уступах, кН;

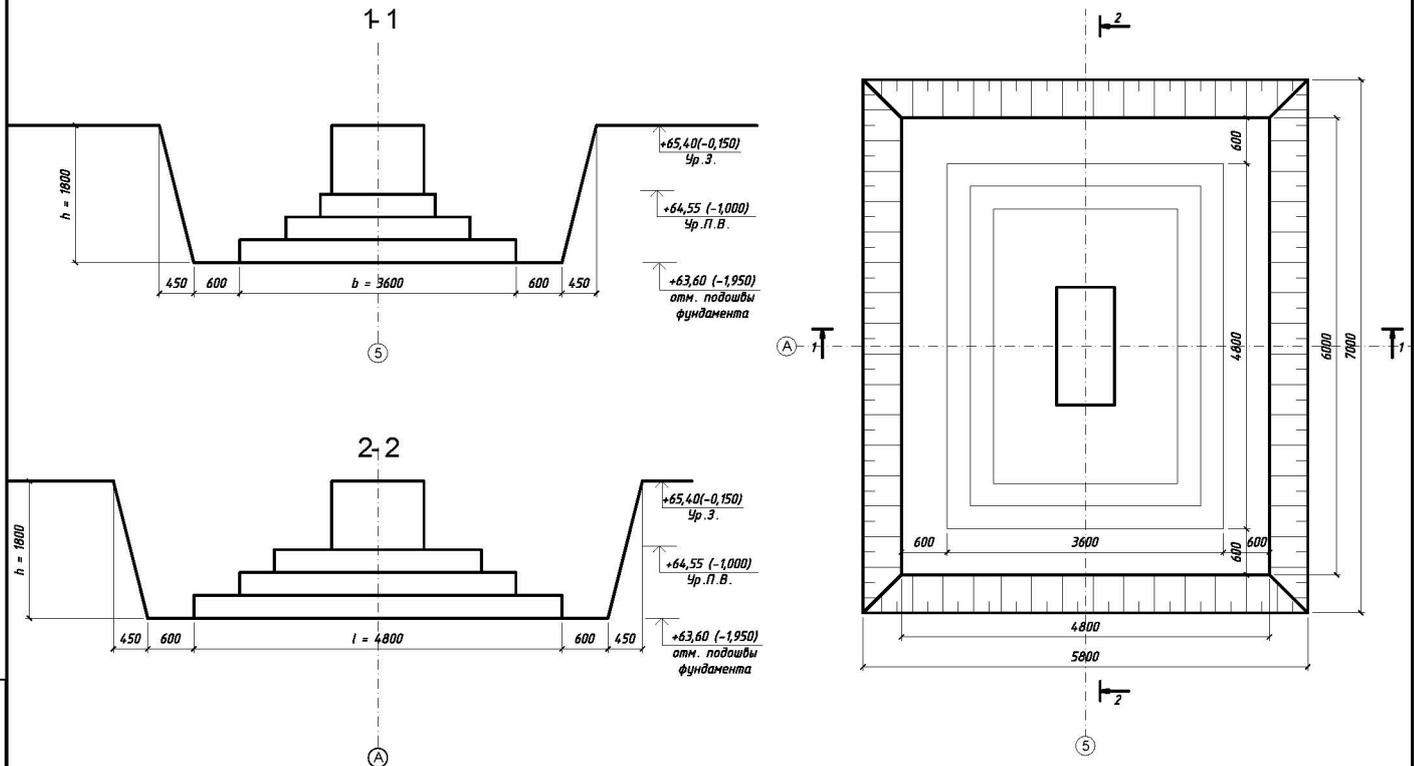
$F_w$  – силы всплытия, кН;

$\gamma_{em}$  – коэффициент надежности от всплытия.

## 9. Технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов

При шаге колонн 12 м, под столбчатые фундаменты и ростверки предусматриваем в виде отдельных котлованов под каждый фундамент.

Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на естественном основании.



Площадь котлована понизу:  $S = (2 \cdot 0,6 + 4,8)(2 \cdot 0,6 + 3,6) = 28,8 \text{ м}^2$

Площадь котлована поверху:  $S_v = (2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 4,8)(2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 3,6) = 40,6 \text{ м}^2$

Объем котлована определим по формуле:

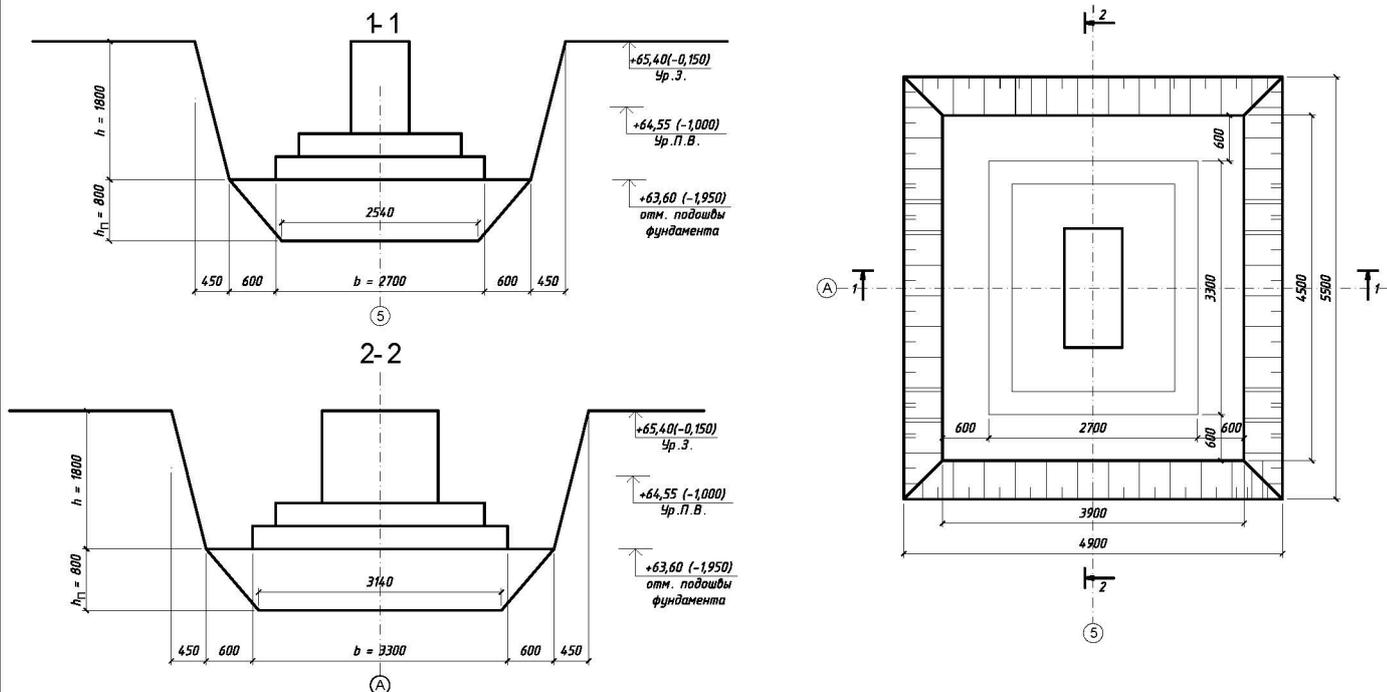
$$V = \frac{h}{3}(S + \sqrt{SS_v} + S_v) = \frac{1,8}{3}(28,8 + \sqrt{28,8 \cdot 40,6} + 40,6) = 62,16 \text{ м}^3$$

По водоотливу:

$$V = \frac{h}{3}(S + \sqrt{SS_v} + S_v) = \frac{1,8 - 0,85}{3}(28,8 + \sqrt{28,8 \cdot 40,6} + 40,6) = 32,8 \text{ м}^3$$

Инд. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на искусственном основании.



Площадь котлована понизу:  $S = (2 \cdot 0,6 + 3,3)(2 \cdot 0,6 + 2,7) = 17,55 \text{ м}^2$

Площадь котлована поверху:  $S_v = (2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 3,3)(2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 2,7) = 26,95 \text{ м}^2$

Площадь песчаной подушки понизу:  $S_n = 3,3 \cdot 2,7 = 8,91 \text{ м}^2$

Площадь песчаной подушки поверху:  $S_{v_n} = (2 \cdot 0,6 + 3,3)(2 \cdot 0,6 + 2,7) = 17,55 \text{ м}^2$

Объем котлована определим по формуле:

$$V = \frac{h}{3}(S + \sqrt{SS_v} + S_v) = \frac{1,8}{3}(17,55 + \sqrt{17,55 \cdot 26,95} + 26,95) = 39,75 \text{ м}^3$$

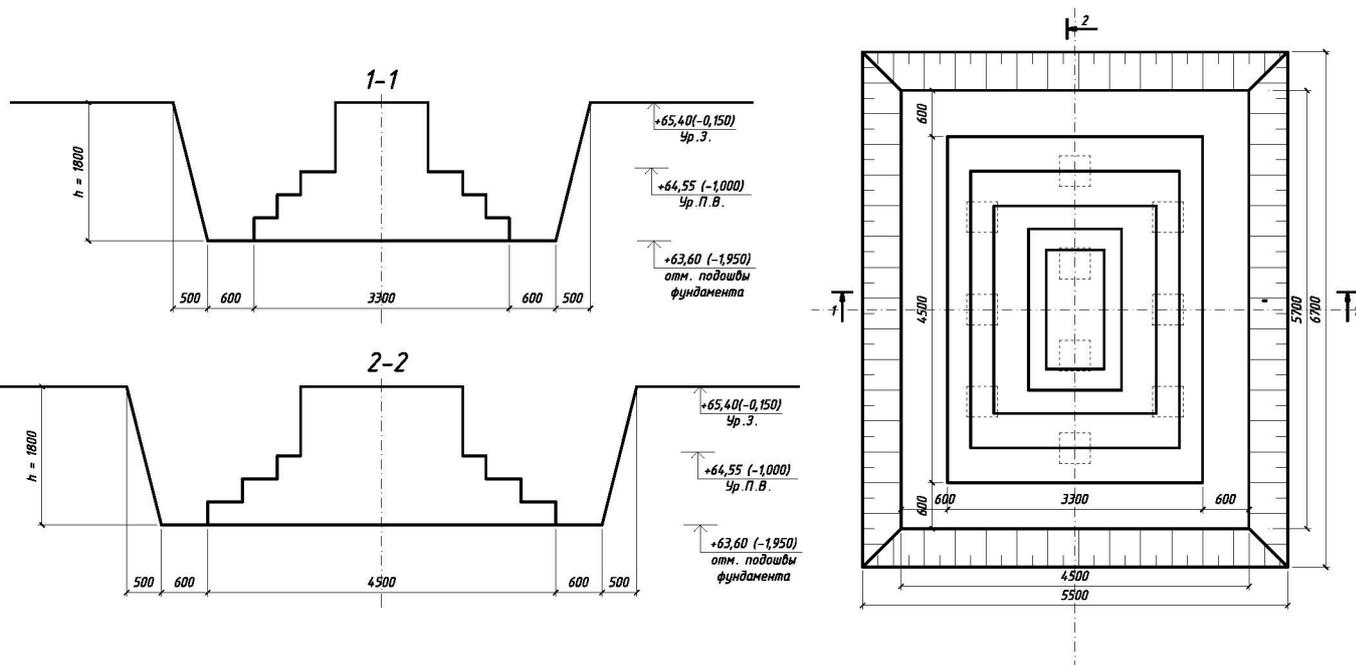
По водоотливу:

$$V = \frac{h}{3}(S + \sqrt{SS_v} + S_v) = \frac{1,8 + 0,8 - 0,85}{3}(28,8 + \sqrt{28,8 \cdot 40,6} + 40,6) = 38,64 \text{ м}^3$$

Объем песчаной подушки определим по формуле:

$$V = \frac{h}{3}(S_n + \sqrt{S_n S_{v_n}} + S_{v_n}) = \frac{0,8}{3}(8,91 + \sqrt{8,91 \cdot 17,55} + 17,55) = 10,39 \text{ м}^3$$

Объем грунта, разрабатываемого под фундамент на сваях.



Взам. инв. №

Подп. и дата

Инв. № подл.

Изм.	Кол.уч	Лист	№ док.	Подп.	Дата

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

52

Площадь котлована понизу:  $S = (2 \cdot 0,6 + 3,3)(2 \cdot 0,6 + 4,5) = 25,65 \text{ м}^2$

Площадь котлована поверху:  $S_v = (2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 3,3)(2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 + 4,5) = 36,8 \text{ м}^2$

Объем котлована определим по формуле:

$$V = \frac{h}{3}(S + \sqrt{SS_v} + S_v) = \frac{1,8}{3}(25,65 + \sqrt{25,65 \cdot 36,8} + 36,8) = 55,9 \text{ м}^3$$

По водоотливу:

$$V = \frac{h}{3}(S + \sqrt{SS_v} + S_v) = \frac{1,8 - 0,85}{3}(25,65 + \sqrt{25,65 \cdot 36,8} + 36,8) = 29,50 \text{ м}^3$$

Таблица 13. Объем работ.

№ п/п	Наименование работ	Единица измерения	Объем работ	Количество	
<b>I. Фундамент на естественном основании (грунт I группы)</b>					
1	Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м <sup>3</sup> в отвал	1000 м <sup>3</sup>	62,16	0,06216	
2	Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно)	100 м <sup>3</sup>	32,8	0,328	
3	Засыпка котлована с перемещением грунта до 10 м бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	$\frac{62,16 - 11,8}{1,05} = 47,96$	0,04796	
4	Бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона В3,5 под монолитным фундаментом	м <sup>3</sup>	$4,8 \cdot 3,6 \cdot 0,1 = 1,73$	1,73	
5	Установка фундамента с подколенником	м <sup>3</sup>	11,8	11,8	
<b>II. Фундамент на естественном основании (грунт I группы)</b>					
1	Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м <sup>3</sup> в отвал	1000 м <sup>3</sup>	39,75	0,03975	
2	Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно)	100 м <sup>3</sup>	38,5	0,385	
3	Засыпка котлована с перемещением грунта до 10 м бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	$\frac{39,75 - 8,5}{1,05} = 29,76$	0,02976	
4	Установка подушки под фундамент	м <sup>3</sup>	10,39	10,39	
5	Установка фундамента с подколенником	м <sup>3</sup>	8,5	8,5	
<b>III. Свайный фундамент (грунт II группы)</b>					
1	Разработка грунта экскаватором – обратная с ковшом вместимостью 0,5 м <sup>3</sup> в отвал	1000 м <sup>3</sup>	55,90	0,0559	
2	Водопонижение с помощью иглофильтров (ориентировочно)	100 м <sup>3</sup>	29,50	0,295	
3	Засыпка котлована с перемещением грунта до 10 м бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	$\frac{55,90 - 9,72}{1,05} = 43,98$	0,044	
4	Бетонная подготовка толщиной 100 мм из бетона В3,5 под монолитным фундаментом	м <sup>3</sup>	$4,5 \cdot 3,3 \cdot 0,1 = 1,485$	1,485	
5	Установка ростверка	м <sup>3</sup>	9,72	9,72	
6	Погружение дизель-молотом на тракторе железобетонных свай длиной 6 м в грунт II группы	шт.	10	10	
Взам. инв. №					
Подп. и дата					
Инв. № подл.					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ					Лист
					53

Таблица 14. Сметная себестоимость, трудозатрат и капитальные вложения для фундамента на естественном основании.

№	№ пункта ЕНиР	Наим. работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость, руб.		Затраты, чел. – ч.		Кап. вложения, руб.	
					Един.	Общая	На един.	Всего	Уд. дин.	Всего
1	1-57	1I	1000 м³	0,06216	30403,50	1889,88	126,28	7,85	32752,50	2035,90
2	синтез	2I	100 м³	0,328	12600,00	4132,80	8,00	2,62	1350,00	442,80
3	1-261	3I	1000 м³	0,04796	3352,50	160,79	10,66	0,51	3750,00	179,85
4	6-1	4I	м³	1,73	3510,00	6072,30	3,31	5,73	2227,50	3853,58
5	6-10	5I	м³	11,8	6354,00	74977,20	7,78	91,80	4321,50	50993,70
Всего:						87232,97		16277,27		57505,82

Накладные расходы:  $87232,97 \cdot 0,15 = 13084,95$  руб.

Сметная стоимость  $C_c = 100317,92$  руб.

Таблица 15. Сметная себестоимость, трудозатрат и капитальные вложения для фундамента на искусственном основании.

№	№ пункта ЕНиР	Наим. работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость, руб.		Затраты, чел. – ч.		Кап. вложения, руб.	
					Един.	Общая	На един.	Всего	Уд. дин.	Всего
1	1-57	1II	1000 м³	0,03975	30403,50	1208,54	126,28	5,02	32752,50	1301,91
2	синтез	2II	100 м³	0,385	12600,00	4851,00	8,00	3,08	1350,00	519,75
3	1-261	3II	1000 м³	0,02976	3352,50	99,77	10,66	0,32	3750,00	111,60
4	30-2	4II	м³	10,39	1582,50	16442,18	2,15	22,34	1569,00	16301,91
5	6-1	6II	м³	8,5	6498,00	55233,00	6,07	51,60	4950,00	42075,00
Всего:						77834,48		82,35		60310,17

Накладные расходы:  $77834,48 \cdot 0,15 = 11675,17$  руб.

Сметная стоимость  $C_c = 89506,65$  руб.

Таблица 16. Сметная себестоимость, трудозатрат и капитальные вложения для свайного фундамента.

№	№ пункта ЕНиР	Наим. работ	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость, руб.		Затраты, чел. – ч.		Кап. вложения, руб.	
					Един.	Общая	На един.	Всего	Уд. дин.	Всего
1	1-57	1III	1000 м³	0,0559	30403,50	1699,56	126,28	7,06	32752,50	1830,86
2	синтез	2III	100 м³	0,295	12600,00	3717,00	8,00	2,36	1350,00	398,25
3	1-261	3III	1000 м³	0,044	3352,50	147,51	10,66	0,47	3750,00	165,00
4	6-1	4III	м³	1,485	3510,00	5212,35	3,31	4,92	2227,50	3307,84
5	6-7	5III	м³	9,72	6498,00	63160,56	6,07	59,00	4950,00	48114,00
6	5-3	6III	шт.	10	15246,00	152460,00	22,64	226,40	15018,00	150180
Всего:						226396,98		300,20		203995,95

Накладные расходы:  $226396,98 \cdot 0,15 = 33959,55$  руб.

Сметная стоимость  $C_c = 260356,53$  руб.

Взам. инв. №

Подп. и дата

Инв. № подл.

Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ

Лист

54

Изм. Кол.уч Лист №док. Подп. Дата

Таблица 17. Техничко-экономические показатели сравниваемых вариантов фундаментов.

Вариант системы	Приведенные затраты		Себестоимость		Затраты труда	
	руб.	%	руб.	%	Чел. – ч.	%
I	107218,62	37,64	87232,97	38,53	108,52	36,15
II	96743,87	33,96	77834,48	34,38	82,35	27,43
III	284836,04	100	226396,98	100	300,2	100

**Вывод:** По техничко-экономическим показателям наиболее выгодным является фундамент на искусственном основании (вариант II)

### 10. Список литературы

1. ГОСТ 10178-85. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.
2. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация.
3. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
4. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*).
5. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*).
6. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии (актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85\*).
7. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты (актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85).
8. ГОСТ 19804-91. Сваи железобетонные.

Индв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Д.С.270102.490401.9.КП.23.2013-КФ.ПЗ	Лист
							55