

Федеральное агентство железнодорожного транспорта
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ ИМПЕРАТОРА АЛЕКСАНДРА I»
(ФГБОУ ВПО ПГУПС)

Кафедра «Основания и фундаменты»

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВЫХ ОПОР

Учебное пособие

Санкт-Петербург
ПГУПС
2015

УДК 624.1
ББК 38.58

Рецензенты:

кандидат технических наук, доцент Санкт-Петербургского государственного аграрного университета

Ю. В. Кадушкин

кандидат технических наук, доцент кафедры

«Основания и фундаменты» Петербургского государственного университета путей сообщения

В. Е. Козловский

Основания и фундаменты. Расчет фундаментов мостовых опор для студентов специальности СЖД, СЖУ: учебное пособие / сост. С.Г. Колмогоров, П.Л. Клемяционок, С.С. Колмогорова, Е.В. Городнова – СПб.: ФГБОУ ВПО ПГУПС, 2015. – 72 с.

Даются основные положения расчета фундамента на естественном основании и свайного фундамента с последующим технико-экономическим сравнением двух вариантов.

Издание предназначено для студентов строительных специальностей СЖД, СЖУ.

ВВЕДЕНИЕ

По действующим учебным планам для специальности «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей» по специализациям СЖД, СЖУ по дисциплине «Основания и фундаменты транспортных сооружений» предусмотрены практические занятия, цель которых приобретение начальных знаний по проектированию фундаментов транспортных сооружений. Настоящее учебное пособие содержит указания по выполнению практических занятий с примерами расчета. Приведены основные положения расчета фундамента на естественном основании и свайного фундамента с последующим технико-экономическим сравнением двух вариантов.

ЗАНЯТИЕ №1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА

Индивидуальное задание выбирается в соответствии с цифрами шифра студента. Шифр студент определяет по варианту (таблице 1.1). Вариант каждому студенту выдает преподаватель.

Шифр содержит шесть чисел:

1) номер схемы моста (1, 2, 3);

2) номер опоры (2, 3);

3) сочетание нагрузок (1, 2);

4–6) номера слоев грунта (сверху вниз) с указанием их мощности в метрах.

На схемах железнодорожных мостов указаны номера опор, длина пролетов, абсолютные отметки поверхности земли и горизонта меженных вод (рис. 1.2–1.4). В табл. 1.2 приведены сочетания нормативных нагрузок, действующих вдоль моста в уровне верха (обреза) фундамента (рис. 1.1): равнодействующая вертикальных нагрузок $F_{\text{вп}}^0$; горизонтальная нагрузка $F_{\text{гп}}^0$; момент $M_{\text{п}}^0$, а также размеры опор моста в плане $B_0 \times L_0$, высота опор H_0 и расчетная глубина размыва. Нормативные характеристики слоев грунтов основания приведены в таблице 1.3.

Пример. Шифр студента **1.3.2.7(4).18(7).20(10)**. Номер схемы моста – 1; номер опоры – 3; сочетание нагрузок – 2; геологические условия – 7(4).18(7).20(10). По табл. 3: 7 – песок пылеватый (мощность слоя 4 м), 18 – суглинок (7 м), 20 – глина (10 м).

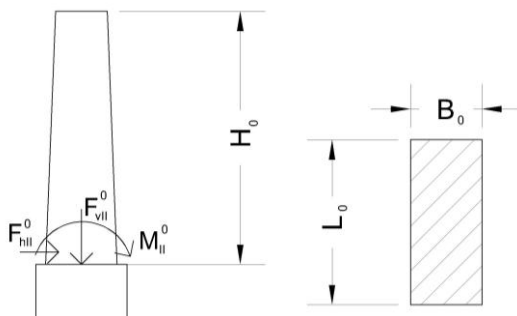


Рис. 1.1. Мостовая опора

Таблица 1.1

Вариант	Шифр	Вариант	Шифр
1	1.2.1.3(5).5(12).1(>10)	51	2.2.1.19(5).5(12).2(>10)
2	1.3.1.4(6).7(10).2(>10)	52	2.3.2.20(6).7(14).18(>10)
3	2.2.1.11(5).9(14).6(>10)	53	3.2.1.21(5).9(12).24(>10)
4	2.3.1.13(6).10(12).8(>10)	54	3.3.2.23(6).12(8).26(>10)
5	3.2.1.14(5).12(14).18(>10)	55	1.2.2.3(5).22(15).1(>10)
6	3.3.1.15(6).22(10).24(>10)	56	1.3.2.4(6).25(13).2(>10)
7	1.2.2.16(5).25(12).26(>10)	57	2.2.1.6(5).5(15).18(>10)
8	1.3.2.17(6).5(10).2(>10)	58	2.3.1.8(6).7(14).24(>10)
9	2.2.2.19(5).25(8).1(>10)	59	3.2.2.11(5).9(15).26(>10)
10	2.3.2.20(6).7(12).6(>10)	60	3.3.2.13(6).10(8).1(>10)
11	3.2.2.21(5).9(10).8(>10)	61	2.2.2.3(5).5(12).1(>10)
12	3.3.2.23(6).10(12).18(>10)	62	2.3.1.4(6).7(10).2(>10)
13	1.2.1.4(5).12(13).24(>10)	63	2.3.1.11(5).9(14).6(>10)
14	1.3.2.3(6).22(14).26(>10)	64	3.2.2.23(6).10(12).18(>10)
15	2.2.1.6(5).25(11).1(>10)	65	3.3.1.14(5).12(14).18(>10)
16	2.3.2.8(6).5(10).2(>10)	66	1.3.1.15(6).22(10).24(>10)
17	3.2.1.11(5).7(13).18(>10)	67	2.2.2.16(5).25(12).26(>10)
18	3.3.2.13(6).9(14).24(>10)	68	2.3.2.17(6).5(10).2(>10)
19	1.2.2.14(5).10(11).26(>10)	69	1.2.2.19(5).25(8).1(>10)
20	1.3.1.15(6).12(12).1(>10)	70	2.3.2.8(6).7(14).24(>10)
21	2.2.2.16(5).22(14).2(>10)	71	1.2.2.13(6).10(8).1(>10)
22	2.3.1.17(6).25(15).18(>10)	72	2.3.2.3(6).22(14).26(>10)
23	3.2.2.19(5).5(10).24(>10)	73	2.2.1.4(5).12(13).24(>10)
24	3.3.1.20(6).7(13).26(>10)	74	2.3.1.15(6).12(12).1(>10)
25	1.2.1.21(5).9(10).1(>10)	75	3.2.2.16(5).22(14).2(>10)
26	1.3.1.23(6).10(14).2(>10)	76	1.3.1.17(6).25(15).18(>10)
27	2.2.2.3(5).12(13).18(>10)	77	2.2.1.19(5).5(10).24(>10)
28	2.3.2.4(6).22(10).24(>10)	78	1.3.1.20(6).7(13).26(>10)
29	3.2.1.6(5).25(15).26(>10)	79	2.2.1.21(5).9(10).1(>10)
30	3.3.1.8(6).5(10).1(>10)	80	3.3.2.8(6).7(14).24(>10)
31	1.2.2.11(5).7(14).2(>10)	81	2.2.1.13(6).10(12).8(>10)
32	1.3.2.13(6).9(9).18(>10)	82	1.2.1.3(5).12(13).18(>10)
33	2.2.1.14(5).10(8).24(>10)	83	1.3.1.4(6).22(10).24(>10)
34	2.3.1.15(6).12(10).26(>10)	84	1.2.2.14(5).10(12).18(>10)
35	3.2.2.16(5).22(8).1(>10)	85	1.3.1.15(6).12(12).24(>10)
36	3.3.2.17(6).25(10).2(>10)	86	2.2.1.16(5).22(14).26(>10)
37	1.2.1.19(5).5(12).18(>10)	87	2.3.2.17(6).25(10).1(>10)
38	1.3.2.20(6).7(7).24(>10)	88	3.2.1.19(5).5(12).2(>10)
39	2.2.1.21(5).9(10).26(>10)	89	3.3.2.20(6).7(14).18(>10)
40	2.3.2.23(6).10(9).1(>10)	90	1.2.2.8(6).7(14).24(>10)
41	3.2.1.3(5).12(14).2(>10)	91	3.2.2.13(6).9(14).24(>10)
42	3.3.2.4(6).22(15).18(>10)	92	2.2.1.3(5).12(14).2(>10)
43	1.2.2.6(5).25(11).24(>10)	93	1.2.2.4(6).25(13).2(>10)
44	1.3.1.8(6).5(7).26(>10)	94	1.3.2.20(6).7(12).6(>10)
45	2.2.2.11(5).7(12).1(>10)	95	1.2.2.21(5).9(10).8(>10)
46	2.3.1.13(6).9(14).2(>10)	96	2.3.2.23(6).10(12).18(>10)
47	3.2.2.14(5).10(12).18(>10)	97	3.2.1.21(5).9(10).26(>10)
48	3.3.1.15(6).12(12).24(>10)	98	3.3.2.23(6).10(9).1(>10)
49	1.2.1.16(5).22(14).26(>10)	99	1.2.2.13(6).9(9).18(>10)
50	1.3.2.17(6).25(10).1(>10)	100	2.2.1.8(6).7(14).24(>10)

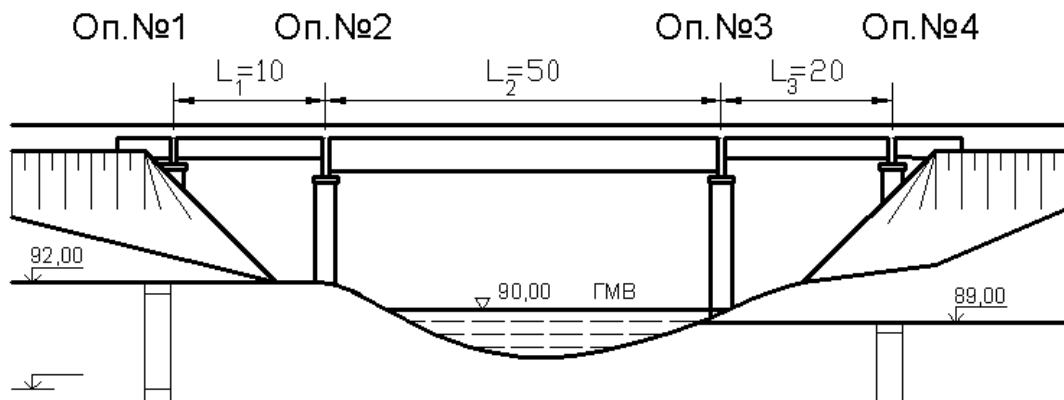


Рис. 1.2. Схема № 1

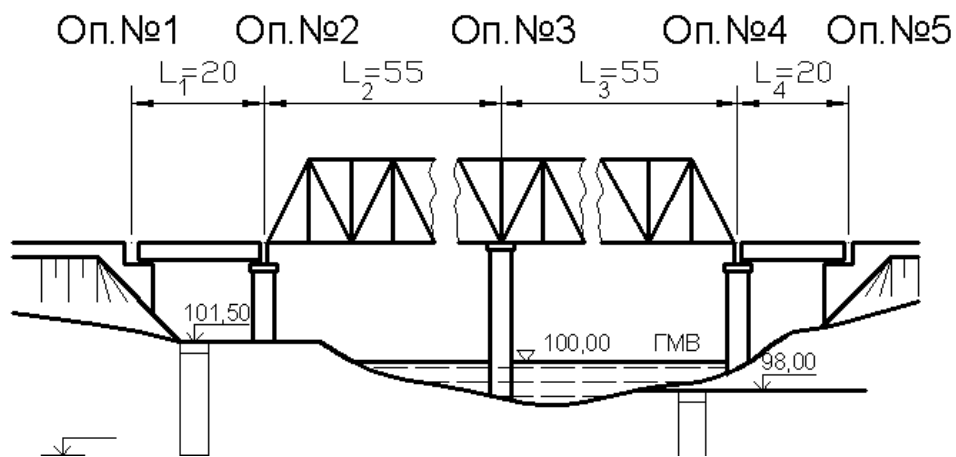


Рис. 1.3. Схема № 2

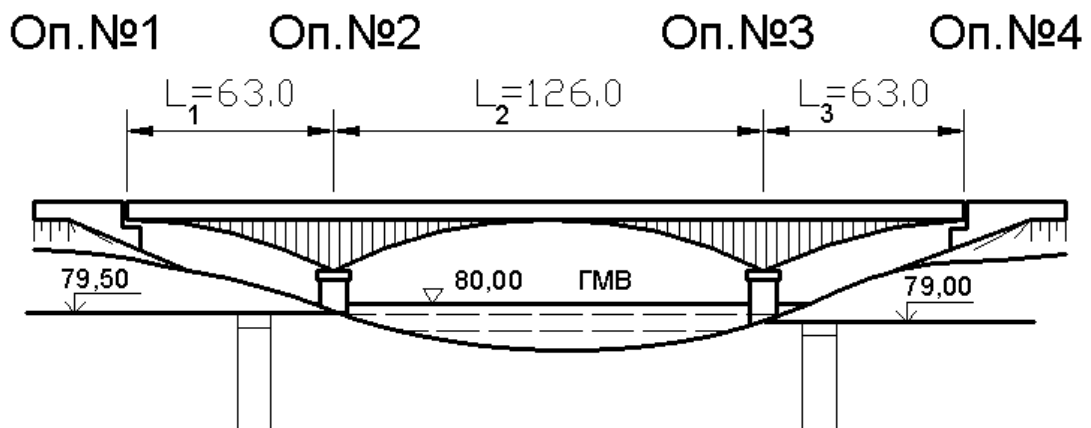


Рис. 1.4. Схема № 3

Таблица 1.2

Данные по опорам и нормативным нагрузкам

№ схемы	Размеры опоры, глубина размыва, м	1-е сочетание			2-е сочетание		
		$F_{\text{вп}}^0$, кН	$M_{\text{п}}^0$, кНм	$F_{\text{гп}}^0$, кН	$F_{\text{вп}}^0$, кН	$M_{\text{п}}^0$, кНм	$F_{\text{гп}}^0$, кН
1	Опора 2 $H_0 = 16$ $L_0 = 10,4$ $B_0 = 3,6$	18500	5500	1200	16000	5800	1000
	Опора 3 $H_0 = 20$ $L_0 = 13$ $B_0 = 4,5$ Глубина размыва 0,7	23000	6200	1500	21000	6900	1300
2	Опора 2 $H_0 = 12$ $L_0 = 6,6$ $B_0 = 3,2$	20400	4500	800	19000	4100	700
	Опора 3 $H_0 = 18$ $L_0 = 9,8$ $B_0 = 4,2$ Глубина размыва 0,5	25000	5200	1200	22000	4600	900
3	Опора 2 $H_0 = 15$ $L_0 = 11,2$ $B_0 = 5,0$ Глубина размыва 0,6	21500	5350	1040	22130	6020	980
	Опора 3 $H_0 = 19,2$ $L_0 = 12,6$ $B_0 = 4,8$ Глубина размыва 0,4	23700	4820	1100	24100	4970	1330

Таблица 1.3

Нормативные характеристики физико-механических свойств грунтов

Грунт	Но- мер слоя	Удельный вес частиц грунта γ_s , кН/м ³	Удель- ный вес грунта γ , кН/м ³	Влаж- ность ω	Пре- дел рас- каты- вания ω_p	Пре- дел теку- чести ω_L	Мо- дуль де- фор- ма- ции E_n , МПа	Характеристики прочности	
								φ_n , °	C_n , кПа
Песок круп- ный с вкл. гравия Песок сред- ней крупно- сти Песок мелкий Песок пыле- ватый	1	26,4	18,2	0,16	—	—	28	39	—
	2	26,5	19,7	0,23	—	—	30	38	—
	3	26,6	19,8	0,26	—	—	25	33	—
	4	26,4	19,9	0,21	—	—	34	34	—
	5	26,4	19,4	0,25	—	—	23	27	—
	6	25,8	18,6	0,12	—	—	38	29	—
	7	26,4	19,6	0,26	—	—	14,5	19	1
	8	26,5	19,1	0,13	—	—	22	22	2
Супесь	9	26,4	18,3	0,28	0,26	0,31	7	17	2
	10	26,5	19,2	0,20	0,18	0,24	15	24	6
	11	26,6	20,5	0,17	0,15	0,21	26	26	9
Суглинок	12	26,5	19,0	0,32	0,27	0,41	11	15	15
	13	27,0	19,5	0,23	0,18	0,33	10	16	20
	14	26,8	19,8	0,21	0,19	0,27	19	17	16
	15	27,1	19,7	0,18	0,14	0,27	17	18	19
	16	26,9	19,8	0,18	0,16	0,25	20	21	27
	17	26,8	20,1	0,21	0,18	0,31	24	19	19
	18	27,0	20,0	0,19	0,18	0,27	24,5	20	18
Глина	19	27,5	19,6	0,25	0,20	0,38	11,5	11	34
	20	27,5	19,5	0,24	0,18	0,36	13	12	36
	21	27,0	19,3	0,28	0,22	0,43	15	13	27
	22	27,3	19,0	0,31	0,25	0,45	14	15	30
	23	27,4	19,8	0,24	0,19	0,39	19	17	40
	24	27,6	19,8	0,23	0,20	0,41	22	14	52
	25	27,2	20,5	0,23	0,16	0,34	21	18	45
	26	27,4	20,6	0,19	0,17	0,36	27	19	53

Примечание. В расчетах по предельным состояниям используются расчет-
ные значения характеристик, определяемые по формуле

$$A = \frac{A_n}{\gamma_g},$$

где значения коэффициентов надежности по грунту γ_g принимаются: в расчетах по несущей способности для c — 1,4; для φ и γ — 1,1; в расчетах по деформациям для c — 1,1; для φ и γ — 1,05. Для модуля деформации во всех случаях $\gamma_g = 1,0$.

1.1. Пример записи исходных данных

Требуется спроектировать фундамент под промежуточную опору №3 железнодорожного моста (рис. 1). Размеры сечения опоры в плане: $L_0=12,6$ м, $B_0=4,8$ м. Высота мостовой опоры: $H_0 = 19,2$ м. Глубина размыва дна реки: 0,7 м.

На обрез фундамента действуют нагрузки: $F_{\text{VII}}^0 = 26500$ кН, $F_{\text{hII}}^0 = 1200$ кН, $M_{\text{II}}^0 = 5500$ кНм. Нормативные характеристики слоев грунта основания с указанием мощности каждого слоя приведены в таблице 1.

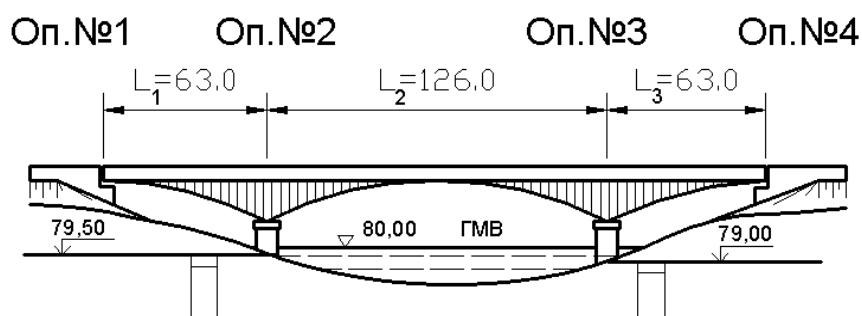


Рис. 1. Схема железнодорожного моста

Таблица 1

Нормативные характеристики физико-механических свойств грунтов

Наименование грунта	Мощность слоя, м	Удельный вес частиц грунта	Удельный вес грунта	Влажность	Предел раскатывания	Предел текучести	Модуль деформации	Характеристики прочности	
		γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	ω	ω_p	ω_L	E_n , МПа	φ_n , °	C_n , кПа
Песок средней крупности	6	26,4	19,8	0,25	-	-	29	34	-
Суглинок	3	26,8	19,0	0,23	0,19	0,34	15	15	20
Глина	10	27,4	20,6	0,19	0,17	0,39	25	18	52

ЗАНЯТИЕ № 2. АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ И ОЦЕНКА СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

Цель анализа – установление закономерностей изменения сжимаемости и прочности грунтов по глубине, выбор несущего слоя.

Сжимаемость грунта оценивается по величине модуля деформации: в зависимости от нагрузок, действующих на фундамент, при $E < 10$ МПа грунт сильносжимаемый, при $E = 10\text{--}20$ МПа – среднесжимаемый, при $E > 20$ МПа – малосжимаемый.

Общее представление о прочности и сжимаемости грунтов дает установление полного наименования грунтов, находящихся в геологическом разрезе, по номенклатуре ГОСТ 25100-2011. Для этого необходимо по известным формулам рассчитать следующие характеристики:

- коэффициент пористости

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1, \quad (1)$$

где γ_d – удельный вес скелета грунта, кН/м³:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega}; \quad (2)$$

- степень влажности

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{e \cdot \gamma_w}; \quad (3)$$

- показатель текучести (консистенции)

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{I_p}, \quad (4)$$

где I_p – число пластичности:

$$I_p = \omega_L - \omega_p. \quad (5)$$

В формулах (1)–(3) значения γ_s , γ , ω принимают по исходным данным. Удельный вес воды γ_w принимаем равным 10 кН/м³.

Для песков наименование грунта уточняется:

- по степени влажности:

$S_r \leq 0,5$ – маловлажный,

$0,5 < S_r \leq 0,8$ – влажный,

$S_r > 0,8$ – водонасыщенный;

- по плотности сложения: песок плотный, средней плотности, рыхлый (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Классификация песков по плотности

Вид	Плотность сложения		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Для глинистых грунтов полное наименование определяется по консистенции (показатель текучести, I_L):

– для суглинка и глины:

$I_L < 0$ – твердые,

$0 \leq I_L \leq 0,25$ – полутвердые,

$0,25 < I_L \leq 0,50$ – тугопластичные,

$0,50 < I_L \leq 0,75$ – мягкопластичные,

$0,75 < I_L \leq 1$ – текучепластичные,

$I_L > 1$ – текучие;

– для супеси:

$I_L < 0$ – твердые,

$0 \leq I_L \leq 1$ – пластичные,

$I_L > 1$ – текучие.

Зная полное наименование грунта, определяется условное расчетное сопротивление R_0 (кПа) каждого слоя (табл. 2.2, 2.3). Рыхлые пески и глинистые грунты при $I_L > 0,80$ относятся к слабым основаниям.

Таблица 2.2

Условное сопротивление R_0 песчаных грунтов, кПа

Характеристика	R_0 песка	
	Плотного	Средней плотности
Гравелистый и крупный независимо от влажности	550	350
Средней крупности:		
маловлажный	470	300
влажный или водонасыщенный	400	250
Мелкий:		
маловлажный	300	200
влажный или водонасыщенный	250	150
Пылеватый:		
маловлажный	300	200
влажный	250	150
водонасыщенный	150	100

Таблица 2.3

Условное сопротивление R_0 глинистых (непросадочных) грунтов, кПа

Наименование	Коэффициент пористости	Показатель консистенции I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супесь	0,5	400	300	250	200	150	100	–
	0,7	350	250	200	150	100	–	–
Суглинок	0,5	400	350	300	250	200	150	100
	0,7	350	300	250	200	150	100	–
	1,0	300	250	200	150	100	–	–
Глина	0,5	600	450	350	300	250	200	150
	0,6	500	350	300	250	200	150	100
	0,8	400	300	250	200	150	100	–
	1,1	300	250	200	150	100	–	–

2. 1. Пример расчета по занятию №2

Цель проведения анализа – установление закономерностей изменения сжимаемости и прочности грунтов по глубине, выбор несущего слоя. Определяем по формулам (1) - (5) характеристики для каждого слоя грунта.

Первый слой: песок средней крупности, мощность 6,0 м:

1) коэффициент пористости:
$$e = \frac{26,4}{15,84} - 1 = 0,667,$$

где γ_d - удельный вес скелета грунта, кН/м³:
$$\gamma_d = \frac{19,8}{1 + 0,25} = 15,84$$

2) степень влажности:
$$S_r = \frac{26,4 \cdot 0,25}{0,667 \cdot 10} = 0,99$$

Песок средней крупности, средней плотности (табл. 2.1), водонасыщенный, $R_0 = 250$ кПа (табл. 2.2).

Второй слой: суглинок, мощность 3,0 м:

1) коэффициент пористости:
$$e = \frac{26,8}{15,45} - 1 = 0,73,$$

где γ_d - удельный вес скелета грунта, кН/м³:
$$\gamma_d = \frac{19,0}{1 + 0,23} = 15,45$$

2) Показатель текучести (консистенции):

$$I_L = \frac{0,23 - 0,19}{0,15} = 0,27,$$

где I_p - число пластичности:
$$I_p = 0,34 - 0,19 = 0,15$$

Суглинок тугопластичный ($I_L = 0,27$). Интерполируя по табл. 2.3 для $e = 0,73$ и $I_L = 0,27$ находим $R_0 = 210$ кПа.

Третий слой: глина, мощность 10,0 м:

1) коэффициент пористости:
$$e = \frac{27,4}{17,31} - 1 = 0,58$$

где γ_d - удельный вес скелета грунта, кН/м³:
$$\gamma_d = \frac{20,6}{1 + 0,19} = 17,31$$

2) Показатель текучести (консистенции):
$$I_L = \frac{0,19 - 0,17}{0,22} = 0,09$$

где I_p - число пластичности:
$$I_p = 0,39 - 0,17 = 0,22$$

Глина полутвердая, $R_0 = 385$ кПа (табл. 2.3).

Результаты расчета сводим в таблицу 2, где также указываем полное наименование и расчетные характеристики грунта (для расчета по несущей способности: c_t , φ_t и γ_t ; для расчета по деформациям c_p , φ_p и γ_p).

Расчетные значения характеристик определяем, используя примечание к таблице 1.3.

Таблица 2

Расчетные характеристики физико-механических свойств грунтов

Наименование грунта, мощность слоя	Удельный вес грунта		Степень водонасыщения	Показатель текучести	Кэф. пористости	Условное сопротив- ление	Модуль деформации	Характеристики прочности			
	γ_t , кН/м ³	γ_p , кН/м ³	S_r	I_L	e	R_0 , кПа	E , МПа	φ_t , град	φ_p , град	c_t , кПа	c_p , кПа
Песок средней крупности, сред- ней плотности, водонасыщенный, мощность 6,0 м	18,0	18,8	0,99	-	0,667	250	29	31	32	-	-
Суглинок туго- пластичный, мощность 3,0 м	17,3	18,1	-	0,27	0,73	210	15	13	14	14,3	18,2
Глина полутвер- дая, мощность 10,0 м	18,7	19,6	-	0,09	0,58	385	25	16	17	37,1	47,3

Строим инженерно-геологический разрез, эпюры модуля деформации E_0 и условного сопротивления грунта R_0 (рис. 2).



Рис. 2. Эпюры модуля деформации и условного сопротивления грунта

Анализируя инженерно-геологические условия, приходим к выводу, что основанием фундамента на естественном основании может служить песок средней крупности, для свайного фундамента - глина тугопластичная.

ЗАНЯТИЕ № 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

При строительстве мостовых опор на местности, покрытой небольшим слоем воды, либо на суходолах при близком залегании к поверхности прочных и слабосжимаемых грунтов целесообразно применять фундаменты мелкого заложения (глубиной заложения до 5 м) на естественном основании. Основание называется естественным, если слагающие его грунты предварительно не подвергаются специальным техническим мероприятиям с целью повышения их прочности.

Проектирование фундаментов начинают с предварительного выбора их конструкции и основных размеров, к которым в первую очередь относится глубина заложения фундамента.

3.1. Выбор глубины заложения фундамента

Основная задача при выборе глубины заложения подошвы фундаментов – определение несущего слоя грунта. При этом необходимо учитывать инженерно-геологические условия площадки строительства, а также гидрогеологические и климатические условия.

Инженерно-геологические условия

По эпюре условного расчетного сопротивления (R_0) и по физико-механическим характеристикам грунтов необходимо выбрать несущий слой грунта (прочный и малосжимаемый). Фундаменты не рекомендуются опирать на малопрочные и сильносжимаемые грунты (рыхлые пески, супеси в текучем состоянии, суглинки и глины с показателем консистенции $I_L > 0,6$). После выбора несущего слоя грунта фундамент заглубляют в него не менее чем на 0,5 м.

Гидрогеологические и климатические условия

Для опоры на суходоле при пучинистых грунтах в основании глубину заложения подошвы фундамента назначают с учетом глубины сезонного промерзания грунтов. При этом подошву фундамента следует располагать ниже расчетной глубины промерзания не менее чем на 0,25 м.

Глубина заложения фундамента определяется по формуле

$$d = d_{fn} + 0,25, \quad (6)$$

где d_{fn} – расчетная глубина промерзания, м:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{Mt}, \quad (7)$$

где Mt – коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном регионе, принимаемый по СНиП 2.01.01-82 «Строительная климатология и геофизика»; для Санкт-Петербурга $Mt = 23$;

d_0 – глубина промерзания при $Mt = 1$, принимается для суглинков и глин 0,23 м; для супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28 м.

Если в основании находятся непучинистые при промерзании грунты, то минимальная глубина заложения принимается $d_{\min} = 1$ м.

Для промежуточной опоры глубину заложения подошвы фундамента назначают не менее 2,5 м ниже линии теоретического размыва.

Из всех учтенных факторов принимают наибольшую глубину заложения фундамента. Окончательно она назначается при определении площади подошвы фундамента и после расчетов по предельным состояниям.

Плоскость обреза фундамента для промежуточной опоры располагают на 0,5 м ниже горизонта меженных вод (ГМВ), а на суходоле – на 0,25 м ниже поверхности грунта (рис. 3.1).

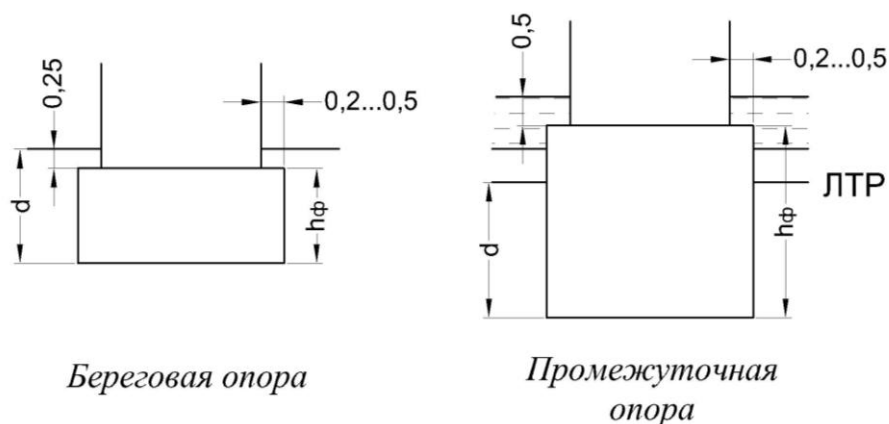


Рис. 3.1. Расположение фундаментов опор в грунте

3.2. Определение размеров подошвы фундамента

После назначения глубины заложения фундамента определяют требуемую площадь его подошвы.

На начальном этапе принимаем минимально возможные размеры подошвы фундамента:

$$A = b_{\min} \cdot l_{\min} = (B_0 + 2c) \cdot (L_0 + 2c), \quad (8)$$

где A – площадь подошвы фундамента, м;

$b_{\min}$ – минимальная ширина подошвы фундамента, м;

$l_{\min}$ – минимальная длина подошвы фундамента, м;

B_0, L_0 – размеры надфундаментной части опоры на уровне плоскости обреза фундамента, указанные в задании, м;

c – уступ, принимается 0,2...0,5 м.

Расчетное значение вертикальной нагрузки в уровне подошвы фундамента, кН:

$$F_{vI} = F_{vI}^0 + G_{фI}, \quad (9)$$

где F_{vI}^0 – расчетная вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН:

$$F_{vI}^0 = 1,2 F_{vII}^0, \quad (10)$$

где F_{vII}^0 – нормативная вертикальная нагрузка, берется из задания и включает в себя постоянные и временные нагрузки, кН;

$G_{фI}$ – расчетный вес фундамента, кН:

$$G_{фI} = 1,2 V_{ф} \gamma_б, \quad (11)$$

где $\gamma_б$ – удельный вес бетона, равный 24 кН/м³;

$V_{ф}$ – объем фундамента мостовой опоры, м³.

Правильность назначения размеров фундаментов (глубины заложения, площади подошвы) определяют проверкой напряжений по подошве фундамента:

$$P_1 = \frac{F_{\text{вл}}}{A} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}, \quad (12)$$

где $\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условий работы, зависящий от сочетания нагрузок, принимаемый по СП 35-13330-2011;

$\gamma_n = 1,4$ – коэффициент надежности грунта;

R – расчетное сопротивление нескального грунта под подошвой фундамента, кПа:

$$R = 1,7 \left[R_0 (1 + k_1 (b - 2)) + k_2 \gamma' (d - 3) \right], \quad (13)$$

где R_0 – условное сопротивление грунта, кПа;

k_1, k_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. 3.1;

b – ширина подошвы фундамента, м (при $b > 6$ м принимается $b = 6$ м);

d – глубина заложения фундамента, принимаемая для опоры на суходоле от поверхности грунта, для промежуточной опоры от поверхности размыва до подошвы фундамента, м (при $d < 3$ принимается $d = 3$);

γ' – среднее значение расчетного удельного веса грунта в пределах глубины заложения фундамента, определяемое без учета взвешивающего действия воды, кН/м³:

$$\gamma' = \frac{\sum h_i \cdot \gamma_i}{\sum h_i}. \quad (14)$$

Для промежуточной опоры, если основание сложено водоупорными глинами или суглинками, расчетное сопротивление этих грунтов должно быть увеличено на $14,7 d_w$ (кПа), где d_w – высота слоя воды от горизонта меженных вод до линии теоретического размыва.

Таблица 3.1

Коэффициенты k_1, k_2 по СП 35-13330-2011

Грунт	$k_1, \text{м}^{-1}$	k_2
Песок гравелистый, крупный и средней крупности	0,10	3,0
Песок мелкий	0,08	2,5
Песок пылеватый, супесь	0,06	2,0
Суглинок и глина полутвердые и твердые	0,04	2,0
Суглинок и глина туго- и мягкопластичные	0,02	1,5

Если условие (12) не выполняется, определяют максимальные размеры площади подошвы фундамента и проводят повторный расчет.

Максимальные размеры площади подошвы фундамента определяют, соблюдая условия жесткости (угол уширения не должен превышать 30° ($\text{tg}30^\circ = 0,577$)):

$$A_{\max} = b_{\max} \cdot l_{\max} = (B_0 + 2h_{\phi} \cdot \text{tg}30^\circ) \cdot (L_0 + 2h_{\phi} \cdot \text{tg}30^\circ), \quad (15)$$

где h_{ϕ} – высота фундамента.

Если условие (12) не выполняется с максимальными значениями размеров площади подошвы фундамента, то необходимо увеличить глубину заложения фундамента, определить соответствующие максимальные размеры подошвы фундамента и выполнить проверку. Условие (12) должно выполняться с запасом не более чем на 10–20 %.

По выбранным размерам подошвы фундамента конструируют фундамента, т. е. определяют его поперечные размеры. Уступы назначают с соблюдением условия жесткости (угол уширения не должен превышать 30°). Отношение ширины уступа к его высоте не должно превышать $\text{tg}30^\circ = 0,577$. Высота уступа (h_y) принимается 0,75–2,0 м, ширина – обычно не более $0,5 h_y$.

3.3. Пример расчета по занятию №3

1. Выбор глубины заложения фундаментов

В качестве несущего слоя выбираем песок средней крупности, средней плотности, малосжимаемый ($E = 29$ МПа) с $R_0 = 250$ кПа. В несущий слой фундамента должен заглубляться не менее чем на 0,5 м, поскольку кровля слоя может быть наклонной.

Глубина заложения фундамента для промежуточной опоры – это расстояние от линии теоретического размыва (ЛТР) до подошвы фундамента (рис. 3).

Для данной опоры глубина заложения подошвы фундамента назначается не менее 2,5 м ниже линии теоретического размыва (ЛТР). Обрез фундамента располагается на 0,5 м ниже горизонта меженных вод (ГМВ). Исходя из этого условия, глубина заложения составит: $d = 2,5$ м, высота фундамента $h_{\phi} = 3,7$ м.

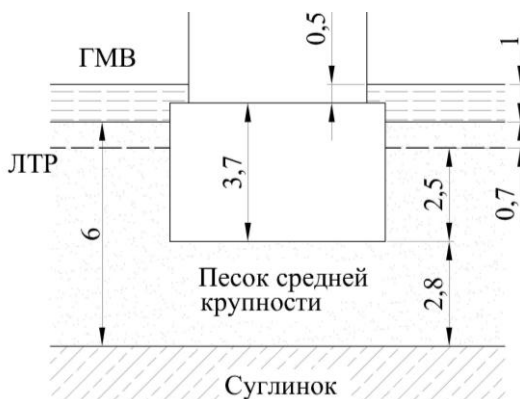


Рис. 3. Схема фундамента на естественном основании

2. Определение размеров подошвы фундамента

Определяем минимальные размеры подошвы фундамента по формуле (8):

$$A_{\min} = b \cdot l = (B_o + 2 \cdot 0,5) \cdot (L_o + 2 \cdot 0,5) = \\ = (4,8 + 2 \cdot 0,5) \cdot (12,6 + 2 \cdot 0,5) = 5,8 \cdot 13,6 = 78,9 \text{ м}^2$$

Выполняем проверку напряжений по подошве фундамента, для этого последовательно определяем по формулам (9)-(13):

– вес фундамента

$$G_{\phi} = \gamma_o \cdot A_{\min} \cdot h_{\phi} = 24 \cdot 78,9 \cdot 3,7 = 7006,3 \text{ кН};$$

– суммарную вертикальную расчетную нагрузку

$$F_{\text{вн}} = 1,2(F_{\text{вн}}^0 + G_{\phi}) = 1,2 \cdot (26500 + 7006,3) = 40207,6 \text{ кН};$$

– давление по подошве фундамента

$$P_1 = \frac{40207,6}{78,9} = 509,6 \text{ кПа}$$

– расчетное сопротивление грунта несущего слоя

$$R = 1,7[R_0(1 + \kappa_1(b - 2)) + \kappa_2\gamma'(d - 3)] = \\ = 1,7[250(1 + 0,10(5,8 - 2)) + 3,0 \cdot 18,8(3 - 3)] = 586,5 \text{ кПа}$$

$$P_1 = 509,6 \leq \frac{1,2 \cdot 586,5}{1,4} = 502,7 \text{ кПа} \text{ проверка не выполнена.}$$

Увеличиваем размеры подошвы фундамента.

Определяем максимально возможные размеры подошвы фундамента, при заданной глубине заложения соблюдая условие жесткости фундамента - угол уширения не должен превышать 30° ($\text{tg}30^\circ = 0,577$):

$$A_{\max} = b_{\max} \cdot l_{\max} = (B_o + 2 \cdot h_{\phi} \cdot \text{tg}30^\circ) \cdot (L_o + 2 \cdot h_{\phi} \cdot \text{tg}30^\circ) = \\ = (4,8 + 2 \cdot 3,7 \cdot 0,577) \cdot (12,6 + 2 \cdot 3,7 \cdot 0,577) = 9 \cdot 16,8 = 151,2 \text{ м}^2$$

Выполняем проверку напряжений по подошве фундамента, для этого определяем:

– вес фундамента

$$G_{\phi} = \gamma_o \cdot A_{\max} \cdot h_{\phi} = 24 \cdot 151,2 \cdot 3,7 = 13426,6 \text{ кН};$$

– суммарную вертикальную расчетную нагрузку

$$F_{\text{вн}} = 1,2(F_{\text{вн}}^0 + G_{\phi}) = 1,2 \cdot (26500 + 13426,6) = 47911,9 \text{ кН};$$

– давление по подошве фундамента

$$P_1 = \frac{47911,9}{151,2} = 316,9 \text{ кПа}$$

– расчетное сопротивление грунта несущего слоя

$$R = 1,7[R_0(1 + \kappa_1(b - 2)) + \kappa_2\gamma'(d - 3)] = \\ = 1,7[250(1 + 0,10(6 - 2)) + 3,0 \cdot 18,8(2,5 - 3)] = 595,0 \text{ кПа}$$

$$P_1 = 316,9 \leq \frac{595,0}{1,4} = 425,0 \text{ кПа} \text{ проверка выполнена}$$

Условие должно выполняться с запасом не более чем 10-20%.

$$\Delta = \frac{425,0 - 316,9}{316,9} \cdot 100\% = 34\%$$

Необходимо уменьшить размеры подошвы фундамента. Принимаем следующие размеры подошвы фундамента: $b = 7,0\text{ м}; l = 14,6\text{ м}$

– вес фундамента

$$G_\phi = \gamma_\phi \cdot A \cdot h_\phi = 24 \cdot 7,0 \cdot 14,6 \cdot 3,7 = 24 \cdot 102,2 \cdot 3,7 = 9075,4 \text{ кН};$$

– суммарную вертикальную расчетную нагрузку

$$F_{\text{вI}} = 1,2(F_{\text{вII}}^0 + G_\phi) = 1,2 \cdot (26500 + 9075,4) = 42690,4 \text{ кН};$$

– давление по подошве фундамента

$$P_1 = \frac{42690,4}{102,2} = 417,7 \text{ кПа}$$

$$P_1 = 417,7 \leq \frac{595,0}{1,4} = 425,0 \text{ кПа} \text{ проверка выполнена}$$

$$\Delta = \frac{425,0 - 417,7}{417,7} \cdot 100\% = 2\%$$

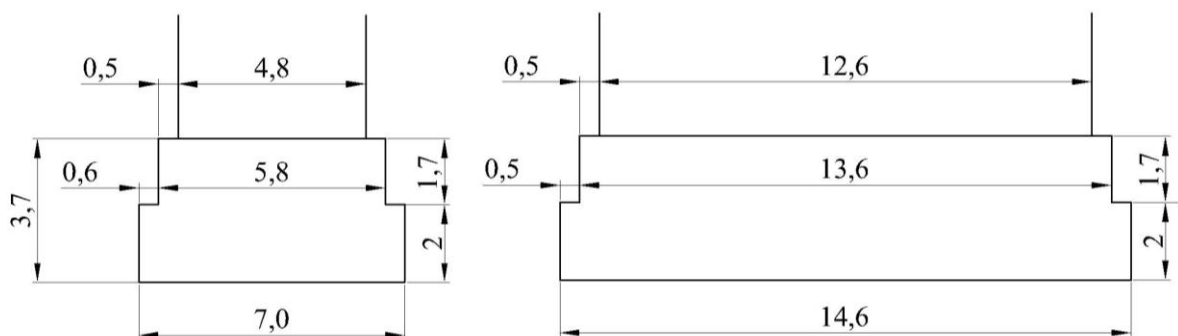


Рис. 4. Конструирование фундамента

ЗАНЯТИЕ № 4. РАСЧЕТЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО I ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ I)

Для оснований сооружений, как и для конструкций вообще, установлены две группы предельных состояний: первая – по несущей способности и устойчивости, вторая – по деформациям. Для оснований транспортных сооружений, в частности, опор мостов, воспринимающих значительные горизонтальные нагрузки, важное значение приобретают расчеты несущей способности и устойчивости.

4.1. Проверка напряжений по подошве фундамента

Напряжения по подошве фундамента от расчетных нагрузок должны удовлетворять следующим условиям (рис. 4.1):

$$P_{\text{ср}} = \frac{F_{\text{вл}}}{A} \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad (16)$$

$$P_{\text{max}} = \frac{F_{\text{вл}}}{A} + \frac{M_I}{W} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}; \quad (17)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{F_{\text{вл}}}{A} - \frac{M_I}{W} \geq 0, \quad (18)$$

где $P_{\text{ср}}$, P_{max} и P_{min} – соответственно, среднее, максимальное и минимальное напряжения по подошве фундамента от расчетных нагрузок, кПа;

R – расчетное сопротивление основания нескального грунта при окончательно назначенных размерах фундамента, кПа;

γ_c – коэффициент условий работы, зависящий от сочетания нагрузок, принимаемый равным 1,2;

γ_n – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4;

$F_{\text{вл}}$ – расчетная вертикальная нагрузка на уровне подошвы фундамента, кН:

$$F_{\text{вл}} = F_{\text{вл}}^0 + G_{\text{фл}} + G_{\text{гл}} + G_{\text{w}}, \quad (19)$$

где $G_{\text{фл}}$ – расчетный вес фундамента, кН:

$$G_{\text{фл}} = 1,2 V_{\text{ф}} \gamma_{\text{б}}, \quad (20)$$

$V_{\text{ф}}$ – объем фундамента мостовой опоры, м³;

$\gamma_{\text{б}}$ – удельный вес бетона, равный 24 кН/м³;

$G_{\text{гл}}$ – расчетный вес грунта на уступах фундамента, кН:

$$G_{\text{гл}} = 1,2 V_{\text{гр}} \gamma_{\text{гр}}, \quad (21)$$

где $\gamma_{\text{гр}}$ – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды (во всех грунтах, кроме водонепроницаемых: тугопластичных, твердых, полутвердых глин и суглинков), кН/м³:

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (22)$$

где γ_s – удельный вес частиц грунта, указан в задании, кН/м³;

$\gamma_w = 10$ кН/м³ – удельный вес воды;

e – коэффициент пористости грунта;

$V_{\text{гр}}$ – объем грунта на уступах фундамента для промежуточной опоры от ЛТР, для опоры на суходоле от дневной поверхности до уступа, м³.

Если фундамент врезается в водонепроницаемый грунт (тугопластичные, твердые, полутвердые глины и суглинки) необходимо учитывать вес воды на уступах фундамента (G_w), кН:

$$G_w = V_w \gamma_w, \quad (23)$$

где $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды;

V_w – объем воды на уступах фундамента от ГМВ (для промежуточной опоры) или от УГВ (на суходоле) до водоупора, м^3 ;

M_I – расчетный момент относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, кНм:

$$M_I = M_I^0 + F_{hl}^0 \cdot h_\phi, \quad (24)$$

где h_ϕ – высота фундамента, м;

M_I^0 – расчетный момент на уровне обреза фундамента, кНм:

$$M_I^0 = 1,2 M_{II}^0; \quad (25)$$

F_{hl}^0 – расчетная горизонтальная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН:

$$F_{hl}^0 = 1,2 F_{hl}^0; \quad (26)$$

W – момент сопротивления подошвы фундамента при окончательно назначенных размерах (b, l), м^3 :

$$W = \frac{l \cdot b^2}{6}; \quad (27)$$

R – см. формулу (13).

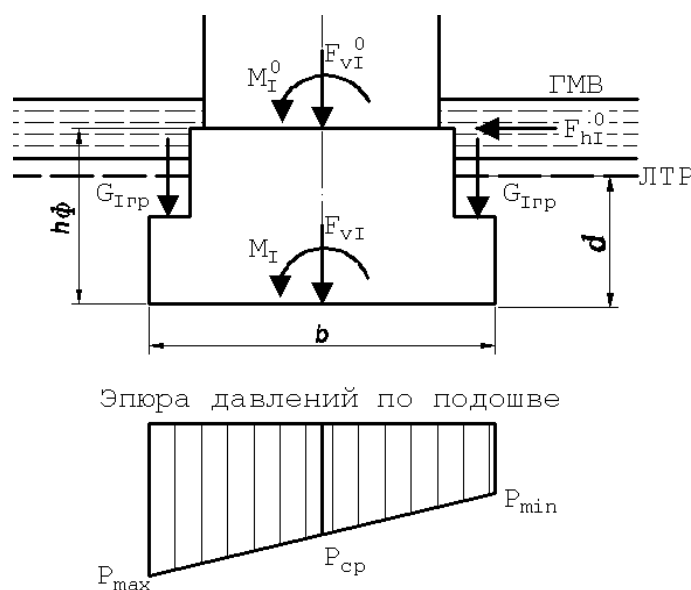


Рис. 4.1. Напряжение в подошве фундамента

Если условия (16), (17), (18) не выполняются или имеется большой запас прочности, следует изменить размеры подошвы в соответствующем направлении и путем последовательных попыток запроектировать наиболее рациональную конструкцию фундамента.

4.2. Пример расчета по занятию №4

Выполняем проверку напряжений по подошве фундамента, для этого последовательно определяем:

- расчетный момент относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента:

$$M_I = M_I^0 + F_{HI}^0 \cdot h_\phi = 1,2 \cdot 5500 + 1,2 \cdot 1200 \cdot 3,7 = 5400 + 5328 = 11928,0 \text{ кНм}$$

- момент сопротивления подошвы фундамента:

$$W = \frac{l \cdot b^2}{6} = \frac{14,6 \cdot 7^2}{6} = 119,2 \text{ м}^3$$

- вес фундамента:

$$G_\phi = 24 \cdot (7,0 \cdot 14,6 \cdot 2 + 5,8 \cdot 13,6 \cdot 1,7) = 24 \cdot 338,5 = 8123,9 \text{ кН};$$

- удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{взв} = \frac{26,4 - 10}{1 + 0,667} = 9,8 \text{ кН/м}^3;$$

- вес грунта на уступах фундамента:

$$G_{гр} = 9,8(7 \cdot 14,6 \cdot 3,2 - (7,0 \cdot 14,6 \cdot 2 + 5,8 \cdot 13,6 \cdot 1,2)) = 9,8 \cdot 28,0 = 274,4 \text{ кН}$$

- суммарную вертикальную расчетную нагрузку:

$$F_{VI} = 1,2(F_{VI}^0 + G_\phi + G_{гр}) = 1,2 \cdot (26500 + 8123,9 + 274,4) = 41878,0 \text{ кН};$$

- давление по подошве фундамента:

$$P_1 = \frac{41878,0}{102,2} = 409,8 \text{ кПа}$$

$$P_1 = 409,8 \leq \frac{595,0}{1,4} = 425,0 \text{ кПа } \textit{проверка выполнена}$$

- максимальное давление по подошве фундамента:

$$P_{\max} = \frac{F_{VI}}{A} + \frac{M_I}{W} = 409,8 + \frac{11928,0}{119,2} = 509,9 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = 509,9 < \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n} = \frac{595,0 \cdot 1,2}{1,4} = 510,0 \text{ кПа } \textit{проверка выполнена}$$

– минимальное давление по подошве фундамента:

$$P_{\min} = \frac{F_{vI}}{A} - \frac{M_I}{W} = 409,8 - 100,1 = 309,7 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = 309,7 \text{ кПа} > 0 \text{ } \textit{проверка выполнена}$$

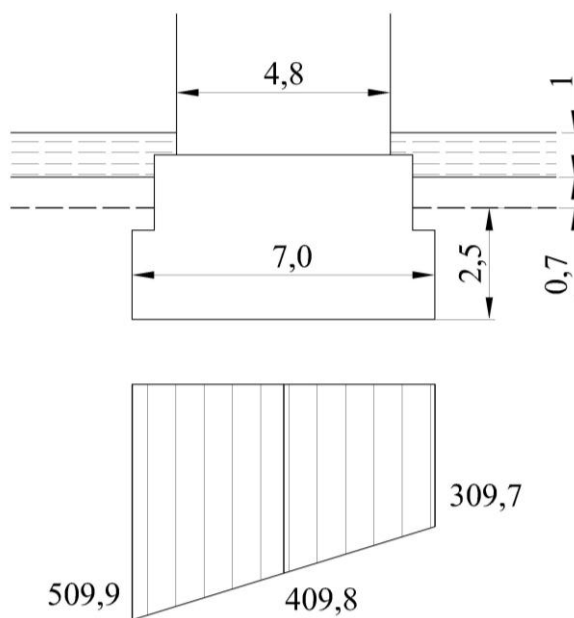


Рис. 5. Эпюра напряжений по подошве фундамента

ЗАНЯТИЕ № 5. РАСЧЕТЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО I ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ II)

5.1. Проверка устойчивости фундамента против опрокидывания

При проверке устойчивости фундамента против опрокидывания (рис. 5.1) проверяют следующее условие:

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z, \quad (28)$$

где m – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,8;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,1;

M_u – момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота, проходящей через крайнюю точку подошвы фундамента, кНм:

$$M_u = M_I = M_I^0 + F_{hI}^0 \cdot h_\phi; \quad (29)$$

M_z – момент удерживающих сил относительно оси возможного поворота, проходящей через крайнюю точку подошвы фундамента, кНм;

$$M_z = F_{vI} \cdot \frac{b}{2} \quad (30)$$

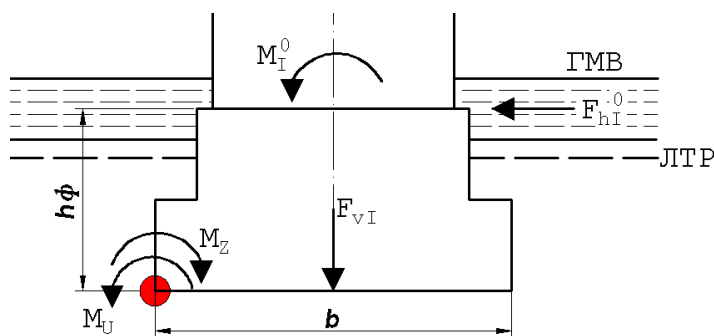


Рис. 5.1. Устойчивость фундамента против опрокидывания

5.2. Проверка устойчивости фундамента против сдвига по подошве

$$Q_\tau \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z, \quad (31)$$

где m – коэффициент условия работы, принимаемый равным 0,9;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,1;

Q_τ – сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига, кН:

$$Q_\tau = F_{hI}^0; \quad (32)$$

Q_z – удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил, кН:

$$Q_z = \varphi \cdot F_{vl}, \quad (33)$$

где φ – коэффициент трения подошвы фундамента по грунту, принимаемый:

- для глин во влажном состоянии – 0,25;
- для сухих глин, суглинков и супесей – 0,30;
- для песков – 0,40;
- для гравийных и галечниковых грунтов – 0,50.

5.3. Пример расчета по занятию №5

Выполняем проверку **устойчивости фундамента против опрокидывания**, для этого последовательно определяем:

– момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота, проходящей через крайнюю точку подошвы фундамента:

$$M_u = M_I = M_I^0 + F_{hl}^0 \cdot h_\phi = 1,2 \cdot 5500 + 1,2 \cdot 1200 \cdot 3,7 = 5400 + 5328 = 11928,0 \text{ кНм};$$

– момент удерживающих сил относительно оси возможного поворота, проходящей через крайнюю точку подошвы фундамента:

$$M_z = F_{vl} \cdot \frac{b}{2} = 41878,0 \cdot \frac{7,0}{2} = 146573,0 \text{ кНм}$$

$$M_u = 11928 \text{ кНм} < \frac{m}{\gamma_n} M_z = \frac{0,8 \cdot 146573,0}{1,1} = 106598,5 \text{ кНм} \text{ проверка выполнена.}$$

Выполняем проверку **устойчивости фундамента против сдвига по подошве**, для этого последовательно определяем сдвигающие и удерживающие силы:

– сдвигающая сила равна сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига:

$$Q_\tau = F_{hl}^0 = 1,2 \cdot 1200 = 1440 \text{ кН};$$

Q_z – удерживающая сила равна сумме проекций удерживающих сил:

$$Q_z = \varphi \cdot F_{vl} = 0,4 \cdot 41878,0 = 16751,2 \text{ кН};$$

$$Q_\tau = 1440 \text{ кН} < \frac{m}{\gamma_n} Q_z = \frac{0,9 \cdot 16751,2}{1,1} = 13705,5 \text{ кН} \text{ проверка выполнена.}$$

ЗАНЯТИЕ № 6. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО II ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ I)

В расчетах II группе предельных состояний (по деформациям) для фундаментов опор мостов проводятся проверки слабого подстилающего слоя, положения равнодействующей нагрузок или относительного эксцен-

триситета, допустимости осадок опор и их разностей, горизонтальных смещений верха опор. Все расчеты по деформациям выполняются от действия нормативных нагрузок.

6.1. Проверка слабого подстилающего слоя

В практике проектирования довольно частыми являются случаи, когда верхние слои грунта, на которые опираются фундаменты, подстилаются менее прочными. Помимо природных условий, такая ситуация всегда имеет место при проектировании искусственных оснований. В этих случаях необходимо проверить давление на кровлю слабого грунта и сопоставить его с расчетным сопротивлением грунта этого слоя.

Такая проверка согласно [СП 20.13330.2011], заключается в выполнении условия (рис. 6.1):

$$P_{zp} + P_{zg} \leq \frac{R_z}{\gamma_n}, \quad (34)$$

где P_{zp}, P_{zg} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z (на кровле слабого слоя) от подошвы фундамента соответственно дополнительное от фундамента и от собственного веса грунта, кПа;

R_z - расчетное сопротивление слабого грунта расположенного на глубине z от подошвы фундамента, кПа;

$\gamma_n = 1,4$ - коэффициент надежности по грунту.

Вертикальное дополнительное напряжение в грунте на глубине z определяется по формуле:

$$P_{zp} = \alpha(P_{II} - \gamma'_{II} \cdot d) = \alpha \cdot P_0, \quad (35)$$

где α_i - коэффициент рассеивания дополнительного напряжения, принимаемый по табл. 6.1 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $n = l/b$ и относительной глубины $m = 2z/b$;

P_{II} - среднее давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок, кПа;

γ'_{II} - удельный вес грунта в пределах глубины заложения фундамента, кН/м³;

P_0 - дополнительное давление по подошве фундамента, кПа.

Вертикальное напряжение в грунте от собственного веса определяется по формуле:

$$P_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_{IIi} \cdot h_i, \quad (36)$$

где γ_{IIi} - удельный вес грунта i -го слоя в пределах глубины заложения фундамента, кН/м³;

h_i - мощность i -го слоя в пределах глубины заложения фундамента, м.

Для подсчета R_z необходимо предварительно вычислить ширину условного фундамента b_z . При этом вначале определяется площадь подошвы условного фундамента по формуле:

$$A_z = \frac{F_{vII}}{P_{zp}}, \quad (37)$$

Для прямоугольной подошвы фундамента ($l \times b$) ширина условного фундамента определяется по формуле:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (38)$$

где $a = 0,5(l - b)$

Расчетное сопротивление слабого грунта определяется из следующего выражения:

$$R_z = 1,7[R_0(1 + \kappa_1(b_z - 2)) + \kappa_2\gamma'(d_z - 3)], \quad (39)$$

где R_0 – условное сопротивление слабого грунта, кПа;

κ_1, κ_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. 3.1;

b_z – ширина подошвы условного фундамента, м (при $b_z > 6$ м принимается $b_z = 6$ м);

d_z – глубина заложения условного фундамента, принимаемая для опоры на суходоле от поверхности грунта, для промежуточной опоры от поверхности размыва до подошвы условного фундамента, м (при $d_z < 3$ принимается $d_z = 3$);

γ' – среднее значение расчетного удельного веса грунта в пределах глубины заложения условного фундамента, определяется без учета взвешивающего действия воды, кН/м³.

Проверяют условие (34), если условие не выполняется, то увеличивают размеры подошвы фундамента.

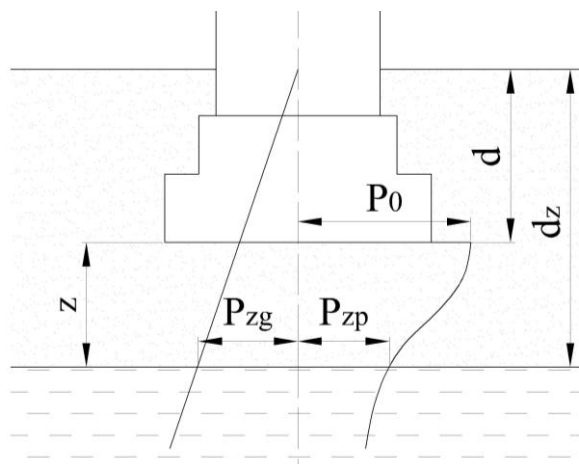


Рис. 6.1. Расчетная схема фундамента при наличии слабого подстилающего слоя

Таблица 6.1

Значения коэффициентов рассеивания напряжений

$m = \frac{2z}{b}$ или $m = \frac{z}{r}$	Коэффициенты α для фундаментов							
	Круглых	Прямоугольных с соотношением сторон $n = \frac{l}{b}$, равным						Ленточных при $n \geq 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,284	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,213	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,025	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,023	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

6.2. Проверка положения равнодействующей сил

Проверка положения равнодействующей силы или относительного эксцентриситета производится исходя из условия:

$$\frac{e}{\rho} = \frac{M_{\Pi}}{\rho \cdot F_{\Pi}} \leq 1,0, \quad (40)$$

где e – эксцентриситет равнодействующей сил, м;

ρ – радиус ядра сечения фундамента; при прямоугольной подошве фундамента определяется по формуле, м:

$$\rho = \frac{b}{6}, \quad (41)$$

F_{vII} – суммарная нормативная вертикальная нагрузка, действующая на уровне подошвы фундамента, кН:

$$F_{vII} = F_{vII}^0 + G_{фII} + G_{спII} + G_w = \frac{F_{vI}}{1,2}, \quad (42)$$

M_{II} – нормативный момент сил относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм:

$$M_{II} = M_{II}^0 + F_{hII}^0 \cdot h_{\phi}, \quad (43)$$

6.3. Пример расчета по занятию №6

1. Проверка слабого подстилающего слоя

Слабым подстилающим слоем в рассмотренном примере является тугопластичный суглинок. Глубина кровли слабого слоя $d_z = 5,3$ м.

Выполняем проверку (34), для этого последовательно определяем:

- суммарную нормативную вертикальную нагрузку, действующую на уровне подошвы фундамента:

$$F_{vII} = \frac{F_{vI}}{1,2} = \frac{41878,0}{1,2} = 34898,3 \text{ кН};$$

- давление по подошве фундамента от нормативных нагрузок:

$$P_{II} = \frac{F_{vII}}{A} = \frac{34898,3}{102,2} = 341,5 \text{ кПа};$$

- коэффициент рассеивания дополнительного напряжения:

$$\text{находим по табл. 6.1 } n = \frac{l}{b} = \frac{14,6}{7,0} = 2,08, \quad m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,8}{7,0} = 0,8 \text{ принимаем}$$

$$\alpha = 0,87;$$

- вертикальное дополнительное напряжение в грунте на глубине z :

$$P_{zp} = 0,87(341,5 - 3,2 \cdot 9,8) = 269,8 \text{ кПа};$$

- вертикальное напряжение от собственного веса грунта и воды на глубине z :

$$P_{zg} = 9,8 \cdot 6 + 10 \cdot 7 = 128,8 \text{ кПа};$$

- площадь подошвы условного фундамента:

$$A_z = \frac{34878,3}{269,8} = 129,3 \text{ м}^2;$$

- ширину условного фундамента b_z :

$$b_z = \sqrt{129,3 + 3,8^2} - 3,8 = 8,2 \text{ м};$$

$$a = 0,5(14,6 - 7,0) = 3,8 \text{ м};$$

– расчетное сопротивление слабого грунта:

$$R_z = 1,7[210(1 + 0,02(6 - 2)) + 1,5 \cdot 18,8(5,3 - 3)] = 495,8 \text{ кПа}$$

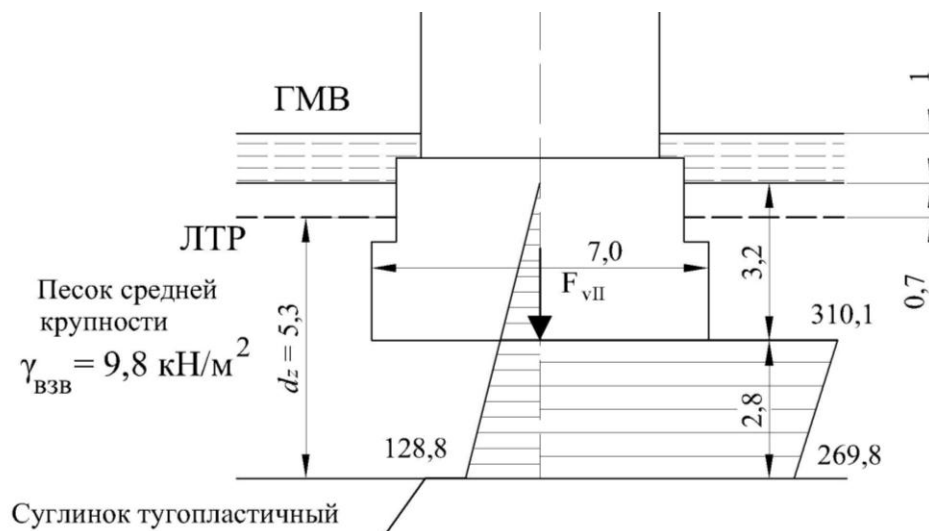


Рис. 6. Схема к проверке слабого подстилающего слоя

Проверяем условие (34):

$$269,8 + 128,8 = 397,6 \text{ кПа} \leq \frac{495,8}{1,4} = 354,1 \text{ кПа} \quad \text{Условие не выполнено.}$$

Увеличиваем размеры подошвы фундамента.

Принимаем $b = 8,8 \text{ м}; l = 16,6 \text{ м}$. Конструируем фундамент с новыми размерами.

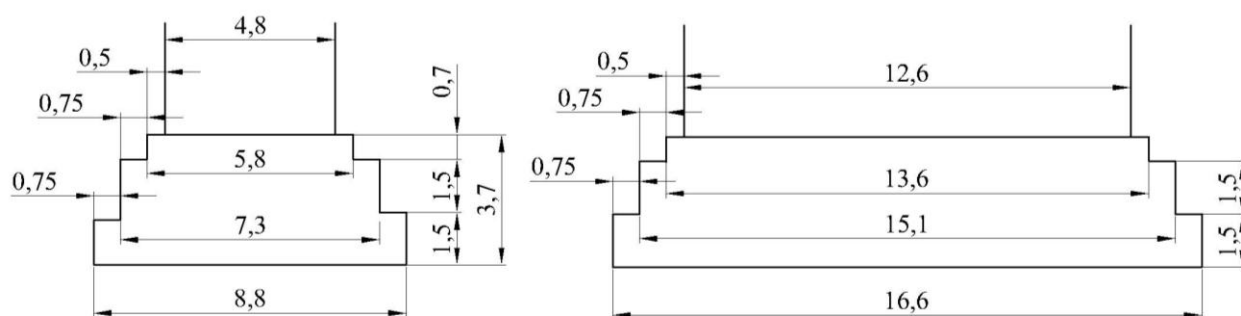


Рис. 7. Схема фундамента

Рассчитываем суммарную нормативную вертикальную нагрузку, действующую на уровне подошвы фундамента, для этого последовательно определяем:

– вес фундамента:

$$G_{\phi} = 24 \cdot (5,8 \cdot 13,6 \cdot 0,7 + 7,3 \cdot 15,1 \cdot 1,5 + 8,8 \cdot 16,6 \cdot 1,5) = 24 \cdot 439,6 = 10550,9 \text{ кН};$$

– вес грунта на уступах фундамента:

$$G_{\phi p} = 9,8 \cdot 67,3 = 660,1 \text{ кН};$$

– суммарную вертикальную расчетную нагрузку:

$$F_{vII} = 26500 + 10550,9 + 660,1 = 37711,0 \text{ кН};$$

– давление по подошве фундамента:

$$P_{II} = \frac{37711,0}{8,8 \cdot 16,6} = 267,3 \text{ кПа};$$

Выполняем проверку (34), для этого последовательно определяем:

– коэффициент рассеивания дополнительного напряжения:

$$\text{принимая по табл. 6.1 } n = \frac{l}{b} = \frac{16,6}{8,8} = 1,9; \quad m = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2,8}{8,8} = 0,63; \quad \alpha = 0,92$$

– вертикальное дополнительное напряжение в грунте на глубине z:

$$P_{zp} = 0,92(267,3 - 3,2 \cdot 9,8) = 217,1 \text{ кПа};$$

– площадь подошвы условного фундамента:

$$A_z = \frac{37711,0}{217,1} = 173,7 \text{ м}^2;$$

– ширину условного фундамента b_z :

$$b_z = \sqrt{173,7 + 3,9^2} - 3,9 = 9,8 \text{ м};$$

$$a = 0,5(16,6 - 8,8) = 3,9 \text{ м};$$

Проверяем условие (34):

$$217,1 + 128,8 = 345,9 \text{ кПа} \leq \frac{495,8}{1,4} = 354,1 \text{ кПа} \quad \text{Условие выполнено.}$$

2. Проверка положения равнодействующей сил

Выполняем проверку (40), для этого последовательно определяем:

– радиус ядра сечения фундамента:

$$\rho = \frac{b}{6} = \frac{8,8}{6} = 1,47 \text{ м};$$

$$F_{vII} = 37711,0 \text{ кН};$$

$$M_{II} = M_{II}^0 + F_{hII}^0 \cdot h_{\phi} = \frac{M_I}{1,2} = \frac{11928,0}{1,2} = 9940 \text{ кНм};$$

$$\frac{M_{II}}{\rho \cdot F_{vII}} = \frac{9940}{1,47 \cdot 37711,0} = 0,18 < 1,0.$$

Условие выполнено.

ЗАНЯТИЕ № 7. РАСЧЕТЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО II ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ II)

7.1. Проверка осадки фундамента

Для основания, сложенного нескальными грунтами, расчет по деформациям является необходимым. Расчет сводится к определению абсолютной осадки отдельного фундамента. Полученные величины в результате расчета сравнивают с предельно допустимыми:

$$S \leq S_u = 1,5\sqrt{L}, \quad (44)$$

где S – осадка по расчету, см;

S_u – предельно допустимая осадка, см;

L – длина наименьшего примыкающего к опоре пролета, принимаемая не менее 25 м.

Осадка определяется методом послойного суммирования в следующей последовательности:

1. Выполняется схема запроектированного фундамента, совмещенная с геологическим разрезом (рис. 7.1).

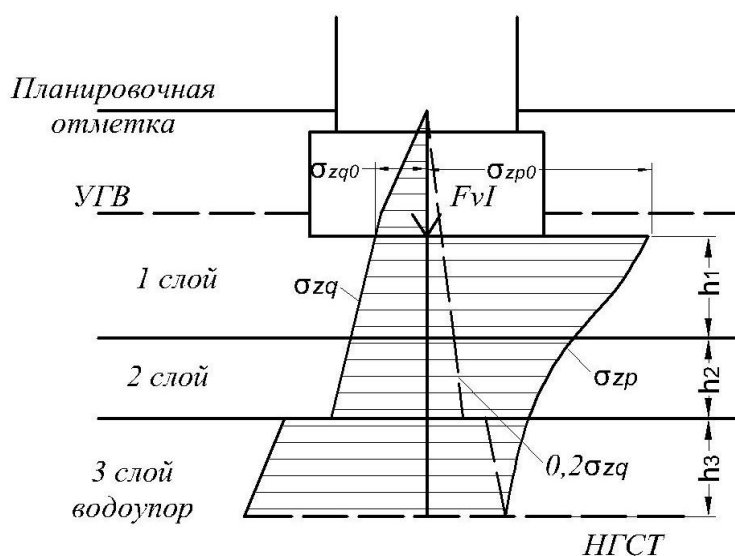


Рис. 7.1. Расчетная схема для определения осадки фундамента мостовой опоры на суходоле

2. Сжимаемая толща грунтов, расположенная ниже подошвы фундамента, разбивается на элементарные слои толщиной $h_i \leq 0,4b$ на глубину примерно $3b$, где b – ширина подошвы фундамента. При этом границы элементарных слоев должны совпадать с границами слоев грунта.

3. Строится эпюра природного давления σ_{zg} , возникающего в основании от веса вышележащих слоев грунта (рис. 7.2). При высоком положении УГВ удельный вес грунта берется с учетом взвешивающего действия

воды. При наличии водоупорного слоя (глина, суглинок с $I_L \leq 0$) на его поверхность передается дополнительное давление водяного столба ($\gamma_w h_w$). Значения вертикальных напряжений от собственного веса грунта на границе каждого элементарного слоя определяют по формуле:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (45)$$

где σ_{zg0} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа;

γ_i – удельный вес i -го слоя грунта, с учетом взвешивающего действия воды, кН/м³;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м.

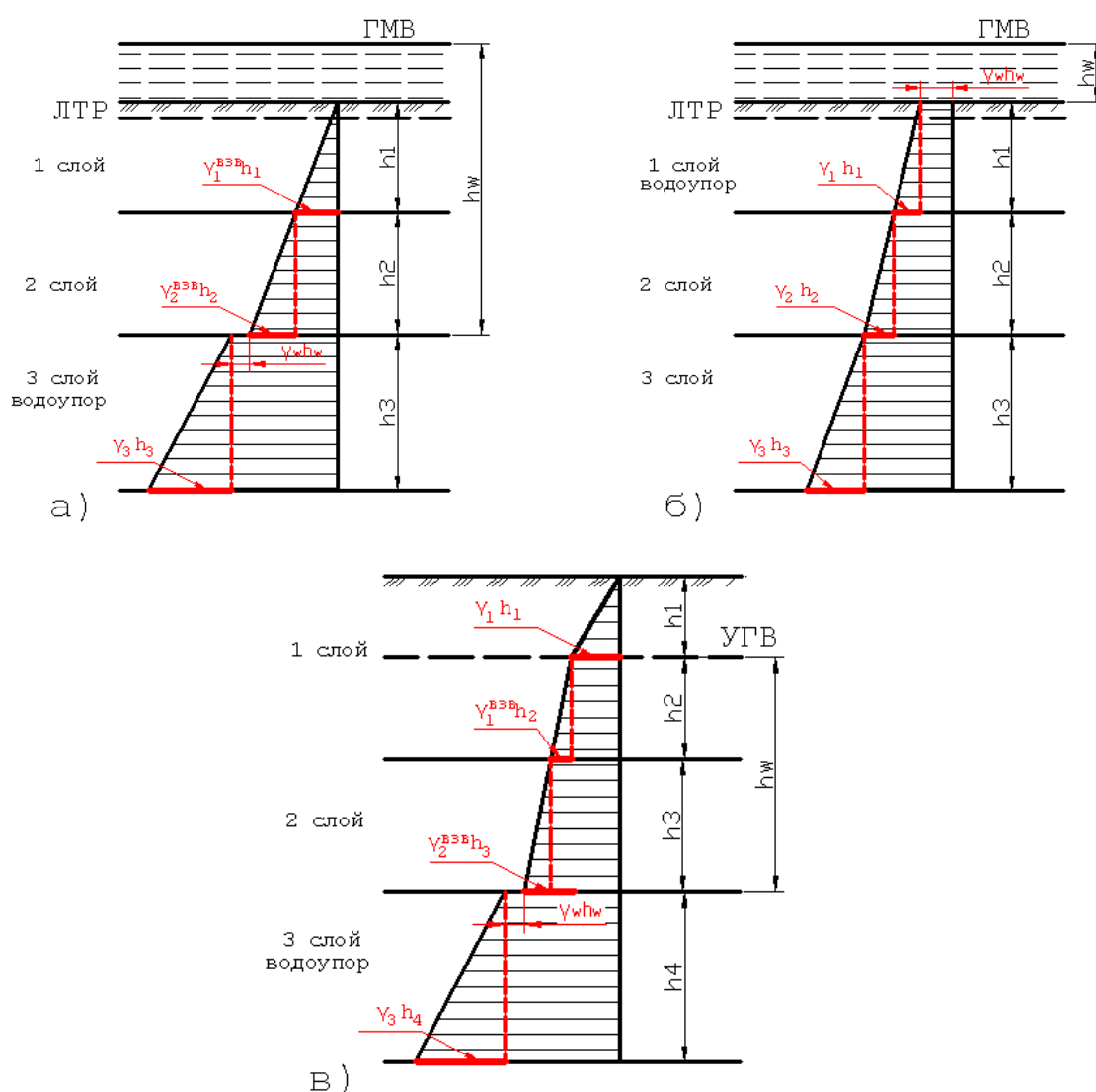


Рис.7.2. Эпюры природных давлений σ_{zq} :

- а) при наличии поверхностных вод и третьего водоупорного слоя;
- б) при наличии поверхностных вод и первого водоупорного слоя;
- в) при наличии грунтовой воды и третьего водоупорного слоя

4. Строится эпюра дополнительного (уплотняющего) вертикального давления σ_{zp} под подошвой фундамента. Начальная ордината эпюры в уровне подошвы фундамента σ_{zq0} определяют по формуле

$$\sigma_{zp0} = P_{II} - \sigma_{zg0}, \quad (46)$$

где P_{II} – среднее давление на грунт по подошве фундамента от нормативных нагрузок, кПа.

Значения дополнительных вертикальных напряжений в грунте вычисляются по формуле:

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot \sigma_{zp0}, \quad (47)$$

где α_i – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый по табл. 6.1 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $n = l/b$ и относительной глубины $m = 2z/b$.

5. Определяется глубина активной зоны (сжимаемой толщи).

Нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине, где выполняется следующее условие при $E \geq 5,0$ МПа:

$$\sigma_{zp0} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg0}. \quad (48)$$

Если найденная граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E < 5,0$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже сжимаемой толщи, то нижняя граница ее определяется из условия:

$$\sigma_{zp0} \leq 0,1 \cdot \sigma_{zg0}. \quad (49)$$

6. Определяется осадка (S_i) каждого элементарного слоя, который попадает в сжимаемую толщу, по формуле:

$$S_i = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (50)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\bar{\sigma}_{zpi}$ – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i -ом слое грунта, кПа;

h_i и E_i – соответственно, толщина (м) и модуль деформации (кПа) i -го слоя грунта.

7. Определяется расчетная величина осадки фундамента как сумма осадок элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи основания:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (51)$$

где n – число элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи.

7.2. Проверка горизонтального смещения верха опоры

$$\delta \leq \delta_u = 0,5\sqrt{L}, \quad (50)$$

где δ_u – предельно допустимое смещение, см;

L – длина наименьшего примыкающего к опоре пролета, принимаемая не менее 25 м.

δ – смещение по расчету, м:

$$\delta = i(H_0 + h_\phi), \quad (51)$$

где H_0 – высота опоры (берется из задания), м;

h_ϕ – высота фундамента, м;

i – крен фундамента, определяется по формуле:

$$i = k_c \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot \frac{M_{II}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad (52)$$

где ν и E – соответственно средневзвешенные значения коэффициента Пуассона (пески и супеси – 0,3; суглинки – 0,35; глины – 0,42) и модуля деформации в пределах сжимаемой толщи;

b – ширина подошвы фундамента, м;

M_{II} – нормативный момент относительно центра тяжести подошвы фундамента, кНм;

k_c – коэффициент, принимаемый в зависимости соотношения сторон прямоугольного фундамента $n = l/b$ по графику (рис. 7.3).

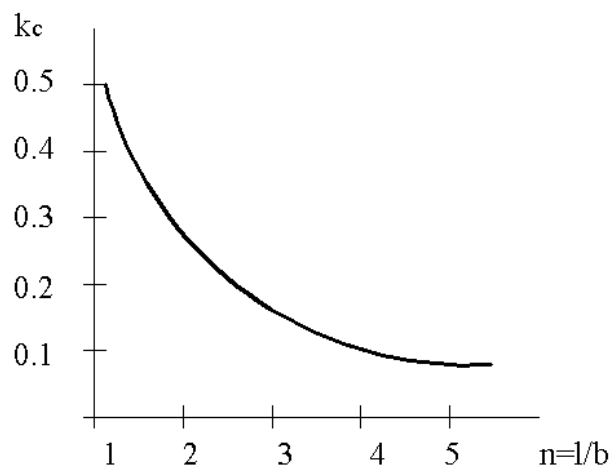


Рис. 7.3.

7.3. Пример расчета по занятию №7

1. Проверка осадки фундамента

Определяем предельно допустимую величину осадки:

$$S_u = 1,5\sqrt{63} = 11,9 \text{ см}.$$

Рассчитываем осадку фундамента методом послойного суммирования, для этого последовательно определяем:

- мощность элементарного слоя:

$$h_i \leq 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 8,8 = 3,52 \text{ м};$$

- вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg0} = 3,2 \cdot 9,8 = 31,4 \text{ кПа};$$

- дополнительное вертикальное давление в уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp0} = P_{II} - \sigma_{zg0} = 267,3 - 31,4 = 235,9 \text{ кПа}.$$

Результаты расчета приведены в таблице 3.

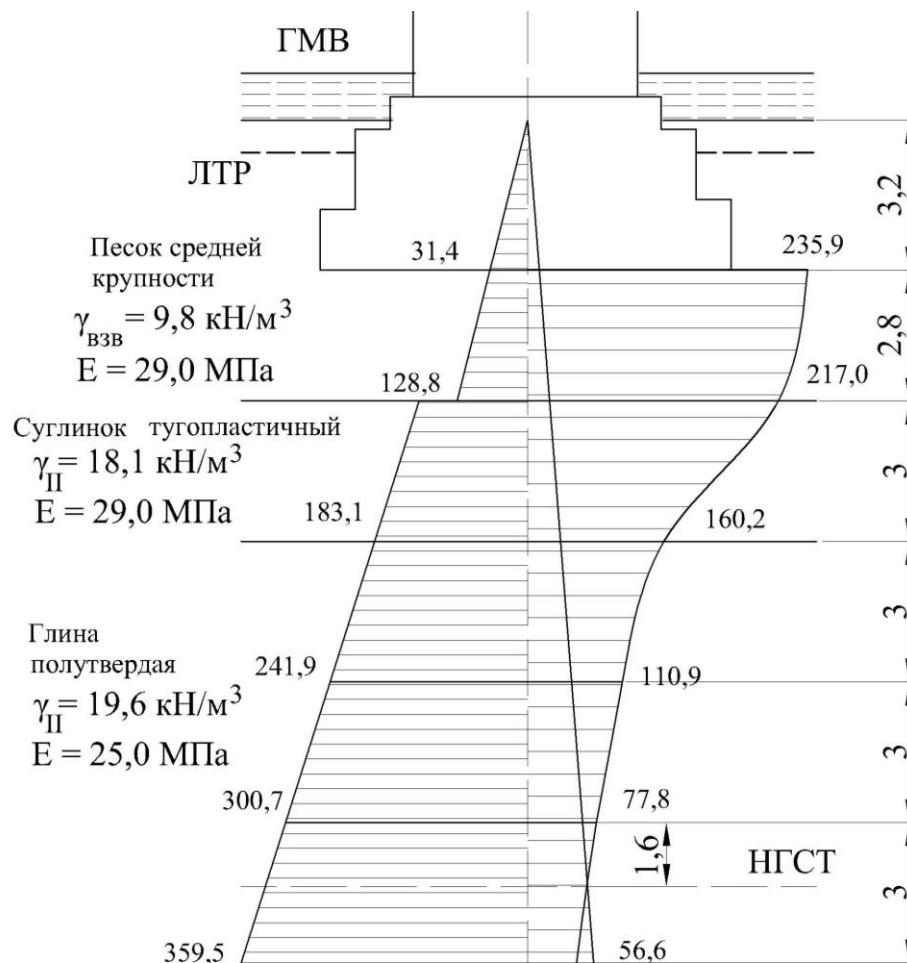


Рис. 7. Схема к расчету осадки фундамента

Таблица 3

Результаты расчета осадки

Номер элементарного слоя	0	1	2	3	4	5
Глубина подошвы элементарного слоя от подошвы фундамента z_i , м	-	2,8	5,8	8,8	11,8	14,8
Мощность элементарного слоя, h_i , м	-	2,8	3,0	3,0	3,0	3,0
Удельный вес грунта, с учетом взвешивающего действия воды γ_{II} , кН/м ³	-	9,8	18,1	19,6	19,6	19,6
Природное давление σ_{zg} на глубине z_i , кПа	31,4	128,8	183,1	241,9	300,7	359,5
Коэффициент $m = 2z/b$	-	0,64	1,32	2,00	2,68	3,4
Соотношение $n = \frac{l}{b}$	1,9					
Коэффициент α_i	-	0,92	0,68	0,47	0,33	0,24
Дополнительное давление σ_{zp} на глубине z_i , кПа	235,9	217,0	160,2	110,9	77,8	56,6
Среднее давление в слое, кПа	226,45	188,6	135,5	94,35	67,2	
Модуль деформации каждого слоя E_i , МПа	29,0	15,0	25,0	25,0	25,0	

Определяем осадку (S_i) каждого элементарного слоя, который попадает в сжимаемую толщу, по формуле (50):

$$- S_1 = 0,8 \frac{226,45 \cdot 2,8}{29000} = 0,017;$$

$$- S_2 = 0,8 \frac{188,6 \cdot 3,0}{15000} = 0,03;$$

$$- S_3 = 0,8 \frac{135,5 \cdot 3,0}{25000} = 0,013;$$

$$- S_4 = 0,8 \frac{94,35 \cdot 3,0}{25000} = 0,009;$$

$$- S_5 = 0,8 \frac{67,2 \cdot 3,0}{25000} = 0,0064;$$

Определяем сумму осадок элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи основания:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = 0,017 + 0,03 + 0,013 + 0,009 + 0,0064 = 0,0754 \text{ м} = 7,54 \text{ см}.$$

Выполняем проверку (44):

$$S = 7,54 \text{ см} < S_u = 11,9 \text{ см}.$$

Условие выполнено.

2. Проверка горизонтального смещения верха опоры

Определяем предельно допустимую величину смещения верха опоры:

$$\delta_u = 0,5\sqrt{63} = 3,97 \text{ см}.$$

Определяем крен фундамента:

$$i = k_c \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{M_{II}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} = 0,28 \frac{1-0,3^2}{29000} \cdot \frac{9940}{(8,8/2)^3} = 0,00102.$$

Определяем расчетную величину смещения верха опоры, для этого

$$\delta = i(H_0 + h_\phi) = 0,00102(19,2 + 3,7) = 0,023 \text{ м}.$$

Проверяем условие (50):

$$\delta = 2,3 \text{ см} < \delta_u = 3,97 \text{ см}.$$

Условие выполнено.

ЗАНЯТИЕ № 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Свайный фундамент состоит из свай и плиты (ростверка), объединяющей сваи и передающей на них нагрузку от сооружения. Свайный фундамент применяют при залегании слабых грунтов в основании. При этом с использованием низких (заглубленных в грунт) или высоких (часть свай возвышается над поверхностью) ростверков.

Вид применяемых в фундаменте свай (забивных, буронабивных и т. д.) зависит от грунтовых условий площадки и передаваемых на фундамент нагрузок. В данной работе рекомендуется применять забивные призматические сваи с постоянным сечением.

Свайный фундамент целесообразно проектировать поэтапно в следующей последовательности:

1. Назначение глубины заложения ростверка, выбор его типа, материала, предварительных размеров в плане

Для мостов при глубине водотока менее 3,0 м следует проектировать свайный фундамент с низким ростверком из монолитного железобетона класса не ниже В20. Отметка обреза, уступы в плоскости обреза принимаются как для фундамента мелкого заложения на естественном основании (см. рис. 3.1).

Глубина заложения подошвы ростверка для опоры на суходоле, с учетом конструктивных условий, принимается равной 2,0 м. Для промежуточной опоры глубина заложения подошвы ростверка назначается не менее 1,0 м ниже линии теоретического размыва.

Минимальные размеры подошвы ростверка в плане определяются размерами надфундаментной конструкции опоры.

2. Сбор нагрузок на обрез фундамента

Расчетные нагрузки на уровне обреза фундамента F_{VI}^0 ; F_{II}^0 ; M_I^0 - были определены при расчете фундамента на естественном основании.

3. Выбор несущего слоя

При выборе несущего слоя грунта в первую очередь оценивается грунт на глубине не менее 4 м от подошвы ростверка, так как минимальная длина сваи 4,0 м. Затем оценивается прочность нижележащих слоев грунта. При этом условное сопротивление грунта в уровне острия сваи должно быть не менее $R_0 > 250$ кПа.

4. Определение длины сваи и выбор типа свай

Длина сваи назначается после принятия глубины заложения ростверка и определяется глубиной залегания прочного грунта, в который заглубляется свая, и уровнем расположения подошвы ростверка.

При назначении длины сваи слабые грунты (насыпные, торф, грунты в текучем и рыхлом состоянии) необходимо прорезать, а концы свай заглубить в прочные грунты.

Заглубление сваи в несущий слой:

- в пески гравелистые, крупные и средней крупности и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ – на глубину не менее 0,5 м;
- в прочие виды нескальных грунтов – не менее 1,0 м.

Длина сваи - L (расстояние от головы до начала заострения сваи) определяется из выражения

$$L = \delta + H + L_{\text{несущ. слоя}}, \quad (53)$$

где δ – глубина заделки сваи в ростверк, м;

H – мощность слабых грунтов, которые проходит свая, м;

$L_{\text{несущ. слоя}}$ – уровень заглубления сваи в несущий слой, м.

Глубина заделки сваи в ростверк зависит от вида соединения:

- при свободном опирании голова сваи входит в ростверк на глубину 5–10 см, такое соединение возможно для центрально нагруженных свай;
- при жестком соединении величина заделки сваи в ростверк должна быть не менее 30 диаметров рабочей арматуры, такое соединение предусматривается при расположении свай в слабых грунтах при действии нагрузки с большим эксцентриситетом или при значительных горизонтальных нагрузках.

Полученную длину сваи округляют до длины стандартной сваи (в большую сторону) и принимают поперечное сечение свай (табл. 8.1).

Таблица 8.1

Сваи железобетонные забивные призматические (по ГОСТ 19804-78)

Сечение, мм	Длина, м	Марка бетона	Сечение и класс продольной арматуры
200×200	3,0–6,0 (кратной 0,5 м)	B15	4d12 A400
250×250	4,5–6,0 (кратной 0,5 м)	B15	4d12 A400
300×300	3,0–6,0 (кратной 0,5 м); 7,0	B15	4d12 A400
300×300	8,0; 9,0; 10,0	B20	4d12 A400
300×300	11,0; 12,0	B20	4d16 A400
350×350	8,0; 9,0; 10,0 (кратной 1,0 м)	B20	4d12 A400
350×350	11,0; 12,0	B20	4d16 A400
350×350	13,0–16,0 (кратной 1,0 м)	B25	8d16 A400
400×400	13,0–16,0 (кратной 1,0 м)	B25	8d16 A400

5. Определение несущей способности свай

Несущая способность свай определяется из условий прочности материала свай и грунта. В последующих расчетах используют меньшую из значений несущую способность.

Несущая способность свай **по материалу** определяется по формуле:

$$F_{Rm} = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_s \cdot A_s), \quad (54)$$

где γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте (при размере поперечного сечения свай не более 200х200 мм - $\gamma_c = 0,9$; более 200х200 мм - $\gamma_c = 1$;
 φ – коэффициент, учитывающий особенности нагружения и для свай, полностью находящихся в грунте, $\varphi = 1$;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию (табл. 8.2), кПа;

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению (табл. 8.2), кПа;

A – площадь поперечного сечения свай, м²;

A_s – площадь поперечного сечения всех продольных стержней, м².

Таблица 8.2

Расчетные сопротивления бетона и арматуры (по СП 52-101-2003)

Расчетные сопротивления тяжелого бетона					
Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30
R_b , МПа	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0
Расчетные сопротивления стержневой арматуры					
Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
R_s , МПа	215	270	355	435	415

Несущая способность свай по **условию прочности грунта** определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (55)$$

где γ_c ; γ_{cR} ; γ_{cf} – коэффициенты условий работы, зависящие от вида грунта и способа погружения; для свай, погружаемых забивкой: $\gamma_c = \gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по табл. 8.3, кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

u – периметр поперечного сечения сваи, м;

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

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта мощностью h_i (не более 2,0 м) по боковой поверхности сваи, принимаемое по табл. 8.4, кПа.

При определении f_i и h_i пласты грунтов, прорезанные сваями, следует расчленить на однородные слои толщиной не более 2,0 м (рис. 8.1). Для песков плотного сложения расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи (R) повышается на 60 %, по боковой поверхности сваи (f_i) – на 30 %.

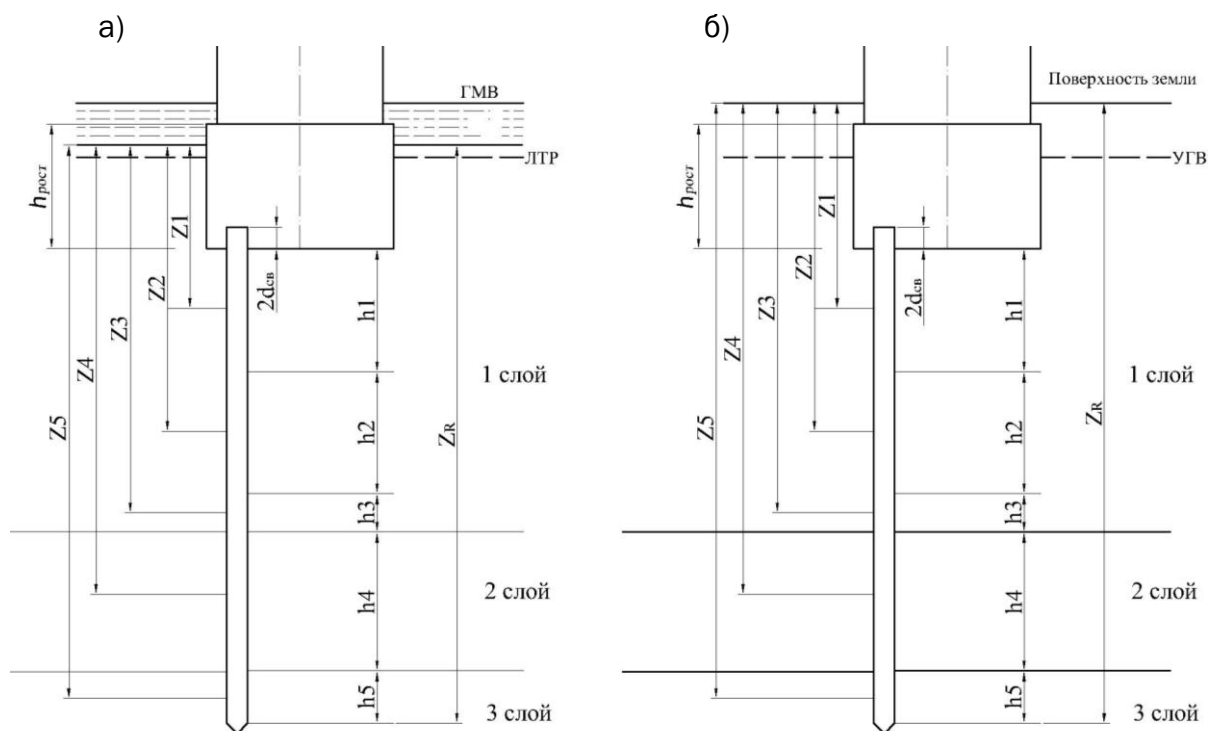


Рис. 8.1. Схемы к определению несущей способности свай:
а) промежуточная опора; б) опора на суходоле

Таблица 8.3

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом забивных свай, МПа

Глубина погружения нижнего конца сваи z_R , м	Расчетное сопротивление песчаных грунтов средней плотности						
	Гравелистых	Крупных	–	Средней крупности	Мелких	Пылеватых	–
	и глинистых грунтов с консистенцией J_L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7,5	6,6/4	3	3,1/2	2/1,2	1,1	0,6
4	8,3	6,8/5,1	3,8	3,2/2,5	2,1/1,6	1,25	0,7
5	8,8	7,0/6,9	4	3,4/2/8	2,2/2	1,3	0,8
7	9,7	7,3/6,9	4,3	3,7/3,3	2,4/2,2	1,4	0,85
10	10,5	7,7/7,3	5	4/3,5	2,6/2,4	1,5	0,9
15	11,7	8,2/7,5	5,6	4,4/4	2,9	1,65	1,0
20	12,6	8,5	6,2	4,8/4,5	3,2	1,8	1,1
25	13,4	9	6,8	5,2	3,5	1,95	1,2
30	14,2	9,5	7,4	5,6	3,8	2,1	1,3
35	15	10	8	6	4,1	2,25	1,4

Примечание. Значения R в числителе – для песков средней плотности, в знаменателе – глинистых грунтов.

Таблица 8.4

Расчетные сопротивления по боковой поверхности свай, кПа

Расстояние от ЛТР или поверхности земли до середи- ны рассматрива- емого слоя z_i , м	Расчетное сопротивление f песчаных грунтов средней плотности								
	Крупных и средней крупности	Мелких	Пылеватых	—					
				и глинистых грунтов с консистенцией J_L					
				0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	6
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечание. Для плотных песков значение f увеличивается на 30 %.

6. Определение допустимой нагрузки на сваю

Расчетная (допустимая) нагрузка на сваю определяется по формуле:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (56)$$

где $\gamma_k = 1,4$ – коэффициент надежности.

7. Определение числа свай

Количество свай определяется по формуле:

$$n = k \frac{F_{\text{вл}}^0 + G_{\text{рл}}}{P}, \quad (57)$$

где k – коэффициент, учитывающий перегрузку отдельных свай от момента и горизонтальной силы, принимаемый $k = 1,3$;

$G_{\text{рл}}$ – расчетный вес ростверка:

$$G_{\text{рл}} = 1,2 \cdot l_p \cdot b_p \cdot h_p \cdot \gamma_b, \quad (58)$$

где γ_b – удельный вес бетона, равный 24 кН/м^3 ;

h_p – высота ростверка, м;

l_p, b_p – минимальные размеры подошвы ростверка, м.

Полученное число свай округляется до целого числа в сторону увеличения, удобного для размещения.

8. Размещение свай и уточнение размеров ростверка

Полученное расчетом число свай должно быть размещено так, чтобы расстояние между осями свай было не менее $3d_{\text{св}}$ ($d_{\text{св}}$ – сторона поперечного сечения ствола сваи). Расстояние от наружной грани сваи до края ростверка (свес) принимается не менее $0,25 \text{ м}$.

Если найденное число свай не удастся разместить в пределах подошвы ростверка, то следует увеличить его размеры.

8.1. Пример расчета по занятию №8

1. Назначение глубины заложения ростверка, выбор его типа, материала, предварительных размеров в плане

Проектируем свайный фундамент с низким ростверком из монолитного железобетона класса не ниже В20. Отметка обреза, уступы в плоскости обреза принимаются как для фундамента мелкого заложения на естественном основании. Глубина заложения подошвы ростверка назначается на $1,0 \text{ м}$ ниже линии теоретического размыва ($d_p = 1,0 \text{ м}$). Исходя из этого высота ростверка составляет $h_p = 2,2 \text{ м}$.

Минимальные размеры подошвы ростверка в плане составляют (рис. 8):

$$b_p = 4,8 + 2 \cdot 0,5 = 5,8 \text{ м};$$

$$l_p = 12,6 + 2 \cdot 0,5 = 13,6 \text{ м}.$$

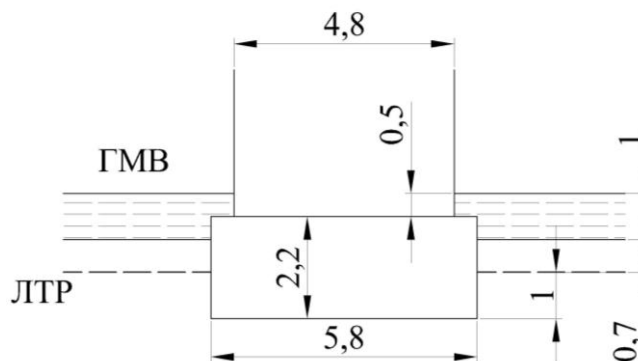


Рис. 8. Схема ростверка

2. Нагрузки на обрез фундамента

Расчетные нагрузки на уровне обреза фундамента составляют:

$$F_{vl}^0 = 1,2 \cdot 26500 = 31800 \text{ кН};$$

$$F_{hl}^0 = 1,2 \cdot 1200 = 1440 \text{ кН};$$

$$M_l^0 = 1,2 \cdot 5500 = 6600 \text{ кНм}.$$

3. Выбор несущего слоя

Согласно инженерно-геологическим условиям и учитывая, что длина свай должна быть не менее 4,0 м в качестве несущего слоя грунта под сваями выбираем глину полутвердую ($R_0 = 385 \text{ кПа}$).

4. Определение длины свай и выбор тип свай

Определяем длину свай по формуле (53):

$$L = 0,8 + 7,3 + 0,5 = 8,6 \text{ м}.$$

Выбираем железобетонные призматические сваи сечением 300х300 мм длиной 9,0м; класс бетона В20; сечение и класс продольной арматуры - 4d12 А400. Способ погружения свай - забивка.

5. Определение длины свай и выбор типа свай

Определяем несущую способность свай **по материалу**, для этого предварительно находим площадь поперечного сечения всех продольных стержней:

$$A_s = 4 \cdot 3,14 \cdot 0,012^2 / 4 = 0,00045 \text{ м}^2$$

Несущую способность свай **по материалу рассчитываем** по формуле (54):

7. Определение числа свай

Определяем вес ростверка:

$$G_{pl} = 1,2 \cdot 5,8 \cdot 13,6 \cdot 2,2 \cdot 24,0 = 4997,8 \text{ кН}$$

Количество свай определяется по формуле (57):

$$n = 1,3 \frac{31800 + 4997,8}{760,1} = 63 \text{ сваи}$$

Полученное число свай для удобного размещения увеличиваем до 65 свай. Сваи размещаем в плане ростверка в 5 рядов по 13 свай в каждом ряду (рис. 9).

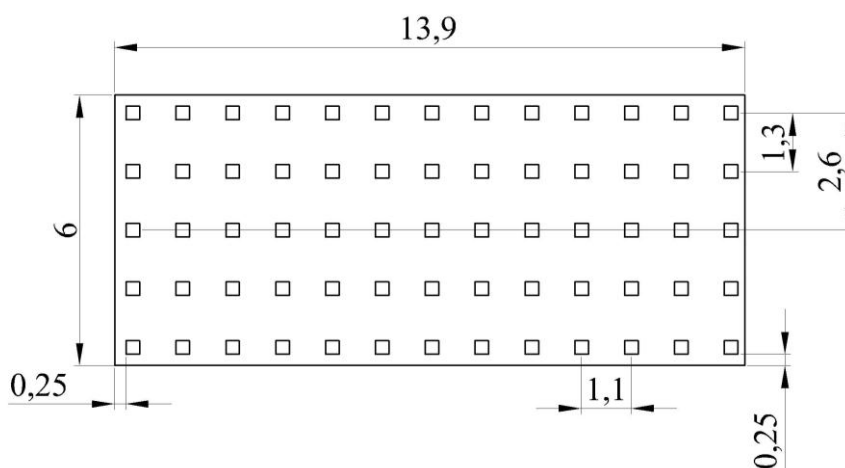


Рис. 9. Схема размещения свай в плане

ЗАНЯТИЕ № 9. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПО I ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)

Цель расчета обеспечить прочность свай, ростверка, грунта основания.

Для любой сваи должно выполняться условие:

$$N_i \leq P, \quad (59)$$

где N_i – расчетная нагрузка на сваю, кН;

P – расчетная (допустимая) нагрузка, определяемая по формуле (56).

Выбирают крайние сваи в ростверке и проверяют условия:

$$\frac{N_{\max}}{N_{\min}} \leq 3; \quad N_{\max} \leq P; \quad N_{\min} > 0 \quad (60)$$

Расчетные нагрузки на крайние сваи определяют по формуле:

$$N_{\frac{\max}{\min}} = \frac{F_{vl}}{n_{\phi}} \pm \frac{M_I \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2}, \quad (61)$$

где $y_{\max}$ – расстояние в направлении действия момента M_I (в плоскости вдоль моста) от центра тяжести свайного поля до оси крайнего ряда свай, для которой выполняется проверка, м;

$\sum_{i=1}^n y_i^2$ – сумма квадратов расстояний от центра тяжести свайного поля до оси каждой свай, m^2 ;

n_{ϕ} – фактическое число свай;

F_{vI} – расчетная вертикальная нагрузка на уровне подошвы ростверка, кН:

$$F_{vI} = F_{vI}^0 + G_{pI}; \quad (62)$$

M_I – расчетный момент всех сил относительно центра тяжести подошвы ростверка, кНм:

$$M_I = M_I^0 + F_{vI}^0 \cdot h_p. \quad (63)$$

Если условия (60) не выполняется, необходимо увеличить длину или поперечное сечение свай и пересчитать несущую способность свай.

Если условия (60) выполняются, определяется недогруз максимально нагруженной свай по формуле:

$$\Delta = \frac{P - N_{\max}}{P} \cdot 100\%. \quad (64)$$

Недогруз максимально нагруженной свай должен быть не более 10%.

9.1. Пример расчета по занятию №9

Проверяем условия (60), для этого последовательно определяем:

- сумму квадратов расстояний от центра тяжести свайного поля до оси каждой свай:

$$\sum y_i^2 = 2,6^2 \cdot 2 \cdot 13 + 1,3^2 \cdot 2 \cdot 13 = 219,2 m^2;$$

- расчетную вертикальную нагрузку на уровне подошвы ростверка, кН:

$$F_{vI} = F_{vI}^0 + G_{pI} = 31800 + 1,2 \cdot 24 \cdot 2,2 \cdot 6 \cdot 13,9 = 31800 + 5284,2 = 37084,2 Hм;$$

- расчетный момент всех сил относительно центра тяжести подошвы ростверка:

$$M_I = 6600 + 1440 \cdot 2,2 = 9768,0 кНм;$$

- расчетную нагрузку на наиболее нагруженную сваю (крайнюю сваю в направлении действия момента):

$$N_{\max} = \frac{37084,2}{65} + \frac{9768,0 \cdot 2,6}{219,2} = 570,5 + 115,9 = 686,4 кН ;$$

- расчетную нагрузку на наименее нагруженную сваю (крайнюю сваю в противоположном направлении действия момента):

$$N_{\min} = \frac{37084,2}{65} - \frac{9768,0 \cdot 2,6}{219,2} = 570,5 - 115,9 = 454,6 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = 686,4 \text{ кН} < P = 747,2 \text{ кН}.$$

Условие выполнено

$$N_{\min} = 454,6 \text{ кН} > 0.$$

Условие выполнено

$$\frac{747,2}{454,6} = 1,6 \leq 3.$$

Условие выполнено

Определяем недогруз максимально нагруженной сваи по формуле (64):

$$\Delta = \frac{747,2 - 686,4}{747,2} \cdot 100\% = 8\%$$

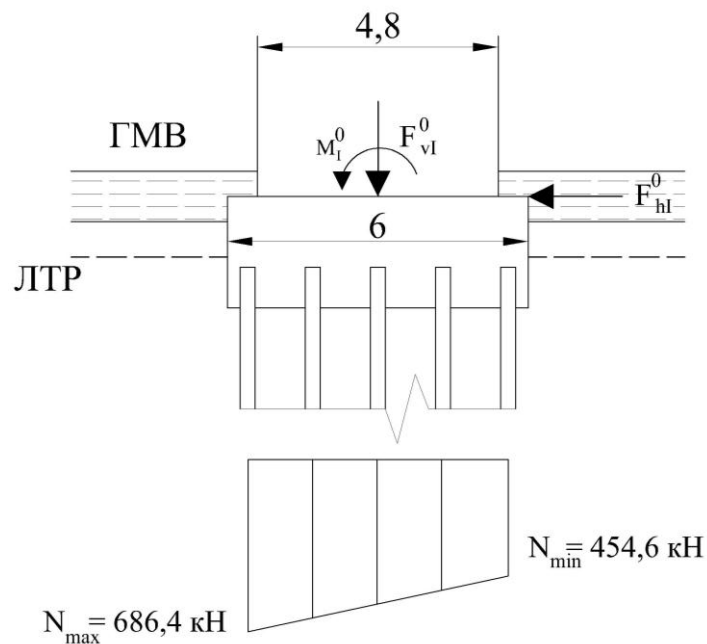


Рис. 10. Схема свайного фундамента с расчетными нагрузками на крайние сваи

ЗАНЯТИЕ № 10. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПО II ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ПО ДЕФОРМАЦИЯМ)

Расчет осадок свайного фундамента выполняется по нормативным нагрузкам как для условного фундамента, который передает равномерно распределенное давление от сооружения на грунт в плоскости, проходя-

шей через острые сваи. Глубина заложения такого фундамента определяется положением острия свай.

10.1. Расчет свайного фундамента как условного массива

Предварительно определяются границы условного массивного фундамента. Для этого находят средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов, пройденных сваями:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (65)$$

где φ_i – расчетные значения углов внутреннего трения слоев грунта, пройденных сваями;

h_i – толщина i -го слоя грунта, пройденного сваями.

Проверка напряжений по подошве условного фундамента производят по формуле:

$$\frac{F_{cII}}{a_c \cdot b_c} \leq \frac{R_c}{\gamma_n}, \quad (66)$$

где a_c, b_c – соответственно длина и ширина подошвы условного фундамента, определяются по формулам:

$$b_c = b_0 + 2 \cdot L_{св} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{cp}}{4} \right); \quad (67)$$

$$a_c = a_0 + 2 \cdot L_{св} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{cp}}{4} \right), \quad (68)$$

где b_0 и l_0 – расстояние между наружными гранями крайних рядов свай вдоль меньшей и большей сторон подошвы ростверка, м;

$\gamma_n = 1,4$ – коэффициент надежности по назначению сооружения;

F_{cII} – нормативная вертикальная нагрузка в основании условного фундамента с учетом веса ростверка, свай и грунта в пределах условного массива без учета гидростатического взвешивания, кН:

$$F_{cII} = F_{vII}^0 + G_{pII} + G_{свайII} + G_{грунтII} + G_W; \quad (69)$$

R_c – расчетное сопротивление грунта в уровне подошвы условного массива фундамента, кПа:

$$R_c = 1,7 [R_0 (1 + \kappa_1 (b_c - 2)) + \kappa_2 \gamma'_{II} (d_c - 3)], \quad (70)$$

где d_c – расстояние от планировочной отметки или от ЛТР до нижних концов свай (рис. 10.1);

R_0 – условное расчетное сопротивление грунта в подошве условного массива, кПа;

b_c – ширина подошвы условного фундамента (при $b_c > 6$ м принимается равной 6 м).

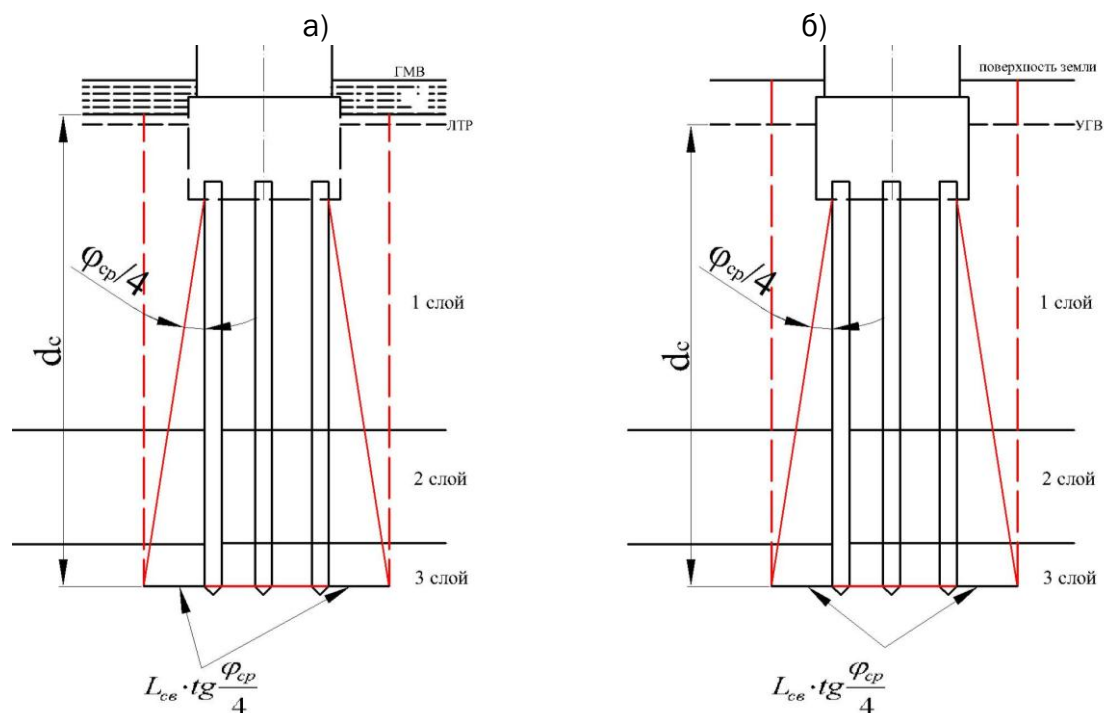


Рис. 10.1. Схема определения размеров условного массива:
а) промежуточная опора; б) опора на суходоле

10.2. Расчет осадки свайного фундамента

Расчет осадки свайного фундамента производится аналогично расчету осадки фундамента на естественном основании с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформированного полупространства. Осадку свайного фундамента в данной работе определяют методом эквивалентного слоя. При этом верхняя граница сжимаемой толщи соответствует уровню подошвы условного массивного фундамента, и расчет производится от действия нормативных постоянных нагрузок.

Осадка линейно-деформируемого слоя грунта при сплошной равномерно распределенной нагрузке методом эквивалентного слоя определяется по формуле:

$$S = h_{\text{экв}} \cdot m_V \cdot P_0, \quad (71)$$

где $h_{\text{экв}}$ – мощность эквивалентного слоя, который при сплошной нагрузке (одномерная задача) дает осадку, равную осадке фундамента, м:

$$h_{\text{экв}} = A\omega \cdot b, \quad (72)$$

где $A\omega$ - коэффициент эквивалентного слоя, определяемый по таблице 10.1 (при расчете в данной работе принимать $A\omega_{const}$ - для абсолютно жесткого фундамента);

b - ширина подошвы условного фундамента ($b_{усл}$), м;

P_0 - дополнительное давление по подошве условного фундамента, кПа;

m_v - коэффициент относительной сжимаемости грунта, в уровне подошвы условного фундамента, кПа⁻¹:

$$m_v = \frac{\beta}{E}, \quad (73)$$

где E - модуль деформации, кПа

β - коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта (μ):

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}. \quad (74)$$

Таблица 10.1

Значения коэффициента эквивалентного слоя $A\omega$

Соотношение <i>l/b</i>	Гравий и галька			Пески						Суглинки пластичные						Глины и суглинки мягкопла- стичные		
	Глины и суглинки твердые и полутвердые						Супеси твердые и пла- стичные						Глины пла- стичные					
	$\mu_0 = 0,10$			$\mu_0 = 0,20$			$\mu_0 = 0,25$			$\mu_0 = 0,30$			$\mu_0 = 0,35$			$\mu_0 = 0,40$		
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	2,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
Коэф- фици- енты	<i>Aω₀</i>	<i>Aω_m</i>	<i>Aω_{const}</i>	<i>Aω₀</i>	<i>Aω_m</i>	<i>Aω_{const}</i>	<i>Aω₀</i>	<i>Aω_m</i>	<i>Aω_{const}</i>	<i>Aω₀</i>	<i>Aω_m</i>	<i>Aω_{const}</i>	<i>Aω₀</i>	<i>Aω_m</i>	<i>Aω_{const}</i>	<i>Aω₀</i>	<i>Aω_m</i>	<i>Aω_{const}</i>

10.3. Пример расчета и оформления занятия №10

1. Расчет свайного фундамента как условного массива

Определяем границы условного массивного фундамента. Для этого находим средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов, пройденных сваями:

$$\varphi_{cp} = \frac{32 \cdot 4,3 + 14 \cdot 3 + 17 \cdot 0,9}{8,2} = 24^\circ.$$

Проверяем условия (66), для этого последовательно определяем:

- ширину подошвы условного фундамента:

$$b_c = 5,5 + 2 \cdot 8,2 \cdot \operatorname{tg} \frac{24}{4} = 7,3 \text{ м};$$

- длину подошвы условного фундамента:

$$a_c = 13,4 + 2 \cdot 8,2 \cdot \operatorname{tg} \frac{24}{4} = 15,2 \text{ м};$$

- вес свай:

$$G_{свайII} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 8,2 \cdot 65 \cdot 24 = 1151,28 \text{ кН};$$

- вес ростверка:

$$G_{pII} = 2,2 \cdot 6 \cdot 13,9 \cdot 24 = 4403,52 \text{ кН};$$

- вес грунта:

$$G_{грунтII} = 7,3 \cdot 15,2 (5,3 \cdot 18,8 + 3,0 \cdot 18,1 + 0,9 \cdot 19,6) - 1151,28 - 2001,6 = 15885,6 \text{ кН};$$

- нормативную вертикальную нагрузку в основании условного фундамента:

$$F_{cII} = 26500 + 4403,52 + 1151,28 + 15885,6 = 47940,4 \text{ кН};$$

- среднее значение удельного веса грунта в пределах глубины заложения условного:

$$\gamma'_{II} = \frac{18,8 \cdot 5,3 + 18,1 \cdot 3 + 19,6 \cdot 0,9}{9,2} = 18,6 \text{ кН/м}^3;$$

- расчетное сопротивление грунта в уровне подошвы условного массива:

$$R_c = 1,7 [385(1 + 0,04(6,0 - 2)) + 2,0 \cdot 18,6(9,2 - 3)] = 1151,2 \text{ кПа}.$$

Выполняем проверку (66):

$$\frac{47940,4}{7,3 \cdot 15,2} = 432,05 \text{ кПа} < \frac{1151,2}{1,4} = 822,3 \text{ кПа}$$

Условие выполнено

2. Расчет осадки свайного фундамента

Определяем осадки свайного фундамента, для этого последовательно определяем:

- мощность эквивалентного слоя: $h_{\text{экв}} = 1,30 \cdot 7,3 = 9,5 \text{ м};$
- коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0,42^2}{1 - 0,42} = 0,39;$$

- коэффициент относительной сжимаемости грунта, в уровне подошвы условного фундамента:

$$m_v = \frac{0,39}{25000} = 0,000016 \text{ кПа}^{-1};$$

- вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы условного фундамента:

$$\sigma_{\text{zg0}} = 6 \cdot 9,8 + 7 \cdot 10 + 18,1 \cdot 3 + 0,9 \cdot 19,6 = 200,74 \text{ кПа};$$

- дополнительное вертикальное давление в уровне подошвы условного фундамента:

$$P_0 = 432,05 - 200,74 = 231,3 \text{ кПа}.$$

Определяем осадки свайного фундамента по формуле (71):

$$S = 9,5 \cdot 0,000016 \cdot 231,3 = 0,036 \text{ м} = 3,6 \text{ см}.$$

Выполняем проверку (44): $S = 3,6 \text{ см} < S_u = 11,9 \text{ см}.$

Условие выполнено

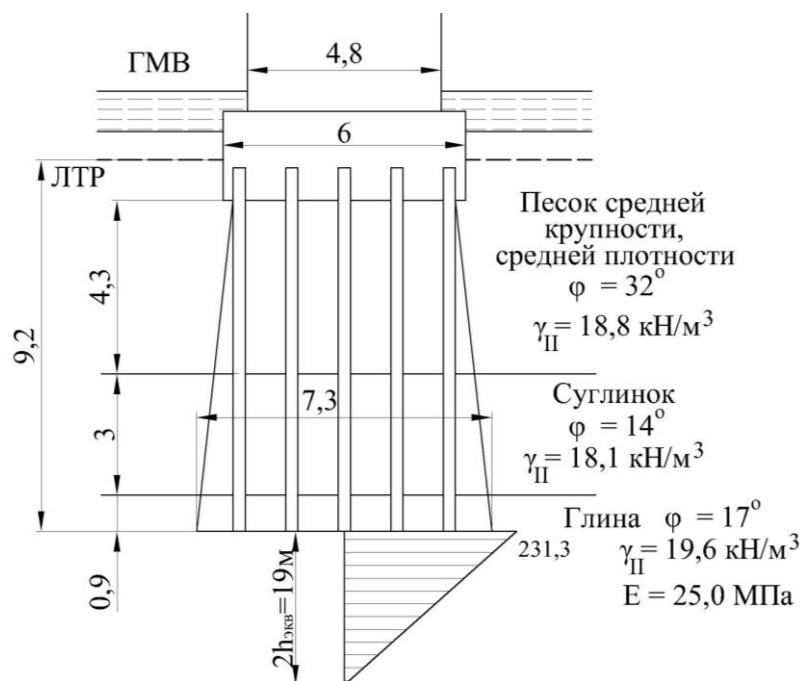


Рис. 11. Схема определения условного массива и осадки фундамента

ЗАНЯТИЕ №11 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Сравнение вариантов по стоимости определяется по укрупненным показателям (табл. 11.1). Сначала определяется объем работ по вариантам, затем стоимость.

Ввиду значительных изменений расценок на строительные материалы, изделия и работы применяется следующая методика: стоимость элементов определяют по указанным расценкам, а суммарная стоимость вариантов умножается на коэффициент K , значение которого указывается преподавателем.

Таблица 11.1

Укрупненные единичные расценки на земляные работы, устройство фундаментов и искусственных оснований

Наименование работ и конструкций	Стоимость на единицу измерения, руб.
А. Земляные работы	
<i>I. Разработка грунта под фундаменты</i>	
1) при глубине выработки до 2 м, м ³ 2) при глубине котлована более 2 м на каждые 0,1 м глубины заложения фундаментов стоимость земляных работ увеличивается на 10% (при уменьшении глубины стоимость соответственно уменьшается) 3) при разработке мокрых грунтов вводятся поправочные коэффициенты соответственно при объеме мокрого грунта (ниже подземных вод) менее или более 50% от общего объема грунта: $K_d = 1,25$ $K_d = 1,4$	900
<i>II. Водоотлив на 1 м³ грунта</i>	
4) при отношении мощности мокрого грунта (ниже уровня подземных вод) к глубине котлована: до 0,25 до 0,5 до 0,75 свыше 0,75	90 240 450 750
<i>III. Крепление котлованов</i>	
<i>а) при устройстве фундамента на суходоле:</i>	
1) крепление стенок котлована досками: при глубине выработки до 3 м, м ² крепления при глубине выработки более 3 м, м ² крепления	215 250
2) устройство деревянного шпунтового ограждения, м ² крепления	1950
3) устройство ограждения из металлического шпунта, м ² крепления	5550
<i>б) при устройстве фундамента в русле реки:</i>	
1) устройство двойного шпунтового ограждения из дощатого шпунта с засыпкой грунта, м ² крепления	7500

2) шпунтовое ограждение из брусчатого шпунта, м ² крепления	11250
3) шпунтовое ограждение из металлического шпунта, м ² крепления	5550
Б. Устройство фундаментов	
<i>1. Монолитные фундаменты</i>	
1) фундаменты железобетонные отдельные, м ³ железобетона	7750
2) фундаменты бетонные отдельные, м ³ бетона	7100
3) бетонный подстилающий слой толщиной 100 мм, м ³ бетона	8700
4) песчаная подготовка под фундаменты, м ³ песка	1900
<i>2. Железобетонные сваи</i>	
2) железобетонные до 12 м (с забивкой), м ³ бетона	22100
3) то же более 12 м (с забивкой), м ³ бетона	24050
В. Искусственные основания под фундаменты	
1) песчаные подушки, м ³ песка	1800
2) щебеночные и гравийные подушки, м ³ материала	2800
3) закрепление песчаных грунтов силикатизацией, м ³ закрепленного массива	10250
4) закрепление глинистых грунтов синтетическими смолами, 1 м ³ закрепленного массива	12500
Г. Устройство гидроизоляции	
боковая обмазочная гидроизоляция стен фундаментов в два слоя, 100 м ² поверхности	22500

11.1. Пример расчета по занятию №11

1. Фундамент на естественном основании

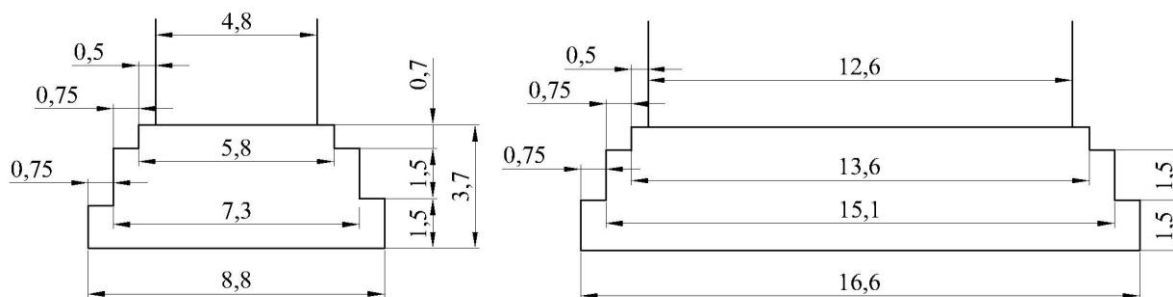


Рис.12. Схема фундамента



Рис. 13. Схема фундамента с креплением котлована

Определяем объемы фундамента, грунта, подстилающего слоя, воды и площадь стенок крепления и результаты сводим в таблицу 4.

Таблица 4

Объем работы по устройству фундамента на искусственном основании

№ п/п	Наименование работ	Ед. измерения	Объем работ
1	Разработка грунта глубиной до 2 м	м ³	$2 \cdot (8,8 + 2 \cdot 0,5) \cdot (16,6 + 2 \cdot 0,5) = 345$
2	Разработка грунта на глубине более 2 м	м ³	$1,4 \cdot 9,8 \cdot 17,6 = 241,5$
3	Бетонный подстилающий слой толщиной 100 мм	м ³	$0,1 \cdot 9,8 \cdot 17,6 = 17,2$
4	Ограждение из металлического шпунта	м ²	$2 \cdot (4,2 + 0,7) \cdot (17,6 + 9,8) = 268,5$
5	Монолитный железобетонный фундамент	м ³	439,6

Таблица 5

Стоимость работы по устройству фундамента на искусственном основании

№ п/п	Наименование работ	Объем работ	Стоимость работ, руб.		Ссылка на пункт таблицы
			Един.	Общая	
1	Разработка мокрого грунта глубиной до 2 м, $K = 1,4$	345,0 м ³	$1,4 \cdot 900 = 1260$	434 700	А-I,1,3
2	Разработка мокрого грунта на глубине более 2 м, $K = 1,4$	241,5 м ³	$1,4 \cdot \left(900 + \frac{1,4 \cdot 900}{2} \right) = 2142$	517 293	А-I,2,3
3	Бетонный подстилающий слой толщиной 100 мм	17,2 м ³	8 700	149 640	Б-I,3
4	Ограждение из металлического шпунта	268,5 м ²	11250	3 020 625	А-I I I,6,3
5	Монолитный железобетонный фундамент	439,6 м ³	7750	3 406 900	Б-I,1
Всего				7 529 158 руб.	

2. Свайный фундамент

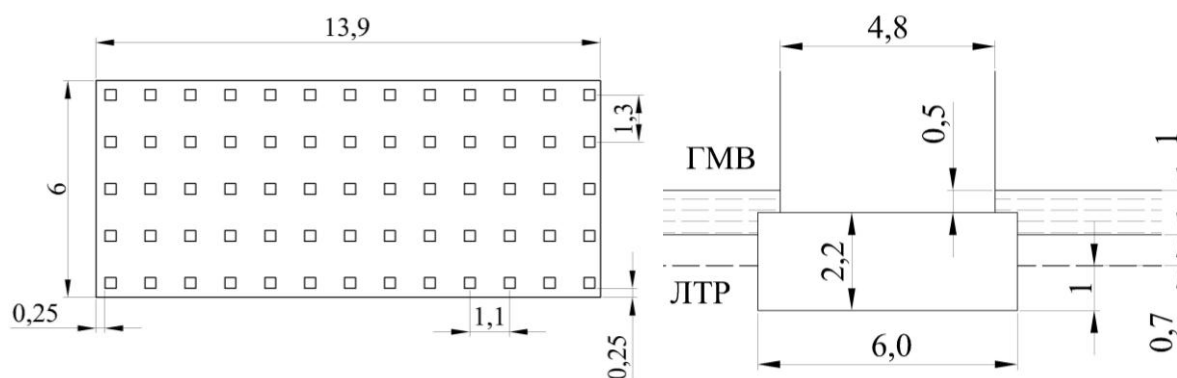


Рис. 14. Схема свайного фундамента

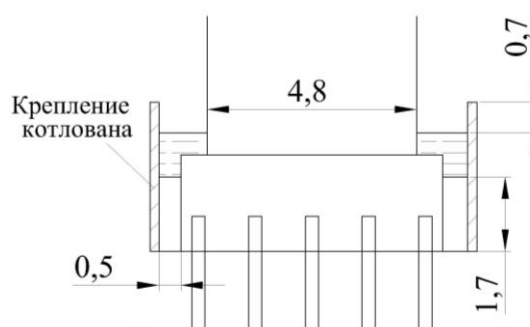


Рис. 15. Схема свайного фундамента с креплением котлована

Определяем объемы ростверка, грунта, свай, воды и площадь стенок крепления и результаты сводим в таблицу 6.

Таблица 6

Объем работы по устройству свайного фундамента

№ п/п	Наименование работ	Ед. измерения	Объем работ
1	Разработка грунта глубиной до 2 м	м ³	$1,7 \cdot (6,0 + 2 \cdot 0,5) \cdot (13,9 + 2 \cdot 0,5) = 177,3$
2	Ограждение из металлического шпунта	м ²	$2 \cdot (2,7 + 0,7) \cdot (7,0 + 14,9) = 148,9$
3	Монолитный железобетонный ростверк	м ³	183,5
4	Железобетонный сваи длиной 9,0 м сечением 0,3 х 0,3	м ³	$0,3 \cdot 0,3 \cdot 9,0 \cdot 65 = 52,6$

Таблица 7

Стоимость работы свайного фундамента

№ п/п	Наименование работ	Объем работ	Стоимость работ, руб.		Ссылка на пункт таблицы
			Един.	Общая	
1	Разработка мокрого грунта глубиной до 2 м, $K = 1,4$	177,3 м ³	$1,4 \cdot 900 = 1260$	223 398	А-I,1,3
2	Ограждение из металлического шпунта	148,9 м ²	11250	1 675 125	А-III,6,3
3	Монолитный железобетонный ростверк	183,5 м ³	7750	1 422 125	Б-I,1
4	Железобетонный сваи длиной 9,0 м сечением 0,3 х 0,3	52,6 м ³	22100	1 162 460	Б-II,1
Всего				4 483 108 руб.	

Из сопоставления видно, что фундамент на естественном основании значительно дороже. Принимаем в качестве экономичного варианта свайный фундамент.

ЗАНЯТИЕ № 12 РАСЧЕТ ШПУНТОВОГО ОГРАЖДЕНИЯ

Шпунтовые ограждения (стенки) применяются при разработке котлованов в водонасыщенных грунтах, а также при работах на местности, покрытой водой.

Шпунтовое ограждение защищает котлован от затопления грунтами или поверхностными водами и предотвращает обрушения его бортов.

Наибольший эффект достигается при погружении шпунта в водоупорный слой грунта, подстилающий дно котлована.

Шпунтовые стенки возводятся из дерева, металла и железобетона. Деревянный шпунт применяется при неглубоких котлованах (не более 4-5м) и отсутствии в грунтах твердых включений: валунов, скальных прослоек, крупного галечника. Наиболее распространено применение стального шпунта различного профиля (плоского, корытного, зетового, тип «Ларсен»), длиной от 8 до 25 м. Металлический шпунт успешно погружается в достаточно прочные грунты (некоторые виды полускальных грунтов, плотные глины, крупнообломочные грунты).

Металлический шпунт является инвентарным, т. е. используется многократно, с обязательным извлечением из грунта по окончании строительства фундамента. Характеристики металлического шпунта приведены в табл. 12.1.

Таблица 12.1

Характеристики различных профилей стального шпунта

Профиль шпунта	Условные обознач. профиля	Ширина, мм	Площадь сечения, см ²	Масса 1 метра, кг	Момент сопротивления W, см ³	
					Шпунтины	1 пог. м стенки
Плоский	ШП-1	400	82	63,9	73	188,5
	ШП-2	200	39	30,0	28	136,0
Корытный	ШК-1	400	64	49,9	114	402,0
	ШК-2	400	74	57,8	260	843,0
Зетовый	ШД-3	400	78	60,9	115	630,0
	ШД-5	400	119	92,8	232	1256,0
Тип «Ларсен»	Л-III	400	80	62,0	258	1600,0
	Л-IV	400	95	74,0	405	2200,0
	Л-V	420	128	100,0	461	2962,0

В зависимости от размеров котлована, вида грунта, типов шпунта и др. факторов шпунтовые ограждения могут проектироваться свободно стоящими или закрепленными конструкциями (с одним или с несколькими ярусами анкеров или распорных рам) (рис. 12.1).

При строительстве котлованов на местности, покрытой водой, шпунтовые стенки принимаются как многорядные системы с грунтовым заполнителем. При напоре воды до 4,0 м применяют однорядные шпунтовые перемычки с отсыпкой из грунта (рис. 12.2а); до 6,0 м – двухрядные перемычки с песчано-глинистым заполнением (рис. 12.2б).

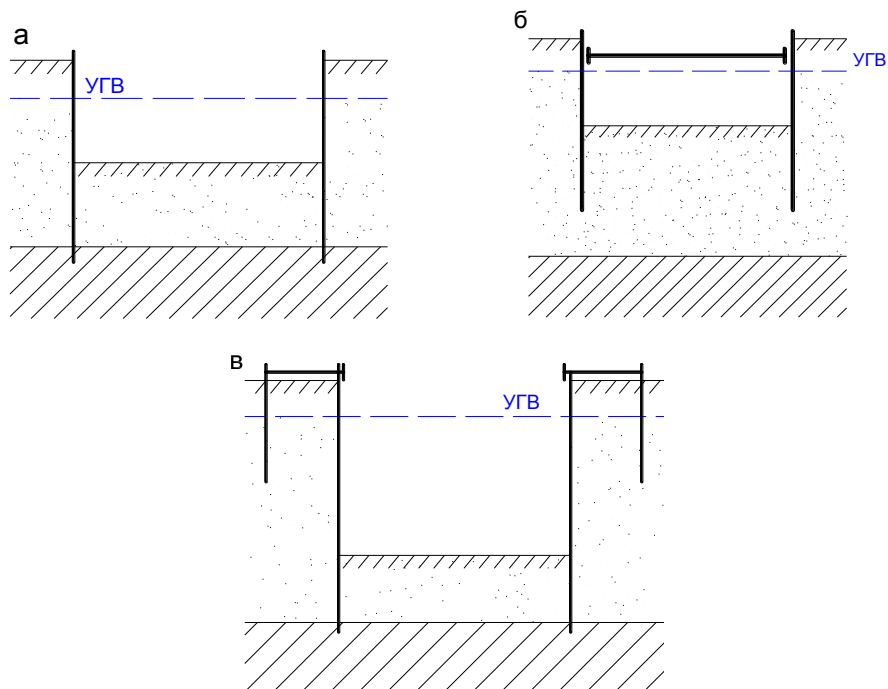


Рис. 12.1. Схемы шпунтовых ограждений:
а) свободно стоящее; б) с распорками; в) с анкерными тягами

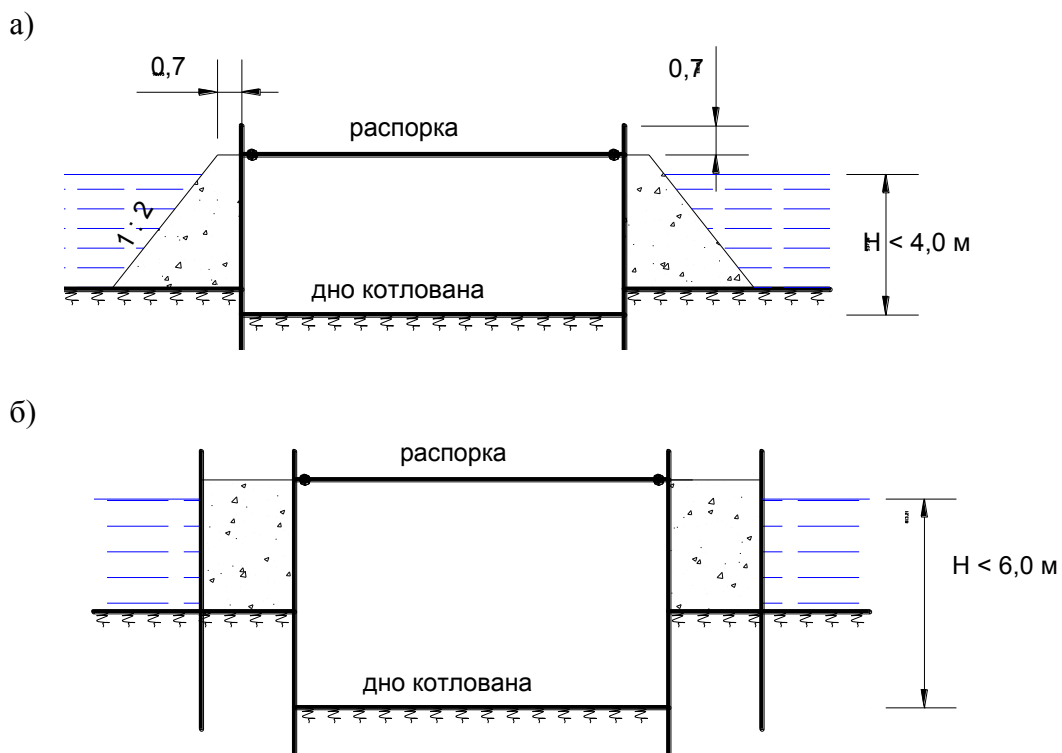


Рис. 12.2. Шпунтовые перемычки: а) однорядные; б) двухрядные

В работе рассматривается схема работы шпунта, в которой глубина погружения стенки t определяется только условием обеспечения ее статического равновесия против выпора (схема Э. К. Якоби, рис. 12.3).

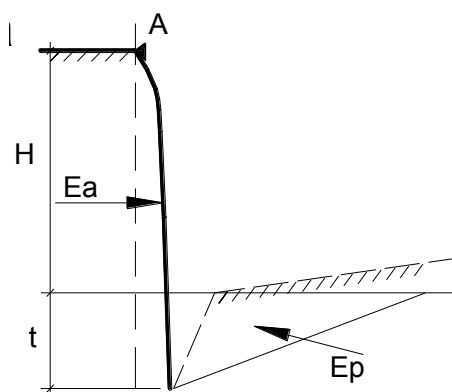


Рис. 12.3. Схема работы заанкеренной стенки по Якоби

Шпунт (расчет ведется на 1 пог. м стенки) рассматривается в виде абсолютно жесткого стержня, который под воздействием активного давления грунта E_a слева может повернуться вправо вокруг точки А. В точке А шпунтовая стенка закреплена анкером либо распоркой. Перемещение шпунта вправо вызывает реакцию грунта, называемую пассивным давлением E_p . Задача расчета состоит в определении глубины заделки шпунта t при соблюдении условий статического равновесия стенки под воздействием сил E_a и E_p .

Ординаты эпюры активного давления определяются по формулам:

$$p_a = \gamma \cdot h \cdot \lambda_a - 2c \cdot \sqrt{\lambda_a}; \quad (75)$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (76)$$

Ординаты эпюры пассивного давления определяются по формулам:

$$p_p = \gamma \cdot h \cdot \lambda_p + 2c \cdot \sqrt{\lambda_p}; \quad (77)$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (78)$$

где γ – удельный вес грунта, кН/м³;

h – высота слоя грунта, м;

φ – угол внутреннего трения, град.;

c – сцепление в глинистых грунтах, кПа.

В табл. 18 приведены значения коэффициентов активного и пассивного давления.

Таблица 12.1

Коэффициенты активного и пассивного давления грунта λ_a и λ_p

φ^0	λ_a	λ_p	φ^0	λ_a	λ_p
10	0,70	1,42	28	0,36	2,77
11	0,68	1,47	29	0,35	2,88
12	0,66	1,52	30	0,33	3,00
13	0,63	1,57	31	0,32	3,12
14	0,61	1,64	32	0,31	3,25
15	0,59	1,69	33	0,30	3,39
16	0,57	1,76	34	0,23	3,54
17	0,55	1,82	35	0,27	3,69
18	0,53	1,89	36	0,26	3,85
19	0,51	1,66	37	0,25	4,02
20	0,49	2,04	38	0,24	4,20
21	0,47	2,12	39	0,23	4,39
22	0,46	2,20	40	0,22	4,60
23	0,44	2,28	41	0,21	4,82
24	0,42	2,37	42	0,20	5,04
25	0,41	2,46	43	0,19	5,29
26	0,39	2,56	44	0,18	5,55
27	0,38	2,66	45	0,17	5,83

С целью упрощения расчета величина сцепления c в каждом слое грунта принимается равной нулю, что идет в запас прочности. Тогда эпюры активного и пассивного давлений будут иметь форму треугольника (рис. 12.4). С учетом этого ординаты эпюры активного и пассивного давлений определяются по формулам:

$$p_a = \gamma_{cp} \cdot (H + t) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{cp}}{2} \right); \quad (79)$$

$$p_p = \gamma'_{cp} \cdot t \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi'_{cp}}{2} \right), \quad (80)$$

где H – глубина котлована, м;

t – глубина заделки шпунта, м;

γ_{cp} и φ_{cp} – средние значения, соответственно, удельного веса и угла внутреннего трения для грунтов, залегающих в пределах толщи $(H + t)$;

γ'_{cp} и φ'_{cp} – средние значения, соответственно, удельного веса и угла внутреннего трения для грунтов, залегающих в пределах толщи t .

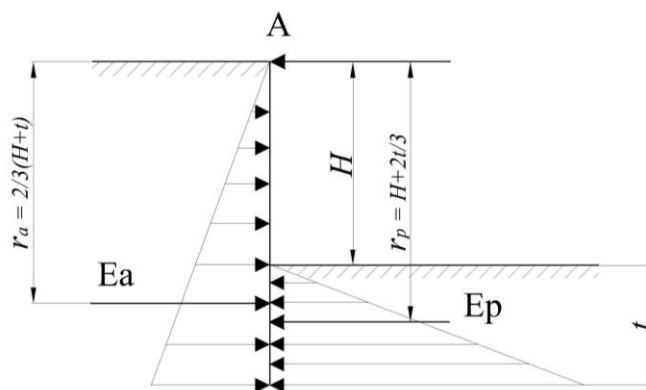


Рис. 12.4. Схема действия сил на шпунтовую стенку

Силы активного и пассивного давлений определяют из выражений:

$$E_a = p_a \cdot \frac{(H+t)}{2}; \quad (81)$$

$$E_p = p_p \cdot \frac{t}{2}. \quad (82)$$

Момент, под воздействием которого шпунт отклоняется вправо, кНм:

$$M_a = E_a \cdot \frac{2}{3}(H+t). \quad (83)$$

Момент, удерживающий шпунт от перемещения, кНм:

$$M_p = E_p \cdot \left(H + \frac{2}{3}t \right). \quad (84)$$

В расчетах, определяя величину t , следует добиваться выполнения условия

$$\frac{M_p}{M_a} \geq 1,10. \quad (85)$$

Первоначально назначают глубину погружения шпунта ниже дна котлована $t = H/2$. После выполнения в расчете условия $\frac{M_p}{M_a} \geq 1,10$ определяют полную длину шпунта и его материал.

Полная длина шпунта, м:

$$l_{\text{ш}} = H + t + 0,7, \quad (86)$$

где величина 0,7 м – возвышение стенки над бровкой котлована.

Для определения прочности шпунтовой стенки принимают расчетную схему в виде балки на двух опорах. Балка нагружена активным давлени-

нием грунта, нагрузка распределена по треугольной эпюре. Нижнюю опору (т. В) принимают на 0,5 м ниже дна котлована, влияние пассивного давления (отпора грунта) на этой глубине не учитывают.

Используют известные из сопротивления материалов формулы:

$$R_a = \frac{q \cdot l}{6}; \quad R_b = \frac{q \cdot l}{3}; \quad (87)$$

$$q = \gamma_{cp} \cdot (H + 0,5) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{cp}}{2} \right); \quad (88)$$

$$l = H + 0,5. \quad (89)$$

Строят эпюру моментов и определяют максимальный момент:

$$M = R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{6}. \quad (90)$$

Профиль металлического шпунта подбирают с учетом того, что расчетное сопротивление стали $R_y = 205 \text{ МПа} = 20,5 \text{ кН/см}^2$.

Требуемый момент сопротивления 1 пог. м шпунтовой стенки, см^3 :

$$W_{тр} = M_{\max} / R_y. \quad (91)$$

По сортаменту (табл. 12.2) принимают шпунт с соответствующим моментом сопротивления W .

Максимальное напряжение в шпунте

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} < R_y. \quad (92)$$

12.1. Пример расчета по занятию №12

Назначаем ориентировочно глубину забивки шпунта:

$$t = \frac{1}{2} \cdot H = \frac{4,2}{2} = 2,1 \text{ м.}$$

Определяем средние значения φ и γ в пределах $H + t = 6,3 \text{ м}$:

$$\gamma_{cp} = 18 \text{ кН/м}^3; \quad \varphi_{cp} = \frac{30 \cdot 1 + 31 \cdot 5,3}{6,3} = 30,8^\circ.$$

Определяем средние значения φ и γ в пределах $t = 2,1 \text{ м}$:

$$\gamma_{cp} = 18 \text{ кН/м}^3; \quad \varphi'_{cp} = 31^\circ.$$

Определяем величины активного давления грунта и опрокидывающего момента:

$$P_a = 18 \cdot (4,2 + 2,1) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30,8}{2} \right) = 18 \cdot 6,3 \cdot 0,323 = 36,6 \text{ кПа};$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 36,6 \cdot 6,3 = 115,3 \text{ кН};$$

$$r_a = \frac{2}{3}(4,2 + 2,1) = 4,2 \text{ м};$$

$$M_a = 115,3 \cdot 4,2 = 484,2 \text{ кНм}.$$

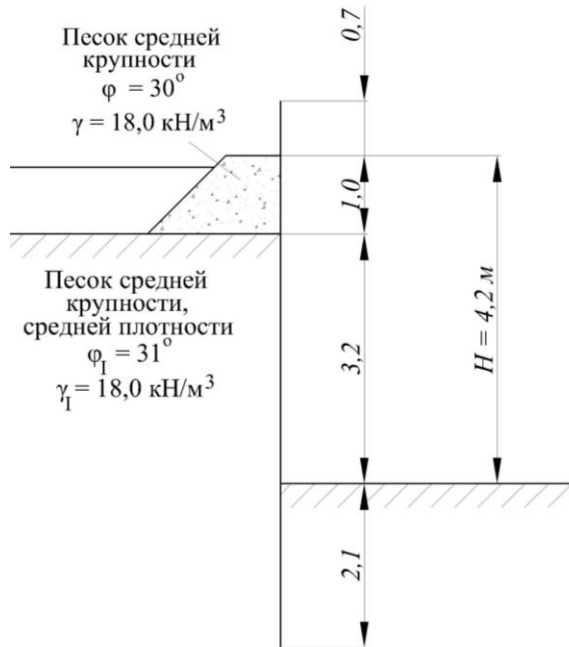


Рис.16. Схема шпунтовой стенки

Определяем величины пассивного давления грунта и удерживающего момента:

$$P_p = 18 \cdot 2,1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 18 \cdot 2,1 \cdot 3,0 = 113,4 \text{ кПа};$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 113,4 \cdot 2,1 = 119,1 \text{ кН};$$

$$r_p = \frac{2}{3} 2,1 + 4,2 = 5,9 \text{ м};$$

$$M_p = 119,1 \cdot 5,9 = 702,5 \text{ кНм}$$

Проверяем условие (85): $\frac{702,5}{484,2} = 1,45.$

Условие надежности заделки шпунта выполняется. Определяем реакцию в закрепленной точке «А»:

$$R_A = E_p - E_a = 119,1 - 115,3 = 3,8 \text{ кН}.$$

Определяем полную длину шпунта:

$$l_{ш} = 4,2 + 2,1 + 0,7 = 7,5 \text{ м}.$$

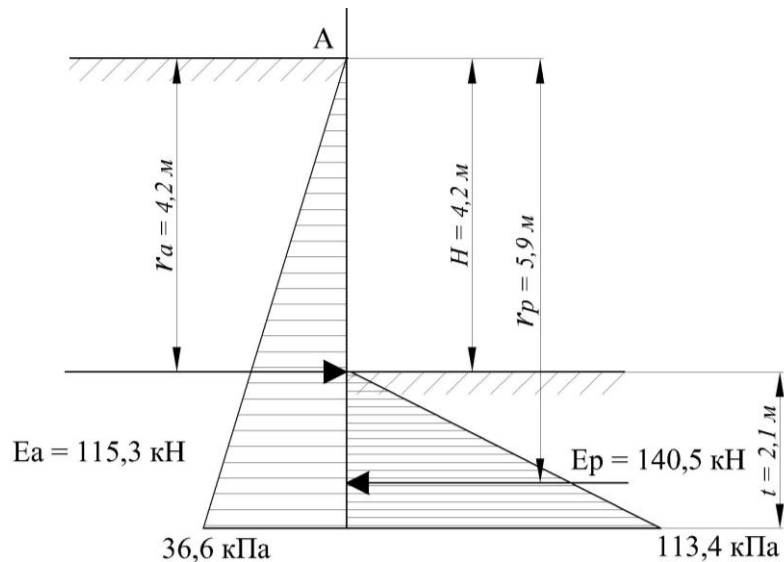


Рис.17. Схема к расчету шпунтовой стенки

Расчет шпунта на прочность

Рассчитываем шпунт на прочность и подбираем поперечное сечение шпунта.

$$q = 18 \cdot (4,2 + 0,5) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 28,2 \text{ кПа};$$

$$l = 4,2 + 0,5 = 4,7 \text{ м.}$$

При подстановке указанных значений получаем:

$$R_a = \frac{28,2 \cdot 4,7}{6} = 22,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad R_b = \frac{28,2 \cdot 4,7}{3} = 44,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Определяем моменты по формуле (90) в сечениях балки с шагом 0,5 м и строим эпюру моментов (рис. 18). Максимальный момент в балке составляет $M_{\max} = 26 \text{ кНм}$.

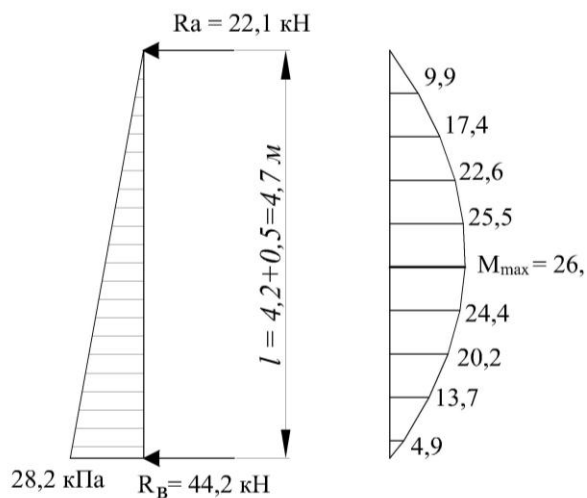


Рис. 18. Схема шпунта как балки на двух опорах и эпюра моментов

Для шпунта принимаем расчетное сопротивление стали $205 \text{ МПа} = 20,5 \text{ кН/см}^2$. Требуемый момент сопротивления равен:

$$W = 2610/20,5 = 127,3 \text{ см}^3.$$

По сортаменту (табл. 12.1) принимаем шпунт ШП-2 с моментом сопротивления на один погонный метр ограждения 136 см^3 , При этом максимальное напряжение в шпунте равно:

$$\sigma = 2610/136 = 19,2 \text{ кН/см}^2 = 192 \text{ МПа} < 205 \text{ МПа}.$$

Таким образом, для ограждения котлована используется металлический шпунт ШП-2 длиной 7,5 м.

Литература

1. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений на железнодорожном транспорте: методич. указания. – Л. : ЛИИЖТ, 1990.
2. Фундаменты мелкого заложения. Проектирование и расчет : методич. указания. – Л.: ЛИИЖТ, 1984.
3. Берлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчета оснований и фундаментов. – М.: СИ, 1986.
4. Глотов Н. М. и др. Основания и фундаменты транспортных сооружений / под ред. Г. П. Соловьева. – М.: Транспорт, 1995.
5. Смирнов В. Н. Опоры балочных мостов (проектирование, строительство, ремонт и реконструкция): учеб. пособие. – СПб., 2004.
6. Расчет шпунтовых ограждений: методич. указания. – Л.: ЛИИЖТ, 1988.
7. СП 35-13330-2011. Мосты и трубы. - М: ОАО «ЦПП», 2011. - 342 с.
8. СП 22-3330-2011. Основания зданий и сооружений. - М.:ОАО «ЦПП», 2011. - 156 с.
9. СП.24-13330-2011. Свайные фундаменты.- М.:ОАО«ЦПП»,2011.- 152 с.
10. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация.- М., 2011.- 38 с.
11. Руководство по проектированию свайных фундаментов/НИИОСП. – М.: Стройиздат, 1980.

Содержание

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ЗАНЯТИЕ №1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА.....	4
1.1. Пример записи исходных данных	9
ЗАНЯТИЕ № 2. АНАЛИЗ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ.....	10
И ОЦЕНКА СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ.....	10
2. 1. Пример расчета по занятию №2.....	12
ЗАНЯТИЕ № 3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ.....	14
3.1. Выбор глубины заложения фундамента	15
3.2. Определение размеров подошвы фундамента	16
3.3. Пример расчета по занятию №3.....	18
ЗАНЯТИЕ № 4. РАСЧЕТЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО I ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ I).....	20
4.1. Проверка напряжений по подошве фундамента	21
4.2. Пример расчета по занятию №4.....	23
ЗАНЯТИЕ № 5. РАСЧЕТЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО I ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ II).....	25
5.1. Проверка устойчивости фундамента против опрокидывания	25
5.2. Проверка устойчивости фундамента против сдвига по подошве	25
5.3. Пример расчета по занятию №5.....	26
ЗАНЯТИЕ № 6. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО II ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ I).....	26
6.1. Проверка слабого подстилающего слоя.....	27
6.2. Проверка положения равнодействующей сил	29
6.3. Пример расчета по занятию №6.....	30
ЗАНЯТИЕ № 7. РАСЧЕТЫ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО II ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ЧАСТЬ II).....	33
7.1. Проверка осадки фундамента	33
7.2. Проверка горизонтального смещения верха опоры	36
7.3. Пример расчета по занятию №7.....	37
ЗАНЯТИЕ № 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА.....	39
8.1. Пример расчета по занятию №8.....	44
ЗАНЯТИЕ № 9. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПО I ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ).....	47
9.1. Пример расчета по занятию №9.....	48
ЗАНЯТИЕ № 10. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПО II ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ (ПО ДЕФОРМАЦИЯМ)	49
10.1. Расчет свайного фундамента как условного массива	50
10.2. Расчет осадки свайного фундамента	51
10.3. Пример расчета и оформления занятия №10	53
ЗАНЯТИЕ №11 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ.....	55
11.1. Пример расчета по занятию №11.....	57
ЗАНЯТИЕ № 12 РАСЧЕТ ШПУНТОВОГО ОГРАЖДЕНИЯ.....	59
12.1. Пример расчета по занятию №12.....	65
Литература	69