

**Rīgas Tehniskā universitāte  
Ceļu un tiltu katedra**

## **Tilta pamata pāļu aprēķins uz vienlaicīgu vertikālo un horizontālo spēku un lieces momentu iedarbību**

**Uzdevums mājas darba izstrādei disciplīnā**

**„Inženierbūvju pamati un pamatnes 2.daļa”**

**Rīga 2007**

Uzdevums un norādījumi ir paredzēti Bakaluru un Maģistru profesionālo studiju programmu studentiem, izstrādājot mājas darbus disciplīnā „Inženierbūvju pamati un pamatnes 2.daļa”

Uzdevumu sastādījis: profesors Ainārs Paeglītis

Students:.....

St.apl.nr:.....

Datums:.....

### **Uzdevums:**

Izstrādāt tilta upes balsta pāļu pamata projektu.

Izejas dati:

1. Būvlaukuma ģeoloģiskā griezumā variants jāpieņem pēc 1.tabulas rindas numura, kas sakrīt ar studenta apliecības priekšpēdējo ciparu.
2. Grunšu fizikāli mehānisko īpašību raksturojumi jāpieņem pēc 2. tabulas rindas numura, kas sakrīt ar studenta apliecības pēdējo ciparu, izmantojot 1. tabulā dotos grunšu Nr.
3. Normatīvo slodžu lielumus pamata aplēsei jāpieņem pēc 3. tabulas kolonnas numura, kas sakrīt ar studenta apliecības pēdējo ciparu.

### **Projekta saturs:**

Kursa projekta saturā ietilpst **paskaidrojumu raksts un rasējumi.**

Paskaidrojuma rakstā **pāļu pamata** variantam ir jāietver:

1. Uz balstu un pamatu darbošos aprēķina slodžu un to kombināciju noteikšana;
2. Zemā režģoga minimālā dziļuma materiāla, konstrukcijas un izmēru noteikšana;
3. Pāļu materiāla un izmēru izvēle, pāļa nestspējas noteikšana;
4. Nepieciešamā pāļu skaita noteikšana un izvietošana zem pāļu zeģgoga, tā izmēru precizēšana;
5. Aprēķinu veikt vienlaicīgu vertikālo un horizontālo spēku un lieces momentu iedarbību uz pāļiem, atbilstoši slodžu shēmai, ņemot vērā sistēmas „pālis-grunts” saspriegti deformētā stāvokļa divas stadijas. Aprēķina laikā ir jānosaka:
  - a. Pāļa aprēķina platumu  $b_p$ ;
  - b. Pāļa brīvo garumu  $l_0$ ;
  - c. Gultnes koeficientu  $c_z$ ;
  - d. Deformāciju koeficientu  $\alpha_\epsilon$ ;

- e. Vienības pārvietojumu no vienības slodzes;
- f. Noteikt horizontālos pārvietojumus un pagrieziena leņķus režģoga pēdas līmenī;
- g. Pāļa stingumu raksturojumus;
- h. Jāatrisina kanonisko vienādojumu sistēma;
- i. Nosaka piepūles, kas darbojas uz pāļa galvu;
- j. Jānosaka pāļu galvu pārvietojums un pagrieziena leņķis gultnes vai grunts virsmas līmenī;
- k. Maksimālo lieces momentu pālī.

Kursa projekta rasējumos jāietilpst:

1. Pamata varianti, attēloti kopā ar balstu un slodžu shēmu sānskatā un griezumā;
2. Pamata varianti plānā;

### 1. Tabula Pamata būvlaukuma ģeoloģisko apstākļu varianti

Rindas Nr.	1. slānis		2.slānis		3.slānis
	Grunts numurs	Slāņa apakšmalas atzīme (m)	Grunts numurs	Slāņa apakšmalas atzīme (m)	Grunts numurs
1	9	- 7,0	6	- 10,0	17
2	12	- 5,0	5	- 9,0	20
3	19	- 6,0	13	- 11,0	1
4	2	- 8,0	8	- 12,0	1
5	11	- 6,0	18	- 9,5	3
6	10	- 7,0	13	- 10,5	4
7	14	- 8,0	8	- 12,0	2
8	7	- 7,5	6	- 11,0	1
9	16	- 6,0	8	- 12,0	20
10	17	- 8,0	15	- 11,5	20

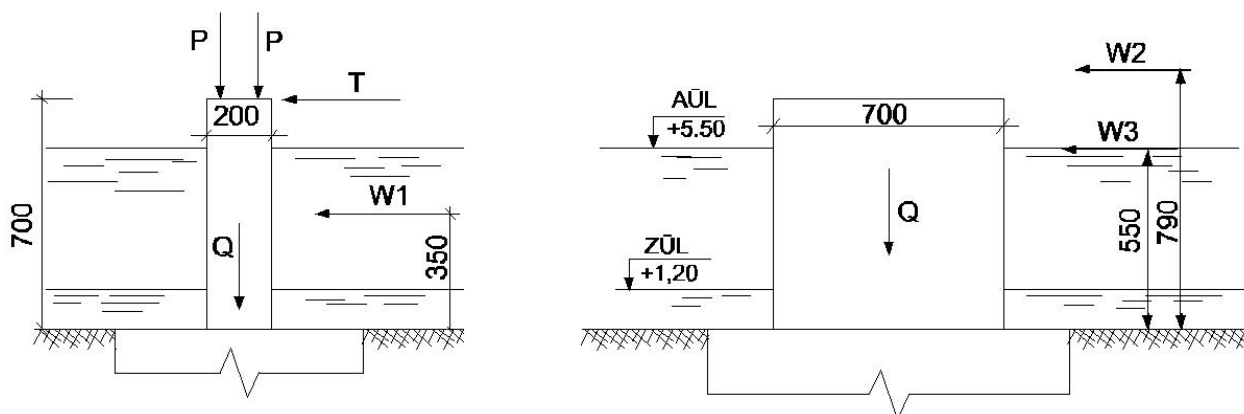
Piezīme:

1. Kā atzīme – 0,00 m pieņemta gultnes atzīme;
2. Trešā slāņa apakšmalas atzīme pieņemama neierobežoti dziļi.
3. Grunšu fizikāli – mehāniskās īpašības dotas 2.tabulā.

**2.Tabula. Pamatnes grunšu fizikāli-mehāniskās īpašības**

Grunšu Nr.	Grunšu nosaukumi	Īpatnējais svars (kN/m <sup>3</sup> ) $\gamma$	Grunšu relatīvā pretestība $R_o$ (kPa)	Deformācijas modulis $E$ (MPa)	Iekšējās berzes leņķis $\phi$
1	Smilšainas gruntis	20,11	343	50	46
2		19,81	294	43	44
3		18,24	283	42	42
4		18,54	300	46	40
5		18,15	265	40	38
6		17,36	200	27	36
7		16,87	196	12	32
8		17,56	285	40	35
9		17,46	290	43	38
10	Mālainas gruntis	18,34	243	18	24
11		19,32	256	25	25
12		18,24	282	16	23
13		19,62	270	28	24
14		19,32	260	27	23
15		17,46	230	17	19
16		18,73	280	25	21
17		18,93	270	23	17
18		18,54	190	18	16
19	17,95	180	14	15	
20	Klints	$R_{sp} = 25 \text{ MPa}$			

Piezīme: Citi aprēķiniem nepieciešamie lielumi doti 4 – 7 tabulās



1.zīmējums. Balstu un slodžu izvietojuma shēma

3. Tabula. Normatīvo slodžu lielumi pamata aplēsei

Nr. p.k	Slodze	Mērvienība	Apzīmējumi	Stabiņa Nr.									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Vienas laiduma konstrukcijas pašsvars	kN	G	3040	3040	6570	6570	6570	6131	6130	8830	8830	8830
2	Kust. vert. slodze no viena laiduma	kN	P	850	850	850	850	1000	1000	1000	1000	1000	1000
3	Bremzēšanas spēks	kN	T	176	176	353	353	176	176	353	353	353	353
4	Garenvirz. vēja slodze	kN	$W_1$	15	17	44	49	54	15	17	44	49	54
5	Šķērsvirz. vēja slodze	kN	$W_2$	32	32	32	32	65	65	65	65	65	65
6	Ledus slodze	kN	$W_3$	589	589	589	589	589	589	589	589	589	589

Piezīmes:

1. Balsta pašvaru noteikt ar aprēķinu, pieņemot betona īpatnējo svaru  $\gamma = 22,5 \text{ kN/m}^3$
2. Slodžu pielikšanas shēma un balsta izmēri doti 1.zīmējumā.

4. Tabula. Aprēķina pretestības R gruntīm zem iedzenamu gatavpāju galiem (MPa)

Pāja smailes iedzilnāšanas dziļums (m)	Smilšaina grunts	Mālaina grunts ar $l_1 = 0,3$
2	3,10	2,00
3	3,20	2,50
5	3,40	2,80
7	3,70	3,30
10	4,00	3,50
15	4,40	4,00
20	4,80	4,50
25	5,20	5,20
30	5,60	5,60

5.tabula. Pāju pamatu grunts aprēķina pretestība uz iedzīto un čaulpāju sānu virsmas

Nr. p.k.	Grunts slāņa izvietojuma vidējais dziļums (m)	Grunts aprēķina pretestība uz iedzīto un čaulpāju sānu virsmas $f_i$ (kPa)									
		vidēji blīvas smiltis									
		rupjas un vidēji rupjas	smalk as	putekļain as	–	–	–	–	–	–	–
		mālainas grūtis ar konsistences rādītāju $I_L$									
		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	–
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1.	1	35	23	15	12	8	4	4	3	2	
2.	2	42	30	21	17	12	7	5	4	4	
3.	3	48	35	25	20	14	8	7	6	5	
4.	4	53	38	27	22	16	9	8	7	5	
5.	5	56	40	29	24	17	10	8	7	6	
6.	6	58	42	31	25	18	10	8	7	6	
7.	8	62	44	33	26	19	10	8	7	6	
8.	10	65	46	34	27	19	10	8	7	6	
9.	15	72	51	38	28	20	11	8	7	6	
10.	20	79	56	41	30	20	12	8	7	6	
11.	25	86	61	44	32	20	12	8	7	6	
12.	30	93	66	47	34	21	12	9	8	7	
13.	35	100	70	50	36	22	13	9	8	7	

6.tabula. Proporcionalitātes koeficients K.

Nr. p.k.	Pāli aptverošās grūtis un to raksturojums	Proporcionalitātes koeficients K (kN/m <sup>4</sup> )	Stiprības proporcionalitātes koeficients a (kNm <sup>3</sup> )
1.	Rupjas smiltis ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ) Māls un smilšmāls ( $I_L < 0$ )	18000–30000	71–92
2.	Smalkas ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ) un vidēji rupjas smiltis ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ) Cieta māls ( $I_L < 0$ ) Pusciets un sīksti plastisks māls un smilšmāls ( $0 \leq I_L < 0,5$ )	12000–18000	60–71
3.	Putekļainas smiltis ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ ) Plastiska māls ( $0 \leq I_L \leq 1$ ) Mīksts plastisks māls un smilšmāls ( $0,5 \leq I_L < 0,75$ )	7000–12000	44–60
4.	Plūstoši plastisks māls un smilšmāls ( $0,75 \leq I_L \leq 1$ )	4000–7000	26–44
5.	Grantaina smiltis ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ) Rupjdrupu grūtis ar smilšu aizpildījumu	50000–100000	100–120

Rekomendētā literatūra:

1. Lekciju konspekts
2. LBN 214-03 "Ģeotehnika. Pāļu pamati un pamatnes"
3. LBN 207-01 "Ģeotehnika. Būvju pamati un pamatnes"
4. A.Bitainis, J.Rosihins. Praktiskā gruntsmehānika. Rīga. Zvaigzne 1985.
5. Э.В.Костерин ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, Высшая школа, 1990, 428 с.

# **PIELIKUMS**

## **Metodiskie materiāli**

Таблица 5.3. Таблица усилий, действующих по подошве плиты ростверка, по сочетаниям

Номер сочетания	Наименование усилий	Коэффициент сочетания		Нормативные усилия		Коэффициент надежности		Расчетные усилия		
		$\gamma$	$\psi$	$N$ , кН	$M$ , кН·м	$\gamma$	$\psi$	$N$ , кН	$M$ , кН·м	
1	Усилия по сочетанию 3 табл. 5.2			19844,5	242,6	2387,4		22813,4	306,2	2997,8
	Момент от переноса горизонтальных сил в уровень подошвы плиты ростверка					485,2				612,4
	$M = Hh_p$ ( $h_p = 2$ м)									
Итого:	Собственный вес плиты ростверка с учетом гидростатического давления	1		1395,9			1,1	1535,5		
				21240,4	242,5	2872,6		24348,9	306,2	3610,2
				19451,6	519,8	5977,8		22342	623,7	7173,5
2	Усилия по сочетанию 7 табл. 5.2					1039,6				1247,4
	Момент от переноса горизонтальных сил в уровень подошвы плиты ростверка									
	$M = Hh_p$									
Итого:	Собственный вес плиты ростверка с учетом гидростатического давления	1		1395,9			1,1	1535,5		
				20847,5	519,8	7017,4		24121,1	623,7	8420,9
				18068,0	729,5	8547,4		16212,8	959,6	11243,1
3	Усилия по сочетанию 10 табл. 5.2					1453				1919,2
	Момент от переноса горизонтальных сил в уровень подошвы плиты ростверка									
	$M = Hh_p$									
Итого:	Собственный вес плиты ростверка с учетом гидростатического давления	1		1395,9			0,9	1256,3		
				19463,9	729,5	10000,4		17469,1	959,6	13162,3

1,2 м. Конструкция фундамента и низа плиты ростверка, то есть к основным физико-механическим условиям работы плиты, следует прибавить ее характеристики грунтов приведены на рис. 5.1. Расчет фундамента выполняется по обобщенной методике ЦНИИС и рекомендациям СНиП 11-17-77 «Свайные фундаменты. Нормы проектирования».

Определяем нагрузки на фундамент. В соответствии с методикой расчета фундаментов, все нагрузки определяются относительно центра тяжести

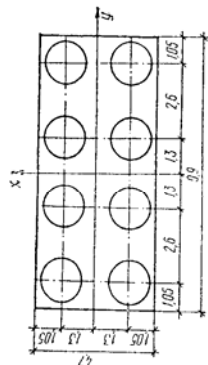


Рис. 5.6. Схема расположения столбов в фундаменте (размеры в м)

Необходимое число столбов в фундаменте

$$n = \frac{N_{max}}{N_{np}} \cdot k = \frac{24348,9}{4075,7} \cdot 1,3 = 8 \text{ шт.},$$

где  $k = 1,3$  учитывает влияние моментной нагрузки. Расположение столбов в плане приведено на рис. 5.6.

Расчитываем столбы на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов, действующих вдоль оси моста. Коэффициент формы поперечного сечения столба  $k_f = 0,9$ . Площадь, момент инерции и момент сопротивления поперечного сечения

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} = 2,01 \text{ м}^2;$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 1,6^4}{64} = 0,322 \text{ м}^4;$$

$$W = \frac{\pi d^3}{32} = \frac{3,14 \cdot 1,6^3}{32} = 0,402 \text{ м}^3.$$

Жесткость столба при сжатии и изгибе

$$EA = 27 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 2,01 = 54,27 \cdot 10^6 \text{ кН};$$

$$EI = 27 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 0,322 = 8,69 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Коэффициент, учитывающий взаимное влияние столбов,

$$k = k_1 + \frac{(1-k_1)L_p}{2(d+1)} = 0,45 + \frac{(1-0,45)1}{2(1,6+1)} = 0,556,$$

где  $k_1 = 0,45$  при 4 столбах в ряду;  $L_p = 1$  м — расстояние в свету между столбами.

моста, выполни, 10 нагрузкам сочетания 3 (табл. 5.2), поперек моста, — по нагрузкам сочетаний 7 и 10.

Собственный вес плиты ростверка с учетом гидростатического давления

$$G_{пл} = 4,7 \cdot 9,9 \cdot 2(2,5 - 1)10 = 1395,9 \text{ кН}.$$

Остальные усилия записаны в табл. 5.3.

Определяем несущую способность столба по грунту и необходимое число столбов. Несущая способность столба по грунту определяется в соответствии с рекомендациями СНиП 11-17-77.

Площадь основания (поперечного сечения) столба

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} = 2,01 \text{ м}^2.$$

Периметр столба

$$U = \pi d = 3,14 \cdot 1,6 = 5,03 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление грунта по нижним концам столба при показателе консистенции  $I_L = 0$  по табл. 7 СНиП 11-17-77  $R = 1900 \text{ кН/м}^2$ , а с учетом пригруза водой

$$R = 1900 + 1,5\gamma h_a = 1450 + 1,5 \cdot 10 \cdot 6,7 = 2000 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma_a = 10 \text{ кН/м}^3$  — удельный вес воды;  $h_a = 6,7$  м — глубина воды от УМВ до уровня размыва.

Коэффициенты условий работы определяются по табл. 5 СНиП 11-17-77 для грунта по боковой поверхности столба  $m_1 = 0,6$ ; для грунта по нижним концами столба  $m_R = 1$ ; для столба  $m = 1$ .

Несущая способность столба при расчленении слоев грунта на участки толщиной  $l_i \leq 2$  м (условно как для висячей сваи)

$$F = m(m_R R A + U \sum m_i f_i l_i) =$$

$$= 1(1 \cdot 2000 \cdot 2,01 + 5,03 \cdot 0,6 \times \times (15 \cdot 1,2 + 20,5 \cdot 1,2 + 20,8 \cdot 1,8 + + 39,5 \cdot 1,3 + 42,3 \cdot 1,5 + 43,8 \cdot 1,5 + + 63,8 \cdot 1,5 + 66,2 \cdot 1,5 + 68,5 \cdot 1,5)) = 5706 \text{ кН}.$$

Предельная нагрузка на столб

$$N_{np} = \frac{F}{k_u} = \frac{5706}{1,4} = 4075,7 \text{ кН}.$$

Расчетная ширина

$$b_p = k_b(d+1) = 0,9(1,6+1)0,556 = 1,3 \text{ м.}$$

Свободная длина столба (расстояние от подошвы плиты ростверка до линии размыва)  $l_0 = 3 \text{ м}$ , глубина погружения столба в грунт, считая от линии размыва  $h = 13 \text{ м}$ .

Коэффициенты пропорциональности первых трех слоев грунта  $m_1 = 3000$ ;  $m_2 = 4000$ ;  $m_3 = 6000 \text{ кН/м}^4$  их толщины  $h_1 = 2,4 \text{ м}$ ,  $h_2 = 1,8 \text{ м}$ ;  $h_3 = 4,3 \text{ м}$ . Коэффициент пропорциональности грунта под подошвой столба  $m_0 = 10\,000 \text{ кН/м}^4$ .

Толщина  $h_m$  грунта, где напряжения не зависят от коэффициента пропорциональности,

$$h_m = 2(d+1) = 2(1,6+1) = 5,2 \text{ м} > > (h_1 + h_2) = 4,2 \text{ м.}$$

Приведенное значение коэффициента пропорциональности грунта

$$m = \frac{m_1 h_1 (2h_m - h_1) + m_2 h_2 [2(h_m - h_1) - h_2] + m_3 [h_m - (h_1 + h_2)]^2}{h_m^3} = \frac{3000 \cdot 2,4(2 \cdot 5,2 - 2,4) + 4000 \cdot 1,8 \times 12(5,2 - 2,4) - 1,8 + 6000[5,2 - (2,4 + 1,8)]^2}{5,2^3} = 3364.$$

Коэффициент деформации

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{3364 \cdot 1,3}{8,69 \cdot 10^8}} = 0,219.$$

Приведенная глубина заложения фундамента

$$z = \alpha_c h = 0,219 \cdot 13 = 2,85.$$

Так как столбы выполнены без уширения, коэффициент, учитывающий влияние сопротивления грунта повороту подошвы столба

$$k_b = \frac{C_d k_0}{\alpha_c EI} = 0.$$

Вспомогательный коэффициент

$$k_0 = (A_1 B_1 - A_4 B_2) + k_b (A_2 B_1 - A_4 B_2) = A_3 B_4 - A_4 B_3 = -3,1033(-6,023) = 18,991.$$

$$= -(-2,3459)(-4,7175) = 11,071.$$

Значения коэф. лентов  $A_i$  и  $B_i$  приняты по табл. 3 приложения СНиП II-17-77 при  $\bar{z} = 2,8$ .

Единичные перемещения:

$$\delta_{ин} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} \times \times \frac{(B_2 D_1 - B_1 D_2) + k_b (B_2 D_1 - B_1 D_2)}{k_b} = \frac{1}{0,219^2 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \times \times \frac{[(-4,7175)(-6,023) - (-6,023)0,1973]}{7,6244} = 3,184 \cdot 10^{-5};$$

$$\delta_{мн} = \delta_{ин} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} \times \times \frac{(B_3 C_1 - B_4 C_2) + k_b (B_3 C_1 - B_4 C_2)}{k_b} = \frac{1}{0,219^2 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \times \times \frac{[(-4,7175) \cdot (-6,99) - (-6,023) \times (-3,1079)]}{7,6244} = 0,449 \cdot 10^{-5};$$

$$\delta_{мм} = \frac{1}{\alpha_c EI} \times \times \frac{(A_3 C_1 - A_4 C_2) + k_b (A_3 C_1 - A_4 C_2)}{k_b} = \frac{1}{0,219 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \times \times \frac{[(-3,1033) \cdot (-6,99) - (-2,3456) \times (-3,1079)]}{7,6244} = 0,0993 \cdot 10^{-5}.$$

Горизонтальные смещения и угол поворота столба в уровне подошвы плиты ростверка:

$$\delta_1 = \frac{l_0^3}{3EI} + \delta_{мм} l_0 + 2\delta_{ин} l_0 + \delta_{ин} = \frac{3 \cdot 8,69 \cdot 10^8}{3} + 0,0993 \cdot 10^{-5} \cdot 3 + 2 \cdot 0,449 \cdot 10^{-5} \cdot 3 + 3,184 \cdot 10^{-5} = 14,919 \cdot 10^{-5};$$

$$\delta_2 = \frac{l_0}{EI} + \delta_{мм} = \frac{3}{8,69 \cdot 10^8} + 0,0993 \cdot 10^{-5} = 3,459 \cdot 10^{-6} + 0,0993 \cdot 10^{-5} = 1,033 \cdot 10^{-5}.$$

$$+ 0,0993 \cdot 10^{-5} = 0,134 \cdot 10^{-5};$$

$$\delta_3 = \frac{l_0^2}{2EI} + \delta_{мм} l_0 + \delta_{ин} = \frac{2 \cdot 8,69 \cdot 10^8}{2} + 0,0993 \cdot 10^{-5} \cdot 3 + 0,449 \cdot 10^{-5} = 0,799 \cdot 10^{-5};$$

$$\Lambda = \delta_1 \delta_2 - \delta_3^2 = 14,919 \cdot 10^{-5} \times 0,134 \cdot 10^{-5} - (0,799 \cdot 10^{-5})^2 = 1,361 \cdot 10^{-10}.$$

Длина сжатия столба

$$l_N = l_0 + h + \frac{EA}{5m_p A} = l_0 + h + \frac{Ed}{5m_p A} = 3 + 13 + \frac{27 \cdot 10^8 \cdot 1,6}{5 \cdot 10\,000 \cdot 13} = 82,46 \text{ м.}$$

Характеристики жесткостей столба:

$$\rho_1 = \frac{EA}{l_N} = \frac{54,27 \cdot 10^8}{82,46} = 6,581 \cdot 10^6;$$

$$\rho_2 = \frac{\delta_3}{\Delta} = \frac{0,134 \cdot 10^{-5}}{1,361 \cdot 10^{-10}} = 0,0985 \cdot 10^6;$$

$$\rho_3 = \frac{\delta_1}{\Delta} = \frac{0,799 \cdot 10^{-5}}{1,361 \cdot 10^{-10}} = 0,587 \cdot 10^6;$$

$$\rho_4 = \frac{\delta_2}{\Delta} = \frac{14,919 \cdot 10^{-5}}{1,361 \cdot 10^{-10}} = 10,962 \cdot 10^6;$$

$$\rho_0 = \rho_1 - \rho_2 = 6,581 \cdot 10^6 - 0,0985 \cdot 10^6 = 6,483 \cdot 10^6.$$

Координаты голов рядов столбов (рис. 5.6):  $x_1 = 1,3 \text{ м}$ ;  $x_2 = -1,3 \text{ м}$ .

Число столбов в ряду  $n_1 = n_2 = 4$ .

Углы наклона осей столбов к вертикали  $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$ ;  $\sin \varphi_1 = \sin \varphi_2 = 0$ ;

$\cos \varphi_1 = \cos \varphi_2 = 1$ .

Коэффициенты канонических уравнений:

$$r_{aa} = \sum_{i=1}^n \rho_i \rho_0 \sin^2 \varphi_i + \rho_{2l} = 0,0985 \cdot 10^6 \cdot 8 = 0,788 \cdot 10^6;$$

$$r_{ac} = r_{ca} = \sum_{i=1}^n (\rho_0 \sin \varphi_i \cos \varphi_i) n_i = 0;$$

$$r_{ab} = r_{ba} = \sum_{i=1}^n (\rho_0 x_i \sin \varphi_i \cos \varphi_i) = 0;$$

$$r_{cc} = \sum_{i=1}^n \rho_i [a \sin \varphi_i + (c + x_i \beta) \cos \varphi_i] = 6,581 \cdot 10^6 [60,64 \cdot 10^{-1} \cdot 0 + (43,847 \cdot 10^{-1} + 1,3 \cdot 3,675 \cdot 10^{-1}) \times \times 1] = 3200 \text{ кН};$$

$$Q_1 = \rho_2 [a \cos \varphi_1 - (c + x_1 \beta) \sin \varphi_1] - \rho_{2l} = 0,0985 \cdot 10^6 \cdot 60,64 \cdot 10^{-1} - 0,587 \cdot 10^6 \cdot 3,675 \cdot 10^{-1} = 38,2 \text{ кН};$$

—  $\rho_2 \cos \varphi_i$   $n_i = -0,587 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 8 = -4,696 \cdot 10^6;$

$$r_{cc} = \sum_{i=1}^n \rho_i \rho_0 \cos^2 \varphi_i + \rho_{2l} = 8 \cdot 6,483 \cdot 10^6 \cdot 1 + 0,0985 \cdot 10^6 \cdot 8 = 55,532 \cdot 10^6;$$

$$r_{cb} = r_{bc} = \sum_{i=1}^n (\rho_0 x_i \cos^2 \varphi_i + \rho_2 x_i + \rho_3 \sin \varphi_i) n_i = (6,483 \cdot 10^6 \cdot 1,3 \cdot 1 + 0,0985 \cdot 10^6 \cdot 1,3) 4 - (6,483 \cdot 10^6 \times 1,3 \cdot 1 + 0,0985 \cdot 10^6 \cdot 1,3) 4 = 0;$$

$$r_{bb} = \sum_{i=1}^n (\rho_0 x_i^2 \cos^2 \varphi_i + \rho_2 x_i^2 + 2\rho_3 x_i \sin \varphi_i) n_i + \rho_4 l^2 = (6,483 \cdot 10^6 \cdot 1,3^2 \cdot 1 + 0,0985 \cdot 10^6 \times 1,3^2) 4 + 2 + 10,962 \cdot 10^6 \cdot 8 = 176,68 \cdot 10^6.$$

Система канонических уравнений

$$\left. \begin{aligned} \alpha r_{aa} + c r_{ac} + \beta r_{ab} - H &= 0; \\ \alpha r_{ca} + c r_{cc} + \beta r_{cb} - N &= 0; \\ \alpha r_{ba} + c r_{cb} + \beta r_{bb} - M &= 0 \end{aligned} \right\}$$

распадается на:

$$\left. \begin{aligned} 0,788 \cdot 10^6 \alpha - 4,696 \cdot 10^6 - & \\ - 306,2 &= 0; \\ - 4,696 \cdot 10^6 \alpha + 177,68 \cdot 10^6 \beta - & \\ - 3610,2 &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\text{и } 55,532 \cdot 10^6 c - 24348,9 = 0.$$

Из решения системы уравнений перемещения центра подошвы ростверка:

$$a = 60,64 \cdot 10^{-1} \text{ м}; \beta = 3,675 \cdot 10^{-1} \text{ рад};$$

$$c = 43,847 \cdot 10^{-1} \text{ м.}$$

Усилия, действующие на голову столба:

$$N_1 = \rho_1 [a \sin \varphi_1 + (c + x_1 \beta) \cos \varphi_1] = 6,581 \cdot 10^6 [60,64 \cdot 10^{-1} \cdot 0 + (43,847 \cdot 10^{-1} + 1,3 \cdot 3,675 \cdot 10^{-1}) \times \times 1] = 3200 \text{ кН};$$

$$Q_1 = \rho_2 [a \cos \varphi_1 - (c + x_1 \beta) \sin \varphi_1] - \rho_{2l} = 0,0985 \cdot 10^6 \cdot 60,64 \cdot 10^{-1} - 0,587 \cdot 10^6 \cdot 3,675 \cdot 10^{-1} = 38,2 \text{ кН};$$

$$M_1 = \rho_0 \beta - \rho_2 [\alpha \cos \varphi_1 - (c + x_1 \beta) \sin \varphi_1] = 10,962 \cdot 10^5 \times 3,675 \cdot 10^{-4} - 0,587 \cdot 10^5 \cdot 60,64 \times 10^{-4} \cdot 1 = 46,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилия, действующие на голову столба второго ряда, вычисляются по тем же формулам при подстановке вместо  $x_1$  и  $\varphi_1$  значений  $x_2 = -1,3$  м и  $\varphi_2 = 0$ :

$$N_2 = 6,581 \cdot 10^5 [60,640 \cdot 10^{-4} \cdot 0 + (43,847 \cdot 10^{-4} - 1,3 \cdot 3,675 \times 10^{-4})] = 2571,1 \text{ кН}; \quad Q_2 = Q_1 = 38,2 \text{ кН}; \quad M_2 = M_1 = 46,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Собственный вес столба

$$G = \gamma A (l_0 + h) \gamma g = 1,1 \cdot 2,01 (3 + 13) 2,5 \cdot 10 = 884,4 \text{ кН}.$$

Нагрузка на столб

$$N_1 + G = 3200 + 884,4 = 4084 \text{ кН} \approx 4075 = N_{\text{пр}} = \frac{\Phi}{k_{\text{н}}}.$$

Перегрузка составляет 0,2 %, то есть находится в пределах точности инженерных расчетов. Внутренние усилия в столбе на уровне линии разрыва  $M' = M_1 + Q_1 l_0 = 46,9 + 38,2 \cdot 3 = 161,5 \text{ кН} \cdot \text{м}; H' = Q_1 = 38,2 \text{ кН};$  поперечное смещение и угол поворота на уровне поверхности грунта

$$y_0 = H' \delta_{\text{нн}} + M' \delta_{\text{нм}} = 38,2 \cdot 3,184 \times 10^{-5} + 161,5 \cdot 0,449 \cdot 10^{-5} = 194,14 \cdot 10^{-5}; \quad \varphi_0 = H' \delta_{\text{нн}} + M' \delta_{\text{нм}} = 38,2 \cdot 0,449 \cdot 10^{-5} + 161,5 \cdot 0,0993 \times 10^{-5} = 33,189 \cdot 10^{-5}.$$

Изгибающий момент в столбе на глубине  $h = 13$  м ( $z = 2,85$ )

$$M_h = \alpha_c EI (\alpha_c y_0 A_3 - \varphi_0 B_3) + M' C_3 + \frac{H'}{\alpha_c} D_3 = 0,219 \cdot 8,69 \cdot 10^8 [0,219 \times 194,14 \cdot 10^{-5} (-3,1033) + 33,189 \cdot 10^{-5} \cdot 4,7175] +$$

$$+ 161,5 (-3,1019) + \frac{38,2}{0,219} \cdot 0,1973 = 1,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сила трения по боковой поверхности столба

$$T = \frac{m}{k_{\text{н}}} U \sum m_i f_i l_i = \frac{1}{1,4} \cdot 1684,9 = 1203,5 \text{ кН}.$$

Значение  $U \cdot \sum m_i f_i l_i = 1684,9$  кН принято по расчету несущей способности столба по грунту.

$$\text{Осевое усилие в подошве столба} \\ N_4 = N_1 + G - T = 4084,4 - 1203,5 = 2880,9 \text{ кН}.$$

Давление в основании столбов:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_4}{A} + \frac{M_h}{W} = \frac{2880,9 \cdot 10^3}{2,01 \cdot 10^4} + \frac{1,2 \cdot 10^5}{0,402 \cdot 10^6} = 143,6 \text{ Н/см}^2; \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N_4}{A} - \frac{M_h}{W} = \frac{2880,9 \cdot 10^3}{2,01 \cdot 10^4} - \frac{1,2 \cdot 10^5}{0,402 \cdot 10^6} = 143 \text{ Н/см}^2.$$

Прочность грунта основания достаточна ( $\sigma_{\text{max}} \leq R = 2000$  кН/м<sup>2</sup> = 200,0 Н/см<sup>2</sup>). Боковое давление на грунт со стороны столба

$$\sigma_z = \frac{mz^2}{\alpha_c} (y_0 A_1 - \frac{\varphi_0}{\alpha_c} B_1 + \frac{M'}{\alpha_c^2 EI} C_1 + \frac{H'}{\alpha_c^2 EI} D_1);$$

$$\text{на глубине } h (z = \alpha_c h = 0,219 \cdot 13 = 2,85); \quad m = 10000 \text{ кН/м}^4; \\ \sigma_h = \frac{10000 \cdot 2,85}{0,219} (-194,14 \cdot 10^{-5} \times 0,3855 - 33,189 \cdot 10^{-5} \cdot 3,1285 +$$

$$+ \frac{161,5}{0,219^2 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \cdot 3,1285 + \frac{38,2}{0,219^2 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \cdot 3,2876) = -54,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{на глубине } \frac{h}{3} = \frac{13}{3} = 4,33 \text{ м}$$

$$(z = 0,219 \cdot 4,33 = 0,949); \\ m = 6000 \text{ кН/м}^4;$$

$$\sigma_h = \frac{6000 \cdot 0,949}{0,219} (194,14 \cdot 10^{-5} \cdot 0,9951 - \frac{33,189 \cdot 10^{-5}}{0,219} \cdot 0,8985 + \frac{161,5}{0,219^2 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \cdot 0,4047 + \frac{38,2}{0,219^2 \cdot 8,69 \cdot 10^8} \cdot 0,1215) = 20,2 \text{ кН/м}^2.$$

Расчитываем устойчивость грунта, окружающего столбы

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} (\gamma z \tan \varphi + \xi \sigma),$$

$\eta_1 = 1$  для мостов балочных систем. Коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке (см. табл. 5.2 и 5.3),

$$\eta_2 = \frac{M_d + M_{\text{пр}}}{n M_c + M_{\text{пр}}} = \frac{0 + 3610,2}{3,8 \cdot 0 + 3610,2} = 1.$$

Расчетные значения угла внутреннего трения, удельного сцепления и удельного веса:

$$\text{Суглинка на глубине } h/3 = 4,33 \text{ м} \\ \varphi = \frac{\varphi_h}{k_r} = \frac{22^\circ}{1,1} = 20^\circ; \\ c = \frac{c_h}{k_r} = \frac{7}{1,5} = 4,67 \text{ кН/м}^2;$$

$$\gamma = \gamma \gamma_n = 1,3 \cdot 17 = 22,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{глины на глубине } h \\ \varphi = \frac{24^\circ}{1,1} = 21^\circ 49'; \quad c = \frac{21}{1,5} = 14 \text{ кН/м}^2;$$

$$\gamma = 1,3 \cdot 18 = 23,4 \text{ кН/м}^3; \\ \sigma_{h/3} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 20^\circ} (22,1 \cdot 4,33 \tan 20^\circ +$$

$$+ 0,3 \cdot 4,67) = 154,2 \text{ кН/м}^2 > 20,2 \text{ кН/м}^2 = \sigma_{\text{пр}}; \\ \sigma_h = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 21^\circ 49'} (23,4 \cdot 13 \tan 21^\circ 49' +$$

$$+ 0,3 \cdot 14) = 600,5 \text{ кН/м}^2 > 54,5 \text{ кН/м}^2 = \sigma_h,$$

то есть устойчивость грунта обеспечена.

$$\text{Горизонтальное смещение верха опоры} \\ \delta = a + \beta h_{\text{оп}} = 60,64 \cdot 10^{-4} + 3,675 \cdot 10^{-4} \cdot 12 = 1,05 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 1,05 \text{ см},$$

где  $h_{\text{оп}} = 12$  м — высота опоры от уровня опорных частей до низа плиты ростверка.

Предельное значение горизонтального смещения

$$\Delta = 0,5 \sqrt{L} = 0,5 \sqrt{63} = 4 \text{ см} > 1,05 \text{ см} = \delta.$$

Смещение верха опоры ограничивается при действии нормативных нагрузок, а проверка выполнена с использованием результатов расчета на действие расчетных нагрузок. Перерасчет не производится, так как при нем смещение окажется еще меньше.

Расчитываем столбы на действие усилки, направленных поперек оси моста. Принципиально этот расчет не отличается от приведенного выше и выполняется по упрощенной (приближенной) методике.

Нагрузка на крайние ряды столбов ростверка

$$N_{\text{min}} = \frac{N}{n} \pm \frac{M + 0,5 H l_M}{\sum_{i=1}^n y_i^2 + n \frac{l}{A} \frac{l_M}{l_M}} y_{\text{max}}$$

где  $l_M = l_0 + \frac{2,25}{\alpha_c}$  — длина изгиба столба;  $y_i$  — расстояние от главной оси плана столбов до каждого столба (рис. 5.6); остальные обозначения те же, что и выше.

Для рассматриваемого примера (рис. 5.6)

$$\sum_{i=1}^n y_i^2 = 2(y_1^2 + y_2^2) = 4(y_1^2 + y_2^2) = 4(1,3^2 + 3,9^2) = 67,6 \text{ м}^2; \\ y_{\text{max}} = y_2 = 3,9 \text{ м}; \quad n = 8;$$

$$I = 0,322 \text{ м}^4; \quad A = 2,01 \text{ м}^2; \quad \alpha_c = 0,219; \\ l_0 = 3 \text{ м}; \quad l_M = 82,46 \text{ м (см. выше)}.$$

Длина изгиба

$$l_M = 3 + \frac{2,25}{0,219} = 13,27 \text{ м}.$$



Таблица 4

Приведенная глубина расположения сечения сваи в грунте z	Коэффициенты											
	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>	D <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>2</sub>	D <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>
0,0	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000
0,1	1,000	0,100	0,005	0,000	0,000	0,000	1,000	0,100	-0,005	0,000	0,000	1,000
0,2	1,000	0,200	0,020	0,001	-0,001	0,000	1,000	0,200	-0,020	0,000	0,000	1,000
0,3	1,000	0,300	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,300	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,400	0,080	0,011	-0,011	-0,002	1,000	0,400	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,500	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,500	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,600	0,180	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,600	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,700	0,245	0,057	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,030	0,994
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	-0,559	-0,420	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2,0	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3,0	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,540	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,340	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4,0	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,140

а) особо ответственных сооружений, для которых при  $l \leq 2,6$  принимается  $l = 4$  м и при  $l > 5$  принимается  $l = 2,5$ ; при промежуточных значениях  $l$  значение  $l$  определяется интерполяцией;  
 б) фундаментов с одноуровневым расположением свай на внецентренно приложенную вертикальную сжимающую нагрузку, для которых следует принимать  $l = 4$  независимо от значения  $l$ ;  
 2) для свай, имеющих жесткую заделку в нижней ростверк, несущую способность  $F_d$  следует определять по формуле

$$F_d = 1,85 \eta_1 \eta_2 \sqrt{a b R_{сж}} \quad (27)$$

11. При статическом расчете свай в составе куста, если допускается возможность вращения второй стадии напряженно-деформированного состояния системы «свай-грунт», следует учитывать их взаимодвижения. В этом случае расчет производится как для одиночной сваи, но коэффициенты пропорциональности  $K$  и  $a$  умножаются на произвольный коэффициент  $q_2$ , определяемый по формуле

$$q_2 = \gamma_c \prod_{j=1}^n \left[ 1 - \frac{d}{r_{ij}} \left( 1,17 + 0,39 \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} - 0,15 \left( \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} \right)^2 \right) \right] \quad (28)$$

где  $\gamma_c$  — коэффициент, учитывающий уплотнение грунта при погружении свай и применения свай:  $\gamma_c = 1,2$  для забивных свай сплошного сечения и  $\gamma_c = 1$  для остальных видов свай;  
 $d$  — диаметр или сторона поперечного сечения свай, м;

$$r_{ij} = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2} \quad (29)$$

$x_i, y_i$  — координаты оси  $i$ -й сваи в плане, причем горизонтальная нагрузка приложена в направлении оси  $x$ ;  
 $x_i, y_i$  — то же, для  $j$ -й сваи.  
 Прокладывание  $\Pi$  в формуле (28) распространяется только на сваи куста, непосредственно примыкающие к  $i$ -й свае.

12. При одностороннем расчете свай горизонтальное перемещение  $u_0$ , м, и угол поворота  $\psi_0$ , рад, следует определять по формулам:

$$u_0 = H_0 \epsilon_{HM} + M_0 \epsilon_{HM} \quad (30)$$

$$\psi_0 = H_0 \epsilon_{HM} + M_0 \epsilon_{HM} \quad (31)$$

где  $H_0, M_0$  — расчетные значения соответственно поперечной силы, кН (тс), и изгибающего момента, кН·м (тс·м), в рассматриваемом сечении сваи, принимаемые равными  $H_0 = H$  и  $M_0 = M + H_0 l$  (здесь  $H$  и  $M$  — то же, что в формулах (12) и (13));  
 $\epsilon_{HM}$  — горизонтальное перемещение сечения, м/кН (м/тс), от действия силы  $H = 1$ , приложенной в уровне по верхности грунта;

$\epsilon_{HM}$  — горизонтальное перемещение сечения, 1/кН (1/тс), от момента  $M = 1$ , действующего в уровне поверхности грунта;

$\epsilon_{HM}$  — угол поворота сечения, 1/кН (1/тс), от силы  $F = 1$ ;

$\epsilon_{HM}$  — угол поворота сечения, 1/кН·м (1/тс·м), от момента  $M = 1$ .

Перемещения  $\epsilon_{HM}, \epsilon_{HM}$  и  $\epsilon_{HM}$  вычисляются по формулам:

$$\epsilon_{HM} = \frac{1}{a_0^2 EI} A_0; \quad (32)$$

$$\epsilon_{HM} = \frac{1}{a_0^2 EI} B_0; \quad (33)$$

$$\epsilon_{HM} = \frac{1}{a_0 EI} C_0, \quad (34)$$

где  $a_0, E, I$  — то же, что и в формуле (11);  
 $A_0, B_0, C_0$  — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 5 в зависимости от приведенной глубины погружения свай в грунт, определяемой по формуле (7).

При значениях  $z$ , соответствующих промежуточному значению, указанному в табл. 5, его следует округлить до ближайшего табличного значения.  
 13. Расчет устойчивости основания, окружающего сваю, должен производиться по условию (35) определения расчетного давления  $\sigma_z$ , оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай:

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\gamma_1 z \gamma_2' + \xi c_1), \quad (35)$$

где  $\sigma_z$  — расчетное давление на грунт, кПа (тс/м<sup>2</sup>), боковой поверхности свай, определяемое по формуле на следующих глубинах  $z$ ;  $m$ , отсчитываемых при высоком росте свай от поверхности грунта, а при низком росте — от его подошвы [при  $z \leq 2,5$  — на двух глубинах, соответствующих  $z = \frac{l}{3}$  и  $z = l$ ; при  $z > 2,5$  — на глубине  $z = 0,85 \frac{a_0}{\gamma_2}$ ];

где  $a_0$  определяется по формуле (11);  $\gamma_1$  — расчетный удельный (объемный) вес грунта невзвешенной структуры, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>), определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом вазелизации в воде;

$\varphi_1, c_1$  — расчетные значения соответственно угла внутреннего трения грунта, град, и удельного сцепления грунта, кПа (тс/м<sup>2</sup>), принимаемые в соответствии с указаниями п. 3.5;

$\xi$  — коэффициент, принимаемый для забивных свай и свай-оболочек  $\xi = 0,6$ , а для всех остальных видов свай  $\xi = 0,3$ ;  
 $\eta_1, \eta_2$  — значения коэффициентов  $\eta$  же, что и в формуле (24).

ПРИЛОЖЕНИЕ 2  
Рекомендуемое

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ С НАКЛОНОМ БОКОВЫХ ГРАНЕЙ  $i_p > 0,025$

Несущую способность,  $F_d$ , кН (кгс), пирамидальных свай с наклоном боковых граней  $i_p > 0,025$ , допускается определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунта основания на боковой поверхности свай и под ее нижним концом по формуле

$$F_d = \sum_{i=1}^n A_i \cos \alpha [p_i (\text{кгс} + \text{кг} \varphi_{1,i}) + c_{1,i}] + \frac{d^2}{l_1} (p_j + n_2 c_{1,j}) \quad (1)$$

где  $A_i$  — площадь боковой поверхности свай в пределах  $i$ -го слоя грунта,  $\text{м}^2$  ( $\text{см}^2$ );  
 $\alpha$  — угол конусности свай, град;  
 $\varphi_{1,i}, c_{1,i}$  — расчетные значения угла внутреннего трения, град, и сцепления, кПа ( $\text{кгс}/\text{см}^2$ ),  $i$ -го слоя грунта;  
 $d$  — сторона сечения нижнего конца свай, м;  
 $l_1, n_2$  — коэффициенты, значения которых приведены в таблице.

Давления грунта  $P_{q,i}$  и  $P_{p,i}$  кПа ( $\text{кгс}/\text{см}^2$ ), определяются по формулам:

$$P_{q,i} = \frac{\gamma_i \gamma_{1,i} h_i}{1 - \nu_i} \quad (3)$$

$$P_{p,i} = P_{q,i} (1 + \sin \varphi_{1,i}) + c_{1,i} \cos \varphi_{1,i} \quad (4)$$

где  $\gamma_{1,i}$  — удельный вес грунта  $i$ -го слоя,  $\text{кН}/\text{м}^3$  ( $\text{кгс}/\text{см}^3$ );  
 $h_i$  — средняя глубина расположения  $i$ -го слоя грунта, м.

Таблица 5

Пределная глубина погружения свай $T$	При опирании свай на несущий грунт			При опирании свай на скелет			При удалении свай в скелет		
	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_1$	$B_1$	$C_1$	$A_2$	$B_2$	$C_2$
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,608	92,842	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,689
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,444	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,982
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,536	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,188	1,134	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,687
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	1,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,869	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
> 4,0	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

14. Расчетное давление  $\sigma_z$ , кПа ( $\text{тс}/\text{м}^2$ ), на грунт по контакту с боковой поверхностью свай, возникающее на глубине  $z$ , а также расчетный изгибающий момент  $M_z$ , кН·м ( $\text{тс} \cdot \text{м}$ ), поперечную силу  $H_z$ , кН ( $\text{тс}$ ), и продольную силу  $N_z$ , кН ( $\text{тс}$ ), действующие на глубине  $z$  в сечении свай, при одностороннем расчете свай следует определять по формулам:

$$\sigma_z = \frac{K}{c_e} \left[ \alpha_p A_1 - \frac{\psi_0 B_1}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^2 EI} D_1 \right] \quad (36)$$

$$M_z = \alpha^2 EI \psi_0 A_2 - \alpha_e EI \psi_0 B_2 + M_0 C_2 + H_0 D_2 \quad (37)$$

$$H_z = \alpha^2 EI \psi_0 A_3 - \alpha_e EI \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + H_0 D_3 \quad (38)$$

$$N_z = N \quad (39)$$

где  $K$  — коэффициент пропорциональности, определяемый по табл. 1;

$$\alpha_e E, I$$
 — то же, что и в формуле (11);

15. Расчетный момент заделки в ростверк, который обеспечивается невозможностью поворота головы свай, следует определять по формуле

$$M_j = - \frac{\epsilon_{MI} + l_0 \epsilon_{MII} + \frac{l_0^3}{6EI} H_j}{\epsilon_{MI} + l_0 \epsilon_{MII}} \quad (40)$$

где все буквенные обозначения те же, что и в предыдущих формулах.

При этом знак „минус“ означает, что при горизонтальной силе  $H_j$ , направленной слева направо, на голову свай со стороны заделки передается момент, направленный против часовой стрелки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3  
Рекомендуемое

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ЛЕНТОЧНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Осадка  $s$ , м (см), ленточных свайных фундаментов с одно- и двухрядным расположением свай (при расстоянии между сваями 3–4*d*) определяется по формуле

$$s = \frac{\pi(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0 \quad (41)$$

где  $\pi$  — погонная нагрузка на свайный фундамент, кН/м ( $\text{кгс}/\text{см}$ ), с учетом веса фундамента в виде массива грунта со сваями, ограниченного: сверху — поверхностью планировки; с боков — вертикальными плоскостями,

проходящими по наружным граням крайних рядов свай; снизу — плоскостью, проходящей через нижние концы свай;

$E, \nu$  — значения модуля деформации, кПа ( $\text{кгс}/\text{см}^2$ ), и коэффициента Пуассона грунта в пределах сжимаемой толщи, определяемые для указанного выше фундаментов в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83;

$\delta_0$  — коэффициент, принимаемый по номограмме (см. чертёж) в зависимости от коэффициента Пуассона  $\nu$ , приведенной ширины

Угол внутреннего трения  $\varphi_{1,i}$ , град

Коэффициент	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
$\eta_1$	0,53	0,48	0,41	0,35	0,30	0,24	0,20	0,15	0,10	0,06
$\eta_2$	0,94	0,88	0,83	0,78	0,73	0,69	0,65	0,62	0,58	0,54
$\xi$	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0,35	0,37	0,39

Примечание. Для промежуточных значений угла внутреннего трения  $\varphi_{1,i}$  значения коэффициентов  $\eta_1, \eta_2$  и  $\xi$  определяются интерполяцией.