

Серия внутривузовских методических указаний СибАДИ

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)»

Кафедра «Мосты и тоннели»

А.С. Нестеров, В.А. Гриценко

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЯ И СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания к курсовой работе

Омск ▪ 2018

УДК 624.15
ББК 38.582
Н56

Согласно 436-ФЗ от 29.12.2010 «О защите детей от информации, причиняющей вред их здоровью и развитию» данная продукция маркировке не подлежит.

Рецензент

канд. техн. наук, доц. Н.П. Александрова (СибАДИ)

Работа утверждена редакционно-издательским советом СибАДИ в качестве методических указаний.

Нестеров, Андрей Сергеевич.

Н56 Проектирование основания и свайного фундамента промышленного здания» [Электронный ресурс] : методические указания к курсовой работе / А.С. Нестеров, В.А. Гриценко. – (Серия внутривузовских методических указаний СибАДИ). – Электрон. дан. – Омск : СибАДИ, 2018. – Режим доступа:....., свободный после авторизации.– Загл. с экрана.

Изложены методики определения расчетного сопротивления грунта, проектирования свайного фундамента на естественном основании промышленного здания, определения длины и несущей способности сваи по сопротивлению грунта, осадки свайного куста и свайного поля.

Имеют интерактивное оглавление в виде закладок.

Рекомендуются обучающимся по направлению бакалавриата «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

Подготовлены на кафедре «Мосты и тоннели».

Текстовое (символьное) издание (2,5 МБ)

Системные требования: Intel, 3,4 GHz ; 150 МБ ; Windows XP/Vista/7 ; DVD-ROM ; 1 Гб свободного места на жестком диске; программа для чтения pdf-файлов Adobe Acrobat Reader

Техническая подготовка Н.В Кенжалинова

Издание первое. Дата подписания к использованию
Издательско-полиграфический комплекс СибАДИ. 644080, г. Омск, пр. Мира, 5
РИО ИПК СибАДИ. 644080, г. Омск, ул. 2-я Поселковая, 1

© ФГБОУ ВО «СибАДИ», 2018

Введение

Цель курсового проектирования состоит в приобретении студентами практических навыков по дисциплине «Основания и фундаменты сооружений» на примере проектирования свайных фундаментов промышленного здания.

Настоящие методические указания призваны облегчить выполнение курсовой работы, научить студентов пользоваться нормативной литературой по вопросам проектирования фундаментов зданий и сооружений, применять ЭВМ.

Исходные данные для курсовой работы приведены в задании.

При выполнении курсовой работы студент должен: оценить грунтовые условия строительной площадки, определить глубину заложения ростверка и выбрать длину сваи, определить несущую способность и количество свай для фундаментов под среднюю и крайнюю колонны промышленного здания, а также рассчитать осадку фундамента.

Проектирование фундаментов рекомендуется вести в такой последовательности, в которой изложены разделы методических указаний.

1. ОЦЕНКА ГРУНТОВЫХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ ЗДАНИЯ

1.1. Построение инженерно-геологического разреза

Исходными данными для оценки грунтовых условий строительной площадки служат материалы инженерно-геологических изысканий [1]. Схема расположения скважин и контур здания приведены на рис. 1. Физические характеристики грунтов, отметки слоев основания, характеристики здания, фундаментов и район строительства приведены в табл. 1...3.

Мощность третьего слоя основания принимается неограниченным.

По этим данным строится инженерно-геологический разрез площадки строительства. Расстояние между скважинами С-1 и С-2 принимается равным 40 м, размеры контура здания – $2L \times 36$ м, где L – пролет здания в осях А-Б и Б-В, м. Здание не имеет подвала.

В проекте следует условно принять, что грунтовая среда не агрессивна по отношению к железобетонным конструкциям.

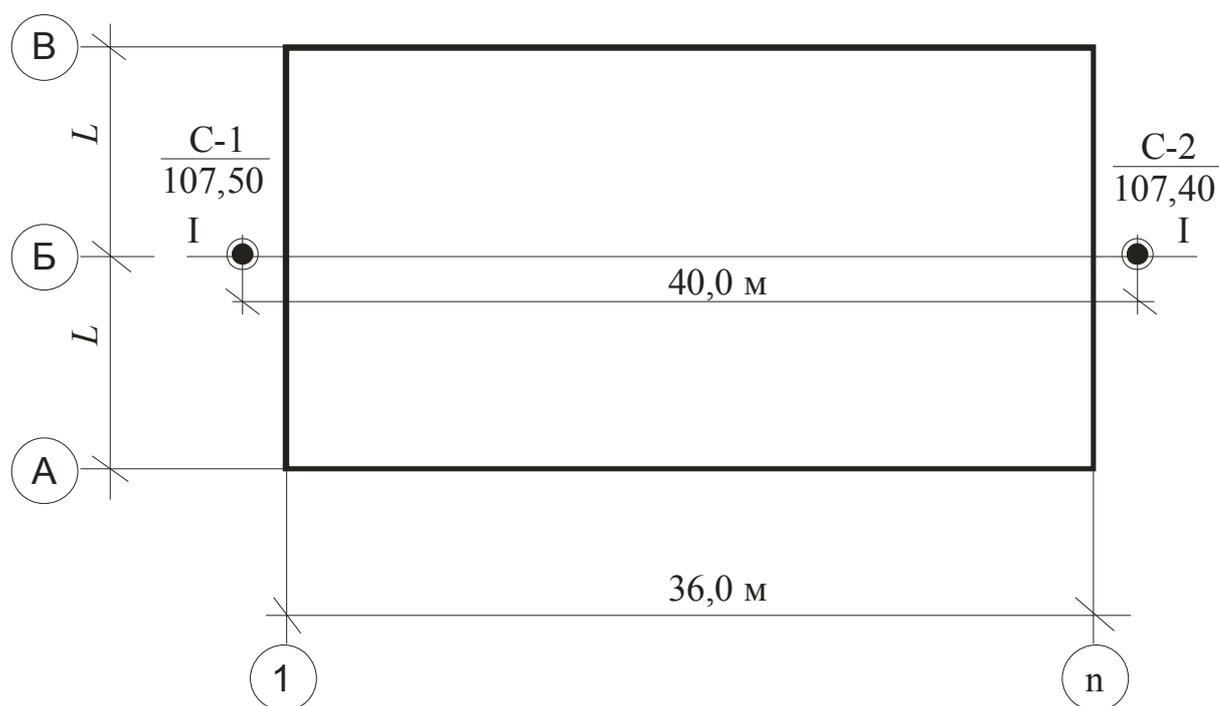


Рис. 1. Схема расположения инженерно-геологического разреза по скважинам С-1, С-2 и контур здания

Поперечные оси проектируемых фундаментов здания наносятся в процессе проектирования.

Варианты отметок основания площадки строительства

№ варианта	Подошва первого слоя основания	Подошва второго слоя основания	Уровень подземных вод
1	-2,4	-7,5	-1,5
2	-2,7	-7,1	-1,8
3	-2,5	-6,7	-1,3
4	-2,9	-6,3	-1,7
5	-2,7	-8,1	-1,6
6	-3,4	-6,8	-2,6
7	-2,5	-8,1	-2,2
8	-3,0	-6,6	-3,2
9	-2,8	-8,3	-1,9
10	-3,1	-8,2	-3,3
11	-2,9	-8,8	-1,5
12	-2,3	-6,2	-1,9

Примечание. За нулевую отметку принята отметка кровли первого слоя.

По исходным данным для грунта каждого слоя основания вычисляются:

удельный вес грунта:

$$\gamma_{II} = \rho_{II} g, \quad (1)$$

где g – ускорение свободного падения ($g = 9,81 \text{ м/с}^2$);
 ρ – плотность грунта, т/м^3 , по табл.2.

плотность грунта во взвешенном состоянии:

$$\rho_v = (\rho_s - \rho_w) / (1 + e), \quad (2)$$

где ρ_w – плотность воды ($\rho_w = 1,0 \text{ т/м}^3$);
 ρ_s – плотность частиц грунта, т/м^3 по табл.2;
 e – коэффициент пористости, д.е, по табл.2.

удельный вес грунта во взвешенном состоянии:

$$\gamma_v = \rho_v g. \quad (3)$$

Таблица 2

Варианты физических характеристик грунтов основания

№ варианта	Номера слоев основания и разновидность грунта	Плотность грунта по группам предельных состояний, т/м ³	Плотность частиц грунта ρ_s , т/м ³	Коэффициент пористости e , д.е	Показатель текучести I_L , д.е.
		группе ρ_{II}			
1	1.Суглинок	1,98	2,71	0,77	0,29
	2.Песок мелкий	2,03	2,67	0,67	-
	3.Песок пылев.	1,99	2,65	0,72	-
2	1.Суглинок	1,98	2,73	0,82	0,73
	2.Песок мелкий	2,07	2,66	0,67	-
	3.Глина	1,95	2,75	0,69	0,00
3	1.Суглинок	1,88	2,71	0,80	0,25
	2.Песок мелкий	1,98	2,65	0,61	-
	3.Песок ср. кр.	2,00	2,66	0,54	-
4	1.Супесь	2,05	2,68	0,50	1,00
	2.Суглинок	1,87	2,72	0,88	0,27
	3.Глина	2,00	2,78	0,74	0,11
5	1.Супесь	1,98	2,72	0,61	0,33
	2.Суглинок	1,97	2,71	0,79	0,60
	3.Глина	2,05	2,75	0,77	0,21
6	1.Суглинок	1,98	2,72	0,75	0,30
	2.Песок мелкий	1,96	2,67	0,83	-
	3.Глина	1,99	2,77	0,67	0,00
7	1.Суглинок	1,99	2,70	0,71	0,57
	2.Супесь	2,05	2,68	0,52	0,20
	3.Глина	1,98	2,73	0,72	0,17
8	1.Супесь	2,05	2,68	0,52	0,20
	2.Песок пылев.	2,09	2,66	0,57	-
	3.Глина	2,03	2,72	0,66	0,15
9	1.Суглинок	2,00	2,69	0,69	0,57
	2.Песок пылев.	1,98	2,67	0,66	-
	3.Песок ср. кр.	1,78	2,66	0,82	-
10	1.Супесь	1,95	2,68	0,65	0,50
	2.Песок пылев.	2,09	2,66	0,57	-
	3.Глина	2,01	2,72	0,64	0,00
11	1.Суглинок	1,96	2,71	0,73	0,44
	2.Глина	1,93	2,72	0,78	0,21
	3.Супесь	2,07	2,71	0,60	0,35
12	1.Супесь	1,95	2,71	0,75	0,50
	2.Суглинок	1,96	2,69	0,65	0,50
	3.Глина	1,88	2,73	0,82	0,25

Таблица 3

Варианты конструктивных характеристик здания

№ варианта	Пролет L, м	Отметка низа строительной фермы, м	Грузоподъемность крана, т	Вес покрытия с кровлей, кН/м ²	Шаг колон, м		Сечение колон, мм		Сечение свай, мм	Район строительства
					По крайней оси	По средней оси	Крайнее	Среднее		
1	24	14,4	10	7	6	12	400х400	1000х400	300х300	Барнаул
2	30	18,0	10	7	6	12	600х400	1200х400	350х350	Бийск
3	18	12,6	10	7	6	12	500х400	1000х400	350х350	Благовещенск
4	30	16,2	10	7	6	12	400х400	1200х400	300х300	Брянск
5	30	12,6	10	7	6	12	800х400	1000х400	300х300	Владимир
6	24	14,4	10	7	6	12	400х400	1200х400	350х350	Волгоград
7	24	14,4	10	7	6	12	600х400	1000х400	300х300	Воронеж
8	24	12,6	10	7	6	12	500х400	1200х400	350х350	Иркутск
9	24	12,6	10	7	6	12	400х400	1000х400	300х300	Кемерово
10	24	14,4	10	7	6	12	800х400	1200х400	350х350	Кострома
11	24	14,4	10	7	6	12	400х400	1000х400	350х350	Курган
12	24	10,8	10	7	6	12	600х400	1200х400	300х300	Курск
13	18	14,4	10	7	6	12	500х400	1000х400	300х300	Липецк
14	30	16,2	10	7	6	12	400х400	1200х400	350х350	Санкт-Петербург
15	30	12,6	10	7	6	12	800х400	1000х400	300х300	Москва
16	18	12,6	10	7	6	12	400х400	1200х400	350х350	Н-Новгород
17	18	14,4	10	7	6	12	600х400	1000х400	350х350	Новгород
18	18	14,4	10	7	6	12	500х400	1200х400	300х300	Новосибирск
19	24	12,6	10	7	6	12	400х400	1000х400	300х300	Омск
20	18	10,8	10	7	6	12	800х400	1200х400	350х350	Оренбург

1.2. Оценка грунтов основания

Оценку грунтов основания необходимо выполнять послойно сверху вниз, используя инженерно-геологический разрез основания, построенный по скважинам С-1 и С-2 проектируемого фундамента.

Разновидность грунтов для глинистых грунтов уточняют по показателю текучести I_L по табл.4, песчаных по табл.5.

Таблица 4

Классификация глинистых грунтов по показателю текучести I_L
(Извлечение из ГОСТ 25100–2011 [2])

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супесь: твердая пластичная текучая	$IL < 0$ $0 \leq IL \leq 1,00$ $IL > 1,00$
Суглинки и глины: твердые полутвердые тугопластичные мягкопластичные текучепластичные текучие	$IL < 0$ $0 \leq IL \leq 0,25$ $0,25 < IL \leq 0,50$ $0,50 < IL \leq 0,75$ $0,75 < IL \leq 1,00$ $IL > 1,00$

Таблица 5

Классификация песков по коэффициенту пористости e
(Извлечение из ГОСТ 25100–2011 [2])

Разновидность песков	Коэффициент пористости e		
	Пески гравелистые, крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	$e \leq 0,55$	$e \leq 0,60$	$e \leq 0,60$
Средней плотности	$0,55 < e \leq 0,70$	$0,60 < e \leq 0,75$	$0,60 < e \leq 0,80$
Рыхлый	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

По разновидности грунта: значению e (коэффициент пористости) и I_L (показатель текучести) по табл.6;7 и 8 определяют для каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ) основания, нормативные

значения c_n (удельное сцепление, кПа), φ_n (угол внутреннего трения, град.) и модуль деформации E , МПа.

При определении значений угла внутреннего трения $\varphi_{I,II}$, удельного сцепления $c_{I,II}$ и модуля деформации E , расчетные значения характеристик требуется принимать при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

в расчетах оснований по деформациям
(II группа предельных состояний,
доверительная вероятность 0,85): $\gamma_g=1,0$;

в расчетах оснований по несущей способности
(I группа предельных состояний,
доверительная вероятность 0,95):
для удельного сцепления $\gamma_{g(c)}=1,5$;

для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)}=1,1$;

то же, глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)}=1,15$.

Таблица 6

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n град., и модуля деформации E , Мпа, песков четвертичных отложений (Извлечение из ГОСТ 22.13330–2016 [3])

Пески	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c	2	1	–	–
	φ	43	40	38	–
	E	50	40	30	–
Средней крупности	c	3	2	1	–
	φ	40	38	35	–
	E	50	40	30	–
Мелкие	c	6	4	2	–
	φ	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пылеватые	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Примечание. Для промежуточных значений e : c_n , φ_n , E определяется по интерполяции

Таблица 7

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., глинистых не лессовых грунтов четвертичных отложений
(Извлечение из ГОСТ 22.13330–2016 [3])

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	21	17	15	13	–	–	–
		φ	30	29	27	24	–	–	–
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	c	19	15	13	11	9	–	–
		φ	28	26	24	21	18	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	–
		φ	26	25	24	23	22	20	–
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	c	39	34	28	23	18	15	–
		φ	24	23	22	21	19	17	–
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	c	–	–	25	20	16	14	12
		φ	–	–	19	18	16	14	12
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	–	81	68	54	47	41	36
		φ	–	21	20	19	18	16	14
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	c	–	–	57	50	43	37	32
		φ	–	–	18	17	16	14	11
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	c	–	–	45	41	36	33	29
		φ	–	–	15	14	12	10	7

Примечание. Для промежуточных значений I_L и e : c_n , φ_n определяется по интерполяции.

Таблица 8

Нормативные значения модуля деформации E , МПа, глинистых не лессовых грунтов четвертичных отложений
(Извлечение из ГОСТ 22.13330–2016 [3])

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Модуль деформации грунтов E , МПа, при коэффициенте пористости e , равном										
		0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–

Окончание табл.8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–	–
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–	–
	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–
	$0,50 \leq I_L \leq 0,75$	–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	–

Примечание. Для промежуточных значений I_L и e : E определяется по интерполяции

Полученные значения заносят в табл. 9.

Таблица 9

Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик грунтов основания

№ ИГЭ	Индекс	Описание ИГЭ	Статистическая характеристика	Показатель текучести	Плотность грунта в природном состоянии, г/см ³	Плотность частиц грунта, г/см ³	Модуль деформации при природной влажности, МПа	Угол внутреннего трения при природной влажности, град.	Удельное сцепление при природной влажности, кПа
1	aQ_{III}		X_n 0,85 0,95						
2	aQ_{III}		X_n 0,85 0,95						
3	aQ_{III}		X_n 0,85 0,95						

Примечание: X_n – нормативные значения характеристик; 0,85 – значения характеристик при доверительной вероятности 0,85; 0,95 – значения характеристик при доверительной вероятности 0,95

Определение расчетного сопротивления грунтов основания рекомендуется выполнять послойно сверху вниз.

Расчетное сопротивление грунта R_i рассчитывается по формуле [5] в точках, указанных на схеме (рис.2). Первое значение R_1 определяется на глубине $d_1=1,50$ м

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}). \quad (4)$$

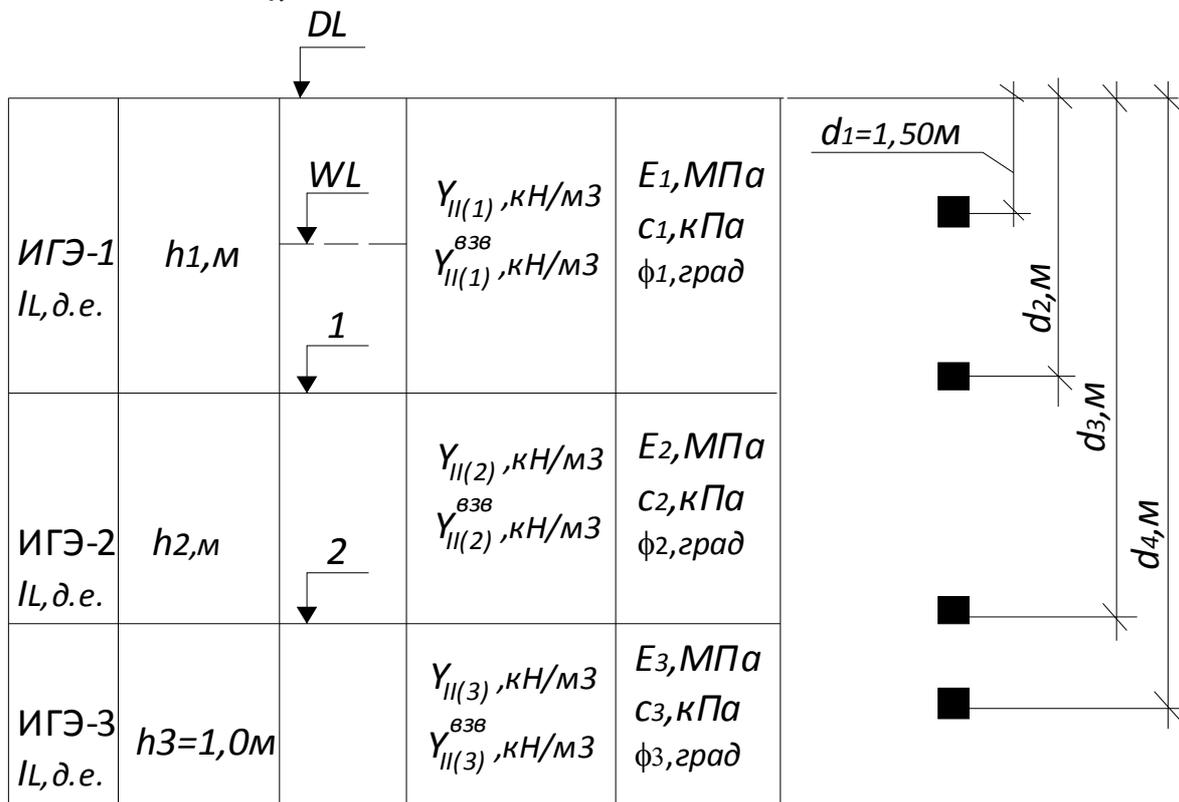


Рис. 2. Исходные данные к определению расчетного сопротивления грунтов основания и их оценке: ИГЭ – 1..3 (инженерно-геологические элементы основания); I_L – показатель текучести; h_i – мощность i -го слоя грунта; DL – уровень планировки (в контрольной работе $\pm 0,00$), WL – уровень подземных вод, $1, 2$ – отметки кровли второго и третьего слоёв; $\gamma_{II,i}, \gamma_{II,i}^{взв}$ – удельный вес грунта и удельный вес грунта во взвешенном состоянии; R_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта; E_i – модуль деформации i -го грунта; $d_{1,i}$ – глубина заложения фундаментов, м, от уровня планировки

Так как проектируемое здание не имеет подвала ($d_b=0$), то для каждого ИГЭ (инженерно-геологического элемента) основания, расчетное сопротивление грунта R_i определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (5)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаются по табл.10, в зависимости от разновидности грунта, для песков от степени влажности, для пылевато-глинистых грунтов от показателя текучести I_L .

Таблица 10

Коэффициенты условий работы γ_{c1} , γ_{c2}
(Извлечение из СП 22.1333–2016[3])

Грунты	Коэффициент γ_{c2}	Коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Примечание: 1. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимают равным единице. 2 При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией.

k – коэффициент, принимаемый равным = 1,1, т.к. прочностные характеристики грунта (φ_n и c_n) определены по табл. 4,5,6[5];
 M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. 11, в зависимости от угла внутреннего трения $\varphi_{п}$, град.;
 k_z – коэффициент (для предварительной оценки грунтов основания) принимается равным 1,0 (при $b < 10$ м);

Таблица 11

Коэффициенты M_γ , M_q , M_c (Извлечение из СП 22.1333–2016[3])

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

b – ширина подошвы фундамента, м, для предварительной оценки грунтов основания, в задаче принимается $b=1$ м;

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

d_1 – глубина заложения фундамента сооружения без подвала принимается от уровня планировки DL , для первого значение R_1 принимают на глубине $d_1 = 1,5$ м, рис.2;

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (от уровня планировки DL до подошвы фундамента, где определяется R_1 , при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды – γ_{II}^{636}), кН/м³;

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

После определения R_i их численные значения показывают на схеме (рис.2). Здесь же приводят значения модулей деформации грунтов E_i .

На основе анализа полученных значений R_i должно быть сделано заключение о характере распределения несущей способности грунтов по глубине и выделен грунт, обладающий максимальной несущей способностью. Также необходимо послойно оценить сжимаемость грунтов по значению E_i , выделен слабый грунт.

2. НАГРУЗКИ НА УРОВНЕ ОБРЕЗА ФУНДАМЕНТА

Варианты нагрузок на уровне обреза фундамента приведены в табл. 12. Схема приложения нагрузок, рис.3[4].

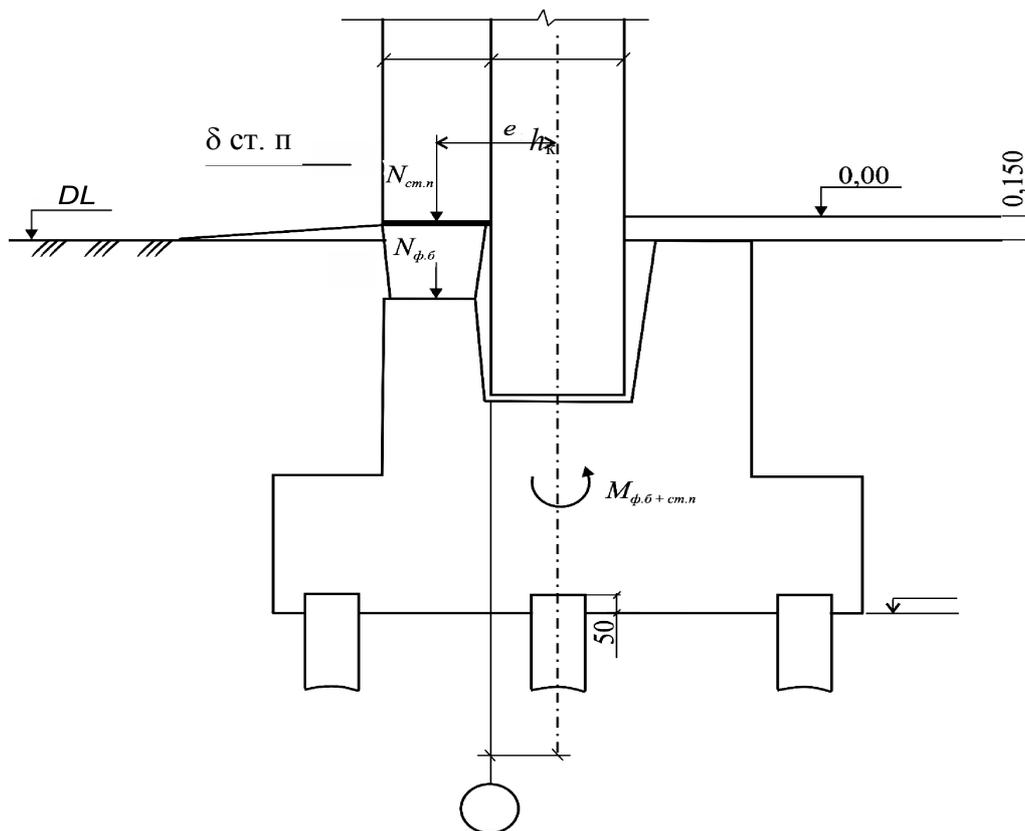


Рис.3. Схема приложения нагрузок от стенового ограждения:
 $N_{ст.п}$ – вес стеновых панелей, кН; $N_{ф.б}$ – вес фундаментных балок, кН;
 e – эксцентриситет приложения нагрузки, м; $M_{ст.п+ф.б}$ – момент от стенового ограждения и фундаментной балки, кН·м

Варианты нагрузок на уровне обреза фундамента

№ варианта	Колонна	Основное сочетание I			Дополнительное сочетание II		
		N_I , кН	M_I , кН·м	Q_I , кН	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	Q_{II} , кН
1	средняя	5187,3	90,0	13,6	2474,0	485,0	33,4
	крайняя	3338,0	234,7	21,8	1981,4	604,4	64,3
2	средняя	5969,6	61,0	8,6	1880,1	461,8	53,9
	крайняя	2155,1	436,5	26,4	1261,5	488,65	39,2
3	средняя	2907,2	63,9	10,6	1716,0	365,0	28,7
	крайняя	2518,7	40,3	27,9	1626,1	474,8	50,0
4	средняя	3478,0	124,0	16,3	1311,6	621,0	37,9
	крайняя	2214,3	140,7	16,3	1209,0	381,7	34,8
5	средняя	5063,6	499,2	21,2	3026,0	491,0	38,5
	крайняя	1795,9	184,4	21,4	1070,6	304,8	38,7
6	средняя	3515,7	36,9	37,2	2474	819,7	56,5
	крайняя	2887,0	187,0	30,2	1981,4	952,1	101,4
7	средняя	4285,0	69,0	10,1	2575,0	585,0	40,2
	крайняя	1555,2	220,1	13,1	1053,7	169,0	15,1
8	средняя	4834,0	103,0	17,5	2424,0	396,0	31,0
	крайняя	3085,1	343,2	5,6	1880,1	135,9	34,4
9	средняя	1932,8	464,0	54,7	633,0	460,0	36,2
	крайняя	1549,8	154,2	17,2	945,6	116,2	12,9
10	средняя	5288,3	141,3	66,1	2575,0	585,0	40,2
	крайняя	1980,9	246,6	15,8	993,5	166,5	12,7
11	средняя	3844,9	33,3	4,5	2474,0	485,0	33,4
	крайняя	2667,0	209,5	7,3	1981,4	638,8	64,3
12	средняя	3444,3	145,8	18,5	2405,0	312,0	28,5
	крайняя	2567,9	110,6	11,5	1791,8	76,6	4,9
13	средняя	3597	69,0	10,2	2067,0	538,0	37,0
	крайняя	1458,7	216,5	25,7	867,2	347,6	33,4
14	средняя	7267,8	788,0	54,5	3115,0	795,0	43,5
	крайняя	4375,9	306,3	36,8	2397,9	657,9	68,4

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ РОСТВЕРКА

Для фундаментов под крайние и средние колонны глубина заложения ростверка (пп. 5.51–5.54, СП 22.13330.2016 [3]) зависит от 2-х факторов: расчетной глубины сезонного промерзания грунтов d_f и конструктивных требований $H_{кон}$.

Для фундаментов под внутренние колонны зданий, с положительными температурами помещений, отметка подошвы ростверка определяется исключительно его конструктивной высотой.

3.1. Учет глубины сезонного промерзания грунтов

Подошва ростверка должна располагаться на уровне или ниже расчетной глубины сезонного промерзания грунтов d_f , определяемой по формуле:

$$d_f = k_h d_{fn} . \quad (6)$$

здесь k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений - по табл.17; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h=1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой;

Таблица 17

Значения коэффициента k_h учитывающий влияние режима сооружений
(Извлечение из СП 22.13330–2016[3])

Особенности сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми: по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания.

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

где d_0 – величина, принимаемая равной:

- для суглинков и глин – 0,23;
- супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28;
- песков гравелистых, крупных и средних – 0,3;
- крупнообломочных грунтов – 0,34;

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе строительства принимается по табл.18.

Таблица 18

Средняя месячная температура воздуха T_m , °С
(Извлечение из СП 131.13330–2012[5])

№ варианта	Пункт	I	II	III	XI	XII
1	Барнаул	-17,5	-16,1	-9,1	-7,9	-15,0
2	Бийск	-17,7	-16,5	-9,2	-8,1	-15,1
3	Благовещенск	-24,1	-18,7	-9,1	-11,5	-21,8
4	Брянск	-9,1	-8,4	-3,2	-0,4	-5,2
5	Владимир	-11,1	-10,0	-4,3	-2,7	-7,5
6	Волгоград	-9,1	-7,6	-1,4	1,4	-4,2
7	Воронеж	-9,8	-9,6	-3,7	-0,6	-6,2
8	Иркутск	-20,6	-18,1	-9,4	-10,4	-18,4
9	Кемерово	-18,8	-16,9	-9,8	-9,6	-16,9
10	Кострома	-11,8	-11,1	-5,3	-2,9	-8,7
11	Курган	-17,7	-16,6	-8,6	-7,2	-14,3
12	Курск	-9,3	-7,8	-3,0	-0,4	-5,2
13	Липецк	-10,3	-9,5	-4,4	-1,5	-7,1
14	Санкт-Петербург	-7,8	-7,8	-3,9	-0,3	-5,0
15	Москва	-10,2	-9,2	-4,3	-1,9	-7,3
16	Н-Новгород	-11,8	-11,1	-5,0	-2,8	-8,9
17	Новгород	-8,7	-8,7	-4,3	-0,9	-5,9
18	Новосибирск	-18,8	-17,3	-10,1	-9,2	-16,5
19	Омск	-19,0	-17,6	-10,1	-8,5	-16,0
20	Оренбург	-14,8	-14,2	-7,3	-4,0	-11,2
21	Псков	-7,5	-7,5	-3,4	0,0	-4,5
22	Рязань	-11,0	-10,0	-4,7	-2,2	-7,0
23	Самара	-13,5	-12,6	-5,8	-3,4	-9,6
24	Саратов	-11,0	-11,4	-4,8	-2,0	-8,3
25	Екатеринбург	-15,5	-13,6	-6,9	-6,8	-13,1
26	Тамбов	-10,9	-10,3	-4,6	-1,4	-7,3

3.2. Конструктивные требования

Для обеспечения конструктивных требований необходимо, чтобы глубина заложения ростверка под средние и крайние колонны принималась не менее конструктивных требований $H_{кон\ ср, кр}$ и не менее расчетной глубины сезонного промерзания грунта d_f , формула (6).

Верх монолитного стакана фундамента должен находиться ниже отметки пола как минимум на 0,15 м (см. рис.8):

$$H_{кон\ ср, кр} = 0,15 + h_{ст} + h_{дн}' , \quad (8)$$

где $h_{дн}' = h_{дн} + 0,05$ м; (9)

$$h_{дн} = (0,6 \dots 0,8) \text{ м.} \quad (10)$$

высота стакана для средней колонны

$$h_{ст\ ср} = 0,33h_{к\ ср} + 0,50; \quad (11)$$

здесь $h_{к\ ср}$ – большая сторона сечения средней колонны, по заданию.

высота стакана для крайней колонны

$$h_{ст\ кр} > (1,0 \dots 1,5)h_{к\ кр}; \quad (12)$$

здесь $h_{к\ кр}$ – большая сторона сечения крайней колонны, по заданию.

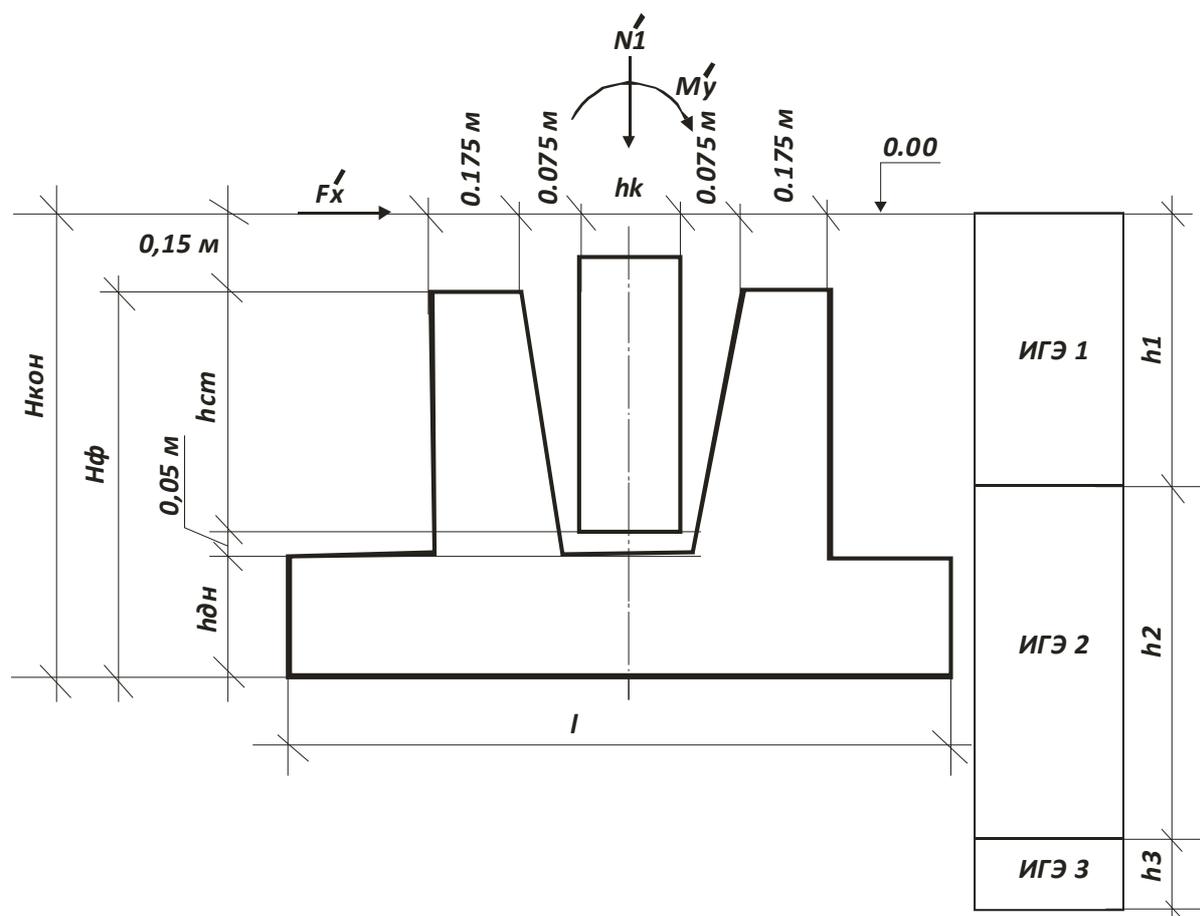


Рис. 8. Схема к определению глубины заложения ростверка

По завершению расчета сравниваем расчетную глубину сезонного промерзания грунта d_f (6) и конструктивную глубину заложения ростверка под средние и крайние колонн $H_{кон ср, кр}$ (8).

Из этих двух значений выбирается наибольшее и окончательно принимаются глубина заложения ростверков $H_{р ср, кр}$, при этом отметки подошвы ростверка под средние и крайние колонны должны закладываться на одном уровне.

4. ВЫБОР ДЛИНЫ СВАИ

Длина сваи $L_{св}$ должна быть достаточной для того, чтобы прорезать слабые грунты основания с заглублением на минимальную величину Δh в несущий слой и определяется по формуле (рис. 9).

$$L_{св} = h_1 + h_2 + \Delta h + 0,05 - d \quad (13)$$

где $L_{св}$ – длина сваи; h_i – мощности слоев грунтового основания; 0,05 м – заделка сваи в ростверк; d – глубина заложения ростверка, м; значение Δh принимается с учетом заделки сваи в несущий слой грунта.

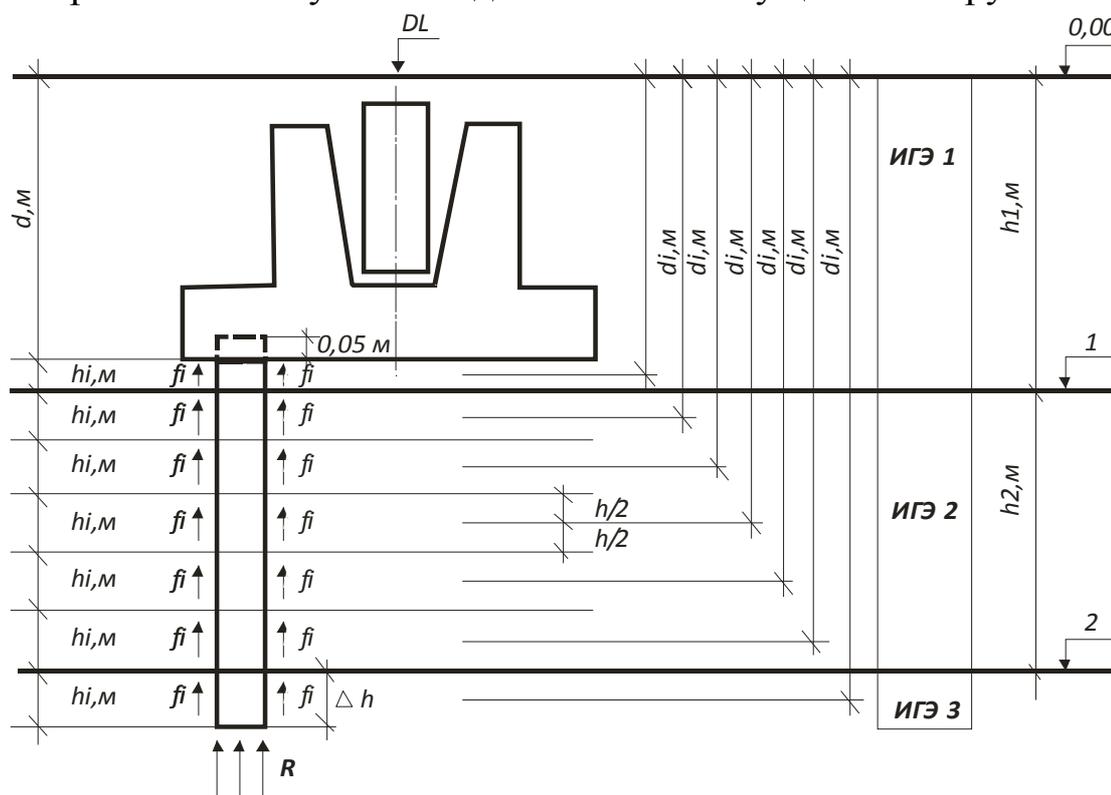


Рис.9. Схема к определению несущей способности сваи

Величина Δh зависит от показателя текучести пылевато-глинистых грунтов I_L : при $I_L < 0,1$ – $\Delta h_{min} = 0,5$ м;

при $I_L > 0,1$ – $\Delta h_{min} = 1 \dots 1,5$ м.

Для песчаных грунтов:

- плотных – $\Delta h > 0,5$ м;
- песков средней плотности – $\Delta h > 1$ м.

При назначении длины сваи следует ориентироваться на типовые сваи. Длина свай должна быть кратной 1,0 м.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВИСЯЧЕЙ СВАИ ПО СОПРОТИВЛЕНИЮ ГРУНТА

Несущая способность сваи определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cfi} f_{ij} h_{ij}), \quad (14)$$

где $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условия работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл.19;

Таблица 19

Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек (Извлечение из СП 24.13330–2011[6])

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести l_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000)	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой - для пылевато-глинистых грунтов.

A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 ; u – периметр поперечного сечения сваи, m ; f_{ij} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, kPa , принимаемое по табл. 20;

Таблица 20

Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i (Извлечение из СП 24.13330–2011[6])

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i , kPa								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
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	5
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

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, принимается 1,0 м с учетом естественного залегания слоев основания от подошвы ростверка до конца сваи.

γ_{cR} и γ_{cf} – коэффициенты условия работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые по табл.21.

Таблица 21

Коэффициенты условий работы грунта (Извлечение из СП 24.13330–2011[6])

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cR}	на боковой поверхности γ_{cf}
Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), папаровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0

Расчет силы трения по боковой поверхности сваи рекомендуется проводить в табличной форме, табл.22.

Таблица 22

Расчет силы трения по боковой поверхности сваи

Номер слоя	$h_{ij}, \text{м}$	$d_{ij}, \text{м}$	$f_{ij}, \text{кПа}$	$\gamma_{cf} f_{ij} h_{ij}, \text{кН/м}$
1				
2				
....				
n				
$\Sigma = \dots$				

Расчетное сопротивление сваи по грунту вычисляют по формуле [7]:

$$P_z = \frac{\gamma_0 \cdot Fd}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (15)$$

где γ_0 – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, при кустовом расположении свай – 1,15;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, для сооружений II-го уровня ответственности – 1,15;

γ_k – коэффициент надежности по грунту определённых расчетом – 1,4.

Для определения количества свай в фундаменте необходимо вычислить расчетное сопротивление сваи, уменьшенное на значение её собственного веса (полезную несущую способность сваи):

$$P'_z = P_z - g_c \gamma_f, \quad (16)$$

где g_c – собственный вес сваи, кН, определяемый по формуле:

$$g_c = A \cdot L_p \cdot \gamma_b, \quad (17)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке – 1,1; A – площадь поперечного сечения сваи, м²; L_p – расчетная длина сваи без учета величины заделки сваи в ростверк, м; γ_b – удельный вес железобетона, равный 25 кН/м³.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВАЙ

Число свай в фундаменте и схему их размещения устанавливают расчетами по первой группе предельных состояний. Рекомендуется количество свай определять из условия несущей способности свай по грунту

$$N_{ic} < P'_z,$$

где N_{ic} – среднее усилие в свае, кН;

При этом следует обеспечить условие $N_{c \max} < 1,2P'_z$, где $N_{c \max}$ – продольное усилие в голове наиболее нагруженной сваи от невыгодного сочетания нагрузок, кН.

Число свай определяется методом последовательных приближений.

6.1. Предварительное определение количества свай в фундаменте и их размещение при центральной нагрузке

В первом приближении число свай определяется как для центрально нагруженного фундамента без учета действующего момента. При центральной нагрузке усилия между сваями фундамента распределяются равномерно.

Количество свай n под ростверк средних и крайних колонн определяется с последующим округлением до целого числа в большую сторону:

$$n_{ср,кр} = \frac{N_{max}}{P'_c - t_{min}^2 H_p \gamma_{ср} \gamma_f}, \quad (18)$$

где $N_{max ср, кр}$ – максимальное расчетное усилие, кН, из табл.3, графа 19 для средних и крайних колонн;

t_{min} – минимальное расстояние между осями свай, принимаемое равным $3d_c$;

d_c – сторона сечения сваи (по заданию), м;

$H_{p ср, кр}$ – глубины заложения ростверков, м;

$\gamma_{ср}$ – осредненный объемный вес бетона ростверка со стаканом и грунтом на уступах ростверка, 20 кН/м^3 ;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке.

После определения количества свай, выполняется их размещение (рис. 10).

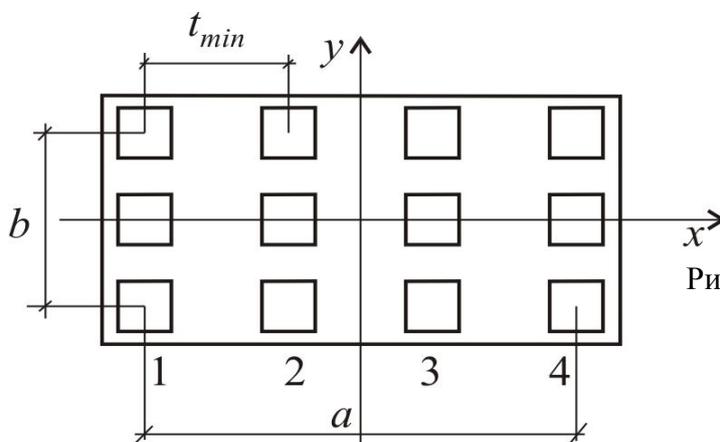


Рис.10. Схема к определению количества рядов свай

6.2. Уточнение количества свай в фундаменте и их размещение

Расчету фундамента предшествует выбор положения центра тяжести свайного поля относительно оси над фундаментной части сооружения. При висячих сваях центр тяжести свайного поля целесообразно совмещать с точкой приложения равнодействующей постоянных и длительных нагрузок.

На фундамент действуют несколько сочетаний нагрузок, как правило, заранее неизвестно, какое из этих сочетаний является невыгодным. Поэтому на начальном этапе одно из сочетаний нагрузок (произвольно) принимается за невыгодное. По нему находят число свай и размеры ростверка, а потом выполняют проверочные расчеты на другие сочетания нагрузок (см. рис. 11).

Количество свай определяем по формуле

$$n_{cp,kr} = \frac{1}{1,2P'_2 - t_{\min}^2 H_p \gamma_{cp} \gamma_f} \left(N_{\max} + \frac{0,5M_y^0}{\gamma_{mx} a} \right), \quad (19)$$

где M_y^0 $_{cp,kr}$ – обобщенный момент, определяемый по формуле

$$M_y^0 = M_y + Q_x \cdot H_p, \quad (20)$$

где M_y $_{cp,kr}$ – графа 20, табл.3 (основное сочетание I) для средней и крайней колон;

Q_x $_{cp,kr}$ – графа 21, табл.3 (основное сочетание I) для средней и крайней колон;

N_{\max} $_{cp,kr}$ – графа 19 для средней и крайней колон (основное сочетание I);

γ_{mx} – коэффициент, зависящий от числа рядов свай по оси x, вычисляется по формуле

γ_{cp} , γ_f – те же, что и в формуле (18).

$$\gamma_{mx\ cp,kr} = \frac{m_x + 1}{12(m_x - 1)}, \quad (21)$$

где m_x $_{cp,kr}$ – число рядов свай по оси x (рис.10);

a $_{cp,kr}$ – расстояние между осями крайних свай (рис.10).

Усилия в сваях определяются как от I (основного), так и от II (дополнительного) сочетаний нагрузок для каждого ряда свай.

При $N_i < 0$ следует проверить сваю на выдергивание из условия

$$|N_i| \leq \gamma_c u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_{ij} h_{ij} + g_c \gamma_f. \quad (22)$$

Значение величины $u \sum_{i=1}^n \gamma_f f_{ij} h_{ij}$ – определялось ранее в п.5 табл.13;

γ_c – коэффициент условия работы, принимается, табл.12;

g_c – собственный вес свай, по формуле 17.

После определения окончательного числа свай уточняется схема их размещения, расстояние между ними, привязка их к осям и граням ростверка, определяются усилия в сваях (рис. 11).

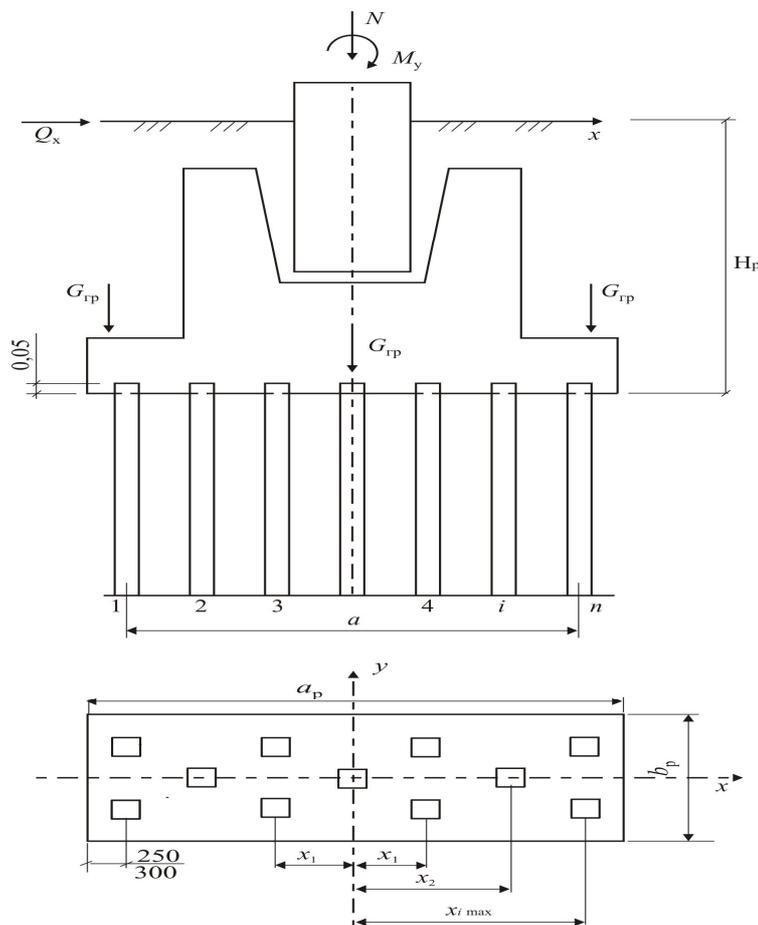


Рис. 11. Схема к определению количества свай в общем случае действия нагрузки

6.3. Проверка усилий в сваях

Усилие в свае средней и крайней колонны от основного и дополнительного сочетаний нагрузок в плоскости действия момента M_y находится по формуле

$$N_{c\text{ ср,кр}} = \frac{N + G_{p\text{ ср,кр}}}{n} + \frac{M_y^o x_i}{J_{y\text{ ср,кр}}^o}, \quad (23)$$

x_i – расстояние от оси сваи до оси y ;

n – число свай, формула (18);

J_y^o – момент инерции свайного поля определяем по формуле:

$$J_y^o = \sum_{i=1}^n x_i^2 + nd_m ; \quad (24)$$

$G_{p\text{ ср,кр}}$ – вес ростверка, определяется по формуле

$$G_p = a_p b_p H_p \gamma_{cp} \gamma_f . \quad (25)$$

a_p – расчетная длина ростверка;

b_p – расчетная ширина ростверка;

H_p – глубина заложения ростверка, от дневной поверхности;

γ_{cp} – усредненный удельный вес бетона – 20 кН/м³;

γ_f – коэффициент надежности – 1,1.

Усилие в максимально (минимально) нагруженной свае

$$N_{c\text{ макс ср,кр}} = \frac{N_{I,II(\text{ср,кр})} + G_{p\text{ ср,кр}}}{n_{\text{ ср,кр}}} \pm \frac{M_y x_{i\text{ макс ср,кр}}}{J_{y\text{ ср,кр}}^o}, \quad (26)$$

$x_{i\text{ макс}}$ – расстояние от ЦТ (центр тяжести) свайного поля до оси крайней сваи в направлении действия момента (см. рис.16).

$N_{I\text{ ср,кр}}$ – усилие в свае средней и крайней колоннах от I (основного) сочетания нагрузок (графа 19, табл.3);

$N_{II\text{ ср,кр}}$ – усилие в свае средней и крайней колоннах от II (дополнительного) сочетания нагрузок (графа 22, табл.3);

В случае, если расчет свайных фундаментов проводится с учетом ветровых и крановых нагрузок, нагрузку на крайние сваи допускается повышать на 20%.

В принятой при проектировании схеме размещения свай усилия в сваях должны отвечать следующим условиям:

$$1) N_{ic} \leq P'_2 ; \quad (27)$$

где N_{ic} – усилие в свае, кН.

$$2) N_{c.\text{max}} \leq 1,2P'_2 ; \quad (28)$$

$$3) N_{c.\text{min}} \geq 0 , \quad (29)$$

Для центрально-нагруженных фундаментов

$$N_{ic\text{ ср,кр}} = \frac{N_{\text{ср,кр}} + G_p}{n_{\text{ср,кр}}} \leq P'_2 ; \quad (30)$$

для отрицательных значений x должно выполняться условие $N_i > 0$ или условие (30).

6.4. Определение степени использования несущей способности сваи

Степень использования несущей способности сваи для крайней колонны определяется по формуле

$$\delta = \frac{P_2' - N_{i \max}}{P_2'} 100 (\%); \quad (31)$$

где $N_{i \max}$ – максимальное усилие для крайней колонны из п. 6.3

Степень использования несущей способности сваи для средней колонны определяется по формуле

$$\delta = \frac{1,2P_2' - N_{i \max}}{1,2P_2'} 100 (\%). \quad (32)$$

где $N_{i \max}$ – максимальное усилие для средней колонны из п. 6.3

При этом степень перегрузки свай (при $\delta < 0$) не должна превышать 5 %, степень недогрузки (при $\delta > 0$) допускается принимать не более 15 %.

7. РАСЧЕТ КОНЕЧНОЙ ОСАДКИ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Осадка запроектированного фундамента должна удовлетворять условию:

$$S \leq S_u, \quad (33)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом (см. п.7.4); S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, табл.23.

Относительная разность осадок [1, прил.4], согласно условию должна быть:

$$\frac{\Delta S}{L} \leq \left[\frac{\Delta S}{L} \right]_u, \quad (34)$$

где $\Delta S = S^{cp} - S^{kp}$ – разность осадок смежных фундаментов средней и крайней колонны промышленного здания, м; L – пролет промышленного здания, м.

Предельные деформации основания фундаментов объектов нового строительства принимается по табл.23.

Предельные деформации основания фундаментов
(Извлечение из СП 24.13330–2011[6])

Сооружения	Предельные деформации основания фундаментов		
	Относительная разность осадок $(s/L)_u$	Крен i_u	Максимальная S_u^{\max} или средняя \bar{S}_u осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции стальным то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,002	—	10
	0,003	—	15
	0,004	—	15
	0,005	—	18
2 Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	20
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0016	—	12
	0,0020	—	12
	0,0024	—	18

7.1 Расчет осадки свайного куста

Определяем количество свай n в кусте по формуле:

$$n \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_k \cdot N_d}{\gamma_c \cdot F_d}, \quad (35)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаем – 1,15;

γ_k – коэффициент надежности по грунту, т.к. несущая способность сваи определена расчетом, принимается равным – 1,4;

γ_c – коэффициент условий работы сваи – 1,15;

N_d – суммарная нагрузка, передаваемая на сваю, кН по табл.21;

F_d – несущая способность сваи по табл.21, кН.

Полученное значение необходимо округлить до целого числа.

Нагрузка на одну сваю будет равна:

$$N_{cb} = N_d/n, \quad (36)$$

Выполняем расстановку свай в кусте (рис.9).

Расстояние между осями двух соседних свай $3d$.

Расстояние от оси крайней сваи до края ростверка $0,15+d/2$.

Устанавливаем окончательные размеры ростверка в плане a_p и b_p .

Полученные значения округляем до десятых.

При расчете осадок малой группы ($n \leq 25$) висячих свай (свайного куста) необходимо учитывать их взаимное влияние. Расчет осадки i -й сваи в группе свай из n свай (свайного куста) при известном распределении нагрузок между i -й и j -й сваями определяется по формуле [6]:

$$S_i = S(N_{cb,i}) + \sum \delta_{ij} \frac{N_{cb,j}}{G_1 L_{cb}}, \quad (47)$$

где $S(N_{cb,i})$ – осадка одиночной сваи без уширенной пяты, м, определяется по формуле:

$$S(N_{cb,i}) = \beta \frac{N_{cb}}{G_1 L_{cb}}, \quad (38)$$

здесь N_{cb} – вертикальная нагрузка на сваю, МН, по формуле(31);

G_1 – осредненный модуль сдвига, МПа, определяемый по формуле $G_1 = E_0 / 2(1+\nu)$ в пределах глубины погружения сваи до несущего слоя; E_0 – модуль общей деформации по задаче 1; ν – коэффициент поперечной деформации по табл.22.

L_{cb} – полная длина сваи, м.

β – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi}, \quad (39)$$

здесь β' – коэффициент, соответствующий абсолютно сжатой свае ($EA = \infty$), определяется по выражению:

$$\beta' = 0,17 \ln \left(\frac{kv G_1 L_{cb}}{G_2 d} \right), \quad (40)$$

где kv – коэффициент, определяемый по формуле:

$$kv = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2, \quad (41)$$

здесь ν – осредненное значение коэффициента поперечной деформации по выражению:

$$\nu = (\nu_1 + \nu_2) / 2; \quad (42)$$

где ν_1 осредненный коэффициент поперечной деформации в пределах глубины заложения сваи, ν_2 в пределах несущего слоя ниже концов свай принимаются по табл.24.

Коэффициент поперечной деформации ν
(Извлечение из СП 24.13330–2011[6])

Грунты	Коэффициент поперечной деформации ν
Крупнообломочные грунты	0,27
Пески и супеси	0,30-0,35
Суглинки	0,35-0,37
Глины при показателе текучести IL :	
$IL \leq 0$	0,20-0,30
$0 < IL \leq 0,25$	0,30-0,38
$0,25 < IL \leq 1$	0,38-0,45

G_2 – модуль сдвига, МПа, определяемый по формуле

$G_2 = E_0 / 2(1 + \nu_2)$, в пределах $0,5L_{св}$ от концов свай. E_0 – модуль деформации слоя, в котором определяется G_2 ;

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

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}, \quad (43)$$

здесь A – площадь поперечного сечения сваи, m^2 .

λ_1 – параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола $= \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}}$, (44)

где χ – относительная жесткость свай, по выражению:

$$\chi = E_b A / G_1 L_{св}^2, \quad (45)$$

здесь E_b – модуль упругости бетона – 20000 МПа;

α' – коэффициент для основания с характеристиками грунта G_1 и ν_1 по формуле:

$$\alpha' = 0.17 \ln \left(\frac{kv_1 L_{св}}{d} \right). \quad (46)$$

где kv_1 – коэффициент по формуле (36) при $\nu = \nu_1$.

δ – коэффициенты, рассчитываемые в зависимости от расстояния a_{ij} измеряемого между i – й и j – й осями свай определяются исходя из условий:

$$\delta = 0,17 \ln \frac{kvG_1 L_{св}}{2G_2 a} \text{ если } \frac{kvG_1 L_{св}}{2G_2 a} > 1; \quad (47)$$

и

$$\delta = 0 \text{ если } \frac{kvG_1 L_{св}}{2G_2 a} \leq 1. \quad (48)$$

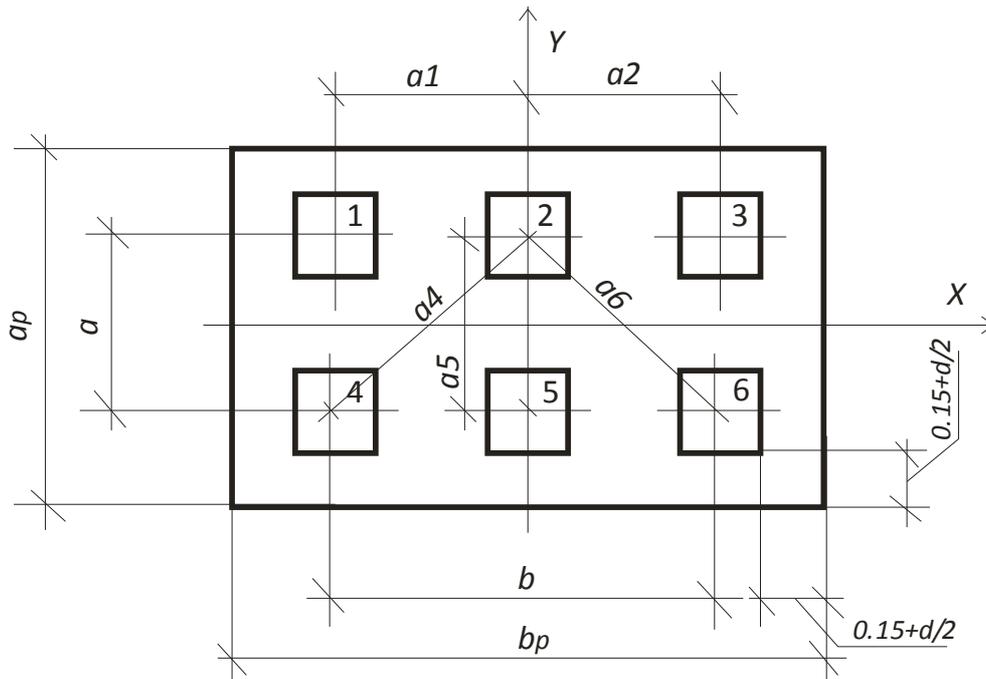


Рис.12. Схема размещения свай в ростверке и расчета осадки

7.2 Определение осадки свайного фундамента (свайного поля)

Осадка большеразмерного свайного фундамента (свайного поля) рассчитывается по формуле:

$$s = s_{ef} + \Delta s_p + \Delta s_c, \quad (49)$$

где s_{ef} – осадка условного фундамента, см;

Δs_p – дополнительная осадка за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента, см;

Δs_c – дополнительная осадка за счет сжатия ствола свай, см

Расчет осадки условного фундамента производят методом послойного суммирования деформаций линейно-деформируемого основания с условным ограничением сжимаемой толщи.

1. Определение размеров условного фундамента

Расположение границ условного фундамента показано на рис.13.

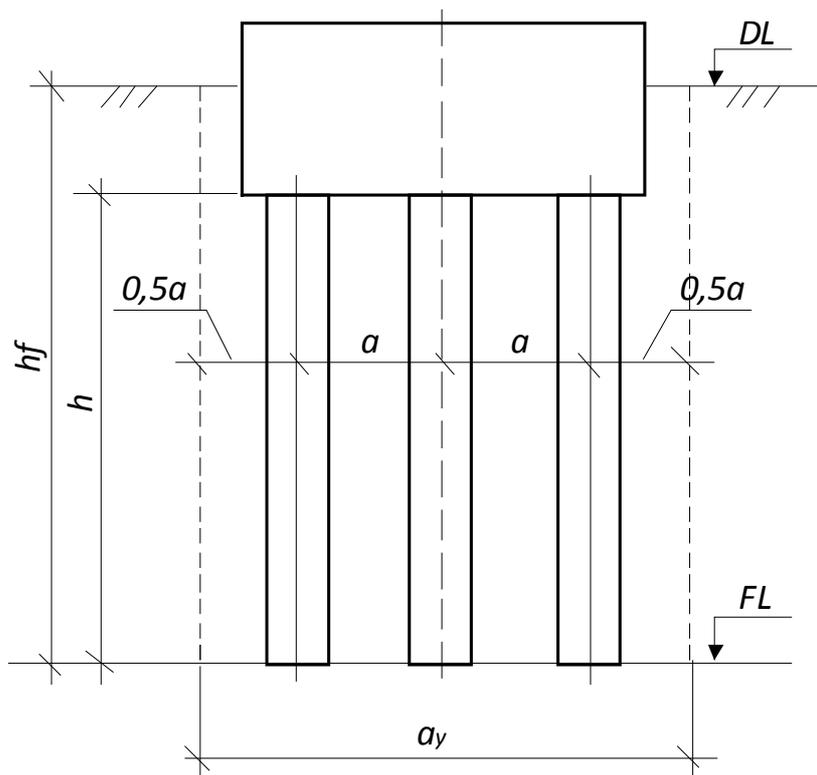


Рис.13. Схема к определению размеров условного фундамента

2. Проверка напряжений на уровне нижних концов свай

На уровне нижних концов свай давление в грунте p от нормативных нагрузок не должно превышать расчетного сопротивления грунта R :

$$p \leq R.$$

Для проверки давления на уровне нижних концов свай определяют давление под подошвой условного фундамента

$$p = \frac{\frac{N}{\gamma_f} + G_{y\phi}}{a_y b_y}, \quad (50)$$

здесь γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаем равное 1,2;

N – нагрузка от надфундаментной части, кН, по табл.40;

a_y – длина условного фундамента, м;

b_y – ширина условного фундамента, м;

$G_{y\phi}$ – нормативный вес условного фундамента, кН, по формуле:

$$G_{y\phi} = a_y b_y h_f \gamma, \quad (51)$$

где γ – осредненный объемный вес бетона и грунта, равный 20 кН/м³;

h_f – высота условного фундамента от уровень планировки (DL) до уровня нижних концов свай (FL), м;

3. Определяем расчетное сопротивление грунта на уровне нижних концов свай с учетом ширины условного фундамента b_y по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + c_{II} M_c). \quad (52)$$

коэффициенты: $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}, k, M_\gamma, k_z, b, \gamma_{II}, M_g, d_1, \gamma'_{II}, c_{II}, M_c$ те же, что в задаче 1 для несущего слоя основания.

В формуле (52) $b = b_y$, а $d = h_f$ (рис.18).

4. Определение осадки условного фундамента s_{ef} и нижней границы сжимаемой толщи основания.

Для определения осадки условного фундамента s_{ef} и нижней границы сжимаемой толщи основания, сжимаемую толщину грунта делят на элементы, толщина которых Δh_i не должна превышать $0,4b_y$. Границы элементов необходимо совмещать с границами естественных слоев грунта, т.к. модули деформации грунтов для каждого слоя основания различны.

Вычисляем вертикальные напряжения от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \sum_i^n h_i \gamma_i. \quad (53)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина Δh_i каждого слоя грунта.

При расчете природного давления грунтов, расположенных ниже уровня подземных вод, необходимо учитывать взвешивающее действие воды. В этом случае вместо γ_i используют $\gamma_i^{взв}$.

При определении природного давления на кровле слоя водонепроницаемого грунта (глина, суглинок при $I_L \leq 0,25$) необходимо учитывать дополнительное гидростатическое давление, определяемое по формуле:

$$p_w = \gamma_w h_w, \quad (54)$$

где h_w – мощность грунта от уровня грунтовых вод (W_L) до кровли водонепроницаемого грунта, м

γ_w – удельный вес воды = 9,81 кН/м³.

Напряжение от давления, создаваемого сооружением, под центром подошвы фундамента на глубине z от его подошвы, вычисляется по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (55)$$

где α – коэффициент, учитывающий затухание напряжений по глубине основания, принимается по табл.25, в зависимости от соотношения сторон

прямоугольного фундамента $n = \frac{a_y}{b_y}$ и относительной глубины $\zeta = \frac{2z}{b_y}$, зна-

чения z отсчитываются от подошвы условного фундамента до кровли каждого слоя Δh_i .

Таблица 25

Коэффициент α (Извлечение из СП 22.13330–2016[3])

$\zeta = \frac{2z}{b_y}$	прямоугольных с соотношением сторон, $n = \frac{a_y}{b_y}$ равным					
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881
1,2	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754
1,6	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639
2,0	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545
2,4	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470
2,8	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410
3,2	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360
3,6	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319
4,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285
4,4	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255
4,8	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230
5,2	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208
5,6	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189
6,0	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173
6,4	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158
6,8	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145
7,2	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133
7,6	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123
8,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113
8,4	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105
8,8	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098
9,2	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091
9,6	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085
10,0	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079
10,4	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074
10,8	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069
11,2	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065
11,6	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061
12,0	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058

p – среднее давление под подошвой фундамента по формуле (50).

Осадку условного свайного фундамента s_{ef} определяют путем суммирования осадок по элементам слоёв Δh_i . Расчет ведут в табличной форме, табл.26.

Таблица 26

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\zeta = \frac{2z}{b_y}$	$z = \zeta \frac{b_y}{2}$, м	α	$\sigma_{zp,i} = \alpha p$, кПа	h_i , м	$\gamma_i \cdot h_i$, кПа	$\sigma_{zg,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$, кПа	$\sigma_{zy,i} = \sigma_{zg,i} \cdot \alpha$ кПа	$0,5\sigma_{zg,i}$

После этого строят эпюры $\sigma_{zg,i}$, $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{zy,i}$ (рис.14). Находят ВС (НГСТ – нижняя граница сжимаемой толщи), горизонт, при котором соблюдается условие $\sigma_{zp} \leq 0,5\sigma_{zg}$.

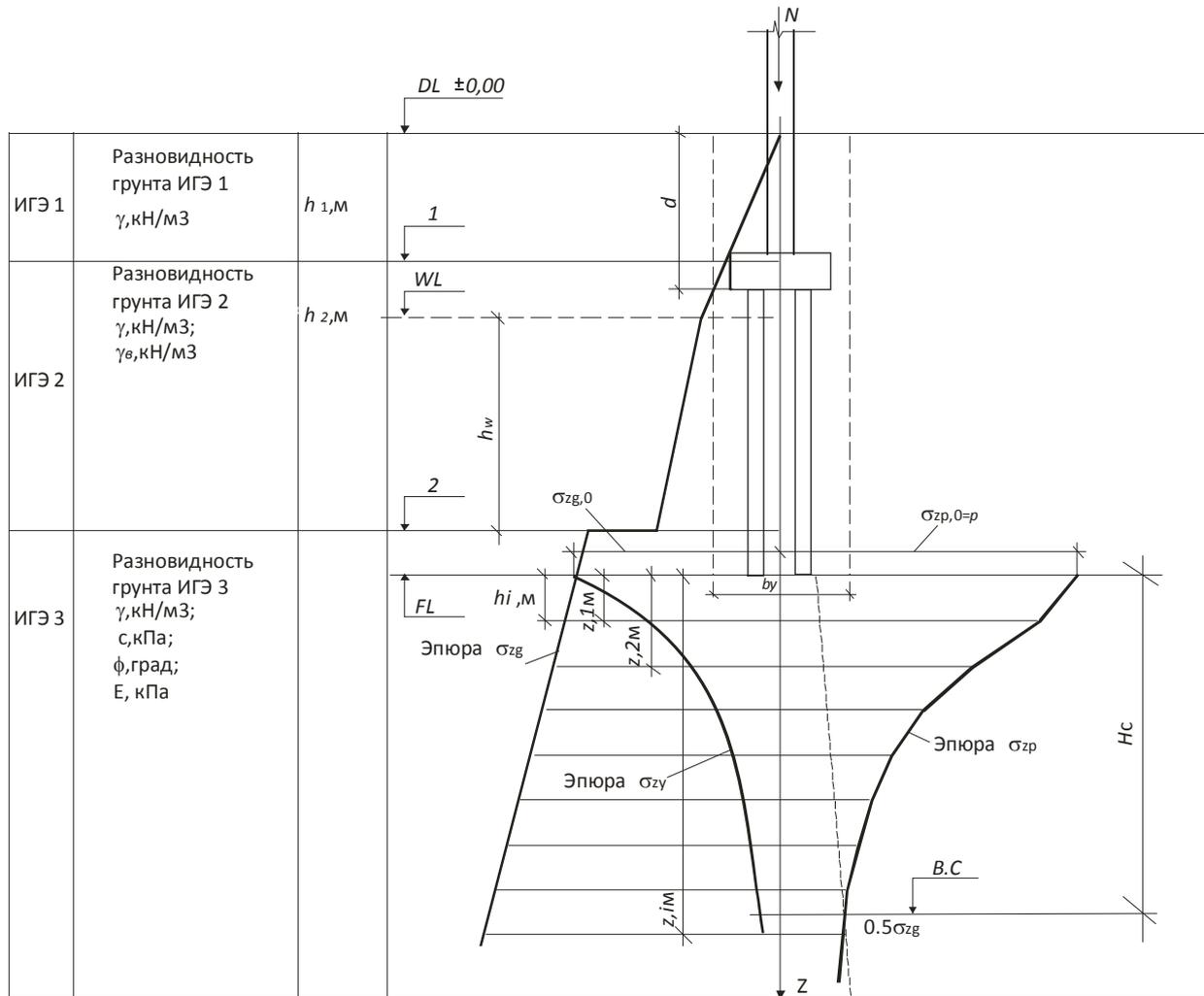


Рис. 14. Схема к определению осадки условного фундамента:

DL — отметка планировки; FL — отметка подошвы фундамента; WL — уровень подземных вод; $B.C$ — нижняя граница сжимаемой толщи; p — среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ — вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; $\sigma_{zy,i}$ — вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго в котловане грунта в середине i -го слоя на глубине z от подошвы фундамента; H_c — глубина сжимаемой толщи

Осадку условного фундамента s_{ef} определяют по формуле:

$$S_{ef} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (56)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

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

h_i – толщина i -го слоя грунта, см;

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

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

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа, принимается равным $5E_i$;

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

5. Определяем дополнительную осадку Δs_p за счет продавливания свай на уровне подошвы условного фундамента.

Величина осадки продавливания Δs_p зависит от шага свай в свайном поле, причем шаг может быть переменным. Расчет следует выполнять применительно к цилиндрическому объему (ячейке), в пределах которого все точки находятся ближе к оси данной сваи, чем к осям остальных свай (это не относится к крайним сваям). Площадь горизонтального поперечного сечения ячейки равна a^2 , где a – шаг свайного поля в окрестности данной сваи. Грунт в объеме ячейки делится на две однородные части: в пределах длины сваи $L_{св}$ с модулем общей деформации E_1 и коэффициентом поперечной деформации ν_1 , ниже – с аналогичными параметрами E_2 и ν_2 . (В общем случае неоднородного по глубине основания эти параметры получают осреднением, рис. 12).

Внешняя нагрузка на ячейку составляет:

$$P = p \cdot \Omega, \quad (57)$$

здесь Ω – площадь поперечного сечения ячейки, рис.12, $= \pi (0,564a)^2$;

p – среднее давление под подошвой фундамента (50).

Осадка продавливания ΔS_p (в общем случае $0 < E_1 \leq E_2$) будет равна:

$$\Delta S_p = \frac{\Delta S_{p1}}{\frac{\Delta S_{p1}}{\Delta S_{p0}} \left(1 - \frac{E_1}{E_2}\right) + \frac{E_1}{E_2}}, \quad (58)$$

где E_1 – модуль общей деформации, кПа, в пределах длины сваи $L_{св}$, без учета заделки сваи в ростверк. В случае неоднородного по глубине основания этот параметр получают осреднением значений E_i , рис.11.

E_2 – модуль общей деформации, кПа, несущего слоя основания;

ΔS_{p1} – осадка продавливания, для случая однородного основания ($E_1 = E_2, \nu_1 = \nu_2$), определяется по формуле:

$$\Delta S_{p1} = \frac{\pi(1-\nu_2^2) \cdot p}{4E_2} \cdot (a - 1,5d_c), \quad (59)$$

где ν_2 – коэффициент поперечной деформации несущего слоя основания по табл.22;

a – шаг свайного поля вблизи рассматриваемой сваи, м, рис.12;

d_c – диаметр сваи, принимается равной $= 0,30$ м.

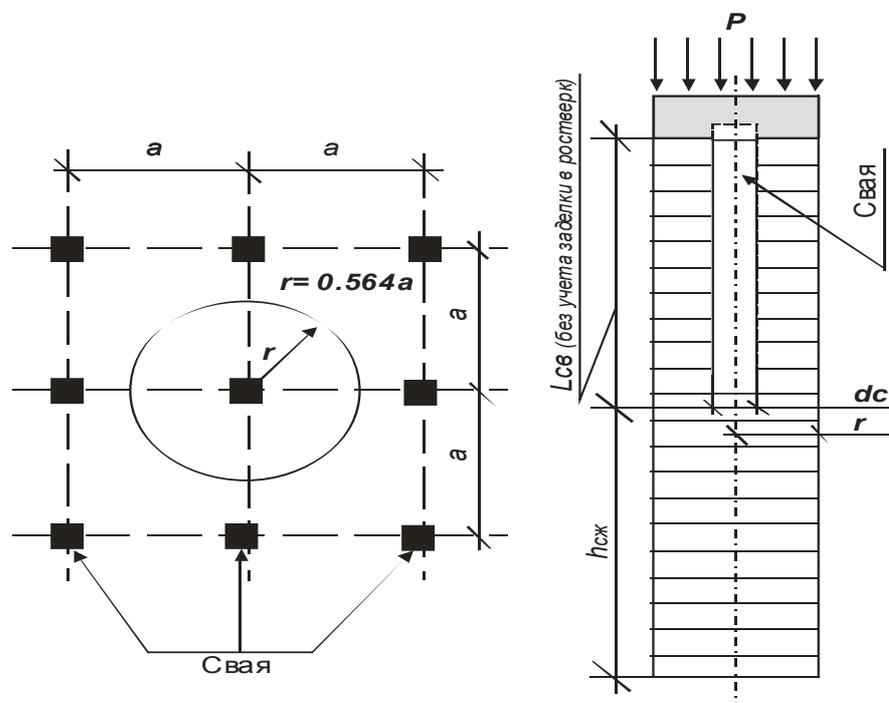


Рис.15. Расчетная схема метода ячейки

ΔS_{p0} – осадка идеальной сваи при ($E_l=0$) определяется по выражению:

$$\Delta S_{p0} \approx \frac{(1 - \nu_2^2)(1 - k)P}{d_c \cdot E_2}, \quad (60)$$

где $k = \sqrt{\frac{A}{\Omega}}$, здесь A – площадь опирания сваи на грунт, м².

ΔS_c – дополнительная осадка за счет сжатия ствола свай определяется по формуле:

$$\Delta S_c = \frac{P(L_{св} - a)}{E_b \cdot A}, \quad (61)$$

где P – внешняя нагрузка на ячейку, кПа, по формуле (57);

$L_{св}$ – длина сваи без учета заделки в ростверк = $L_{св} - 0,05$, м;

E_b – модуль упругости бетона сваи – $20 \cdot 10^6$ кПа.

8. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОЙ РАБОТЫ И ЕЁ ТРУДОЕМКОСТЬ

Курсовая работа по дисциплине "Основания и фундаменты" состоит из пояснительной записки и чертежа формата А3. Пояснительная записка должна соответствовать методическим указаниям по наименованию разделов и их содержанию. Макеты обязательных чертежей приведены в прил.

В процессе курсового проектирования студент отчитывается перед преподавателем по объему выполнения проекта (табл. 39).

Таблица 39

Трудоёмкость выполнения курсовой работы

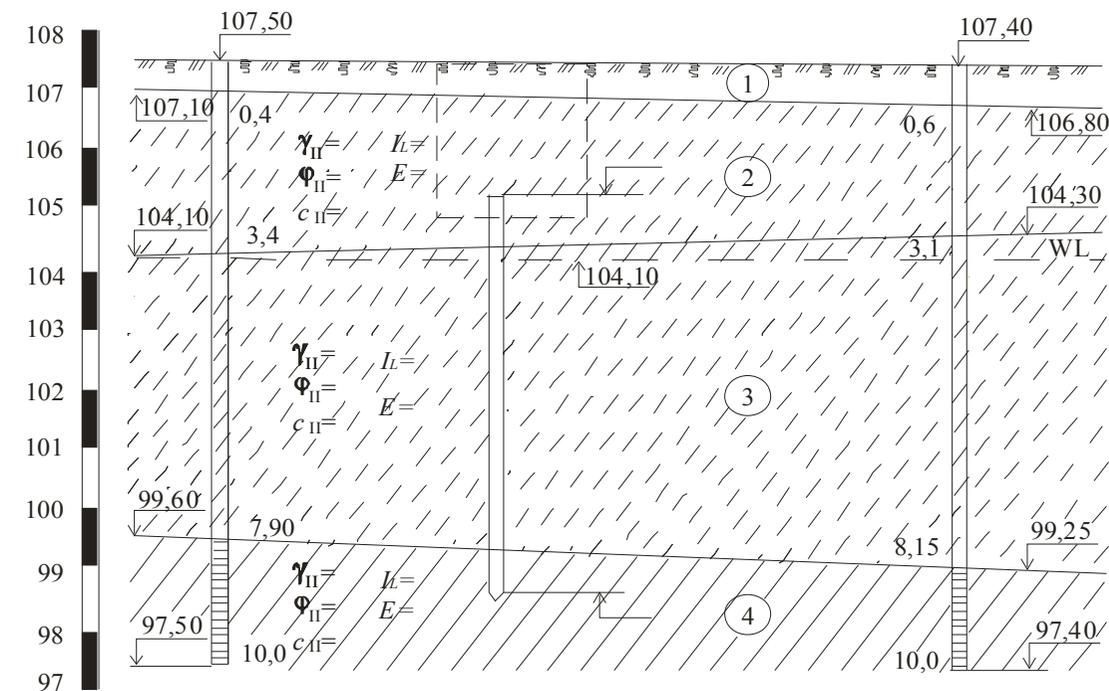
№ этапа	Этап выполнения	% выполнения
1	Оценка грунтов основания	15
	Определение глубины заложения ростверка и длины сваи	15
	Определение несущей способности сваи по сопротивлению грунта	20
	Определение количества свай	15
2	Расчет конечной осадки свайного фундамента	25
3	Оформление проекта	10

Библиографический список

1. СП 47.13330.2016 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11–02–96. – Введ. 2017–07–01. – М. : Стандартинформ, 2017. –169 с.
2. ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация. Введ. 2013–01–01. – М. : Стандартинформ, 2013. – 38 с.
3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83*. Введ.2017–06–17. – М. : Стандартинформ, 2017.–228 с.
4. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. Введ. 2017–06–04. – М. : Стандартинформ, 2016. – 86 с.
5. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01–99* (с Изменением N 2). – Введ. 2013–01–01. – М. : Стандартинформ, 2013. – 120 с.
6. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85 (с Изменением N 1). – Введ. 2011–05–20. – М. : Минрегион России, 2011. – 90 с.
7. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. – Введ. 2003–06–21. – М. : Госстрой России, ФГУП ЦПП, 2004. – 91 с.
8. ГОСТ 5180–2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – Введ. 2016–04–01.– М. : Стандартинформ, 2016. – 23 с.

Инженерно-геологический разрез площадки строительства

I-I



Номер скважин	C-1	C-2
Абс.отмет. устья	107,40	106,90
Расстояние, М	40	

Условные обозначения:

- Почвенно-растительный слой
- Супесь пластичная
- Супесь пластичная
- Суглинок твердый

Вертикальная привязка фундамента к грунтовым условиям

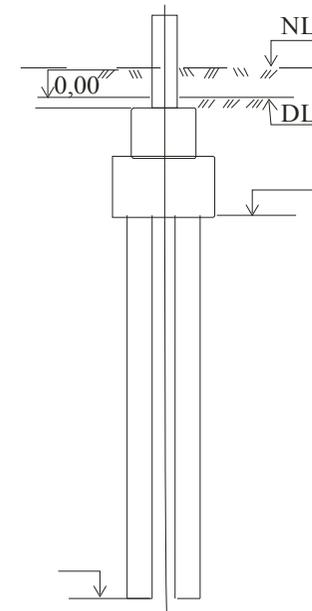
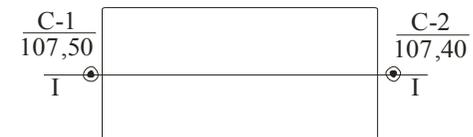
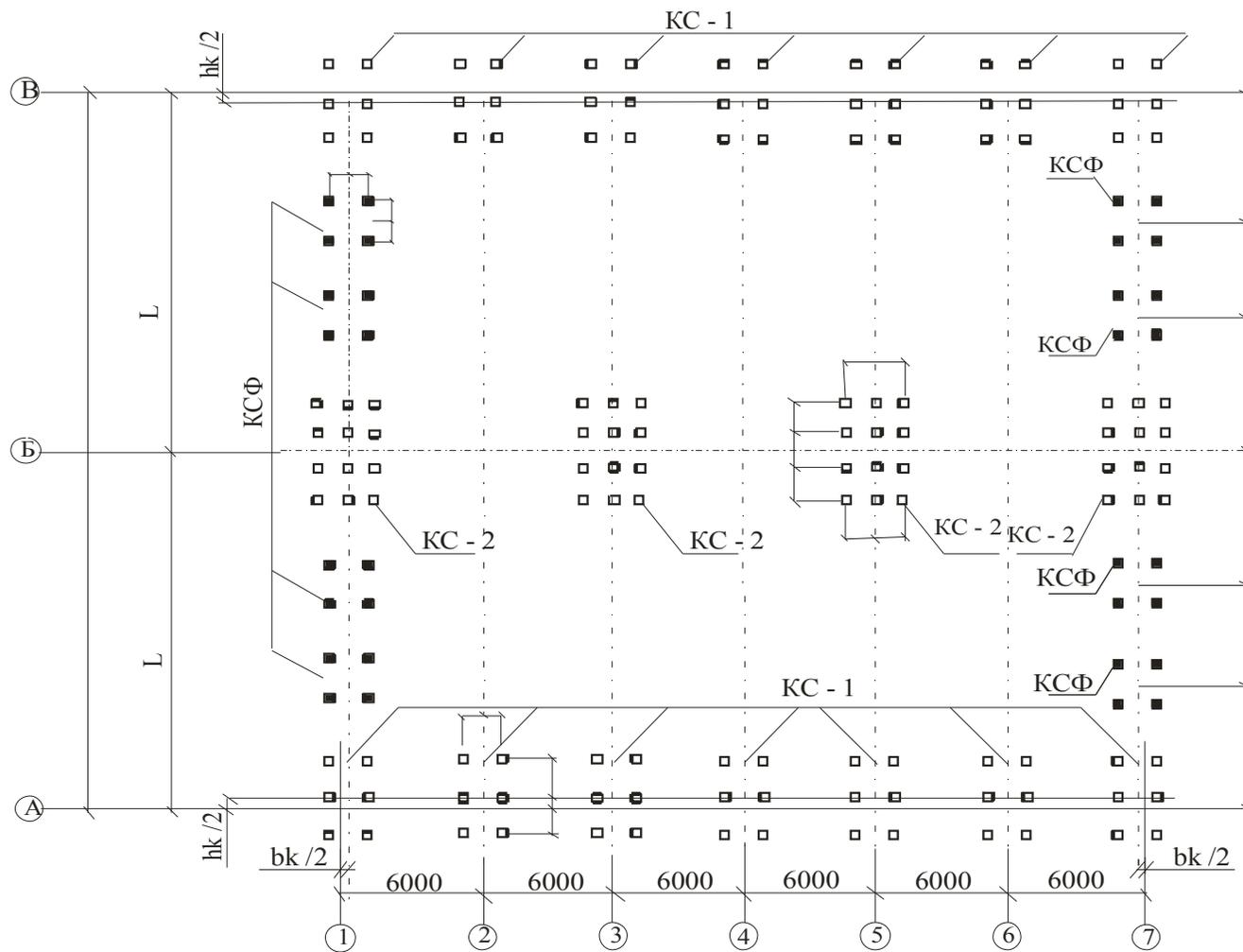


Схема размещения скважин





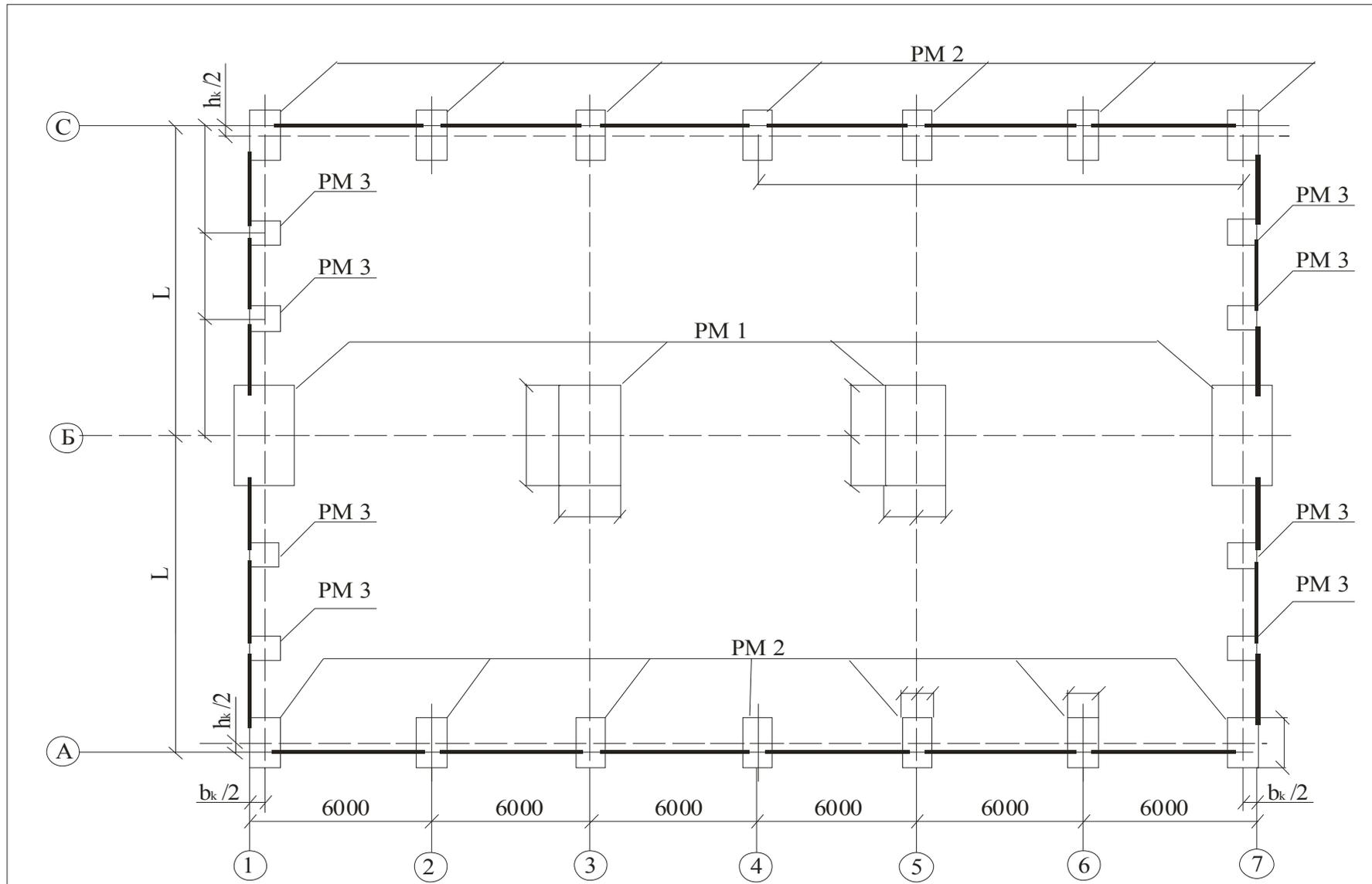
Условные обозначения:

- Марка сваи, отметка головы сваи
- Марка сваи, отметка головы сваи

Спецификация свай

Марка	Кол-во	Масса 1 сваи, кг	Общая масса, тс	Серия
С 80.30-6				1.01.1.1-10
С 60.30-4				1.01.1.1-10

КР-ОиФ-ПГС 6				Лит.	Масштаб
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Промышленное здание	
Разработал				Лист 2 из 8	
Проверил				Си БАД И кафедра "Мосты и тоннели"	
Т. контрол					
Нер. контрол					
Утв.					



Примечание. Размеры ростверков PM 3 принимаются конструктивно.

		КР-ОиФ-ПГСб	
Исполнит.	Не допуск.	Годовичев	Метв.
Разработал	Проверил		
Технический	Контроль		
Норм. контроль	УТВ.		
		Промышленное здание	Лит. Масштаб
		Маркировочная сеть фундаментов и фундаментных балок	Лист 3 Листов 4
			СИБАДИ кафедры "Мосты и тоннели"

