



Автономная некоммерческая организация высшего образования
**«МОСКОВСКИЙ ИНФОРМАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ - МОСКОВСКИЙ АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ»**

Кафедра строительного производства

УТВЕРЖДАЮ
Первый проректор
_____ С.А. Забелина
«_____» _____ 20__ г.

**Задание к курсовому проекту с методическими указаниями
по дисциплине «Основания и фундаменты»**

**«Проектирование фундамента здания на естественном основании и
свайного»**

по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство»
профиль «Промышленное и гражданское строительство»
(программа подготовки бакалавров)

Введение

Требуется запроектировать фундаменты здания: на естественном основании и свайные. Тип здания выбирается по предпоследней цифре шифра студента в соответствии с разделом «исходные данные» Необходимые схемы, разрезы, сечения студены приводят на листах ватмана или обычной бумаги непосредственно в пояснительной записке, основные чертежи представляются на отдельном листе стандартного формата.

Исходные данные

Номер геологического разреза выбирается из таблицы 3.1 по последней цифре шифра студента. В табл. 3.1 приведены нормативные характеристики грунтов. Остальные данные принимаются по табл. 3.2 по последней цифре шифра.

Схемы зданий приведены на рисунках 3.1 – 3.5.

Студенты рассчитывают и конструируют два фундамента наружной и внутренней стен в двух вариантах (на естественном основании и свайный). Остальные фундаменты здания принимают конструктивно на основе предварительного определения их площадей и других прикидочных расчетов. В табл. 3.2 заданы нагрузки N_n и моменты M_n в уровне обреза фундамента.

Таблица 3.1

Физико – механические свойства грунтов

Номер	Глубина	Мощность	Абсолютная	Абсолютная	Наименование	Удельный	Удельный	Влажность	Модуль	Граница	Граница	Нормативный	Нормативный
	Подошвы	слоя, м	отметка	отметка	грунта	вес	вес	доли	деформации	текущей	раската	угол	ивн
	слоя		ка	ка		грунт	грунта,	единицы	рмац	ести	ывания	угло	е
	От		подошвы	WL,		а, γ ,	γ_s ,		ии E,	w_i ,	w_i ,	внутреннег	уде
	поверхность		слоя, м	м, горизонт		кН/м ³	кН/м ³		МПа	доли	доли	о	льн
	и, м									единицы	единицы	трени	е
												я φ ,	пле

				подзе мных вод								град	ние С, кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Отметки поверхности природного рельефа 108,2 Разрез №1													
1	0,3	0,3	107,9	107,7	Суспесь со строительным мусором	14,2							
2	3,7	3,4	104,5		Суспесь с пылеватая растительными остатками	20,2	26,9	0,24	7	0,25	0,19	22	5
3	5,2	1,5	103,0		Суглинок с включениями гравия и гальки	19,0	27,0	0,34	12	0,38	0,26	20	18
4	Не установлена				Песок крупный	19,8	26,4	0,25	29	-	-	38	0
100,6 Разрез №2													
1	0,9	0,9	99,7	99,6	Насыпной грунт суспесь со строительным мусором	14,4							
2	3,2	2,3	97,4		Суспесь	19,1	26,4	0,23	6	0,24	0,19	19	7
3	4,9	1,7	95,7		Суглинок с включениями гравия и гальки	19,4	27,2	0,25	12	0,29	0,16	16	32
4	Не установлена				Песок средней крупности	19,9	26,5	0,24	31	-	-	34	2
104,8 Разрез №3													
1	0,5	0,5	104,3	96,2	Растительный грунт	15,1							
2	5,6	5,1			Глина ленточная с прослойками	18,7	27,1	0,37	9	0,46	0,28	12	32
3	Не установлена				Суглинок тяжелый пылеватый с включениями гальки	20,5	26,9	0,16	25	0,24	0,12	24	46
103,6 Разрез №4													
1	0,4	0,4	103,2	98,2	Растительный грунт	14,9							

2	5,3	4,9	98,3		Глина ленточная с прослойками суспеси	20,0	26,9	0,35	14	0,46	0,27	16	43
3	Не установлена				Суглинок тяжелый пылеватый с включениями гальки	19,0	26,8	0,30	11	0,41	0,25	19	20
98,2 Разрез №5													
1	0,4	0,4	97,8	93,5	Рстительный грунт	14,9							
2	4,6	4,2	93,6		Песок пылеватый	19,6	26,8	0,18	20	-	-	32	4
3	8,0	3,4	90,2		Суглинок с включениями гравия	19,1	26,6	0,33	13	0,41	0,27	20	20
4	Не установлена				Глина ленточная	18,1	27,1	0,25	18	0,46	0,27	18	46
103,4 разрез №6													
1	0,3	0,3	103,1	99,7	Растительный грунт	14,1							
2	3,8	3,5	99,6		Песок мелкий	19,2	26,5	0,17	32	-	-	35	4
3	6,7	2,9	96,7		Глина	20,0	27,6	0,28	14	0,35	0,17	17	48
4	Не установлена				Суглинок пылеватый с линзами песка	19,0	26,9	0,15	22	0,24	0,12	24	35
101,4 Разрез №7													
1	0,7	0,7	100,7	100,0	Насыпной грунт- суспесь со строительным мусором	14,4							
2	6,2	5,5	95,2		Суглинок	18,2	26,8	0,24	9	0,28	0,18	17	18
3	Не установлена				Суспесь	20,2	26,7	0,21	19	0,25	0,19	27	8
96,6 Разрез №8													
1	1,8	1,8	94,8	90,5	Суспесь	17,2	26,7	0,19	8	0,22	0,16	18	9
2	5,5	4,2	90,6		Суглинок	18,5	26,8	0,27	10	0,36	0,22	19	20
3	Не установлена				Глина слоистая	18,4	27,3	0,31	12	0,44	0,24	16	39
94,2 Разрез №9													
1	1,1	1,1	93,1	93,0	Суглинок с гнездами торфа – насыпной слой	14,8							
2	1,7	0,6	92,5		Ил, насыщенный	17,7							

					водой								
3	3,5	1,8	90,7		Суглинок	18,0	26,8	0,29	10	0,37	0,23	19	17
4	Не установлена				Песок средней крупности	20,4	26,7	0,21	42	-	-	39	3
99,3 Разрез №10													
1	0,8	0,8	98,5	97,0	Насыпной грунт	15,4							
2	2,2	1,4	97,1		Суглинок	18,2	26,7	0,18	19	0,24	0,14	23	30
3	4,9	2,7	94,4		Суглинок пылеватый	19,9	27,6	0,29	11	0,33	0,20	18	19
4	Не установлена				Песок средней крупности	19,8	26,5	0,25	31	-	-	34	2

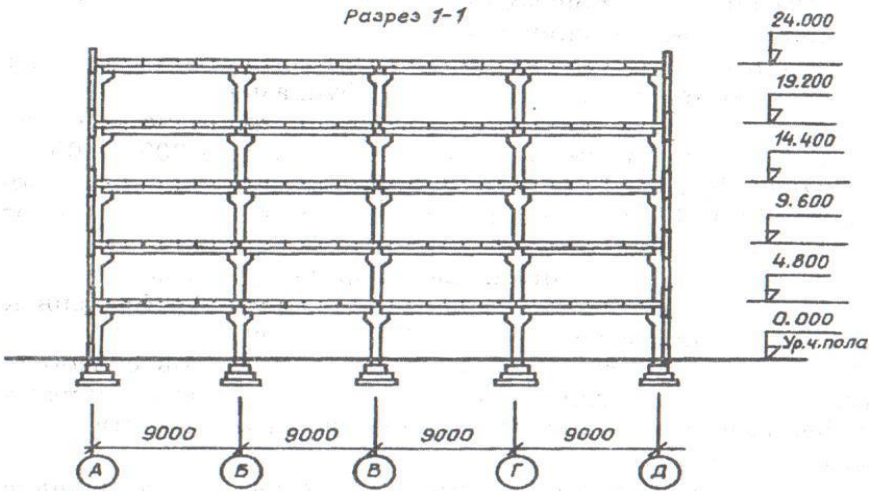
Таблица 3.2

Варианты схем зданий, нагрузкам и температурам

Показатели	Варианты (Предпоследняя цифра шифра)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Номер схемы здания	1		2		3		4		5	
Номер оси стены или колонны	2-А 2-Б	2-А 2-Б	2-А 2-Б	2-А 2-Б	А Б	А Б	1 2	1 2	2-А 2-Б	2-А 2-Б
Нормативная нагрузка N_n от колонны, кН, или от стены, кН/п.м.	1500 1800	1200 1400	1150 1350	950 1250	480 600	350 500	420 550	360 450	1100 1500	850 1300
Нормативный момент M_n для колонны, кН-ы или для стены, кН-м/м	60 -	50 -	40 -	30 -	30 -	25 -	20 -	15 -	80 -	70 -
Сечение колонны или толщина стены, мм	400x400 500x500	400x400 500x500	400x400 500x500	300x300 400x400	400 500	350 400	300 300	300 300	500x400 600x400	500x400 500x400
Коэффициент, равный сумме абсолютных значений средних месячных	34	46	22	30	34	42	24	38	40	26

отрицательных температур за зиму М										
Среднесуточная температура воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам Т _{ср} , град	15	20	18	16	17	16	21	19	22	19

Схема № 1
Многоэтажное производственное здание с полным железобетонным каркасом



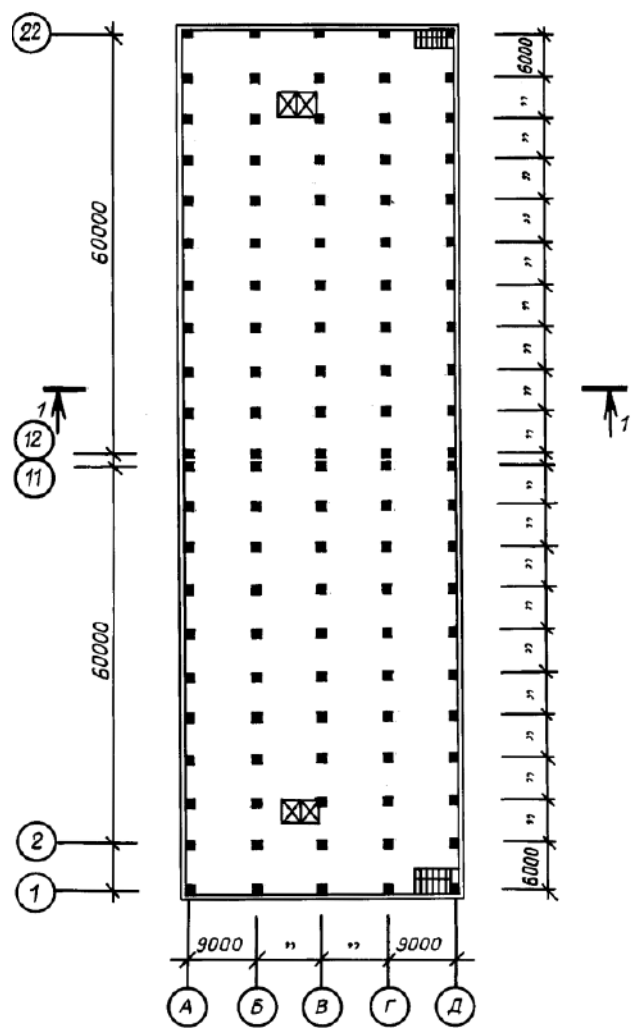


Рис. 3.1

Схема № 2

Многоэтажное общественное здание с полным железобетонным каркасом (сетка колонн – 6х6 м)

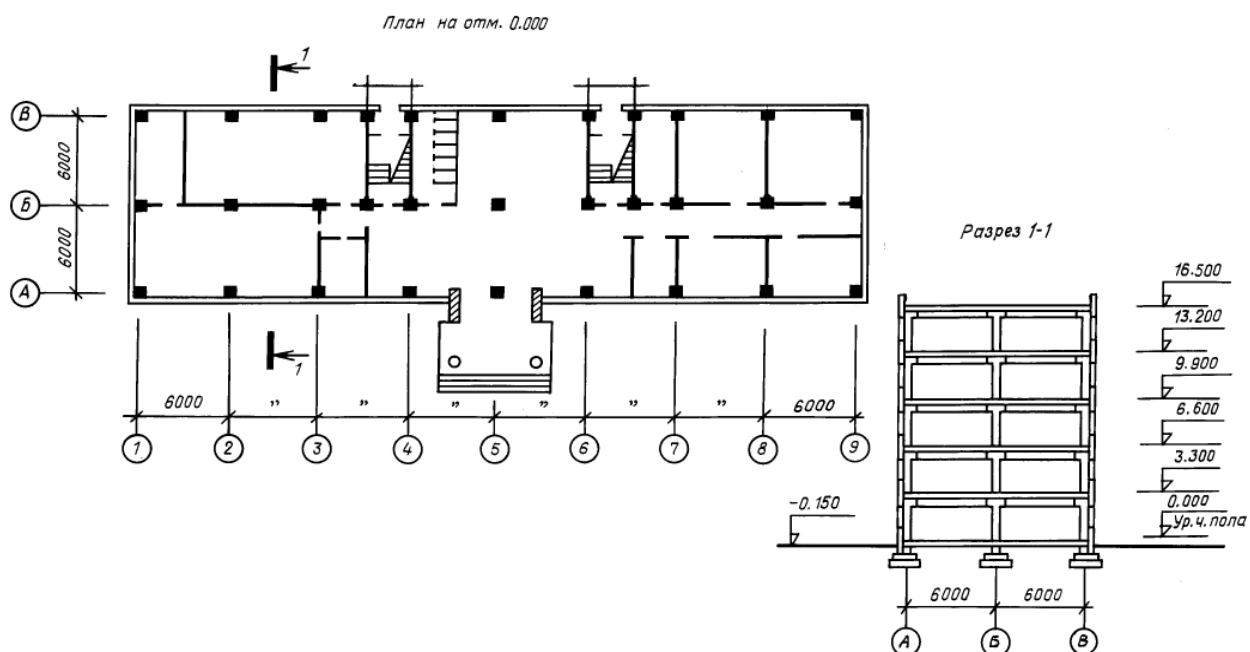


Рис. 3.2

Схема № 3

9-этажный 6-секционный жилой дом.

Многоэтажное бескаркасное жилое здание с несущими продольными стенами из крупных блоков

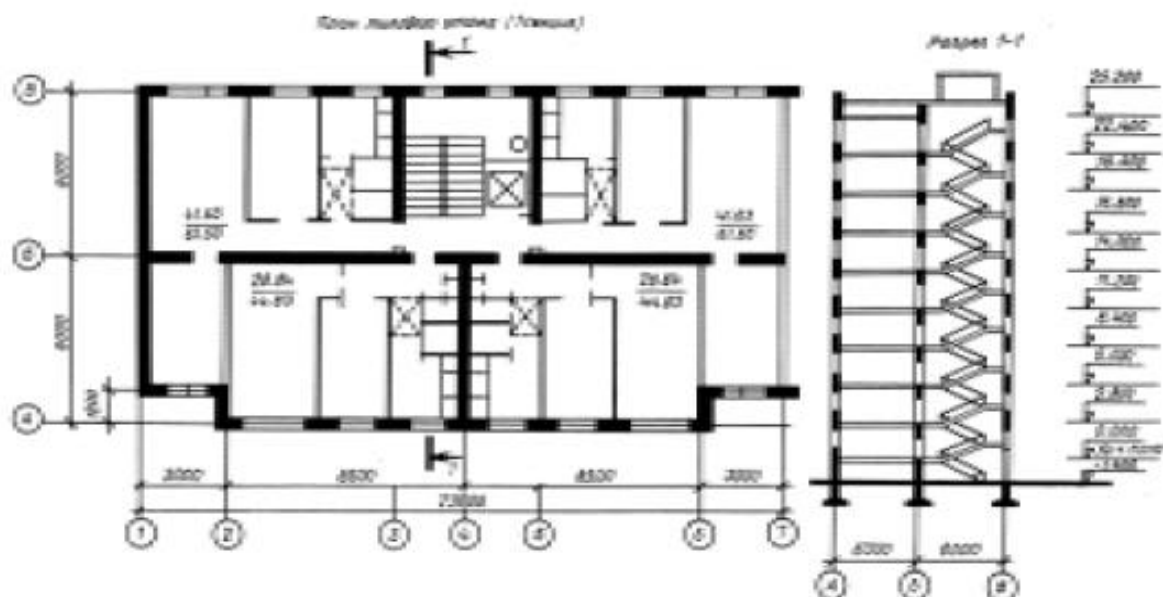


Рис. 3.3

Крупнопанельный многоэтажный жилой дом.

Многоэтажное безкаркасное жилое здание с несущими поперечными стенами из крупных панелей

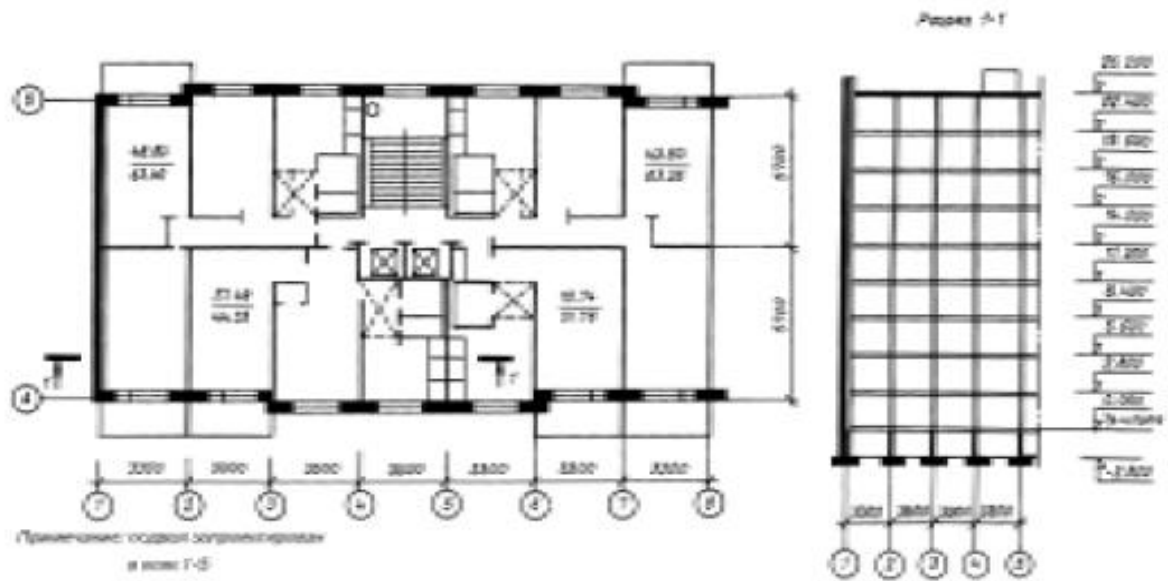


Рис. 3.4

Схема № 5
Одноэтажное производственное здание
с полным железобетонным каркасом

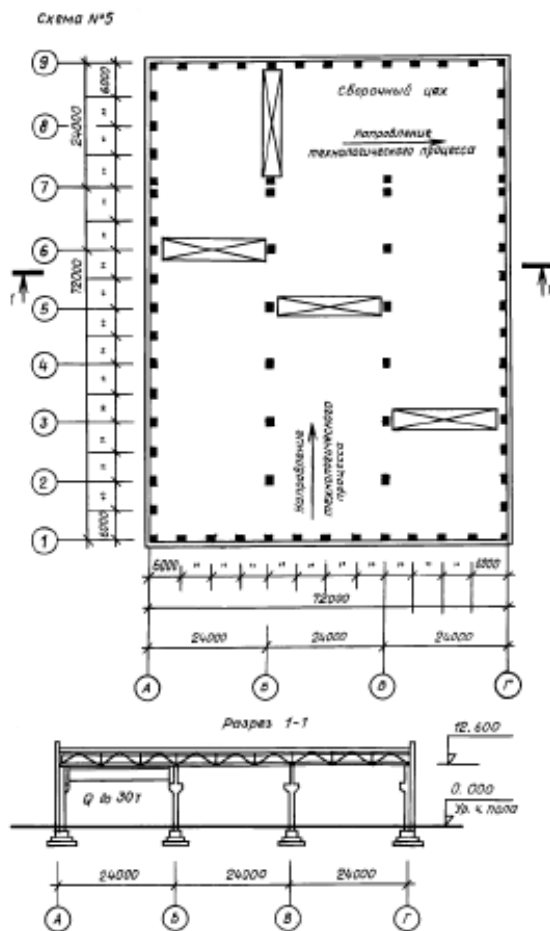


Рис. 3.5

Методические указания

Проектирование оснований и фундаментов зданий является комплексной задачей, в которой должны быть учтены требования, обеспечивающие необходимую их прочность, устойчивость и долговечность. Тип проектируемого фундамента определяется инженерно – геологическими условиями строительной площадки, в зависимости от которых могут быть предложены различные конструктивные варианты. Правильный выбор основания может быть обеспечен лишь на основе всестороннего изучения геологических и гидрологических условий строительной площадки.

Перед выполнением проекта студенту рекомендуется ознакомиться с соответствующими разделами литературных источников, на которые дается ссылка в настоящих методических указаниях.

Анализ инженерно – геологических условий строительной площадки

На основе данных о грунтах (табл. 3.1) определяются физико – механические свойства грунтов каждого слоя основания и результаты записываются в сводную табл. 4.1, где даны все необходимые для расчета формулы.

Наименование и состояние глинистого грунта определяются по числу пластичности I_p и показателю текучести I_L , (приложение, табл.5.3; 5.4).

Таблица 4.1

Сводная таблица физико – механических свойств грунтов

Показатели	Обозначения	Номер геологических слоев				Формула для расчета
1	2	3	4	5	6	7
Удельный вес твердых частиц грунта	γ_s , кН/м ³					Из задания
Удельный вес грунта	γ , кН/м ³					То же
Влажность грунта	w, доли единицы					То же
Удельный вес скелета грунта	γ_d , кН/м ³					$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$
Коэффициент пористости	e					$e = \frac{V_v}{V_s}$

Наименование и состояние песчаного грунта определяются по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости e и коэффициенту водонасыщения (степени влажности) S_r (приложение, табл. 5.1; 5.2). Особое внимание нужно обратить на слабые грунты: рыхлые пески и глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 1$. Такие грунты используются как основные под фундаменты после искусственного улучшения их свойств различными методами.

По заданным и вычислительным классификационным показателям грунтов надлежит для каждого слоя грунта определить табличное значение расчетного сопротивления R_0 по табл. 4.2. Это значение R_0 будет в дальнейшем использовано для предварительного назначения размеров подошвы фундаментов.

Для пылевато – глинистых грунтов с промежуточными значениями e , I_L значение R_0 определяется по интерполяции табличных значений.

Двойную интерполяцию, необходимую для нахождения R_0 для пылевато – глинистых грунтов, рекомендуется выполнять за один прием по формуле:

$$R_0(e; I_L) = [(e_2 - e) / (e_2 - e_1)] [(1 - I_L) R_0(1; 0) + I_L R_0(1; 1)] + [(e - e_1) / (e_2 - e_1)] [(1 - I_L) R_0(2; 0) + I_L R_0(2; 1)]$$

где e , I_L — характеристики грунта, для которого определяется R_0 ;
 e_1 , e_2 — соседние значения коэффициента пористости, в интервале которых находится коэффициент пористости для рассматриваемого грунта; $R_0(1; 0)$, $R_0(1; 1)$ — табличные значения R_0 для e_1 при $I_L = 0$ и $I_L = 1$ соответственно; $R_0(2; 0)$, $R_0(2; 1)$ — то же, для e_2 .

После заполнения сводной таблицы строят геологическую колонку (на миллиметровке, вертикальный масштаб 1:100) и эпюру расчетных давлений (рис. 4.1, 4.2). Заключительным этапом является всесторонний анализ каждого слоя грунта с точки зрения использования его в качестве основания соответствующего типа фундамента.

Таблица 4.2

Расчетное сопротивление грунта основания

А. Пески	R ₀ , кПа, для песков		
	плотных	средней плотности	
Крупные, независимо от влажности	600	500	
Средней крупности, независимо от влажности	500	400	
Мелкие:	маловлажные	300	
	влажные и насыщенные водой	200	
Пылеватые:	маловлажные	250	
	влажные	150	
	насыщенные водой	100	
В. Пылевато – глинистые грунты (непросадочные)	Коэффициент пористости e	R ₀ , кПа, при показателе текучести	
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Примечание: Для пылевато – глинистых грунтов с промежуточными значениями e и I_L допускается определить R_0 интерполяцией вначале по e – для $I_L = 0$ и $I_L = 1$, затем по I_L между полученными значениями R_0 для $I_L = 0$ и $I_L = 1$.

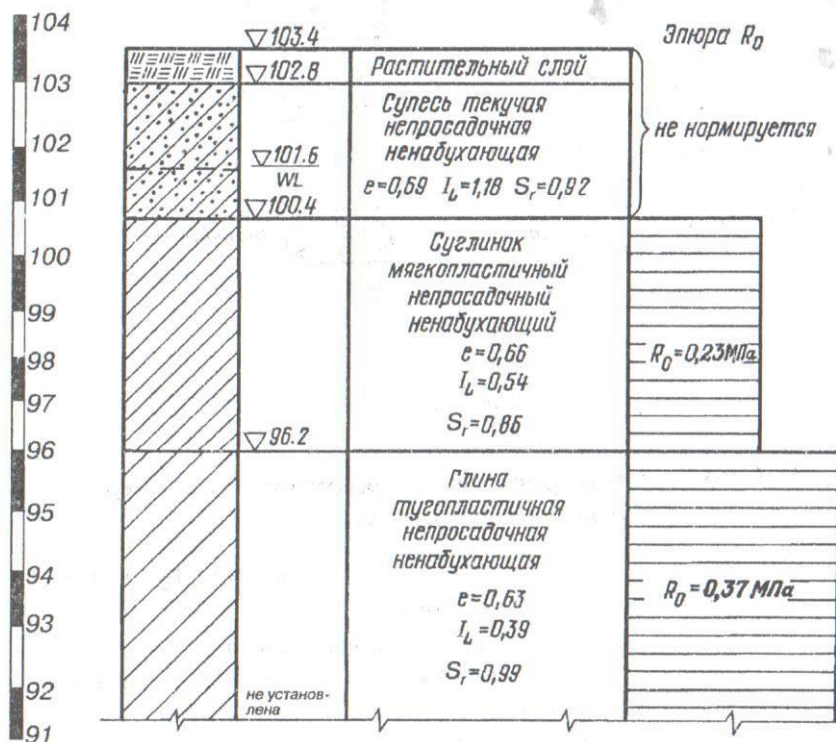


Рис. 4.1

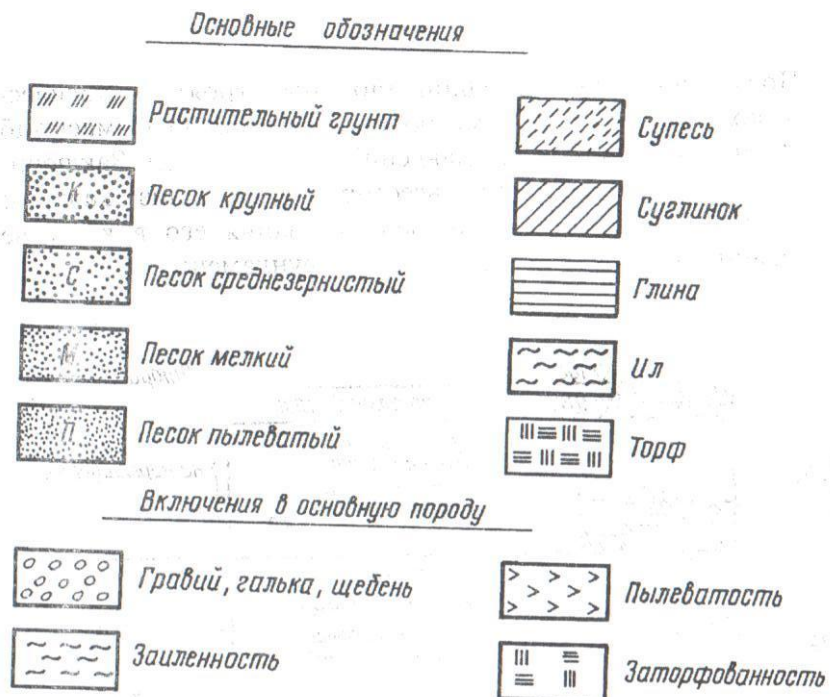


Рис. 4.2

Определение расчетных нагрузок и расчетных характеристик грунтов

В соответствии с СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений, сложенные несколькими грунтами, рассчитываются по второй группе предельных состояний – по деформациям. отдельных случаях (предусмотренных СП) производится так же расчет по несущей способности.

В курсовом проекте допускается при проектировании фундаментов на естественном основании и свайных фундаментов по II группе предельных состояний принять: $N_{II}=N_n$ и $M_{II} = M_n$. При расчете свайных фундаментов по I группе предельных состояний принимать: осредненный коэффициент перегрузки $n=1,2$, $N_I = 1,2 N_n$, $M_I = 1,2 M_n$.

Показатели состава и состояния грунтов непрерывно изменяются от точки к точке даже в пределах выделенного инженерно – геологического горизонта. Однако для выполнения расчетов оснований необходимо располагать некоторыми осредненными величинами, которые с необходимой достоверностью отражают физико – механические свойства грунтов. В связи с этим введено понятие о нормативных и расчетных величинах различных показателей грунтов.

Нормативные и расчетные значения показателей характеристик грунтов вычисляются на основе статистической обработки результатов непосредственных испытаний по стандартной методике (ГОСТ 20522-96).

Нормативное значение X_n данной характеристики определяется как среднеарифметическое значение частных непосредственных определений по формуле

$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (4.1)$$

где X_i — частное значение определяемой характеристики;
 n — количество определений.

В табл. 3.1 даны нормативные значения характеристик грунтов γ ; γ_s ; w ; w_L ; w_p ; c ; ϕ ; E определенные как средние значения по результатам 12 частных определений.

Согласно СП все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (4.2)$$

где γ_g — коэффициент надежности по грунту,

Для большинства характеристик допускается принимать $\gamma_g = 1$, за исключением параметров c и φ , а так же удельного веса грунта γ для которых коэффициент надежности по грунту определяется по формуле

$$\gamma_g = \dots$$

Показатель надежности ρ берется с таким законом, чтобы при расчете основания и фундамента была обеспечена большая надежность (расчет «в запас»). при вычислении значений c и φ всегда, а расчетных значений γ в большинстве случаев (в том числе и расчетах данного курсового проекта), показатель надежности принимается со знаком «минус». Значение его определяется по формулам:

$$\text{Для } \gamma: \quad \rho = t_\alpha \frac{V}{\sqrt{n}}, \quad (4.3)$$

$$\text{Для } c \text{ и } \varphi: \quad \rho = t_\alpha \cdot V, \quad (4.4)$$

где V — коэффициент вариации (относительная изменчивость характеристик);

n — число частных определена (количество опытных данных);

t_α — коэффициент, определяемый в зависимости от величины доверительной вероятности α и числа степеней свободы, которые $(n-1)$ для γ и $(n-2)$ для c, φ .

Доверительная вероятность, согласно нормам [7] при расчетах оснований фундаментов принимается $\alpha=0,95$ для расчетов по первой группе предельных состояний (прочности и несущей способности) и $\alpha=0,85$ для расчетов по второй группе предельных состояний (по деформациям).

для условий, принятых в курсовом проекте, исходя из того, что число частных определений характеристик $n=12$, а коэффициент вариации на основе статистической обработки результатов опытов получен:

$V = 0,08$, следует

а) для расчета по I предельному состоянию ($\alpha=0,95$)

при определении γ : $t_{\alpha}=1,80$; $\rho = \frac{1,80 \cdot 0,08}{\sqrt{12}} = 0,042$;

$$\gamma_{gl} = \frac{1}{1 - 0,042} = 1,04 ;$$

при определении c и φ : $t_{\alpha}=1,81$; $t_{\alpha} = 1,81$; $\rho = 1,81 \cdot 0,08 = 0,145$;

$$\gamma_{gl} = \frac{1}{1 - 0,145} = 1,17 ;$$

б) для расчета по II предельному состоянию ($\alpha=0,85$)

при определении γ : $t_{\alpha}=1,095$; $\rho = \frac{1,095 \cdot 0,08}{\sqrt{12}} = 0,025$;

$$\gamma_{gl} = \frac{1}{1 - 0,025} = 1,026 ;$$

при определении c и φ : $t_{\alpha}=1,10$; $\rho = 1,10 \cdot 0,08 = 0,088$;

$$\gamma_{gl} = \frac{1}{1 - 0,088} = 1,096 ;$$

Таким образом, для определения расчетных значений характеристик, для каждого грунта и конкретного варианта грунтовых условий необходимы нормативные значения характеристик φ, c и γ разделить на соответствующий коэффициент надежности по грунту. Расчетные значения характеристик по первому предельному состоянию маркируются индексом «I», а по второму – индексом «II».

$$c_I = c / \gamma_{gl}; \quad c_{II} = c / \gamma_{gl}; \quad \varphi_I = \varphi / \gamma_{gl}; \quad \varphi_{II} = \varphi / \gamma_{gl}; \quad \gamma_I = \gamma / \gamma_{gl}; \quad \gamma_{II} = \gamma / \gamma_{gl};$$

Расчетные характеристики грунтов по двум грунтам предельных состояний определяются для всех слоев основания и представляются в табличной форме, приведенной ниже.

Таблица 4.3

Номер слоя	C_I	C_{II}	φ_I	φ_{II}	γ_I	γ_{II}

Проектирование фундаментов на естественном основании

Определение глубины заложения подошвы фундамента

Глубина заложения фундаментов d_1 должна определяться с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения (например, наличия подвалов, подземных коммуникаций и т.д.);
- величины и характера нагрузок, воздействующих на основание;
- глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;
- инженерно – геологических условий площадки строительства (физико – механических свойств грунтов, характера напластований);
- гидрологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Нормативная глубина промерзания грунта, если она менее 2,5 м, определяется по формуле

$$d_{\text{н}} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4.5)$$

где M_t — коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе (принимается по табл. 3.2);

d_0 — глубина промерзания в см, зависящая от вида грунта; принимается равной: для суглинков и глин — 23 см; супесей, песков мелких и пылеватых — 28 см; песков гравелистых, крупных и средней крупности — 30 см; крупнообломочных грунтов — 34 см.

Значения d_0 для грунтов неоднородного сложения принимаются как средневзвешенные по глубине в пределах зоны промерзания [7].

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f определяется по формуле

$$d_f = K_h d_{\text{н}}, \quad (4.6)$$

где K_h — коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на глубину промерзания грунта у фундаментов стен и колонн.

Коэффициент K_h для фундаментов наружных стен и колонн отапливаемых зданий и сооружений принимается по табл. 4.5.

Таблица 4.5

Коэффициент влияния теплового режима зданий

Конструктивные особенности зданий	К _h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам наружных стен и колонн, Т _{ср} , град	
	15	20 и более
Здания без подвалов с полами, устраиваемыми на грунте на лагах по грунту по утепленному цокольному	0,6	0,5
	0,7	0,5
	0,8	0,7
Здания с подвалом или техническим подпольем	0,5	0,4

Примечание: В табл. 2.4 указаны значения коэффициента при вылете наружного ребра подошвы фундамента от внешней грани стены до 0,5 м, при вылете 1,5 м и более они повышаются на 0,1 но не более чем до единицы; при промежуточной величине вылета K_h определяется интерполяцией.

Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы нагруженного фундамента определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_{cp} d_1} \quad (4.7)$$

где N_{0II} — расчетная нагрузка, приложенная к обрезу фундамента, кН (табл. 3.2);

R_0 — расчетное сопротивление грунта основания, кПа (табл. 4.2);

γ_{cp} — средний удельный вес грунта и материала кладки фундамента, кН/м, принимаемый равным 20 кН/м³, а при наличии подвала над уступами — 16 кН/м³;

d_1 — глубина заложения фундамента от планировочной отметки, м.

Для ленточного фундамента под стены $b \cdot l = A$ для квадратного фундамента $b = l = \sqrt{A}$; для прямоугольного фундамента $b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}$, где η — коэффициент соотношения сторон;

$\eta = l/b$; η может быть принят по соотношению сторон колонны. Полученное значение A для фундаментов при вне-

центрированной нагрузке должно быть увеличено на 10–20% на восприятие момента сил. Размеры подошвы фундамента следует округлять, чтобы они были кратными 100 мм.

Для ленточного фундамента ширина подошвы фундамента b принимается с учетом табл. 5.5 приложения.

Определение расчетного сопротивления грунта основания по прочностным характеристикам грунта основания

Расчетное сопротивление грунта основания, кПа, определяют по формуле [7, ф-ла (7)]

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_a k_i b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}]. \quad (4.8)$$

- где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы (табл. 4.6);
 k — коэффициент надежности по грунту, $k = 1$;
 M_q , M_q , M_c — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ (табл. 4.7); $k_i = 1$ при $b < 10$ м;
 b — ширина подошвы фундамента, м;
 γ_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину $0,5b$ (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды γ_w), кН/м³;
 γ_{II} — то же, залегающих выше подошвы в пределах глубины d_1 ;
 c_{II} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;
 d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} + \gamma_{cf} / \gamma_{II}, \quad (4.9)$$

- h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;
 h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м;
 γ_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;
 d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м $d_b = 2$ м, при ширине подвала $b > 20$ м — $d_b = 0$).

Таблица 4.6

Коэффициенты условий работы

Виды грунтов	γ_{c1}	γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и пески гравелистые, крупные и средней крупности	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пылевато – глинистые грунты и крупнообломочные грунты с пылевато – глинистым заполнителем и при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$ $I_L > 0,5$			
	1,25	1,0	1,1
	1,20	1,0	1,1
	1,1	1,0	1,0

Примечание: L/H является отношением длины сооружения (здания) или его отсека к высоте. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяют интерполяцией.

Таблица 4.7

Коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения

$\varphi_{п}$, град	M_{γ}	M_q	M_c	$\varphi_{п}$, град	M_{γ}	M_q	M_c
1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
6	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79

20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Примечание: φ_{Π} – расчетный угол внутреннего трения грунта, залегающего под подошвой фундамента, при расчете по второй группе предельных состояний.

Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы в пределах глубины d_1 , определяется по формуле

$$\gamma'_{\Pi} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (4.10)$$

где h_i — мощность i -го слоя грунта;
 γ_i — удельный вес i -го слоя грунта.

После определения расчетного сопротивления грунта R уточняют размеры подошвы фундамента, подставляя в формулу (4.7) вместо R_0 значение R и затем проверяют давление под подошвой фундамента.

Графический метод определения размеров подошвы фундамента

Порядок определения предварительных размеров подошвы фундамента графическим методом:

Вначале необходимо задаться минимум тремя размерами площади подошвы A_{ϕ} столбчатого фундамента под колонну или минимум тремя размерами ширины b ленточного фундамента под стену.

Например, для столбчатого фундамента $A_{\phi 1} = 2 \text{ м}$; $A_{\phi 2} = 4 \text{ м}$; $A_{\phi 3} = 9 \text{ м}$, и т.д., а для ленточного: $b_1 = 1 \text{ м}$, $b_2 = 2 \text{ м}$, $b_3 = 3 \text{ м}$ и т.д.
 Определяется среднее давление под подошвой фундамента для каждого случая по формуле

$$P_{\text{ср}} = \frac{N_{\text{оп}} + N_{\text{вп}}}{A_{\phi i}} \quad (i=1,2,3,\dots)$$

Величина $N_{\text{фп}}$ определяется по формуле (4.13)

для ленточного фундамента $A_{\phi} = b_i l$, так как расчет ведется на 1 погонный метр длины фундамента.

Определенные расчетом значения P_{II} в зависимости от b или $A_{\text{ф1}}$ наносятся на график (рис. 4.3 выбранном масштабе).

Определяются значения R в зависимости от ширины подошвы фундамента по формуле (4.8). Определенные расчетом значения R в зависимости от b или $A_{\text{ф1}}$ наносятся на график (рис. 4.3).

точка пересечения двух графиков дает требуемое значение размеров подошвы фундамента из условия $P_{\text{II}} = R$.

При внецентренной нагрузке на фундамент (действие момента) требуемое значение $A_{\text{ф}}$ (b для ленточного фундамента) должно быть увеличено на 10 – 20%.

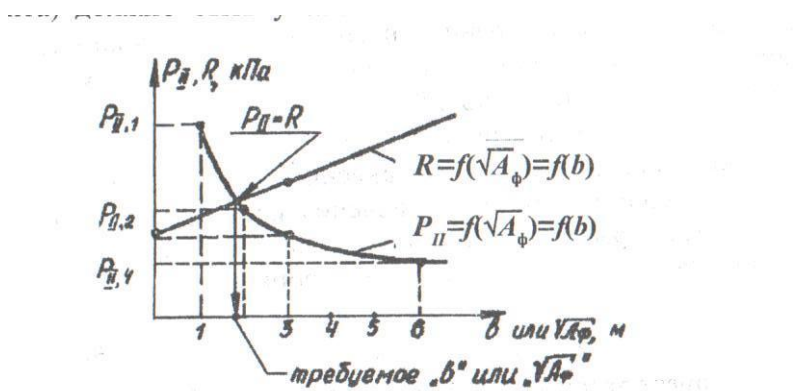


Рис. 4.3. Графическое определение размеров фундамента

Проверка давлений под подошвой фундамента

Для центрально нагруженного фундамента должно удовлетворяться условие

$$P_{\text{II}} \leq R,$$

где P_{II} – среднее давление по подошве фундамента, кПа;

$$P_{II} = \frac{N_{II}}{A} = \frac{N_{II}}{b\ell} \quad (4.11)$$

$$N_{II} = N_{оп} + N_{фo} + N_{грп} \quad (4.12)$$

где $N_{оп}$ — внешняя расчетная нагрузка, действующая на обрез фундамента, кН, (табл. 3.2);
 $N_{фo}$ — расчетная нагрузка от веса фундамента, кН;
 $N_{грп}$ — расчетная нагрузка от веса грунта, пола подвала над уступами фундамента, кН.

При расчетах фундаментов зданий можно принять

$$N_{фп} = N_{фo} + N_{грп} = b\ell d_1 \gamma_{cp} \quad (4.13)$$

где $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$

Тогда формула (4.11) примет вид:

$$P_{II} = \frac{N_{оп}}{b\ell} + \gamma_{cp} d_1 \quad (4.14)$$

При расчете внецентренно нагруженного фундамента методом последовательного приближения добиваются удовлетворения следующих условий:

для среднего давления по подошве $P_{cp} \leq R$;

для максимального краевого давления $P_{max} \leq 1,2 R$;

для минимального краевого давления исходя из условия не допускать отрыва подошвы фундамента от грунта $P_{min} \geq 0$.

Краевое давление определяется по формуле

$$P_{\pm} = \frac{N_{оп}}{A} + \gamma_{cp} d_1 \pm \frac{M_{II}}{W} \quad (4.15)$$

где M_{II} — момент от сочетания расчетных нагрузок, кН·м (табл. 3.2);

W — момент сопротивления $W = \frac{b^3 \ell}{6}$.

При рациональном запроектированном фундаменте разница между давлениями под подошвой фундамента P и расчетным сопротивлением грунта R не должна превышать 10-15%. В случае большой разницы необходимо подобрать другие типовые элементы конструкций фундаментов с последующим расчетом напряжений под подошвой фундаментов. При недонапряжении ленточных фундаментов возможно проектирование прерывистых фундаментов с уже подобранными размерами.

После выполнения всех условий для центрально и внецентренно нагруженных фундаментов производится их конструирование.

При конструировании фундамента под колонну необходимо учитывать, что его высота должна быть кратной 100 мм. Высота ступеней назначается в зависимости от полной высоты плитной части фундамента в соответствии с табл. 4.8. При назначении ширины ступени следует стремиться к тому, чтобы отношение ширины ступени к ее высоте было бы не больше двух.

Зазоры между стенками стакана и колонной принимаются равными по низу не менее 50 мм (как правило, 50мм) и по верху не менее 75 мм. Минимальную толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать не менее 0,75 высоты верхней ступени (подколенника) фундамента или 0,75 глубины стакана, но не менее 200 мм. В фундаментах с армированной стаканной частью толщина стенок стакана определяется расчетом, но должна быть не менее 150 мм.

Глубина заделки колонны должна быть не менее величины большей стороны колонны плюс 50 мм для обеспечения возможности рихтовки колонны.

Толщину дна стакана следует принимать по расчету на раскалывание и продавливание, но не менее 200мм.

В качестве примера на рис. 4.5 дана конструктивная схема фундамента, имеющего размеры в плане 2500х3000 мм, под колонну 400х600 мм.

Таблица 4.8

Высота ступеней h, см

Высота плитной части фундамента, см	h ₁	h ₂	h ₃
30	30	-	-
45	45	-	-
60	30	30	-
75	30	45	-
90	30	30	30
105	30	30	45
120	30	45	45
150	45	45	60

При конструировании сборных ленточных фундаментов под стены необходимо использовать типовые плиты железобетонные (прил., табл. 5.5) и стеновые бетонные блоки (прил., табл. 5.6). Схема ленточного фундамента показана на рис. 4.4.

Расчет осадки фундамента

Метод послойного суммирования рекомендуется СП [7] для расчета осадок фундаментов шириной менее 10 м. величина осадки фундамента определяется по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zi} h_i}{E_i} \quad (4.16)$$

где β — безразмерный коэффициент, равный 0,8;
 σ_{zi} — среднее вертикальное (дополнительное) напряжение в i-м слое грунта;
 h_i и E_i — соответственно толщина и модуль деформации i-го слоя грунта (табл. 4.1);
 n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Графическое оформление расчета осадки показано на рис.4.6, где обозначено: NL - отметка поверхности природного рельефа; FL — отметка подошвы фундамента; WL — отметка уровня подземных вод; BC — отметка нижней границы сжимаемой толщи; σ_{zg} —вертикальное (природное) напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента, кПа; σ — вертикальные дополнительные напряжения от внешней

нагрузки на глубине $z_{от}$ подошвы фундамента, кПа; H_c —глубина сжимаемой толщи.

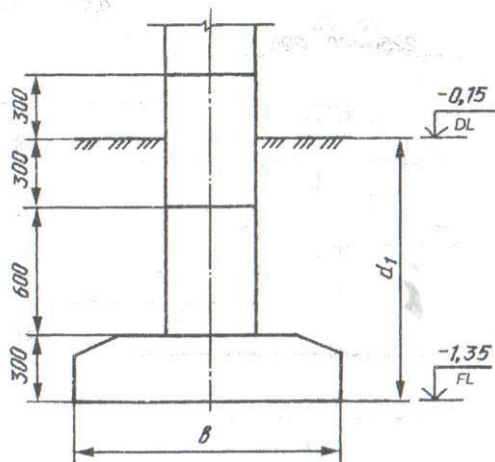


Рис. 4.4

Основная операция при расчете осадки заключается в построении эпюр σ_{zg} , σ_{zp} до отметки ВС.

Строится эпюра распределения вертикальных напряжений от собственного веса грунта в пределах глубины (4-6) b ниже подошвы фундамента. Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_{zg} на границе слоя, расположенного на глубине z , определяют по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (4.17)$$

где γ_i — удельный вес грунта i -го слоя;
 h_i — толщина i -го слоя грунта.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных (WL), но выше водоупора, должен определяться с учетом взвешивающего действия воды γ_{sb} (табл. 4.1).

Водоупорами следует считать глины и суглинки твердой и полутвердой консистенции при $I_L < 0,5$.

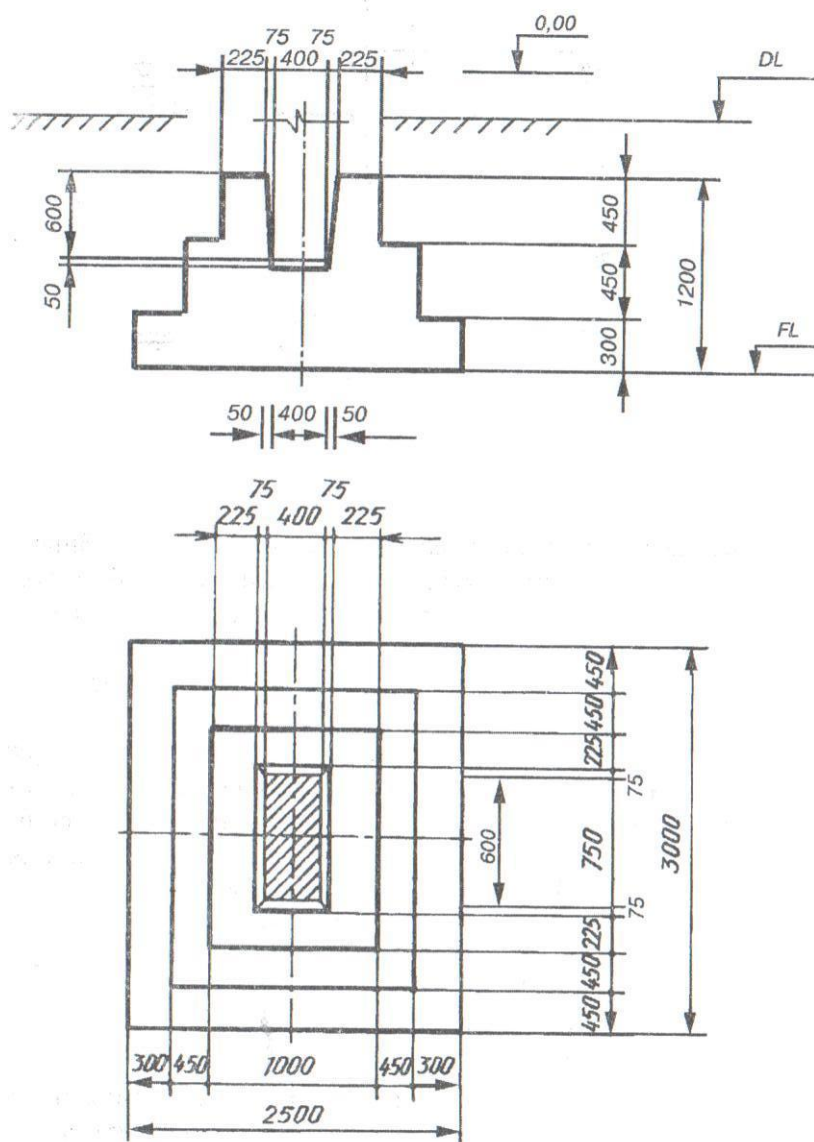


Рис. 4.5

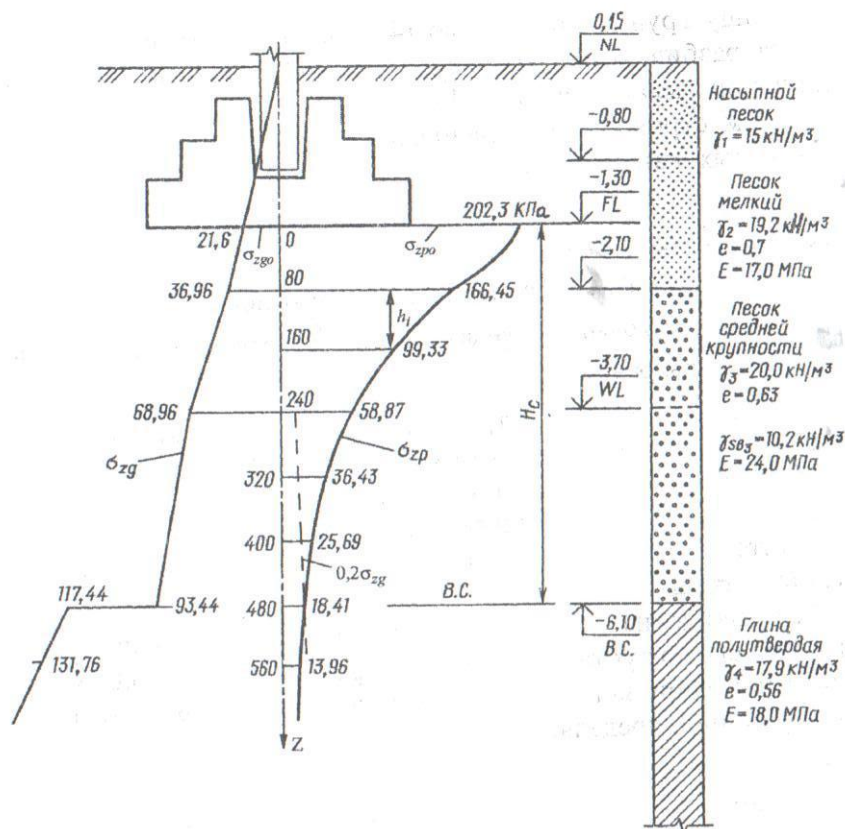


Рис. 4.6

В водоупоре напряжение от собственного веса грунта в любом горизонтальном сечении определяют без учета взвешивающего действия воды.

Далее определяют дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в грунте под подошвой фундамента по формуле

$$\sigma_{zro} = P_{II} - \sigma_{zro} \quad (4.18)$$

где P_{II} — среднее давление (фактическое) на уровне подошвы фундамента (формула 4.14);

σ_{zro} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента.

Толщу грунта мощностью (4-6)b ниже подошвы фундамента разбивают на слои h_i , толщиной не более 0,4 b. Эти слои показывают на рис. 4.6.

Затем строят эпюру распределения дополнительных вертикальных напряжений в грунте по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp0} \quad (4.19)$$

где α — коэффициент, принимаемый по табл. 4.9 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента $\eta = \frac{\ell}{b}$ и относительной глубины равной $\zeta = \frac{2z}{b}$.

Вычисления σ_{zg} и σ_{zp} для любых горизонтальных сечений производят в табличной форме (табл. 4.10).

По полученным данным σ_{zg} и σ_{zp} строят эпюры. Определяют нижнюю границу сжимаемой толщи (ВС). Она находится на горизонтальной плоскости, где соблюдается условие: $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$.

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

$$\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}.$$

Границу ВС можно получить графически, построив справа эпюру $0,2 \sigma_{zg}$. В точке пересечения с эпюрой σ_{zp} получим границу ВС. Определяется осадка каждого слоя основания по формуле (4.16).

Осадка основания фундамента получается суммированием величины осадки каждого слоя. Она не должна превышать предельно допустимой осадки сооружений, определяемой по [прил. 4, СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений]

$$S = \sum_{i=1}^n S_i \leq \overline{S_u}.$$

В курсовом проекте допускается принять: для отдельно стоящих фундаментов под колонны $\overline{S_u} = 8$ см, для ленточных фундаментов под стены $\overline{S_u} = 10$ см.

Таблица 4.9

Коэффициент α

=	Прямоугольные фундаменты с отношением сторон $= l/b$									
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	3,2	5	≥ 10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,876	0,079	0,881	0,881
1,2	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,091	0,107	0,122	0,127	0,160	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,060	0,070	0,078	0,007	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,100	1,133	0,175
7,6	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,091	-,123	0,166
8,0	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126
11	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,050	0,071	0,114
12	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,044	0,060	0,104

Таблица 4.10

Расчет осадки основания фундамента

Номер расчет ного слоя	Глубина подошв ы расчетно го слоя от подошв ы фундаме нта z_i , см	Толщи на слоя h_i , см	Расчетн ый удельн ый вес грунта γ , кН/м ³	Прир одное давле ние σ_{zg} на глуби не z_i , кПа	Коэфф ициент $\xi = \frac{2z_i}{b}$	Коэфф ициен т α_i	Дополн ительн ое давлен ие σ_{zg} на глубин е z_i , кПа	Средн ее допол нител ьное давле ние в слое $\sigma_{крер}$ кПа	Модуль деформ ации грунта E_i , кПа	Осадк а слоя S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Проверка прочности слабого подстилающего слоя основания

Если в пределах сжимаемой толщи основания, определенной в предыдущем пункте, залегает слой грунта, расчетное сопротивление R_0 которого меньше, чем R_0 несущего слоя грунта, находящегося непосредственно под подошвой фундамента, принятые размеры подошвы фундамента должны быть дополнительно проверены по условию

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.17)$$

где σ_{zp} – дополнительное напряжение на глубине z от подошвы фундамента (на уровне кровли слабого подстилающего слоя, кПа;

σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса на той же глубине z , кПа;

R_z – расчетное сопротивление слабого грунта на глубине z , кПа, определяемое по формуле (4.8) для условного фундамента шириной b_z (рис.4.7).

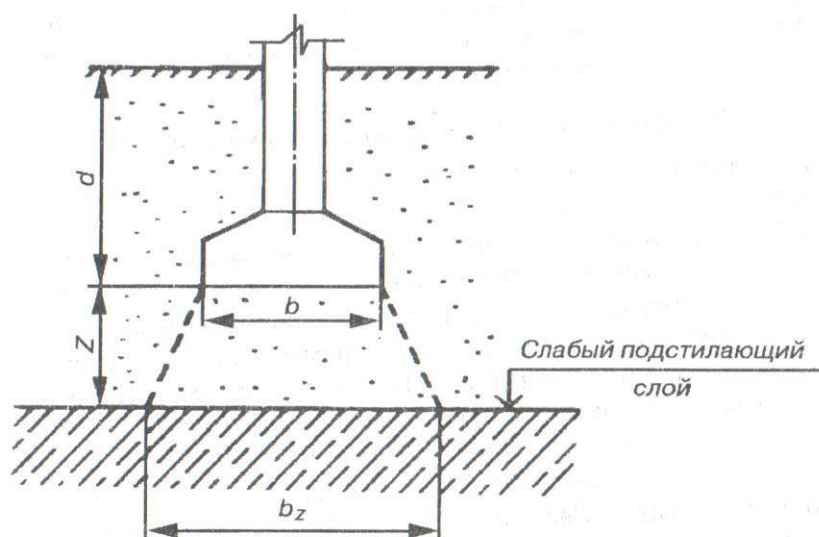


Рис. 4.7. Схема проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта в основании

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a. \quad (4.21)$$

где $A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}}$; $a = (\ell - b)$,

здесь N_{II} — вертикальная нагрузка, передаваемая фундаментом на основание;

ℓ и b — соответственно длина и ширина проектируемого фундамента, м.

Для квадратного фундамента ширину b_z условно определяют по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z} \quad (4.22)$$

Для ленточных фундаментов b_z определяется по формуле

$$b_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}} \quad (4.23)$$

Дополнительное напряжение σ_{zp} и напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} можно взять непосредственно из расчета осадки, выполненного в п. 4.4.5.

Проектирование свайного фундамента

Проектирование свайных фундаментов производится в соответствии с требованиями СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты[8].

Свайный фундамент состоит из свай и ростверка. Свайные фундаменты применяются при слабых грунтах или вследствие технико – экономических преимуществ (быстрота производства работ, экономичность и другие). Для промышленного и гражданского строительства выбираются, в основном, свайные фундаменты с низким ростверком.

Свая называется стержень, погруженный в готовом виде в грунт или изготовленный непосредственно в скважине в грунтовом массиве. Свая передает нагрузку на основание как нижним торцом, так и трением, возникающим по ее боковой поверхности при перемещении.

Верхняя часть сваи называется *головой*.

Ростверком называется балка или плита, объединяющая группу свай в единый фундамент. Ростверк служит для распределения нагрузки, передаваемой сооружением на сваи.

Расчет свайных фундаментов производится по двум группам предельных состояний. по первой группе - расчет несущей способности сваи и проверка прочности свай и ростверков. По второй группе – расчет по деформациям свайных фундаментов.

Выбор типа, длины и сечения свай

Тип свай, их длина, размер поперечного сечения назначаются исходя из конкретных инженерно – геологических условий строительной площадки. При выполнении курсового проекта рекомендуется выбирать типовые забивные железобетонные сваи по справочникам, специальному альбому, имеющемуся на кафедре, или согласно табл. 5.7 приложения.

В практике жилищного и промышленного строительства наиболее часто применяются сваи с сечением 25х25 и 30х30 см. При назначении длины свай следует иметь в виду, что почти всегда экономически целесообразен фундамент с меньшим числом более длинных свай, чем фундамент с большим числом коротких свай.

Длина сваи определяется глубиной залегания несущего слоя грунта и отметкой заложения подошвы ростверка. Нижний конец сваи рекомендуется заглублять в несущий слой грунта на 1-1,5 м. (рис. 4.8).

Предварительное определение глубины заложения и толщины плиты ростверка

При назначении глубины заложения подошвы свайного ростверка необходимо учитывать вид и состояние грунтов строительной площадки, положение уровня грунтовых вод, конструктивные особенности сооружения (например, наличие подвала и т.д.)

Глубина заложения свайного ростверка в непучинистых грунтах назначается независимо от глубины промерзания (не менее 0,5 м от поверхности планировки), в пучинистых грунтах – ниже расчетной глубины промерзания не менее чем на 0,25 м.

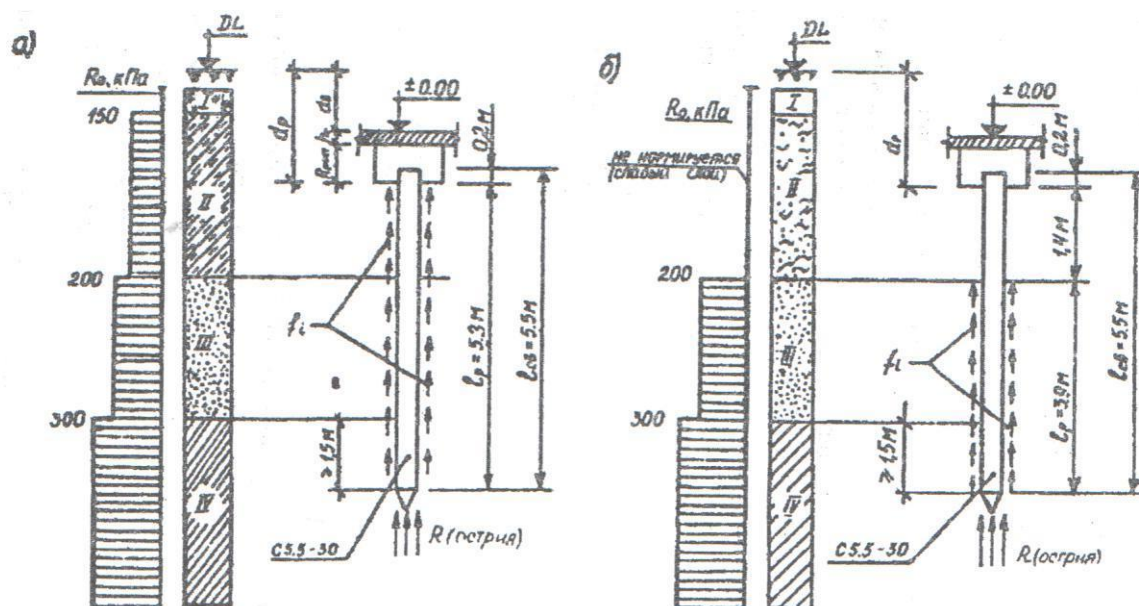


Рис. 4.8. Схемы к определению рабочей длины сваи

В промышленных и гражданских зданиях обрез ростверка принимается на 15...20 см ниже уровня отметки пола. Толщина ростверка должна быть не менее 40 см. Окончательная его толщина определяется проверочным

расчетом на изгиб или на продавливание головами свай. Величина заделки головы железобетонной сваи в ростверке составляет:

- а) при отсутствии горизонтальных нагрузок на фундамент – не менее 5...10 см. При этом заделка выпусков арматуры в ростверк необязательна;
- б) при наличии горизонтальных нагрузок на фундамент – не менее поперечного сечения сваи или 5...10 см с обязательным выпуском в ростверк арматуры периодического профиля на длину 25 ее диаметров.

Определение расчетного сопротивления свай

(Расчет свайного фундамента по I группе предельных состояний)

Расчетное сопротивление свай (допустимая нагрузка на сваю) определяется по прочности материала и прочности грунта. Для дальнейших расчетов принимается меньшее полученное как правило, значение. Расчета висячих свай по материалу, как правило не требуется, так как его результат обычно больше, чем по грунту [5].

Расчетное сопротивление висячей сваи по грунту определяем по формуле

$$F = \frac{\gamma_c}{\gamma_k} (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (4.24)$$

- где γ_c — коэффициент условий работы свай; $\gamma_c=1$;
 γ_k — коэффициент надежности по грунту, $\gamma_k = 1,4$;
 R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа (табл. 4.10);
 A — площадь поперечного сечения свай, м²
 u — наружный периметр свай, м;
- f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности свай, кПа, (табл. 4.11);
 h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м;
 γ_{cr}, γ_{cf} — коэффициенты условий работы под нижним концом и по боковой поверхности свай, зависящие от способа погружения свай (для свай, погружаемых забивкой $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$).

В качестве примера на рис. 4.9 дана расчетная схема для определения расчетного сопротивления свай.

Таблица 4.10

Расчетные сопротивления R

Глубина погружения нижнего конца свай от поверхности, Z_0	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай – оболочек, не заполняемых бетоном, R, кПа						
	Песчаных грунтов средней плотности						
	гравелисты х	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеваты х	-
	Пылеватоглистых грунтов при показателе текучести I_L равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	1700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000

Примечания. 1. В случаях, когда значения R указаны дробью, числитель относится к пескам, знаменатель – к пылевато – глинистым грунтам.

2. Для плотных песков значения R увеличивается на 60%, но не более, чем до $R = 20$ Мпа.

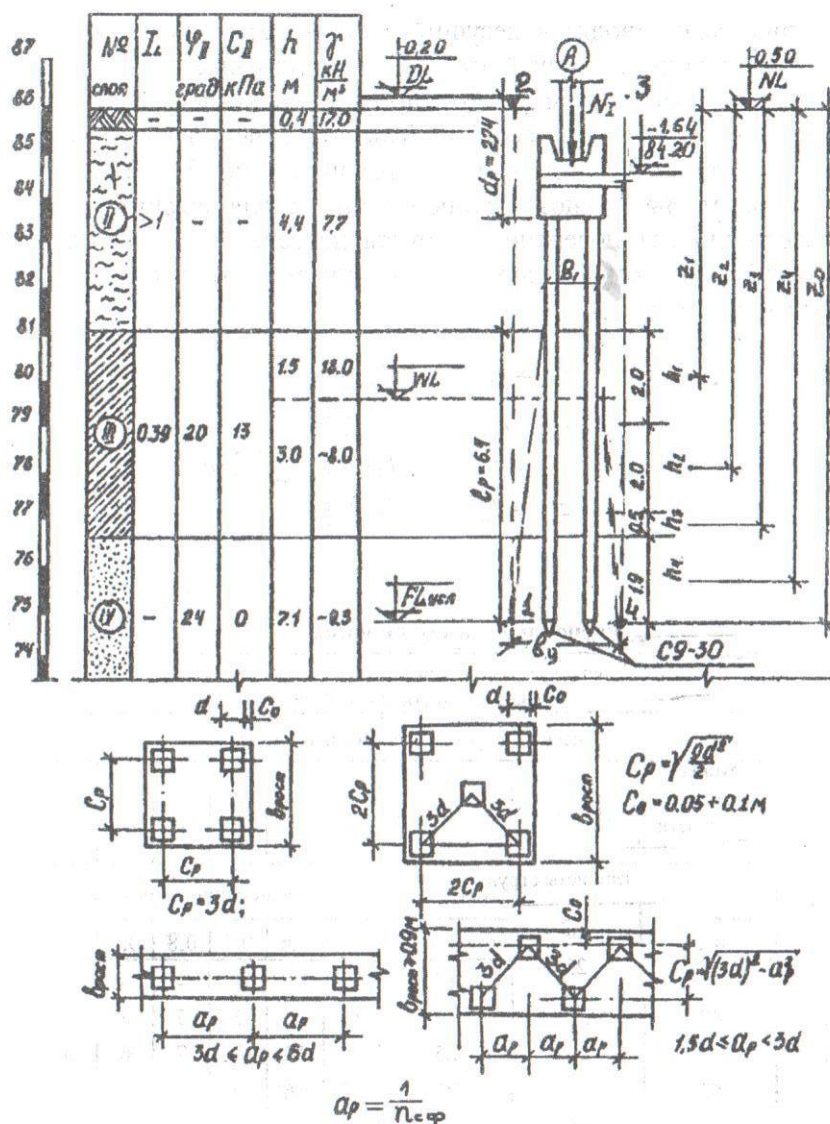


Рис. 4.9. Схема к определению размеров свайного фундамента.
Примеры размещения свай в плане

63

Острые сваи заводят в несущий слой: в пески средней крупности и крупные; средней плотности и плотные; глинистые грунты при $I_L \leq 0,5$. Слои грунта, прорезаемые свайей, делят на полосы толщиной не более 2 м. Так, например, третий слой делят на три части: верхнюю – толщиной по 2 м и нижнюю – 0,5 м. Вычисляют средние глубины z_i для каждого слоя, т.е. расстояния от поверхности грунта до середины полосок.

По табл. 4.11 определяют $f_{iв}$ зависимости от величины z_i и характеристик грунтов:

$$\left. \begin{array}{l} z_1 \rightarrow f_1 \\ z_2 \rightarrow f_2 \\ z_3 \rightarrow f_3 \\ z_4 \rightarrow f_4 \\ z_5 \rightarrow f_5 \end{array} \right\} \sum f_i \cdot h_i$$

Таблица 4.11

Расчетные сопротивления f

Глубина от поверхности до середины расчетного слоя Z_i , м	Расчетные сопротивления по боковой поверхности свай и свай – оболочек f_i , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато – глинистых грунтов при показателе консистенции 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

По табл. 4.10 определяют R , в зависимости от z_0 и характеристик грунта. Полученные значения подставляют в формулу (4.24) и вычисляют F . Определяют количество свай.

$$n = \frac{\sum N_i}{F} \cdot \eta. \quad (4.25)$$

где $\sum N_i$ — сумма внешних расчетных вертикальных нагрузок, приведенных к подошве плиты ростверка;

η — коэффициент, учитывающий работу свай при наличии момента внешних сил в уровне подошвы ростверка и принимаемый равным 1,1...1,2.

Если на фундамент действует только осевая сжимающая нагрузка, то $\eta = 1$.

Полученное количество округляют до целого числа свай в кусте, удобного для размещения и забивки – $n_{с.ф.}$.

При необходимости изменяют количество свай, принимая их других размеров, что ведет к увеличению или уменьшению F .

После определения числа свай производят размещение их в плите рядами или шахматном порядке. Размещая сваи по площади ростверка, необходимо стремиться к сокращению его размеров до конструктивного минимума. Это достигается правильным выбором порядка размещения и установлением минимальных (не менее $3d$; d – поперечный размер сваи) расстояний между осями свай. Под ленточным ростверком (фундаменты под стены) сваи рекомендуется располагать в один или два ряда (рис. 4.9).

При определении размеров ростверка расстояние от оси крайнего ряда свай до края плиты принимают равным не менее $0,7d$.

После размещения свай и конструирования ростверка (рис. 4.10) находят фактический вес ростверка и грунта на его уступах N_{ϕ} , определяют фактическое давление на каждую сваю P_{ϕ} .

Для центрально нагруженного свайного фундамента проверяют условие:

$$P_{\phi} = (N_{\Gamma} + N_{\phi})/n_{с.ф.} \leq F. \quad (4.26)$$

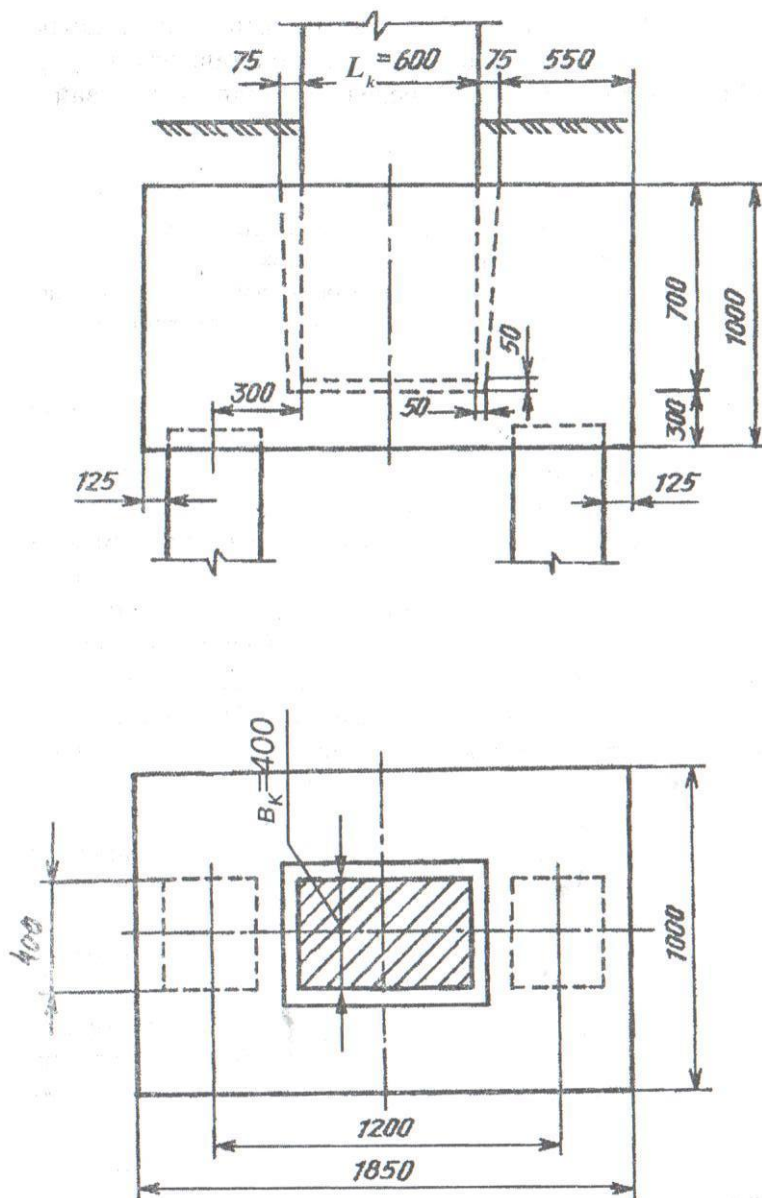


Рис. 4.10

Для внецентренно нагруженного свайного фундамента

$$P_{\phi} = \frac{N_I + N_{\phi 1}}{n_{с.ф.}} \pm \frac{M_I \cdot y}{\sum y_i^2} \leq F. \quad (4.27)$$

где y — расстояние от центра тяжести свайного поля до ряда свай, в котором определяется давление на сваю, м;

y_i — расстояние отдельного ряда свай относительно центра свайного поля.

При этом расчетная нагрузка на одну сваю не должна отклоняться от ее несущей способности F более чем на 10 – 15 %.

Если условие проверки выполняется, то расчет несущей способности свайного фундамента считается законченным. В противном случае необходимо изменить длину свай или их число в фундаменте и повторит расчет.

Проверка давления в основании свайного фундамента как условно – массивного

(Расчет свайного фундамента по II группе предельных состояний)

При расчете осадок свайный фундамент принимают условно как массивный с подошвой, расположенный на уровне концов свай (рис. 4.9). Перед определением осадки проверяют прочность оснований фундамента в уровне острия свай.

Положение граней 1; 2 и 3; 4 условного массивного фундамента определяют используя средневзвешенное значение расчетного угла внутреннего трения $\varphi_{\text{ср}}$.

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \dots + \varphi_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (4.28)$$

где $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ — расчетные значения углов внутреннего трения грунта в пределах соответствующих участков свай $h_1, h_2, \dots, h_n$;

$$\alpha = \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} \quad (\text{рис. 4.9})$$

$$b' = \ell_{\text{рас.}} \operatorname{tg} \alpha.$$

Определяют ширину b_y длину l_y и площадь A_y условного фундамента 1,2,3,4.

Например, согласно рис. 4.9,

$$b_y = 2b' + b_1$$

Расчетом проверяют условие

$$P_{II} = \Sigma N_{II} / A_y \leq R, \quad (4.29)$$

где ΣN_{II} — сумма расчетных нагрузок (по деформациям) в плоскости подошвы свайного фундамента, кН;

A_y — площадь подошвы условного массива, м²;

R — расчетное сопротивление грунта основания условного фундамента в уровне острия свай, кПа (см. формулу (4.8) при $d_1 = z_0$; $b = b_y$).

$$\Sigma N_{II} = N_{оп} + N_{фн} + N_{ун}; \quad (4.30)$$

$N_{ун}$ — вес условного фундамента в объеме свайно-грунтового массива 1; 2; 3; 4. Приближение $N_{ун} = \gamma_{сп} \cdot Z_0 + A_y$.

Расчет свайного фундамента по деформациям

Расчет осадок свайных фундаментов и их оснований производится следующими методами:

1. Методом послойного суммирования (метод СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений)
2. Методом, рекомендованным [8] для расчета ленточных свайных фундаментов.

Студент, в зависимости от наличия в его распоряжении литературы, может выполнить расчеты любым методом.

Комплексный пример расчета свайного фундамента дан в учебном пособии [6, с. 172 – 177].

Технико – экономическое сравнение вариантов фундамента и выбор основного варианта

Расчет стоимости возведения фундамента рекомендуется производить на основе сборников единых районных единичных расценок применительно к району проживания студента. При отсутствии таковых можно пользоваться приведенными в приложении (табл. 5.8) укрупненными расценками [3].

Определение стоимости фундамента по каждому варианту целесообразно вести в табличной форме.

Указания по производству работ и технике безопасности (для основного варианта)

В курсовом проекте должны быть рассмотрены следующие вопросы: устройство траншей и котлованов под фундаменты с разработкой систем и креплений (в необходимых случаях); системы водопонижения и водоотлива; производство земляных работ, выбор сваебойного оборудования и расчет отказа свай; организация работ по устройству монолитных или сборных фундаментов; техника безопасности.

Указания по производству работ и технике безопасности должны быть подкреплены в необходимых случаях цифрами, сравнениями, эскизами, расчетами и ссылками на литературу.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица 5.1

Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения (Гост 25100-95)

Песок	Грунт		
	плотный	средней плотности	рыхлый
	по коэффициенту пористости		
Гравелистый, средней крупности	$e \leq 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e \leq 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e \leq 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 5.2

Подразделение песчаных грунтов по коэффициенту водонасыщения (по
степени влажности) S_r

Грунт	Степень влажности
Малой степени насыщения (маловлажный)	$0 < S_r \leq 0,5$
Средней степени насыщения (влажный)	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r \leq 1$

Таблица 5.3

Подразделение пылевато – глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности I_p , %
Суспесь	$1 < I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p \leq 17$

Таблица 5.4

Подразделение пылевато – глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
Суспесь:	
твердая	$I_L < 0$
пластичная	$0 < I_L \leq 1$
текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина:	
твердые	$I_L > 0$
полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
текучие	$I_L > 1$

Таблица 5.5

Плиты железобетонные для ленточных фундаментов под стены по данным ЦНИИЭП жилища

№ п/п	Марка изделия	Размеры , мм			Масса, кН	Бетон		Расход стали, Н
		ℓ*	b	h		Класс, В	Объем, м ³	
1	ФЛ-8-12-2	1180	800	300	6,8	15	0,274	18,2
2	ФЛ-10-12-2	1180	1000	300	7,5	15	0,300	34,8
3	ФЛ-12-12-2	1180	1200	300	8,7	15	0,347	60,8
4	ФЛ-14-12-2	1180	1400	300	10,4	15	0,416	82,0
5	ФЛ-16-12-2	1180	1600	300	12,1	15	0,486	122,9
6	ФЛ-20-12-2	1180	2000	500	24,4	15	0,975	130,2
7	ФЛ-24-12-2	1180	2400	500	28,4	15	1,138	211,5
8	ФЛ-28-12-2	1180	2800	500	34,2	20	1,369	324,8
9	ФЛ-32-12-2	1180	3200	500	40,0	20	1,60	478,5

*- Длина блока, расчет фундамента выполняется на 1 погонный метр.

Таблица 5.6

Стеновые сплошные бетонные блоки по ГОСТ 13579-78

Марка блока	Размеры, мм			Масса, кН	Объем, м ³
	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>		
ФБС24-3-6-Т	2380	300	580	09,7	0,406
ФБС24-4-6-Т	2380	400	580	13,0	0,543
ФБС24-5-6-Т	2380	500	580	16,3	0,679
ФБС24-6-6-Т	2380	600	580	19,3	0,815
ФБС12-4-6-Т	1180	400	580	6,4	0,265
ФБС12-5-6-Т	1180	500	580	7,9	0,331
ФБС12-6-6-Т	1180	600	580	9,6	0,398
ФБС12-4-3-Т	1180	400	280	3,1	0,127
ФБС12-5-3-Т	1180	500	280	3,8	0,159
ФБС12-6-3-Т	1180	600	280	4,6	0,191
ФБС9-3-6-Т	880	300	580	3,5	0,146
ФБС9-4-6-Т	880	400	580	4,7	0,195
ФБС9-5-6-Т	880	500	580	5,9	0,244
ФБС9-6-6-Т	880	600	580	7,0	0,293