

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»

Кафедра оснований, фундаментов,
инженерной геологии и геодезии

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению расчётно-графических работ по курсу
«Механика грунтов, основания и фундаменты»
для студентов заочной формы обучения специальности
«Экспертиза и управление недвижимостью»

Брест – 2006

Приведены необходимые сведения о инженерно-геологических условиях строительных площадок, проектируемых зданиях. Даны некоторые таблицы из нормативных документов, с помощью которых выполняются необходимые расчёты оснований и фундаментов. Изложены методики оценки инженерно-геологических условий строительной площадки, а также расчёта оснований и фундаментов для жилых и гражданских зданий.

Методические указания рассмотрены и одобрены на заседании кафедры оснований, фундаментов, инженерной геологии и геодезии 2006 г., протокол № и рекомендованы к изданию.

Составители: П.С. Пойта, д.т.н., профессор
Г.П. Дёмина, ассистент

Рецензенты:

© Учреждение образования «Брестский государственный
технический университет»

2006

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
1. ОБЪЁМ, СОСТАВ И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКИМ РАБОТАМ.....	4
1.1. Объём расчетно-графических работ и требования к оформлению.....	4
1.2. Состав расчетно-графических работ	4
1.3. Данные о проектируемых зданиях	5
1.4. Данные о инженерно-геологических условиях строительных площадок.....	10
2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ	11
2.1. Определение наименования и состояния грунтов	11
2.2. Построение инженерно-геологического разреза	14
2.3. Заключение об инженерно-геологических условиях строительной площадки	16
2.4. Выбор глубины заложения фундамента	16
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ	18
3.1. Определение размеров фундаментов в плане	18
3.2. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования	20
3.3. Конструирование фундаментов мелкого заложения	22
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	23
4.1. Основные положения расчета свайных фундаментов	23
4.2. Определение глубины заложения и назначение размеров ростверка	23
4.3. Выбор типа и размеров свай. Определение их несущей способности	24
4.4. Расчет и конструирование свайного фундамента	24
4.5. Определение несущей способности буронабивной сваи	25
4.6. Проверка прочности основания куста свай.....	26
4.7. Расчет основания свайного фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям)	27
4.8. Проверка возможности использования фундаментов существующих зданий с целью увеличения нагрузки при реконструкции	27
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	30
ЛИТЕРАТУРА	59

Настоящие методические указания предназначены для использования студентами специальности «Экспертиза и управление недвижимостью» при выполнении расчетно-графических работ по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты». Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений является комплексной задачей, учитывающей все необходимые требования по обеспечению их прочности, устойчивости, долговечности. Студенты, обучающиеся по специальности «Экспертиза и управление недвижимостью» должны уметь правильно оценить надёжность и долговечность работы фундаментных конструкций совместно с основанием, а при необходимости предусмотреть возможные варианты усиления фундаментов и укрепления оснований.

Учитывая то, что при выполнении расчётно-графических работ студент должен уметь работать самостоятельно с технической литературой и нормативными документами, в методических указаниях даны общие направления и основные рекомендации, которых следует придерживаться в процессе работы над расчетно-графическими работами.

1. ОБЪЁМ, СОСТАВ И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К РАСЧЕТНО-ГРАФИЧЕСКИМ РАБОТАМ

1.1. Объём расчетно-графических работ и требования к оформлению

Расчётно-графические работы (РГР) выполняются на основании заданий, выдаваемых кафедрой. Материалы РГР оформляются в виде пояснительной записки, объёмом 20...30 страниц каждая, изложенные на листах формата А4 (210x297 мм) и содержащие необходимые чертежи и схемы, выполненные в масштабе на листах (возможно на миллиметровке) формата А4, либо А3 (297x420 мм). Оформление РГР должно соответствовать стандарту университета [10].

1.2. Состав расчетно-графических работ

Первая расчетно-графическая работа должна иметь:

- задание на выполнение РГР;
- реферат;
- содержание;
- введение;

- исходные данные;
- оценку инженерно-геологических условий строительной площадки (включая инженерно-геологический разрез);
- выбор глубины заложения подошвы фундамента;
- определение размеров фундамента в плане;
- расчёт осадки фундамента;
- конструкции фундамента мелкого заложения (включая фрагменты плана фундамента, их сечения);
- список использованной литературы.

Вторая расчетно-графическая работа должна содержать:

- задание на выполнение РГР;
- реферат;
- содержание;
- введение;
- исходные данные (берутся из первой РГР);
- определение несущей способности свай и определение количества свай;
- конструирование ростверка;
- проверка возможности использования фундамента при увеличении нагрузки;
- расчёты фундамента (мелкого заложения и свайных по принятым вариантам усиления);
- проектирование усиления (фрагменты плана, сечения);
- технология работ по усилению;
- список использованной литературы.

1.3. Данные о проектируемых зданиях

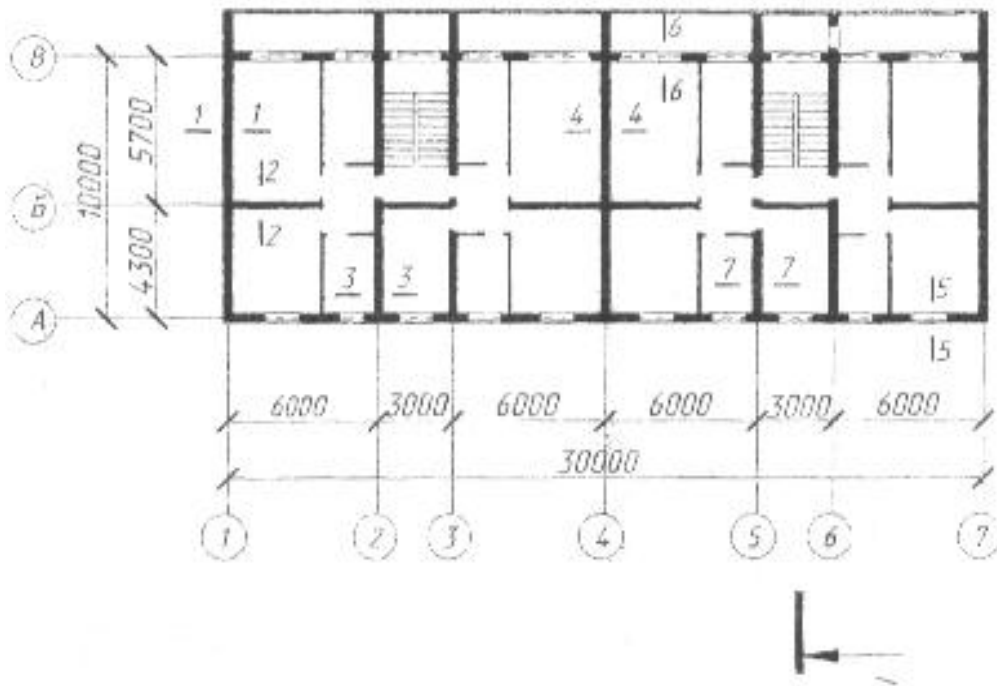
Ниже приведены краткие описания и схемы зданий, используемые для выполнения расчетно-графических работ.

Недостающие размеры, отметки, конструкции отдельных элементов зданий можно принять либо типовыми, либо по усмотрению студентов с обязательным их обоснованием.

Схема 1. Пятиэтажный 20-квартирный дом.

Здание запроектировано с несущими поперечными стенами из кирпича. Толщина наружных стен – 64 см. Толщина внутренних несущих стен – 38 см, самонесущих – 25 см. Удельный вес кирпичной кладки – 18 кН/м^3 . Перегородки межкомнатные – гипсобетонные панели, толщиной 8,0 см. Крыша чердачная. Кровля – металочерепица. В здании имеется техподполье (рис. 1.1).

План первого этажа



План строительной площадки

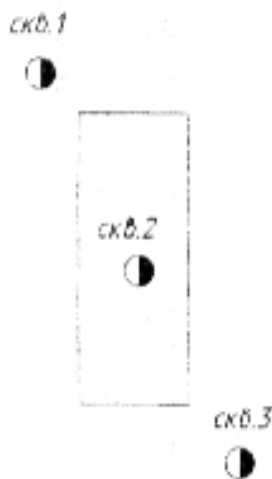
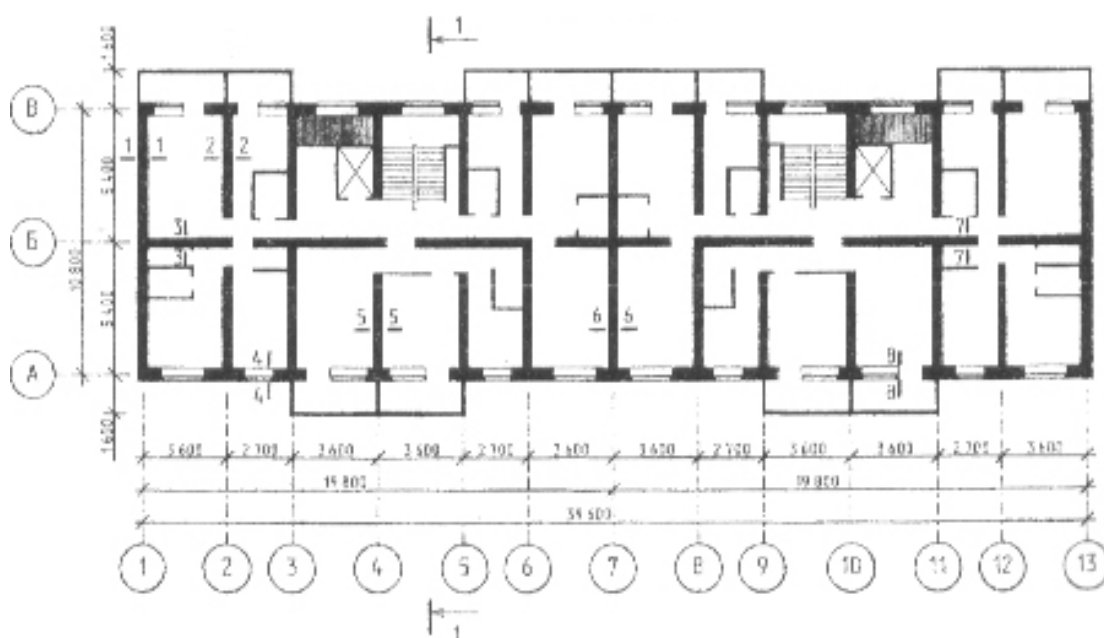


Рис.1.1. Планы жилого дома и строительной площадки

Схема 2. Девятиэтажный крупнопанельный жилой дом.

Конструктивная схема – бескаркасное здание с поперечными и продольными несущими стенами. Наружные стены – двухслойные панели толщиной 30 см. Внутренние стены – сборные железобетонные панели толщиной 16 см. Перегородки – сборные железобетонные панели толщиной 6 см. Перекрытия – сборные сплошные плоские панели толщиной 16 см с опиранием по контуру. Кровля – рулонная четырёхслойная. Утеплитель – керамзит с удельным весом 6 кН/м^3 . Под всей частью здания – подвал (рис. 1.2).

План первого этажа



План строительной площадки



Рис. 1.2. Планы жилого дома и строительной площадки

Схема 3. Девятиэтажный 36-квартирный жилой дом.

Здание запроектировано с поперечными несущими стенами из кирпича. Наружные стены выполнены из красного кирпича и облицованы силикатным. Толщина наружных стен – 64 см. Внутренние стены выполнены из красного кирпича. Толщина внутренних стен – 38 см. Межкомнатные перегородки выполнены из красного кирпича. Толщина – 7,5 см. Перекрытия и покрытия – сборные железобетонные плиты с круглыми пустотами. Кровля – рулонная, четырёхслойная. Имеется подполье под всем зданием. Стены подполья – сборные бетонные блоки (рис. 1.3).

План первого этажа



План строительной площадки

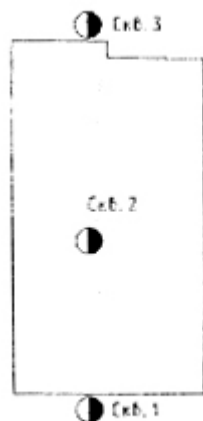
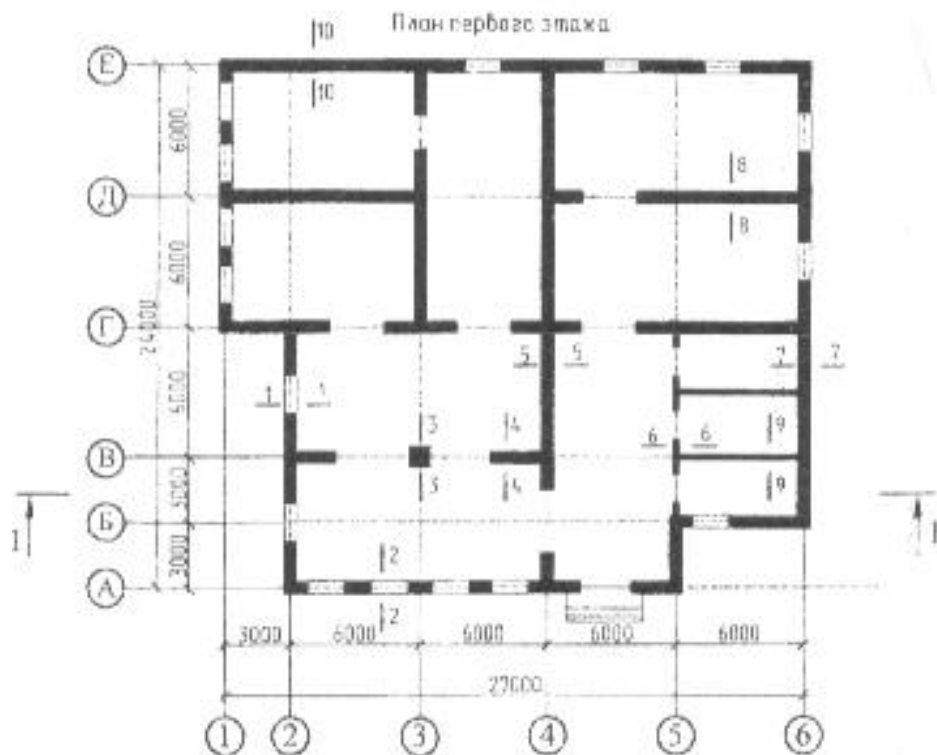


Рис. 1.3. Планы жилого дома и строительной площадки

Схема 4. Столовая-кафе на 106 мест.

Здание запроектировано с продольными и поперечными несущими стенами, выполненными из кирпича. Толщина наружных стен – 64 см, внутренних – 38 см. В осях А-Г и 2-6 здание столовой-кафе двухэтажное. В остальной части – одноэтажное. На пересечении осей В и 3 – кирпичный столб размерами 51,0x51,0 см. Перекрытия и покрытие – многослойные железобетонные плиты, уложенные на несущие стены, а по оси В – железобетонные балки. Под зданием имеется подвал. Кровля – рулонная, из 4-х слоёв рубероида. Утеплитель – плиты из ячеистого бетона ($\gamma=4,0 \text{ кН/м}^3$) (рис. 1.4).

План первого этажа



План строительной площадки

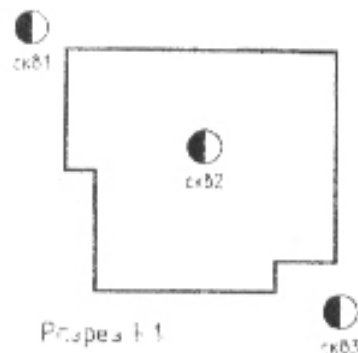


Рис. 1.4. Планы столовой кафе и строительной площадки

1.4. Данные об инженерно-геологических условиях строительных площадок

Результаты определения гранулометрического состава, основных физических характеристик, пределов пластичности пылевато-глинистых грунтов приведены в табл.1.1. Эти данные получены на основании испытаний образцов грунта, отобранных с различных глубин при бурении скважин. В табл.1.1 следует иметь в виду, что глубина отбора образцов грунта одного и того же слоя в трёх скважинах одинакова от поверхности. На основании данных таблицы производят необходимые вычисления по определению наименования грунта, дают оценку его состояния, и определяют механические характеристики.

В табл.1.2 даны отметки устьев скважин, мощности слоёв по скважинам, расстояние от поверхности земли до уровня подземных вод. Эти данные необходимы для построения инженерно-геологического разреза.

Таблица 1.1

Результаты определения физических характеристик грунтов

№ варианта	Глубина отбора образца грунта от поверхности, м	Гранулометрический состав, %					Плотность частиц, ρ_s , г/см ³	Плотность грунта, ρ , г/см ³	Влажность, W , %	Пределы пластичности	
		Размеры частиц в мм								раска- тыва- ния, W_p , %	теку- чести, W_L , %
		>2,0	2-0,5	0,5-0,25	0,25	<0,1					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	4,0	4,0	12,0	18,0	26,0	40,0	2,66	1,94	23,0	-	-
	7,0	0,5	19,5	27,0	18,0	35,0	2,65	1,96	24,5	-	-
2	3,5	-	-	1,8	26,1	72,0	2,67	2,04	15,0	15,0	21,2
	7,0	3,8	17,2	27,4	31,7	19,9	2,66	1,92	20,0	-	-
3	3,0	-	-	-	-	-	2,69	1,82	39,0	30,0	50,0
	7,0	-	-	-	-	-	2,69	2,15	15,0	11,5	24,0
4	5,2	-	2,0	3,0	39,0	56,0	2,67	2,07	16,7	13,0	18,0
	7,0	2,0	16,8	34,9	28,7	17,6	2,65	1,91	19,0	-	-
5	3,0	-	0,9	2,1	6,8	90,2	2,67	2,04	17,3	15,6	20,2
	6,0	-	2,8	9,5	76,0	11,7	2,66	1,90	20,5	-	-
6	3,6	-	0,5	0,95	3,9	94,6	2,72	2,01	26,0	22,0	43,0
	6,0	2,5	21,2	22,8	21,0	32,5	2,66	2,06	18,3	-	-
7	4,5	-	16,0	12,0	18,0	54,0	2,70	2,0	19,1	14,0	25,3
	7,0	-	-	-	-	-	2,69	2,03	21,0	15,2	31,2
8	4,5	-	0,2	1,4	12,0	86,4	2,71	1,98	27,1	19,0	33,8
	7,0	6,1	21,2	20,4	25,0	27,3	2,66	1,96	26,9	-	-
9	3,8	1,2	21,0	22,0	26,0	29,8	2,66	1,95	22,7	-	-
	7,0	2,0	18,0	32,0	40,0	8,0	2,66	2,01	24,0	-	-
10	4,5	-	7,0	13,0	50,0	30,0	2,66	1,92	19,2	-	-
	7,0	0,9	1,1	3,3	7,8	86,9	2,68	1,98	18,0	18,0	24,0

Таблица 1.2

**Данные о мощности геологических слоёв, глубине
подземных вод строительных площадок**

Номер варианта инж.-геол. разреза	Абсолютные отметки устья скважин			Номер слоя	Мощность слоёв по скважинам, м			Расстояние от поверх- ности до уровня под- земных вод, м		
	Скв.1	Скв.2	Скв.3		Скв.1	Скв.2	Скв.3	Скв.1	Скв.2	Скв.3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	136,5	136,7	136,5	1	2,5	3,0	5,0	2,6	2,0	1,9
				2	не установлена					
2	124,3	125,3	126,7	1	4,0	3,2	2,4	2,3	3,4	4,5
				2	не установлена					
3	134,1	134,3	134,1	1	4,0	3,0	2,0	3,1	3,2	3,0
				2	не установлена					
4	140,1	138,2	139,6	1	3,0	3,4	2,9	2,2	0,3	1,6
				2	не установлена					
5	129,1	128,6	127,3	1	2,0	1,8	1,6	3,5	3,1	2,4
				2	не установлена					
6	131,2	131,9	132,6	1	3,0	2,7	2,4	2,0	2,9	4,0
				2	не установлена					
7	131,8	134,2	134,0	1	2,8	3,4	4,1	3,0	3,5	4,0
				2	не установлена					
8	138,0	137,8	137,5	1	3,8	4,6	6,0	4,0	3,9	3,5
				2	не установлена					
9	136,2	138,1	136,5	1	4,0	3,0	4,0	1,2	3,0	1,4
				2	не установлена					
10	138,2	137,1	139,7	1	4,0	3,1	2,9	3,7	2,8	5,5
				2	не установлена					

2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

2.1. Определение наименования и состояния грунтов

Для каждого из пластов, которые были вскрыты тремя скважинами, должно быть определено наименование грунта. Если в таблице 1.1 исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания, то это означает, что грунт песчаный. Наименование песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу в соответствии с табл. П-1 (см. Приложения).

Наименование пылевато-глинистого грунта определяют по числу пластичности в соответствии с табл. П-2. Число пластичности определяют по формуле:

$$I_p = W_L - W_p, \% \quad (2.1)$$

где W_L - влажность на границе текучести, %;

W_p - влажность на границе раскатывания, %.

Затем, для каждого вида грунта необходимо подсчитать следующие производные характеристики:

1) плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01\omega}, \quad \text{т/м}^3, \quad (2.2)$$

где ρ - плотность грунта, т/м³;

ω - природная влажность, %.

2) коэффициент пористости грунта

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.3)$$

где ρ_s - плотность частиц грунта т/м³.

По плотности укладки частиц, т.е. по величине коэффициента пористости, песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (табл.П-3). Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой, и тем более при динамических нагрузках.

Далее определяют степень влажности по формуле

$$S_r = \frac{0,01 \cdot \omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_\omega} \quad (2.4)$$

где $\rho_\omega = 1,0$ т/м³ – плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой (табл. П-4).

Для пылевато-глинистых грунтов определяют показатель текучести

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (2.5)$$

По показателю текучести для супесей, суглинков и глин определяют их состояние в соответствии с табл. П-5.

Пылевато-глинистые грунты мягкопластичной и текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

После определения характеристик песчаных и пылевато-глинистых грунтов дается заключение по каждому слою геологического разреза. Например, 1 слой – песок мелкий, средней плотности, маловлажный;
2 слой – суглинок тугопластичный.

В соответствии с [11] песчаные и пылевато-глинистые грунты следует разделять по прочности в зависимости от сопротивления грунта при зондировании. В расчетно-графических работах эту классификацию допускается выполнять в соответствии с табл. 1.7 [8] для песчаных грунтов. Для пылевато-глинистых грунтов к малопрочным следует относить грунты, для которых коэффициент пористости $e > 0,75$.

Нормативные значения деформационных и прочностных характеристик песчаных грунтов (соответственно модуль деформации, угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимаются по таблицам П-6, П-8.

Для пылевато-глинистых грунтов нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления принимают по табл. П-9, а нормативное значение модуля деформации - по табл. П-7.

Приведенные величины C_{II} , φ_{II} следует рассматривать как значения, полученные для расчета по деформациям (с коэффициентом надежности $\gamma_q = 1,0$). Расчетные значения характеристик, необходимых для расчета оснований по несущей способности допускается определять путем деления приведенных величин на коэффициенты надежности, равные:

- для удельного сцепления $\gamma_q(c) = 1,5$;
- угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_q(\varphi) = 1,10$;
- для угла внутреннего трения - $\gamma_q(\varphi) = 1,15$.

Для расчета предварительных размеров подошвы фундаментов определяют расчетное сопротивление на основание R_0 , которое принимается в зависимости от физических характеристик грунта. Для песчаных грунтов R_0 определяется в зависимости от наименования грунта и его плотности сложения (табл. П-10), для пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов R_0 устанавливается по виду грунта, его коэффициенту пористости и консистенции (по интерполяции) (П-11).

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 2.1, и на их основе определяется полное наименование грунтов, дается оценка возможности и целесообразности их использования в качестве несущего слоя основания.

Таблица 2.1.

Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

№Слоя	Наименование грунта	Мощность слоя, м	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	ρ_d , т/м ³	W, %	W _L , %	W _P , %	J _P , %	J _L	e	S _r	C _п	φ _п	R ₀ , кПа	E, МПа
			γ, кН/м ³	γ _s , кН/м ³	γ _d , кН/м ³								C _л , кПа	φ _л , град		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17

2.2. Построение инженерно-геологического разреза

Инженерно-геологический разрез представляет собой изображенное на бумаге вертикальное сечение верхней части земной коры, на котором показана последовательность залегания, мощность грунтов разного литологического состава, а также уровень подземных вод.

Разрез строится по трем скважинам, расположение которых в плане и соответственно расстояния между ними даны на плане строительной площадки. Порядок построения инженерно-геологического разреза приведён ниже.

1. Выбирается удобный горизонтальный масштаб разреза. Например, такой, чтобы весь рисунок помещался на листе формата А4. Применительно к исходным данным наиболее удобными являются следующие масштабы: горизонтальный 1:500 или 1:200 и вертикальный 1:200; горизонтальный и вертикальный 1:100.

2. В левом краю листа миллиметровой бумаги строится шкала вертикального масштаба так, чтобы она охватила максимальную абсолютную отметку устья скважины (наиболее высокое место на строительной площадке) и минимальную абсолютную отметку забоя скважины (точки, до которой добурена скважина). Градуируется шкала вертикального масштаба в абсолютных отметках. Ее деления ценой в 1м подписываются целыми числами (рис. 2.1.)

3. Отступив от шкалы вертикального масштаба 2...3 см вправо, вычерчивают ствол скв. №1 - две вертикальных параллельных линии с интервалом между ними 2 мм. Ствол скважины ограничивается сверху абсолютной отметкой ее устья, снизу - абсолютной отметкой ее забоя, которые находятся по шкале вертикального масштаба.

4. Зная расстояние между 1-й и 2-й скважинами и применяя выбранный горизонтальный масштаб, вправо от скв. №1 подобно предыдущему вычерчивают ствол скв. №2. Точно так же строится и ствол скв. №3.

5. Соединяя плавной линией устья скважин, строят топографический профиль разреза.

6. Используя данные о мощности геологических слоев (табл. 1.2), проводят границы между слоями грунтов разного литологического состава по всей протяженности составляемого разреза. Показывают с помощью условных обозначений литологический состав грунтов. По стволам скважин показывают условными обозначениями влажность песчаных грунтов и текучесть пылеватоглинистых.

7. Штрих-пунктирной линией обозначают уровень подземных вод WL.

8. Слева от стволов скважин показывают глубины от поверхности земли, а справа - абсолютные отметки границ слоев разного литологического состава, уровня подземных вод, забоя скважин.

9. Форма изображения инженерно-геологического разреза и условных обозначений к нему должна соответствовать показанной на рис. П-1. Линии, изображающие природные разграничения, проводятся не по линейке, а от руки.

10. Выбирают планировочную отметку DL, исходя из равенства объемов выемки и насыпи.

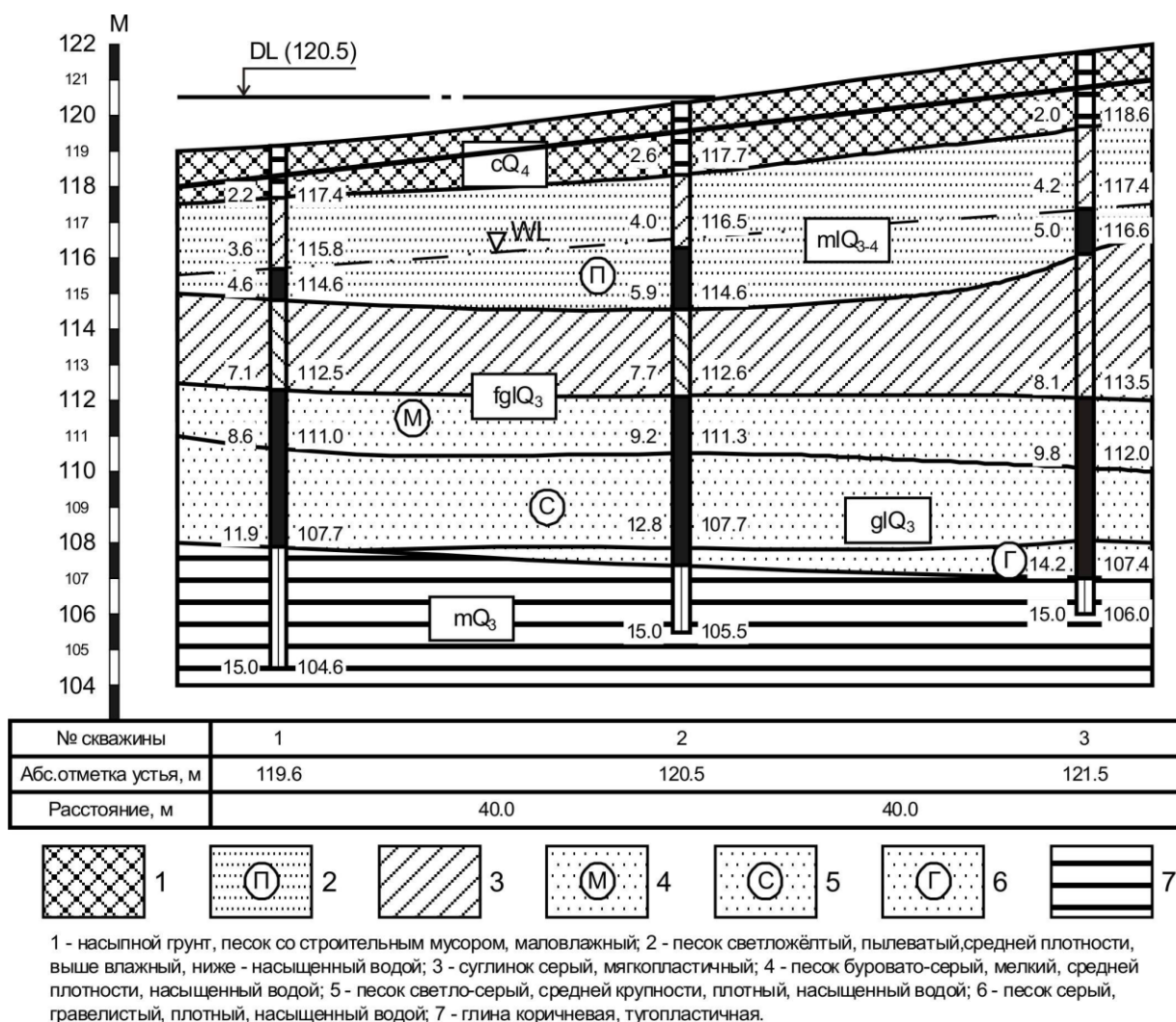


Рис. 2.1 Инженерно-геологический разрез

2.3. Заключение об инженерно-геологических условиях строительной площадки

После определения всех характеристик грунтов и построения инженерно-геологического разреза составляется заключение о возможности использования того или иного слоя грунта в качестве основания для двух вариантов фундаментов. Например, анализ грунтовых условий, приведенных на рис. 2.1. показывает, что I слой - это насыпной песчаный слой, содержащий строительный мусор. Механические характеристики этого слоя отсутствуют. Поэтому первый слой использовать в качестве оснований фундаментов мелкого заложения не рекомендуется. Хотя подошва свайного ростверка может быть заглублена в первом слое. Для фундаментов мелкого заложения основанием может служить второй слой, либо третий слой. Но предпочтительнее будет второй слой, потому что назначив глубину заложения фундамента до уровня подземных вод, мы исключаем необходимость водопонижения.

Характеристики второго слоя: γ_{II} - ; φ_{II} - ; C_{II} - ; E - ; R_0 -.

Таким образом, несущим слоем грунта для фундаментов мелкого заложения будет второй слой.

Рассматривая аналогичным образом последующие слои, делаем заключение о грунтах строительной площадки.

2.4. Выбор глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом:

- а) назначения, а также конструктивных особенностей зданий и сооружений (наличия подвалов, подземных коммуникаций, фундаментов под оборудование и т.д.);
- б) величины и характера нагрузок, воздействующих на фундаменты;
- в) глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;
- г) геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
- д) глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов.

Минимальную глубину заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности наружной планировки или 0,4 от пола подвала. Фундамент рекомендуется заглублять в несущий слой не менее чем на 20 см. При наличии слоев и прослоек «слабых» грунтов, например, рыхлых песков, глинистых грунтов текучепластичной и текучей консистенции или с высоким коэффициентом пористости, заторфованных, насыпных грунтов и т.п. на них как правило, не закладывают фундаменты.

Фундаменты сооружения или его отсека, как правило, должны закладываться на одном уровне. При заложении ленточного фундамента смежных отсеков на разных отметках переход от более заглубленной части к менее заглубленной должен выполняться уступами, которые должны быть не круче 1:2 в связных грунтах, в несвязных - 1:3, а высота уступа – не более 60 см. Ленточные фундаменты примыкающих частей отсеков должны иметь одинаковое заглубление на протяжении не менее 1м от шва. Допустимая разность отметок

заложения соседних столбчатых фундаментов (или столбчатого и ленточного) определяется по формуле

$$\Delta h \leq a (\operatorname{tg} \varphi_1 + C_1/P), \text{ м}, \quad (2.6)$$

где a - расстояние между фундаментами в свету;

φ_1 и C_1 – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;

P – среднее давление под подошвой расположенного выше грунта от расчетных нагрузок (для расчета оснований по несущей способности).

Глубина заложения фундамента из условия возможности пучения грунтов при промерзании назначается с учетом глубины промерзания грунта в данном районе, наличия грунтовых вод и склонности грунтов основания к пучению.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунтов следует определять по формуле

$$d_{\text{fn}} = d_0 \sqrt{M_t}, \text{ м}, \quad (2.7)$$

где d_0 – глубина промерзания при $\sum |T_f| = 1^\circ\text{C}$, м, принимаемая равной для суглинков и глин – 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34;

M_t – безразмерный коэффициент, численно равный $\sum |T_f|$ - сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, $^\circ\text{C}$, принимаемый по [14].

Значение d_{fn} разрешается определять по схематической карте (рис. П-2), где даны изолинии нормативных глубин промерзания для суглинков. При наличии в зоне промерзания других грунтов значение d_{fn} , найденное по карте, следует умножить на отношение $d_0/0,23$.

Затем определяется расчетная глубина промерзания по формуле

$$d_f = k_h \cdot d_{\text{fn}}, \text{ м},$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, определяемый по табл. П-12.

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям исключения морозного пучения грунтов основания должна назначаться:

- для наружных стен и колонн – по условиям изложенным в табл. П-13;
- для внутренних стен и колонн – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться с учетом требований заложенных в табл. П-13. При наличии неотапливаемого подвала или техподполья глубина заложения исчисляется от пола подвала или технического подполья.

В результате общей оценки приведенных выше условий устанавливается минимальная глубина заложения, которая и принимается при проектировании фундаментов здания или сооружения.

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

3.1. Определение размеров фундаментов в плане

Предварительное определение размеров фундамента в плане производится с учетом расчетного сопротивления грунта основания R_o . Площадь подошвы фундамента любой формы в плане при центральной нагрузке определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{cp} \cdot d_1}, \text{ м}^2, \quad (3.1)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка (для расчета оснований по деформациям) в уровне поверхности земли, кН;

γ_{cp} – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах (принимается $\gamma_{cp} = 20,0 \dots 22,0$ кН/м³);

d_1 – глубина заложения фундамента, м.

Полученное значение A для внецентренно загруженного фундамента увеличивается на 10-15%.

Ширина ленточного фундамента под стену, когда подсчет нагрузок производится на 1 пог. м длины фундамента равна

$$b = \frac{A}{1}. \quad (3.2)$$

Ширина фундамента, имеющего в плане форму квадрата, равна

$$b = \sqrt{A}. \quad (3.3)$$

При определении размеров подошвы прямоугольного фундамента поступают следующим образом:

а) задаются коэффициентом отношения сторон $\eta = \frac{l}{b}$;

б) определяют ширину фундамента по формуле

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}; \quad (3.4)$$

в) определяют длину фундамента $l = b \cdot \eta$.

Полученные по расчету размеры подошвы фундамента следует округлить, чтобы они были кратными 100 мм. Ленточные фундаменты, как правило, проектируются бутобетонными, бетонными, либо из сборных железобетонных плит.

Затем определяют расчетное сопротивление грунта основания R , МПа по формуле

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{K} [M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}], \quad (3.5)$$

где b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{C1} и γ_{C2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. П-14;

K – коэффициент, принимаемый равным : $K=1$;

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения по табл. П-15;

K_z – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при $b < 10$ м, $K_z = Z_o/b + 0,2$ при $b \geq 10$ м (здесь $Z_o = 8,0$ м);

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы фундамента;

C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего ниже подошвы фундамента, кПа;

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad \text{м}, \quad (3.7)$$

здесь h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса материала пола подвала, кН/м³;

h_{cf} – толщина конструкции пола подвала, м;

d_b – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м. Для сооружений с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной более 2,0 м - $d_b = 2$ м, при ширине подвала более 20,0 м $d_b = 0$. Если $d_1 > d$ (где d – глубина заложения фундамента), то d_1 принимается равным d , а $d_b = 0$.

При наличии подземных вод определяется удельный вес с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad \text{кН/м}^3, \quad (3.6)$$

здесь γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м³;

γ_w – удельный вес воды, кН/м³;

e – коэффициент пористости грунта.

При вычислении R значения характеристик φ_{II} , C_{II} и γ_{II} принимаются для слоя грунта, находящегося под подошвой фундамента до глубины $Z_R = 0,5b$ при $b < 10$ м и $Z_R = t + 0,1b$ при $b \geq 10$ м (здесь $t = 4,0$ м). При наличии нескольких слоев грунта от подошвы фундамента до глубины Z_R принимаются средневзвешенные значения указанных характеристик. Аналогичным образом поступают и с коэффициентами γ_{C1} , γ_{C2} .

При принятом значении b для центрально нагруженного фундамента далее определяют среднее давление по подошве по формуле

$$P_{cp} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{cp} \cdot d, \text{ кПа}, \quad (3.8)$$

Если оно существенно отличается от R , то необходимо изменить размеры фундамента и повторить определение P_{cp} и R . Должно выполняться условие $P_{cp} \leq R$; (5%).

3.2. Определение осадки фундамента методом послойного суммирования

Расчет осадки фундамента производится исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (3.9)$$

где S – величина конечной осадки отдельного фундамента, определяемая расчетом;

S_u – предельная величина деформации основания фундаментов зданий и сооружений, принимаемая по табл. Б.1 [13].

Для определения осадки фундамента необходимо составить схему, показанную на рис. 3.1, на которой слева даны инженерно-геологические условия и характеристики грунтов. Далее вычерчивается фундамент. Затем от оси фундамента влево откладываем ординаты эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта. Причем, построение эпюры σ_{zqi} следует начинать от отметки поверхности природного рельефа при планировке подсыпкой или срезкой. Ординаты эпюры σ_{zqi} вычисляются в характерных горизонтальных сечениях (на нижней границе каждого слоя, под подошвой фундамента, на уровне грунтовых вод) по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \text{ кПа}, \quad (3.10)$$

где γ_i – удельный вес i – го слоя грунта, кН/м³;

h_i – толщина i – го слоя грунта, м.

Для водонасыщенных слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, необходимо определять удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (3.7).

К водоупорным грунтам можно отнести скальные нетрещиноватые и глинистые грунты (суглинки и глины) с показателем текучести $J_L < 0,25$, которые взвешивающему действию воды не подвергаются. Природное давление на кровлю этих слоев определяется по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w \cdot h_w, \text{ кПа}, \quad (3.11)$$

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

h_w – высота столба воды, м.

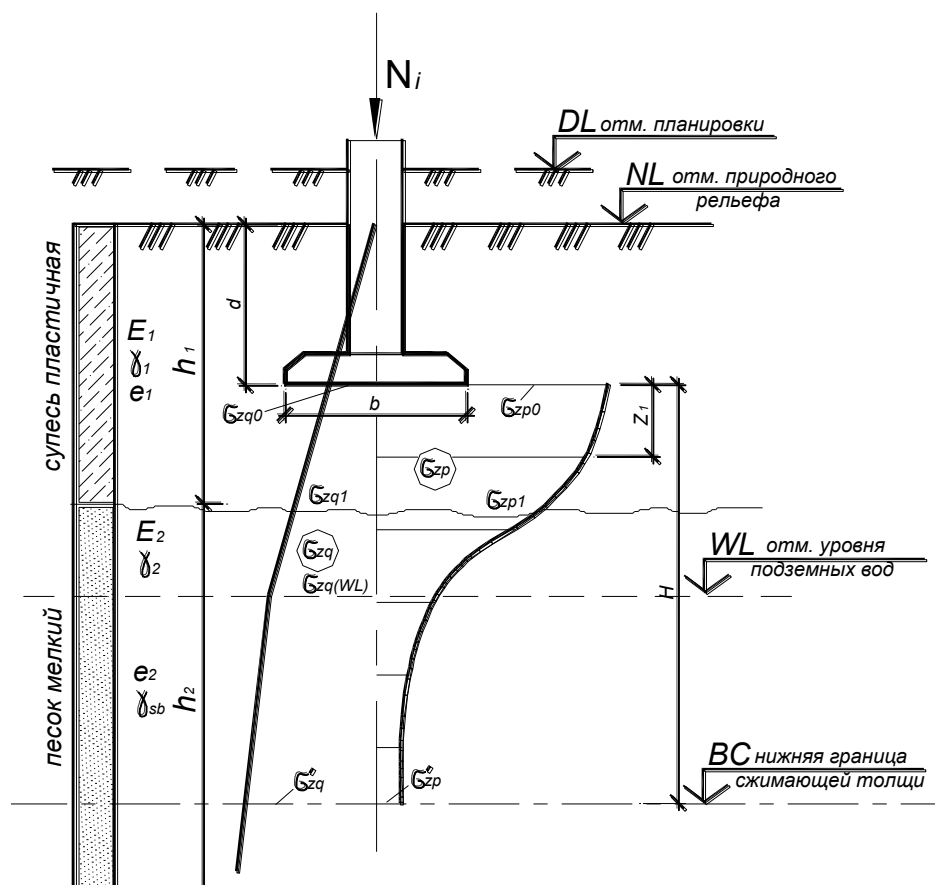


Рис. 3.1. Схема к расчету осадок методом послойного суммирования

Для построения эпюры дополнительных вертикальных напряжений толща грунта ниже подошвы фундамента в пределах глубины, приблизительно равной четырехкратной ширине фундамента, разбивается на ряд слоев, мощностью не более $0,4 \cdot b$ (обычно $0,2 \cdot b$). Если в пределах элементарного слоя попадают два вида грунта, то эти участки рассматриваются отдельно.

Величина дополнительного вертикального напряжения для любого сечения ниже подошвы фундамента вычисляется по формуле

$$\sigma_{zpi} = \alpha (P_{cp} - \sigma_{zq0}), \text{ кПа}, \quad (3.12)$$

где α - коэффициент, учитывающий изменение дополнительного вертикального напряжения по глубине и определяемый по табл. П-16 в зависимости от $\xi = \frac{2Z}{b}$ (Z - глубина рассматриваемого сечения ниже подошвы фундамента; b - ширина фундамента) и $\eta = \frac{l}{b}$;

l - длина фундамента;

P_{cp} - среднее фактическое давление под подошвой фундамента, кПа;

σ_{zq0} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента от веса вышележащих слоев, кПа.

Ординаты эпюры дополнительного вертикального напряжения следует откладывать в масштабе вправо от оси фундамента.

Построив эпюры σ_{zq} и σ_{zpi} , определяют нижнюю границу сжимаемой (активной) зоны грунта, которая находится на глубине H ниже подошвы фундамента, где $\sigma'_{zp} = 0,2 \cdot \sigma'_{zq}$.

Осадка отдельного фундамента на основании, расчетная схема которого принята в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, определяется по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \text{ см}, \quad (3.13)$$

где β - коэффициент, корректирующий упрощенную схему расчета, равный 0,8;

h - число слоев, на которое разделена по глубине сжимаемая толща основания;

h_i - толщина i - го слоя грунта, см;

σ_{zpi} - среднее дополнительное (к бытовому) напряжение в i - ом слое грунта, равное полусумме дополнительных напряжений на верхней и нижней границах i - го слоя, кПа;

E_i - модуль деформации i - го слоя, кПа.

Для удобства, вычисления осадки фундамента рекомендуется вести в табличной форме (табл. 3.1.).

Таблица 3.1.

Расчет осадки фундамента

№№ слоев	Z, см	ξ	α	h_i , см	σ_{zpi} , кПа	σ_{zqi} , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zqi}$, кПа	E_i , кПа	S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

3.3. Конструирование фундаментов мелкого заложения

Фундаменты мелкого заложения применяются в различных инженерно-геологических условиях как в монолитном так и в сборном варианте.

В зависимости от материала основных конструкций здания выбирают и материал фундаментов: бетон, каменные материалы (кирпич, бут, блоки из природных камней), железобетон, цементогрунт. Следует отметить, что в зданиях более ранней постройки в основном применялись бутовые, бутобетонные, кирпичные, бетонные фундаменты (рис. П-7...П-11). В последние десятилетия широкое применение получили железобетонные фундаменты, в том числе сборные (рис. П-9, П-10, П-12, П-13).

При использовании в качестве оснований пылевато-глинистых грунтов, для которых $J_L > 0,25$, а также водонасыщенных песков под подошвой фундамента устраивается подготовка из бетона толщиной 100 мм.

Толщину защитного слоя бетона для фундаментов, выполненных из монолитного железобетона при отсутствии бетонной подготовки, принимают не менее 80 мм, а при её наличии - 45 мм. При выполнении фундаментов из сборных

железобетонных подушек - толщина защитного слоя должна быть не менее 45 мм.

При устройстве сборных фундаментов на основаниях, имеющих модуль деформации $E < 10,0$ МПа, необходимо поверх подушек предусматривать армированный шов (4...5 продольных стержней диаметром не менее 10 мм с монтажной арматурой с шагом 30...40 см). Поверх фундаментных блоков устраивается железобетонный пояс.

Размеры в плане ступеней принимаются обычно кратными 300 мм, высота плитной части и высота ступеней – кратной 150 мм.

Класс бетона для монолитных и сборных фундаментов должен быть не ниже $C^{12/15}$. Номенклатура фундаментных подушек и фундаментных блоков приведены в приложении (табл. П-19 и П-22).

4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

4.1. Основные положения расчета свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняется по предельным состояниям:

а) первой группы: по прочности материала свай и ростверков; по несущей способности грунта основания свай; по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта;

б) второй группы: по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций фундаментов.

4.2. Определение глубины заложения и назначение размеров ростверка

Как правило, подошву ростверка заглубляют ниже расчетной глубины промерзания пучинистого грунта. Однако имеется положительный опыт строительства зданий и сооружений с ростверком в зоне промерзания грунтов. В таком случае между подошвой ростверка и пучинистым грунтом делается шлаковая, гравийная или щебеночная прослойка толщиной 250-300 мм, а непучинистым – то же, не менее 100 мм. Рекомендуемая минимальная высота ростверка под колонны, ступеней и подколонника в плане из условия унификации рекомендуется принимать кратными 300 мм. Высоту плитной части, ступеней и подколонника следует принимать кратной 150 мм. Толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм, свес ростверка относительно осей крайних свай – не менее $0,5d + 50$ мм. Размеры ростверка в плане предварительно принимают по размерам здания и в процессе конструирования уточняют.

Класс бетона для сборных ростверков назначается не менее $C^{16/20}$, а для монолитных – не менее $C^{12/15}$.

4.3. Выбор типа и размеров свай. Определение их несущей способности

Сваи по характеру работы разделяются на сваи-стойки и висячие. Тип свай выбирают в зависимости от характеристик слоя грунта, который находится под острием. Сваи-стойки принимают, когда под острием находятся скальные или малосжимаемые грунты с $E > 50,0$ МПа. Во всех остальных грунтах принимают сваи висячие.

При назначении длины свай следует учитывать:

1) заделку свай в ростверке, работающем на вертикальные нагрузки, не менее 5 см для ствола сваи и не менее 25 см для выпусков арматуры;

2) заглубление в малосжимаемый слой:

а) в крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных грунтах, а также глинистых грунтах с показателем консистенции $J_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м;

б) в прочих видах нескальных грунтов – не менее 1,0 м.

Полная длина свай определяется как сумма

$$l_c = l_p + l_r + l_n, \quad (4.1)$$

где l_p – глубина заделки свай в ростверк; l_r – расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя; l_n – заглубление в несущий слой.

Размеры свай по длине и сечению назначают согласно номенклатуре забивных свай. Рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250х250 мм или 300х300 мм (табл. П-23, П-24). При проектировании усиления свай следует рассматривать как составные, длиной 0,5 м.

Несущую способность F_d , кН, забивной сваи определяют по формулам:

- для свай-стоек $F_d = \gamma_c RA$; (4.2)

- для защемленных в грунте свай $F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} R_{fi} h_i \right)$, (4.3)

где $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы свай в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

U – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

R_{fi} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, определяемое по табл. П-18, кПа;

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

γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи.

Определив расчетные нагрузки на сваю по грунту и материалу, принимают в дальнейших расчетах меньшее значение.

4.4. Расчет и конструирование свайного фундамента

Для центрально нагруженного свайного фундамента количество свай в фундаменте определяется по формуле

$$n = \gamma_f \frac{N_I \gamma_k}{F_d}, \quad (4.4)$$

где N_I – расчетная нагрузка на фундамент, кН;

η – коэффициент, учитывающий влияние момента, равен 1,0;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания сваи (несущая способность сваи);

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

Разместив сваи в плане, определяют фактическую нагрузку на голову сваи при действии сжимающей силы и момента.

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_I}{n} + N_{IP2} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.5)$$

где N_{IP2} – расчетная нагрузка от веса грунта на его уступах, кН.

Если окажется, что расчетная нагрузка на сваю больше ее несущей способности, то необходимо увеличить количество свай, в противном случае – уменьшить. Точность расчетов в пределах 10%.

Для свайного фундамента под стену количество свай определяется на погонный метр и принимается равным любому числу, в том числе и дробному. Для отдельно стоящих фундаментов под колонны и опоры окончательное число свай округляется до целого числа (округление возможно в сторону уменьшения).

Производится размещение свай в плане и конструирование ростверка:

1. Для ленточного фундамента под стены сооружений определяют расчетное расстояние между осями свай $a_p = \frac{1}{n}$ по длине стены, которое должно удовлетворять следующему условию $a_p \geq 3d$ (d – сторона сечения сваи); в зависимости от величины a_p определяют число рядов свай по ширине ростверка в плане.

2. Для куста свай под колонну или опору, размещение свай в плане подбирается рядовое или шахматное, чтобы получить наиболее компактный ростверк. Расстояние между осями свай принимают равным $3d$, а расстояние от осей крайних свай до края ростверка принимают равным $(0,5d + C_o)$, где $C_o = 0,05$ м. При $1 > n > 6$ следует уменьшить n , изменив соответственно длину сваи и ее несущую способность.

4.5. Определение несущей способности буронабивной сваи

Несущую способность висячей буронабивной сваи определяют по формуле 4.3. При этом следует учитывать следующие особенности:

- коэффициент γ_c принимается равным 1,0, кроме случаев опирания буронабивных свай на пылевато-глинистые грунты со степенью влажности $S_r < 0,85$, когда $\gamma_c = 0,8$;
- расчетное сопротивление грунта R под нижним концом сваи определяют по табл. П-20;

- коэффициент условий работы грунта γ_{CR} под нижним концом сваи принимают равным единице (кроме свай с камуфлетным уширением, когда $\gamma_{CR} = 1,3$, и свай с уширенной пятой, бетонируемых подводным способом, когда $\gamma_{CR} = 0,9$);
- коэффициент условий работы грунта γ_{cf} по боковой поверхности сваи, принимаемый по табл. П-21.

4.6. Проверка прочности основания куста свай

Для оценки общей устойчивости свайного фундамента и определения его стабилизированной осадки необходимо определить вертикальные напряжения в грунте в плоскости, проходящей через острия свай. При этом свайный фундамент рассматривается как условный массивный фундамент, в состав которого входят ростверк, сваи, грунт междусвайного пространства и некоторый объем грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента.

Контуры условного массива АВСД определяются (рис. 4.1):

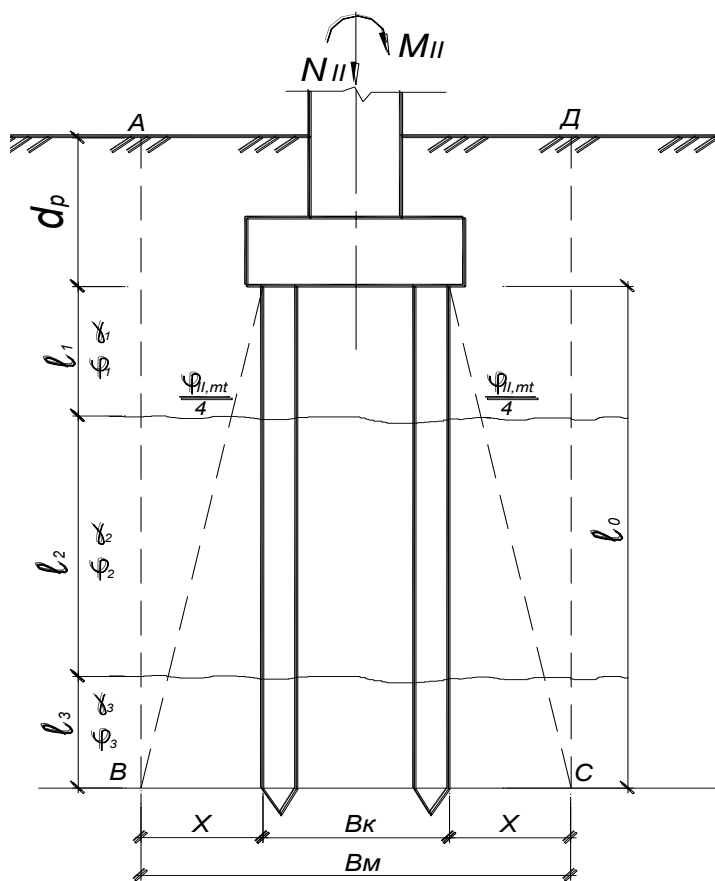


Рис. 4.1. Схема для определения границ условного фундамента

сверху – поверхностью планировки грунта;
 снизу – плоскостью в уровне нижних концов свай ВС в границах, определяемых пересечением с этой плоскостью наклонных плоскостей, проведенных под углом $\frac{\varphi_{II,mt}}{4}$ от наружного контура свайного куста в уровне подошвы ростверка; с боков – вертикальными плоскостями АВ и СД, проведенными через границы нижней поверхности и при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай.

Расстояние x не должно превышать величины $x = 2d$, когда над острием сваи залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $J_L > 0,6$.

При слоистом напластовании в пределах длины сваи $l_o=(l_q+l_n)$ расчетное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi_{II,mt}$ принимается средневзвешенным и определяется по формуле

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}, \quad (\text{град}) \quad (4.8)$$

где φ_i – расчетные значения углов внутреннего трения i -тых слоев грунта;

l_i – длина i -го слоя грунта в пределах соответствующих участков сваи, м.

В собственный вес условного фундамента при определении его осадки включается вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента.

При нахождении условного массива ниже уровня грунтовых вод вес его определяется с учетом взвешивающего действия воды.

Давление по подошве условного фундамента от расчетных нагрузок не должно превышать расчетного давления на грунт:

$$P = \frac{N_{II} + G_p + G_c + G_r}{A_m} \leq R, \quad (4.9)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка на фундамента, кН;

G_p, G_c, G_r – соответственно вес ростверка, свай, грунта, кН;

$A_m = B_m \cdot L_m$ – площадь подошвы условного массива фундамента, м²;

$B_m = B_k + 2l_o \cdot tg \frac{\varphi_{II,mt}}{4}$ – ширина условного фундамента, м; $L_m = L_k + 2l_o \cdot tg \frac{\varphi_{II,mt}}{4}$ –

длина условного фундамента, м; – для ленточного фундамента $L_m = 1$ м;

R – расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, определяемое по формуле (3.5), кПа.

При несоблюдении условия (3.11) конструкция свайного фундамента должна быть изменена и подобрана так, чтобы это условие выполнялось.

4.7. Расчет основания свайного фундамента по второму предельному состоянию (по деформациям)

Расчет осадки свайного фундамента из висячих свай производится так же, как и фундамента мелкого заложения, по методу послойного суммирования или эквивалентного слоя и сводится к выполнению условия $S \leq S_{ul}$.

4.8. Проверка возможности использования фундаментов существующих зданий с целью увеличения нагрузки при реконструкции

Для решения этой задачи необходимо:

- изучить архивные материалы и проектную документацию по объекту, подлежащему реконструкции;
- выполнить обследование здания, установить фактическое состояние фундаментов и физико-механические характеристики грунтов основа-

- ний (глубину заложения, размеры подошвы фундамента, его конструкцию и состояние, удельный вес грунта ниже и выше подошвы фундамента, угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации);
- определить нагрузки на существующие фундамента до реконструкции (N_{II});
 - определить расчетное сопротивление грунта основания R без учета уплотнения грунта;
 - определить среднее давление на основание P до реконструкции объекта;
 - вычислить коэффициент γ_q , учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов оснований под подошвой фундаментов за период эксплуатации здания. Коэффициент γ_q равен:

при $P/R > 80\%$	$\gamma_q = 1,3$
$P/R = 70 \dots 80\%$	$\gamma_q = 1,15$
$P/R < 70\%$	$\gamma_q = 1,0$
 - определить расчетную осадку S фундамента от действующих нагрузок до реконструкции по характеристикам грунта без учета уплотнения;
 - установить предельную осадку S_u основания для реконструируемого объекта;
 - определить коэффициент n_f , принимаемый в зависимости от отношения расчетной осадки к предельной (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Значения коэффициента n_f

Грунты основания	Значение коэффициента n_f
Пески:	
крупные и средней крупности	1,4
мелкие	1,2
пылеватые	1,1
Пылевато-глинистые:	
$J_L \leq 0$	1,2
$J_L \leq 0,5$	1,1

Примечание:

1. Указанные в таблице значения n_f соответствуют $S/S_u \times 100 = 20\%$.
2. При $S/S_u \times 100 = 70\%$ коэффициент n_f следует принимать равным 1,0.
3. Для промежуточных значений коэффициент n_f принимают по интерполяции.

Затем необходимо:

- определить новое расчетное сопротивление грунта (R') основания с учетом изменения его свойств за период эксплуатации по формуле

$$R' = R \cdot \gamma_q \cdot n_f, \text{ кПа};$$

- определить среднее давление после реконструкции здания;
- сделать выводы о возможности использования существующих фундаментов или о необходимости их усиления.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица П-1

Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Г р у н т	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-сухого грунта
Гравелистый	>2	>25
Крупный	>0,5	>50
Средней крупности	>0,25	>50
Мелкий	>0,1	≥75
Пылеватый	>0,1	<75

Примечание: наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке их расположения в таблице.

Таблица П-2

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

Г р у н т	Число пластичности, %
Супесь	$1 \leq J_p \leq 7$
Суглинок	$7 < J_p \leq 17$
Глина	$J_p > 17$

Таблица П-3

Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения

П е с о к	Значения коэффициента пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,70$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,60 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица П-4

Подразделение песчаных грунтов по степени влажности

Г р у н т	Степень влажности
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Таблица П-5

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

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

Таблица П-6

Нормативные значения модулей деформации песчаных грунтов

Песок	Значения E , Мпа, при коэффициенте пористости e			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый, крупный и средней крупности	50	40	30	-
Мелкий	48	38	28	18
Пылеватый	39	28	18	11

Таблица П-7

Нормативные значения модулей деформации E пылевато-глинистых грунтов

Возраст и происхождение грунтов	Грунт	Показатель текучести	Значение E , МПа, при коэффициенте пористости e											
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6	
Четвертичные отложения: аллювиальные, делювиальные, озерно-аллювиальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-	
	Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-	
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-	
	Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-	
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
	флювиогляциальные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
		Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
$0,25 < I_L \leq 0,5$			-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-	
$0,5 < I_L \leq 0,75$			-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	-	
моренные	Супесь и суглинок	$I_L \leq 0,5$	75	55	45	-	-	-	-	-	-	-		
Юрские отложения оксфордского яруса	Глина	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-	
		$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-	
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	

Примечание: Значение E не распространяются на лессовые грунты.

Таблица П-8

Нормативные значения удельных сцеплений c , Кпа, и углов
внутреннего трения φ , град., песчаных грунтов

Песок	Характеристика	Значение c и φ при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистый и крупный	c	2	1	0	-
	φ	43	40	38	-
Средней крупности	c	3	2	1	-
	φ	40	38	35	-
Мелкий	c	6	4	2	0
	φ	38	36	32	28
Пылеватый	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26

Таблица П-9

Нормативные значения удельных сцеплений c , Кпа, и углов
внутреннего трения φ , град., пылевато-глинистых грунтов
четвертичных отложений

Грунт	Показатель текучести	Характеристика	Значение c и φ при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	21	17	15	13	-	-	-
		φ	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c	19	15	13	11	9	-	-
		φ	28	26	24	21	18	-	-
Суглинок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	-
		φ	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	-
		φ	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	25	20	16	14	12
		φ	-	-	19	18	16	14	12
Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	-	81	68	54	47	41	36
		φ	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	-	57	50	43	37	32
		φ	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	45	41	36	33	29
		φ	-	-	15	14	12	10	7

Таблица П-10

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных и песчаных грунтов

Пески	R_0 , кПа
Крупные	600/500
Средней крупности	500/400
Мелкие:	
маловлажные	400/300
влажные и насыщенные водой	300/200
Пылеватые:	
маловлажные	300/250
влажные	200/150
насыщенные водой	150/100

Примечание: Значения R_0 для плотных песков даны перед чертой, для песков средней плотности - за чертой.

Таблица П-11

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых грунтов

Пылевато-глинистые	R_0 , кПа
Супеси с коэффициентом пористости e :	
0,5	300/300
0,7	250/200
Суглинки с коэффициентом пористости e :	
0,5	300/250
0,7	250/180
1,8	200/100
Глины с коэффициентом пористости e :	
0,5	600/400
0,6	500/300
0,8	300/200
1,0	250/100

Примечание: Значения R_0 при $I_L = 0$ даны перед чертой, при $I_L = 1$ - за чертой. При промежуточных значениях e и J_L значения R_0 определяются интерполяцией.

Таблица П-12

Значение коэффициента k_h

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	<u>1,30</u>	<u>1,10</u>	<u>0,90</u>	<u>0,80</u>	<u>0,80</u>
	1,00	0,80	0,70	0,60	0,60
на лагах по грунту	<u>1,10</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>0,90</u>	<u>0,90</u>
	0,90	0,80	0,70	0,70	0,70
по утепленному цокольному перекрытию	<u>1,05</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>0,90</u>
	0,80	0,80	0,80	0,70	0,70
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40

- Примечания:*
1. Приведенные в таблице значения коэффициента (k_h) относятся: в числителе - к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них; в знаменателе - к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.
 2. Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициенты (k_h) принимаются: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10°С - по таблице П-12; при температуре воздуха выше 10°С - по таблице П-12 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем $k_h=1,00$.
 3. Приведенные значения (k_h) относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента (a_f) менее или равно 0,5 м; при значении (a_f) более 0,5 м значения (k_h) повышаются на 0,10, но не более $k_h=1,00$.
 4. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа сооружений.
 5. При промежуточных значениях температуры воздуха помещения значения (k_h) принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице П-12.

Таблица П-13

Глубина заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условию недопущения морозного пучения грунтов основания

Виды грунтов под подошвой фундамента и их характеристики	Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания d_f	
	не зависит от d_f	не менее d_f
	Глубина расположения уровня подземных вод (z), м, относительно расчетной глубины промерзания d_f	
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Независимо от расположения уровня подземных вод (z)	
Пески мелкие и пылеватые, крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем в количестве не более 30% по массе	$z \geq 1,0$	$z < 1,0$
Супеси	$z \geq 1,5$	$z < 1,5$
Суглинки: $I_p < 12$	$z \geq 2,0$	$z < 2,0$
$I_p > 12$	$z \geq 2,5$	$z < 2,5$
Глины $I_p \leq 28$	$z \geq 3,0$	$z < 3,0$

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания (d_f), соответствующие грунты должны залегать на глубину не менее нормативной глубины промерзания, в проекте должны быть предусмотрены, а при строительстве реализованы мероприятия, исключающие подъем уровня подземных вод.

Таблица П-14

Значения коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	коэффициент γ_{c1}	коэффициент γ_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к его высоте L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и пылевато-глинистые с показателем текучести грунта или заполнителя:			
$J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < J_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
$J_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

- Примечания:*
1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий.
 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.
 3. При промежуточных значениях (L/H) значение коэффициента γ_{c2} определяется по интерполяции.

Таблица П-15

Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c .

φ^0_{II}	M_γ	M_q	M_c	φ^0_{II}	M_γ	M_q	M_c
0	0	1,0	3,14	23	0,69	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	11,65	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

Таблица П-16

Значение коэффициента α

$\xi = \frac{2z}{b}$	Круглые фундаменты	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta=L/b$									
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	3,2	5	10
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,160	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,99	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,87	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,070	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,050	0,071	0,114
12	0,009	0,015	0,18	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,044	0,060	0,104

- Примечания:* 1. В табл. П-16 обозначено: b – ширина или диаметр фундамента;
 2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов, радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
 3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α принимается по интерполяции.

Таблица П-17

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи

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 J_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	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2200}{1600}$	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	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	12400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой – для пылевато-глинистых.

2. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения по табл. П-17 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100%. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по табл. П-17 следует увеличить на 60%, но не более чем до 20000 кПа (2000 тс/м²).

Таблица П-18

Расчетное сопротивление грунта по боковой
поверхности забивной сваи

Средняя глубина расположения слоя грунта, h, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек, R_{fi} , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести J_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

Примечание: Значение расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай R_{fi} следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в табл. П-18.

Таблица П-19

Фундаментные плиты

Марка плиты	Размеры, мм			Расход бетона, м ³	Масса плиты, т	
	ширина	длина	высота			
ФЛ 6.24	600	2380	300	0,37	0,93	
ФЛ 6.12		1180		0,18	0,45	
ФЛ 8.24	800	2380		0,46	1,15	
ФЛ 8.12		1180		0,22	0,55	
ФЛ 10.30	1000	2980		0,69	1,75	
ФЛ 10.24		2380		0,55	1,38	
ФЛ 10.12		1180		0,26	0,65	
ФЛ 10.8		780		0,17	0,42	
ФЛ 12.30	1200	2980	300	0,82	2,05	
ФЛ 12.24		2380		0,65	1,63	
ФЛ 12.12		1180		0,31	0,78	
ФЛ 12.8		780		0,2	0,5	
ФЛ 14.30	1400	2980		300	0,96	2,4
ФЛ 14.24		2380			0,76	1,90
ФЛ 14.12		1180			0,36	0,91
ФЛ 14.8		780			0,23	0,58
ФЛ 16.30	1600	2980	300		1,09	2,71
ФЛ 16.24		2380			0,86	2,15
ФЛ 16.12		1180			0,41	1,03
ФЛ 16.8		780			0,26	0,65
ФЛ 20.30	2000	2980		500	2,04	5,10
ФЛ 20.24		2380			1,62	4,05
ФЛ 20.12		1180			0,78	1,95
ФЛ 20.8		780			0,50	1,25
ФЛ 24.30	2400	2980	500		2,39	5,98
ФЛ 24.24		2380			1,90	4,75
ФЛ 24.12		1180			0,91	2,30
ФЛ 24.8		780			0,58	1,45
ФЛ 28.24	2800	2380		500	2,36	5,90
ФЛ 28.12		1180			1,13	2,82
ФЛ 28.8		780			0,72	1,80
ФЛ 32.12	3200	1180			500	1,29
ФЛ 32.8		780	0,82			2,05

Таблица П-20

Расчетные сопротивления грунта R под нижним
концом набивных и буровых свай

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Значения R , кПа, для пылевато-глинистых грунтов, за исключением лессовых, при показателе текучести J_L , равном						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1300	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Таблица П-21

Значения коэффициента γ_{cf} для набивных и буровых свай

Виды свай и способы их устройства	Значения γ_{cf} в грунтах			
	песках	супесях	суглинках	глинах
1. Набивные, частотрамбованные при забивке инвентарной трубы	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Бурунабивные, в том числе с уширенной пятой, бетонируемые при отсутствии воды в скважине	0,7	0,7	0,7	0,6
под водой или глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6

Таблица П-22

Стеновые блоки

Марка блока	Размеры, мм		
	Длина	Ширина	Высота
ФБС	2380	300	580
		400	
		500	
		600	
	1180	400	580
		500	
		600	
		400	280
		500	
		600	
	880	300	580
		400	
500			
600			
ФБВ	880	400	580
		500	
		600	
ФБП	2380	400	580
		500	
		600	

Таблица П-23

Сваи железобетонные забивные с поперечным армированием ствола

Марка	Размеры, мм			Класс бето-на	Расход мате-риалов		Мас-са, т	Примечание	
	L	B	H		бе-тон, м ³	сталь, кг			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
C30.30-1...3	3000	300	300	C ¹² / ₁₅	0,28	14,7	0,70	В марке сваи после дефиса указывается армирование	
C40.30-1...3	4000				0,37	17,9	0,93		
C50.30-1...3	5000				0,46	21,1	1,15		
C50.30-4...6					26,8	1,15			
C60.30-2...3	6000				0,55	24,3	1,38		
C60.30-5...6					31,1	1,38			
C60.30-7...8					39,1	1,38			
C70.30-4...6	7000				C ¹⁶ / ₂₀	36,0	1,60		
C70.30-8					C ¹⁶ / ₂₀	0,64	45,3		1,60
C70.30-9						56,0	1,60		

Продолжение таблицы П-23										
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
C80.30-4...6	8000	300	300	C ¹⁶ / ₂₀	0,73	40,4	1,83	1-4Ø10A-II S400		
C80.30-8						50,9		2-4Ø10A-II S400		
C80.30-9				63,2		3-4Ø10A-III S400				
C80.30-10				77,1		4-4Ø12A-I S240				
C80.30-11				C ²⁰ / ₂₅		92,5		5-4Ø12A-II S400		
C90.30-5...6	9000			300	300	C ¹⁶ / ₂₀	0,82	44,6	2,05	6-4Ø12A-III S400
C90.30-8								56,5		7-4Ø14A-II S400
C90.30-9						70,2		8-4Ø14A-III S400		
C90.30-10						85,8		9-4Ø16A-III S400		
C90.30-11						C ²⁰ / ₂₅		103,1		10-4Ø18A-IIIS400
C100.30-6	10000					300	300	C ¹⁶ / ₂₀	0,91	49,7
C100.30-8		62,8	12-4Ø22A-IIIS400							
C100.30-9		78,1	13-4Ø25A-IIIS400							
C100.30-10		95,2								
C100.30-11		114,2								
C100.30-12		C ²⁰ / ₂₅	135,8							
C100.30-13		171,5								
C110.30-8	11000	300	300	C ¹⁶ / ₂₀	1,00			74,0	2,50	
C110.30-9				92,0						
C110.30-10				112,7						
C110.30-11				C ²⁰ / ₂₅				135,7		
C110.30-12				161,1						
C110.30-13				203,7						
C120.30-8	12000			300	300	C ¹⁶ / ₂₀	1,09	68,4	2,73	
C120.30-9								85,1		
C120.30-10						104,0				
C120.30-11						125,1				
C120.30-12						C ²⁰ / ₂₅		148,4		
C120.30-13			187,6							

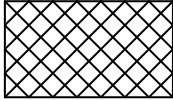
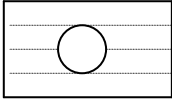
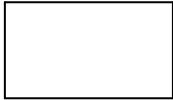
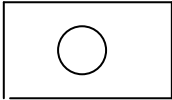
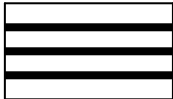
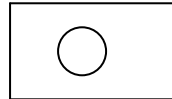

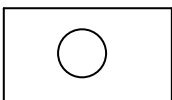
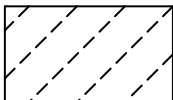
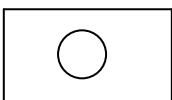
Таблица П-24

Сваи забивные (задавливаемые) железобетонные по серии 1.011.1-10




Марки свай					
C30.20-1	C60.25-4	C80.30-11	C60.35-1	C110.35-10	C80.40-6
C30.20-2	C60.25-5	C90.30-5	C60.35-2	C110.35-11	C80.40-8
C30.20-3	C60.25-6	C90.30-6	C60.35-3	C110.35-12	C80.40-9
C40.20-1	C30.30-1	C90.30-8	C60.35-6	C110.35-13	C80.40-10
C40.20-2	C30.30-2	C90.30-9	C70.35-4	C120.35-8	C80.40-11
C50.20-1	C30.30-3	C90.30-10	C70.35-5	C120.35-9	C80.40-12
C50.20-2	C40.30-1	C90.30-11	C70.35-6	C120.35-10	C80.40-13
C50.20-3	C40.30-2	C100.30-6	C70.35-8	C120.35-11	C90.40-5
C50.20-4	C40.30-3	C100.30-8	C70.35-9	C120.35-12	C90.40-6
C50.20-5	C50.30-1	C100.30-9	C70.35-10	C120.35-13	C90.40-8
C50.20-6	C50.30-2	C100.30-10	C80.35-5	C40.40-1	C90.40-10
C60.20-1	C50.30-3	C100.30-11	C80.35-6	C40.40-2	C90.40-11
C60.20-2	C50.30-4	C100.30-12	C80.35-8	C40.40-5	C90.40-12
C60.20-3	C50.30-5	C100.30-13	C80.35-9	C40.40-6	C90.40-13
C60.20-4	C50.30-6	C110.30-8	C80.35-10	C50.40-1	C100.40-6
C60.20-5	C60.30-2	C110.30-9	C80.35-11	C50.40-2	C100.40-8
C60.20-6	C60.30-3	C110.30-10	C90.35-5	C50.40-5	C100.40-9
C30.25-1	C60.30-5	C110.30-11	C90.35-6	C50.40-6	C100.40-10
C30.25-2	C60.30-6	C110.30-12	C90.35-8	C60.40-1	C100.40-11
C30.25-3	C60.30-7	C110.30-13	C90.35-9	C60.40-2	C100.40-12
C40.25-1	C60.30-8	C120.30-8	C90.35-10	C60.40-5	C100.40-13
C40.25-2	C70.30-4	C120.30-9	C90.35-11	C60.40-6	C110.40-8
C40.25-3	C70.30-5	C120.30-10	C90.35-12	C60.40-7	C110.40-9
C50.25-1	C70.30-6	C120.30-11	C100.35-6	C60.40-8	C110.40-10
C50.25-2	C70.30-8	C120.30-12	C100.35-8	C70.40-5	C110.40-11
C50.25-3	C70.30-9	C120.30-13	C100.35-9	C70.40-6	C110.40-12
C50.25-4	C80.30-4	C40.35-1	C100.35-10	C70.40-8	C110.40-13
C50.25-5	C80.30-5	C40.35-2	C100.35-П	C70.40-9	C120.40-8
C50.25-6	C80.30-6	C40.35-3	C100.35-12	C70.40-10	C120.40-9
C60.25-1	C80.30-8	C50.35-1	C100.35-13	C70.40-11	C120.40-10
C60.25-2	C80.30-9	C50.35-2	C110.35-8	C70.40-12	C120.40-11
C60.25-3	C80.30-10	C50.35-3	C110.35-9	C80.40-5	C120.40-12

Примечание: 1. Цифры, указанные в марке свай после буквы С обозначают: первая - длину в дм; вторая размер поперечного сечения в см, цифра после дефиса - армирование свай (см. табл. П-23).

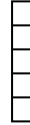





2. Материал свай - тяжелый бетон: для свай сечением 200x200, 250x250 и 300x300 длиной 3...7 м - $C^{12}/_{15}$; сечением 350x350 длиной 4...6 м и сечением 400x400 длиной 4...12 м - $C^{16}/_{20}$, сечением 300x300 длиной 5...12 м и сечением 350x350 длиной 7...21 м - $C^{20}/_{25}$.

	насыпной грунт		песок пылеватый
	почва		песок мелкий
	глина		песок средней крупности
	суглинок		песок крупный
	супесь		песок гравелистый

Степень влажности песков

	маловлажные
	влажные
	насыщенные водой

Консистенция суглинков и глин

	твердая
	полутвердая
	тугопластичная
	мягкопластичная
	текучепластичная
	текучая

Консистенция супесей

	твердая
	пластичная
	текучая

Рис. П-1. Условные обозначения на инженерно-геологических разрезах

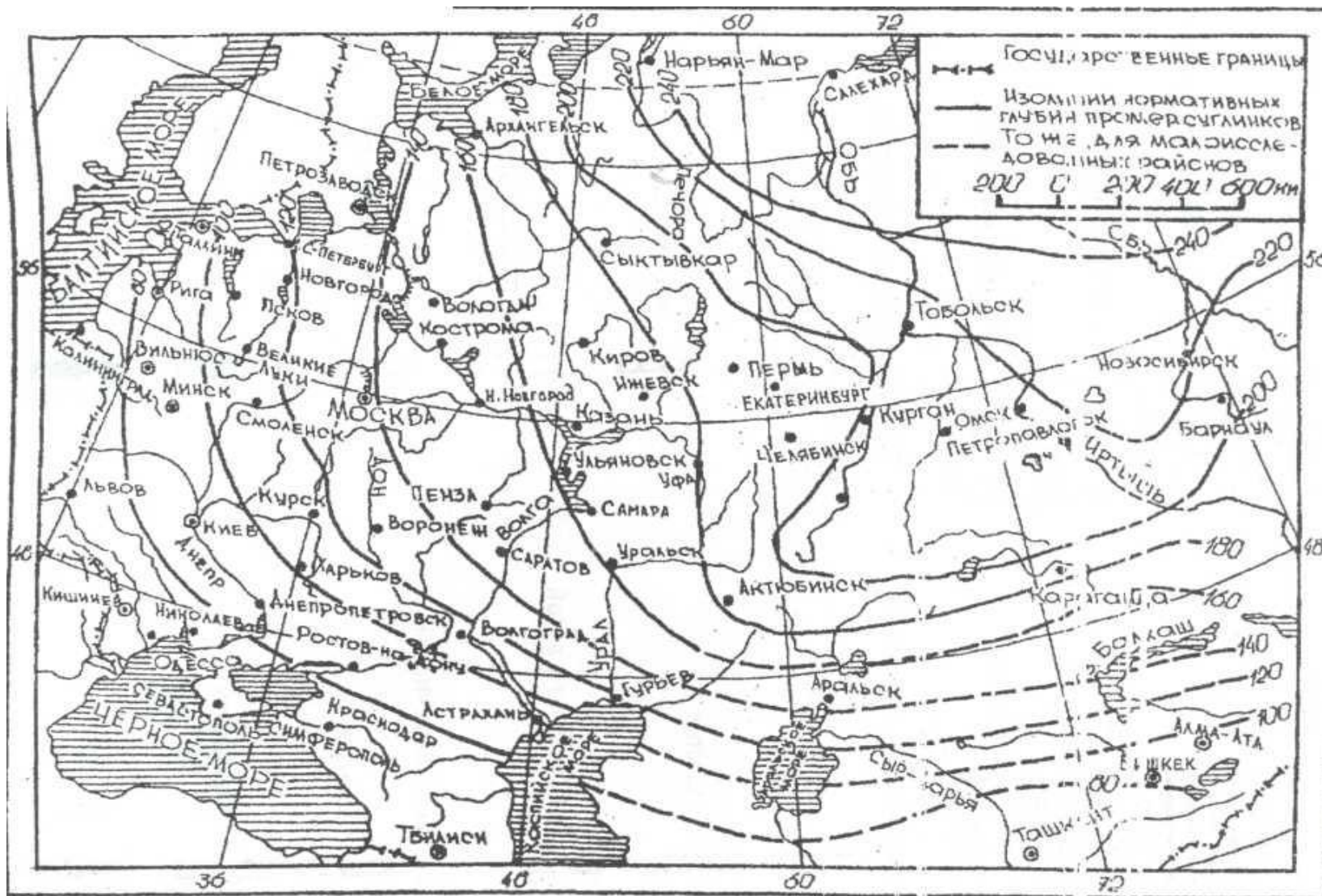


Рис. П-2. Карта нормативных глубин промерзания грунтов

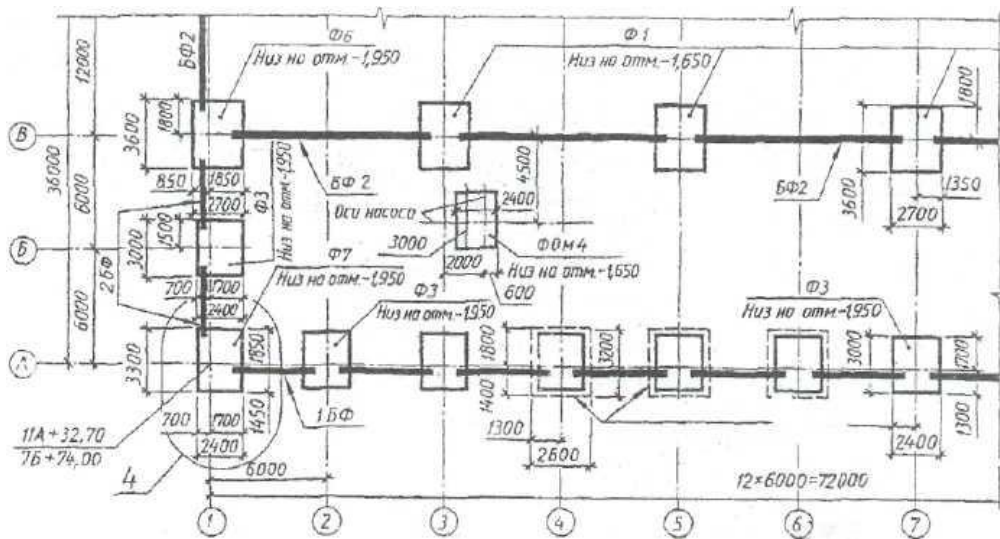


Рис. П-3. Фрагмент оформления плана фундаментов под колонны

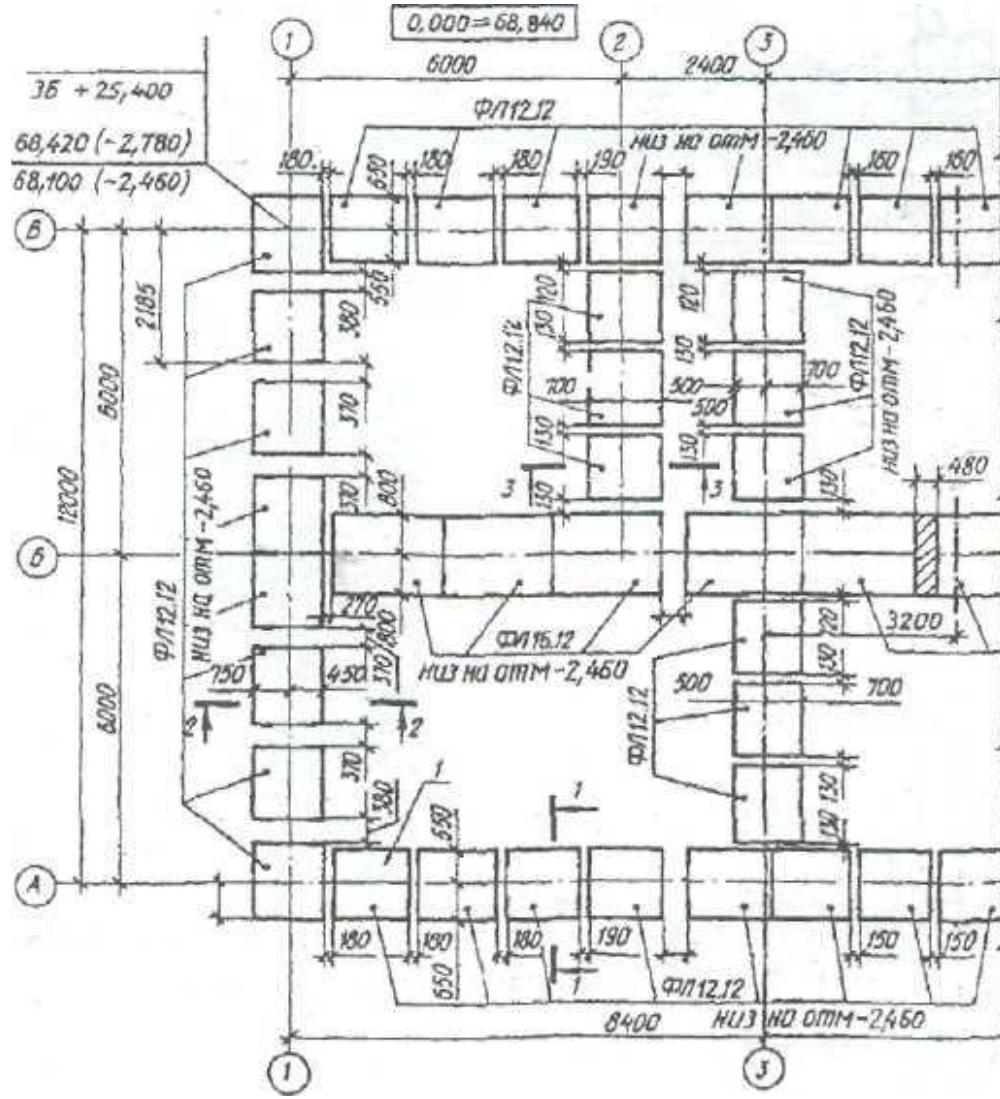


Рис. П-4. Фрагмент оформления плана ленточных фундаментов под стены

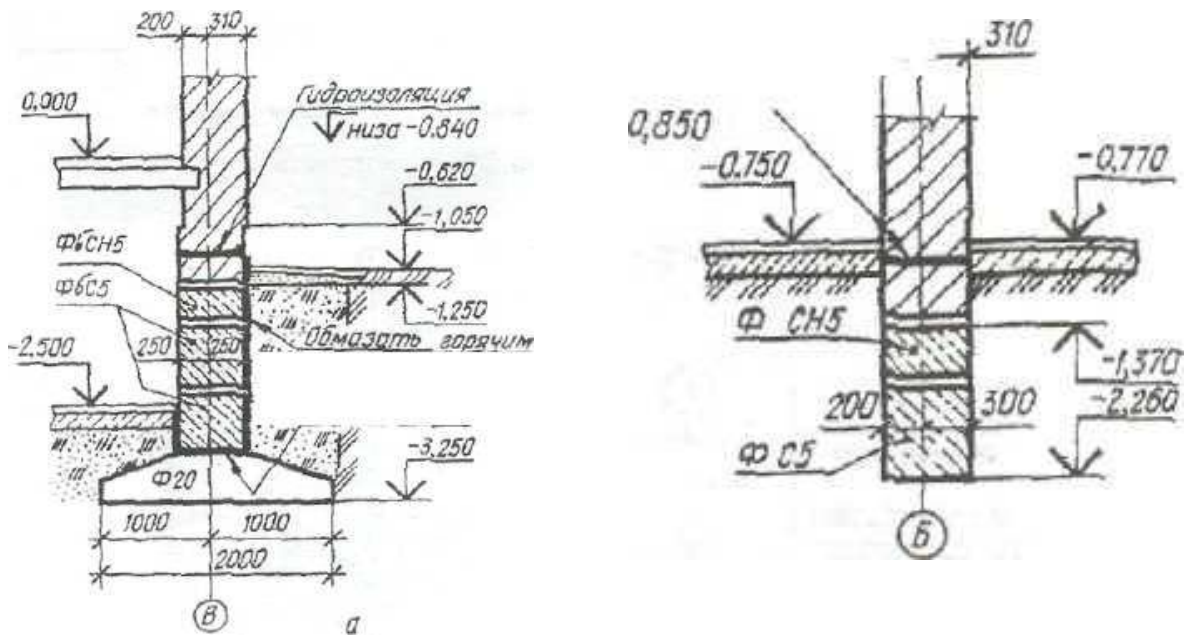


Рис. П-5. Примеры оформления сечений

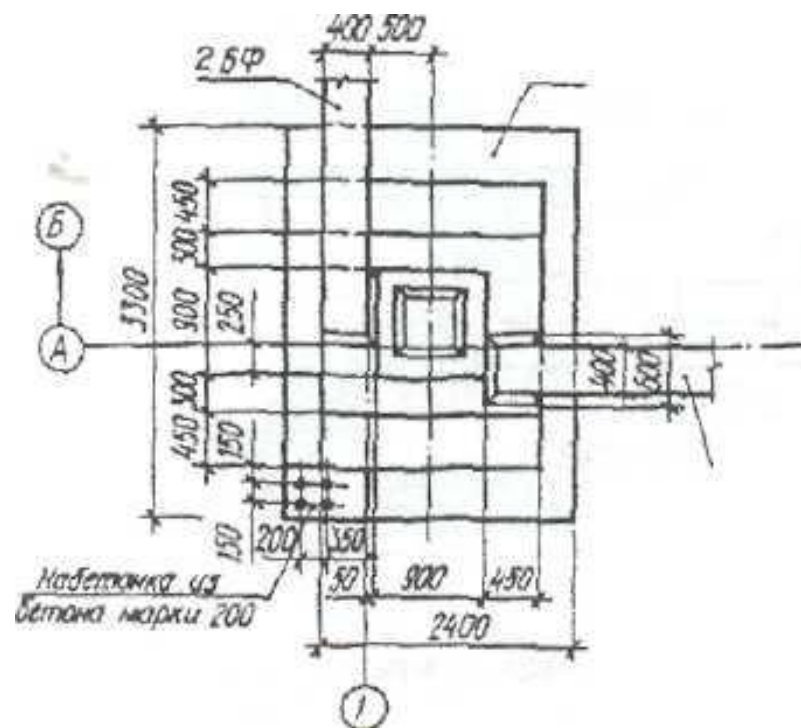


Рис. П-6. Пример оформления плана столбчатого фундамента

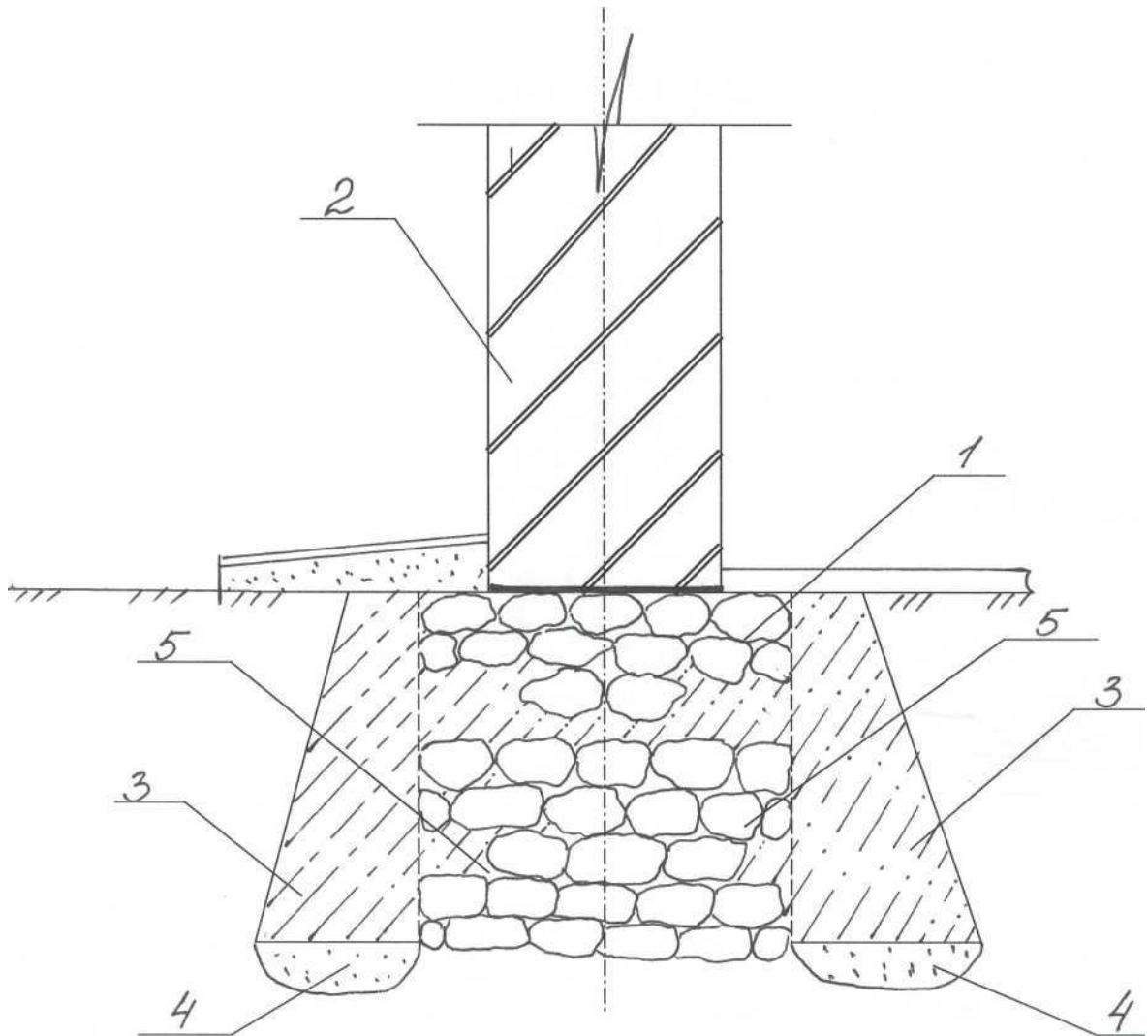


Рис. П-7. Уширение опорной части фундамента путем устройства приливов из бетона

1 – усиливаемый фундамент; 2 – кирпичная стена; 3- приливы из бетона; 4 – зоны уплотненного грунта; 5 – поверхность усиливаемого фундамента, подготовленная к бетонированию (очистка от грунта, разрушенных камней, раствора)

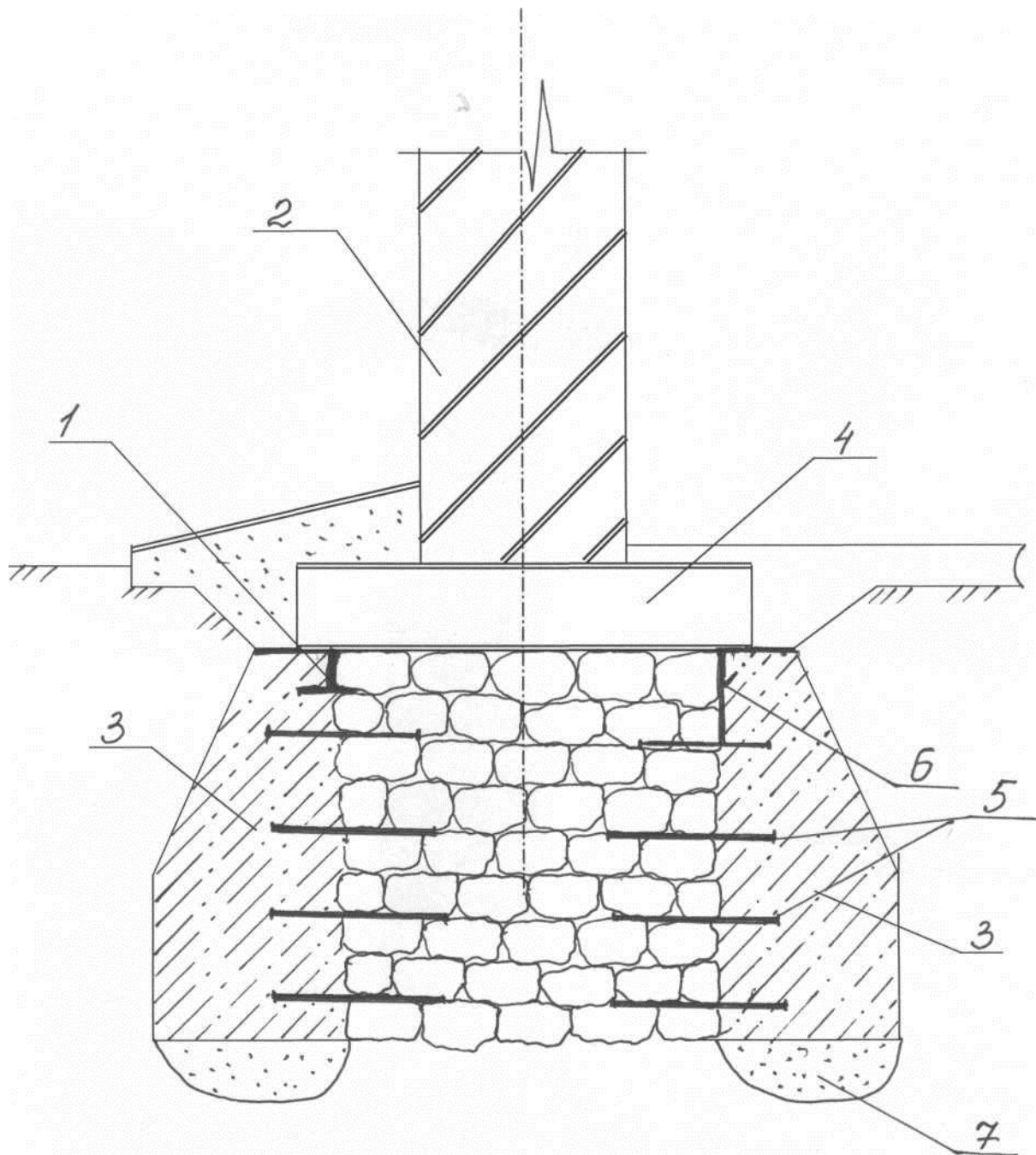


Рис. П-8. Уширение опорной площади устройством приливов из бетона

1 – усиливаемый фундамент; 2 – кирпичная стена; 3- приливы из бетона; 4 – металлические балки, устанавливаемые в пробитые отверстия; 5 – металлические штыри из арматурной стали; 6 – металлические балки, закрепляемые на сварке к поперечным балкам; 7 – зона уплотненного грунта

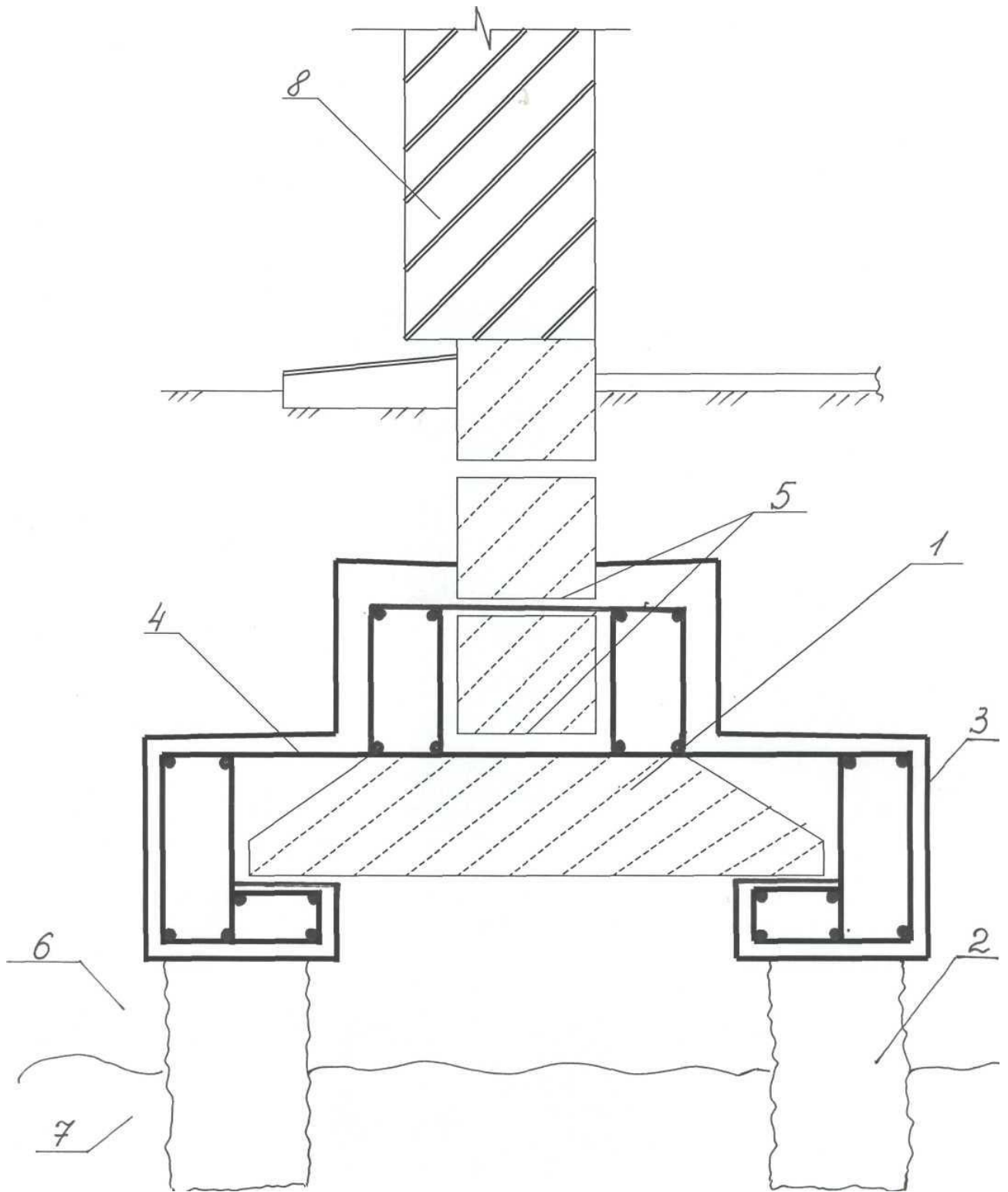


Рис. П-9. Передача нагрузки от фундамента на буронабивные (буровые) сваи

1- усиливаемый фундамент; 2 – буронабивные сваи; 3 – железобетонная обойма; 4 – основная рабочая арматура; 5 – отверстия в швах между бетонными блоками; 6,7 – соответственно слабый и прочный грунт; 8 - стена

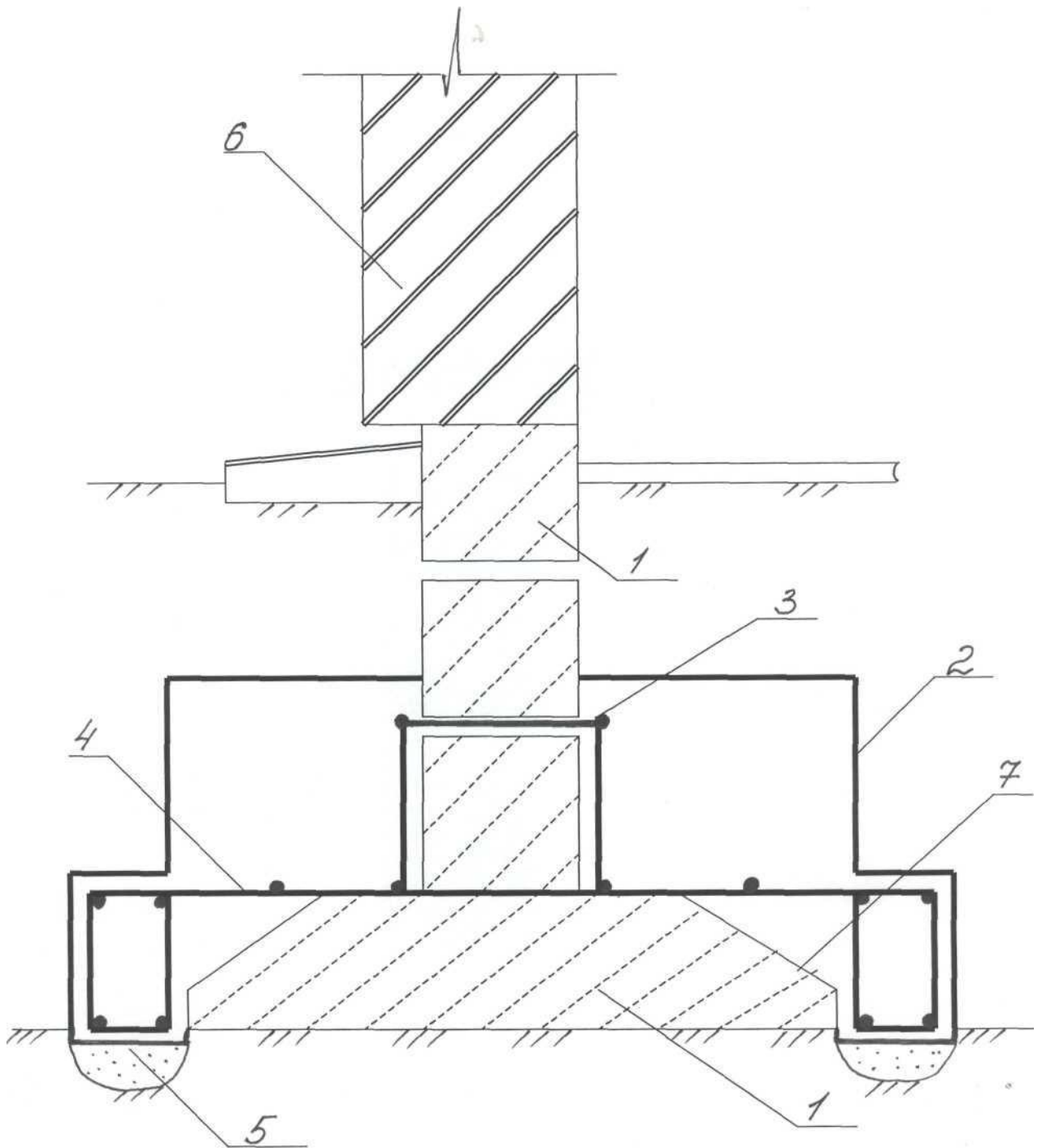


Рис. П-10. Увеличение опорной площади фундамента устройством железобетонной обоймы

1 – усиливаемый фундамент; 2 – железобетонная обойма; 3 – рабочая арматура в швах между блоками; 4 – основная рабочая арматура; 5 – зоны уплотненного грунта; 6 – кирпичная кладка стены; 7 – поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию обоймы

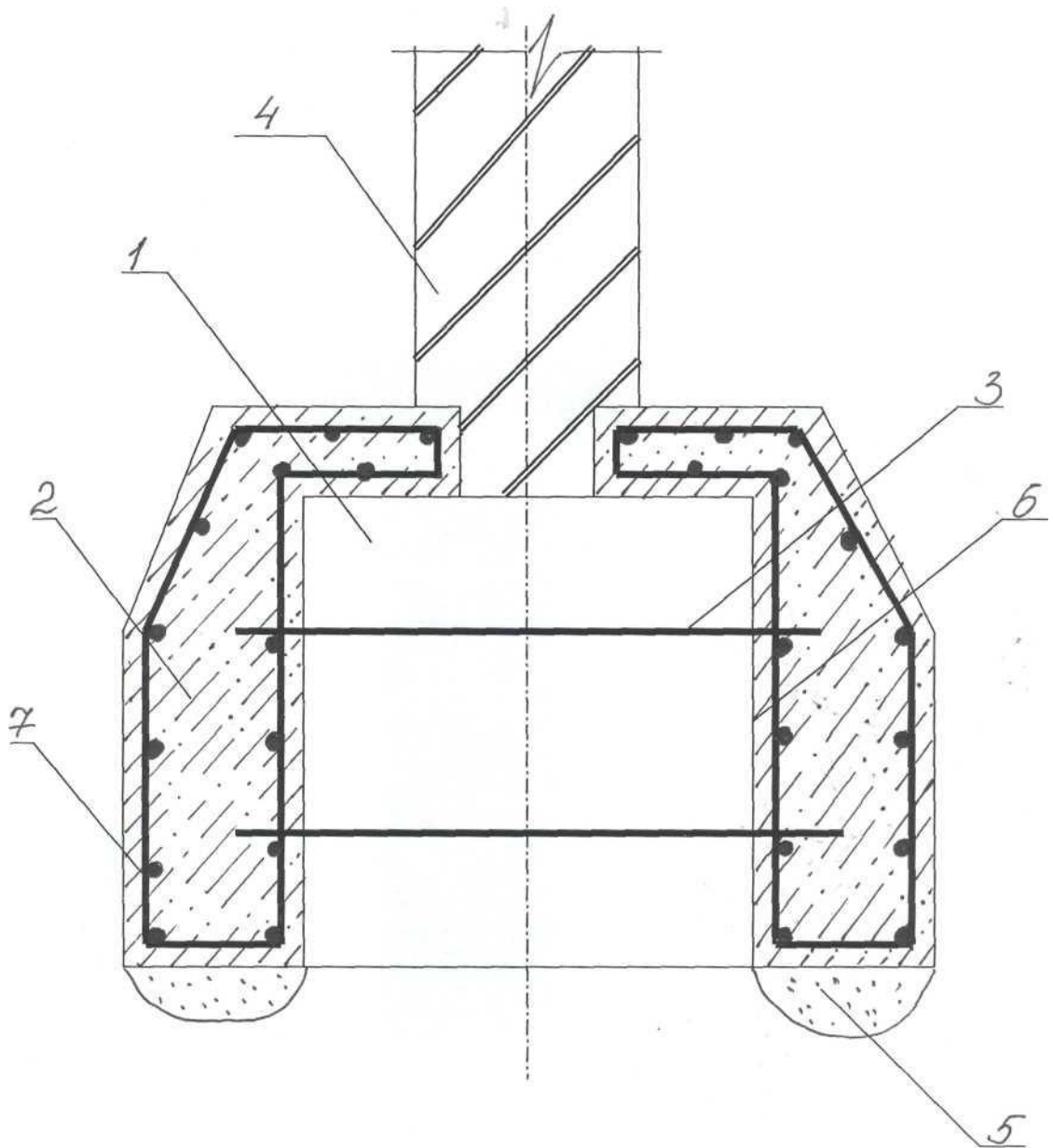


Рис. П-11. Уширение опорной площади и закрепление бутовой (бетонной, кирпичной) кладки устройством железобетонной обоймы

1 – усиливаемый фундамент; 2 – железобетонная обойма; 3 – металлический анкер; 4 – кирпичная стена; 5 – зона уплотненного грунта; 6- поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию обойм (очистка от грунта, разрушенных камней, раствора); 7 – арматурный каркас

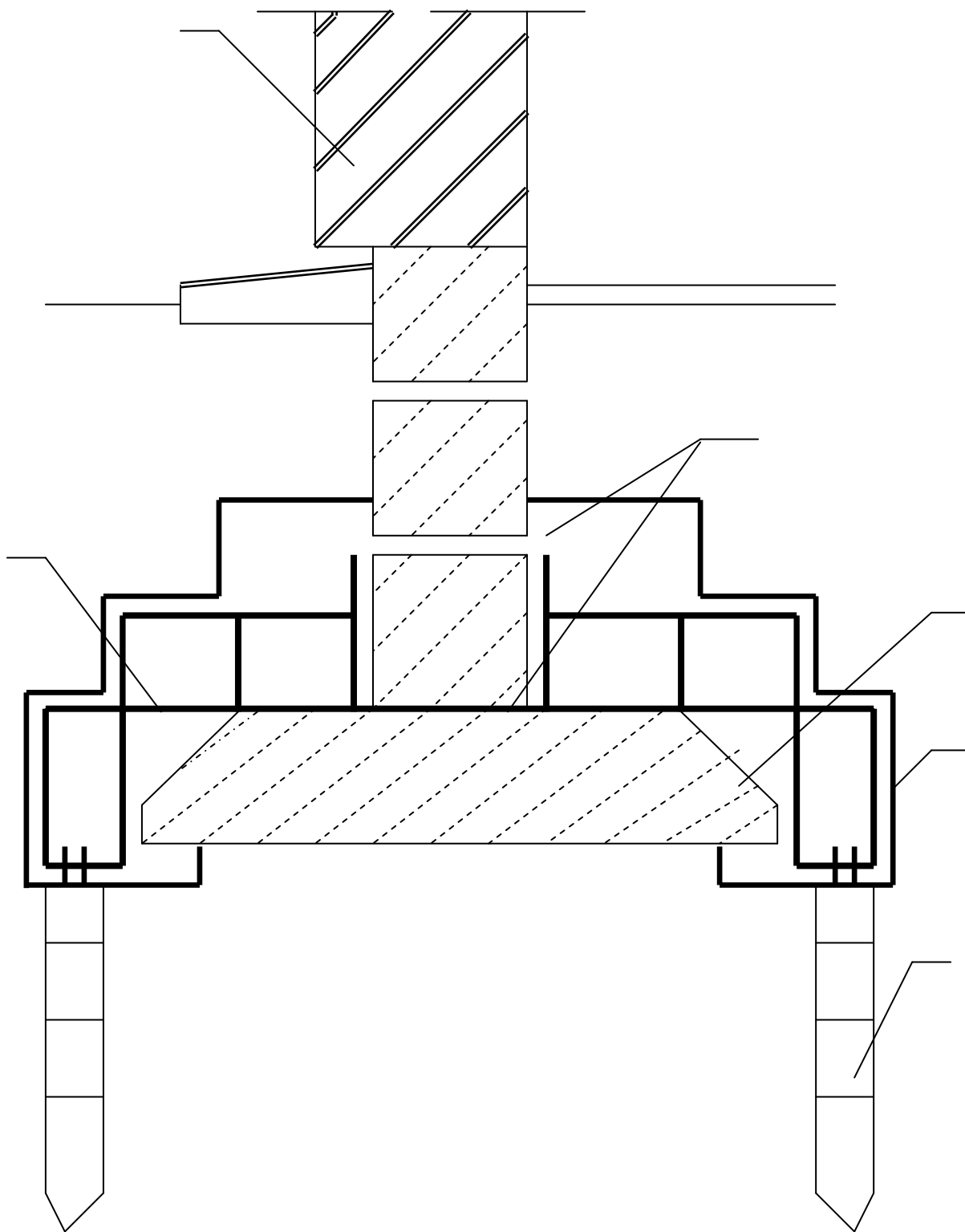


Рис. П-12. Передача нагрузки от стены на короткие составные сваи, погружаемые задавливанием

1 – усиливаемый ленточный фундамент; 2 – составные короткие сваи, погружаемые задавливанием; 3 – железобетонная обойма; 4 – основная рабочая арматура усиления; 5 – отверстия в швах между фундаментными блоками; 6 – кирпичная стена

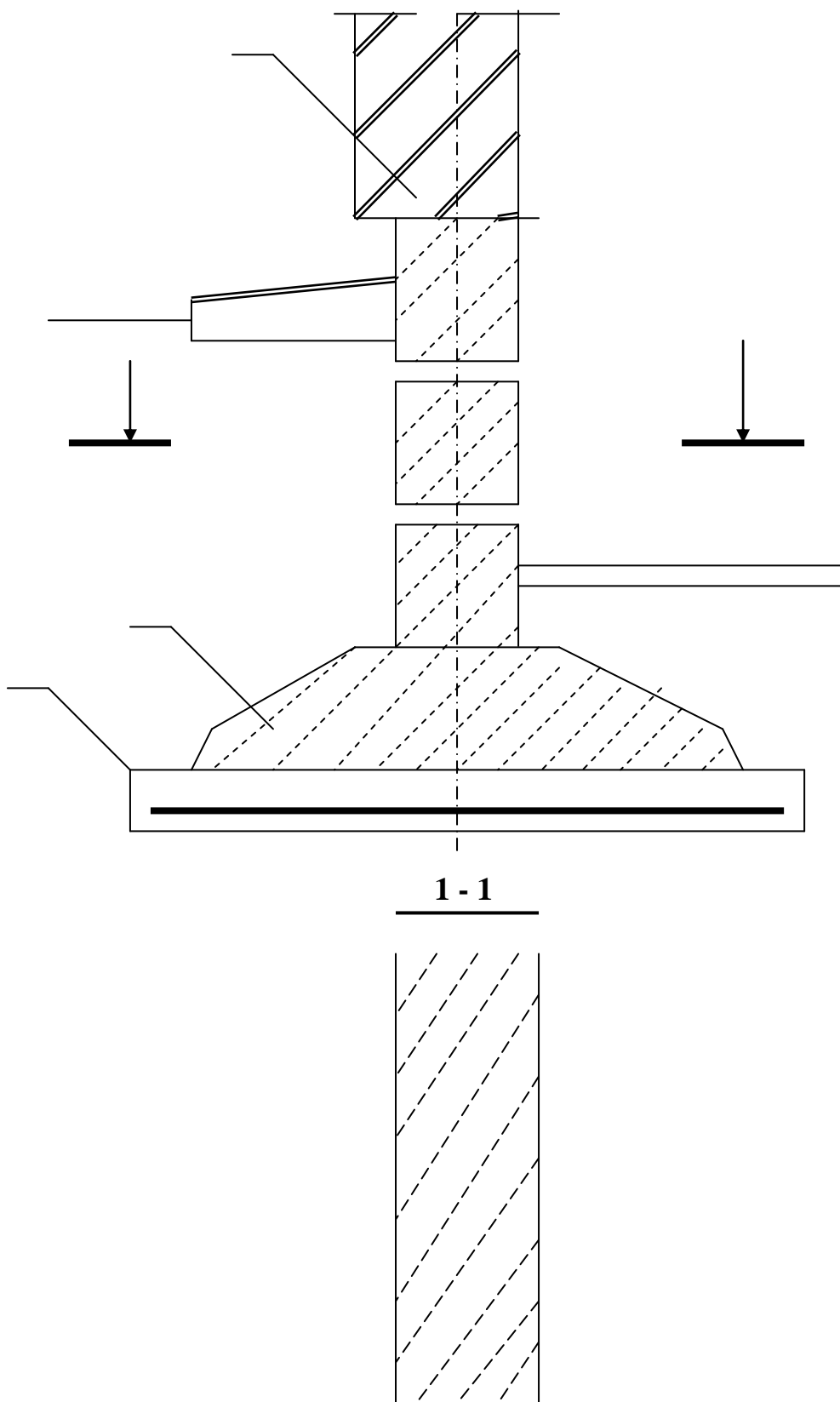


Рис. П-13. Увеличение опорной площади устройством дополнительных подушек

1- подушка существующего фундамента; 2 – фундаментные блоки; 3 – дополнительные подушки из монолитного железобетона; 4 – кирпичная кладка

ЛИТЕРАТУРА

1. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - М; Стройиздат, 1981. -319с.
2. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. - М: Высшая школа, 1986. - 239с.
3. Лапшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. - Саратов, 1986.-224с.
4. Методические указания к расчетно-графической работе по дисциплине "Механика грунтов, основания и фундаменты" для студентов специальности ПГС заочной формы обучения. - Брест, 2000. - 23с.
5. Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу "Механика грунтов, основания и фундаменты" для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т.19.01 "Промышленное и гражданское строительство". Часть 1. Примеры расчета. Брест, 1999. - 59с.
6. Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектов по курсу "Механика грунтов, основания и фундаменты" для студентов дневной и заочной формы обучения специальности Т. 19.01 "Промышленное и гражданское строительство". Часть 2. - Брест, 1999.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1986.-415с.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения (М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.) - М.; Стройиздат, 1985. -480с.
9. Руководство по проектированию свайных фундаментов (НИЙОСП имени Н.М. Герсевича). - М.; Стройиздат, 1980,- 150с.
10. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БГТУ-01-2002.- Брест, 2002.-32с.
11. Стандарт Республики Беларусь. Грунты, классификация. - СТБ 943-93. - Мн.: Министерство архитектуры и строительства РБ, 1993.
12. Сваи и свайные фундаменты. - Киев: "Будівельник», 1987.
13. Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. - Минск, 1999.
14. Строительные нормы и правила. Строительная климатология и геофизика. СНиП 2.02.01-82.-М.: Стройиздат, 1983.
15. Строительные нормы Республики Беларусь. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. – Минск: Стройтехнорм, 2002г – 274с.
16. Чернюк В.П., Пойта П.С. Расчет, проектирование и устройство свайных фундаментов. - Брест: Облтипография, 1998.
17. Шведовский П.В. и др. Выбор оптимальных решений в строительстве (ЦНИИ-ЭПсельстрой). - Ярославль, 1990. - 302с.
18. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. -Л.: Стройиздат, 1976.
19. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Высшая школа, 1980.