

**Министерство образования и науки Российской Федерации**

**Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
“Ивановский государственный  
архитектурно-строительный университет”**

*Кафедра геоинформационных систем  
и инженерных изысканий*

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

*Методические указания и задания  
к курсовому проекту*

**Иваново 2010**

Составители: Р.М. Алоян, А.О. Рязанский

УДК 624.15 (076)

Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Методические указания и задания к курсовому проекту / Иван. гос. архит.-строит. университет; Сост. Р.М. Алоян, А.О. Рязанский. — Иваново, 2010. — 99 с.

Рассматриваются вопросы проектирования и конструирования фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов. В задании приведены данные инженерно-геологических изысканий различных строительных площадок, схематические планы типового этажа и разрезы, расчетные нагрузки, действующие на обрез фундамента. Указана последовательность выполнения расчета оснований и фундаментов по двум группам предельных состояний.

Методические указания предназначены для студентов специальности 270102 “Промышленное и гражданское строительство” и могут быть использованы студентами специальности 270205 “Автомобильные дороги и аэродромы”.

*Рецензент*  
*кандидат технических наук,*  
*доцент кафедры ГИСИИ ИГАСУ*  
***А.Я. Костерин***

***СОСТАВИТЕЛИ:***  
***АЛОЯН РОБЕРТ МИШАЕВИЧ***  
***РЯЗАНСКИЙ АЛЕКСАНДР ОЛЕГОВИЧ***

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ  
И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

**Методические указания и задания к курсовому проекту**

*В авторской редакции*

## СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	4
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ	5
1.1. Цель и задачи курсового проектирования	5
1.2. Исходные данные и выбор задания для курсового проекта	5
1.3. Состав и содержание курсового проекта	9
2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ	13
2.1. Строительная классификация грунтов	14
2.1.1. Разновидность песков по гранулометрическому составу	15
2.1.2. Разновидность песков по коэффициенту пористости	15
2.1.3. Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения	19
2.2. Строительная классификация глинистых грунтов	20
2.2.1. Разновидность глинистых грунтов по числу пластичности	21
2.2.2. Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести	22
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО 2 ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ	30
3.1. Выбор глубины заложения фундаментов	30
3.2. Определение размеров подошвы центрально нагруженных фундаментов	38
3.3. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов при наличии подвала	51
3.4. Проверка прочности подстилающего слоя слабого грунта	54
3.5. Расчет осадки основания методом послойного суммирования	56
4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	63
4.1. Основные положения расчета	63
4.2. Выбор глубины заложения и размеров ростверка	65
4.3. Выбор типа, размеров и способа погружения свай	66
4.4. Расчет несущей способности забивных висячих свай по грунту при действии вертикальной нагрузки	68
4.5. Определение числа свай в свайном фундаменте и конструирование ростверка	71
4.6. Расчет свайных фундаментов по 2 группе предельных состояний (по деформациями)	77
5. ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ ПОДВАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ. ЗАЩИТА ФУНДАМЕНТОВ ОТ АГРЕССИВНЫХ ГРУНТОВЫХ ВОД	81
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	85
Приложение 1	86
Приложение 2	90

## Предисловие

Рост объемов капитального строительства, наблюдающийся в последние годы, требует быстрого развития и технического совершенствования строительной индустрии, сокращения сроков, снижения стоимости и повышения качества монтажно-строительных работ.

Инженеры-строители, которых готовит высшая школа, должны в полной мере удовлетворять этим требованиям, обладать широким техническим и практическим кругозором, владеть научными методами проектирования и строительства оснований и фундаментов. Учитывая, что стоимость фундаментных работ иногда составляет до 30% от общей стоимости инженерных объектов, их удешевление может дать существенный экономический эффект. Уменьшение затрат на возведение фундаментов может быть достигнуто путем интенсификации строительного производства при высоком качестве фундаментных работ.

Надежность оснований и фундаментов и удешевление работ по их устройству в значительной мере зависят от правильной оценки инженерно-геологических условий строительной площадки, совместной работы грунтов оснований с возводимыми на них фундаментами и научного применения теоретических основ механики грунтов.

Пренебрежительные отношения к устройству оснований и фундаментов (зачастую минимизация размеров фундаментов), недостаточная изученность грунтов оснований часто являются причиной недопустимых деформаций оснований, фундаментов и строительных конструкций. С другой стороны увеличение размеров фундаментов в целях перестраховки приводит к значительному удорожанию строительства.

Надежное устройство оснований и фундаментов инженерных объектов обеспечивает их долговечность и нормальную эксплуатацию.

Методические указания разработаны в соответствии с требованиями: СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений», СНиП 23-01-99

«Строительная климатология»; СНиП, 2.02.03-85 «Свайные фундаменты»; СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»; ГОСТ 25100-95. «Грунты, классификация»; ГОСТ 13579-78 «Блоки бетонные под стены подвала»; ГОСТ 13580-85 «Плиты железобетонные ленточных фундаментов».

## **1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ**

### **1.1. Цель и задачи курсового проектирования**

Целью курсового проектирования является:

- закрепление теоретических и практических знаний, получаемых студентами при изучении дисциплины “Основания и фундаменты”, и успешному применению этих знаний в решении инженерно-строительных задач;
- изучение современных методов расчета, проектирования и устройства оснований и фундаментов разных конструкций под здания различного назначения с учетом специфических особенностей инженерно-геологических условий площадки строительства;
- приобретение студентами навыков самостоятельной работы с нормативной и другой литературой по строительному проектированию.

Курсовое проектирование должно способствовать дальнейшему углублению и закреплению знаний студентами и применению этих знаний к выполнению конкретных инженерных задач. При выполнении курсового проекта предоставляется возможность студентам проявить широкую инициативу и развить творческие способности в области фундаментостроения.

### **1.2. Исходные данные и выбор задания для курсового проекта**

Задание для студентов очной формы обучения определяется преподавателем при проведении занятий. Задание для студентов заочной формы обучения выбирается по шифру, представляющему собой две последние цифры

зачетной книжки. Например, для номера зачетной книжки 07123 шифр задания будет 23.

Таблица 1. Задание для студентов заочной формы обучения

Шифр задания	Район строительства	Строительная площадка	Сооружение	Количество этажей	Расчетные сечения
00	Архангельск	0	7	3	3-3, 5-5
01	Архангельск	1	8	6	3-3, 5-5
02	Архангельск	2	9	4	1-1, 5-5
03	Архангельск	3	10	4	1-1, 6-6
04	Астрахань	4	1	3	3-3, 6-6
05	Астрахань	5	3	5	3-3, 4-4
06	Астрахань	6	2	4	2-2, 6-6
07	Астрахань	7	6	4	1-1, 6-6
08	Барнаул	8	4	6	1-1, 5-5
09	Барнаул	9	7	4	2-2, 4-4
10	Барнаул	10	8	5	1-1, 4-4
11	Барнаул	11	10	3	4-4, 5-5
12	Волгоград	12	1	6	1-1, 4-4
13	Волгоград	13	2	3	1-1, 5-5
14	Волгоград	14	3	3	1-1, 4-4
15	Волгоград	15	5	5	2-2, 5-5
16	Воронеж	16	9	4	1-1, 4-4
17	Воронеж	17	4	5	2-2, 3-3
18	Воронеж	18	5	6	1-1, 2-2
19	Воронеж	19	6	4	1-1, 5-5
20	Иваново	20	2	3	3-3, 4-4
21	Иваново	21	1	4	2-2, 5-5
22	Иваново	22	3	3	1-1, 5-5
23	Иваново	23	4	3	3-3, 4-4
24	Казань	24	5	4	2-2, 4-4
25	Казань	25	6	3	2-2, 6-6
26	Казань	26	7	4	3-3, 5-5
27	Казань	27	4	4	4-4, 6-6
28	Кострома	0	3	4	2-2, 5-5
29	Кострома	1	5	4	3-3, 5-5
30	Кострома	2	6	4	3-3, 6-6
31	Кострома	3	2	5	2-2, 4-4
32	Краснодар	4	8	4	3-3, 4-4
33	Краснодар	5	9	4	2-2, 5-5
34	Краснодар	6	10	3	1-1, 6-6
35	Краснодар	7	1	5	1-1, 4-4

Продолжение таблицы 1.

Шифр задания	Район строительства	Строительная площадка	Сооружение	Количество этажей	Расчетные сечения
36	Курск	8	2	6	3-3, 4-4
37	Курск	9	3	4	2-2, 4-4
38	Курск	10	5	5	1-1, 5-5
39	Курск	11	4	3	1-1, 5-5
40	Кустанай	12	9	4	3-3, 6-6
41	Кустанай	13	6	6	1-1, 5-5
42	Кустанай	14	8	5	2-2, 3-3
43	Кустанай	15	7	4	1-1, 6-6
44	Москва	16	10	4	3-3, 5-5
45	Москва	17	1	6	2-2, 5-5
46	Москва	18	2	5	1-1, 5-5
47	Москва	19	3	6	4-4, 6-6
48	Новосибирск	20	4	4	2-2, 3-3
49	Новосибирск	21	5	6	2-2, 6-6
50	Новосибирск	22	6	6	2-2, 4-4
51	Новосибирск	23	7	3	1-1, 4-4
52	Омск	24	9	3	1-1, 6-6
53	Омск	25	8	4	5-5, 6-6
54	Омск	26	10	3	2-2, 4-4
55	Омск	27	1	3	4-4, 5-5
56	Пенза	0	2	5	3-3, 4-4
57	Пенза	1	3	5	3-3, 5-5
58	Пенза	2	4	4	1-1, 6-6
59	Пенза	3	5	4	3-3, 6-6
60	Пермь	4	7	4	3-3, 6-6
61	Пермь	5	2	5	2-2, 4-4
62	Пермь	6	3	6	5-5, 6-6
63	Пермь	7	4	4	5-5, 6-6
64	Салехард	8	1	4	1-1, 3-3
65	Салехард	9	2	3	5-5, 6-6
66	Салехард	10	4	6	2-2, 6-6
67	Салехард	11	6	3	1-1, 4-4
68	Самара	12	7	3	1-1, 5-5
69	Самара	13	9	3	4-4, 5-5
70	Самара	14	1	4	3-3, 4-4
71	Самара	15	3	6	1-1, 4-4
72	Санкт-Петербург	16	5	5	1-1, 4-4

Продолжение таблицы 1.

Шифр задания	Район строительства	Строительная площадка	Сооружение	Количество этажей	Расчетные сечения
73	Санкт-Петербург	17	7	4	2-2, 5-5
74	Санкт-Петербург	18	8	6	1-1, 3-3
75	Санкт-Петербург	19	9	3	5-5, 6-6
76	Саратов	20	1	6	2-2, 3-3
77	Саратов	21	2	4	3-3, 5-5
78	Саратов	22	4	5	1-1, 3-3
79	Саратов	23	6	5	3-3, 4-4
80	Смоленск	24	8	5	1-1, 6-6
81	Смоленск	25	9	3	3-3, 4-4
82	Смоленск	26	1	5	2-2, 6-6
83	Смоленск	27	3	6	2-2, 5-5
84	Сыктывкар	0	5	4	1-1, 6-6
85	Сыктывкар	1	7	3	2-2, 6-6
86	Сыктывкар	2	10	3	1-1, 2-2
87	Сыктывкар	3	1	5	5-5, 6-6
88	Тобольск	4	2	6	2-2, 5-5
89	Тобольск	5	4	5	4-4, 5-5
90	Тобольск	6	6	5	4-4, 5-5
91	Тобольск	7	8	6	2-2, 6-6
92	Уфа	8	10	4	1-1, 5-5
93	Уфа	9	1	3	1-1, 2-2
94	Уфа	10	2	4	4-4, 5-5
95	Уфа	11	5	6	3-3, 4-4
96	Челябинск	12	6	6	5-5, 6-6
97	Челябинск	13	7	3	3-3, 4-4
98	Челябинск	14	9	3	3-3, 5-5
99	Челябинск	15	10	4	2-2, 3-3

Варианты строительной площадки, приведены в приложении 1 и содержат данные физических характеристик грунтов, слагающих строительную площадку, мощности инженерно-геологических элементов (ИГЭ), вскрытых буровыми скважинами, их возраст и уровень залегания грунтовых вод.

Вариант сооружения выбирается по приложению 2. Данные по сооружению включают описание назначения и конструктивных особенностей.

Приведены план этажа, разрез, данные о нормативных нагрузках, передаваемых на фундамент на уровне его обреза от вышележащих конструкций одного этажа. Приводится также план строительной площадки в горизонталях с расположением буровых скважин, расстояние между которыми 50м.

Поскольку в описании сооружения приведена нагрузка от одного этажа, при проектировании необходимо учитывать фактическое количество этажей, приведенных в задании.

Студенты заочной формы обучения рассчитывают два заданных расчетных сечения из шести приведенных в описании сооружения.

### **1.3. Состав и содержание курсового проекта**

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки объемом 70 – 80 машинописных листов и графической части, выполняемой на 1-2 листах формата А1 (штамп графического листа представлен на рис. 1 а).

В расчетно-пояснительной записке последовательно освещаются следующие вопросы:

1. Общая часть: исходные данные для проектирования, оценка конструктивных особенностей здания (уточнение несущих элементов здания и наличия подвального помещения), общая характеристика строительной площадки, ее рельеф.

2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства: расчет физико-механических характеристик грунтов и определение согласно ГОСТ 25100-95 «Грунты, классификация» [3] их строительно-классификационных показателей, предварительная оценка несущей способности грунтов ИГЭ (согласно СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений» [18] по величине условного расчетного сопротивления  $R_0$  (кПа), модуля деформации  $E$  (Мпа), удельного сцепления  $c$  (кПа) и угла

внутреннего трения  $\varphi^0$ . В заключении дается рекомендация о возможности использования грунтов в качестве естественного основания.

3. Проектирование фундаментов мелкого заложения по 2 группе предельных состояний:

а) определение глубины заложения фундаментов:

расчет нормативной и расчетной глубин сезонного промерзания грунтов, выбор типа и глубины заложения фундаментов по условию недопущения морозного пучения грунтов основания и конструктивных требований согласно СНиП [18].

б) расчет и конструирование фундаментов: определение размеров подошвы центрально- и внецентренно нагруженных фундаментов для заданных сечений в зависимости от расчетной схемы приложения нагрузок, проверка прочности подстилающего слоя слабого грунта, расчет осадки оснований фундаментов методом послойного суммирования и проверка допустимости вычисленной осадки.

4. Расчет и конструирование свайных фундаментов:

а) выбор глубины заложения, типа и размеров ростверков;

б) выбор типа и размеров свай;

в) расчет свайных фундаментов по первой группе предельных состояний: определение несущей способности одиночной сваи по грунту, определение числа свай в фундаменте, размещение их в плане;

г) расчет свайных фундаментов по второй группе предельных состояний определение размеров условного свайного фундамента, расчет прочности основания условного фундамента и его осадки методом послойного суммирования.

Все расчеты в расчетно-пояснительной записке сопровождаются рабочими чертежами, схемами. В начале записки помещают оглавление с перечислением разделов курсового проекта с их нумерацией. В конце расчетно-пояснительной записки описывают технологию возведения фундаментов и

приводят библиографический список. Листы текста должны иметь сквозную нумерацию (рис. 1 б).

На чертежах показывают:

план строительного участка в горизонталях с расположением на нем скважин (М 1:500);

исходные данные проектируемого сооружения: план типового этажа, разрез (М 1:200);

геолого-литологический разрез строительной площадки (М<sub>Г</sub> 1:500, М<sub>В</sub> 1:100);

план фундаментов с привязкой к разбивочным осям (М 1:100, 1:200);

рабочие чертежи конструкций фундаментов;

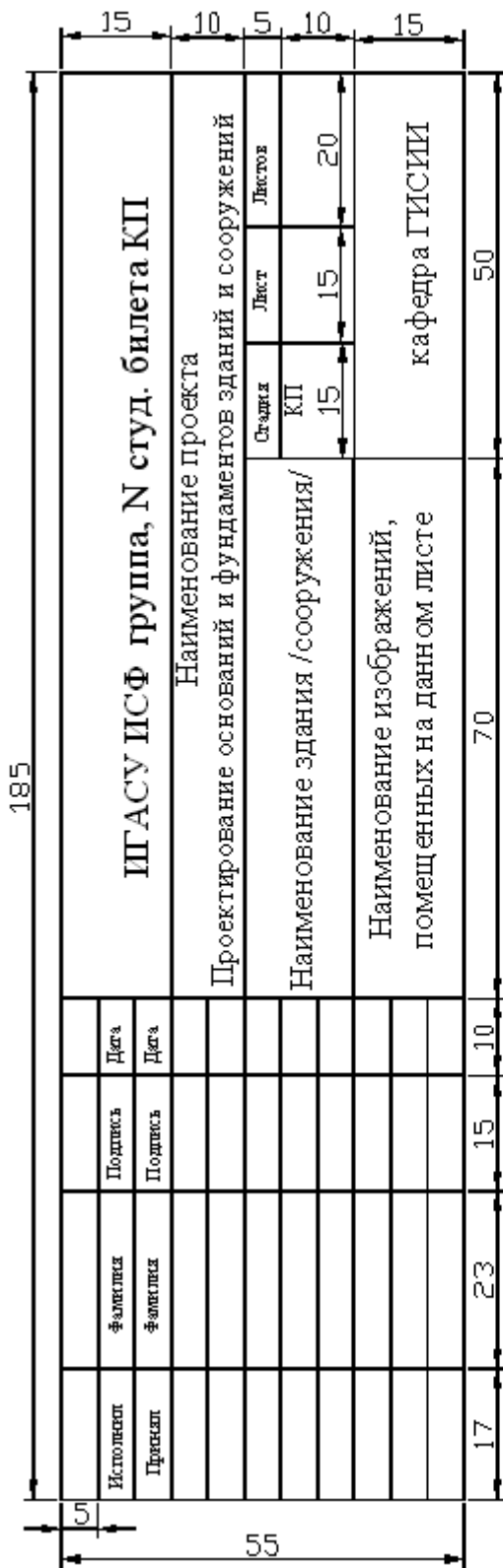
развертка фундаментов мелкого заложения (М 1:100, 1:200);

расчетная схема к определению осадки фундаментов (М<sub>В</sub> 1:100, М<sub>Г</sub> – по усмотрению студентов);

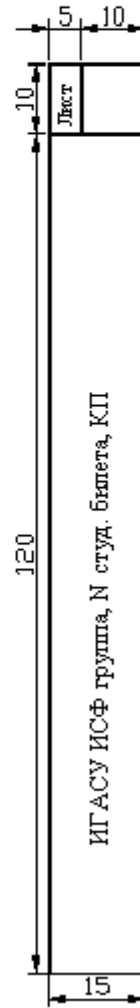
спецификация железобетонных элементов фундаментов;

планы ростверков свайных фундаментов.

При выполнении чертежей следует руководствоваться государственными стандартами (ГОСТ): «Система проектной документации для строительства» (СПДС), «Единая система конструкторской документации» (ЕСКД), соответствующими строительными нормами и инструкциями (СН), строительными нормами и правилами (СниП) и др.



а)



б)

Рис. 1. Основная надпись и дополнительные графы:  
 а) для графического листа;  
 б) для листов расчетно-пояснительной записки

## 2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Для оценки инженерно-геологических условий строительной площадки осуществлено бурение двух разведочных скважин, по образцам грунтов которых проведены исследования их физических свойств.

Результаты исследований свойств грунтов, отобранных из пробуренных скважин, предоставлены в приложении 1.

Рельеф местности, место расположения скважин и отметки их устьев показаны на схематическом плане площадки (приложение 2).

На основании исходных физических свойств грунтов студенты выполняют строительную классификацию грунтов.

### **Строительная классификация грунтов**

Строительную классификацию грунтов выполняют с целью определения места каждого конкретного грунта среди большого многообразия природных и искусственных грунтов, а также установления ориентировочных показателей их свойств, используемых в расчетах при возведении на них сооружений и выбора нормальных давлений на грунтовые основания при назначении предварительных размеров фундаментов зданий и сооружений.

В настоящее время общая классификация грунтов определена ГОСТ 25100-95 [3]. Она распространяется на все грунты и применяется при инженерно-геологических изысканиях, проектировании и строительстве зданий и сооружений.

Согласно ГОСТ [3] классификация грунтов включает следующие таксономические единицы, выделяемые по группам признаков:

- *класс* – по общему характеру структурных связей;
- *группа* – по характеру структурных связей (с учетом их прочности);
- *подгруппа* – по происхождению и условиям образования;

- *тип* – по вещественному составу;
- *вид* – по наименованию грунтов ( с учетом размеров частиц и показателей их свойств);
- *разновидности* – по количественным показателям вещественного состава, свойств и структуры грунтов.

Выделяются следующие классы грунтов:

1. *Класс природных скальных грунтов* – грунты с жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными).

2. *Класс природных дисперсных грунтов* – грунты с водно-коллоидными и механическими структурными связями.

3. *Класс природных мерзлых грунтов* – грунты с криогенными структурными связями.

4. *Класс техногенных* (скальных, дисперсных и мерзлых) грунтов – грунты с различными структурными связями, образованными в результате деятельности человека.

Все классы грунтов подразделяются на группы, подгруппы, типы, виды, разновидности.

## **2.1. Строительная классификация песков**

В курсовом проекте классификацию песков студенты выполняют по следующим группам признаков:

- *класс* – природные дисперсные грунты;
- *группа* – несвязные грунты;
- *подгруппа* – осадочные грунты;
- *тип* – минеральные (полиминеральные) грунты;
- *вид* – пески.
- *разновидности*.

Из множества показателей разновидностей песков в курсовом проекте учитываются следующие:

- а) по гранулометрическому составу;
- б) по коэффициенту пористости;
- в) по коэффициенту водонасыщения.

### 2.1.1. Разновидность песков по гранулометрическому составу

Гранулометрический состав – это количественное соотношение частиц различной крупности в дисперсных грунтах.

Данные для определения разновидности песков по гранулометрическому составу выбираются из приложения №1, где в графах 14 – 18 представлено содержание частиц в %, различных размеров.

По гранулометрическому составу пески подразделяют согласно табл. 2.

Таблица 2. Разновидность песков по гранулометрическому составу

Разновидность песков	Размер зерен, частиц d, мм	Содержание зерен, частиц, % по массе
Гравелистый	Крупнее 2,0	Более 25
Крупный	Крупнее 0,50	Более 50
Средней крупности	Крупнее 0,25	Более 50
Мелкий	Крупнее 0,10	Равно или более 75
Пылеватый	Крупнее 0,10	Менее 75

### 2.1.2. Разновидность песков по коэффициенту пористости

*Пористостью грунта n* называется отношение объема, занятого порами, ко всему объему грунта.

$$n = \frac{V_2}{V_1 + V_2}, \quad (1)$$

где  $V_1$  – объем твердых частиц в единице объема грунта;

$V_2$  – объем пор в единице объема грунта.

Например, если объем пор в 1 м<sup>3</sup> грунта равен 0,6 м<sup>3</sup>, а объем скелета (твердых частиц) 0,4 м<sup>3</sup>, то пористость составит

$$n = \frac{0,6}{0,4 + 0,6} \cdot 100 = 60\%.$$

Пористость грунтов зависит от степени их дисперсности и условий формирования грунта. Для одного и того же грунта пористость не является величиной постоянной, а зависит от взаимного расположения в нем твердых частиц и микроагрегатов и уменьшается при увеличении давления на грунт. В инженерных расчетах вместо пористости грунтов часто используют *коэффициент пористости*  $e$ , представляющий собой отношение объема пор  $V_2$  к объему твердых частиц  $V_1$ , т.е.

$$e = \frac{V_2}{V_1}. \quad (2)$$

Определить пористость крупнообломочных грунтов (галька, щебень, гравий) и песков гравелистых и крупных можно путем определения объема воды, необходимого для полного заполнения пор в грунте. Для других грунтов этот метод неприемлем из-за заземления пузырьков воздуха в порах при заливке водой. В этом случае коэффициент пористости грунтов  $e$  определяют расчетным путем, используя исходные физические характеристики, по формулам

$$e = \frac{\rho_s(1+w)}{\rho} - 1 \quad (3)$$

или

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (4)$$

где  $\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\frac{\text{г}}{\text{см}^3}$

$\rho$  – плотность грунта,  $\frac{\text{г}}{\text{см}^3}$

$\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\frac{\text{г}}{\text{см}^3}$

$w$  – влажность грунта, д.е.

Для вычисления коэффициента пористости песка необходимо знать плотность грунта  $\rho$ , частиц грунта  $\rho_s$  и его влажность  $W$ .

*Плотность грунта* естественной (ненарушенной) структуры  $\rho$  – это отношение массы образца грунта, включая массу воды (массой воздуха пренебрегают), к занимаемому этим грунтом объему:

$$\rho = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2}, \quad (5)$$

где  $m_1$  – масса твердых частиц;

$m_2$  – масса воды, заполняющей поры;

$V_1$  – объем твердых частиц;

$V_2$  – объем пор.

*Плотность твердых частиц* грунта  $\rho_s$  – это отношение массы твердых частиц к занимаемому ими объему:

$$\rho_s = \frac{m_1}{V_1}. \quad (6)$$

*Влажность грунта*  $w$  определяется отношением массы воды, содержащейся в грунте  $m_2$ , к массе твердых частиц  $m_1$ :

$$w = \frac{m_2}{m_1} \quad (7)$$

Влажность выражается в долях единицы или в процентах.

Влажность грунта рассчитывается по экспериментальным данным.

Взвешиванием определяют массу грунта в естественном состоянии  $M = m_1 + m_2$ , затем высушивают грунт при температуре  $t = (105 \pm 2)^\circ\text{C}$  до постоянной массы, равной массе твердых частиц (массе сухого грунта) –  $m_1$ . Разница  $M - m_1$  соответствует массе испарившейся воды  $m_2$ .

Плотность сухого грунта (скелета)  $\rho_d$  – это отношение массы сухого грунта (скелета) к объему образца грунта ненарушенной структуры в естественном состоянии:

$$\rho_d = \frac{m_1}{V_1 + V_2}. \quad (8)$$

Плотность сухого грунта можно определить из условия

$$w = \frac{\rho - \rho_d}{\rho_d}, \quad (9)$$

отсюда

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}. \quad (10)$$

В практике строительного дела при расчетах напряжений в грунтовой толще и решении других задач, связанных с проектированием оснований и фундаментов, от плотности переходят к удельному весу.

Удельный вес грунта равен

$$\gamma = \rho \cdot g,$$

где  $\rho$  – плотность грунта,  $\frac{\text{г}}{\text{см}^3}$ ;

$g$  – ускорение свободного падения, равное  $9,81 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$  (для технических расчетов принимают  $g = 10 \frac{\text{м}}{\text{с}^2}$ ).

По аналогии удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$ ,  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ , определяют по формуле

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g,$$

где  $\rho_s$  – плотность частиц грунта,  $\frac{\text{г}}{\text{см}^3}$ .

Удельный вес частиц грунта изменяется в незначительных пределах от 24,5 до 27,5  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$  и в среднем равен для песков 26,5 и для глин 27,0  $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ .

Удельный вес сухого грунта (скелета)  $\gamma_d$  вычисляют по формуле

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g,$$

где  $\rho_d$  – плотность сухого грунта,  $\frac{\text{г}}{\text{см}^3}$ .

Коэффициент пористости песков характеризует плотность их природного сложения и используется при строительной классификации грунтов.

Разновидность песков по коэффициенту пористости  $e$  по ГОСТ 25100-95 представлена в табл. 3.

Таблица 3. Разновидность песков по коэффициенту пористости

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

### 2.1.3. Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения $S_r$

Коэффициентом водонасыщения  $S_r$ , д.е., называется отношение влажности грунта  $w$  к его полной влагоемкости  $W_{\text{sat}}$ , соответствующей полному заполнению пор водой, т.е.

$$S_r = \frac{w}{W_{\text{sat}}} \quad (11)$$

При полном заполнении пор водой влажность будет равна отношению массы воды в объеме пор ( $m_2 = \frac{\rho}{1+e} \rho_w$ ) к массе твердых частиц

$$(m_1 = \frac{\rho}{1+e} \rho_s).$$

Отсюда полная влагоемкость:

$$W_{\text{sat}} = \frac{\frac{e}{1+e} \rho_w}{\frac{1}{1+e} \rho_s} \quad \text{или} \quad W_{\text{sat}} = \frac{e \rho_w}{\rho_s}, \quad (12)$$

где  $\rho_w$  - плотность воды,  $\frac{\Gamma}{\text{см}^3}$ .

Учитывая формулу (12), формула (11) примет вид

$$S_r = \frac{w}{W_{\text{sat}}} = \frac{w}{\frac{e\rho_w}{\rho_s}} = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} \quad (13)$$

или

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \quad (13')$$

Коэффициент водонасыщения может изменяться от 0 в случае абсолютно сухого грунта до 1 при полном водонасыщении грунта. Свойства грунта в значительной степени зависят от коэффициента водонасыщения, который используется при строительной классификации песков.

Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения  $S_r$  устанавливают по ГОСТ 25100-95 согласно табл. 4.

Таблица 4. Разновидность песков по коэффициенту водонасыщения

Разновидность песков	Коэффициент водонасыщения $S_r$ , д.е.
Малой степени водонасыщения	$0 < S_r \leq 0,5$
Средней степени водонасыщения	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

## 2.2. Строительная классификация глинистых грунтов

Глинистым грунтам, в отличие от песков, присуща консистенция (густота), изменяющаяся в зависимости от их влажности. Различают глинистые грунты твердой, пластичной и текучей консистенции. Переход грунта из одного состояния (консистенции) в другое с изменением влажности характеризует изменение устойчивости грунта под нагрузкой.

Границами между консистенциями глинистого грунта являются определенные значения влажности.

Влажность глинистого грунта, соответствующая его переходу из твердого состояния (консистенции) в пластичное и наоборот, называется *влажностью на границе раскатывания* (пластичности)  $W_p$  или *границей раскатывания* (пластичности).

Влажность грунта, соответствующая его переходу из пластичного состояния (консистенции) в текучее и наоборот, называется *влажностью на границе текучести* или границей текучести  $W_L$ .

В курсовом проекте строительную классификацию глинистых грунтов следует выполнять по следующим группам признаков:

- класс – природные дисперсные грунты;
- группа – связные грунты;
- подгруппа – осадочные грунты;
- тип – минеральные (полиминеральные);
- вид – глинистые грунты.
- разновидности по:
  - числу пластичности;
  - показателю текучести.

### **2.2.1. Разновидность глинистых грунтов по числу пластичности**

*Число пластичности*  $I_p$  - разность влажностей, соответствующая двум состояниям грунта: на границе текучести  $W_L$  и на границе раскатывания  $W_p$

$$I_p = W_L - W_p, \% \quad (14)$$

По числу пластичности  $I_p$  глинистые грунты подразделяют по ГОСТ 25100-95 согласно табл. 5.

Таблица 5. Разновидность глинистых грунтов по числу пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности, %
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

### 2.2.2. Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести

Показатель текучести  $I_L$  – отношение разности влажностей, соответствующих двум состояниям грунта: естественному  $W$  и на границе раскатывания  $W_p$ , к числу пластичности  $I_p$ .

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (15)$$

По показателю текучести  $I_L$  глинистые грунты подразделяют по ГОСТ 25100-95 согласно табл. 6.

Таблица 6. Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести

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

Результаты обработки по каждому инженерно-геологическому элементу (ИГЭ) записывают в виде вывода – заключения.

По таблицам 7-10 определяют нормативные механические характеристики песков и глинистых грунтов:

$R_0$  – расчетное сопротивление, кПа;

$c_n$  – удельное сцепление, кПа;

$\varphi$  - угол внутреннего трения, град;

$E$  – модуль деформации, МПа.

Таблица 7. Расчетное сопротивление  $R_0$  песков и глинистых (непросадочных) грунтов

Пески	Значение $R_0$ , кПа, в зависимости от плотности сложения песков		Глинистые грунты	Коэффициент пористости, $e$	Значение $R_0$ , кПа, при показателе текучести грунта	
	плотные	средней плотности			$I_L=0$	$I_L=1$
Крупные	600	500	Супеси	0,5	300	300
Средней крупности	500	400		0,7	250	200
Мелкие:			Суглинки	0,5	300	250
малой степени водонасыщения	400	300		0,7	250	180
средней степени водонасыщения и насыщенные водой	300	200		1,0	200	100
Пылеватые:			Глины	0,5	600	400
малой степени водонасыщения	300	250		0,6	500	300
средней степени водонасыщения	200	150		0,8	300	200
насыщенные водой	150	100		1,1	250	100

Примечание: при промежуточных значениях коэффициента пористости  $e$  и показателя текучести  $I_L$  расчетное сопротивление  $R_0$  глинистых грунтов определяют по интерполяции.

Таблица 8. Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град, и модуля деформации  $E$ , МПа, песков

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

Таблица 9. Нормативные значения удельного сцепления  $c_n$ , кПа, угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , град, глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c_n$	21	17	15	13	—	—	—
		$\varphi_n$	30	29	27	24	—	—	—
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	19	15	13	11	9	—	—
		$\varphi_n$	28	26	24	21	18	—	—
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	$c_n$	47	37	31	25	22	19	—
		$\varphi_n$	26	25	24	23	22	20	—
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$	39	34	28	23	18	15	—
		$\varphi_n$	24	23	22	21	19	17	—
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	—	—	25	20	16	14	12
		$\varphi_n$	—	—	19	18	16	14	12
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	$c_n$	—	81	68	54	47	41	36
		$\varphi_n$	—	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$	—	—	57	50	43	37	32
		$\varphi_n$	—	—	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	—	—	45	41	36	33	29
		$\varphi_n$	—	—	15	14	12	10	7

Таблица 10. Нормативные значения модуля деформации глинистых грунтов

Происхождение и возраст грунтов	Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести.	Модуль деформации грунтов E, МПа, при коэффициенте пористости e, равном													
		0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6			
Четвер- тичные от- ложения	Аллювиаль- ные Делювиаль- ные	Супеси	—	32	24	16	10	7	—	—	—	—	—	—	—
		Суглинки	—	34	27	22	17	14	11	—	—	—	—	—	—
	Глины	0,25<I <sub>L</sub> ≤0,5	—	32	25	19	14	11	8	—	—	—	—	—	—
		0,5<I <sub>L</sub> ≤0,75	—	—	—	17	12	8	6	5	—	—	—	—	—
	Флювиог- ляциальные	0≤I <sub>L</sub> ≤0,25	—	—	28	24	21	18	15	12	—	—	—	—	—
		0,25<I <sub>L</sub> ≤0,5	—	—	—	21	18	15	12	9	—	—	—	—	—
Моренные	0,5<I <sub>L</sub> ≤0,75	—	—	—	—	15	12	9	7	—	—	—	—	—	
	Супеси	—	33	24	17	11	7	—	—	—	—	—	—	—	
Юрские отложения окс- фордского яруса	Суглинки	0≤I <sub>L</sub> ≤0,25	—	40	33	27	21	—	—	—	—	—	—	—	
		0,25<I <sub>L</sub> ≤0,5	—	35	28	22	17	14	—	—	—	—	—	—	
	Супеси, суг- линки	—	—	—	17	13	10	7	—	—	—	—	—	—	
Юрские отложения окс- фордского яруса	Глины	I <sub>L</sub> ≤ 0,5	75	55	45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		-0,25≤I <sub>L</sub> ≤0	—	—	—	—	—	—	—	27	25	22	15	—	
		0<I <sub>L</sub> ≤0,25	—	—	—	—	—	—	—	24	22	19	12	—	
		0,25<I <sub>L</sub> ≤0,5	—	—	—	—	—	—	—	—	16	10	—		

Полученные свойства грунтов заносят в таблицу 11.

Таблица 11. Сводная таблица свойств грунтов.

№ ИГЭ	Название грунта (полное)	Коэффициент пористости $e$	Коэффициент водонасыщения $S_r$	Число пластичности $I_p, \%$	Показатель текучести $I_L$	Расчетное сопротивление $R_0, \text{кПа}$	Удельное сцепление $c, \text{кПа}$	Угол внутреннего трения $\varphi, \text{град}$	Модуль деформации $E, \text{МПа}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

По данным инженерно-геологических изысканий на миллиметровой бумаге строят геолого-литологический разрез площадки строительства в соответствии с требованиями [10]. Пример построения геолого-литологического разреза и условные обозначения основных типов грунтов и их состояния приведены на рис 2 и 3.

На основании физико-механических свойств грунтов, характера их напластований, глубины залегания подземных вод дается общая оценка инженерно-геологических условий площадки строительства с точки зрения возможности использования грунтов в качестве естественного основания.

*Геологический разрез по линии скважин 1-2  
 Масштабы: горизонтальный 1:500, вертикальный 1:100*

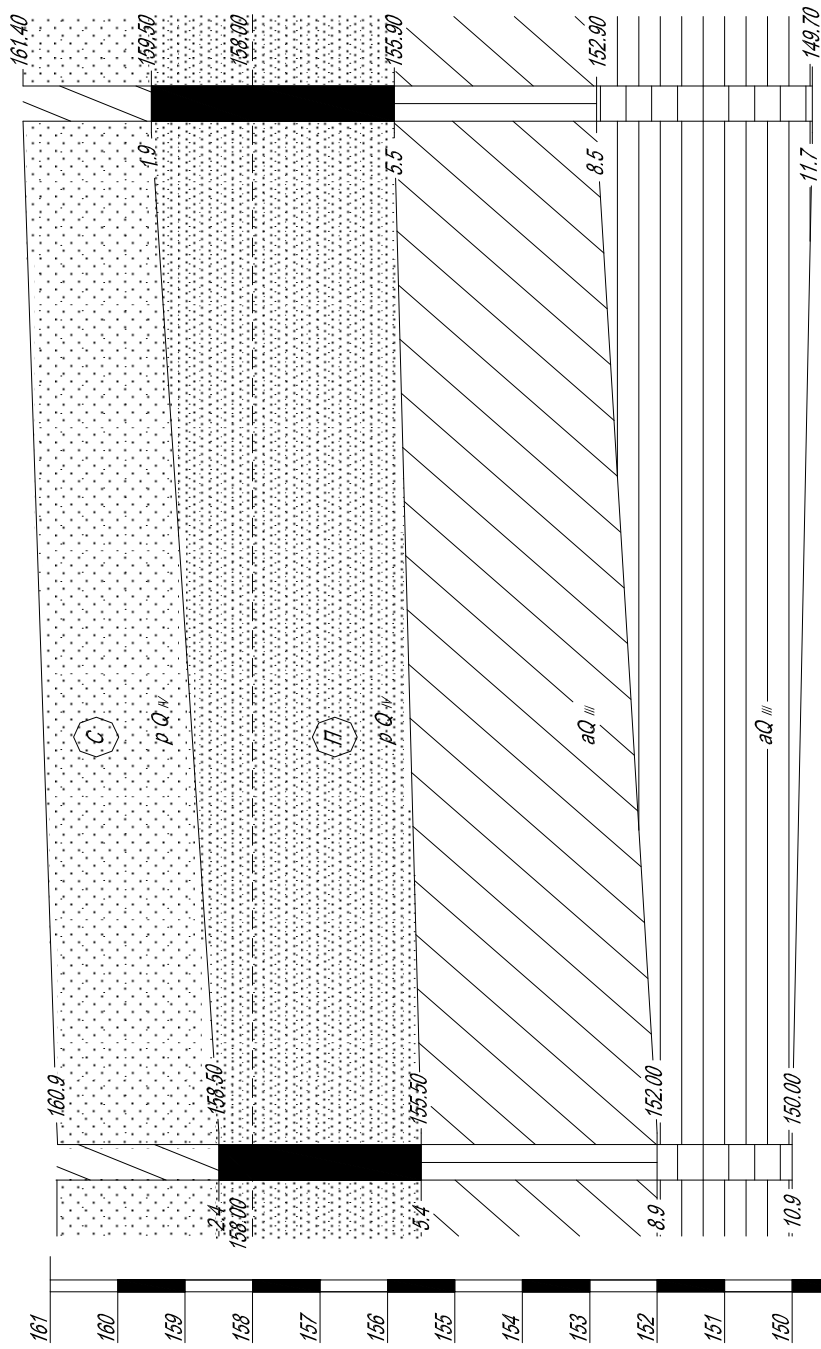
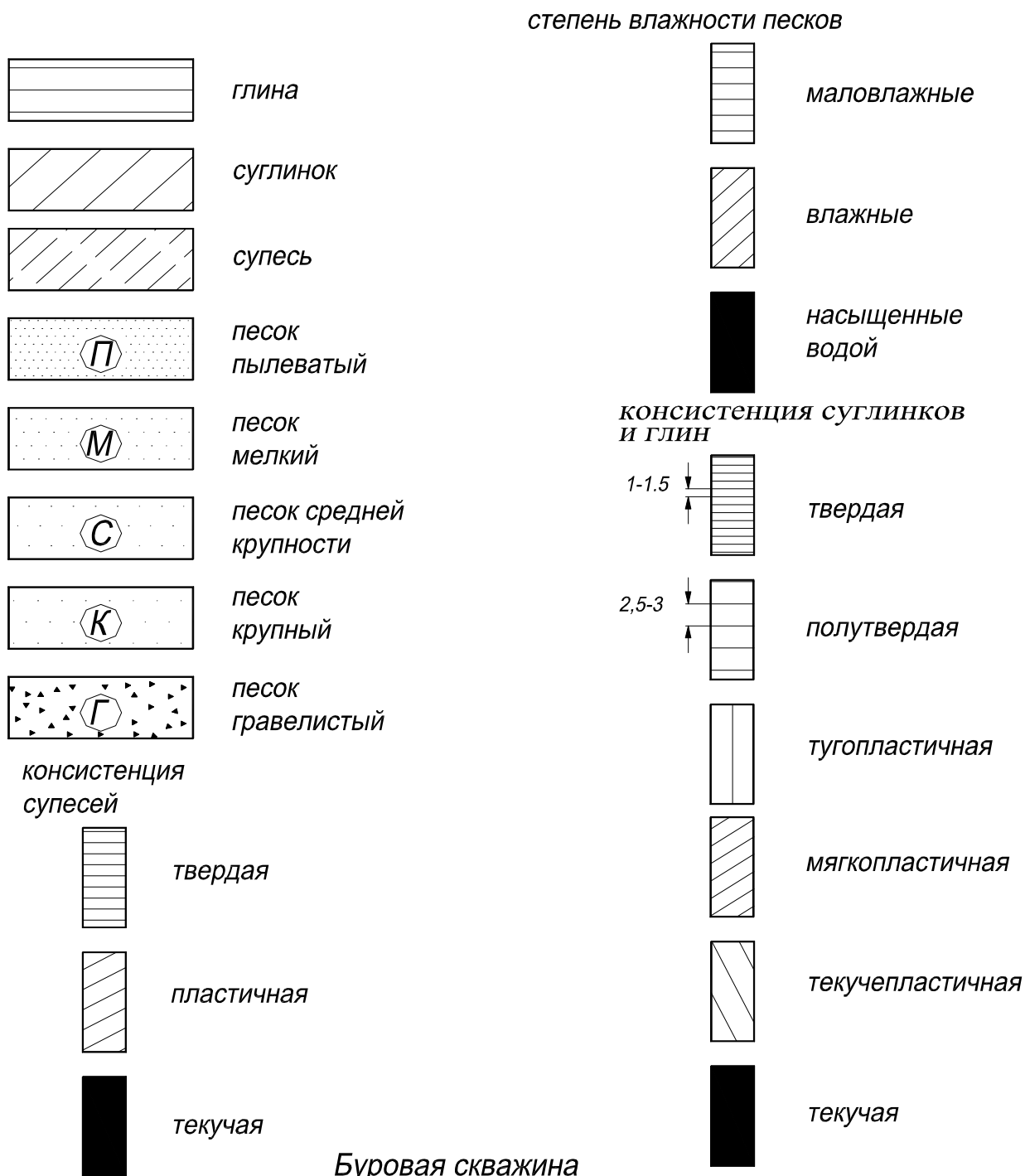


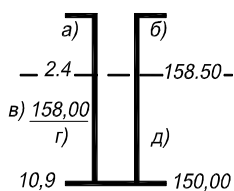
Рис. 2

Наименование и № выработки	СКВ.1	СКВ.2
Абсолютные отметки устья, м	160.90	161.40
Расстояния, м		50

# Условные обозначения



## Буровая скважина



а) глубина подошвы слоя; б) абсолютная отметка подошвы слоя; в) абсолютная отметка уровня подземных вод; г) глубина забоя; д) абсолютная отметка забоя.

Рис. 3

### **3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПО 2 ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

#### **3.1. Глубина заложения фундаментов**

Глубина заложения фундаментов является одним из основных факторов, обеспечивающих необходимую несущую способность и деформации основания, не превышающие предельные по условиям нормальной эксплуатации проектируемого сооружения и находящегося в нем оборудования.[8].

Выбор глубины заложения фундаментов выполняют на основе технико-экономического сравнения различных вариантов фундаментов. Глубину их заложения определяют с учетом:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;

- глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;

- существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;

- инженерно-геологических условия площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);

- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения, агрессивности подземных вод и др.;

- глубины сезонного промерзания грунтов [9, 18].

Одним из основных факторов, определяющих заглубление фундаментов, является глубина сезонного промерзания грунтов, которые при промора-

живании увеличиваются в объеме, а после оттаивания дают значительные осадки.

В курсовом проекте нормативную глубину сезонного промерзания грунтов  $d_{fn}$  определяют:

1. На основе теплотехнического расчета по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} \quad (16)$$

где  $d_0$  – величина, принимаемая равной, м, 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 сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму (ноябрь – март) в данном районе строительства, принимай по СНиП 23-01-99 «Строительная климатология» [19].

2. По схематической карте глубин промерзания суглинистых грунтов (рис. 4), на которой даны изолинии нормативных глубин промерзания этих грунтов. Для песков и супесей значение  $d_{fn}$ , найденное по карте, увеличивают в 1,2 раза.

В случае расхождения значений  $d_{fn}$ , определенных по карте и по формуле (16), в расчет принимают значение, найденное по формуле.

Расчетную глубину сезонного промерзания грунтов  $d_f$ , м, определяют по формуле

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (17)$$

где  $d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания, определенная по формуле (16);

$k_h$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений – по табл. 12; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений –  $k_h = 1,1$



Расчетную среднесуточную температуру воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, следует принять 15<sup>0</sup>С (для подвала) и 20<sup>0</sup>С (без подвала).

Таблица 12. Значения коэффициента  $K_n$

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

Глубину заложения фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания принимают:

- а) для наружных фундаментов (от уровня планировки) по табл. 13.
- б) для внутренних фундаментов – независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Таблица 13. Глубина заложения фундаментов по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания.

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод $d_w$ , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от $d_f$	Не зависит от $d_f$
Пески мелкие и пылеватые	Не менее $d_f$	Не зависит от $d_f$
Супеси с показателем текучести $J_L < 0$ То же, при $J_L \geq 0$	Не менее $d_f$ Не менее $d_f$	Не зависит от $d_f$ Не менее $d_f$
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $J_L \geq 0,25$ То же при $J_L < 0,25$	Не менее $d_f$ Не менее $d_f$	Не менее $d_f$ Не менее $0,5 d_f$

При выборе глубины заложения фундаментов, согласно норм проектирования [8], рекомендуется:

предусматривать заглубление фундамента в несущий слой грунта не менее 10 – 15 см;

избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта малой толщины, если его строительные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя;

по возможности закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

Минимальная глубина заложения фундаментов должна быть не менее 0,5 м от спланированной поверхности [2].

При наличии подземных коммуникаций, подвалов и полуподвалов подошву фундаментов закладывают ниже пола подвала или отметки приямка коммуникаций не менее чем на 0,4 м.

Фундаменты сооружения или его отсеков закладывают на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимую разность определяют исходя из условия:

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg}\varphi_1 + \frac{c_1}{p}), \quad (18)$$

где  $a$  – расстояние между фундаментами в свету (рис. 5 а);

$\varphi_1$  и  $c_1$  – расчетные значения соответственно угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;

$p$  – среднее давление под подошвой выше расположенного фундамента, от расчетных нагрузок.

При расположении ленточных сборных фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от одной отметки заложения фундамента к другой осуществляют уступами, высотой 0,6 м, и длиной 1,2 м (рис.5 б)

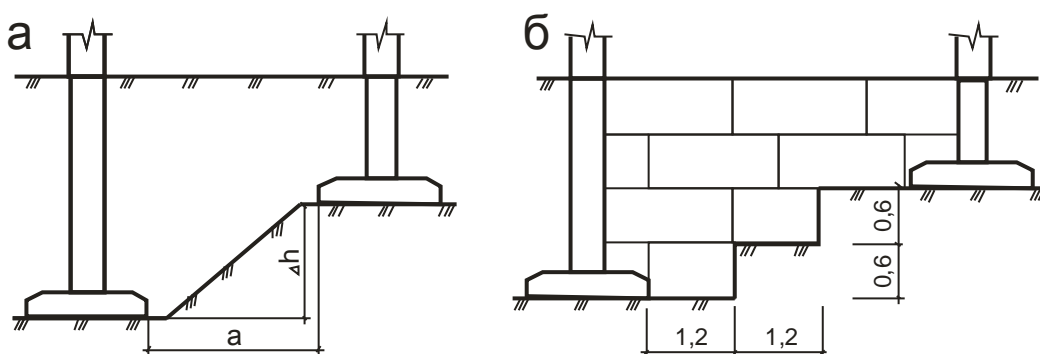
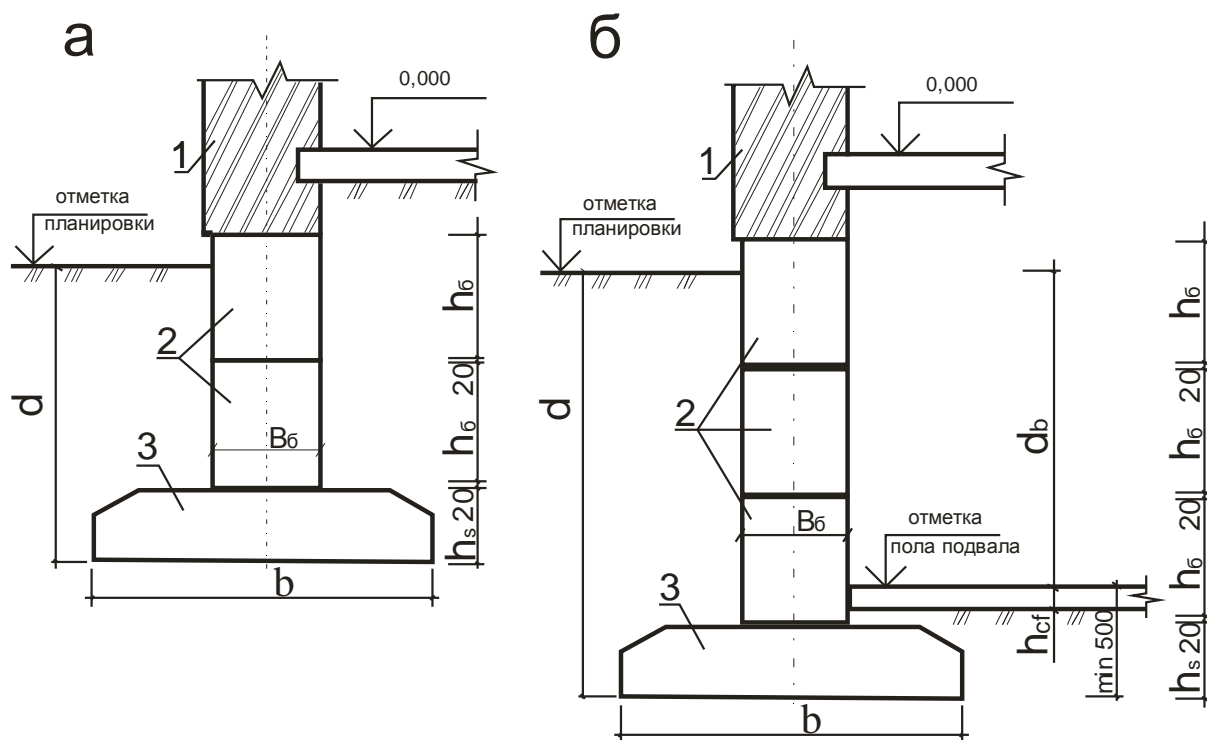


Рис. 5. Взаимное расположение фундаментов с различной глубиной заложения  
а – отдельных: б – ленточных

При проектировании фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий отметку верха фундаментов принимают на 150 мм ниже отметки чистого пола зданий [14].

Влияние конструктивных факторов сооружений на глубину заложения фундаментов поясняют рис 6,7.



**Рис. 6. Устройство ленточных фундаментов в здании:**

- а — без подвала;
- б — с подвалом;

1. несущая кирпичная стена;
  2. типовые стеновые блоки марки ФБС;
  3. фундаментная плита марки ФЛ;
- $d$  – глубина заложения фундамента;  
 $h_{cf}$  – толщина пола подвала;  
 $b$  – ширина фундамента;

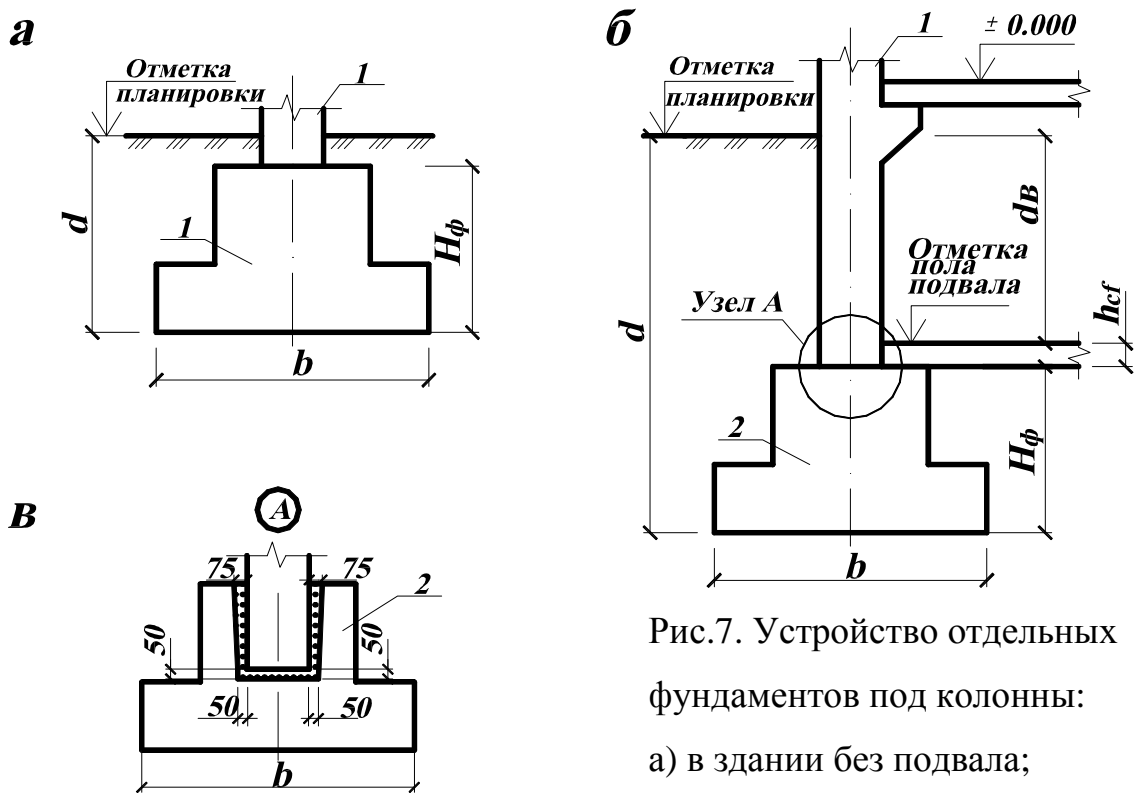


Рис.7. Устройство отдельных фундаментов под колонны:  
 а) в здании без подвала;  
 б) в здании с подвалом;  
 в) заделка колонны в фунда-  
 мент

1. типовая железобетонная колонна;
  2. монолитный стаканый фундамент под колонну
- $d$  – глубина заложения фундамента;  
 $d_{в}$  – глубина подвала;  
 $h_{cf}$  – толщина пола подвала;  
 $b$  – ширина фундамента;  
 $H_{ф}$  – высота фундамента

### 3.2. Определение размеров подошвы центрально нагруженных фундаментов

Предварительную площадь  $A$ ,  $\text{м}^2$ , подошвы фундамента определяют по формуле

$$A = \frac{N_{\text{о.п}}}{R_0 - \gamma_{\text{ср}} d}, \quad (7)$$

где  $N_{\text{о.п}}$  – нормативная вертикальная нагрузка от сооружения, приложенная к обрезу фундамента, определяемая как сумма постоянной и временной нагрузок, кН;

$R_0$  – условное расчетное сопротивление несущего слоя грунта основания, кПа (табл.7);

$d$  – глубина заложения фундамента, м;

$\gamma_{\text{ср}}$  – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемое равным  $20 \text{ кН/м}^3$ .

Размеры проектируемого фундамента вычисляют методом последовательного приближения, одновременно уточняя величину  $R$ , и принимают с учетом модульности и унификации конструкций.

При проектировании ленточного сборного фундамента требуемая ширина  $b$ , м плиты назначается из условия, что расчет такого фундамента ведется на 1 м его длины и принимается  $b=A/1$ , м.

Согласно номенклатуре типовых плит по ГОСТ 13580-85 (табл. 14), выбирают ближайшую (большую) по размеру плиту марки ФЛ.

Таблица 14. Плиты железобетонных ленточных фундаментов

Эскиз	Марка	Размеры, мм			Объем бетона, м <sup>3</sup>	Вес плиты, кН
		<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>		
	ФЛ 6.24	600	2380	300	0,37	9,3
	ФЛ 6.12		1180		0,18	4,5
	ФЛ 8.24	800	2380		0,46	11,5
	ФЛ 8.12		1180		0,22	5,5
	ФЛ 10.30	1000	2980		0,69	17,5
	ФЛ 10.24		2380		0,55	13,8
	ФЛ 10.12		1180		0,26	6,5
	ФЛ 10.8		780		0,17	4,2
	ФЛ 12.30	1200	2980		0,82	20,5
	ФЛ 12.24		2380		0,65	16,3
	ФЛ 12.12		1180		0,31	7,8
	ФЛ 12.8		780		0,20	5,0
	ФЛ 14.30	1400	2980		0,96	24,0
	ФЛ 14.24		2380		0,76	19,0
	ФЛ 14.12		1180		0,36	9,1
	ФЛ 14.8		780		0,23	5,8
	ФЛ 16.30	1600	2980		1,09	27,1
	ФЛ 16.24		2380		0,86	21,5
	ФЛ 16.12		1180		0,41	10,3
	ФЛ 16.8		780		0,26	6,5
	ФЛ 20.30	2000	2980	2,04	51,0	
	ФЛ 20.24		2380	1,62	40,5	
	ФЛ 20.12		1180	0,78	19,5	
	ФЛ 20.8		780	0,50	12,5	
	ФЛ 24.30	2400	2980	2,39	59,8	
	ФЛ 24.24		2380	1,90	47,5	
	ФЛ 24.12		1180	0,91	23,0	
	ФЛ 24.8		780	0,58	14,5	
	ФЛ 28.24	2800	2380	2,36	59,0	
	ФЛ 28.12		1180	1,13	28,2	
	ФЛ 28.8		780	0,72	18,0	
	ФЛ 32.12	3200	1180	1,29	32,3	
	ФЛ 32.8		780	0,82	20,5	

При проектировании фундаментов под железобетонные колонны в курсовом проекте используют типовые монолитные железобетонные фундаменты стаканного типа (табл. 15) или сборные (табл.16, рис. 8).

По предварительно рассчитанной площади фундамента из таблиц выбирают ближайшую (большую по площади) марку фундамента.

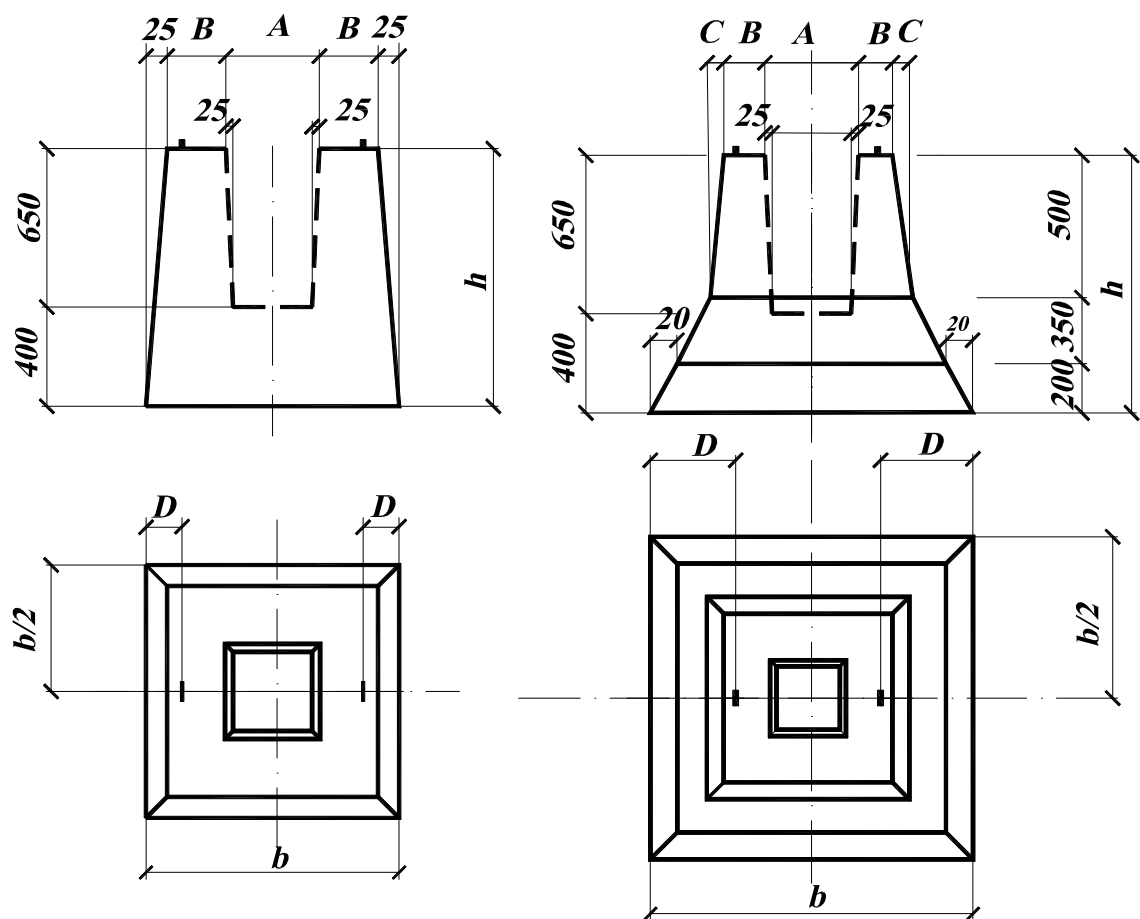


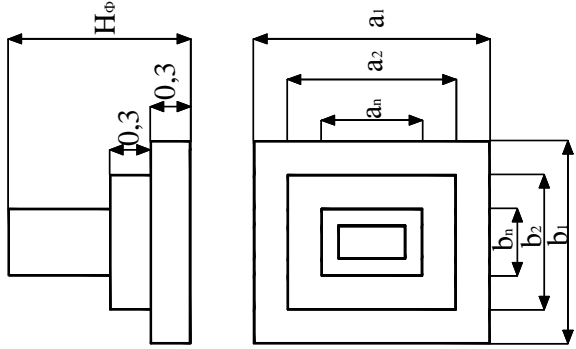
Рис. 8. Фундаменты сборные под колонны (по Веселову В.А.)  
 а – 1Ф13; 2Ф13; 1ФС13; 2ФС13; б – 1Ф17; 2Ф17; 1Ф21; 2Ф21

Таблица 16. Сборные фундаменты стаканного типа (по Веселову В.А.)

Марка фунда- мента	Размеры фундамента, мм						Вес фундамен- та, кН
	b	h	A	B	C	D	
1Ф13	1300	1050	450	275	150	200	31,9
1Ф17	1700				50	400	41,7
1Ф21	2100				50	650	54,9
2Ф13	1300				150	200	30,5
2Ф17	1700		550	225	50	400	40,4
2Ф21	2100				50	650	53,5
1ФС13	1300		450	275	150	200	31,9
2ФС13			550	225			30,5

Таблица 15. Фундаменты железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны (серия 1.412.1 – 6)

Эскиз	Марка фундамента	Размеры фундамента, м					Площадь подошвы, м <sup>2</sup>	Объем фундамента, м <sup>3</sup>	Вес фундамента, кН	
		a <sub>1</sub>	a <sub>n</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>n</sub>	H <sub>Ф</sub>				
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Φ1.1.1.1.	1,5	0,9	1,5	0,9	1,5	1,5	2,25	1,6	40,0
	Φ1.1.1.2.	1,5	0,9	1,5	0,9	1,8	2,25	1,9	47,5	
	Φ1.1.1.3.	1,5	0,9	1,5	0,9	2,1	2,25	2,1	52,5	
	Φ2.1.1.1.	1,8	0,9	1,5	0,9	1,5	2,70	1,8	45,0	
	Φ2.1.1.2.	1,8	0,9	1,5	0,9	1,8	2,70	2,1	52,5	
	Φ2.1.1.3.	1,8	0,9	1,5	0,9	2,1	2,70	2,3	57,5	
	Φ3.1.1.1.	1,8	0,9	1,8	0,9	1,5	3,24	1,9	47,5	
	Φ3.1.1.2.	1,8	0,9	1,8	0,9	1,8	3,24	2,2	55,0	
	Φ3.1.1.3.	1,8	0,9	1,8	0,9	2,1	3,24	2,4	60,0	
	Φ4.1.1.1.	2,1	0,9	1,8	0,9	1,5	3,78	2,1	52,5	
	Φ4.1.1.2.	2,1	0,9	1,8	0,9	1,8	3,78	2,3	57,5	
	Φ4.1.1.3.	2,1	0,9	1,8	0,9	2,1	3,78	2,6	65,0	

Эскиз	Марка фундамента	Размеры фундамента, м							Площадь подошвы, м <sup>2</sup>	Объем фундамента, м <sup>3</sup>	Вес фундамента, кН	
		a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>n</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	b <sub>n</sub>	H <sub>ф</sub>				
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	Φ5.2.1.1.	2,4	1,5	0,9	1,8	0,9	0,9	0,9	1,5	4,32	2,4	60,0
	Φ5.2.1.2.	2,4	1,5	0,9	1,8	0,9	0,9	0,9	1,8	4,32	2,7	67,5
	Φ5.2.1.3.	2,4	1,5	0,9	1,8	0,9	0,9	0,9	2,1	4,32	2,9	72,5
	Φ6.2.1.1.	2,7	2,1	0,9	2,1	1,5	0,9	0,9	1,5	5,67	3,4	85,0
	Φ6.2.1.2.	2,7	2,1	0,9	2,1	1,5	0,9	0,9	1,8	5,67	3,6	90,0
	Φ6.2.1.3.	2,7	2,1	0,9	2,1	1,5	0,9	0,9	2,1	5,67	3,9	97,5
	Φ7.2.1.1.	3,0	2,1	0,9	2,4	1,5	0,9	0,9	1,5	7,20	3,8	95,0
	Φ7.2.1.2.	3,0	2,1	0,9	2,4	1,5	0,9	0,9	1,8	7,20	4,1	102,5
	Φ7.2.1.3.	3,0	2,1	0,9	2,4	1,5	0,9	0,9	2,1	7,20	4,3	107,5
	Φ8.2.1.1.	3,3	2,4	0,9	2,7	1,5	0,9	0,9	1,5	8,91	4,5	112,5
	Φ8.2.1.2.	3,3	2,4	0,9	2,7	1,5	0,9	0,9	1,8	8,91	4,7	117,5
	Φ8.2.1.3.	3,3	2,4	0,9	2,7	1,5	0,9	0,9	2,1	8,91	5,0	125,0

Эскиз	Марка фунда-менты	Размеры фундамента, м										Площадь подошвы, м <sup>2</sup>	Объем фунда-мент а, м <sup>3</sup>	Вес фунда мента, кН
		a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>n</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	b <sub>3</sub>	b <sub>n</sub>	H <sub>Ф</sub>				
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
	Ф9.3.1.1.	3,6	2,7	1,8	0,9	3,0	2,4	1,5	0,9	1,5	0,9	10,8	6,5	162,5
	Ф9.3.1.2.	3,6	2,7	1,8	0,9	3,0	2,4	1,5	0,9	1,8	0,9	10,8	6,7	167,5
	Ф9.3.1.3.	3,6	2,7	1,8	0,9	3,0	2,4	1,5	0,9	2,1	0,9	10,8	7,0	175,0
	Ф10.3.1.1.	3,9	3,0	1,8	0,9	3,3	2,4	1,5	0,9	1,5	0,9	12,87	7,3	182,5
	Ф10.3.1.2.	3,9	3,0	1,8	0,9	3,3	2,4	1,5	0,9	1,8	0,9	12,87	7,6	190,0
	Ф10.3.1.3.	3,9	3,0	1,8	0,9	3,3	2,4	1,5	0,9	2,1	0,9	12,87	7,8	195,0
	Ф11.3.1.1.	4,2	3,3	2,1	0,9	3,6	2,7	1,5	0,9	1,5	0,9	15,12	8,6	215,0
	Ф11.3.1.2.	4,2	3,3	2,1	0,9	3,6	2,7	1,5	0,9	1,8	0,9	15,12	8,9	222,5
	Ф11.3.1.3.	4,2	3,3	2,1	0,9	3,6	2,7	1,5	0,9	2,1	0,9	15,12	9,1	227,5
	Ф12.3.1.1.	4,5	3,3	2,4	0,9	3,9	2,7	1,8	0,9	1,5	0,9	17,55	9,7	242,5
	Ф12.3.1.2.	4,5	3,3	2,4	0,9	3,9	2,7	1,8	0,9	1,8	0,9	17,55	10,0	250,0
	Ф12.3.1.3.	4,5	3,3	2,4	0,9	3,9	2,7	1,8	0,9	2,1	0,9	17,55	10,2	255,0
	Ф13.3.1.1.	4,8	3,6	2,1	0,9	4,2	3,3	1,8	0,9	1,5	0,9	20,16	11,2	280,0
	Ф13.3.1.2.	4,8	3,6	2,1	0,9	4,2	3,3	1,8	0,9	1,8	0,9	20,16	11,5	287,5
Ф13.3.1.3.	4,8	3,6	2,1	0,9	4,2	3,3	1,8	0,9	2,1	0,9	20,16	11,7	292,5	
Ф14.3.1.1.	5,1	3,9	2,4	0,9	4,5	3,6	2,1	0,9	1,5	0,9	22,95	14,4	360,0	
Ф14.3.1.2.	5,1	3,9	2,4	0,9	4,5	3,6	2,1	0,9	1,8	0,9	22,95	14,6	365,0	
Ф14.3.1.3.	5,1	3,9	2,4	0,9	4,5	3,6	2,1	0,9	2,1	0,9	22,95	14,8	370,0	
Ф15.3.1.1.	5,4	4,2	2,7	0,9	4,8	3,6	2,1	0,9	1,5	0,9	25,92	16,0	400,0	
Ф15.3.1.2.	5,4	4,2	2,7	0,9	4,8	3,6	2,1	0,9	1,8	0,9	25,92	16,2	405,0	
Ф15.3.1.3.	5,4	4,2	2,7	0,9	4,8	3,6	2,1	0,9	2,1	0,9	25,92	16,4	410,0	

Фундаменты типа 1Ф и 1ФС принимают под квадратные колонны сечением 300х300мм, а фундаменты типа 2Ф и 2ФС – под колонны сечением 400х400мм.

Далее вычисляют расчетное сопротивление грунта несущего слоя основания под подошвой фундамента  $R$ , кПа

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II0} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II0} + M_c \cdot C_{II}], \quad (20)$$

где  $\gamma_{C1}$ ,  $\gamma_{C2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 17.

Таблица 17. Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент $\gamma_{C1}$	Коэффициент $\gamma_{C2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отска к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
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:			
Малой и средней степени водонасыщения	1,25	1,0	1,2
Насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
Примечания: 1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований. 2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значения коэффициента $\gamma_{C2}$ принимается равным единице. 3. При промежуточных значениях L/H коэффициент $\gamma_{C2}$ определяется по интерполяции.			

$k$  – коэффициент, принимаемый в курсовом проекте равным 1.1, т.к. прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) приняты по таблицам СНиПа [18];

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 18, в зависимости от угла внутреннего трения ( $\varphi$ ) грунта;

$K_z$  – коэффициент, принимаемый равным: при  $b < 10$  м –  $k_z = 1$ , при  $b \geq 10$  м –  $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$  (здесь  $z_0 = 8$  м);

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на всю глубину разведанной толщи грунтов (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды –  $\gamma_{sb}$ , кН/м<sup>3</sup>, вычисляемое по формуле (39)).

Значение  $\gamma_{II}$  вычисляют по формуле

$$\gamma_{II} = \sum_{i=1}^n \frac{\gamma_i h_i}{h_i} \quad (21)$$

где  $\gamma_i$  и  $h_i$  – соответственно удельный вес и толщина  $i$  слоя грунта, залегающего ниже подошвы;

$\gamma'_{II}$  – осредненное значение удельного веса грунтов ненарушенного сложения, залегающих выше подошвы фундамента. Для грунтов обратной засыпки  $\gamma'_{II0} = 0,95 \cdot \gamma'_{II}$

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления несущего слоя грунта, кПа;

Таблица 18. Значение коэффициентов  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$

Угол внутреннего трения $\varphi_{II}$ , град	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{II}$ , град	Коэффициенты		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,00	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	0,23	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	0,32	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

$d_1$  - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения для наружных и внутренних фундаментов от пола подвала (рис. 9), определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II_0}}, \quad (22)$$

где

$h_s$  - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

$h_{cf}$  - толщина конструкции пола подвала ( в курсовом проекте принимается равной 0,1м);

$\gamma_{cf}$  - удельный вес конструкции пола подвала (в курсовом проекте принимается равным 22 кН/м<sup>3</sup>);

$d_b$  - глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной  $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается  $d_b = 2$ м, при ширине подвала  $B > 20$  – м -  $d_b = 0$ ).

Зная  $R$ , вычисленное по формуле (20), уточняют размеры подошвы фундамента из условия

$$A = \frac{N_{oII}}{R - \gamma_{cp} d} \quad (23)$$

При изменении размеров фундамента уточняют расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , используя формулу (20).

Определение размеров центрально нагруженных фундаментов считается законченным, если выполняется условие:

$$p_{II} \leq R, \quad (24)$$

где  $p_{II}$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа, определяемое по формуле

$$P_{II} = \frac{N_{II}}{A}, \quad (25)$$

где  $N_{II}$  – суммарная вертикальная нагрузка на основание, кН, состоящая из нормальной расчетной нагрузки от сооружения  $N_{oII}$ , приложенной к обрезу фундамента, веса фундамента  $N_{\phi II}$  и грунта  $N_{грII}$  на его уступах:

$$N_{II} = N_{oII} + N_{\phi II} + N_{грII}$$

$A$  – площадь подошвы проектируемого фундамента, м<sup>2</sup>.

Тогда 
$$P_{II} = \frac{N_{oII} + N_{\phi II} + N_{грII}}{A}. \quad (26)$$

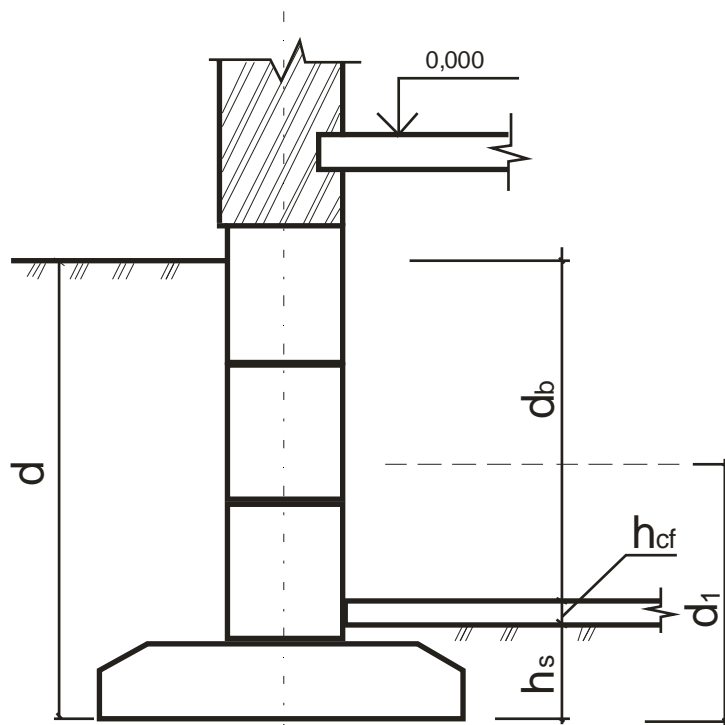


Рис.9. К определению приведенной глубины заложения фундаментов при наличии подвала

Найденная величина  $R_{II}$  должна не только удовлетворять условию (24) но и быть по возможности близка к значению расчетного сопротивления грунта (допустимое отличие от расчетного сопротивление должно быть не более 10%).

Необходимо помнить, что значение  $r$  и  $R$ , входящие в формулу (24), в каждом приближении следует определять для одних и тех же размеров подошвы фундамента.

Определив размеры фундамента, приступают к его конструированию. Конструирование фундаментов из сборных железобетонных элементов заключается в выборе отдельных стандартных изделий и составлении из них фундамента, отвечающего принятым при расчете основным его параметрам (ширине подошвы ленточного или площади отдельного фундамента, глубине заложения, высоте). Для монолитных отдельных фундаментов размеры их принимают согласно серии 1.412.1-6. [17]

Размеры железобетонных плит ленточных фундаментов выбирают согласно ГОСТ [5] (табл.14), а фундаментных стеновых блоков – согласно ГОСТ [4] табл.19.

Таблица 19. Блоки бетонные для стен подвалов

Марка блока	Размеры блока, мм			Бетона куб. м	Вес блока, кН	
	длина l	ширина b	высота h			
ФБС 24.3.6 – Т	2380	300	580	0,41	9,7	
ФБС 24.4.6 – Т		400		0,54	13,0	
ФБС 24.5.6 – Т		500		0,68	16,3	
ФБС 24.6.6 – Т		600		0,22	19,6	
ФБС 12.4.6 – Т	1180	400		280	0,26	6,4
ФБС 12.5.6 – Т		500			0,33	7,9
ФБС 12.6.6 – Т		600			0,40	9,6
ФБС 12.4.3 – Т		400			0,13	3,1
ФБС 12.5.3 –Т	880	500	580	0,16	3,8	
ФБС 12.6.3 –Т		600		0,19	4,6	
ФБС 9.3.6 – Т		300		0,15	3,5	
ФБС 9.4.6 – Т		400		0,20	4,7	
ФБС 9.5.6 – Т	500	0,24		5,9		
ФБС 9.6.6 – Т	600	0,29		7,0		
ФБВ 9.4.6 – Т	400	0,16		3,9		
ФБВ 9.5.6 – Т	500	0,20		4,9		
ФБВ 9.6.6 – Т	600	0,24		5,8		
ФБП 24.4.6 – Т	2380	400		580	0,44	10,5
ФБП 24.5.6 – Т		500			0,53	12,6
ФБП 24.6.6 –Т		600			0,58	14,0

Примечание. Марка блоков: ФБС – фундаментный блок сплошной, ФБВ – фундаментный блок сплошной с вырезом для укладки перемычек, плит перекрытий и пропуска коммуникаций под потолком в подполье, ФБП – фундаментный блок пустотелый.

При этом ширину стеновых блоков принимают в зависимости от толщины стены здания согласно табл. 20.

Номенклатура отдельных монолитных фундаментов стаканного типа приведена в табл.15, а отдельных сборных – в табл. 16 и на рисунке 8.

Таблица 20. Ширина стеновых блоков

Толщина стены, мм	Ширина стенового блока, мм
250	300
380	400
420	400
510	500 (400)
550	500 (600)
640	600
680	600

Ширина подошвы фундамента может быть определена графическим способом. Для этого выражение (26) записывают в виде

$$p = \frac{N_{оп}}{A} + \gamma_{сп} d \quad (27)$$

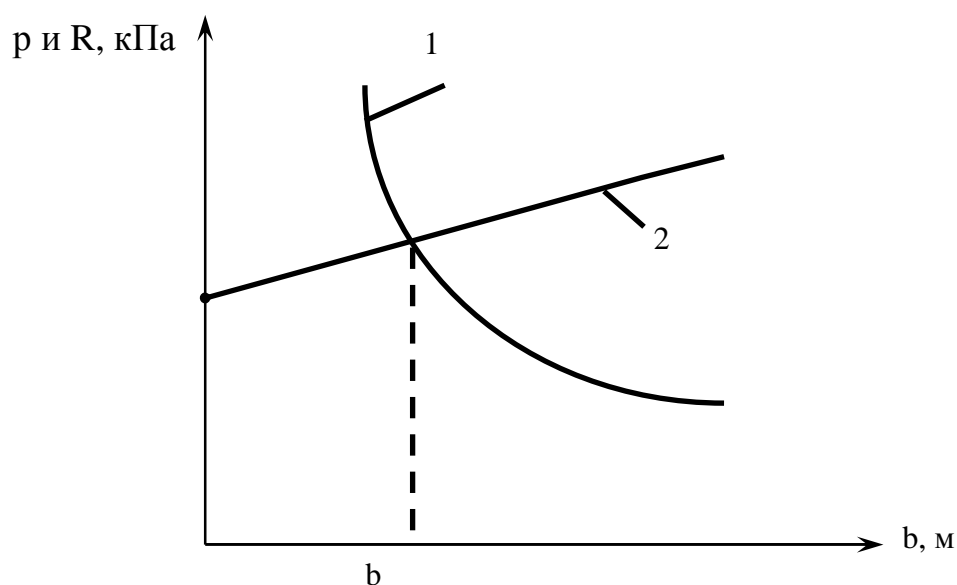


Рис. 10. Графический способ определения ширины подошвы фундамента: 1 – кривая  $p=f_1(b)$ ; 2 – прямая линия  $R=f_2(b)$

Для ленточного фундамента эта формула представляет собой уравнение гиперболы относительно  $b$ , т.е.  $p=f_1(b)$ , поскольку  $A=b \cdot 1$ , а для квадратного или прямоугольного – параболу, так как в первом случае  $A=b^2$  и  $A=\eta b^2$  – во втором.

Формула (20) для расчетного сопротивления грунтов основания является уравнением прямой относительно  $b$ , т.е.  $R=f_2(b)$ .

Значение ширины фундамента получают как проекцию на ось абсцисс точки пересечения полученных кривой и прямой (рис.10)

Для построения кривой 1 требуется не менее трех значений  $r$ , вычисленных по формуле (27), а для прямой 2 достаточно двух значений  $R$ , вычисленных по формуле (20).

Фундаментные плиты укладывают на выровненную поверхность песчаного основания или на слой утрамбованного песка толщиной не менее 100 мм глинистого основания [2]. Для защиты фундамента от поверхностных вод вдоль наружных стен здания устраивают отмостку из водонепроницаемых материалов и на 150 – 200 мм выше ее отметки – горизонтальную гидроизоляцию помещений от грунтовой сырости (рис. 11).

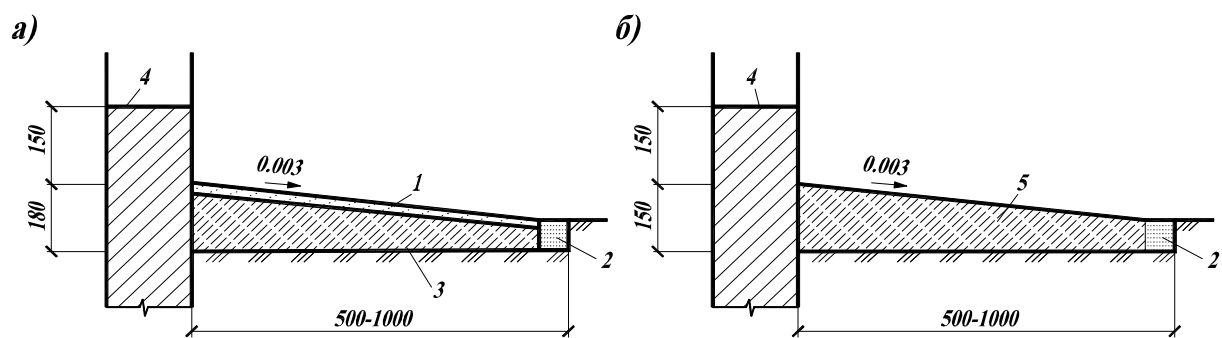


Рис.11. Отмостки (по Веселову В.А.):

а – асфальтобетонная; б – бетонная; 1 – асфальтобетон; 2 – бортовой камень; 3 – щебень; 4 – гидроизоляция; 5 – бетон

### 3.3. Расчет внецентренно нагруженных фундаментов при наличии подвала

При наличии подвала фундаменты наружных стен воспринимают давление от обратной засыпки грунта (рис.12).

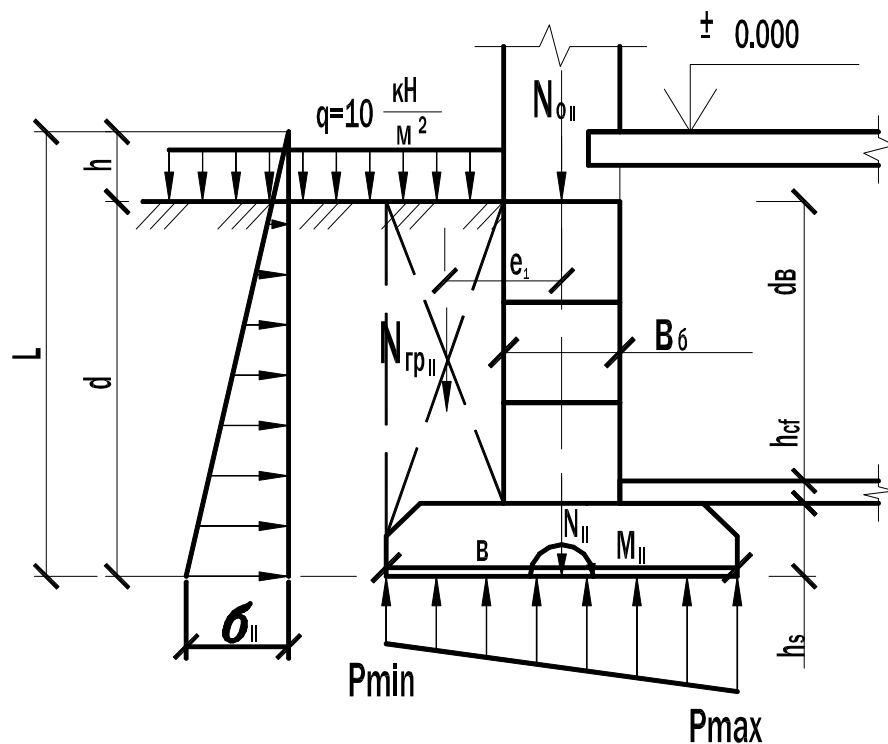


Рис.12. Расчетная схема ленточного фундамента под стену при наличии подвала

Его определяют по формулам активного давления на подпорные стенки с учетом сцепления. Однако при малой высоте этих стенок (до 4 м) и выполнении обратной засыпки за пазухи фундамента грунта нарушенной структуры ограничиваются обычно приближенным расчетом. При вычислении давления грунта на подпорную стенку учитывают временную нагрузку на поверхности грунта  $q=10 \text{ кН/м}^2$ .

Размеры подошвы фундамента определяют так же, как для центрально нагруженного фундамента по методике, изложенной в § 3.2 данных методических указаний.

Активное давление грунта  $\sigma_{II}$ , кПа, на подпорную стенку у подошвы фундамента вычисляют по формуле:

$$\sigma_{II} = \gamma'_{II,0} \cdot L \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_{IIcl}}{2} \right), \quad (28)$$

где  $L = d + h_{\text{пр}}$  - высота подпорной стенки с учетом приведенной высоты слоя грунта,  $h_{\text{пр}}$ , м, вычисляемой по формуле

$$h_{\text{пр}} = \frac{q}{\gamma_{\text{по}}},$$

где  $\gamma_{\text{по}}$  - расчетный удельный вес грунта обратной засыпки, кН/м<sup>3</sup>;

$\varphi_{\text{иср}}$  - средний угол внутреннего трения грунта обратной засыпки, в практических расчетах принимается равным  $20^{\circ}$ .

Далее определяют составляющие усилий, действующих в уровне подошвы фундамента:

суммарную равнодействующую нагрузку

$$N_{\text{II}} = N_{\text{оII}} + N_{\text{ФII}} + N_{\text{ГРII}};$$

момент от равнодействующей активного давления грунта с учетом нагрузки грунта на уступах фундамента

$$M_{\text{II}} = \frac{\sigma_{\text{II}} \cdot L^2}{15} - N_{\text{ГРII}} \cdot e_1, \quad (29)$$

где  $e_1$  - эксцентриситет, действующей нагрузки от грунта, лежащего на уступах фундамента, относительно его центра тяжести, определяемый согласно рис. 12.

Эксцентриситет  $e$  равнодействующей суммарной вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента определяют по формуле

$$e = \frac{M_{\text{II}}}{N_{\text{II}}}. \quad (30)$$

Максимальное и минимальное давления под краем фундамента при действии момента сил относительно только одной из главных осей инерции площади подошвы фундамента определяют из выражения

$$P_{\text{max}}^{\text{min}} = \frac{N_{\text{II}}}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{l} \right), \quad (31)$$

где  $N_{\text{II}}$  – суммарная вертикальная нагрузка на основание, кН;

$A$  – площадь подошвы проектируемого фундамента,  $m^2$ ;

$e$  – эксцентриситет равнодействующей вертикальной нагрузки относительно центра подошвы фундамента,  $m$ ;

$l$  – большая сторона подошвы фундамента.

Для внецентренно нагруженного фундамента должны выполняться следующие условия:

для среднего давления  $P_{II}$ , определяемого по формуле (26) – условие (24)

$$P_{II} \leq R;$$

для максимального краевого давления при эксцентриситете относительно одной главной оси инерции подошвы фундамента

$$P_{II\max} < 1,2 R; \quad (32)$$

для минимального краевого давления

$$P_{\min} \geq 0. \quad (33)$$

При выполнении условий (24, 32, 33) расчет внецентренно нагруженного фундамента считается законченным.

Если хотя бы одно условие не выполняется, то необходимо увеличить размеры подошвы фундамента.

### 3.4. Проверка прочности подстилающего слоя слабого грунта

При наличии под несущим слоем на глубине  $z$  от подошвы фундамента (рис.13) слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта несущего слоя, размеры фундамента назначают такими, чтобы полное давление на кровлю подстилающего слоя не превышало бы его расчетного сопротивления, т.е. обеспечивалось бы условие [18]

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z, \quad (34)$$

где  $\sigma_{zp}$  - дополнительное вертикальное в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент, определяемое по формуле (41);

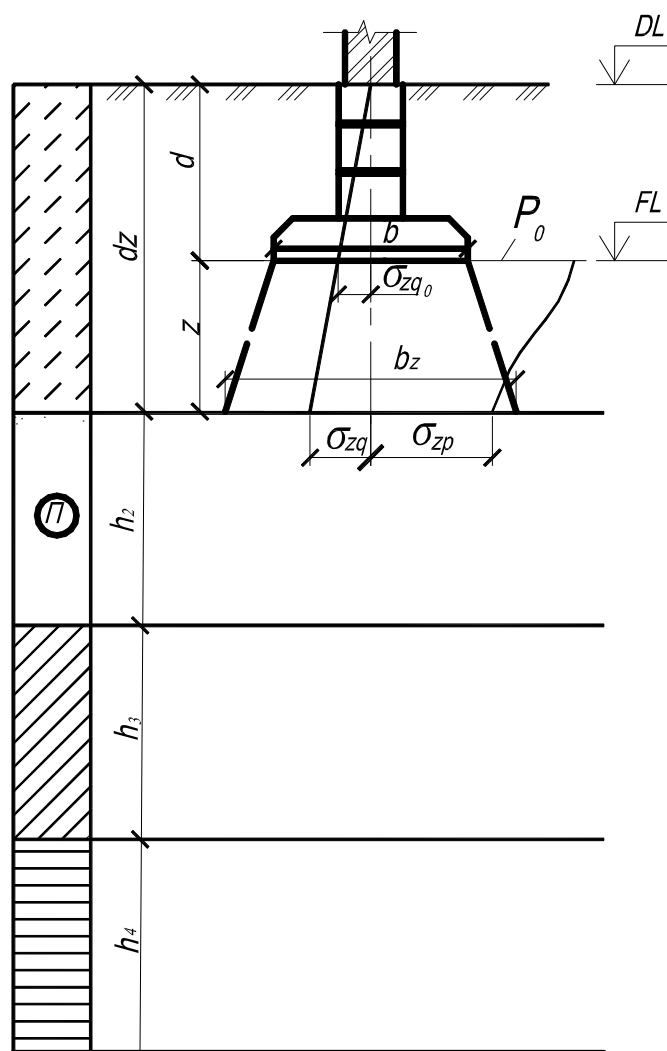


Рис.13. Расчетная схема фундамента при наличии подстилающего слоя слабого грунта

$\sigma_{zq}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента, определяемое по формуле (38);

$R_z$  - расчетное сопротивление подстилающего слоя слабого грунта.

Величину  $R_z$  определяют по формуле (20) как для условного фундамента шириной  $b_z$  и глубиной заложения  $d_z$ . Коэффициенты условий работы  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$ , а также коэффициенты  $M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  и удельное сцепление  $c$  находят применительно к слою слабого грунта.

Площадь подошвы условного фундамента  $A_z$ , м<sup>2</sup>, определяют по формуле

$$A_z = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}}, \quad (35)$$

где  $N_{II} = N_{он} + N_{ФII} + N_{грII}$  - суммарная вертикальная нагрузка на основание.

Ширину подошвы условного фундамента  $b_z$ , м, определяют из условия:

для ленточного фундамента

$$b_z = A_z / l ;$$

для прямоугольного фундамента

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где  $a = \frac{l-b}{2}$  ( $l$  и  $b$  – соответственно длина и ширина подошвы проектируемого фундамента).

Проверяют выполнение условия (34). Выполнение данного условия свидетельствует о том, что в слое слабого подстилающего слоя не будут развиваться пластические деформации.

Если условия не выполняются, то необходимо увеличить размеры подошвы проектируемого фундамента, при которых условие (34) будет удовлетворяться.

### 3.5. Расчет осадки основания методом послойного суммирования

Расчет оснований по деформации проводят исходя из условия:

$$S < S_{и} \quad (36)$$

где  $S$  – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

$S_{и}$  - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, определяемой по табл. 21.

Таблица 21. Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен $i_u$	Средняя $\bar{S}_u$ (в скобках максимальная $S_{\max,u}$ ), осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным стальным	0,002	—	(8)
	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0016	0,005	10
	0,0020	0,005	10
	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите то же, сборной конструкции отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции то же, сборной конструкции отдельно стоящее рабочее здание	-	0,003	40
	-	0,003	30
	-	0,004	40
	-	0,004	30
	-	0,004	25

Расчет осадки основания  $S$  в методе послойного суммирования находят простым суммированием осадок всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи  $H_C$  по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (37)$$

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, равный 0,8 для всех грунтов;

$\sigma_{zp,i}$  - среднее значение дополнительного вертикального напряжения в  $i$ -том слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах элементарного слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

$h_i$  и  $E_i$  - соответственно толщина и модуль деформации  $i$ -того элементарного слоя грунта;

$n$  - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

Расчет начинается с определения природного  $\sigma_{zq}$  и дополнительного  $\sigma_{zp}$  напряжений и построения их эпюр в произвольном, но одинаковом масштабе в соответствии со схемой, приведенной на рис 14.

Напряжение  $\sigma_{zq}$  от собственного веса грунта определяют в следующих характерных точках грунтового основания: на уровне планировки, подошвы фундамента, подземных вод, на контактах инженерно-геологических элементов (слоев грунтов) по формуле

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (38)$$

где  $\gamma_i$  и  $h_i$  - соответственно удельный вес и толщина  $i$ -того слоя грунта.

Удельный вес водопроницаемых грунтов  $\gamma_{sb}$ , залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора – глины, вычисляют с учетом взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (39)$$

где  $\gamma_s$  и  $\gamma_w$  - удельный вес частиц грунта и воды соответственно;  
удельный вес воды  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ ;

$e$  – коэффициент пористости.

В этом случае к вертикальному напряжению от собственного веса грунта  $\sigma_{zq}$  на кровлю водоупора добавляется гидростатическое давление  $P_{\text{гидр}}$  столба воды, определяемое по формуле

$$P_{\text{гидр}} = h_w \gamma_w \quad (40)$$

где  $h_w$  – высота столба воды.

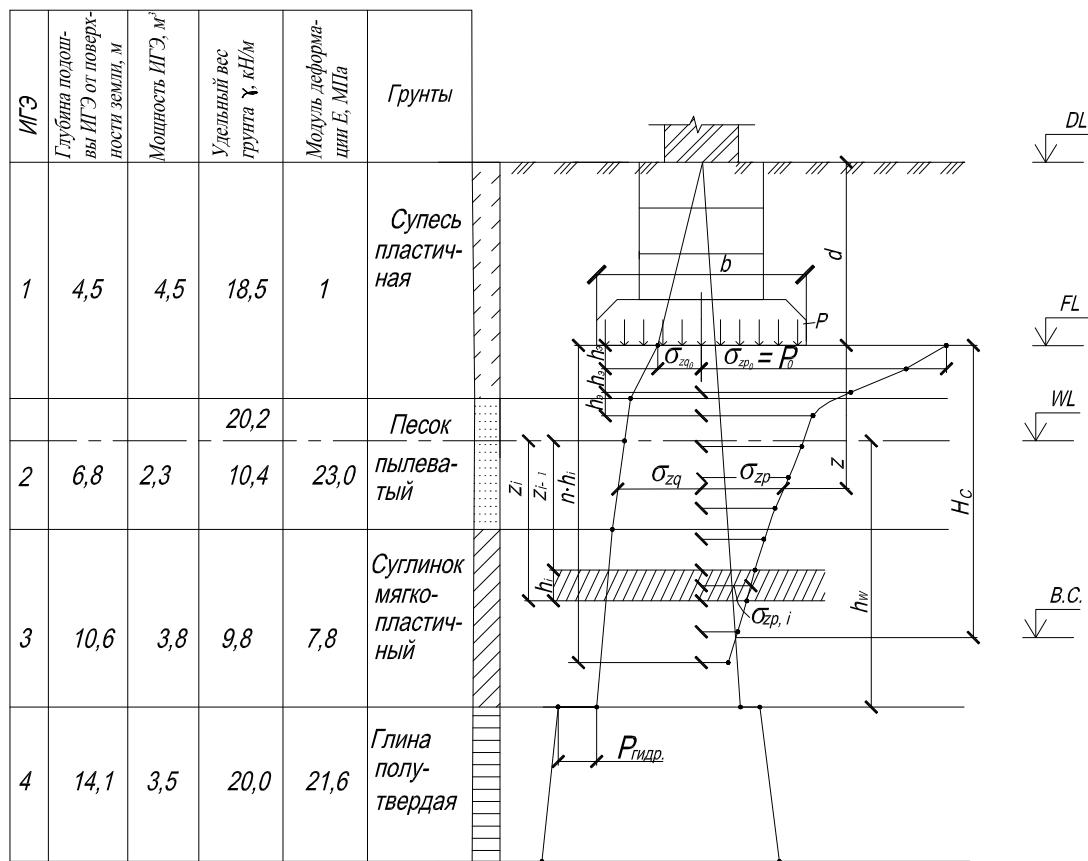


Рис.14. Схема к расчету осадки фундамента методом послойного суммирования:

DL – отметка планировки; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; B.C. – нижняя граница сжимаемости толщи; d - глубина заложения фундамента от уровня планировки; b – ширина; p – среднее давление под подошвой фундамента;  $p_0$  – дополнительное давление на основание;  $\sigma_{zq}$  и  $\sigma_{zq_0}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента на уровне подошвы соответственно;  $H_c$  – глубина сжимаемости толщи;  $p_{гидр.}$  – гидростатическое давление столба воды;  $\gamma$  - удельный вес грунта;  $\gamma_{sb}$  - удельный вес грунта во взвешенном состоянии; h – толщина инженерно-геологического элемента (ИГЭ);  $h_3$  – толщина элементарного слоя грунта.

Значения напряжений  $\sigma_{zq}$  откладывают влево от оси фундамента. Значения вспомогательной эпюры напряжений от собственного веса грунта, составляющих 20% (или 10%) соответствующего значения напряжения от собственного веса грунта  $\sigma_{zq}$ , откладывают вправо от оси фундамента.

Дополнительное вертикальное напряжение  $\sigma_{zp}$  на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (41)$$

где  $\alpha$  - коэффициент рассеивания напряжений с глубиной, принимаемый по табл. 22 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента  $\eta = \frac{l}{b}$  и относительной глубины,

равной  $\xi = \frac{2z}{b}$

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{2z}{b}, \eta = \frac{l}{b}\right), \quad (42)$$

здесь  $l$  – длина;  $b$  – ширина подошвы фундамента.

Дополнительное вертикальное давление на основание  $p_0$ , определяют как разность между средним давлением под подошвой фундамента  $p$  и напряжением от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента

$\sigma_{zq0}$

$$p_0 = p - \sigma_{zq0} \quad (43)$$

Для ленточного фундамента соотношение  $\eta = \frac{l}{b} \geq 10$ . Поэтому коэффициент  $\alpha$  выбирают из последней колонки табл. 22.

Чтобы избежать интерполяции по табл. 22 задаются значением  $\xi = 0,4$  и вычисляют высоту элементарного слоя грунта  $h_i = \frac{0,4b}{2}$ .

Таблица 22. Коэффициент  $\alpha$

$\xi = \frac{2z}{b}$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	Прямоугольных с соотношением сторон $\eta = 1/b$ , равным						Ленточных $\eta > 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Для обеспечения необходимой точности расчета сжимаемую толщю основания ниже подошвы фундамента разбивают на элементарные слои, толщина которых  $h$ , м, должна удовлетворять условию

$$h \leq 0,4b ,$$

где  $b$  – ширина подошвы фундамента.

Дополнительные вертикальные напряжения  $\sigma_{zp}$  определяют на границах элементарных слоев.

Значения напряжений  $\sigma_{zp}$  откладывают вправо от оси фундамента. Все вычисления заносят в таблицу (табл. 23).

Таблица 23. Значения ординат эпюры дополнительных вертикальных напряжений

Наименование ИГЭ	$z, \text{ м}$	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zp} = \alpha P_0, \text{ кПа}$	$E, \text{ кПа}$	$S, \text{ см}$

Верхней границей сжимаемой толщи основания является плоскость подошвы фундамента.

Нижнюю границу сжимаемой толщи принимают на глубине  $z=H_C$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zq}$  (здесь  $\sigma_{zp}$  - дополнительное вертикальное напряжение на глубине  $z=H_C$  по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;  $\sigma_{zq}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на этой же глубине).

Если найденная по указанному выше условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E \leq 5 \text{ МПа}$  или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z=H_C$ , нижнюю границу сжимаемой толщи определяют, исходя из условия  $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zq}$ .

Определение нижней границы сжимаемой толщи основания удобно выполнять графически, для чего находят точку пересечения эпюры  $0,2\sigma_{zq}$  или  $0,1\sigma_{zq}$  (в зависимости от условий ограничения сжимаемой толщи) с эпюрой дополнительных напряжений  $\sigma_{zp}$ . Точка пересечения линий, ограничивающих эти эпюры, и определит положение нижней границы сжимаемой толщи.

## 4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

### 4.1. Основные положения расчета

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

*по первой группе:*

по прочности материала свай и свайных 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 и т.п.;

*по второй группе:*

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 свайных фундаментов.

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания рассчитывают исходя из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_R}, \quad (44)$$

где  $N$  – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

$F_d$  – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая *несущей способностью сваи*;

$\gamma_k$  - коэффициент надежности, величину которого принимают в зависимости от метода определения несущей способности сваи. При определении несущей способности расчетом  $\gamma_k$  принимают равным 1,4.

Проектирование свайных фундаментов выполняют в такой последовательности.

1. Производят инженерно-геологическую оценку строительной площадки и определение физико-механических свойств грунтов.

2. Определяют величины и невыгодные сочетания нагрузок, действующих на фундамент на уровне отметки поверхности земли или обреза ростверка.

3. Выбирают глубину заложения ростверков с учетом конструктивных особенностей сооружения и размера ростверка.

4. Выбирают тип, способ погружения и размеры свай, сообразуясь с грунтовыми условиями, действующими нагрузками, конструктивными особенностями проектируемого здания и сооружения.

5. Определяют несущую способность сваи.

6. Определяют расчетную нагрузку, передаваемую на сваю.

7. Определяют число центрально нагруженных свай.

8. Уточняют размеры ростверка в плане из условия размещения в ростверка полученного числа свай.

9. Уточняют нагрузку, действующую на одну сваю, с учетом размеров и веса ростверка, веса стеновых блоков и грунта обратной засыпки, и сравнивают ее с допустимой.

10. Рассчитывают фундамент по второй группе предельных состояний:

а) определяют размеры условного свайного фундамента;

б) рассчитывают давление под его подошвой и последнее сопоставляют с расчетным сопротивлением;

в) рассчитывают осадку условного свайного фундамента.

## 4.2. Выбор глубины заложения и размеров ростверка

Глубину заложения подошвы низкого ростверка  $d_p$  назначают в зависимости от конструктивных особенностей сооружения (наличие подвала, технического подполья), высоты ростверка и грунтовых условий строительной площадки.

При строительстве на пучинистых грунтах подошву ростверка закладывают ниже расчетной глубины сезонного промерзания грунтов  $d_f$ , руководствуясь в расчете требованиями, изложенными в п. 3.1 настоящих методических указаний и соответствующим требованиям СНиП [18].

Глубину заложения подошвы ростверков, согласно норм проектирования [13], назначают также с учетом следующих положений:

а) в зданиях при отсутствии подвала под внутренние стены подошву ростверка закладывают на 0,1 – 0,15 м ниже планировочных отметок;

б) в бесподвальных помещениях обрез ростверка под внутренние колонны закладывают на уровне отметки планировки;

в) при наличии подвала ростверк под наружные стены закладывают с отметкой подошвы, равной отметке пола подвала, а под внутренние стены – с отметкой обреза, равной отметке пола подвала.

В бесподвальных помещениях под наружные стены обрез ростверка в непучинистых грунтах закладывают на глубину 0,1 – 0,15 м ниже спланированной поверхности.

При глинистых грунтах под ростверком наружных стен следует предусматривать укладку слоя щебня, шлака или крупного песка толщиной не менее 0,2 м, а под ростверком внутренних стен – слоя щебня, шлака или тощего бетона толщиной не менее 0,1 м; при песчаных грунтах ростверк под наружные и внутренние стены укладывают по слою щебня, шлака или тощего бетона толщиной не менее 0,1 м.

Размеры железобетонных ростверков отдельных свайных фундаментов под колонны принимают согласно расчетов по прочности: на продавливание колонной, угловой сваей нижней плиты ростверка, по поперечной силе наклонных сечений, на изгиб, на местное сжатие (смятие) под торцами железобетонных колонн или под опорными плитами стальных колонн.

Размеры подошвы ростверка под колонны, ступеней и подколонника в плане из условия унификации рекомендуется принимать кратными 300 мм. Высоту плитной части ступеней и подколонника принимают кратной 150 мм.

Толщина дна стакана как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм.

### **4.3. Выбор типа, размеров и способа погружения свай**

В курсовом проекте проектируют железобетонные висячие сваи сплошного квадратного сечения от 200x200 до 400x400 мм с ненапрягаемой арматурой (С) длиной 3 – 16 м (Серия 1.011.1-10 [15]), погружаемые в грунт без его выемки забивкой дизельным молотом.

Длину сваи выбирают в зависимости от грунтовых условий строительной площадки и глубины заложения подошвы ростверка. Нижний конец сваи заглубляют в прочные грунты, прорезая напластования более слабых грунтов. Заглубление нижнего конца сваи в несущий слой должно быть не менее:

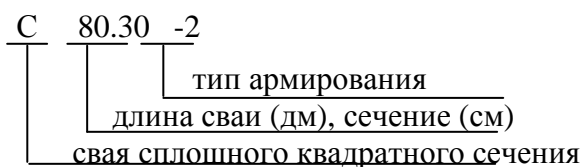
- в крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности пески, а также глинистые грунты с показателем текучести  $I_L \leq 0,1$  – не менее 0,5 м;
- в прочие природные дисперсные грунты – не менее 1 м.

Длину изготовленных свай, согласно норм проектирования [13, 20] принимают не менее 3 м с тем, чтобы заглубления свай в грунт от подошвы ростверка было не менее 2,5 м.

Таблица 24. Характеристики свай сплошных квадратного сечения с не-напрягаемой стержневой арматурой

Марка свай	Основные размеры, мм			Вес свай, кН	Марка свай	Основные размеры, мм			Вес свай, кН						
	Длина призматической свай, z	Длина острия, а	Ширина грани, d			Длина призматической свай, z	Длина острия, а	Ширина грани, d							
C30.20-1	3000	150	200	3,3	C.80-35-5	8000	300	350	25.0						
C40.20-1	4000			4,3	C90.35-5	9000			28.0						
C50.20-1	5000			5,3	C100.35-6	10000			31.0						
C60.20-1	6000			6,3	C110.35-8	11000			34.3						
C30.25-1	3000	250	250	5,0	C120.35-8	12000			350	400	37.3				
C40.25-1	4000			6,5	C130.35-8	13000					40.3				
C50.25-1	5000			8,0	C140.35-9	14000					43.3				
C60.25-1	6000			9,5	C150.35-10	15000					46.5				
C30.31-1	3000	250	300	7,0	C160.35-10	16000					350	400	49.5		
C40.30-1	4000			9,3	C40.40-1	4000							16.5		
C50.30-1	5000			11,5	C50.40-1	5000							20.5		
C60.30-2	6000			13,8	C60.40-1	6000							24.5		
C70.30-4	7000			16,0	C70.40-5	7000							28.5		
C80.30-4	8000			18,3	C80.40-5	8000							32.5		
C.90.30-5	9000			20,5	C90.40-5	9000							36.5		
C100.30-6	10000			22,8	C100.40-6	10000							40.5		
C110.30-8	11000			25,0	C110.40-8	11000	44.5								
C120.30-8	12000			27,3	C120.40-8	12000	48.5								
C.40.35-1	4000			300	350	13,0	C130.40-9	13000					350	400	52.5
C.50.35-1	5000					15,0	C140.40-9	14000							56.5
C60.35-1	6000	19,0	C150.40-10			15000	60.5								
C70.35-4	7000	22,0	C160.40-11			16000	64.5								

Примеры маркировки свай



Условные обозначения армирования свай.

Условные обозначения армирования свай	Диаметр и класс продольной арматуры	Условные обозначения армирования свай	Диаметр и класс продольной арматуры
1	10АІ	7	14АІІ
2	10АІІ	8	14АІІІ
3	10АІІІ	9	16АІІІ
4	12АІ	10	18АІІІ
5	12АІІ	11	20АІІІ
6	12АІІІ	12	22АІІІ
		13	25АІІІ

Свободное опирание ростверка на сваи учитывается в расчетах условно как шарнирное сопряжение и выполняется путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5 – 10 см.

Требуемую длину сваи (без остря) определяют на условия

$$L = l_1 + l_2 + l_3 ,$$

где  $l_1$  – величина заделки головы сваи в ростверк, м;

$l_2$  – величина заглубления нижнего конца сваи в несущий слой, м;

$l_3$  – толщина слоев грунтов, прорезаемых свайей, м.

Окончательные размеры типовых свай принимают по табл. 24, где приведена характеристика свай сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой обычной ударостойкости согласно Серии 1.011.1-10 “Сваи забивные железобетонные”. Вып.1. “Сваи цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой” [15].

#### **4.4. Расчет несущей способности забивных висячих свай по грунту при действии вертикальной нагрузки**

Расчет несущей способности  $F_d$ , кН, забивных висячих свай по грунту при действии вертикальной нагрузки выполняют, как правило, по прочности грунта как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (45)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $\gamma_c = 1$ ;

$\gamma_{cr}$ ;  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, принимаемые равными 1 при погружении сваи дизельным молотом;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 25;

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$ , принимаемая по площади поперечного сечения сваи;

$u$  – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 26:

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

Таблица 25. Расчетное сопротивление под нижним концом сваи

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, $R$ , кПа						
	Песков средней плотности						
	Гравелистых	Крупных	-	Средней крупности	Мелких	Пылеватых	—
	Глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1	2	3	4	5	6	7	8
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	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания:

1. Над чертой даны значения  $R$  для песков, под чертой – для глинистых грунтов.
2. Для плотных песков значение  $R$  по табл. 25 следует увеличить на 60%, но не более чем до 20000 кПа.
3. Для супесей при числе пластичности  $I_p \leq 4$  и коэффициенте пористости  $e < 0,8$  расчетные сопротивления  $R$  и  $f_1$  следует определять как для пылеватых песков средней плотности.
4. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести  $I_L$  глинистых грунтов значения  $R$  определяют интерполяцией.

Таблица 26. Расчетные сопротивления слоев грунтов на боковой поверхности забивных свай

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетное сопротивление на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $f_1$ , кПа								
	песков средней плотности								
	Крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
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

Примечания:

1. При определении по табл. 26 расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай  $f_1$  пласты грунтов расчленяют на однородные слои толщиной не более 2 м.
2. Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай  $f_1$  следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в табл. 26.
3. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом пористости  $e < 0,6$  увеличивают на 15% по сравнению со значениями, приведенными в табл. 26, при любых значениях показателя текучести.
4. Для промежуточных значений средних глубин расположения слоя глубины и промежуточных значений показателя текучести глинистых грунтов значения  $f_1$  определяют интерполяцией.

#### **4.5. Определение числа свай в фундаменте и конструирование ростверка**

Число свай  $n$  определяют исходя из условия, что ростверк осуществляет равномерное распределение нагрузки на свайных куст или свайный ряд по формуле:

$$n = \frac{\gamma_k \cdot N_{01}^p}{Fd}, \quad (46)$$

где  $\gamma_k$  - то же, что и в формуле (44);

$N_{oi}^P$  - расчетная нагрузка на куст (кН) или на 1 м длины ленточного фундамента (кН/м), приложенная на уровне обреза фундамента;

$N_{oi}^P = \gamma_f \cdot N_{oi}^H$  где -  $N_{oi}^H$  - основная нормативная нагрузка на куст, кН, или на 1 м длины ленточного фундамента, кН/м;  $\gamma_f$  - коэффициент надежности по нагрузке,  $\gamma_f = 1,1$ ;

$F_d$  – несущая способность висячей сваи, кН.

Для отдельно стоящего фундамента – куста свай полученное по формуле (46) число свай округляют до целого числа в сторону увеличения.

При определении размера ростверка в плане сваи в кусте размещают так, чтобы ростверк получился наиболее компактным. Расстояние между осями свай принимают  $c=(3+6)d$ , (где  $d$  – сторона квадратной сваи); обычно принимают  $c=3d$ , так как при большем расстоянии между осями сваи значительно увеличиваются размеры ростверка. Расстояние от края плиты ростверка до ближайшей грани сваи (свес ростверка) принимают не менее 100 мм.

При проектировании свайных фундаментов под типовые железобетонные колонны в курсовом проекте рекомендуется применять ростверки высотой  $H_p = 1200$  и  $1350$  мм (рис. 15) по серии 1.411.1-2/19 [16].

В зависимости от числа свай выбирают марку ростверка и кустов свай согласно табл. 27 и рис 16.

Для свайного фундамента под стену (ленточный свайный фундамент) требуемую высоту ростверка назначают согласно расчета с учетом высоты и количества стеновых блоков марки ФБС. При этом минимальная высота ростверка должна быть не менее 300 мм.

Для ленточного свайного фундамента под стену число свай на 1 м, найденное по формуле (46), может быть дробным [6]. Расстояние между осями свай (шаг свай) вдоль стены определяют по формуле

$$c = \frac{1}{n} \quad (47)$$



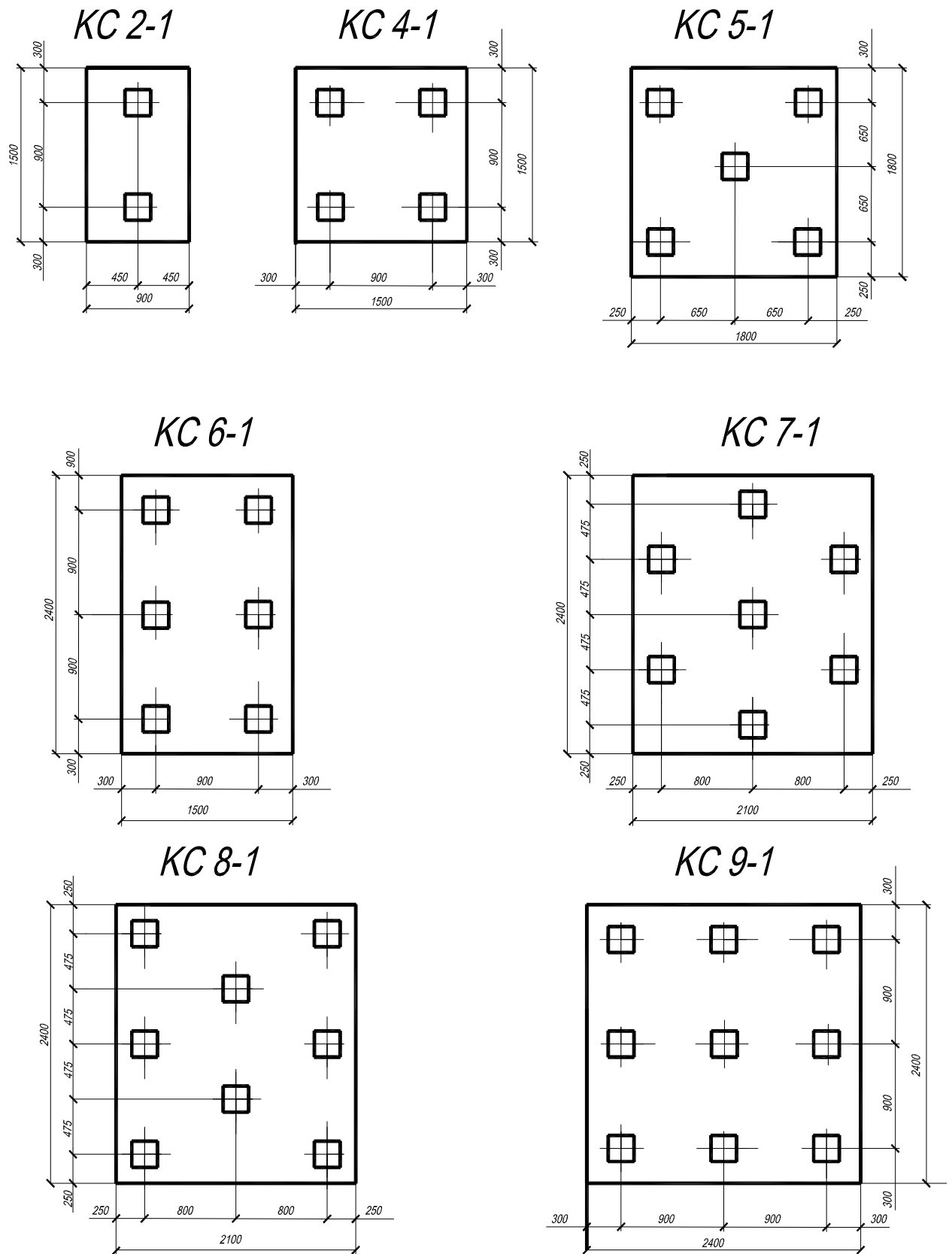


Рис. 16. План кустов свай

Таблица 27. Номенклатура кустов свай и ростверка

Число свай	Марка кустов свай	Марка ростверка	Высота ростверка, Н, мм	Высота плитной части ростверка, h, мм	Объем бетона ростверка, м <sup>3</sup>	Вес ростверка, кН
2	КС 2-1	Р 1-2	1200	450	1,0	25,0
		Р 1-3	1350	600	1,2	30,0
4	КС 4-1	Р 1-9	1200	600	1,0	25,0
		Р 1-10	1350	600	1,8	45,0
5	КС 5-1	Р 1-26	1200	600	2,2	55,0
		Р 1-27	1350	750	2,7	67,5
6	КС 6-1	Р 1-17	1200	600	2,5	62,5
		Р 1-18	1350	750	3,0	75,0
7	КС 7-1	Р 1-44	1200	600	3,5	87,5
		Р 1-45	1350	600	3,7	92,5
8	КС 8-1	Р 1-44	1200	600	3,5	87,5
		Р 1-45	1350	600	3,7	92,5
9	КС 9-1	Р 1-57	1350	600	3,9	97,5

- двухрядное шахматное, если  $n \leq 2$  и  $1,5d < c \leq 3d$ . Расстояние между двумя рядами свай  $c_p$  в этом случае определяют по формуле

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - c^2} \leq 3d; \quad (48)$$

- двухрядное, если  $n > 2$  и  $c = 1,5d$ . Расстояние между рядами свай принимают  $c_p = 3d$ . Если по расчету получается  $c < 1,5d$ , то следует увеличить несущую способность сваи, увеличив длину сваи или ее сечение.

Ширину ростверка ленточного свайного фундамента при однорядном расположении свай определяют по формуле

$$b_p = d + 2c_0, \text{ мм}, \quad (49)$$

где  $d$  – поперечный размер ствола сваи, мм;

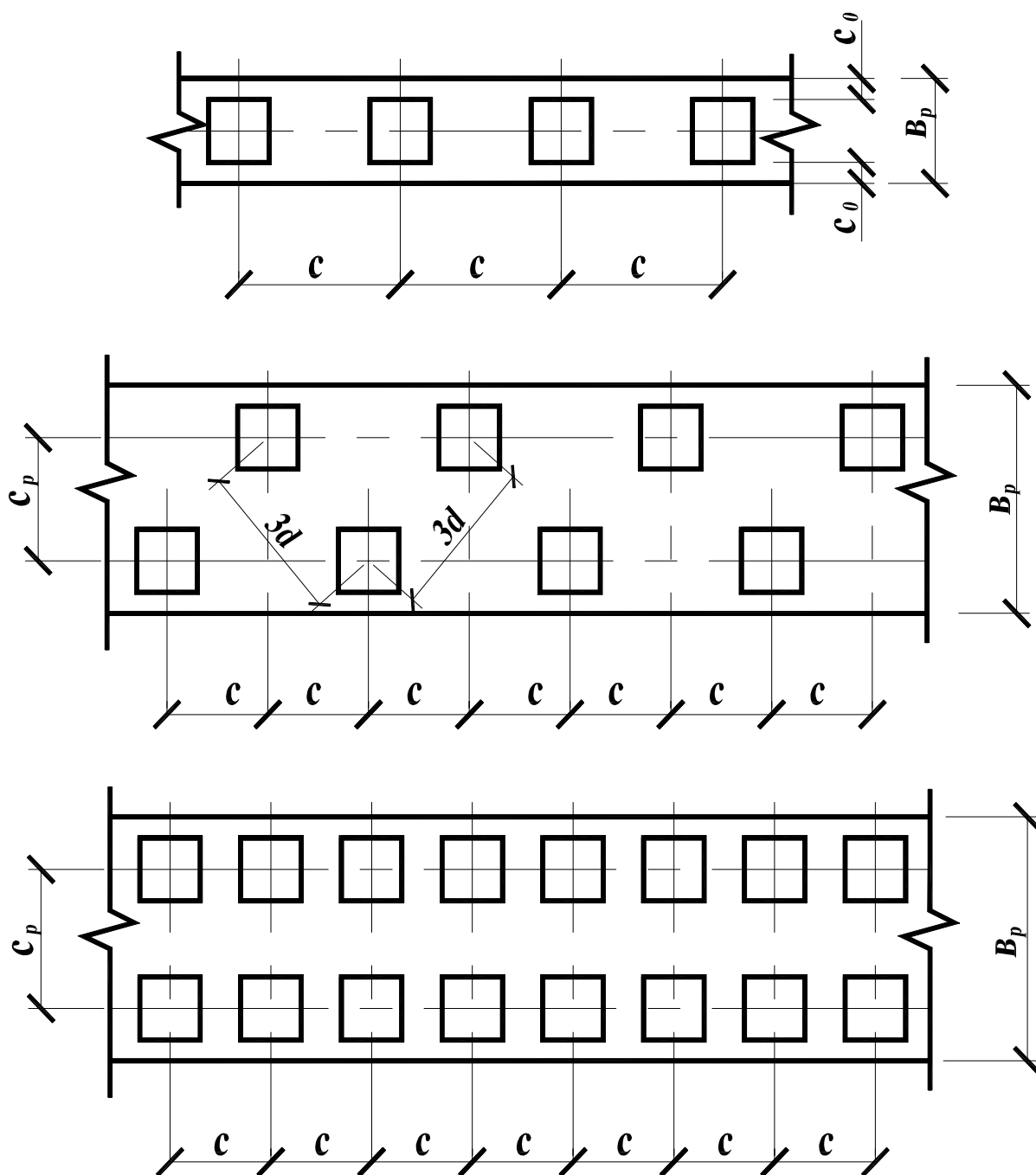


Рис. 17. Расположение свай в плане в ленточном свайном фундаменте

$c_0$  – расстояние от плиты ростверка до ближайшей грани сваи (свес ростверка), мм. Величину  $c_0$  принимают не менее 100 мм.

Ширину ростверка при многорядном расположении свай вычисляют по формуле

$$b_p = c_p(m - 1) + d + 2c_0, \quad (50)$$

где  $m$  – число рядов свай;

$c_p$  – расстояние между осями свай в соседних рядах;

$d$  и  $c_0$  – то же, что и в формуле (49).

Для недопущения увеличения ширины ростверка рекомендуется принимать не более двух рядов свай при минимальной ширине ростверка 400 мм.

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров ростверка определяют нагрузку  $N_\Phi$ , приходящуюся на каждую сваю, и проверяют условие

$$N_\Phi = \frac{N_{o_1}^p + N_{бл_1}^p + N_{o_1}^p + N_{гр_1}^p}{n} \leq N = \frac{Fd}{\gamma_K}, \quad (51)$$

где  $N_{o_1}^p$ ,  $Fd$ ,  $\gamma_K$ ,  $n$  – то же, что и в формуле (46);

$N_{бл_1}^p$  - расчетная нагрузка от веса стеновых блоков (при проектировании ленточных фундаментов);

$N_{р_1}^p$  - расчетная нагрузка от веса ростверка;

$N_{гр_1}^p$  - расчетная нагрузка от веса грунта на уступах ростверка, кН.

При вычислении,  $N_{бл_1}^p$ ,  $N_{р_1}^p$ , коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ , а при вычислении  $N_{гр_1}^p$  -  $\gamma_f = 1,15$ .

Если условие (51) не выполняется, то выбирают другой тип свай, имеющих более высокую несущую способность, или увеличивают число свай в фундаменте и повторяют расчет.

#### **4.6. Расчет свайных фундаментов по 2 группе предельных состояний (по деформациям)**

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям производят исходя из условия (36).

Расчет свайного фундамента из висячих свай и его основания по деформациям производят как для условного массивного фундамента на естественном основании в соответствии с пунктом 3.5 настоящих методических указаний и требованиями СНиП [18]. Условный свайный фундамент рассматривается как

единый массив АВГБ (рис. 18), ограниченный снизу плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай, сверху – поверхностью планировки грунта ВГ, с боков – вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $a$ , равном

$$a = htg \frac{\varphi_{II,CP}}{4}, \quad (52)$$

где  $\varphi_{CP}$  - осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\varphi_{II,CP} = \frac{\sum_i^h \varphi_{II,i} h_i}{\sum_i h_i}, \quad (53)$$

где  $\varphi_{II,i}$  - расчетное значение углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной  $h_i$ .

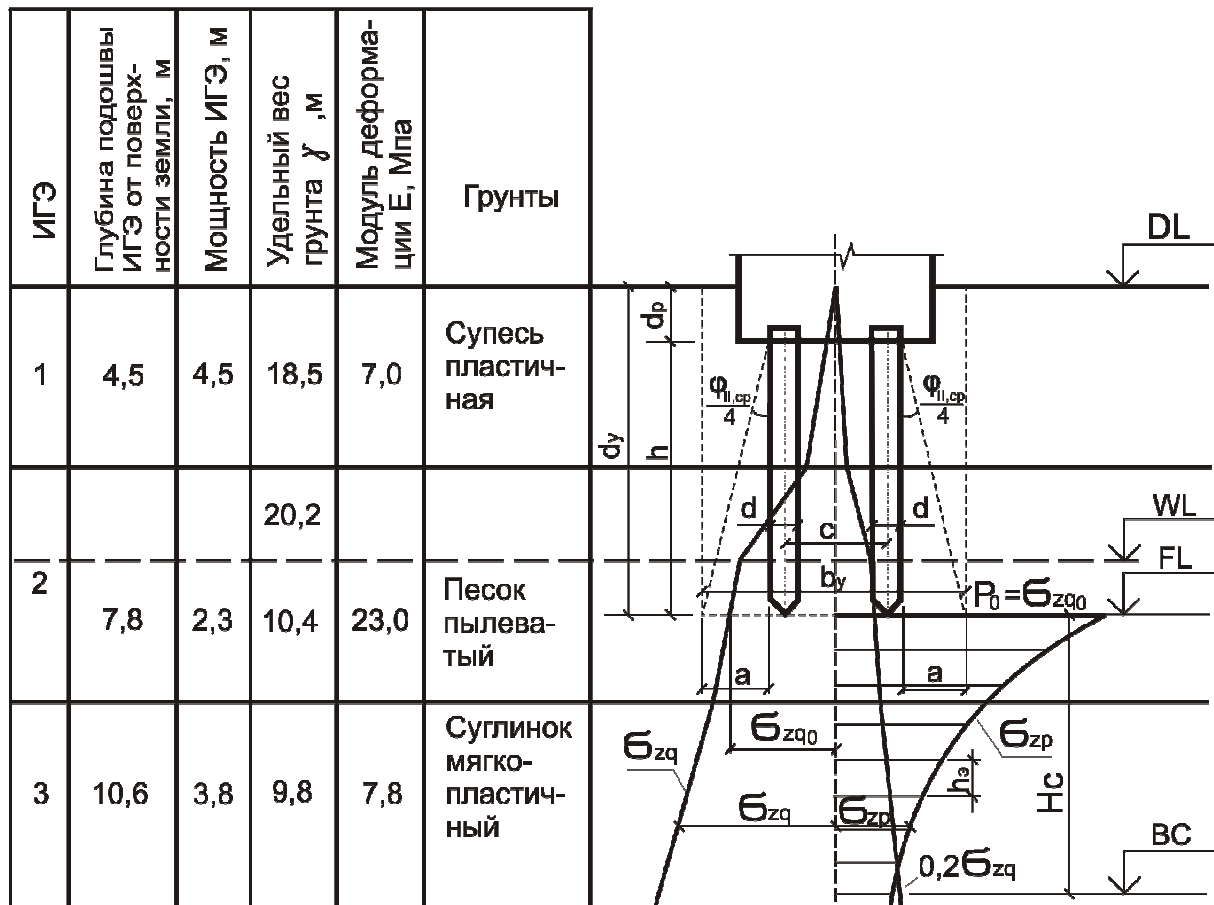


Рис.18. Схема к расчету осадки свайного фундамента

DL – отметка планировки; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; В.С. – нижняя граница сжимаемости толщи;  $d_p$  – глубина заложения ростверка;  $d_y$  – глубина заложения условного свайного фундамента;  $d$  – ширина (диаметр) свай;  $c$  – расстояние между осями свай (шаг свай);  $b_y$  – ширина условного свайного фундамента;  $p_0$  – дополнительное давление на основание;  $\sigma_{zq}$  и  $\sigma_{zq_0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента на уровне подошвы соответственно;  $H_c$  – глубина сжимаемости толщи;  $h_3$  – толщина элементарного слоя грунта.

Размеры подошвы условного свайного фундамента находят по формулам:

$$\text{ширина} \quad b_y = c_b (m_b - 1) + d + 2a;$$

$$\text{длина} \quad l_y = c_l (m_l - 1) + d + 2a;$$

где  $c_b$  и  $c_l$  – расстояния между осями свай соответственно по ширине и длине свайного фундамента, м;

$m_b$  и  $m_l$  – количество рядов свай по ширине и длине условного фундамента;

$d$  – диаметр или сторона поперечного сечения свай, м.

Расчетная нагрузка, передаваемая условным свайным фундаментом на грунты основания, принимается равномерно распределенной.

При этом требуется выполнение основного условия расчета оснований по деформациям: среднее давление под подошвой условного свайного фундамента  $p_{II}$  не должно превышать расчетного сопротивления  $R$  несущего слоя грунта основания

$$p_{II} \leq R .$$

Среднее давление под подошвой условного свайного фундамента определяют по формуле

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A_y}, \quad (54)$$

где  $A_y = b_y \cdot l_y$  - площадь подошвы условного свайного фундамента, м<sup>2</sup>;

$b_y, l_y$  - соответственно ширина и длина подошвы условного свайного фундамента, м; для ленточного свайного фундамента  $l_y = 1\text{м}$ ;

$N_{II}$  - расчетная нагрузка по второй группе предельных состояний, кН, определяемая по формуле

$$N_{II} = N_{o_{II}} + N_{c_{II}} + N_{p_{II}} + N_{гр_{II}} + N_{бл_{II}}, \quad (55)$$

где  $N_{o_{II}}$  - расчетная нагрузка от веса сооружения на уровне обреза фундамента, кН;

$N_{c_{II}}, N_{p_{II}}, N_{бл_{II}}, N_{гр_{II}}$  - нагрузка от веса соответственно свай, ростверка, фундаментных блоков и грунта в объеме условного свайного фундамента АВГБ, кН. Вес грунта  $N_{гр_{II}}$  вычисляют с учетом взвешивающего действия воды.

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяют как и при расчете фундаментов мелкого заложения по формуле (20), но ширину и глубину заложения принимают для условного свайного фундамента.

Далее определяют осадку  $S$  условного свайного фундамента методом послойного суммирования, изложенного в расчете фундаментов мелкого заложения (см. п. 3.5).

## 5. ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ ПОДВАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ. ЗАЩИТА ФУНДАМЕНТОВ ОТ АГРЕССИВНЫХ ГРУНТОВЫХ ВОД

При строительстве зданий и сооружений, имеющих подвалы или технические подполья, возникает опасность проникновения влаги в подвальные помещения, а иногда и угроза затопления их. Для предотвращения этого устраивают гидроизоляцию помещений, конструкцию которой назначают в зависимости от уровня подземных вод, глубины подвальной части сооружений, грунтовых условий строительной площадки и др.

Если уровень подземных вод располагается ниже пола подвала и влага может проникать по капиллярам в подвальные помещения, ограничиваются устройством простейшей гидроизоляции. В этом случае наружную поверхность стен подвалов, соприкасающуюся с грунтом, обмазывают за 1-2 раза горячим битумом или гидроизоляционной мастикой. Для предохранения подвальных помещений от поступления в них влаги снизу прокладывают рулонную изоляцию в стене на уровне пола подвала, а пол выполняют из плитки в виде цементного слоя с железнением (рис. 19 а).

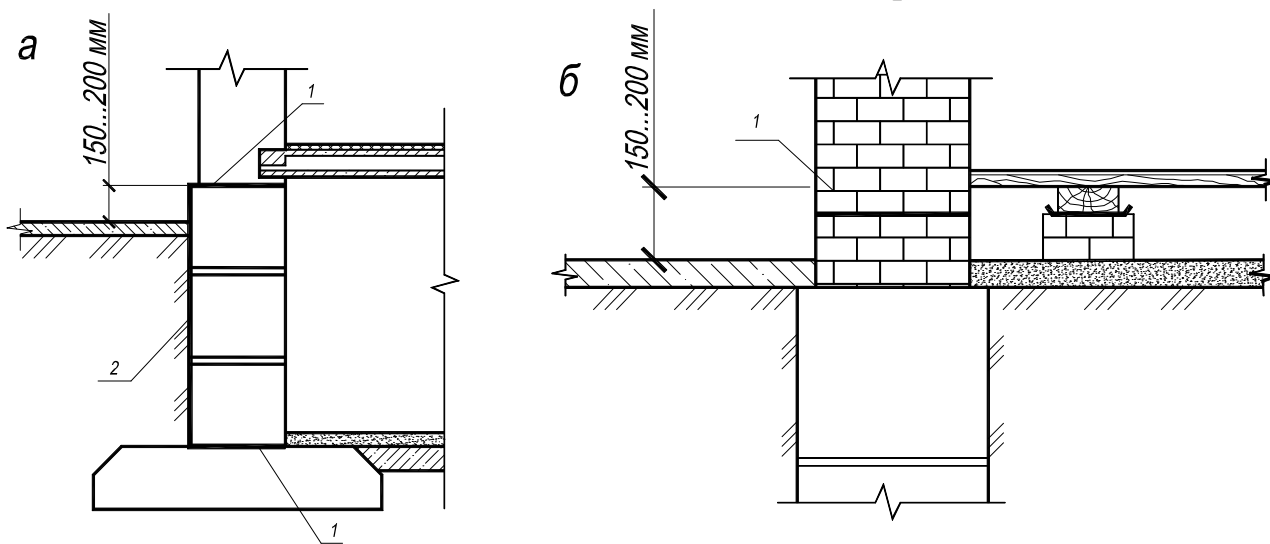


Рис. 19. Изоляция стен от сырости:

- а – стена подвального помещения; б – стена бесподвального помещения;
- 1 – цементный раствор или рулонный материал;
- 2 – обмазка битумом за 2 раза

Для исключения проникновения сырости в помещения первого этажа в подвальной и бесподвальной частях сооружений устраивают по выровненной поверхности всех стен на высоте 150-200 мм от верха отмостки рулонную гидроизоляцию на битумной мастике (рис.19 а, б).

В случае, если уровень грунтовых вод находится выше пола подвала не более чем на 0,5 м (рис.19 а), гидроизоляцию устраивают в виде сплошной оболочки, защищающей заглубленное помещение снизу и по бокам. Выполняют такую гидроизоляцию из рулонных материалов на негниющей основе (стеклорубероид, толь, гидроизол и др.) и наклеивают с наружной стороны конструкций на изолируемую поверхность битумным раствором. Для предохранения гидроизоляции от механических повреждений ее ограждают снаружи защитной стенкой из кирпича, бетона или блоков.

При уровне грунтовых вод выше отметки пола подвала более чем на 0,5 м давление воды удерживается специальной конструкцией: заделанные в стены или в опоры здания железобетонные плиты, коробчатые конструкции и т.д. (рис.20 б, в).

При любом виде гидроизоляции водонепроницаемый ковер ниже расчетного уровня грунтовых вод должен быть непрерывным по всей заглубленной поверхности и устраиваться на высоту, превышающую на 0,5 м максимальную отметку уровня грунтовых вод.

Грунтовые воды являются слабыми растворами химических веществ. Некоторые из них при определенной концентрации образуют агрессивную по отношению к бетону среду. Под воздействием агрессивных грунтовых вод бетон фундамента разрушается, арматура оголяется и корродирует. Способ защиты конструкций фундамента от действия агрессивных грунтовых вод выбирается в основном в зависимости от степени агрессивности вод.

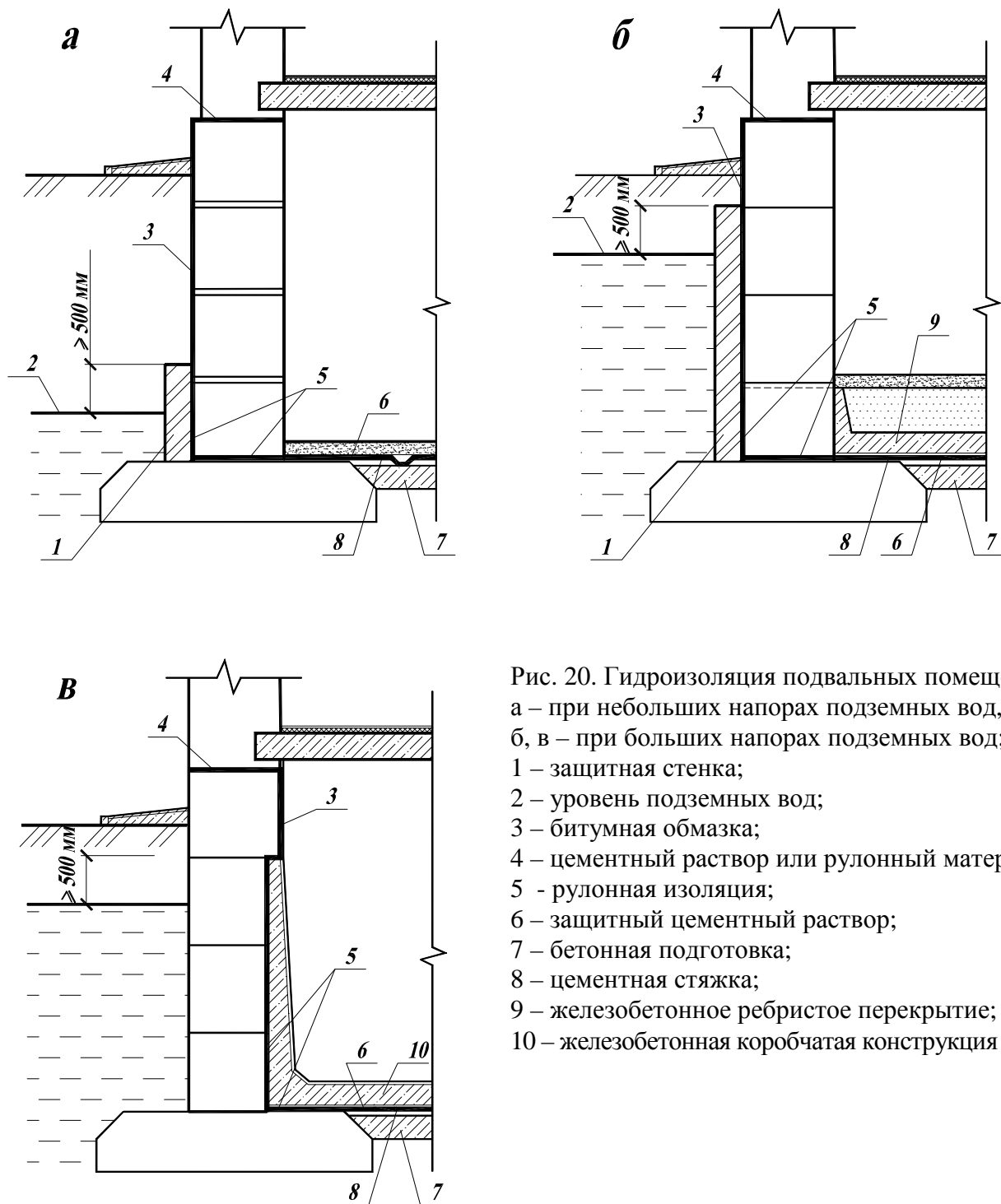


Рис. 20. Гидроизоляция подвальных помещений:

а – при небольших напорах подземных вод,  
 б, в – при больших напорах подземных вод;

- 1 – защитная стенка;
- 2 – уровень подземных вод;
- 3 – битумная обмазка;
- 4 – цементный раствор или рулонный материал;
- 5 – рулонная изоляция;
- 6 – защитный цементный раствор;
- 7 – бетонная подготовка;
- 8 – цементная стяжка;
- 9 – железобетонное ребристое перекрытие;
- 10 – железобетонная коробчатая конструкция

При слабоагрессивных водах защита может быть устроена в виде глиняного замка из хорошо перемятой и плотно утрамбованной глины по всей высоте защитной стенки и с боков фундамента (рис. 21). В более агрессивных водах до устройства глиняного замка поверхность защищаемой стенки и фундаментов покрывают за два раза битумной или полимерной мастикой.

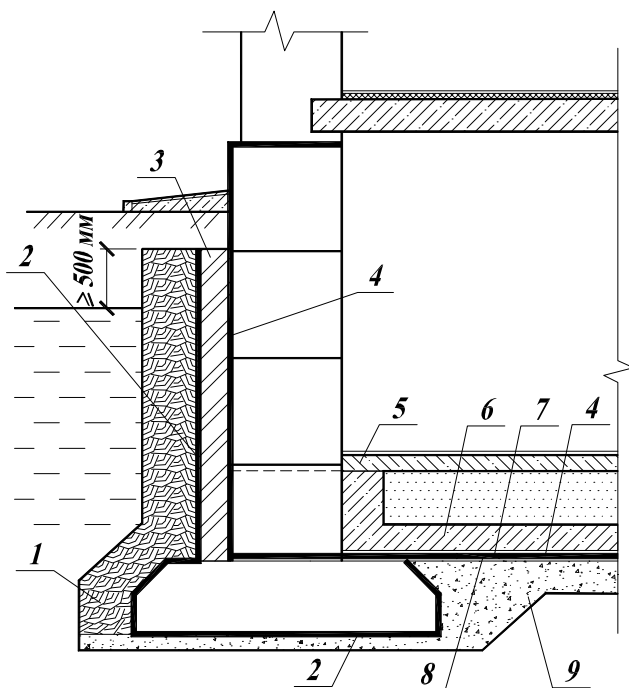


Рис. 21. Изоляция фундаментов от агрессивных подземных вод:  
 1 – глиняный замок;  
 2 – обмазка битумом за 2 раза;  
 3 – защитная стенка;  
 4 – рулонная изоляция;  
 5 – чистый пол подвала;  
 6 – железобетонное перекрытие;  
 7 – защитный слой;  
 8 – цементная стяжка;  
 9 – щебеночная или гравийная подготовка на битуме

Снизу фундамента выполняют подготовку под него из втрамбованного в грунт, пропитанного битумом, слоя щебня, который сверху за 2-3 раза покрывают битумной мастикой или мастикой из полимерных смол.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Берлинов М.В. Учеб. для вузов. М.: Высш. шк., 1988 – 319 с.
2. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. (Основы теории и примеры расчета): Учебное пособие для вузов – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1990 – 304 с.
3. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. – М.: Изд-во стандартов, 1996 – 30 с.
4. ГОСТ 13679-78. Блоки бетонные под стены подвала. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1978 – 16 с.
5. ГОСТ 13580-85. Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия. – М.: Изд-во стандартов, 1986 – 32 с.
6. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник / С.Б. Ухов и др. — М.: АСВ, 1994 – 527 с.
7. Основания и фундаменты. Ч.2. Основы геотехники: Учебник / Под редакцией Б.И.Далматова. – М.:Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2002, 392 с., ил.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И. и др. – М.: Стройиздат, 1985 – 480 с.
9. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
10. Пособие по составлению и оформлению документов инженерных изысканиях для строительства. — М.: Стройиздат, 1986. – 160 с.
11. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений: Учебное пособие. – М.:Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 248 с.
12. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. пособие / Под ред. Б.И. Далматова; 3-е изд. – М.:Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2006. – 428 с.; ил.
13. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1980. – 151 с.
14. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1978. – 109 с.
15. Серия 1.011.1-10. Сваи забивные железобетонные. Вып. 1: Сваи цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой / Госстрой России. – М., 1996 – 30 с.
16. Серия 1.4.П.1-2/91. Свайные фундаменты под железобетонные колонны многоэтажных зданий / ЦИТП Госстроя СССР. — М., 1991. – 65 с.
17. Серия 1.412.1-6. Строительные конструкции и изделия. Фундаменты монолитные, железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны / ЦИТП Госстроя СССР. — М., 1985. — 11 с.
18. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 48 с.
19. СНиП 23.01-99. Строительная климатология / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000. – 57 с.
20. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986 – 48 с.

Физические свойства грунтов

№ за- да- ния	номер		Глу- бина отбора образ- цов, м	Воз- раст грун- тов	Мощность элемента по скважинам, м		У Г В м	Плотность, т/м <sup>3</sup>		Влажность, %			Содержание частиц, %, размеров, мм				
					1	2		Грунта ρ	Частиц грунта ρ <sub>s</sub>	Природ- ная, W	на границе		Круп- нее 2,0	2,0 – 0,5	0,5 - 0,25	0,25 – 0,1	Менее 0,1
											Теку- щие, W <sub>L</sub>	Раска- тывания W <sub>p</sub>					
0	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	I	I	2,0	aQ <sub>IV</sub>	2,6	3,4		1,83	2,66	15,0	-	-	4,50	31,51	29,82	20,65	13,52
	I	II	4,3	aQ <sub>III</sub>	2,9	3,2	1,5	1,92	2,71	25,0	32,0	16,0	-	-	-	-	-
	II	III	7,2	aQ <sub>III</sub>	5,0	4,2		2,04	2,65	21,0	-	-	-	1,40	10,93	16,14	28,61
1	II	IV	12,2	aQ <sub>I</sub>	3,7	4,5		1,96	2,69	28,0	40,0	22,0	-	-	-	-	-
	I	I	1,0	aQ <sub>IV</sub>	1,2	2,2		1,93	2,70	23,0	30,0	18,0	-	-	-	-	-
	I	II	4,3	aQ <sub>III</sub>	4,0	3,6	2,5	2,18	2,67	15,5	21,0	14,0	-	-	-	-	-
	II	III	7,9	aQ <sub>II</sub>	4,1	3,3		2,00	2,66	23,0	-	-	-	3,00	13,76	20,22	39,58
2	II	IV	13,2	aQ <sub>II</sub>	4,9	5,3		1,99	2,71	24,0	44,0	21,0	-	-	-	-	-
	I	I	2,2	aQ <sub>III</sub>	3,5	3,3		2,00	2,66	17,0	-	-	7,79	24,86	27,79	18,21	21,35
	II	II	4,0	aQ <sub>III</sub>	1,7	1,3	0,8	1,90	2,65	22,0	-	-	2,26	4,86	18,70	52,21	22,06
	II	III	8,1	aQ <sub>III</sub>	3,4	5,3		2,10	2,70	20,0	22,0	14,0	-	-	-	-	-
3	I	IV	13,2	aQ <sub>III</sub>	6,0	4,7		2,00	2,75	27,0	40,0	20,0	-	-	-	-	-
	I	I	1,7	aQ <sub>III</sub>	2,2	2,5		1,83	2,66	15,0	-	-	2,17	19,83	24,28	20,51	33,21
	II	II	3,6	aQ <sub>III</sub>	2,5	1,9	1,8	1,96	2,70	20,0	26,0	19,0	-	-	-	-	-
	I	III	7,6	aQ <sub>I</sub>	3,8	4,5		2,02	2,65	22,0	-	-	-	2,84	12,86	9,52	52,64
4	II	IV	12,3	aQ <sub>I</sub>	6,2	4,8		2,00	2,74	26,2	41,0	23,0	-	-	-	-	-
	I	I	2,1	aQ <sub>I</sub>	3,1	3,2		1,82	2,69	12,0	-	-	1,20	17,44	19,56	45,17	16,63
	I	II	5,6	aQ <sub>I</sub>	3,6	2,5	0,9	2,00	2,66	24,0	-	-	1,14	25,74	29,38	38,62	5,12
	II	III	8,1	aQ <sub>I</sub>	4,2	4,1		1,94	2,70	26,0	30,0	20,0	-	-	-	-	-
5	II	IV	12,8	aQ <sub>I</sub>	3,7	4,9		1,92	2,73	32,0	47,0	26,6	-	-	-	-	-
	I	I	1,1	aQ <sub>IV</sub>	1,7	2,4		1,92	2,71	25,0	33,0	18,0	-	-	-	-	-
	II	II	3,9	aQ <sub>II</sub>	2,8	2,2	2,5	1,87	2,70	26,0	32,0	19,0	-	-	-	-	-
	I	III	8,6	aQ <sub>I</sub>	6,0	5,2		2,00	2,66	24,0	-	-	-	2,08	14,84	27,55	42,35
II	IV	12,8	aQ <sub>I</sub>	4,2	4,8		2,01	2,74	26,0	43,0	17,0	-	-	-	-	-	

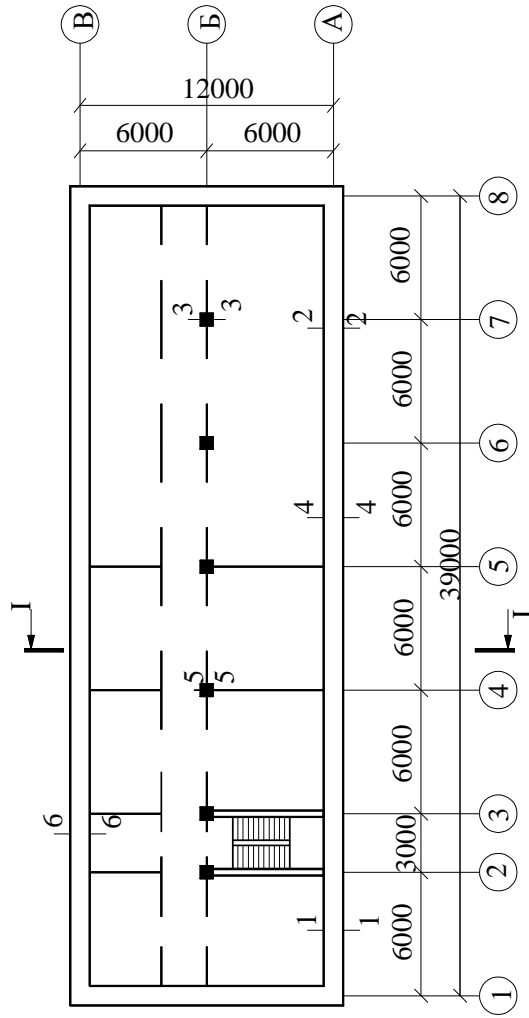


Продолжение приложения 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
13	I	I	2,0	dQ <sub>IV</sub>	3,5	3,1	3,6	1,99	2,70	20,1	33,6	18,5	-	-	-	-	-		
	I	II	5,5	aQ <sub>I</sub>	4,0	4,3		1,97	2,66	24,8	-	-	-	0,71	1,84	16,07	50,36	31,02	
	II	III	9,5	aQ <sub>I</sub>	5,0	5,5		2,08	2,67	19,6	-	-	-	4,12	11,66	41,24	37,76	5,22	
	II	IV	13,5	aQ <sub>I</sub>	1,7	1,1		2,01	2,77	25,9	43,0	20,0	-	-	-	-	-	-	-
14	I	I	2,2	dQ <sub>III</sub>	4,5	3,9	4,0	1,87	2,70	27,6	34,0	23,0	-	-	-	-	-		
	II	II	5,9	dQ <sub>III</sub>	2,2	2,5		1,99	2,67	20,1	-	-	-	1,45	16,56	20,44	45,53	16,02	
	I	III	8,7	fQ <sub>II</sub>	5,5	6,0		2,00	2,66	19,8	-	-	-	1,68	2,83	11,45	63,55	20,49	
	II	IV	12,9	dQ <sub>II</sub>	1,8	1,2		2,04	2,74	19,7	49,0	27,0	-	-	-	-	-	-	-
15	I	I	1,6	dQ <sub>IV</sub>	2,2	2,8	0,2	1,92	2,67	18,0	-	-	3,19	7,61	18,25	57,74	13,21		
	I	II	3,7	dQ <sub>IV</sub>	3,5	1,7		1,94	2,65	21,3	-	-	-	6,42	13,58	45,65	30,14	4,21	
	I	III	7,5	aQ <sub>III</sub>	4,4	6,4		2,03	2,75	24,5	40,2	19,4	-	-	-	-	-	-	-
	II	IV	12,8	aQ <sub>III</sub>	3,6	3,6		2,08	2,72	17,6	43,0	20,8	-	-	-	-	-	-	-
16	I	I	2,1	dQ <sub>IV</sub>	3,5	3,5	1,2	1,92	2,69	25,8	30,0	24,0	-	-	-	-	-		
	II	II	5,8	aQ <sub>I</sub>	3,5	4,2		2,02	2,66	23,2	-	-	-	3,46	10,38	48,33	19,62	18,21	
	II	III	9,2	aQ <sub>I</sub>	4,0	3,2		1,99	2,71	26,4	40,0	22,0	-	-	-	-	-	-	-
	I	IV	12,1	aQ <sub>I</sub>	3,2	3,9		1,87	2,67	20,0	-	-	-	11,85	42,24	30,15	9,55	6,21	
17	I	I	2,2	aQ <sub>III</sub>	4,0	4,2	0,3	1,91	2,66	20,0	-	-	13,55	25,98	18,69	24,35	17,43		
	II	II	6,4	aQ <sub>III</sub>	3,8	4,0		1,92	2,65	22,0	-	-	-	-	1,8	14,27	34,29	49,64	
	I	III	8,6	alQ <sub>II</sub>	5,0	5,0		1,96	2,62	19,0	24,0	18,0	-	-	-	-	-	-	-
	II	IV	14,1	alQ <sub>II</sub>	1,5	1,6		1,97	2,74	28,0	44,0	22,0	-	-	-	-	-	-	-
18	I	I	1,5	aQ <sub>IV</sub>	2,8	2,2	1,4	1,80	2,65	12,0	-	-	-	-	5,62	11,38	50,74	32,26	
	I	II	5,1	aQ <sub>IV</sub>	4,0	3,6		2,00	2,66	24,4	-	-	-	1,12	3,88	11,27	61,88	21,85	
	II	III	10,2	dQ <sub>III</sub>	5,2	7,0		1,85	2,70	35,4	43,0	26,4	-	-	-	-	-	-	-
	II	IV	13,4	dQ <sub>III</sub>	2,2	2,0		1,99	2,70	20,1	36,6	18,5	-	-	-	-	-	-	-
19	I	I	2,2	fQ <sub>IV</sub>	4,4	3,7	1,3	1,85	2,72	26,0	30,8	25,8	-	-	-	-	-		
	I	II	7,6	fQ <sub>IV</sub>	4,8	4,9		2,02	2,65	22,0	-	-	-	-	3,72	20,34	46,75	29,19	
	II	III	10,5	dQ <sub>III</sub>	2,8	3,8		1,85	2,71	27,0	33,0	19,0	-	-	-	-	-	-	-
	II	IV	13,0	dQ <sub>I</sub>	2,2	1,2		2,00	2,74	26,5	44,0	24,0	-	-	-	-	-	-	-
20	I	I	0,8	aQ <sub>III</sub>	1,6	1,7	0,9	1,85	2,71	26,0	33,0	27,0	-	-	-	-	-		
	II	II	3,2	aQ <sub>III</sub>	2,4	2,9		2,00	2,75	25,7	35,0	22,0	-	-	-	-	-	-	
	II	III	7,2	IQ <sub>III</sub>	5,4	5,6		1,99	2,65	19,2	-	-	-	-	-	-	-	-	
	I	IV	12,3	IQ <sub>II</sub>	5,2	5,9		2,01	2,74	23,0	41,0	19,4	-	-	1,37	12,24	20,65	37,35	28,39



План типового этажа



Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	31	2,5	кН/м
			кН/м
2-2	38	4	кН/м
			кН/м
3-3	91	12	кН
			кН
4-4	43	5	кН/м
			кН/м
5-5	94	13	кН
			кН
6-6	44	4,5	кН/м
			кН/м

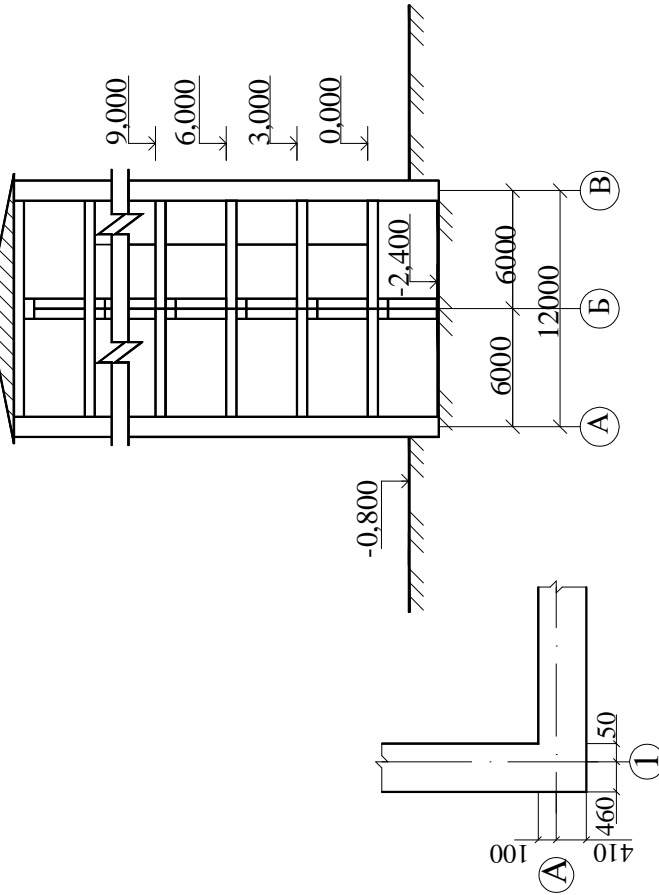
Проектный институт

Конструктивные особенности сооружения

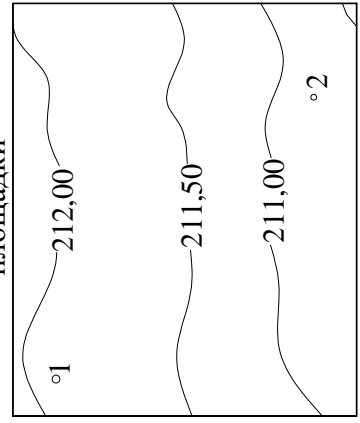
1. Несущие конструкции: наружные продольные кирпичные стены толщиной 510 мм; внутренний каркас из сборных железобетонных колонн сечением 400 x 400 мм с продольным расположением ригелей.

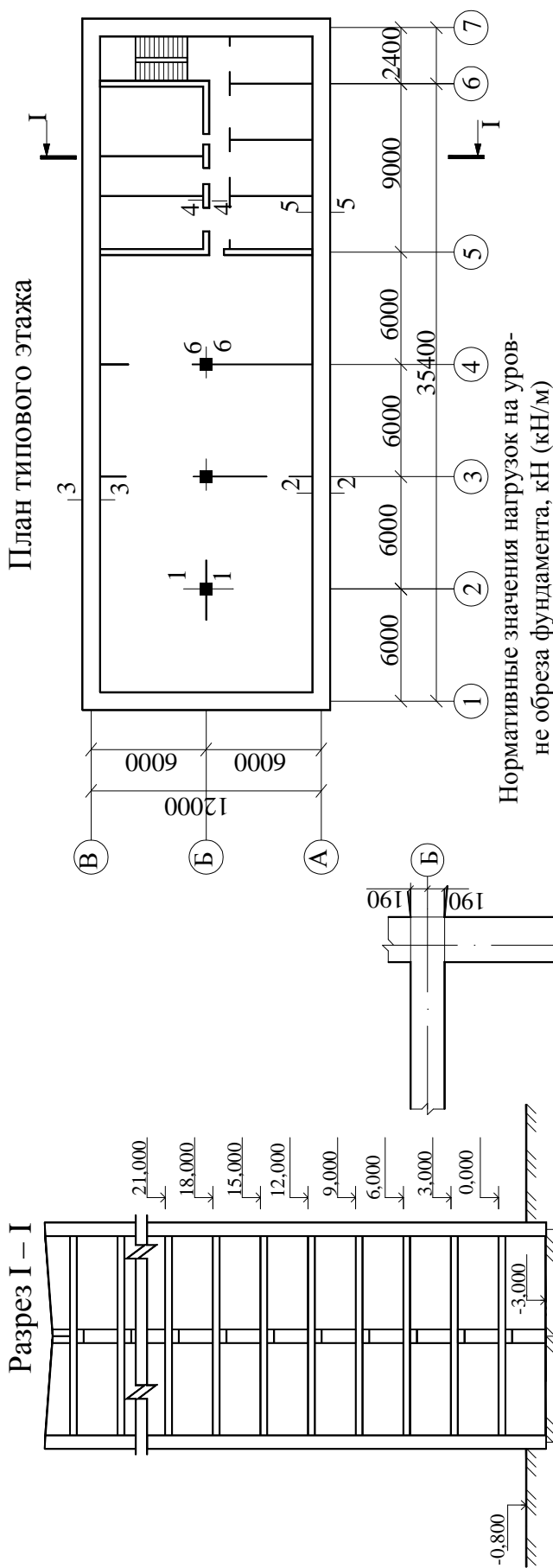
2. Здание в осях 5 – 8 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0.000 на 0,8 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2,400 м.

Разрез I – I



План строительной площадки





Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	96	12	кН
	40	3	кН/м
2-2	36	2,8	кН/м
	38	4,5	кН/м
3-3	48	5	кН/м
	90	18	кН
4-4	90	18	кН
	18		кН

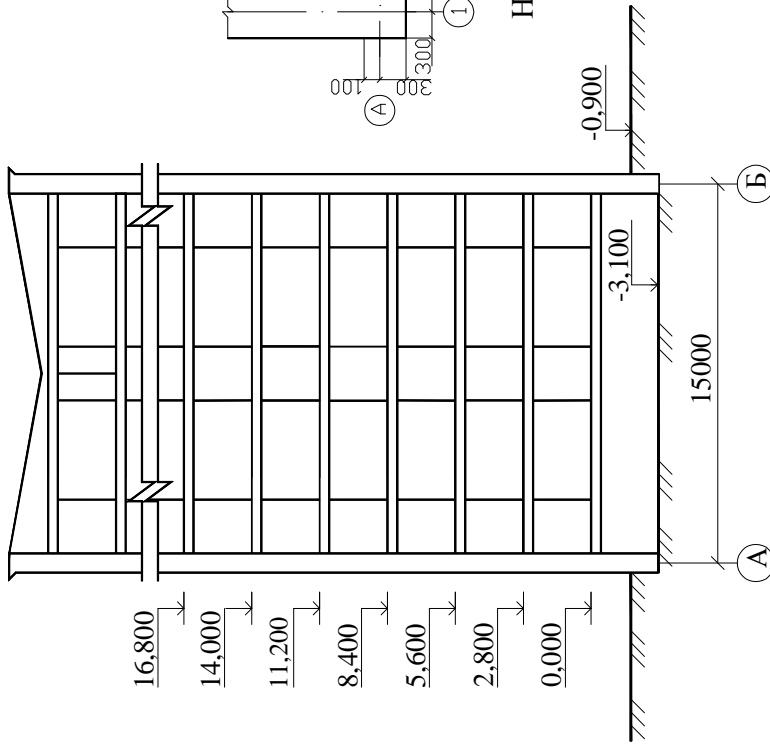
Административно-бытовой корпус

Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: продольные кирпичные стены, толщиной: наружные – 510 мм; внутренние – 380 мм; внутренний каркас из сборных железобетонных колонн сечением 400 x 400 мм с продольным расположением ригелей.

2. Здание в осях 5 – 7 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,800 на 0,800 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 3,000 м.

Разрез I – I

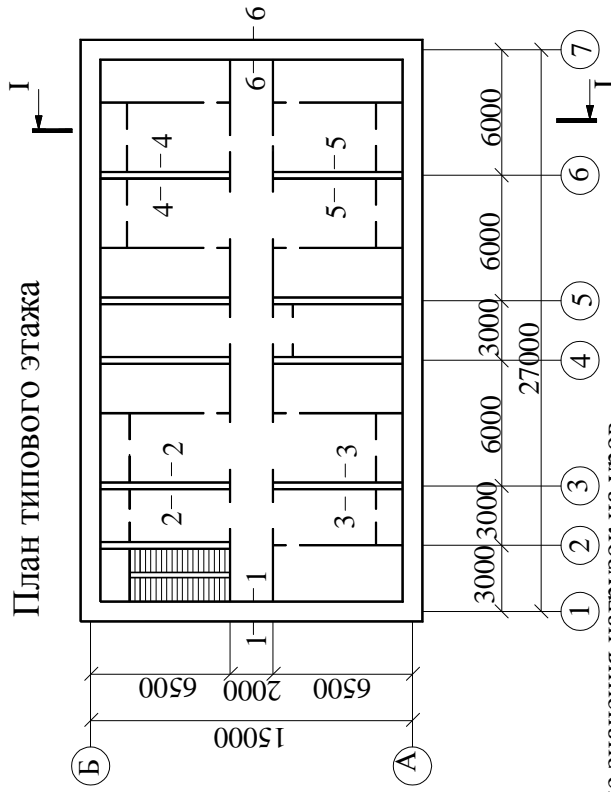


Жилой дом

Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: поперечные стены из крупных легковесных блоков толщиной: наружные – 400 мм, внутренние – 300 мм.
2. Здание в осях 4 – 6 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,9 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 3,100 м.

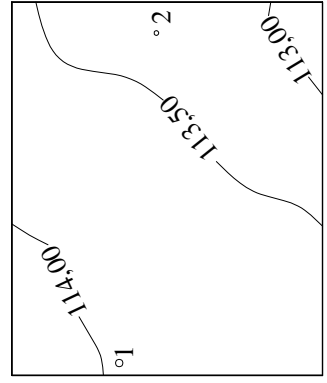
План типового этажа



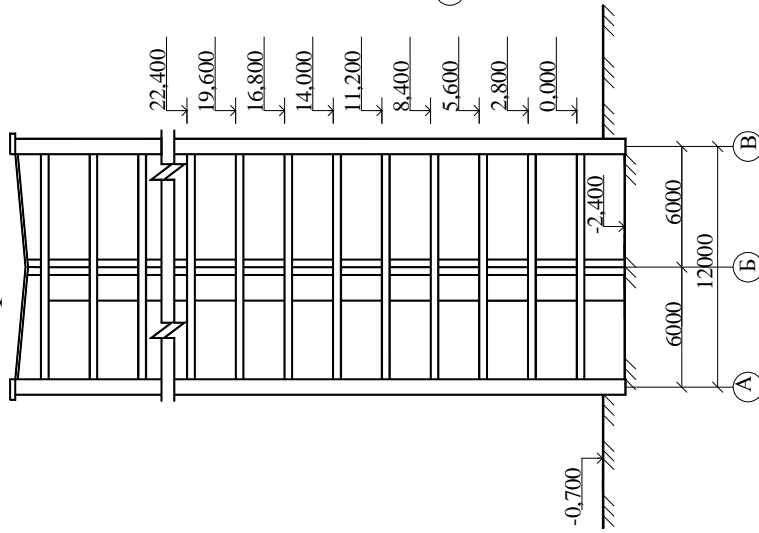
Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	27,2	2,5	кН/м
	39,2	4,3	кН/м
2-2	5	51,5	кН/м
	39,5	8,3	кН/м
3-3	4,3	49,7	кН/м
	51,5	7,9	кН/м
4-4	8,3	43,4	кН/м
	49,7	4,1	кН/м
5-5	7,9	43,4	кН/м
	43,4	4,1	кН/м
6-6	4,1	4,1	кН/м
	4,1	4,1	кН/м

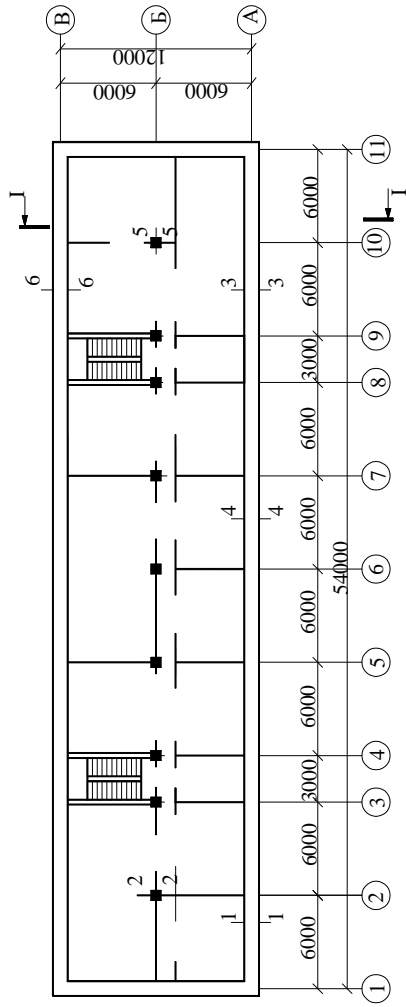
План строительной площадки



Разрез I – I



План типового этажа



Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

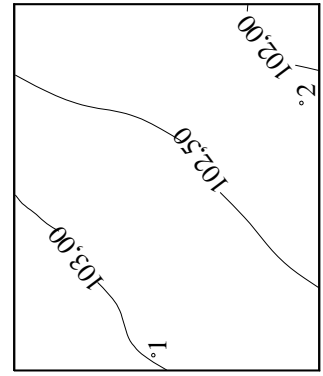
Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	пост.	32	кН/м
	врем.	2,3	кН/м
2-2	пост.	92	кН
	врем.	16	кН
3-3	пост.	35	кН/м
	врем.	4	кН/м
4-4	пост.	39	кН/м
	врем.	4,5	кН/м
5-5	пост.	102	кН
	врем.	18	кН
6-6	пост.	44	кН/м
	врем.	5	кН/м

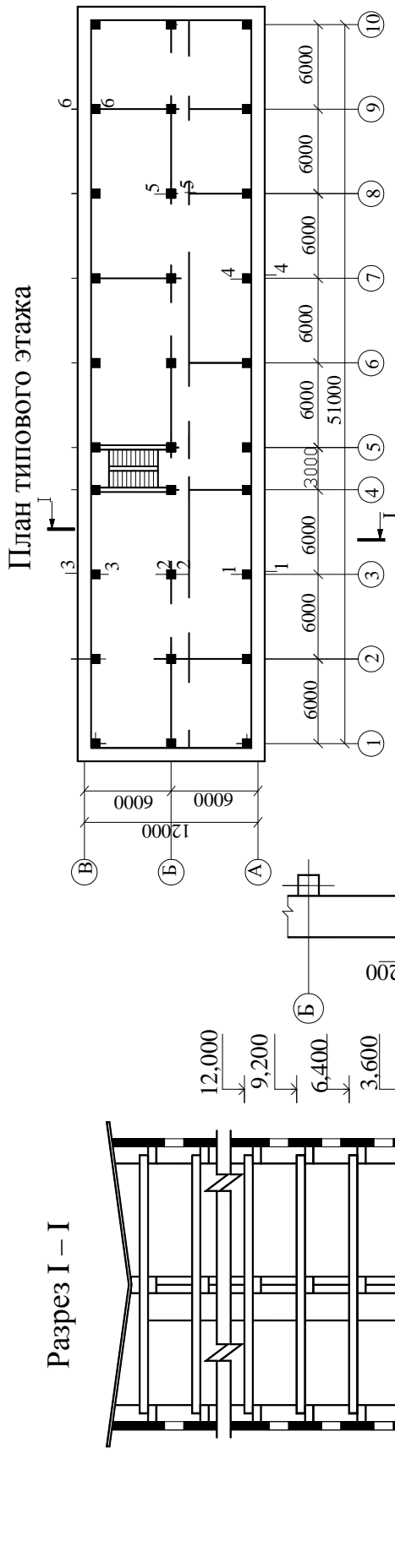
Гостиница

Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: продольные кирпичные стены, толщину: наружные – 510 мм; внутренний каркас из сборных железобетонных колонн с продольным расположением ригелей; сечение колонн 400 x 400 мм.
2. Здание в осях 7 – 11 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,700 м выше отметки сланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2.400 м.

План строительной площадки





Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

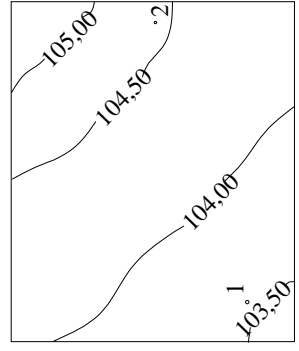
Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	95	18	кН
	107	16	кН
2-2	98	12	кН
	78	6	кН
3-3	84	10	кН
	74	8	кН

Общественное здание

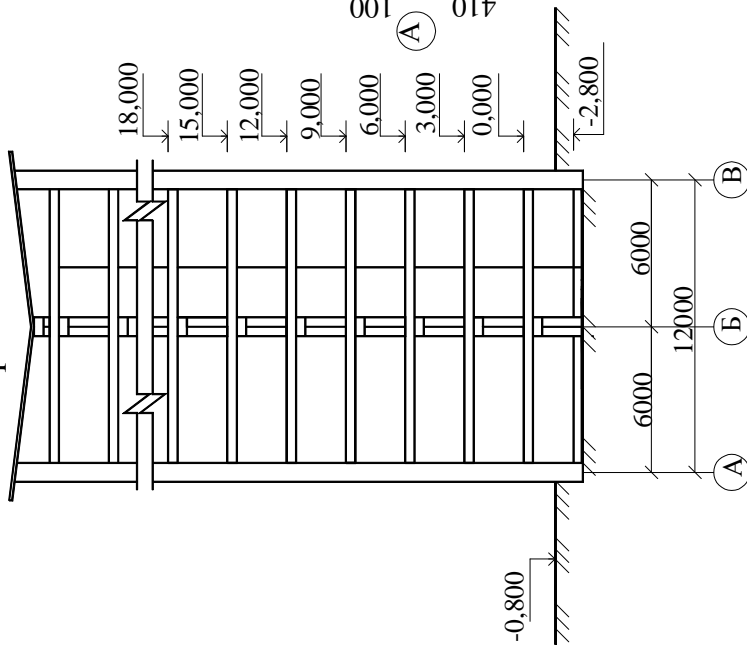
Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: сборный железобетонный каркас с продольным расположением ригелей. Сечение колонн 400 x 400 мм. Наружные стены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 400 мм.
2. Здание в осях 1 – 6 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0.000 на 0,6 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2,600 м.

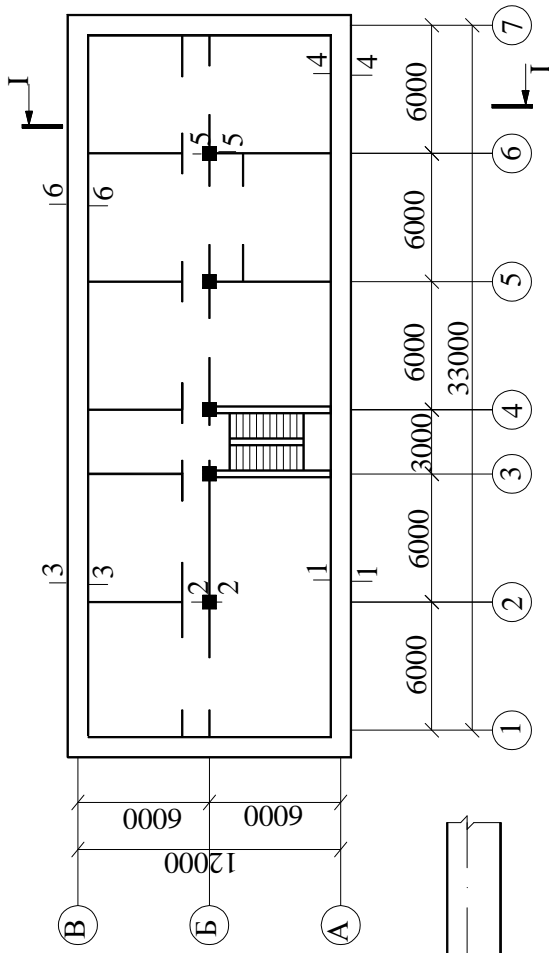
План строительной площадки



Разрез I – I



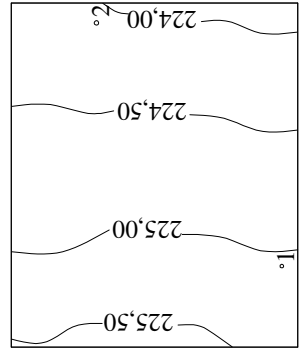
План типового этажа



Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	46	4	кН
	101	14	кН/м
2-2	42	2,5	кН/м
	37	2	кН/м
3-3	90	11	кН
	40	3,2	кН/м

План строительной площадки

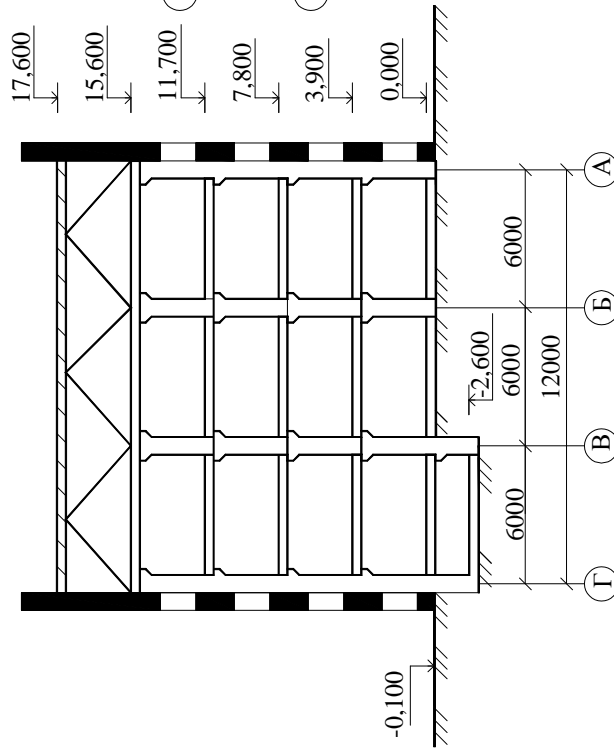


Административное здание

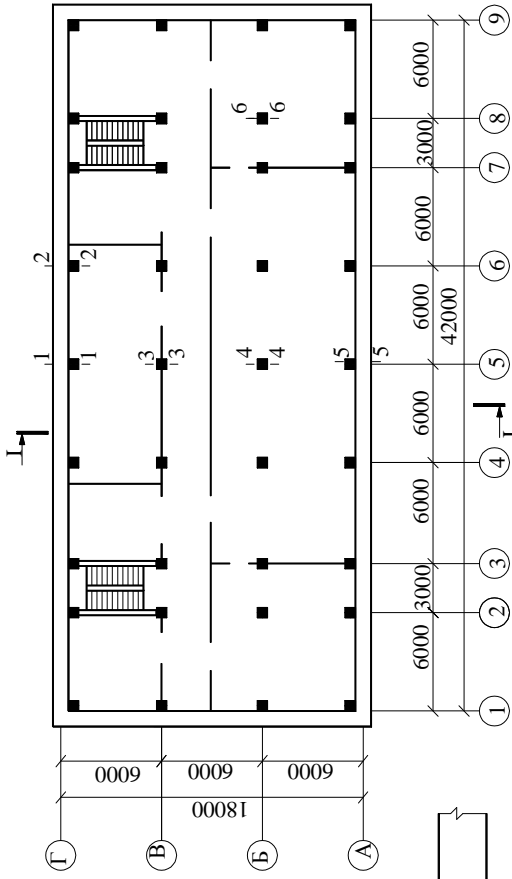
Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: наружные продольные кирпичные стены толщиной 510 мм; внутренний каркас из сборных железобетонных колонн сечением 400 x 400 мм с продольным расположением ригелей.
2. Здание в осях 5 – 7 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,800 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2,800 м.

Разрез I – I



План типового этажа



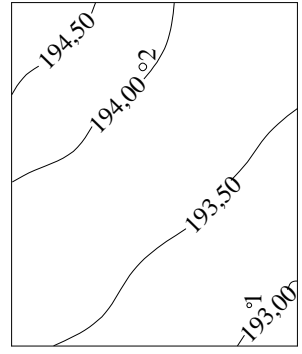
Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	486,3	45,0	кН
	475,8	39,4	кН
2-2	480,4	49,3	кН
	335,4	36,4	кН
3-3	341,3	32,1	кН
	323,1	35,0	кН
4-4	323,1	35,0	кН
	35,0		кН

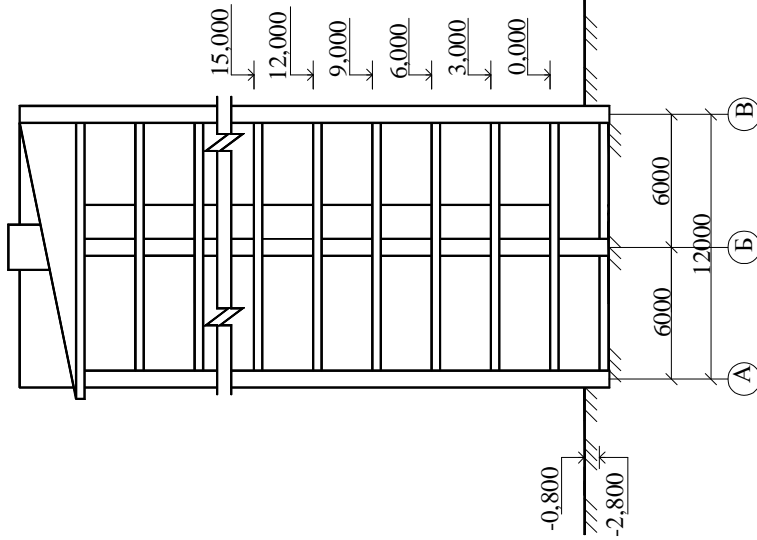
Производственное здание

- Конструктивные особенности сооружения
1. Несущие конструкции: сборный железобетонный каркас с поперечным расположением ригелей., сечение колонн 400 x 400 мм. Наружные стены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 300 мм.
  2. Здание в осях В – Г имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,10 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2,600 м.

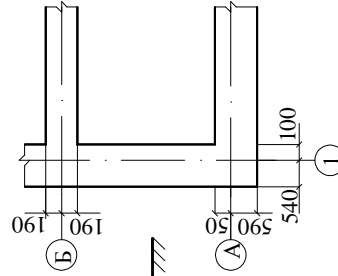
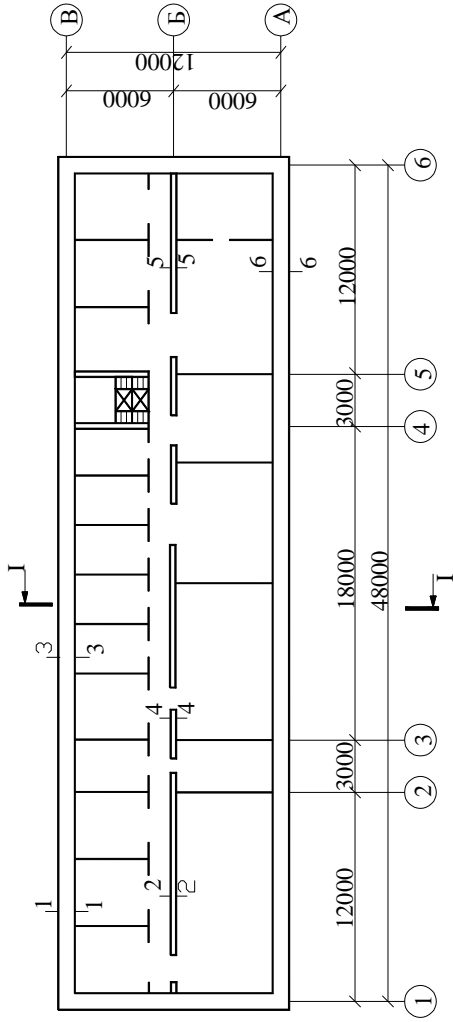
План строительной площадки



Разрез I – I



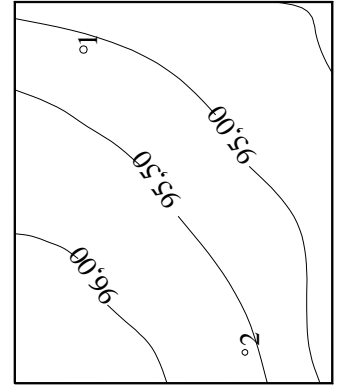
План типового этажа



Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	пост.	36,1	кН/м
	врем.	2,6	кН/м
2-2	пост.	47,9	кН/м
	врем.	5,6	кН/м
3-3	пост.	52,1	кН/м
	врем.	4,6	кН/м
4-4	пост.	73,9	кН/м
	врем.	9,6	кН/м
5-5	пост.	44,1	кН/м
	врем.	3,2	кН/м
6-6	пост.	39,2	кН/м
	врем.	2,9	кН/м

План строительной площадки

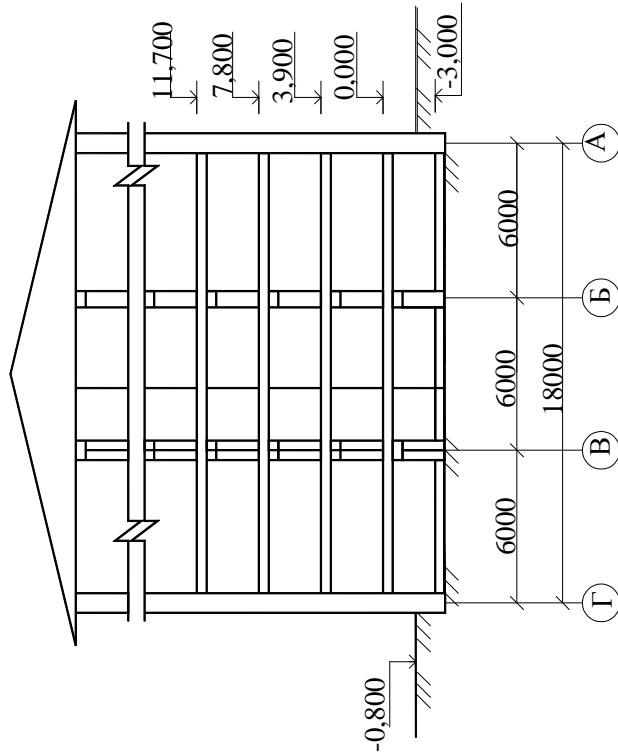


Общественная здание

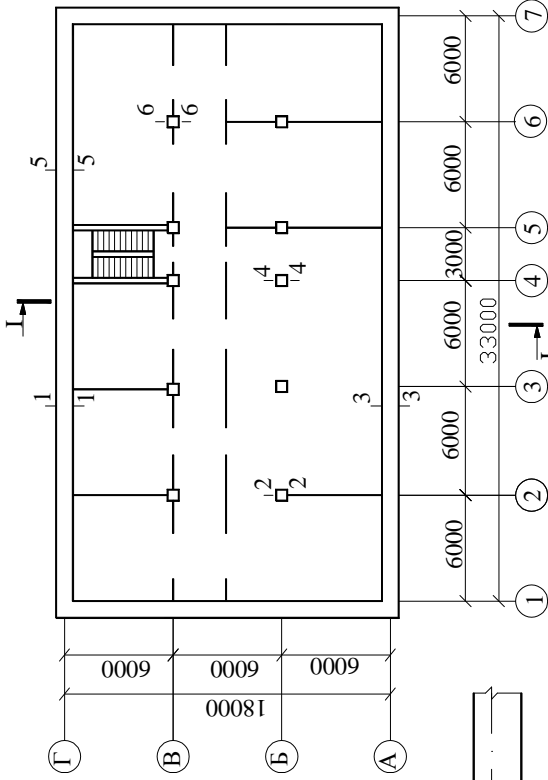
Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: продольные кирпичные стены, толщиной: наружные – 640 мм; внутренние – 380 мм.
2. Здание в осях 3 – 6 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,860 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2,800 м.

Разрез I – I



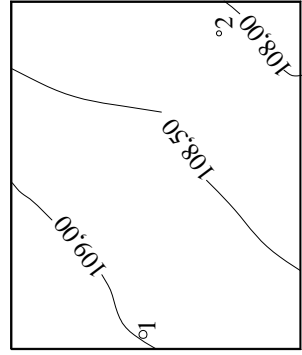
План типового этажа



Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	146,1	8,6	кН/м
	409,2		кН
2-2	41,0		кН
	141,5		кН/м
3-3	7,9		кН/м
	392,4		кН
4-4	34,3		кН
	132,7		кН/м
5-5	5,1		кН/м
	322,8		кН
6-6	38,7		кН
			кН

План строительной площадки

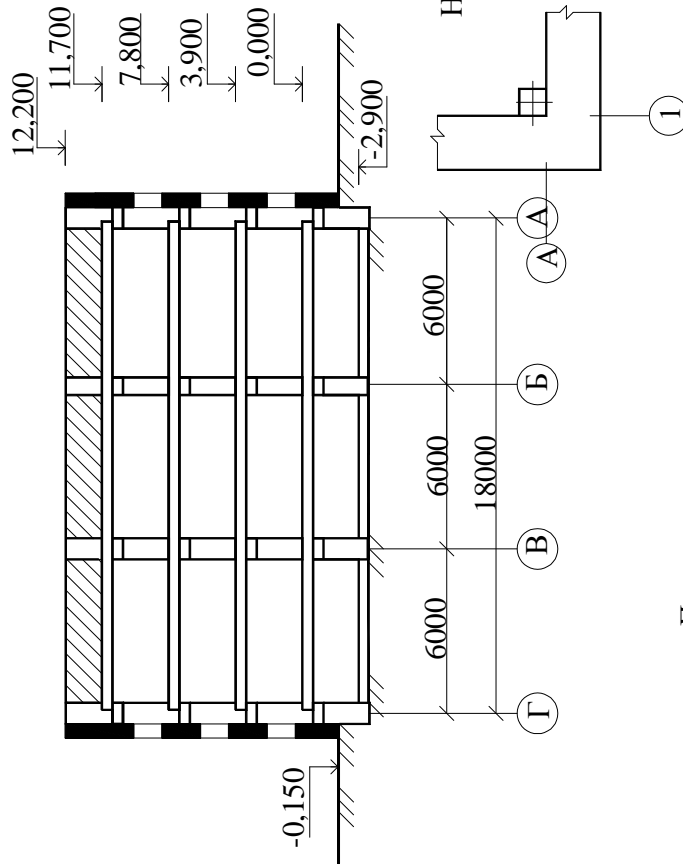


Школа

Конструктивные особенности сооружения

1. Несущие конструкции: наружные продольные кирпичные стены толщиной 510 мм; внутренний каркас из сборных железобетонных колонн сечением 400 x 400 мм с продольным расположением ригелей.
2. Здание в осях 1 – 3 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,8 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 3,000 м.

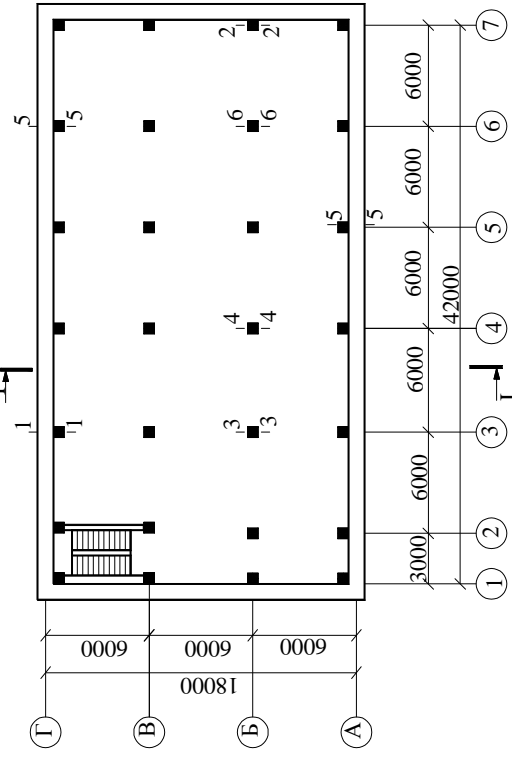
Разрез I – I



Производственное здание

- Конструктивные особенности сооружения
1. Несущие конструкции: сборный железобетон с продольным расположением ригелей; сечение колонн 400 x 400 мм. Наружные стены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 300 мм.
  2. Здание в осях 1 – 5 имеет подвал. Отметка чистого пола первого этажа + 0,000 на 0,15 м выше отметки спланированной поверхности земли. Отметка пола подвала – 2,900 м.

План типового этажа



Нормативные значения нагрузок на уровне обреза фундамента, кН (кН/м)

Сечения	Нагрузка от одного этажа		Един измер
	пост.	врем.	
1-1	495,6	37,0	кН
	384,3	25,2	кН
2-2	486,7	54,5	кН
	454,1	41,3	кН
3-3	318,8	26,2	кН
	347,0	42,2	кН
4-4	495,6	37,0	кН
	384,3	25,2	кН
5-5	486,7	54,5	кН
	454,1	41,3	кН
6-6	318,8	26,2	кН
	347,0	42,2	кН

План строительной площадки

