

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования

**ВОРОНЕЖСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ  
УНИВЕРСИТЕТ**

---

М. С. КИМ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ  
И ФУНДАМЕНТОВ**

Учебно-методическое пособие

*Рекомендовано редакционно-издательским советом Воронежского  
государственного архитектурно-строительного университета  
в качестве учебно-методического пособия для студентов,  
обучающихся по направлению 270100 «Строительство»*

Воронеж - 2011

УДК 624.15  
ББК 38.58 я 73:30.2  
К40

*Рецензенты:*

*кафедра «Конструкции зданий и сооружений» Тамбовского  
государственного технического университета;  
профессор кафедры оснований и фундаментов Кубанского государственного  
аграрного университета, канд. техн. наук П.А. Ляшенко;  
доцент кафедры оснований и фундаментов Кубанского государственного  
аграрного университета, генеральный директор ООО «ГЕО»,  
канд. техн. наук М.Б. Мариничев*

К40 **Ким, М.С. Проектирование оснований и фундаментов:** Учеб.-метод. пособие по выполнению курсового проекта для студ., обучающихся по направлению 270100 «Строительство» / М.С. Ким; Воронеж. гос. арх.-строит. ун-т. – Воронеж, 2011. – 78 с.

Приведены основные положения по проектированию оснований и фундаментов для гражданских зданий. Рассмотрены вопросы проектирования фундаментов мелкого заложения и свайных. Приведены задания, порядок выполнения, и рекомендуемая литература к выполнению курсового проекта по курсу «Основания и фундаменты». В пособии содержится необходимый для выполнения курсового проекта справочный и нормативный материал. Пособие позволит усвоить теоретические знания, а также приобрести практические навыки разработки проекта оснований и фундаментов.

Предназначено для студентов заочной, сокращенной и дистанционной форм обучения по направлению 270100 «Строительство».

Ил. 38 . Табл. 21 . Библиогр.: 22 назв.

**УДК 624.15**  
**ББК 38.58 я 73:30.2**

© Ким М.С., 2010  
© Воронежский государственный  
архитектурно-строительный  
университет, 2011

## Оглавление

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ.....	4
ЗАДАНИЯ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ.....	5
1.1. Данные о строительных площадках.....	6
1.2. Данные о сооружениях.....	6
1.3 Исходные данные .....	6
СОДЕРЖАНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА.....	7
ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....	7
3.1 Изучение задания на проектирование .....	7
3.2 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.....	8
3.3 Выбор типа основания и фундаментов .....	9
3.4* Определение нагрузок, действующих на фундаменты сооружения.....	10
3.5 Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании.....	11
3.5.1 Выбор глубины заложения фундаментов .....	11
3.5.2 Расчет фундаментов при центральном и внецентренном приложении нагрузки.....	12
3.5.3 Расчет прерывистых фундаментов.....	16
3.5.4 Расчет осадки фундаментов методом послойного суммирования.....	18
3.5.5* Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта.....	20
3.5.6* Расчет осадки фундаментов с учетом их взаимного влияния.....	22
3.5.7* Расчет оснований фундаментов мелкого заложения по первой группе предельных состояний.....	23
3.6 Проектирование свайных фундаментов.....	24
3.6.1 Расчёт несущей способности свай.....	24
3.6.2 Последовательность проектирования свайных фундаментов.....	26
ОЦЕНКА ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ РАССМОТРЕННЫХ ПРОЕКТНЫХ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ.....	29
ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА.....	30
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	30
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	31
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	32
1. Исходные данные для курсового проекта.....	32
2. Классификационные показатели, расчетные сопротивления, прочностные и деформационные характеристики грунтов.....	62
3. Значения коэффициентов .....	68
4. Расчетные сопротивления грунта под нижним концом и по боковой поверхности свай.....	74
5. Основные буквенные обозначения.....	75
6. Пример оформления графической части проекта.....	78

## ВВЕДЕНИЕ

Целью выполнения курсового проекта является систематизация и углубление знаний студентов, полученных ими при изучении курса «Основания и фундаменты», а также приобретение практических навыков проектирования с использованием имеющейся теоретической подготовки.

Фундаменты являются важнейшей частью зданий и сооружений. Они служат для передачи нагрузок от конструкций здания или сооружения, установленного на них оборудования и других нагрузок на грунты основания. Основание, воспринимая эти нагрузки, испытывает, как правило, неравномерные деформации, что вызывает появление в конструкциях дополнительных усилий. Мировой опыт строительства показывает, что большинство аварий построенных зданий и сооружений вызвано ошибками при проектировании и возведении фундаментов и устройстве оснований.

Затраты на устройство оснований и фундаментов в различных сооружениях могут составлять 15 – 20 % от стоимости строительно-монтажных работ. Поэтому экономичность сооружения в значительной степени зависит от выбора рациональной конструкции фундамента и эффективного использования несущей способности основания.

При разработке проекта оснований и фундаментов необходимо предусмотреть:

- обеспечение прочности и эксплуатационной надежности зданий и сооружений;
- максимальное использование прочностных и деформационных свойств грунтов основания, а также материала фундаментов;
- достижение минимальной стоимости и сокращение сроков строительства при условии обеспечения высокой надежности возводимого сооружения.

Для этого при выборе типа оснований и фундаментов необходимо обеспечить комплексный учет инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки; конструктивных и технологических особенностей сооружения и его чувствительности к неравномерным осадкам; методов выполнения работ по подготовке оснований, устройству фундаментов и подземных частей сооружения. Расчет и проектирование оснований и фундаментов должны производиться с учетом совместной работы системы «основание – фундамент – конструкции сооружения».

При выполнении курсового проекта студент должен показать умение анализировать и оценивать инженерно-геологические условия площадки строительства и характеристики физико-механических свойств грунтов; выбирать применительно к данным грунтовым условиям технически целесообразные варианты оснований и фундаментов; подтверждать теоретическими расчетами принятые решения.

В ходе выполнения курсового проекта разрабатываются два варианта фундаментов: сборный фундамент мелкого заложения и свайный фундамент из забивных свай квадратного сечения под несущие стены и колонны.

Выбор экономически выгодного варианта производится на основании сравнения их по приведенным затратам.

Выполнение студентом в полном объеме курсового проекта способствует закреплению навыков проектирования и инженерных расчетов оснований и фундаментов.

## 1. ЗАДАНИЯ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ

В соответствии с [21], выполнение проекта оснований и фундаментов производится на основании технического задания, которое должно содержать следующие исходные данные:

- инженерно-геологические условия площадки строительства;
- характеристику проектируемого сооружения с указанием его плановой и высотной привязок на местности; конструктивные схемы; наличие и размеры заглубленных помещений; значения нагрузок, передаваемых на фундаменты; размеры и материалы несущих конструкций;
- требования к допустимым деформациям сооружений.

Для учебных целей в задании к курсовому проекту представлены следующие исходные данные:

1. Данные о строительной площадке: топографический план строительного участка в горизонталях с расположением буровых скважин; литолого-стратиграфические колонки буровых скважин; таблицы с результатами лабораторных определений физических характеристик грунтов даны под номерами 0, 1, 2...9 и представлены на рис. П.1.1 – 20.
2. Схема сооружения с указанием его назначения, необходимых размеров, конструкций, материалов и нагрузок, действующих в основных сечениях. Схемы сооружений даны под номерами 1, 2, 3...10 и показаны на рис. П.1. 21 – 31.

Место строительства принимается по выбору студента.

Выбор задания производится в соответствии с шифром зачетной книжки студента: номер строительной площадки определяется по последней цифре шифра, номер сооружения – по предпоследней цифре шифра (табл.1.1).

Например, шифр зачетной книжки студента 05-2-1-76.

В таблице последней цифре 6 соответствует строительная площадка №5, а предпоследней цифре 7 соответствует вариант сооружения №8. Сечения, в которых требуется произвести расчет фундаментов, показаны в таблице и на плане сооружения. Студенты заочной формы обучения производят расчет в 3-х сечениях в бескаркасной части здания и в 2-х сечениях в каркасной части, указанных в табл. 1.1 для соответствующего сооружения. Студенты сокращенной и дистанционной форм обучения производят расчет в 2-х сечениях в бескаркасной части здания и в 2-х сечениях в каркасной части из указанных в табл. 1.1 по выбору студента.

Таблица 1.1

### *Варианты заданий для курсового проектирования*

Последняя цифра шифра	Номер строительной площадки	Предпоследняя цифра шифра	Вариант сооружения	Сечения для расчета				
				в бескаркасной части			в каркасной части	
1	0	0	1	1	2	4	5	6
2	1	1	2	1	2	3	5	6
3	2	2	3	2	3	4	5	6
4	3	3	4	1	2	3	6	7
5	4	4	5	1	2	4	5	6
6	5	5	6	2	3	4	5	6
7	6	6	7	1	2	4	5	6
8	7	7	8	1	2	3	4	5
9	8	8	9	1	2	3	6	7
0	9	9	10	1	3	4	6	7

### 1.1. Данные о строительных площадках

Топографические планы строительных площадок в горизонталях с расположением буровых скважин, литолого-стратиграфические колонки буровых скважин по данным визуальных определений, а также результаты лабораторных определений физических характеристик пяти образцов грунтов приводятся на рис. П.1.1 – 20.

Грунты, слагающие все строительные площадки, по результатам лабораторных исследований не обладают просадочными, набухающими или иными специфическими свойствами. Проектирование оснований и фундаментов в курсовом проекте следует выполнять по правилам для обычных грунтовых условий.

### 1.2. Данные о зданиях

На рис. П.1. 21 – 31 приведены схемы различных зданий, для которых предполагается разработка проекта фундаментов. Здания состоят из двух частей: бескаркасной с несущими продольными или поперечными стенами и каркасной со сборным железобетонным каркасом. Под бескаркасной частью здания имеется подвал.

Данные о планировочном и конструктивном решении здания включают: план и фасад здания, с указанием сечений для расчета; данные о конструкциях здания и материалах, из которых они выполнены; таблицу нормативных нагрузок на уровне пола первого этажа в килоньютонах и в килоньютонах на погонный метр соответственно для заданных сечений.

### 1.3. Исходные данные

Все задания на курсовой проект составлены на реальной основе. Используются современные объемно-планировочные решения зданий. В конструкциях зданий применены новые строительные материалы и конструктивные схемы.

В процессе работы над курсовым проектом необходимо:

- 1) ознакомиться с современными прогрессивными конструкциями фундаментов для проектируемого здания или сооружения [11, 13, 14];
- 2) дать оценку инженерно-геологических условий площадки строительства по данным инженерно-геологических изысканий и результатам лабораторных определений показателей физических свойств грунтов [1, 5, 9];
- 3) выбрать глубину заложения фундаментов и обосновать свой выбор с учетом всех влияющих факторов [1, 16, 20];
- 4) определить размеры подошвы фундаментов, отвечающие требованиям расчетов по двум группам предельных состояний [1, 17, 21];
- 5) вычислить ожидаемые осадки фундаментов с учетом их взаимного влияния и деформации основания и сравнить их с допустимыми деформациями сооружений [1, 17, 21];
- 6) произвести расчет свайного фундамента из забивных свай с подбором типа и размеров свай, определением несущей способности свай и другими необходимыми расчетами по двум группам предельных состояний, запроектировать свайный фундамент и подобрать необходимое оборудование для забивки свай [1, 15, 18, 22];
- 7) выполнить технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов по приведенным затратам и определить экономически выгодный вариант [1].

Расчет оснований и фундаментов следует выполнять с применением ЭВМ [1, 12].

## 2. СОДЕРЖАНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект включает в себя пояснительную записку и графический материал в объеме одного листа формата А1.

Содержание пояснительной записки:

Введение

Исходные данные для проектирования

1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.
- 2\*. Определение нормативных и расчетных нагрузок на фундаменты.
3. Расчет фундаментов мелкого заложения.
  - 3.1. Выбор глубины заложения фундаментов.
  - 3.2. Определение размеров подошвы столбчатых и ленточных фундаментов.
  - 3.3. Расчет осадки фундаментов методом послойного суммирования.
  - 3.4\*. Расчет осадки фундаментов с учетом их взаимного влияния.
  - 3.5\*. Расчет по первой группе предельных состояний.
4. Расчет свайных фундаментов.
  - 4.1. Выбор типа и размеров свай.
  - 4.2. Определение несущей способности свай.
  - 4.3. Расчет осадки свайного фундамента.
  - 4.4. Выбор молота для забивки свай.
  - 4.5. Определение расчетного отказа сваи.
5. Технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов.

Литература.

Состав графического материала на листе:

1. План фундаментов с обозначением разбивочных осей и маркировкой столбчатых фундаментов, фундаментных балок, фундаментных блоков и плит.
2. Разрезы фундаментов по расчетным сечениям с указанием высотной привязки, деталей устройства гидроизоляции, отмостки, пола подвала и т.п.
3. Развертки фундаментных стен по двум осям (продольной и поперечной).
4. Совмещенный план свайного поля и ростверка с обозначением разбивочных осей и маркировкой свай.
5. Разрезы по сваям в каркасной и бескаркасной части здания с указанием геологического строения грунтов.
6. Спецификация элементов для двух вариантов фундаментов.
7. Примечания.

Данные чертежа и пояснительной записки должны быть строго увязаны между собой.

Разделы, отмеченные значком \*, студентами сокращенной и дистанционной форм обучения могут не выполняться.

## 3. ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ

### 3.1. Изучение задания на проектирование

Проектирование оснований и фундаментов является сложной задачей, решение которой требует совместного рассмотрения и учета многих факторов: инженерно-геологических условий строительной площадки, физико-механических характеристик грунтов, климатических условий территории строительства, особенностей проектируемого сооружения, предполагаемых способов производства работ, экономических факторов и т.д.

Перед началом работы над проектом студент должен внимательно ознакомиться с заданием на проектирование. Необходимо хорошо знать целевое назначение сооружения, его этажность, размеры и форму в плане, глубину подвальных помещений, конструктивные особенности здания. Следует изучить рельеф строительной площадки, инженерно-геологические свойства грунтов. Умение учитывать и анализировать основные факторы, взаимно влияющие друг на друга, позволяет проектировать основания и фундаменты технически грамотно и экономично.

### 3.2. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

Оценку инженерно-геологических условий строительной площадки следует начинать с определения недостающих физико-механических характеристик грунтов. Для каждого слоя грунта в задании даны лабораторные характеристики физического состояния: плотность грунта  $\rho$ ; плотность частиц грунта  $\rho_s$ ; природная влажность  $W$ ; влажности на границе текучести  $W_L$  и раскатывания  $W_p$ . Необходимо вычислить значения плотности скелета грунта  $\rho_d$ ; коэффициента пористости  $e$ ; коэффициента водонасыщения  $S_r$ , а также число пластичности  $I_p$ ; показатель текучести  $I_L$ ; гранулометрический состав  $G$ .

По классификационным показателям необходимо определить наименования глинистых и песчаных грунтов. Разновидности глинистых грунтов (супесь, суглинки, глина) определяются по числу пластичности, а их состояние - по показателю текучести.

Песчаные грунты разделяются на разновидности по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости, коэффициенту водонасыщения. Наименования грунтов дополняются указанием на их разновидность по степени морозной пучинистости.

В необходимых случаях указываются специфические свойства грунтов (просадочные, набухающие и т.п.). Среди разновидностей грунтов выделяются в самостоятельные классы мерзлые грунты, а также грунты искусственного происхождения и сложения (техногенные). Наименования грунтов должны соответствовать ГОСТ 25100-95 (табл. П.2.1-6, а также [9]).

На основе вычисленных показателей физических свойств грунтов по таблицам СНиП (табл. П.2.7-11, а также [17, 21]) устанавливаются нормативные значения их прочностных и деформационных характеристик: угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , удельного сцепления  $C_n$ , модуля деформации  $E$  и расчетного сопротивления грунта  $R_0$ .

Расчетные значения  $X$  характеристик грунтов принимаются по следующей зависимости [5]:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (3.1)$$

где  $X_n$  – нормативное значение характеристики (угла внутреннего трения  $\varphi_n$ , удельного сцепления  $C_n$ );  $\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту.

В расчетах оснований по деформациям, т.е. по второй группе предельных состояний, принимается  $\gamma_g = 1$ . В расчетах оснований по несущей способности, т.е. по первой группе предельных состояний, для удельного сцепления  $\gamma_{g(c)} = 1,5$ , для угла внутреннего трения  $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$  в случае песчаных грунтов и  $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$  в случае глинистых грунтов. Для прочих характеристик грунта допускается принимать  $\gamma_g = 1$  [21].

Исследуемые грунты необходимо разделить на инженерно-геологические элементы (ИГЭ). Согласно ГОСТ 20522-96 [5] выделение ИГЭ проводят на основе оценки характера пространственной изменчивости характеристик грунтов. При этом необходимо установить, изменяются характеристики грунтов в пределах слоя грунта случайным образом или имеет место их закономерное изменение в каком-либо направлении (чаще всего с глубиной).



Если установлено, что характеристики грунтов изменяются в пределах слоя грунта случайным образом, этот слой принимают за инженерно-геологический элемент (ИГЭ).

При наличии закономерного изменения характеристик грунтов в каком-либо направлении следует решить вопрос о необходимости разделения слоя грунта на два или несколько инженерно-геологических элементов.

Определенные нормативные и расчетные физико-механические характеристики грунтов каждого ИГЭ следует занести в сводную таблицу (табл.1.2 [1]).

После выделения ИГЭ можно перейти к построению инженерно-геологического разреза. По данным литолого-стратиграфических колонок буровых скважин строится инженерно-геологический профиль (разрез), на котором отмечаются напластование, толщина и абсолютные отметки выделенных ИГЭ, места отбора проб грунта, уровень подземных вод. Если требуется разделить слой грунта на несколько ИГЭ, за отметку нового ИГЭ можно принять глубину отбора образца, обладающего иными свойствами по сравнению с другими образцами, взятыми из того же слоя грунта. Расстояния между скважинами берутся непосредственно с топографического плана в соответствующем масштабе, а толщина слоев грунта – с колонок буровых скважин. На геологическом разрезе и в сводной таблице физико-механических характеристик грунтов следует использовать уточненные расчетом наименования грунтов всех инженерно-геологических элементов.

На основе анализа показателей свойств грунтов необходимо дать заключение о пригодности грунтов строительной площадки в качестве естественного основания для фундаментов здания. В инженерно-геологическом заключении необходимо отразить:

- сведения о геологическом строении, рельефе строительной площадки, наличии или отсутствии подземных вод и их влиянии на устройство основания и возведение фундаментов;
- рекомендации по выбору несущего слоя грунта для варианта фундаментов мелкого заложения;
- рекомендации по предполагаемой глубине забивки свай в варианте свайных фундаментов.

При работе над оценкой инженерно-геологических условий строительной площадки следует руководствоваться разделом 1.7 [1].

### **3.3. Выбор типа основания и фундаментов**

При проектировании оснований и фундаментов следует стремиться к максимальному использованию прочностных и деформационных свойств грунтов и материала фундаментов, достижению минимальной стоимости, материалоемкости и трудоемкости. Выбор основания производится в зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки и конструктивных особенностей проектируемого сооружения. Грунты основания должны обеспечивать надежную работу конструкций при минимальных объемах работ по устройству фундаментов и сроках их выполнения. Не допускается использование в качестве основания органоминеральных и органических грунтов: торфов, илов, сапропелей, а также свалок бытовых отходов [21]. Не рекомендуется опирать фундаменты на рыхлые пески, текучепластичные глинистые грунты, грунты почвенно-растительного и культурного слоев.

В свайных фундаментах необходимо стремиться максимально использовать прочность материала свай при минимальном их сечении, длине и заглублении подошвы ростверка. Сваи следует опирать на грунты с высокими прочностными и деформационными характеристиками.

Принятые конструкции фундаментов должны быть технологичными в строительном производстве.

Выбирая основание и конструкции фундаментов для зданий, возводимых вблизи существующих, необходимо учитывать тип и состояние конструкций фундаментов существующих зданий, конструктивные и технологические особенности проектируемого здания, а также их возможное влияние на существующие здания [21].

### 3.4\*. Определение нагрузок, действующих на фундаменты сооружения

При определении нагрузок на фундаменты руководствуются СНиП «Нагрузки и воздействия» [19]. Расчет оснований по деформациям (при определении размеров и осадок фундаментов) производится на расчетные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ . При расчете оснований и фундаментов по несущей способности и устойчивости принимаются значения коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1$ , когда приложенные нагрузки ухудшают условия работы основания, и  $\gamma_f < 1$ , когда уменьшение постоянной нагрузки может улучшить условия работы конструкции или основания (табл. 3.1, а также [19]). Если состав нагрузок не известен, используют среднее значение коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ .

Т а б л и ц а 3.1

*Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_i$   
для веса строительных конструкций и грунтов*

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_i$
<i>Конструкции:</i>	
металлические;	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м <sup>3</sup> ), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные;	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м <sup>3</sup> и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засылки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях;	1,2
на строительной площадке.	1,3
<i>Грунты:</i>	
в природном залегании;	1,1
насыпные.	1,15

*Примечания:* 1. При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций, следует произвести расчет, принимая для веса конструкции или ее части коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_i = 0,9$ .

2. При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.

3. Для металлических конструкций, в которых усилия от собственного веса превышают 50 % общих усилий, следует принимать  $\gamma_i = 1,1$ .

Нагрузки на основания от надземных частей зданий и сооружений определяются отдельно от вертикальных и горизонтальных сил. Их определяют на уровне обреза фундамента и представляют в виде сосредоточенных сил при передаче давления от колонн через отдельно стоящие фундаменты или нагрузки на один метр при опирании несущих стен на ленточные фундаменты.

Для этого на схеме здания или сооружения выделяют несущие элементы, грузовые площади и приложенные к ним нагрузки. Грузовую площадь стен здания, в которых имеются оконные проемы, целесообразно принимать длиной, равной расстоянию между серединами проемов. Для торцевых и внутренних стен без проемов за расчетную длину принимается один метр стены. На колонну каркасного здания нагрузка передается с половины каждого пролета, примыкающего к рассматриваемой колонне.

Внецентренно приложенные нагрузки на стены и колонны от карнизов, балок и плит перекрытий, стропил принимаются приложенными по оси подошвы фундамента.

При расчете фундаментов зданий, в которых имеются подвалы или заглубленные помещения, необходимо учитывать горизонтальные силы и моменты, возникающие от бокового давления грунта и веса грунта на уступах фундамента. При этом следует учитывать возможную временную нагрузку на поверхности грунта вблизи стен здания от подвижной транспортной нагрузки и складированного материала интенсивностью  $q = 10 \text{ кН/м}^2$ .

Сбор нагрузок на фундаменты необходимо выполнить для четырех из указанных в табл. 1.1 сечений: в бескаркасной части здания для сечения по наружной стене с проемами и для сечения по внутренней стене; в каркасной части здания для сечений по крайней и по средней колоннам. Расчеты удобно выполнять в табличной форме, пользуясь примерами в разделе 1.8 [1].

### **3.5. Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании**

#### **3.5.1. Выбор глубины заложения фундаментов**

Глубина заложения фундаментов должна приниматься 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 условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований и пр.);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

Все перечисленные факторы должны быть учтены при выборе глубины заложения фундаментов. Принятая глубина заложения фундаментов должна обеспечивать надежную работу основания из условия его расчета по предельным состояниям. Минимальная глубина заложения должна быть не менее 0,5 м, но обязательно больше толщины почвенного или культурного слоев.

Одним из основных факторов, определяющих заглубление фундаментов, является глубина сезонного промерзания грунтов. По условиям недопущения возникновения сил морозного пучения грунтов под подошвой фундаментов глубина их заложения должна назначаться с учетом расчетного значения глубины промерзания грунта. Рекомендации по выбору глубины заложения подошвы фундаментов в зависимости от вида грунта и глубины расположения уровня подземных вод даны в соответствующих таблицах [1, 16, 21].

Расчетную глубину промерзания  $d_f$  получают, умножая нормативную глубину промерзания  $d_{fn}$  на коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину промерзания грунтов у фундаментов  $k_h$  [1, 16, 21]:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h. \quad (3.2)$$

Нормативная глубина промерзания может быть принята по схематической карте нормативных глубин промерзания, приведенной в [15,16], или рассчитана по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (3.3)$$

где  $d_0$  – величина, принимаемая равной для суглинков и глин 0,23 м; супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28 м; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30 м; крупнообломочных грунтов – 0,34 м;

$M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений сред месячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемый по СНиП 23-01-99 [20]. Расчет по формуле (3.3) может производиться для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м.

Для грунтов неоднородного сложения значение  $d_0$  определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Глубина заложения фундаментов при отсутствии подвала или технического подполья измеряется от уровня планировки, а при наличии их – от пола подвала или технического подполья до подошвы фундамента.

Фундаменты сооружения или его отсека должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимую разность  $\Delta h$  определяют исходя из условия

$$\Delta h \leq a \left( \operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{p_I} \right), \quad (3.4)$$

где  $a$  – расстояние между фундаментами в свету;  $\varphi_I$ ,  $c_I$  – расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта;  $p_I$  – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности) [21].

При проектировании сборных ленточных фундаментов уступы устраиваются за счет использования доборных блоков. Высота уступа в связных грунтах не должна превышать 0,6 м, а в песчаных – высоты фундаментной плиты.

В слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с одинаковыми прочностными и деформационными свойствами. Рекомендации по выбору глубины заложения фундаментов содержатся в [1, 15, 16, 21].

Окончательная глубина заложения назначается после полного расчета нескольких вариантов фундаментов и их технико-экономического сравнения.

### 1.5.2. Расчет фундаментов при центральном и внецентренном приложении нагрузки

Размеры подошвы фундамента зависят от величины действующей на него нагрузки и физико-механических характеристик грунтов основания. Они предварительно определяются от действия расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ , исходя из условия соблюдения принципа линейной деформируемости грунта:

$$p \leq R, \quad (3.5)$$

где  $p$  – среднее давление под подошвой грунта;

$R$  – расчетное сопротивление грунтов основания.

Затем вычисленные размеры подошвы фундамента уточняются расчетом по деформациям, а при необходимости – по устойчивости.

### Центрально нагруженные фундаменты

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента (рис.1) определяются из условия

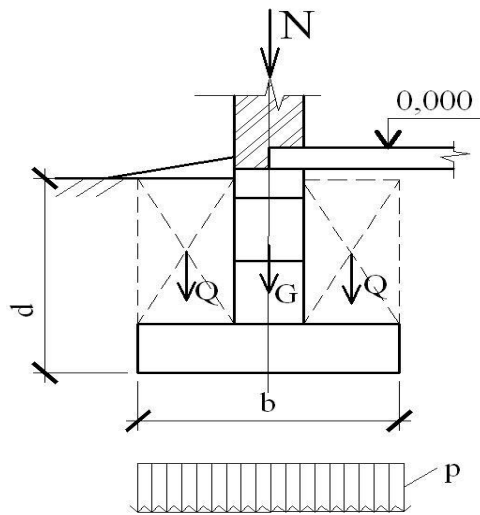
$$p = \frac{N + G + Q}{A} \leq R, \quad (3.6)$$

где  $p$  - среднее давление под подошвой грунта;  $N$  – осевая нагрузка на обресе фундамента;  $G$  – собственный вес фундамента;  $Q$  – вес грунта на уступах фундамента;  $A$  – площадь подошвы фундамента. Для ленточного фундамента  $A = b \cdot 1 \text{ м}$ ;  $R$  – расчетное сопротивление грунтов основания.

Для предварительного расчета выражение (3.6) можно записать в виде

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{мт}} \cdot d \leq R, \quad (3.7)$$

где  $\gamma_{\text{мт}}$  - осредненный удельный вес фундамента и грунта на его уступах, принимаемый равным  $20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d$  – глубина заложения фундамента.



**Рис. 1.** Расчетная схема центрально нагруженного фундамента

Если принять  $p = R$ , получим формулу для определения необходимой площади подошвы фундамента:

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{\text{мт}} \cdot d}. \quad (3.8)$$

Для ленточных фундаментов нагрузка определяется на 1 м длины, отсюда их ширина будет  $b = A/l$ . У столбчатых фундаментов с прямоугольной подошвой задаются соотношением сторон  $\eta = l/b$ , тогда ширина подошвы  $b = \sqrt{A/\eta}$ . Здесь  $\eta = l/b$  - соотношение сторон подошвы фундамента,  $l$  и  $b$  – соответственно длина и ширина фундамента.

Расчетное сопротивление грунта основания определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{C1} \gamma_{C2}}{k} \left[ M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) d_B \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_C \cdot C_{\text{II}} \right], \quad (3.9)$$

где  $\gamma_{C_1}$  и  $\gamma_{C_2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. П.3.1, а также по таблицам [1, 15, 16, 17, 21],  $k$  - коэффициент, имеющий значение  $k = 1$ , если прочностные характеристики грунта  $\varphi$  и  $c$  определены непосредственными испытаниями, и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам [16, 20];  $M_\gamma, M_q, M_c$  - коэффициенты, являющиеся функцией расчетного значения угла внутреннего трения (табл. П.3.2, а также [1, 15, 16, 17, 21]);  $k_z$  - коэффициент, принимаемый при  $b \leq 10 \text{ м}$  -  $k_z = 1$ , при  $b > 10 \text{ м}$  -  $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$  (здесь  $z_0 = 8 \text{ м}$ );  $b$  - ширина подошвы фундамента;  $d_1$  - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (3.10)$$

где  $h_s$  - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала;  $h_{cf}$  - толщина конструкции пола подвала;  $\gamma_{cf}$  - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала;  $\gamma_{II}$  - осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;  $\gamma'_{II}$  - то же, залегающих выше подошвы фундамента;  $C_{II}$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;  $d_b$  - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала (для сооружений с подвалом шириной  $B \leq 20 \text{ м}$  и глубиной более 2 м принимается  $d_b = 2 \text{ м}$ , а при ширине подвала  $B > 20 \text{ м}$  принимается  $d_b = 0$ ).

Для бесподвальной части здания  $(M_q - 1)d_b \cdot \gamma'_{II} = 0$ .

Обычно ширину подошвы находят одновременно с определением расчетного сопротивления грунта, которое в свою очередь зависит от ширины подошвы, которая нам пока не известна. Это значительно осложняет решение. Для определения ширины подошвы можно воспользоваться одним из следующих методов:

- приравняв между собой выражения (3.5) и (3.7), можно решить получившееся уравнение относительно  $b$  и принять за ширину подошвы фундамента один из корней уравнения [14];
- использовать метод последовательных приближений, приняв в первом приближении  $R = R_0$ , где  $R_0$  - табличное значение расчетного сопротивления грунта [1];
- построить графики зависимостей  $p = f(b)$  и  $R = f(b)$ , задавшись несколькими значениями ширины подошвы  $b$  и определив для них значения давления под подошвой  $p$  и расчетного сопротивления грунта  $R$ . Этот метод определения ширины подошвы фундамента называется графоаналитическим и описан в [1, 13].

При большом количестве фундаментов расчеты удобно выполнять с помощью ЭВМ [1,12].

### **Внецентренно нагруженные фундаменты**

Когда равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести подошвы фундамента, размеры подошвы фундамента определяют как у внецентренно нагруженного элемента. В этом случае при определении размеров подошвы фундамента должны удовлетворяться следующие условия:

$$P \leq R; \quad (3.11)$$

$$P_{max} \leq 1,2R; \quad (3.12)$$

$$P^c_{max} \leq 1,5R; \quad (3.13)$$

где  $P$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $P_{max}$  – максимальное краевое давление под подошвой фундамента;  $P_{max}^c$  – максимальное краевое давление в угловой точке при действии моментов сил в двух направлениях.

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов эпюры давлений могут быть трапециевидные и треугольные.

Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для всех сооружений при расчетном сопротивлении грунта  $R$  меньше 150 МПа рекомендуется назначать размеры подошвы фундаментов такими, чтобы эпюра давлений была трапециевидной с отношением краевых давлений  $P_{min}/P_{max} \geq 0,25$ . В остальных случаях для фундаментов зданий с мостовыми кранами допускается треугольная эпюра с относительным эксцентриситетом равнодействующей внешних нагрузок  $e = l/6$  [21].

При действии моментов  $M_x$  и  $M_y$  в двух направлениях, параллельных осям  $x$  и  $y$  прямоугольного фундамента, краевые давления определяются по формуле

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \quad (3.14)$$

где  $W_x$  и  $W_y$  – моменты сопротивления площади подошвы фундамента относительно осей  $x$  и  $y$ . Знак «+» при втором и третьем слагаемом в формуле (3.14) соответствует наибольшему краевому давлению в угловой точке  $P_{max}^c$ .

При расчете ленточных фундаментов под стены гражданских зданий не рекомендуется допускать отрыв подошвы фундамента от грунта и требуется соблюдать условия

$$P \leq R; \quad (3.15)$$

$$P_{max} \leq 1,2R; \quad (3.16)$$

$$P_{min} > 0, \quad (3.17)$$

где  $P_{min}$  – минимальное краевое давление под подошвой фундамента.

На первом этапе расчета фундамент можно рассматривать как центрально нагруженный и определить ширину его подошвы графоаналитическим методом. Если момент действует относительно одной из главных осей, краевые давления определяются по формуле

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N + Q + G}{A} \pm \frac{M}{W}. \quad (3.18)$$

Момент сопротивления подошвы фундамента вычисляется по формуле

$$W = \frac{b^2 \cdot l}{6}. \quad (3.19)$$

Для ленточного фундамента  $l = 1$  м.

Расчетная схема внецентренно нагруженного ленточного фундамента представлена на рис. 2. Пример расчета внецентренно нагруженного ленточного фундамента под наружную стену подвала приведен в [1].

Вычисленные размеры подошвы фундамента уточняются расчетом по деформациям [1, 15, 16, 21].

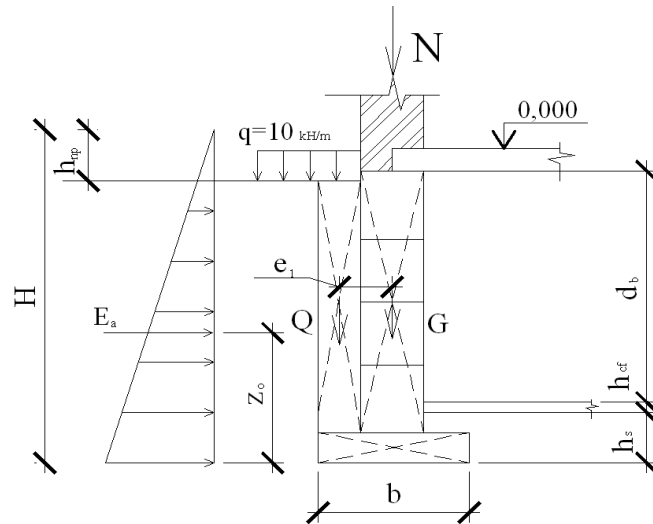


Рис. 2. Расчетная схема внецентренно нагруженного ленточного фундамента

### 3.5.3. Расчет прерывистых фундаментов

Ленточные фундаменты могут проектироваться прерывистыми. Если расчетная ширина ленточного фундамента не совпадает с шириной стандартных фундаментных плит, с целью эффективного использования материала фундаментные плиты укладывают с разрывом [1, 16, 21].

Расчетное сопротивление грунта  $R$  определяется так же, как для ленточного фундамента, с повышением его значения коэффициентов  $k_d$  и  $k'_d$ , которые учитывают влияние распределительной способности грунтов основания и арочного эффекта между блоками прерывистого фундамента. Коэффициенты  $k_d$  и  $k'_d$  находятся по табл. П.3.3 и П.3.4, а также по таблицам [1, 16, 17, 21].

Для устройства прерывистых фундаментов рекомендуются прямоугольные плиты укороченной длины ( $l = 1,18$  м или  $l = 0,78$  м) и плиты с угловыми вырезами.

Прерывистые фундаменты из плит прямоугольной формы и плит с угловыми вырезами не рекомендуется применять:

- при залегании под подошвой фундаментов рыхлых песков;
- при сейсмичности района 7 и более баллов;
- при неравномерном напластовании грунтов в пределах сооружения;
- при залегании ниже подошвы фундаментов глинистых грунтов с показателем текучести  $I_L > 0,5$ .

Прерывистые фундаменты с превышением расчетного сопротивления грунта основания не рекомендуются:

- в грунтовых условиях I типа по просадочности при отсутствии поверхностного уплотнения грунта в пределах деформируемой зоны;
- при сейсмичности района 7 баллов и более.

Проектирование прерывистых фундаментов производится в следующей последовательности:

- рассчитывается ширина ленточного фундамента  $b$  из условия  $P = R$  (рис. 3);
- определяется площадь ленточного фундамента длиной  $L$

$$A = bL; \quad (3.20)$$

- в зависимости от грунтовых условий и вида фундаментных плит принимается значение повышающего коэффициента  $k_d$ ;
- выбирается вид типовой фундаментной плиты шириной  $b_t \geq b$ ;



- находится суммарная площадь плит в прерывистом фундаменте:

$$A_b = A/k_d; \quad (3.21)$$

- по величине  $A_b$  и площади одной типовой плиты  $A_s = b \cdot l$  определяется количество плит в прерывистом фундаменте:

$$n = \frac{A_b}{A_s} + \Delta n, \quad (3.22)$$

где  $\Delta n$  – поправка для округления отношения  $A_b/A_s$  до большего целого числа;

- определяется расстояние между плитами:

$$C = \frac{L - nl}{n - 1}; \quad (3.23)$$

- находится среднее давление по подошве плит:

$$p_s = \frac{(N + G)L}{nA_s}, \quad (3.24)$$

где  $G$  – собственный вес фундамента и грунта на его уступах;

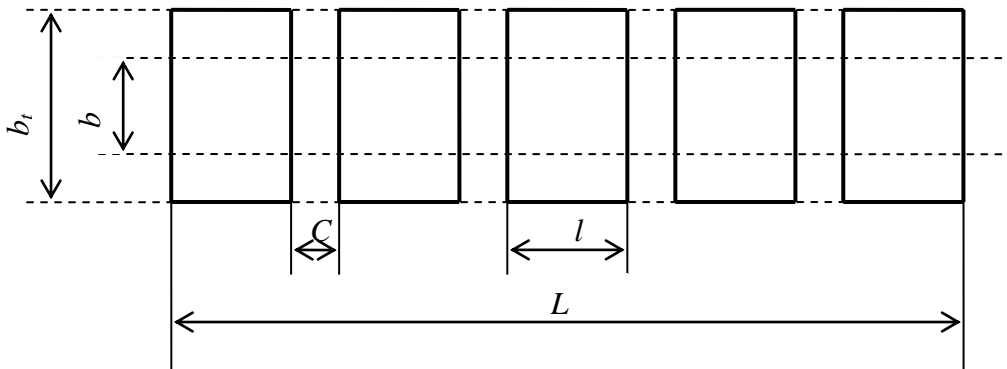
- рассчитывается фактическое превышение расчетного сопротивления:

$$k_{df} = \frac{p_s}{R}; \quad (3.25)$$

- определяется давление по площади всего прерывистого фундамента, включая пролеты между плитами:

$$p_b = \frac{p_b}{b_t}. \quad (3.26)$$

С учетом среднего давления под подошвой плит подбирается марка плиты по прочности.



**Рис. 3.** Схема прерывистого фундамента:

$b$  – расчетная ширина ленточного фундамента;  $b_t$  – ширина типовой плиты ленточного фундамента;  $l$  – длина типовой плиты ленточного фундамента;  $C$  – расстояние между плитами;  $L$  – общая длина ленточного фундамента

#### 3.5.4. Расчет осадки фундаментов методом послойного суммирования

Сущность метода послойного суммирования заключается в определении осадок элементарных слоев основания в пределах сжимаемой толщи от дополнительных вертикальных напряжений  $\sigma_{зр}$ , возникающих от нагрузок, передаваемых сооружением. Осадка фундамента определяется суммированием осадок элементарных слоев основания.

Так как в основу этого метода положена расчетная модель основания в виде линейно деформируемой сплошной среды, то необходимо ограничить давление на основание такими пределами, при которых области возникающих пластических деформаций незначительно нарушают линейную деформируемость основания, то есть требуется выполнение условий  $P \leq R$  и  $P_{max} \leq 1,2R$ .

Расчет осадки фундамента производится на действие осевых расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f=1$ .

СНиП [17] рекомендует метод послойного суммирования для расчета осадок фундаментов шириной до 10 м при отсутствии в пределах сжимаемой толщи грунтов с модулем деформации  $E > 100$  МПа. Осадка основания определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zp,i}}{E_i}, \quad (3.27)$$

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, равный 0,8;  $n$  - число слоев, на которые разделена по глубине сжимаемая толща основания;  $\sigma_{zp,i}$  - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -м слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней и нижней границах слоя;  $h_i, E_i$  - толщина и модуль деформаций  $i$ -го слоя грунта.

Свод правил по проектированию и устройству оснований и фундаментов зданий и сооружений [21] рекомендует этот метод во всех случаях. При этом осадка определяется по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}h_i}{E_{e,i}}, \quad (3.28)$$

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,8 независимо от вида грунта;  $\sigma_{zp,i}$  - вертикальное нормальное напряжение от внешней нагрузки в середине  $i$ -го слоя;  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;  $E_i$  - модуль деформации  $i$ -го слоя грунта, принимаемый по ветви первичного нагружения;  $\sigma_{zy,i}$  - среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта;  $E_{e,i}$  - модуль деформации  $i$ -го слоя грунта, принимаемый по ветви вторичного нагружения;  $n$  - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (3.28) не учитывать второе слагаемое. В таком случае формула (3.28) совпадает с формулой (3.27).

Величина напряжений  $\sigma_{zp}$  с глубиной убывает, и в расчете ограничиваются толщиной, ниже которой деформации грунтов пренебрежимо малы. Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимают на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$ , где

а)  $k = 0,2$  при  $b \leq 5$  м;

б)  $k = 0,5$  при  $b > 20$  м;

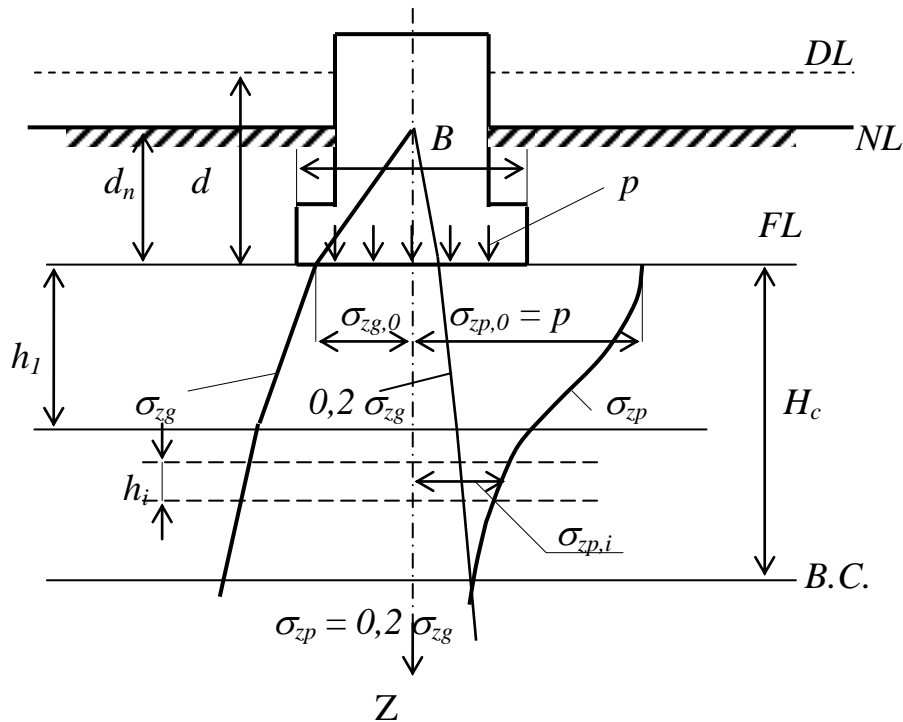
в) при  $5 < b \leq 20$  м  $k$  определяют интерполяцией.

При этом глубина сжимаемой толщи не должна быть меньше  $b/2$  при  $b \leq 10$  м и  $(4 + 0,1b)$  при  $b > 10$  м.

Если в пределах глубины  $H_c$ , найденной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа, сжимаемая толща принимается до кровли этого слоя.

Если найденная по указанным выше условиям нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации  $E < 5$  МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$  [21].

Расчетная схема метода послойного суммирования представлена на рис. 4.



**Рис. 4.** Расчетная схема к определению осадки методом послойного суммирования:

*DL* – уровень планировки; *NL* – уровень природного рельефа;  
*FL* – уровень подошвы фундамента; *WL* – уровень подземных вод;  
*H<sub>c</sub>* – глубина сжимаемой толщи

Расчет осадок методом послойного суммирования при глубине котлована менее 5 м производится в следующей последовательности:

- Определяется дополнительное давление  $p_0$ , превышающее природное:

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0}, \quad (3.29)$$

где  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента от нагрузки сооружения, включая вес фундамента и грунта на его уступах;  $\sigma_{zg,0}$  – природное давление на уровне подошвы фундамента.

Давление  $\sigma_{zg,0}$  определяется по формуле

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n, \quad (3.30)$$

где  $\gamma'$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;  $d_n$  – глубина заложения подошвы фундамента от уровня природного рельефа.

- Определяются напряжения  $\sigma_{zp}$  от внешней нагрузки на границах слоев под центром подошвы фундамента, и строится эпюра  $\sigma_{zp}$ .

Для построения эпюры толща грунта разбивается на элементарные слои толщиной  $0,4 b$  ( $b$  – ширина фундамента) и рассчитываются напряжения  $\sigma_{zp}$  на подошве каждого слоя по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0. \quad (3.31)$$

Коэффициент  $\alpha$  определяется табл. П.3.5, а также по таблицам [1, 16, 17, 21] в зависимости от величин  $\eta = \frac{l}{b}$  и  $\xi = \frac{2z}{b}$  (где  $l$  – длинная сторона подошвы фундамента;  $b$  – короткая ее сторона;  $z$  – глубина расположения подошвы элементарного слоя). Значения напряжения  $\sigma_{zp}$  откладываются на эпюре справа от оси  $Z$ .

- Определяются напряжения  $\sigma_{zg}$  от собственного веса грунта, и строится эпюра природного давления на границах слоев. Напряжение от собственного веса грунта (природное давление) определяется суммированием веса каждого слоя грунта:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (3.32)$$

где  $\gamma_i$  – удельный вес грунта  $i$ -го слоя;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя;  $n$  – количество слоев.

Эпюра напряжений  $\sigma_{zg}$  строится в том же масштабе, что и эпюра  $\sigma_{zp}$ , и ее значения откладываются слева от оси  $Z$ .

- Определяется глубина сжимаемой толщи  $H_c$  по указанным выше условиям.
- Определяется осадка основания фундамента по формуле (3.27).

Расчет основания по деформациям считается удовлетворительным, если совместная деформация основания и сооружения не превышает предельного значения и выполняется условие

$$S < S_U, \quad (3.33)$$

где  $S$  – совместная деформация основания и сооружения;  $S_U$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями нормативных документов (табл. П.3.6, а также по таблицам [16, 17, 21]) для соответствующих сооружений.

Для многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами определяется средняя осадка  $S$ , а также относительная неравномерность осадки ( $\Delta S/L$ ) и крен  $i$  здания. Для одноэтажных и многоэтажных зданий с полным каркасом определяется максимальная осадка  $S$  и относительная неравномерность осадки ( $\Delta S/L$ ).

Если осадка основания  $S$  не превышает  $0,4S_U$ , то расчетное сопротивление грунта, вычисленное по формуле (3.9), может быть повышено до величины  $R_n = 1,2R$ , а при соответствующем обосновании и до  $R_n = 1,3R$  [17, 21]. В этом случае требуется произвести перерасчет размеров подошвы фундамента. При этом повышение давления не должно вызывать деформации основания свыше 80 % от предельных и превышать значение давления из условия расчета основания по несущей способности.

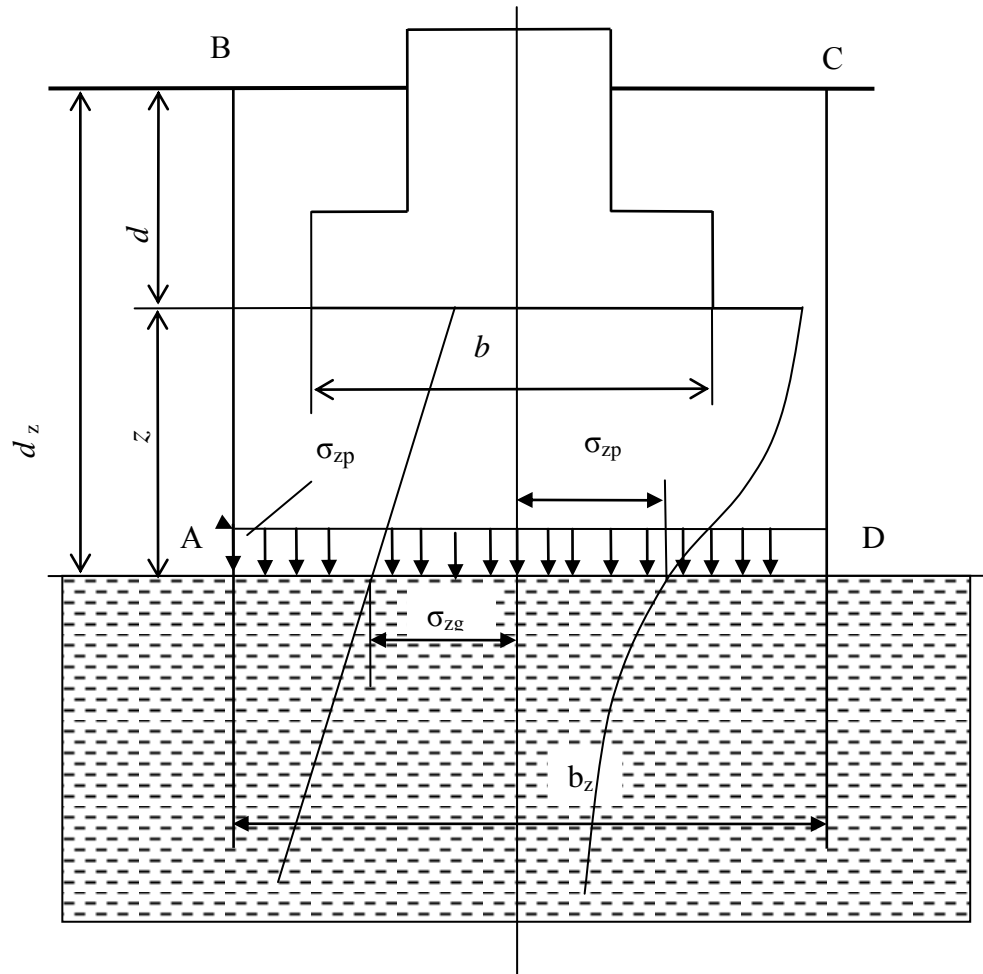
### 3.5.5\*. Проверка давления на подстилающий слой слабого грунта

Если на глубине  $z$  под несущим слоем залегает менее прочный грунт, в котором могут развиваться пластические деформации, рекомендуется проверять напряжения, передаваемые на кровлю слабого грунта, по условию

$$\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (3.34)$$

где  $\sigma_{zp}$  – дополнительное вертикальное напряжение от фундамента, определяемое по формуле  $\sigma_{zp} = \alpha p$ ;  $\sigma_{zg}$  – напряжения от собственного веса грунта, считая от уровня природного рельефа;  $R_z$  – расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого грунта  $z$ .

Величину  $R_z$  определяют по формуле (3.9). Коэффициенты, входящие в формулу, находят применительно к слою слабого грунта. Значения  $b$  и  $d_z$  определяют для условного фундамента ABCD, размеры которого назначают из условия рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной  $z$  (рис. 5).



**Рис. 5.** Расчетная схема к определению давления на подстилающий слой слабого грунта:  $\sigma_{zp}$  – дополнительное вертикальное напряжение от фундамента;  $\sigma_{zg}$  – напряжения от собственного веса грунта;  $z$  – глубина кровли слабого грунта от уровня подошвы фундамента;  $b_z$  – ширина подошвы условного фундамента

Если принять, что давление от фундамента  $\sigma_{zp}$  действует по подошве условного фундамента ABCD, площадь его подошвы можно определить по формуле

$$A_{\text{усл}} = \frac{N_{II}}{\sigma_{zp}}, \quad (3.35)$$

где  $A_{\text{усл}}$  – площадь подошвы;  $N_{II}$  – нагрузка на обреze фундамента.

Зная  $A_{\text{усл}}$ , найдем ширину условного фундамента с прямоугольной подошвой по формуле

$$b_z = \sqrt{A_{\text{усл}} + a^2} - a. \quad (3.36)$$

Здесь

$$a = \frac{l - b}{2},$$

$b$  и  $l$  – размеры подошвы проектируемого фундамента.

Для для ленточных фундаментаов

$$b_z = A_{\text{усл}} : l. \quad (3.37)$$

Найдя  $b_z$ , вычисляют расчетное сопротивление грунта подстилающего слоя  $R_z$ . Зная  $R_z$ , проверяют условие (3.34). Если это условие выполняется, значит, зоны сдвигов не играют существенной роли в величине развивающейся осадки и можно применять для ее расчета обычные методы, основанные на теории линейно деформируемых тел. Если условие (3.34) не выполняется, необходимо принять большие размеры фундамента и добиться его удовлетворения.

### 3.5.6\*. Расчет осадки фундаментов с учетом их взаимного влияния

Расчет осадок следует производить с учетом влияния соседних фундаментов. Для учета напряжений, возникающих в толще основания под влиянием нагрузки от соседних фундаментов, применяется метод угловых точек. Это метод основан на использовании связи между осевыми и угловыми вертикальными напряжениями под прямоугольной площадкой, загруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Как известно, для любого равномерно загруженного прямоугольника угловое вертикальное напряжение на глубине  $2z$  равно одной четверти осевого вертикального напряжения на глубине  $z$ . Таким образом, дополнительное вертикальное напряжение  $\sigma_{zp,c}$  на глубине  $z$  от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, определяется по формуле

$$\sigma_{zp,c} = 0,25\alpha p_0, \quad (3.38)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый по таблицам [1, 16, 17, 21] в зависимости от величин  $\eta = \frac{l}{b}$  и  $\xi = \frac{z}{b}$  (где  $l$  - длинная сторона подошвы фундамента;  $b$  - короткая ее сторона;  $z$  - глубина);  $p_0$  - дополнительное давление под подошвой фундамента.

Дополнительные вертикальные напряжения  $\sigma_{zp,a}$  на глубине  $z$  по вертикали, проходящей через произвольную точку А в пределах или за пределами рассматриваемого фундамента с дополнительным давлением по подошве, равным  $p_0$ , определяется алгебраическим суммированием напряжений  $\sigma_{zp,cj}$  в угловых точках четырех фиктивных фундаментов, для которых точка А является угловой, по формуле

$$\sigma_{zp,a} = \sum_{i=1}^4 \sigma_{zp,cj}. \quad (3.39)$$

Дополнительные вертикальные напряжения  $\sigma_{zp,nf}$  на глубине  $z$  по вертикали, проходящей через центр рассматриваемого фундамента с учетом влияния соседних фундаментов или нагрузок на прилегающие площади, определяется по формуле

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,ai}, \quad (3.40)$$

где  $k$  - число влияющих фундаментов.

Вертикальное напряжение под подошвой рассматриваемого фундамента будет равно сумме напряжений  $\sigma_{zp}$  от дополнительного давления по подошве  $p_0$  и дополнительных вертикальных напряжений от соседних фундаментов  $\sigma_{zp,nf}$ :

$$\sigma_{zp,sum} = \sigma_{zp} + \sigma_{zp,nf} \quad (3.41)$$

После определения вертикальных напряжений под подошвой дальнейший расчет осадки производится так же, как для отдельного фундамента, по формуле (3.27). Особенности вычисления осадки фундаментов с учетом их взаимного влияния отражена в [1, 16, 21].

### 3.5.7\*. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения по первой группе предельных состояний

Расчет оснований по несущей способности (по первой группе предельных состояний) должен производиться в случаях, если [17, 21]:

- на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки;
- сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- основание сложено медленно уплотняющимися глинистыми, органоминеральными или органическими грунтами;
- основание сложено скальными грунтами.

Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания.

Расчет оснований по несущей способности, согласно [17, 21], производится из условия

$$N \leq \frac{\gamma_c N_u}{\gamma_n}, \quad (3.42)$$

где  $N$  – расчетная вертикальная нагрузка на основание;  $N_u$  – вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от вида грунта  $\gamma_c = 0,8 \dots 1,0$ ;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый для сооружений I уровня ответственности  $\gamma_n = 1,2$ , для сооружений II уровня ответственности  $\gamma_n = 1,15$ , для сооружений III уровня ответственности  $\gamma_n = 1,1$ .

Для определения вертикальной составляющей силы предельного сопротивления основания  $N_u$ , сложенного нескальными грунтами, находящимися в стабилизированном состоянии, используется выражение [17, 21]

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma' d + N_c \xi_c c_1), \quad (3.43)$$

где  $b'$  и  $l'$  – приведенные ширина и длина подошвы фундамента, определенные из условия, что при внецентренном приложении нагрузки равнодействующая всех сил находится в центре тяжести приведенной прямоугольной площади;  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. П.3.7 или по таблицам [17, 21] в зависимости от значения угла внутреннего трения грунта  $\varphi_1$  и угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки  $\delta$ ;  $\gamma_1$  и  $\gamma'$  – расчетные значения удельного веса грунтов соответственно ниже и выше подошвы фундамента;  $c_1$  – расчетное значение удельного сцепления грунта;  $d$  – глубина заложения фундамента;  $\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  – коэффициенты формы.

Расчет по формуле (3.43) допускается выполнять, если соблюдается условие

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1, \quad (3.44)$$

где  $\delta$  – угол наклона равнодействующей внешней нагрузки к вертикали;  $\varphi_1$  – угол внутреннего трения грунта.

При расчете ленточных фундаментов, опирающихся на нескальные грунты, находящиеся в стабилизированном состоянии, расчет по несущей способности требуется для фундаментов наружных стен подвала, так как на эти фундаменты передается горизонтальное давление грунта засыпки. Пример расчета несущей способности основания содержится в главе 5 [1].

### 3.6. Проектирование свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований производится по двум группам предельных состояний. По первой группе определяют несущую способность свай по грунту, прочность материала свай и ростверков, устойчивость свай и свайных фундаментов при горизонтальных нагрузках. Расчет ведется с использованием расчетных характеристик грунтов и материалов. По второй группе предельных состояний рассчитывают осадки оснований свайных фундаментов, их горизонтальные перемещения, образование или раскрытие трещин в элементах железобетонных конструкций.

По несущей способности грунтов основания сваи рассчитывают из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = P, \quad (3.45)$$

где  $N$  - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;  $F_d$  - расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи или материала сваи;  $\gamma_k$  - коэффициент надежности, принимаемый равным  $\gamma_k = 1,4$ , если несущая способность сваи определена расчетом, или  $\gamma_k = 1,2 - 1,25$ , если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний;  $P$  - расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

При расчете по второй группе предельных состояний (по деформациям) должно удовлетворяться условие

$$S < S_U, \quad (3.46)$$

где  $S$  - совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, относительная разность осадок и т.п.), определяемая расчетом;  $S_U$  - предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемая нормативными документами [18, 22] или заданием на проектирование.

По условиям взаимодействия с грунтом различают сваи-стойки и висячие сваи. Сваи-стойки опираются на практически несжимаемые грунты (скальные, крупнообломочные, а также глины твердой консистенции с модулем деформации  $E \geq 50$  МПа). Такие сваи передают давление на грунт только за счет нижнего конца и работают как сжатые стойки в упругой среде. Силы сопротивления грунтов по боковой поверхности свай-стоек не учитываются (рис. 6, а).

К висячим относятся все сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания боковой поверхностью и нижним концом (рис. 6, б).

Фундаменты из свай-стоек рассчитывают по прочности материала свай и грунта основания. За несущую способность сваи принимается наименьшее из полученных значений. Фундаменты из висячих свай рассчитывают по несущей способности и деформациям грунтов основания.

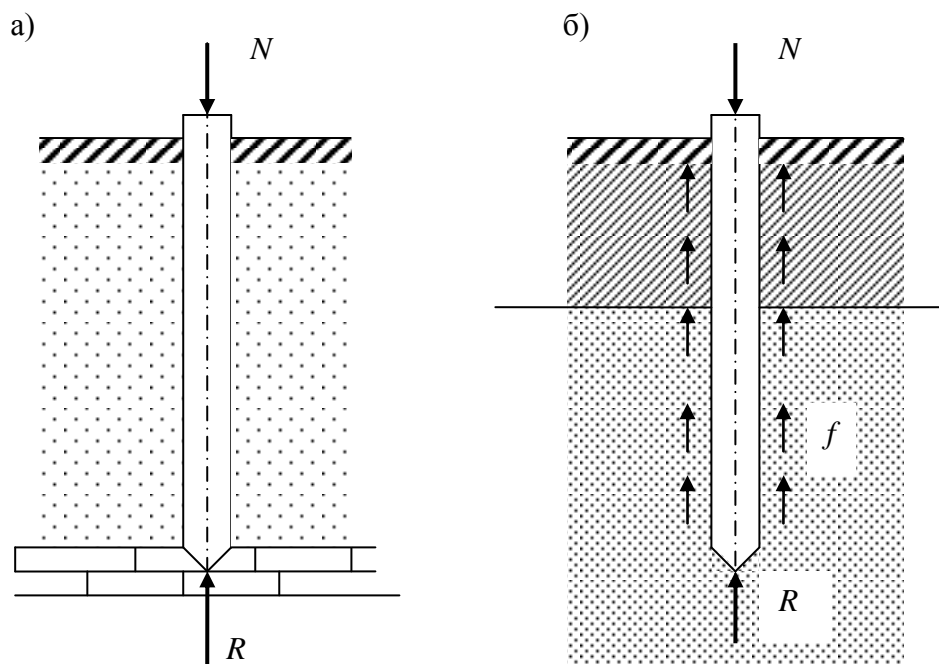
#### 3.6.1. Расчёт несущей способности свай

Несущая способность свай-стоек по грунту определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (3.47)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $\gamma_c = 1$ ;  $R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки;  $A$  - площадь опирания сваи на грунт (площадь поперечного сечения нижнего конца сваи). Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки для забивных свай, опирающихся нижним концом на скальные и малосжимаемые грунты, принимается равным  $R = 20000$  кПа.





**Рис. 6.** Схемы передачи нагрузки на грунты основания:  
а) – свая – стойка; б) – висячая свая

Несущая способность по грунту висячих забивных свай, работающих на сжимающую нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом свай и по их боковой поверхности:

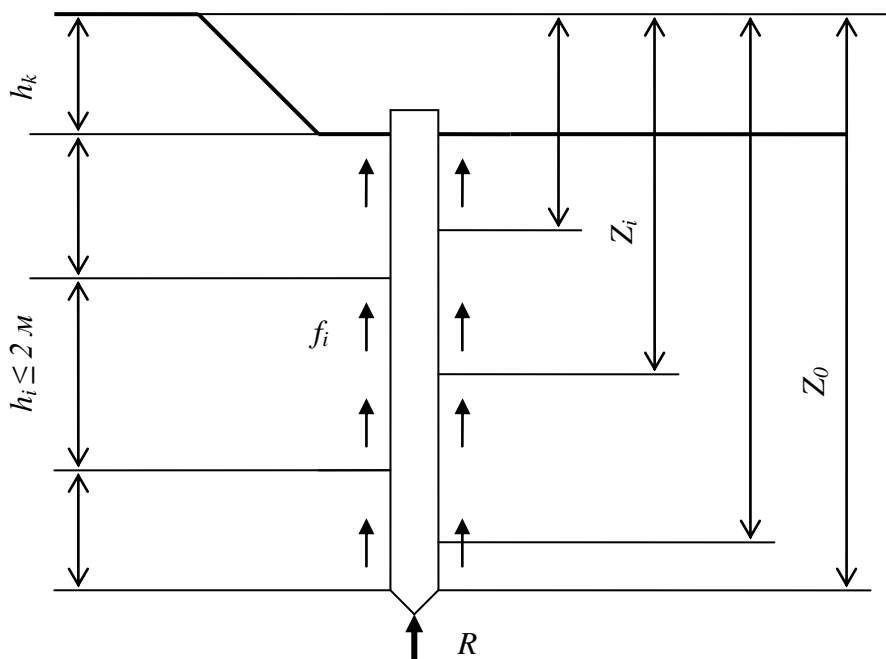
$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (3.48)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый для всех видов забивных свай  $\gamma_c = 1$ ;  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по табл. П.4.1 или по таблицам [1, 18, 22];  $A$  – площадь опирания сваи на грунт (площадь поперечного сечения нижнего конца сваи);  $U$  – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи;  $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи, принимаемое по табл. П.4.2 или по таблицам [1, 18, 22];  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;  $\gamma_{cR}$  – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи;  $\gamma_{cf}$  – коэффициент условия работы грунта на боковой поверхности сваи, учитывает влияние способа погружения свай на расчетное сопротивление грунта.

Для забивных свай  $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$ .

Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Расчетная схема забивной висячей сваи показана на рис. 7.



**Рис. 7.** Расчетная схема свайной сваи

### 3.6.2. Последовательность проектирования свайных фундаментов

Вариант свайного фундамента должен выбираться с учетом инженерно-геологических условий строительной площадки, конструктивных особенностей здания и передаваемых на фундаменты нагрузок.

Проектирование ленточного свайного фундамента рекомендуется производить в следующей последовательности:

- Анализируются инженерно-геологические условия площадки, выбирается несущий слой грунта, в который возможно заглубление сваи. Нижний конец свай следует заглублять в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов. При этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые и крупные песчаные, а также глинистые грунты твердой консистенции – не менее 0,5 м, в прочие дисперсные грунты – не менее 1 м [ 18, 22].
- Выбирается тип сваи, ее поперечное сечение и длина. В курсовом проекте принимаются забивные железобетонные цельные сваи сплошного квадратного сечения по ГОСТ 19804.1-79 [4]. Длина сваи зависит от положения в грунте ее нижнего конца и уровня расположения подошвы ростверка.
- Определяется несущая способность сваи и расчетная допускаемая нагрузка на нее.
- Определяется шаг свай в ленточном свайном фундаменте или количество свай в ростверке.

При однорядном расположении свай в ростверке шаг их рассчитывается по формуле

$$L = \frac{P}{N}, \quad (3.49)$$

где  $L$  - шаг свай;  $P$  - расчетная допустимая нагрузка на сваю;  $N$  - расчетная нагрузка, действующая на один метр ростверка.

Шаг свайных свай должен быть не менее  $3d$  (где  $d$  – диаметр круглого, или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола

свай), а для свай-стоек –  $1,5d$ . Если шаг свай получится меньше, то несущая способность свай недостаточна. Необходимо увеличить ее длину или площадь поперечного сечения и вновь рассчитать ее несущую способность. Можно, не изменяя несущей способности свай, расположить их в ростверке в шахматном порядке, а также в два или более рядов. Максимальный шаг свай обычно принимают не более  $6d$ .

Количество свай в свайном кусте под отдельную колонну рассчитывается по формуле

$$n = \frac{N}{P}, \quad (3.50)$$

где  $n$  - требуемое количество свай в свайном кусте;  $P$  - расчетная допустимая нагрузка на сваю;  $N$  - расчетная нагрузка, действующая на ростверк.

- В необходимых случаях производится расчет свай на совместное действие моментов, вертикальных и горизонтальных сил. На основании этих расчетов уточняется количество (шаг) свай в ростверке.
- Назначаются размеры ростверка из конструктивных соображений и проверяются расчетом. Расстояние от края ростверка до внешней стороны сваи принимается: при однорядном расположении свай –  $0,2d + 5$  см; при двухрядном –  $0,3d + 5$  см, а при большем числе рядов –  $0,4d + 5$  см.

Размеры ростверков под колонны каркасных зданий принимают в плане кратными 30 см. Край ростверка располагается на расстоянии 10 см от края наружного контура свай с каждой стороны. Высота ростверка назначается по расчету или по конструктивным соображениям и принимается кратной 15 см.

- Рассчитывается осадка свайного фундамента. Расчет осадки фундамента из висячих свай производится как для условного фундамента на естественном основании в соответствии с требованиями СНиП [18, 22]. Границы условного фундамента определяются следующим образом:

снизу – плоскостью  $AB$ , проходящей через нижние концы свай (рис. 8): с боков – вертикальными плоскостями  $AB$  и  $BG$ , отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $h \cdot \operatorname{tg} \alpha$ ; сверху – поверхностью планировки грунта  $BG$ .

Угол  $\alpha$  определяется по формуле

$$\alpha = \varphi_{II, \text{м}} / 4, \quad (3.51)$$

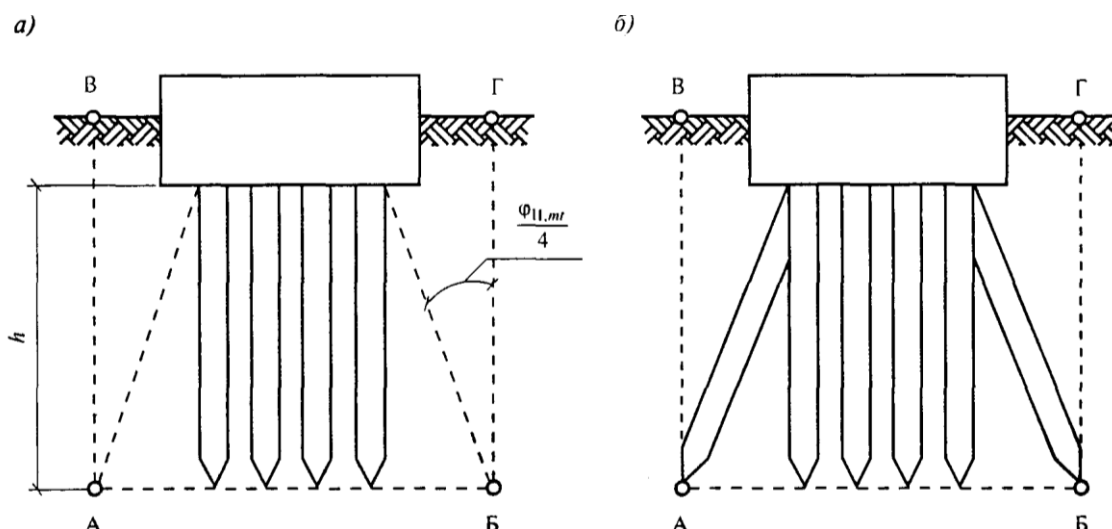
здесь  $\varphi_{II, \text{м}}$  – осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле

$$\varphi_{II, \text{м}} = \sum_{i=1}^n \varphi_i h_i / \sum h_i, \quad (3.52)$$

где  $\varphi_i$  – расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной  $h_i$ ;  $h$  – глубина погружения свай в грунт.

Расчет осадки условного фундамента производят на дополнительное вертикальное давление, передаваемое на основание подошвой условного фундамента, т.е. за вычетом вертикального напряжения от собственного веса грунта на уровне этой подошвы. В собственный вес условного фундамента включаются вес свай и ростверка, а также вес грунта в объеме условного фундамента. Осадка основания условного фундамента определяется по формуле (3.27).

Полученные по расчету значения деформаций (осадок) свайного фундамента и его основания не должны превышать предельных значений.



**Рис. 8.** Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундаментов

- Подбирается оборудование для погружения свай. Погружение свай в грунт до заданной отметки возможно с помощью молотов, вибропогружателей, виброуплотняющих агрегатов и других механизмов. Наибольшее распространение получил метод погружения свай забивкой различными молотами. Для успешного погружения свай необходимо, чтобы отношение веса ударной части молота к весу сваи было не менее 1,5 при плотных грунтах и не менее 1,25 при грунтах средней плотности.

Подбор молота производится по следующей методике [15, 22]. Необходимую для забивки сваи максимальную энергию удара молота  $E_k$  определяют по формуле

$$E_k = 1,75aP, \quad (3.53)$$

где  $a$  – коэффициент, равный 25 кДж/кН;  $P$  – расчетная нагрузка на сваю, принятая в проекте.

Принятый тип молота с расчетной энергией удара должен удовлетворять условию

$$\frac{Q_n + q}{E_{kp}} \leq k_n, \quad (3.54)$$

где  $Q_n$  – полный вес молота;  $q$  – вес сваи, включая вес наголовника и подбабка;  $E_{kp}$  – расчетная энергия удара принятого молота;  $k_n$  – коэффициент, принимаемый по таблицам [15, 22].

Технические характеристики механизмов для погружения свай в грунт приведены в таблицах [15].

- Определяется расчетный отказ для забивных свай. Расчетным отказом называют величину погружения сваи от одного удара молота, при котором свая приобретает заданную в проекте несущую способность. Расчетный отказ сваи вычисляется по формуле

$$S_a = \frac{nAE_{kp}}{\frac{F_d}{M} \left( \frac{F_d}{M} + nA \right)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.55)$$

где  $n$  – коэффициент, зависящий от материала сваи и способа забивки, принимаемый для железобетонных свай, погружаемых с металлическим наголовником, 1500 кН/м<sup>2</sup>;  $E_{kp}$  – расчетная энергия удара принятого молота;  $F_d$  – расчетная несущая способность сваи;  $M$  – коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами

ударного действия,  $M = 1$ ;  $\varepsilon$  – коэффициент восстановления удара при забивке свай,  $\varepsilon^2 = 0,2$ ;  $m_1$  – вес молота;  $m_2$  – вес сваи и наголовника;  $m_3$  – вес подбабка. Формулой (3.55) можно пользоваться при правильно подобранном оборудовании для погружения сваи и при  $S_a \geq 0,002$  м.

#### 4. ОЦЕНКА ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ РАССМОТРЕННЫХ ПРОЕКТНЫХ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Технико-экономическое сравнение рассмотренных вариантов фундаментов на стадии проектирования может производиться по показателям сметной стоимости. Прямые затраты и затраты труда на устройство фундаментов могут быть определены по Единичным расценкам [1]. Стоимость материалов и изделий приводится в сборниках сметных цен для соответствующих регионов. Стоимость работ и материалов по вариантам фундаментов рассчитывается в ценах 1984 г., но может быть переведена в современные цены умножением на индекс изменения СМР, публикуемый региональными центрами по ценообразованию.

После определения сметной стоимости и трудоемкости возведения фундаментов по рассмотренным вариантам следует произвести расчет их экономической эффективности в такой последовательности:

- Определяется экономия от снижения сметной стоимости фундаментов:

$$\mathcal{E}_1 = C_1 - C_2, \quad (4.1)$$

где  $C_1$  – сметная стоимость фундаментов 1-го варианта;  $C_2$  – сметная стоимость фундаментов 2-го варианта.

- Производится расчет экономии от сокращения численности рабочих:

$$\mathcal{E}_2 = 0,64(T_1 - T_2), \quad (4.2)$$

- где  $T_1$  – трудоемкость, чел.-дн., для 1-го варианта фундаментов;  $T_2$  – трудоемкость чел.-дн., для 2-го варианта фундаментов; 0,64 – сокращение части накладных расходов за каждый сэкономленный чел.-день в рублях.

Снижение трудоемкости  $X$  в процентах определяется по формуле

$$X = \frac{T_1 - T_2}{T_1} \cdot 100. \quad (4.3)$$

Рост производительности труда в процентах рассчитывается по формуле

$$P = \frac{X \cdot 100}{100 - X}. \quad (4.4)$$

- Определяется экономия от сокращения сроков строительства:

$$\mathcal{E}_3 = 0,6H \left( 1 - \frac{T_2}{T_1} \right), \quad (4.5)$$

где 0,6 (руб. на чел.-день) – укрупненный нормативный показатель экономии накладных расходов;  $H$  – размер накладных расходов, определяемый как произведение сметной стоимости строительно-монтажных работ на установленный процент накладных расходов (20 %):

$$H = C_1 \frac{20}{100}, \quad (4.6)$$

где  $C_1$  – сметная стоимость более дорогого варианта.

- Вычисляется общая экономия от внедрения фундаментов наиболее экономичного варианта:

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}_1 + \mathcal{E}_2 + \mathcal{E}_3. \quad (4.7)$$

## 5. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Расчетно-пояснительная записка и чертежи курсового проекта должны оформляться в соответствии с [6, 7]. При оформлении курсового проекта желательно использовать печатающие и графические устройства ПК, но возможно и оформление вручную.

При оформлении вручную расчетно-пояснительная записка должна быть написана на одной стороне стандартного листа бумаги формата А4 четким почерком. Иллюстрации к тексту могут выполняться карандашом.

При оформлении расчетно-пояснительной записки с применением ПК в текстовом редакторе WORD используется шрифт «Times New Roman- 14», одинарный интервал. Основной текст выравнивается по ширине. Текст на каждой странице обрамляется рамкой с основной надписью. Нумерация страниц сквозная, номера страниц проставляются внизу в основной надписи на странице. Титульный лист не нумеруется. Иллюстрации к тексту могут выполняться как в любом графическом редакторе, так и карандашом непосредственно на свободном месте в тексте. Рисунки помещаются в тексте после первого упоминания о них. Рисунки нумеруются последовательно в пределах раздела. Иллюстрации должны иметь названия и пояснительные данные.

Все формулы сначала приводятся в буквенном виде с расшифровкой используемых обозначений, а затем в них подставляются числовые выражения. Формулы нумеруются в пределах раздела. Номер формулы состоит из номера раздела и порядкового номера ее в разделе, разделенных точкой. Следует строго следить за соблюдением размерности величин. Используемые положения и формулы для расчета должны сопровождаться ссылками на первоисточники и нормативные документы.

В начале пояснительной записки помещается реферат и содержание с перечислением основных разделов проекта. В конце помещается заключение и библиографический список.

Чертежи также могут выполняться как с использованием ПК, так и вручную карандашом на листе чертежной бумаги формата А1. Оформление чертежей должно отвечать требованиям ЕСКД и СПДС [6]. Все надписи и пояснения выполняются стандартным чертежным шрифтом. Размер шрифта должен соответствовать масштабам чертежей. Пример оформления чертежа содержится в Прил. 6.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Пособие поможет студентам заочной, сокращенной и дистанционной форм обучения в выполнении курсового проекта по курсу «Основания и фундаменты» и его оформлению. Оно будет полезно также при изучении теоретического материала и подготовке к защите проекта.

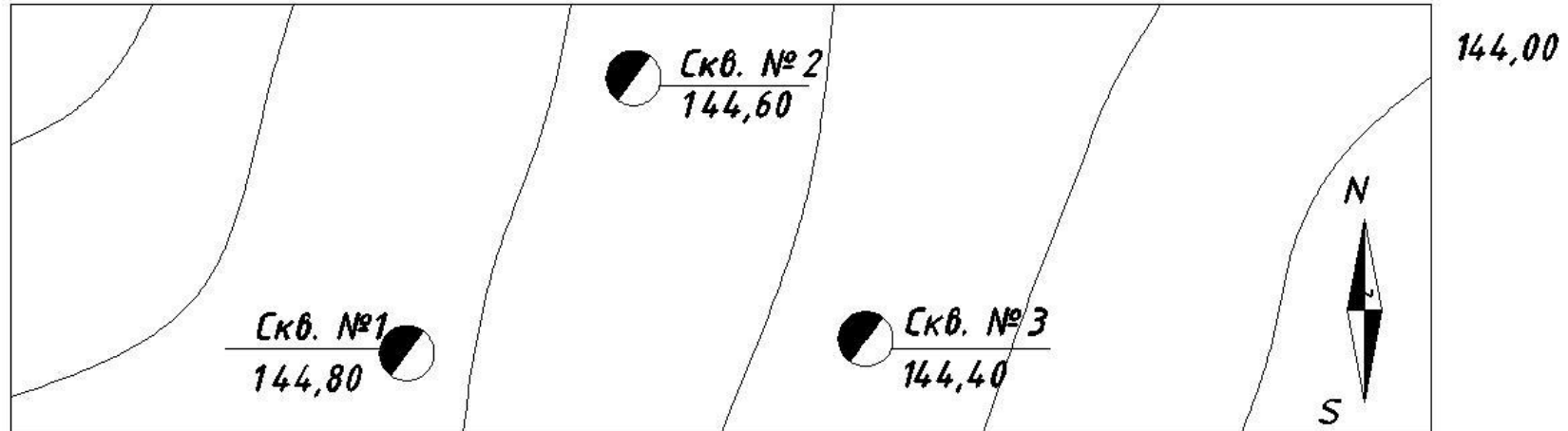
Содержащийся в пособии необходимый справочный и нормативный материал облегчит самостоятельную работу над проектом при отсутствии доступа к нормативной литературе.

**БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК**

1. Алексеев В.М. Проектирование оснований и фундаментов сельскохозяйственных зданий и сооружений: учебное пособие. / Алексеев В.М., Калугин П.И. – Воронеж: Изд-во Воронежского государственного университета, 1999. – 527 с.
2. ГОСТ 13579-78\*. Блоки бетонные для стен подвалов. – М., 1978.
3. ГОСТ 13580-85. Плиты ленточных фундаментов. –М., 1986.
4. ГОСТ 19804.1-79. Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. –М., 1980.
5. ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – М., Минстрой России, ГУП ЦПП, 1997.
6. ГОСТ 21.501-93. Правила оформления архитектурно-строительных чертежей. –М., 1994.
7. ГОСТ 2.105-95. Основные требования к текстовым документам. –М., 1996.
8. ГОСТ 24476-80. Фундаменты железобетонные сборные стаканного типа под колонны общественных зданий. –М., 1980.
9. ГОСТ 25100-95. Грунты. Классификация. – М., Минстрой России, ГУП ЦПП, 1996.
10. ГОСТ 28737-90. Балки фундаментные железобетонные для стен зданий промышленных и сельскохозяйственных предприятий. – М.1991.
11. Далматов Б.И. и др. – Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений – М, СП-б., 2006. – 430 с.
12. Иконин С.В. Расчет оснований фундаментов мелкого заложения на персональных ЭВМ: методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов дневного и заочного обучения специальностей ПГС и ГСХ / Иконин С.В., Ким М.С. – Воронеж, 2003. – 36 с.
13. Крутов В.И. Фундаменты мелкого заложения / Крутов В.И., Сорочан Е.А., Ковалев В.А. – М., 2009.– 232 с.
14. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие /Под ред. С.Б. Ухова. – М., 2002. –566 с.
15. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова - М., Стройиздат, 2007. – 479 с.
16. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01 – 83) – М., 1986. –412 с.
17. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М., 2003. – 40 с.
18. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. –М., 1986. – 48 с.
19. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. М., ГУП ЦПП, 2003. – 67 с.
20. СНиП 23-01-99\*. Строительная климатология. –М., ГУП ЦПП, 2003. – 72с.
21. СП 50 – 101 – 2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М., 2005. –130 с.
22. СП 50 – 102 – 2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов –М., 2004.– 80 с.

## Исходные данные для курсового проекта

СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №0 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000  
 145,25 145,00 144,75 144,50 144,25



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо- ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах те- кучести и пластичности		Влажность W	Плотность, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность час- тиц, $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>
			2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	<0,001	$W_L$	$W_P$			
			1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	0,001						
1	1	2,0	0	0,5	0,5	1,0	20,0	25,0	27,0	16,8	10,0	0,30	0,18	0,23	1,73	2,66
2	1	4,6	0	0,2	0,6	7,2	17,0	25,0	34,0	8,0	8,0	0,31	0,18	0,25	1,83	2,65
3	2	7,0	0	1,0	1,0	3,0	20,0	20,0	24,0	18,6	12,4	0,53	0,30	0,26	2,00	2,75
4	2	11,0	0	0,5	0,5	7,0	28,0	18,0	25,0	13,0	8,0	0,28	0,18	0,26	2,01	2,75
5	3	14,0	0	1,0	2,0	2,0	20,0	22,0	20,0	19,0	14,0	0,44	0,24	0,27	1,98	2,71

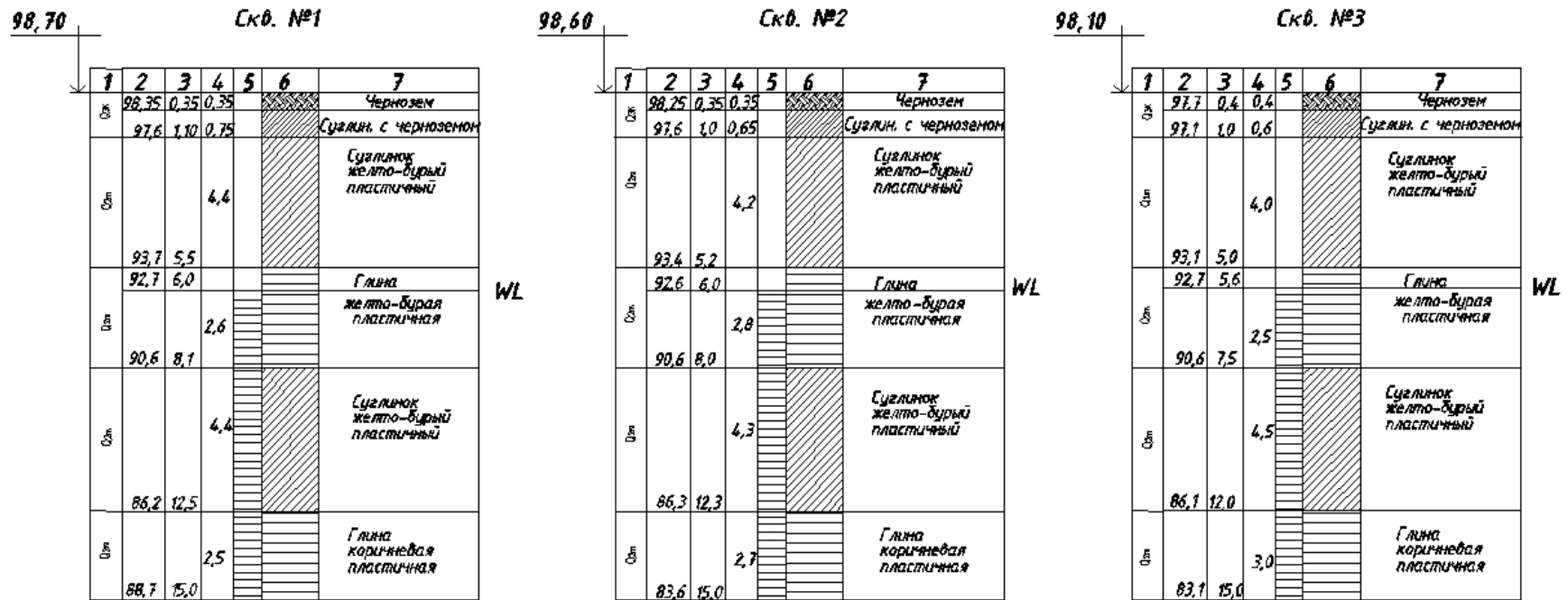
Рис. П.1.1



## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №0

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100



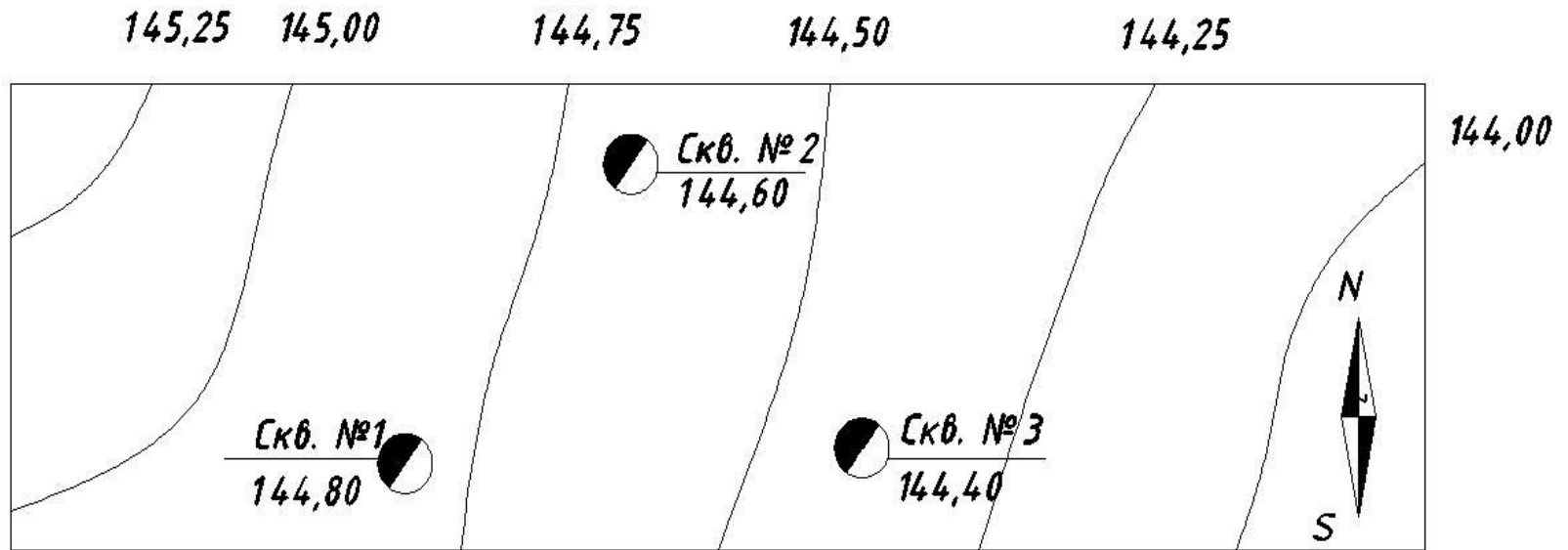
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.2

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №1 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

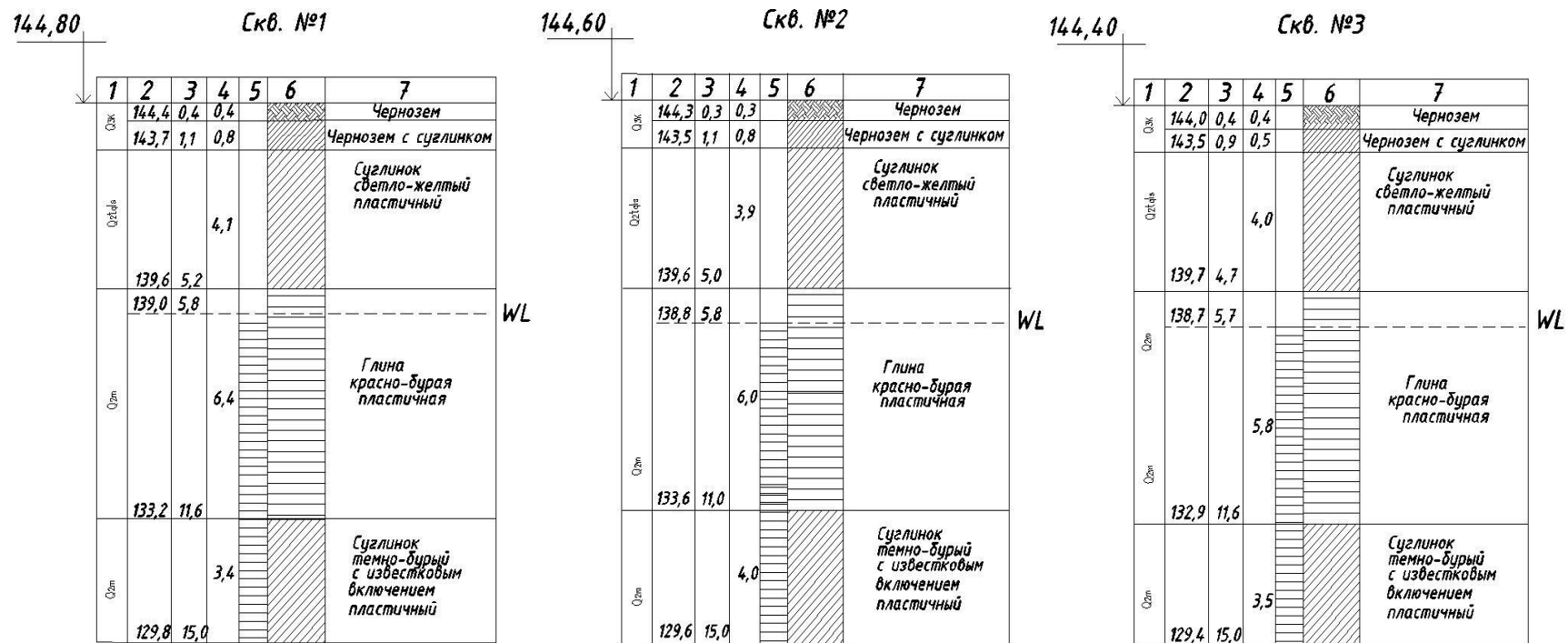
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо- ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %										Влажность на границах те- кучести и пластичности		Влажность W	Плотность, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность час- тиц, $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>
			2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	0,005	<0,001	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>			
			1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	0,001							
1	1	2,0	0	0,5	1,5	7,0	20,0	25,0	35,0	9,0	2,0	0,28	0,18	0,23	1,73	2,66	
2	1	4,0	0	1,0	1,0	8,0	17,0	23,0	35,0	12,0	3,0	0,29	0,185	0,25	1,83	2,65	
3	2	6,0	0	0,5	0,5	4,0	10,0	29,0	25,0	13,0	18,0	0,40	0,20	0,26	2,00	2,75	
4	2	9,0	0	0,5	0,5	3,0	10,0	30,0	24,0	15,0	17,0	0,43	0,23	0,26	2,01	2,75	
5	3	13,0	0	1,0	2,0	11,0	18,0	20,0	36,0	7,0	5,0	0,30	0,18	0,27	1,98	2,71	

Рис. П.1.3

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №1

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100



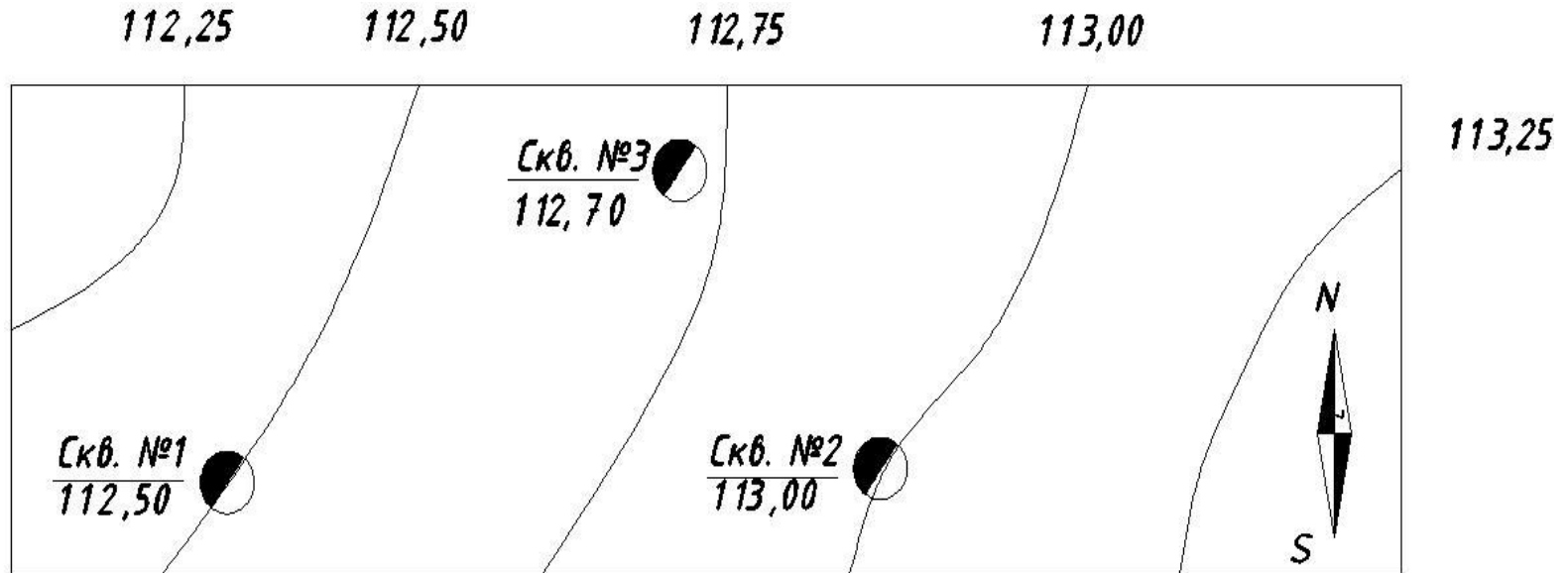
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.4

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №2 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

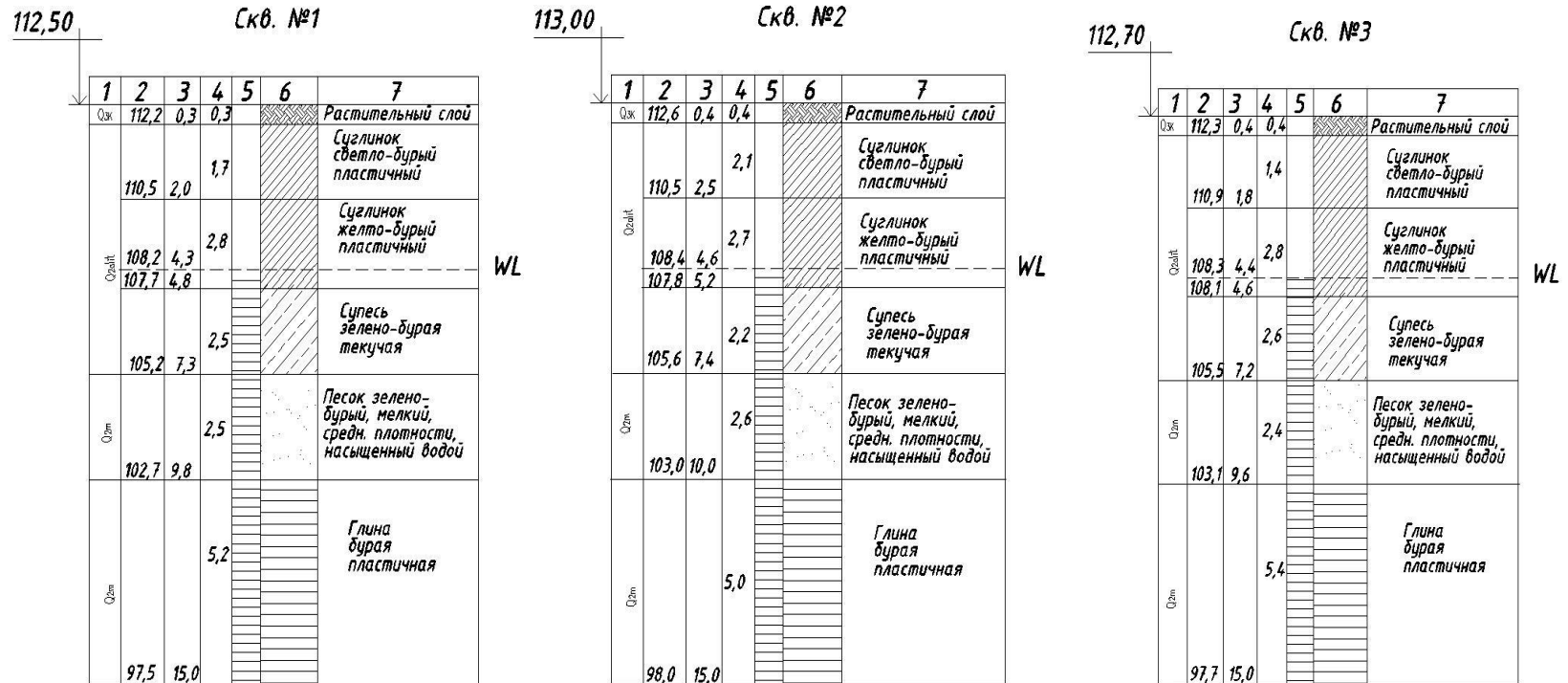
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбора образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах текучести и пластичности		Влажность W	Плотность, $\rho_s, \text{г/см}^3$	Плотность частиц, $\rho_s, \text{г/см}^3$
			2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	<0,001	$W_L$	$W_P$			
			1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	0,001						
1	1	1,5	0,5	2,0	5,0	20,0	18,0	10,0	19,0	10,0	15,5	0,32	0,18	0,22	1,82	2,71
2	1	3,5	2,0	8,0	10,0	15,0	10,0	20,0	15,0	12,0	8,0	0,32	0,19	0,26	1,87	2,70
3	2	6,0	4,0	10,0	20,0	30,0	8,0	7,0	14,0	5,0	2,0	0,215	0,15	0,18	2,10	2,67
4	2	9,0	6,0	10,0	23,0	40,0	6,0	9,0	3,0	1,0	0	0	0	0,21	1,98	2,68
5	3	13,0	0	1,0	3,0	9,0	15,0	25,0	16,0	11,0	20,0	0,43	0,23	0,29	2,00	2,74

Рис. П.1.5

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №2

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100



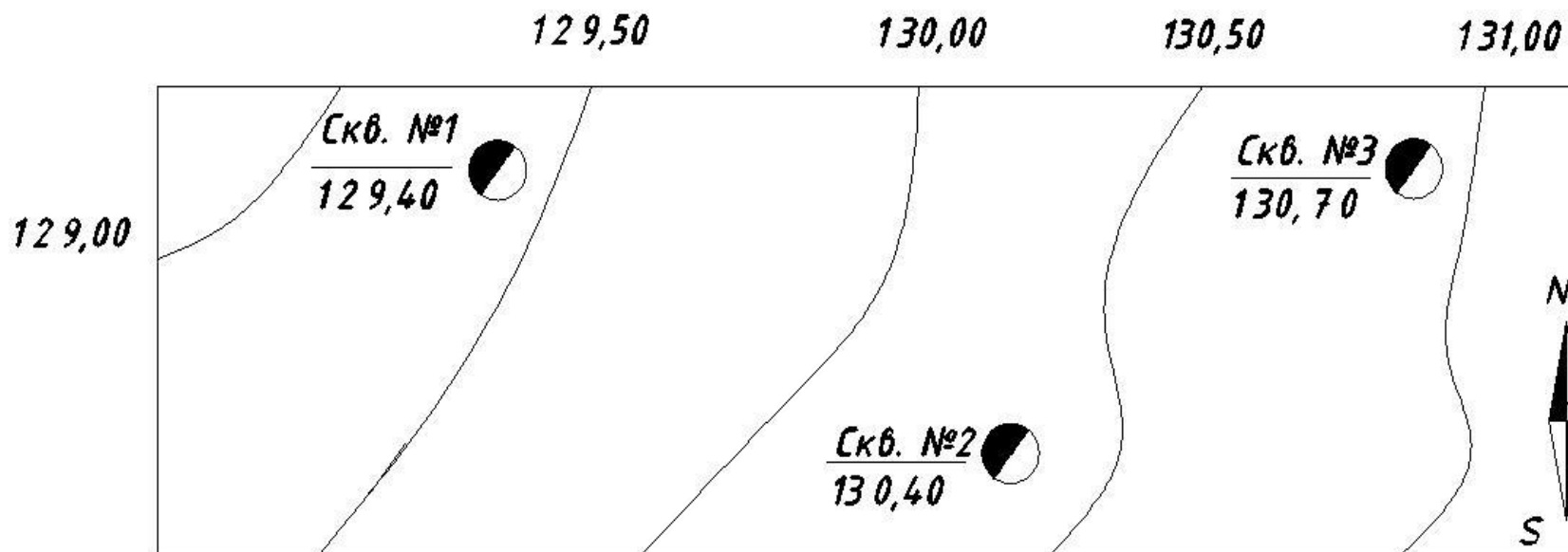
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.6

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №3 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



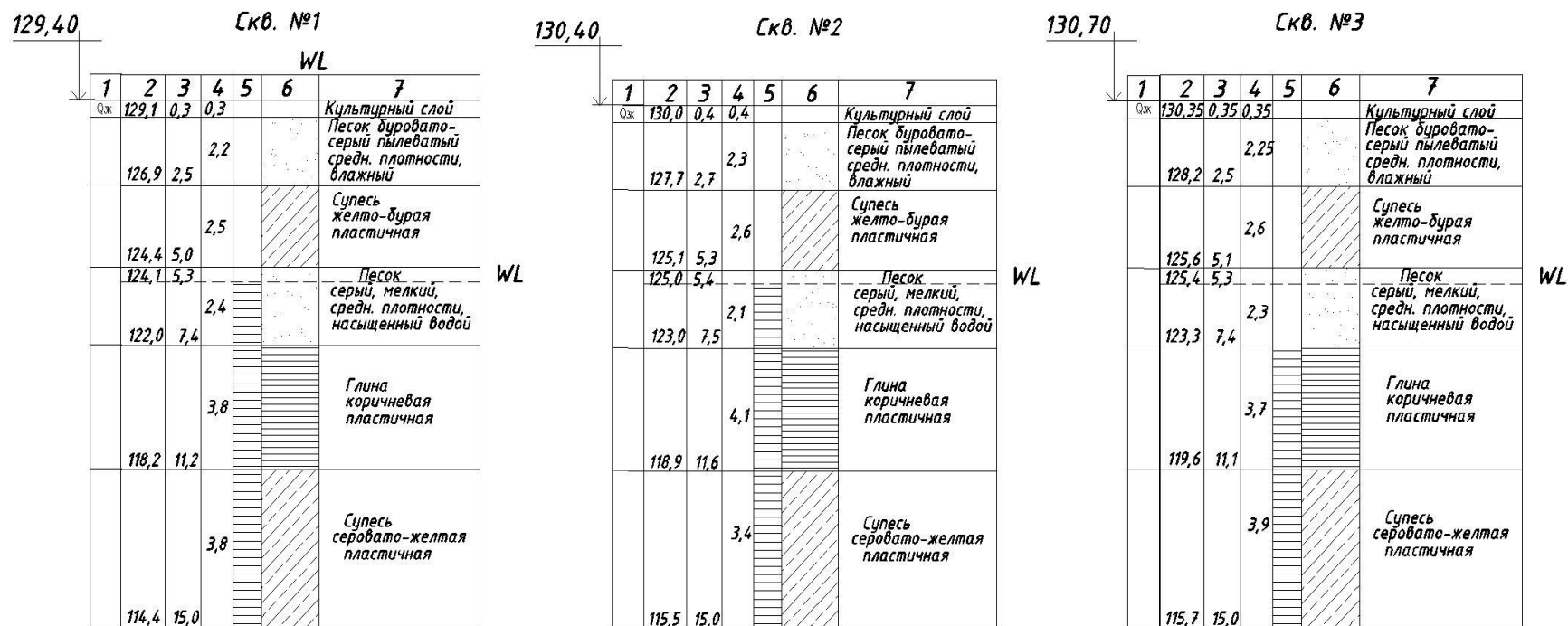
## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбора образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах текучести и пластичности		Влажность W	Плотность, $\rho_s, \text{г/см}^3$	Плотность частич, $\rho_s, \text{г/см}^3$
			2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	<0,001	$W_L$	$W_P$			
			1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	0,001						
1	1	2,00	5,0	15,0	25,0	20,0	20,0	10,0	2,0	1,0	0	0	0	0,10	1,83	2,66
2	1	3,50	1,0	2,0	11,0	36,5	24,0	8,0	12,0	4,0	1,5	0,16	0,12	0,15	1,90	2,68
3	2	5,50	0	2,8	9,5	76,2	10,0	0,4	0,2	0,1	0,8	0	0	0,24	2,00	2,66
4	2	8,00	0	0,4	0,2	0,6	10,0	2,2	12,0	62,0	12,6	0,41	0,23	0,27	2,00	2,74
5	3	12,0 0	0	0,1	2,1	8,6	32,2	31,0	16,2	4,8	6,0	0,20	0,13	0,16	2,17	2,67

Рис. П.1.7

**СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №3**  
**ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН**

M1:100



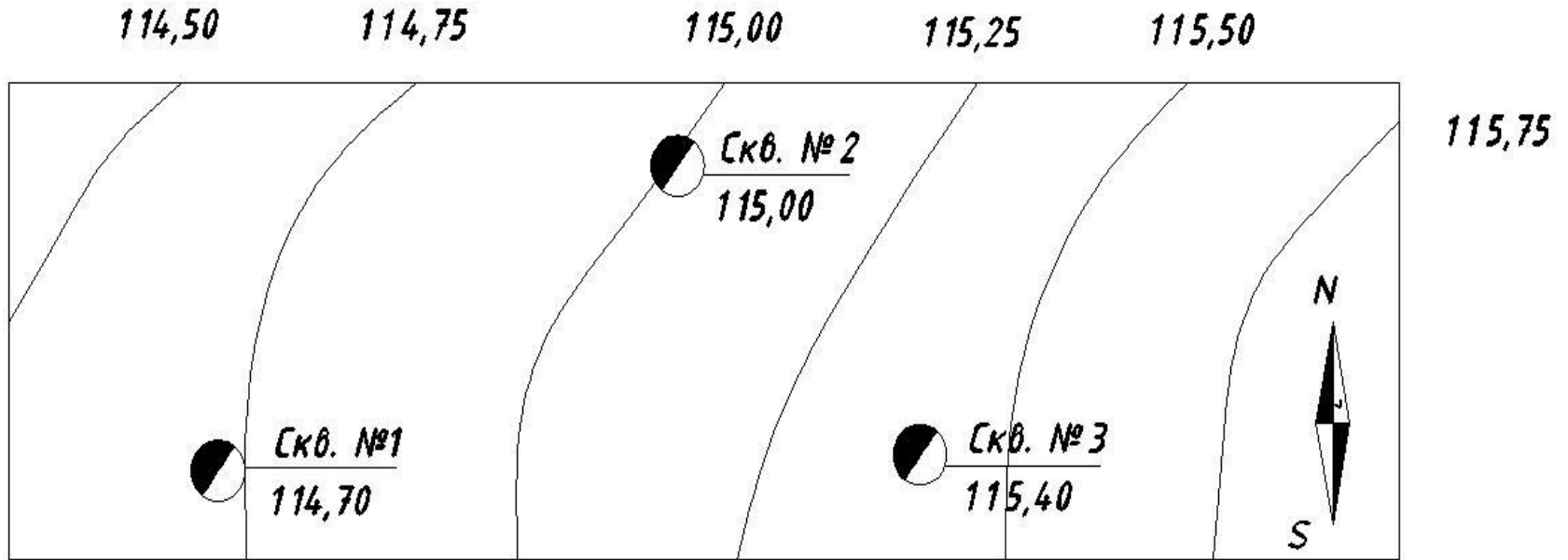
## ПРИМЕЧАНИЯ:

В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.8

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №4 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

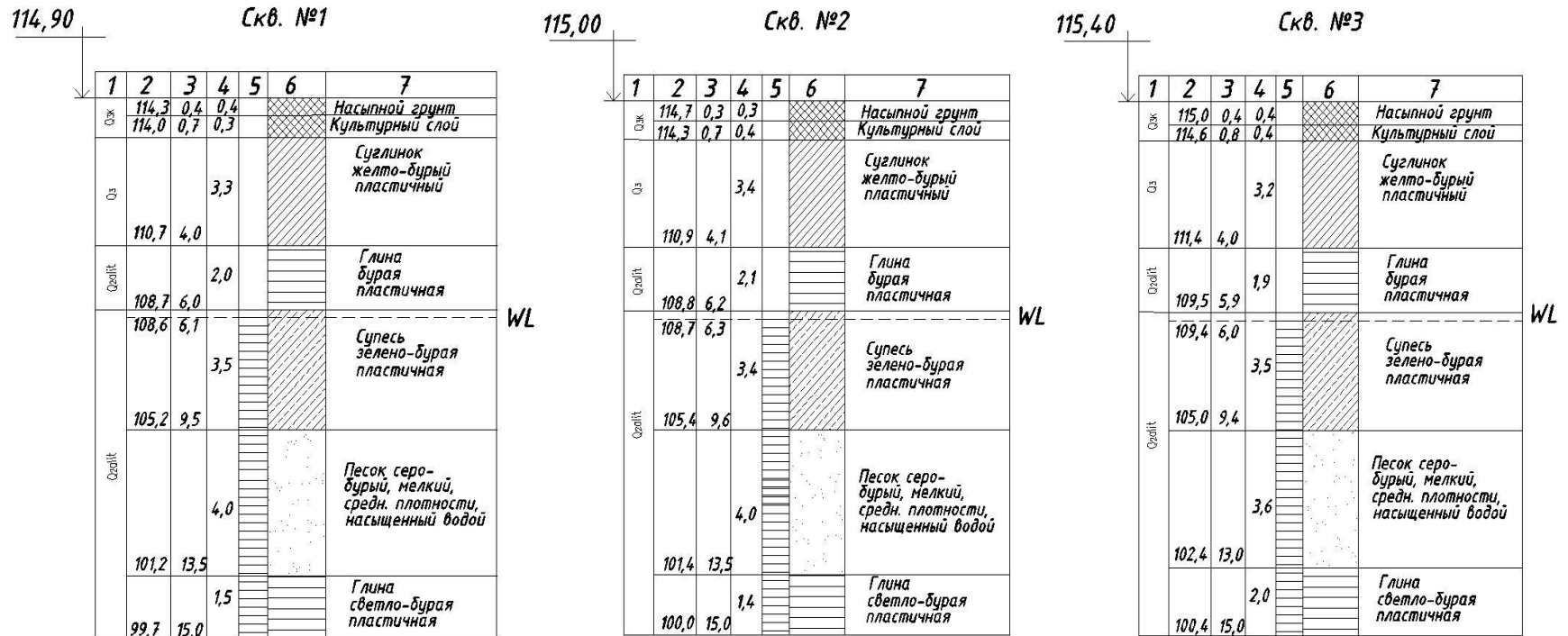
№ образца грунта	№ скважины	Глубина от- бо- ра образ-	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах те- кучести и пластичности		Влажность W	Плотность, ρ, г/см <sup>3</sup>	Плотность частиц, ρ <sub>s</sub> , г/см <sup>3</sup>
			2,0 1,0	1,0 0,5	0,5 0,25	0,25 0,1	0,1 0,05	0,05 0,01	0,01 0,005	0,005 0,001	<0,001	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>			
1	1	2,50	0	0,1	0,9	20,0	39,0	12,0	10,0	8,0	10,0	0,30	0,18	0,23	1,93	2,70
2	1	5,00	0	0,5	0,5	10,0	10,0	25,0	20,0	20,0	14,0	0,53	0,28	0,30	1,92	2,74
3	2	7,00	0,3	0,7	8,0	8,0	25,0	30,0	20,0	5,0	3,0	0,16	0,10	0,14	2,08	2,67
4	2	11,0	2,0	12,0	21,0	40,0	10,0	2,5	2,0	0,5	0	0	0	0,21	2,00	2,66
5	3	14,0	0	1,0	1,0	2,0	10,0	24,0	20,0	28,0	14,0	0,44	0,24	0,27	2,00	2,74

Рис. П.1.9



**СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №4**  
**ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН**

M1:100



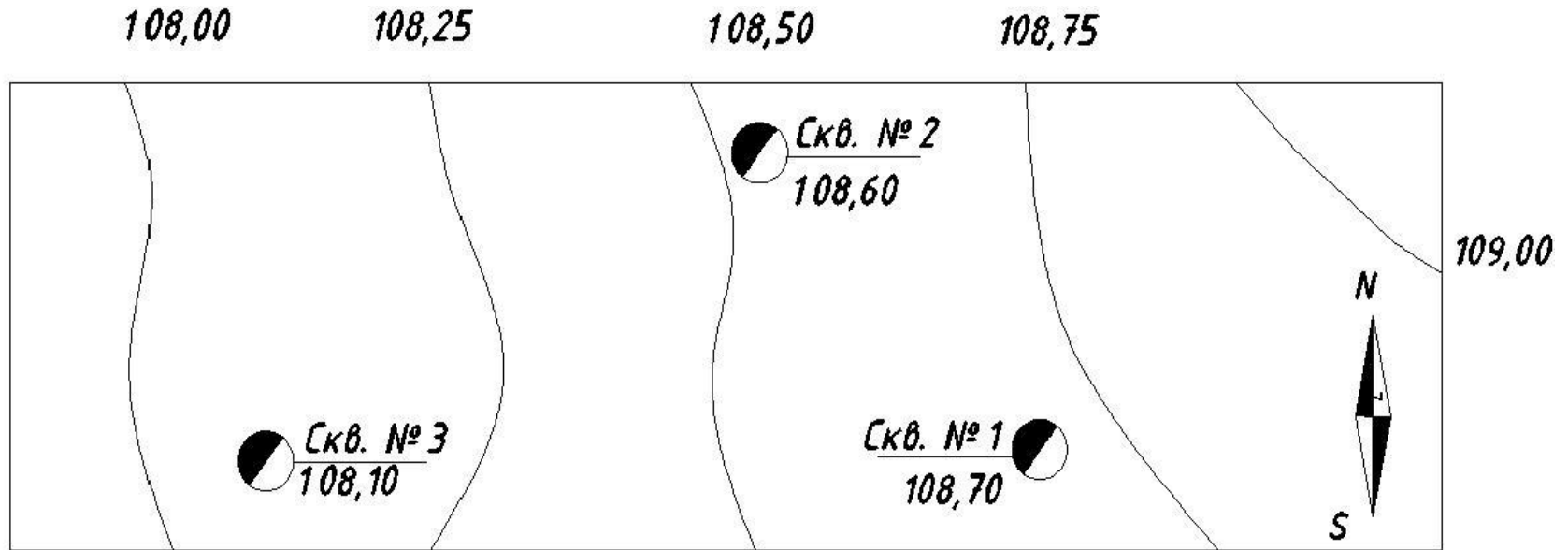
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.10

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №5 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

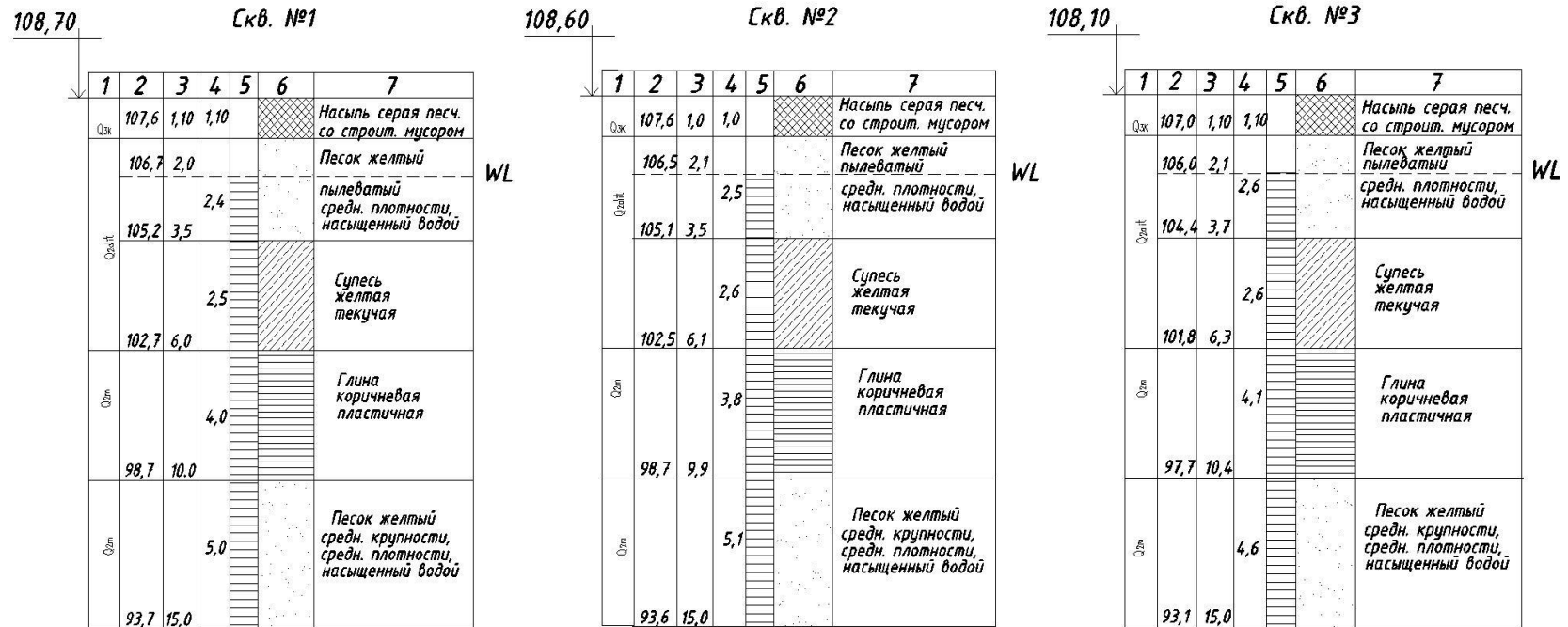
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо- ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах теку- чести и пла- стичности		Влажность W	Плотность, ρ, г/см <sup>3</sup>	Плотность час- тиц, ρ <sub>s</sub> , г/см <sup>3</sup>
			2,0 1,0	1,0 0,5	0,5 0,25	0,25 0,1	0,1 0,05	0,05 0,01	0,01 0,005	0,005 0,001	<0,001	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>			
			1	1	1,00	2,0	20,0	25,0	20,0	28,0	3,0	1,5	0,5			
2	1	2,50	2,0	18,0	24,0	18,8	26,0	6,0	3,0	2,2	0	0	0	0,21	2,0	2,66
3	2	5,00	0	6,0	6,0	18,0	35,0	25,0	4,0	3,0	3,0	0,21	0,15	0,20	2,08	2,67
4	2	7,50	0	3,0	2,0	5,0	9,0	30,0	25,0	21,0	5,0	0,44	0,20	0,24	2,01	2,74
5	3	12,0	7,0	20,0	24,0	30,0	10,0	4,0	3,0	20,0	0	0	0	0,23	1,99	2,64

Рис. П.1.11

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №5

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100



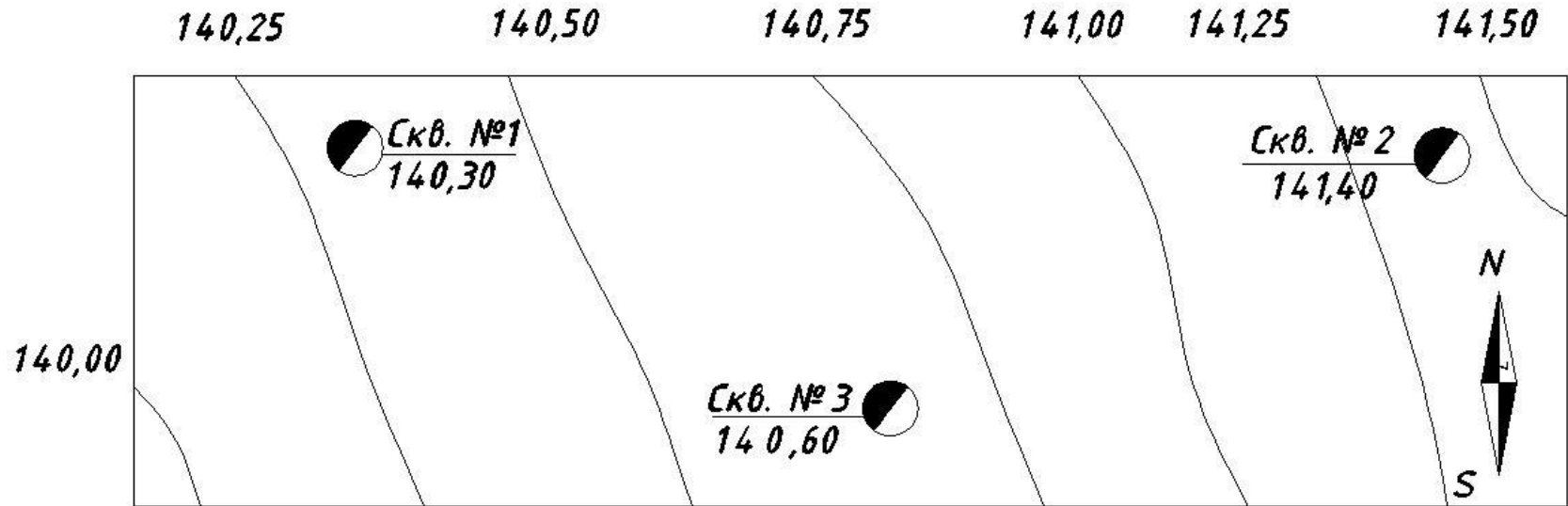
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.12

СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №6 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



44

РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

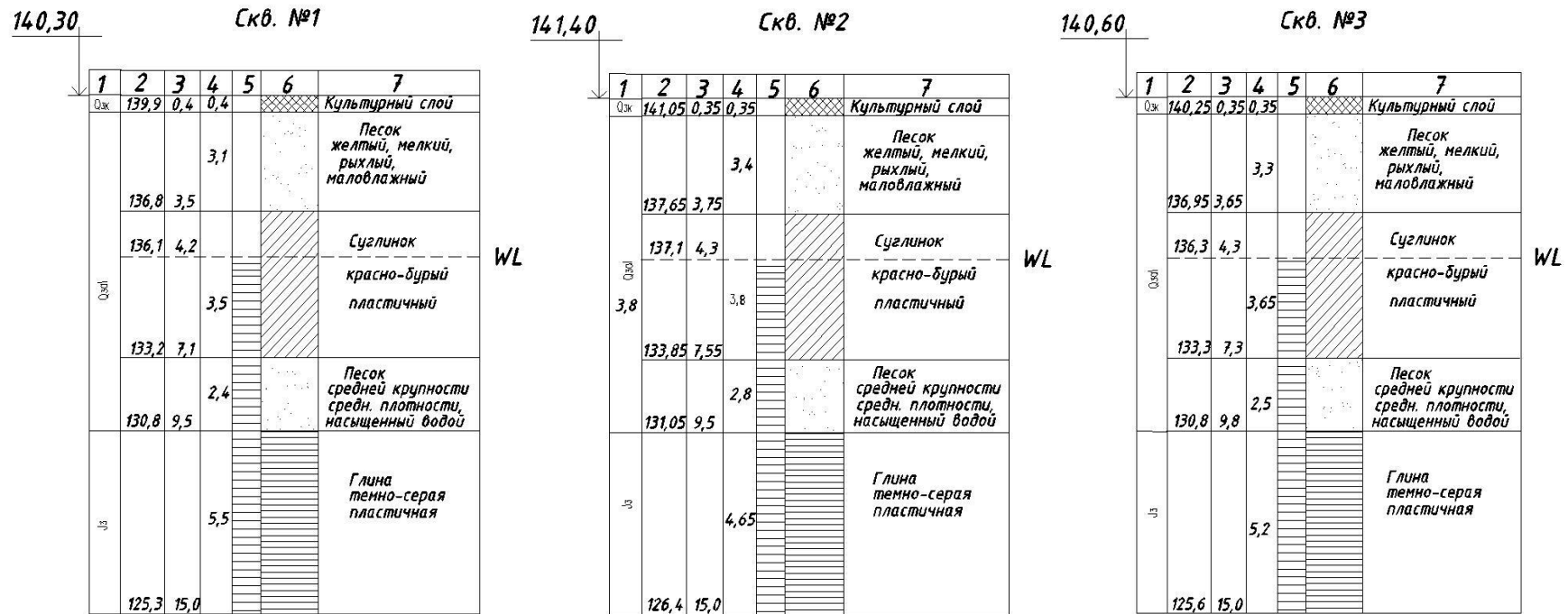
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах текучести и пластичности		Влажность W	Плотность, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность частиц, $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>
			2,0 1,0	1,0 0,5	0,5 0,25	0,25 0,1	0,1 0,05	0,05 0,01	0,01 0,005	0,005 0,001	<0,001	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>			
			1	1	2,00	5,0	12,0	20,0	45,0	13,3	2,0	0,9	0,6			
2	1	4,00	0	0,3	0,5	17,0	40,0	21,0	7,0	12,2	2,0	0,30	0,20	0,26	1,94	2,70
3	2	6,00	0	0,8	1,2	13,0	32,0	20,0	15,2	15,5	2,5	0,32	0,20	0,27	1,98	2,71
4	2	9,00	2,8	23,0	23,0	39,0	8,8	1,0	1,0	0,2	0	0	0	0,19	2,00	2,66
5	3	13,0	0	1,6	1,5	2,8	10,0	22,0	15,0	35,0	7,1	0,47	0,24	0,30	1,92	2,73

Рис. П.1.13

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №6

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100



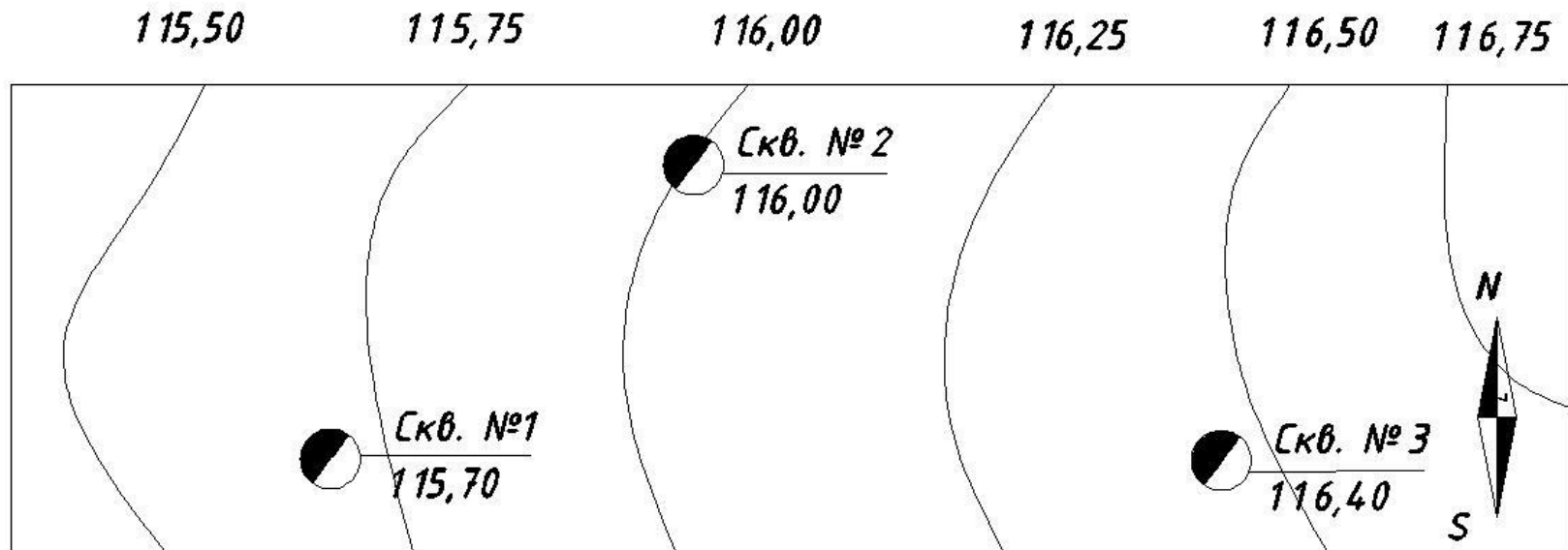
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.14

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №7 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

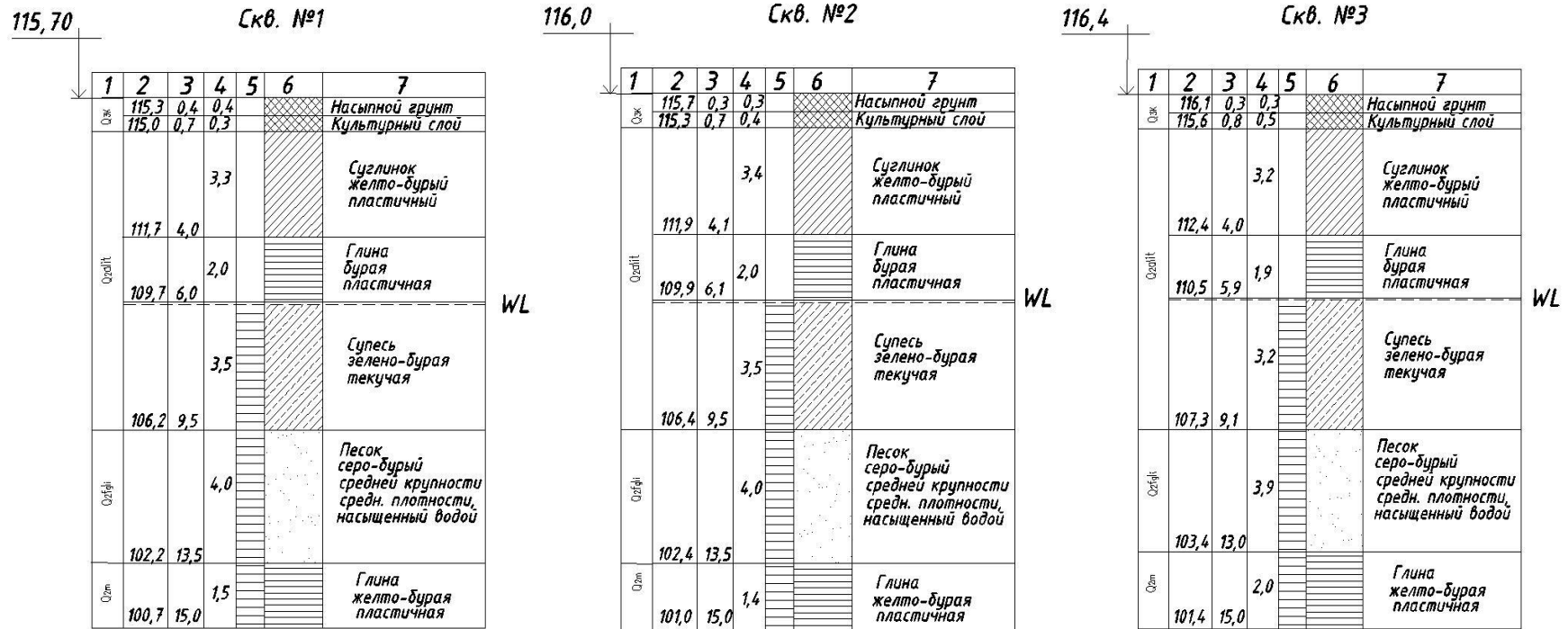
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах те- кучести и пластичности		Влажность W	Плотность, $\rho, \text{г/см}^3$	Плотность частиц, $\rho_s, \text{г/см}^3$
			2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	<0,001	$W_L$	$W_P$			
			1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005							
1	1	2,00	2,0	3,0	18,0	20,0	30,0	11,0	8,0	6,0	2,0	0,308	0,20	0,26	1,85	2,72
2	1	3,50	1,0	2,0	15,0	23,0	25,0	16,0	6,0	9,0	3,0	0,31	0,20	0,26	1,86	2,72
3	2	5,00	0	1,0	10,0	10,0	19,0	15,0	12,0	20,0	13,0	0,42	0,23	0,30	1,88	2,74
4	2	7,00	2,0	4,0	10,0	40,0	23,0	8,2	10,0	1,5	1,5	0,18	0,12	0,16	2,17	2,67
5	3	10,5	3,0	25,0	27,0	20,0	8,0	8,0	3,0	1,0	0	0,0	0,0	0,19	2,00	2,65

Рисунок П.1.15

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №7

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100



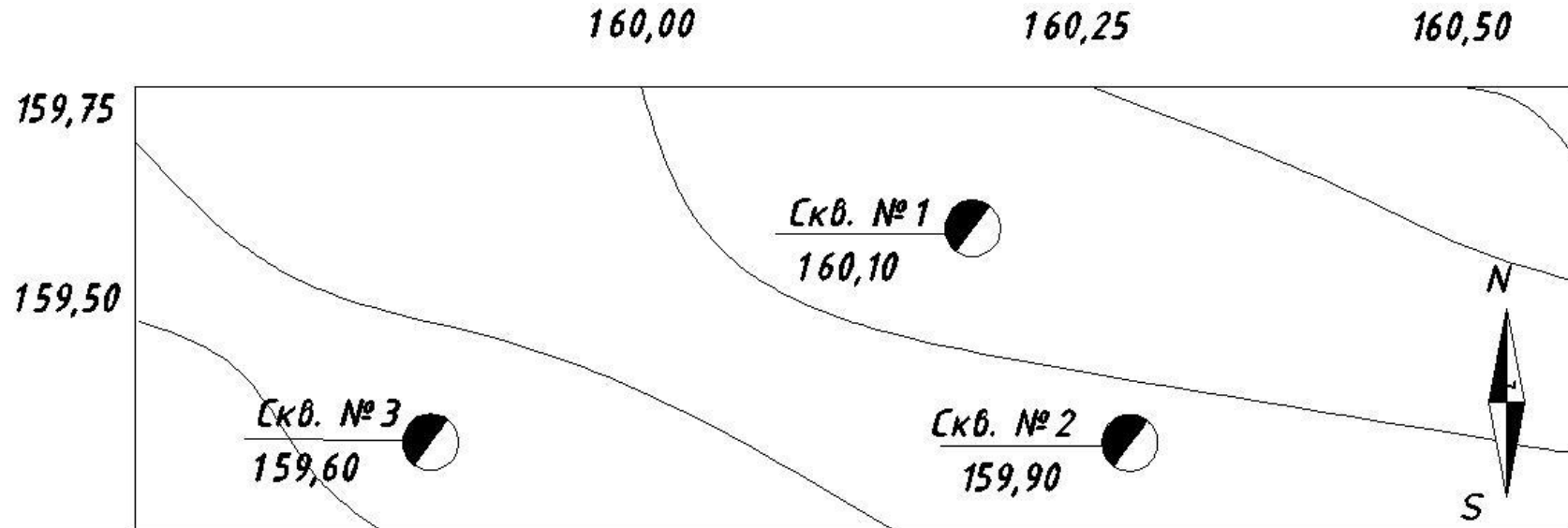
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.16

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №8 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

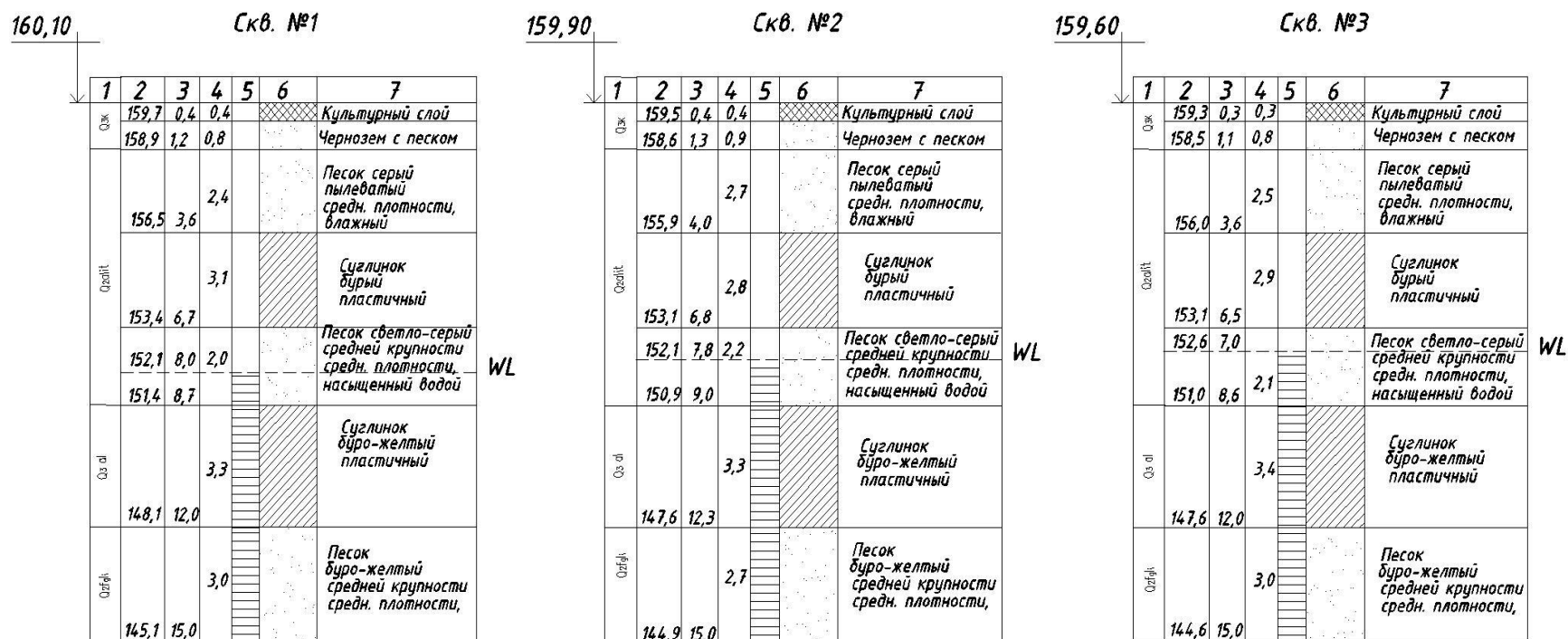
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо- ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах текучести и пластично- сти		Влажность W	Плотность, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность час- тиц, $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>
			2,0 1,0	1,0 0,5	0,5 0,25	0,25 0,1	0,1 0,05	0,05 0,01	0,01 0,005	0,005 0,001	<0,001	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>			
1	1	2,00	1,0	3,0	20,0	45,0	21,0	7,0	2,0	1,0	0	0	0	0,146	1,90	2,66
2	1	4,50	2,0	3,0	8,0	18,0	16,0	12,0	26,0	10,0	2,0	0,33	0,19	0,24	1,82	2,69
3	2	6,00	1,5	1,5	8,0	18,0	13,0	14,0	21,0	14,0	5,0	0,35	0,20	0,26	1,84	2,69
4	2	7,80	10,0	12,0	32,0	15,0	10,0	10,0	8,0	1,0	0	0	0	0,19	2,00	2,65
5	3	9,50	2,0	4,0	10,0	14,0	15,0	15,0	18,0	12,0	5,0	0,39	0,23	0,28	1,96	2,69

Рис. П.1.17



## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №8

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН М1:100



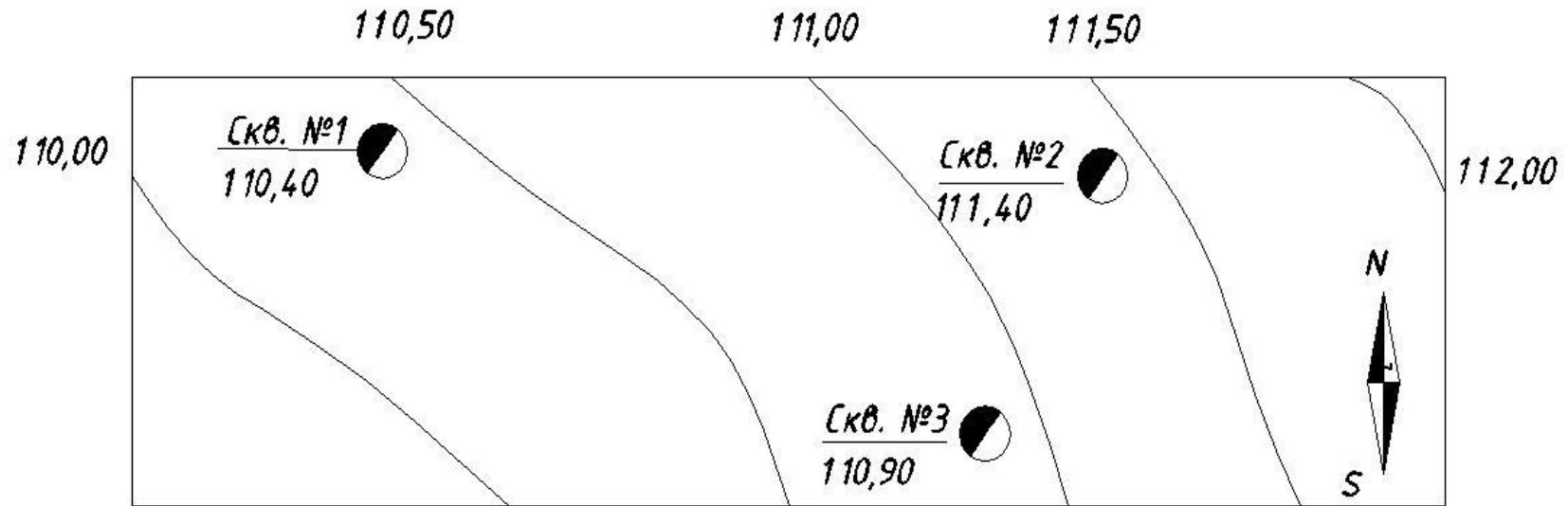
## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.18

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №9 ТОПОГРАФИЧЕСКИЙ ПЛАН М1:1000



## РЕЗУЛЬТАТЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА

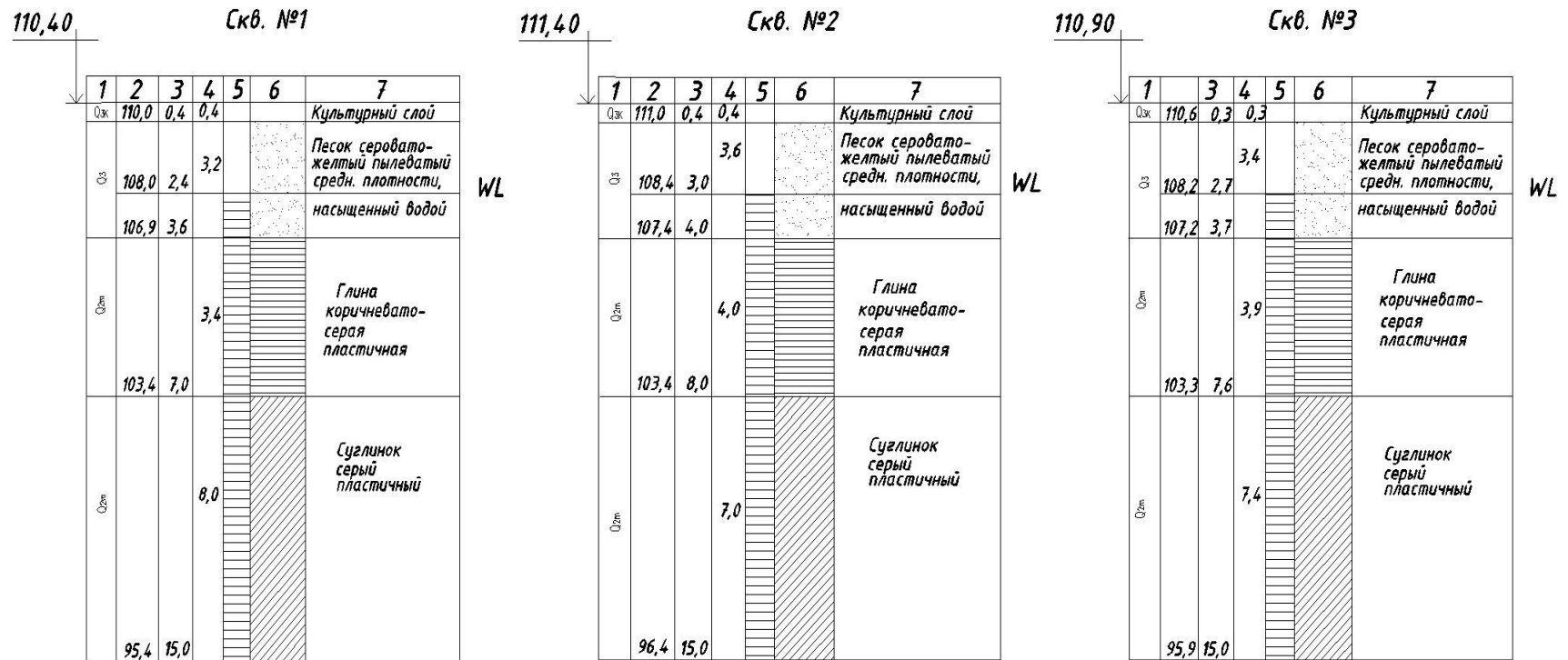
№ образца грунта	№ скважины	Глубина отбо- ра образца, м	Гранулометрический состав грунта, %									Влажность на границах теку- чести и пла- стичности		Влажность W	Плотность, ρ, г/см <sup>3</sup>	Плотность час- тиц, ρ <sub>s</sub> , г/см <sup>3</sup>
			2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	<0,001	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>			
			1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005	0,001						
1	1	1,75	1,0	3,0	4,0	45,0	20,0	17,0	6,0	4,0	0	0	0	0,20	1,90	2,65
2	1	3,00	1,0	4,0	8,0	50,0	22,0	12,0	4,0	1,0	0	0	0	0,24	2,00	2,66
3	2	5,50	0	0,5	0,5	5,0	21,0	26,0	15,0	18,0	14,0	0,40	0,20	0,27	2,00	2,75
4	3	8,50	4,0	12,0	10,0	18,0	8,0	8,0	15,0	14,0	11,0	0,22	0,14	0,20	2,10	2,70
5	3	12,0	3,0	10,0	14,0	17,0	8,0	9,0	14,0	15,0	10,0	0,24	0,14	0,21	2,08	2,69

Рис. П.1.19

## СТРОИТЕЛЬНАЯ ПЛОЩАДКА №9

## ЛИТОЛОГО-СТРАТИГРАФИЧЕСКИЕ КОЛОНКИ БУРОВЫХ СКВАЖИН

M1:100

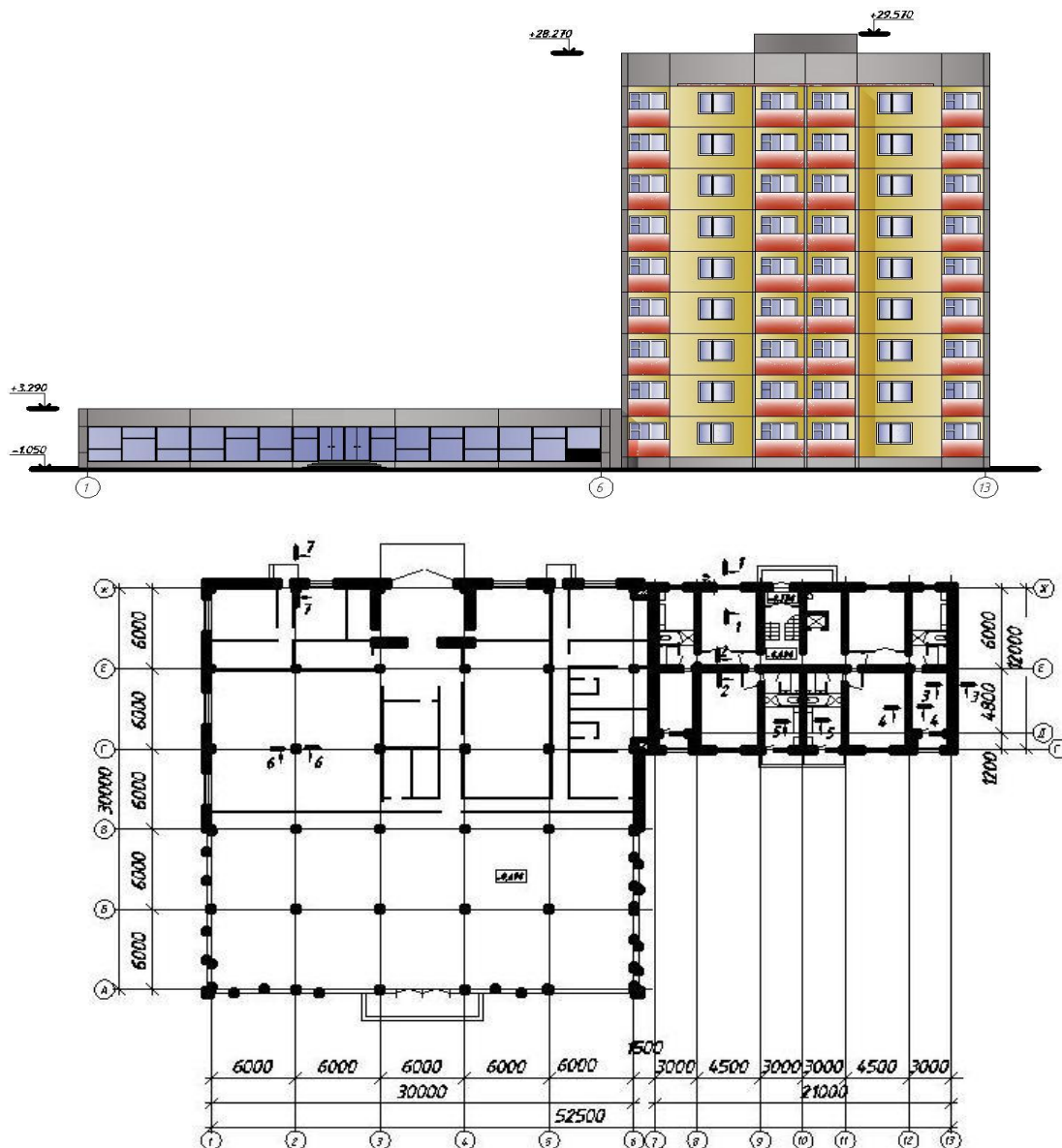


## ПРИМЕЧАНИЯ:

- В графе 1- геологический возраст грунта;  
 2 - абсолютная отметка подошвы слоя;  
 3 - глубина подошвы каждого слоя;  
 4 - мощность слоя;

- В графе 5- скважина;  
 6 - условные обозначения грунта;  
 7 - литологические описания слоев.

Рис. П.1.20



**Вариант 1. Жилой дом с пристроенным магазином**

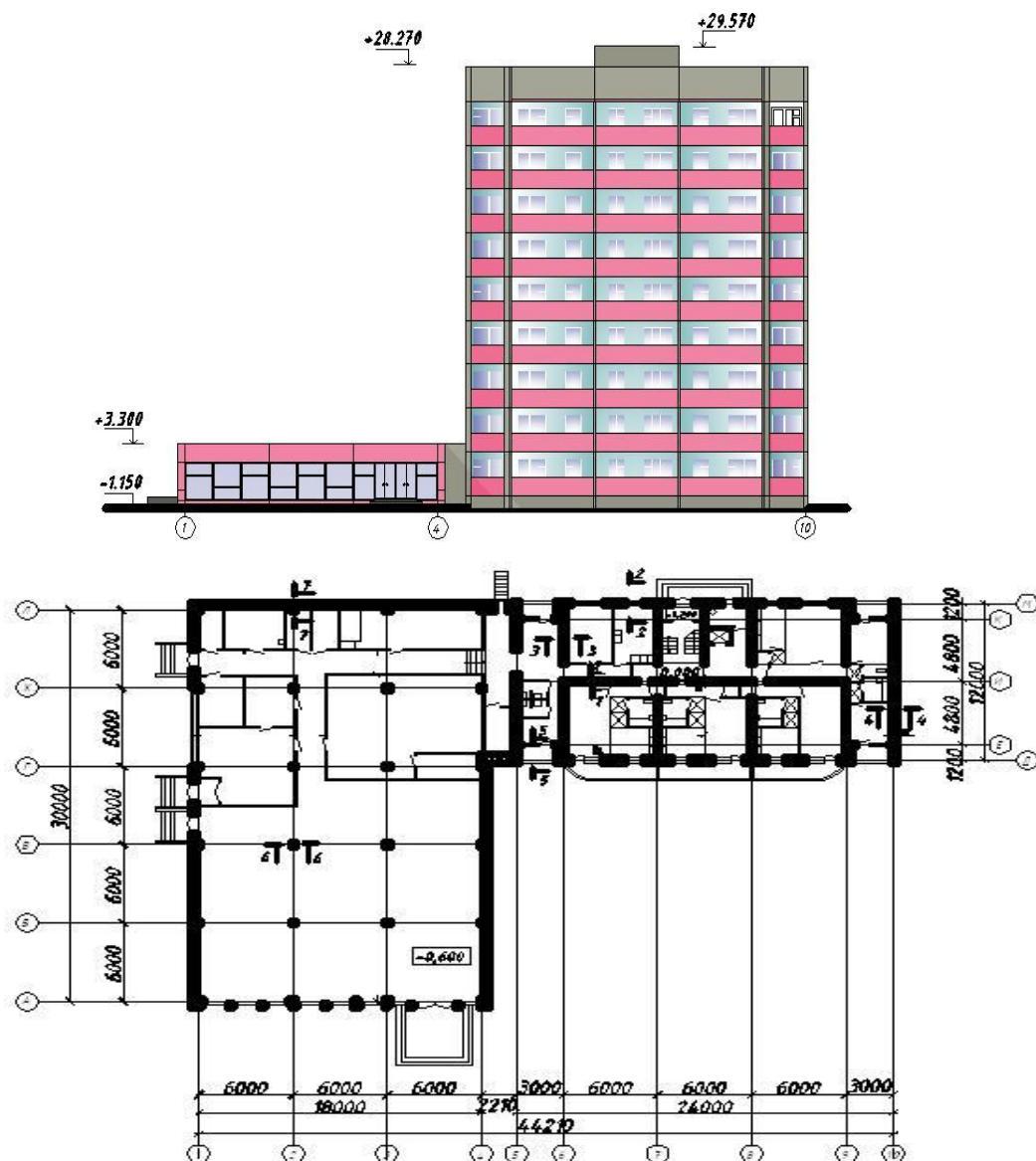
Конструктивная схема жилого дома с поперечными несущими стенами, магазина – каркасная  
 Количество этажей жилого дома – 9, магазина – 1. Высота этажа жилого дома – 2,8 м, магазина – 3 м.  
 Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 300 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по продольным осям.  
 Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм. Перекрытия и покрытие – сборные многпустотные плиты толщиной 220 мм. Кровля – плоская с внутренним водостоком из 3-х слоев изопласта с защитным слоем. Полы в жилых помещениях – деревянные по лагам со звукоизоляционным слоем из керамзита; в санузлах – из керамической плитки.

**Подвал в осях Г, Ж – 8, 13.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
85 кН/м	113 кН/м	240 кН/м	310 кН/м	270 кН/м	200 кН	260 кН

Рис. П.1.21



### Вариант 2. Жилой дом с пристроенным магазином

Конструктивная схема жилого дома с продольными несущими стенами, магазина – каркасная

Количество этажей жилого дома – 9, магазина – 1. Высота этажа жилого дома – 2,8 м, магазина – 3,2 м.

Наружные стены – трехслойные: кирпич силикатный толщиной 380 мм, утеплитель пенополистирол ( $\gamma = 1,6 \text{ кН/м}^3$ ) толщиной 80 мм, кирпич облицовочный толщиной 120 мм.

Внутренние стены – из кирпича силикатного толщиной 380 мм. Колонны сечением 400x400 мм, расположение ригелей по продольным осям. Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм.

Перекрытия и покрытие жилого дома – сборные многпустотные плиты толщиной 220 мм.

Кровля – плоская с внутренним водостоком из 2-х слоев изопласта на мастике.

Полы в жилых помещениях – паркет; в санузлах и в магазине – из керамической плитки.

**Подвал в осях Д, М – 6, 9.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
474 кН/м	350 кН/м	185 кН/м	258 кН/м	345 кН	185 кН

Рис. П.1.22



### Вариант 3. Гостиница на 200 мест с рестораном.

Конструктивная схема гостиницы с продольными несущими стенами, ресторана – каркасная

Количество этажей гостиницы – 6, ресторана – 1.

Высота этажа гостиницы – 2,8 м, ресторана – 3 м.

Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 300 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм

Колонны сечением 400x400 мм, расположение ригелей по продольным осям.

Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм.

Перекрытия и покрытие – сборные многпустотные плиты толщиной 220 мм.

Кровля – плоская с внутренним водостоком из фелизола с защитным слоем и утеплителем.

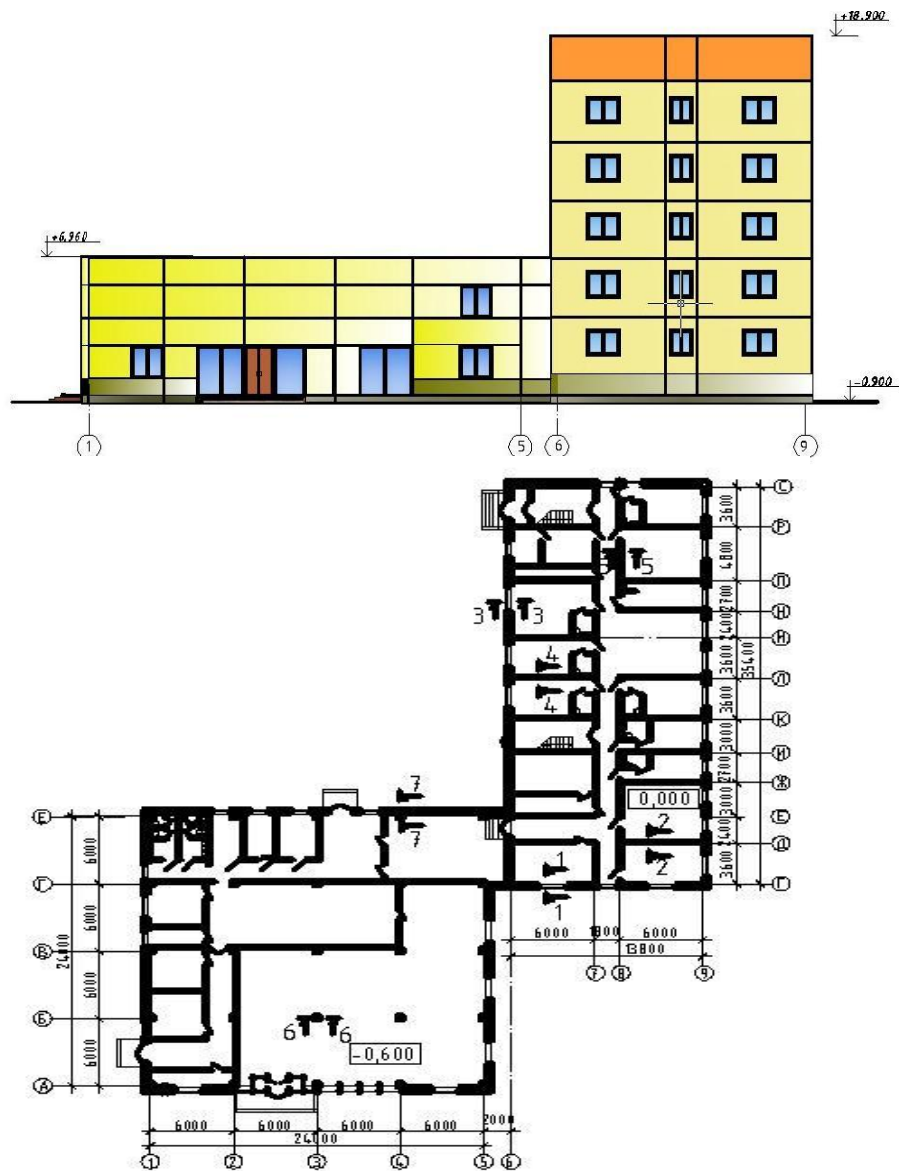
Полы в жилых помещениях – паркет; в санузлах и в ресторане – из керамической плитки.

**Подвал в осях Г, И – 1, 14.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
172 кН/м	75 кН/м	225 кН/м	155 кН/м	170 кН/м	155 кН	178 кН

Рис. П.1.23



#### Вариант 4. Турбаза на 150 мест с пристроенной столовой

Конструктивная схема жилого корпуса с поперечными и продольными несущими стенами, столовой – каркасная.

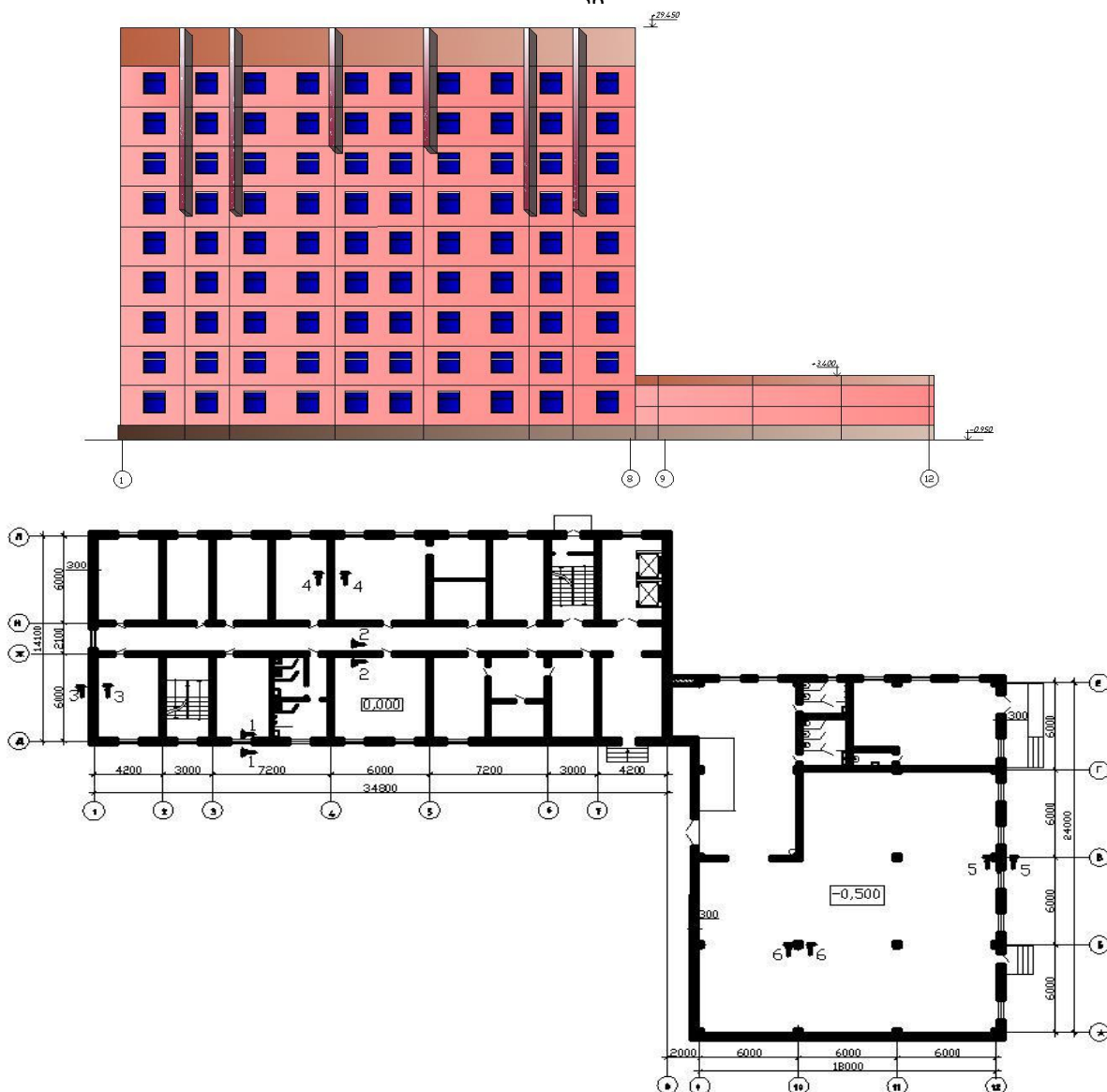
Количество этажей жилого корпуса – 5, столовой – 2. Высота этажа жилого корпуса – 3,0 м, столовой – 3,5 м. Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 300 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм. Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по продольным осям. Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм. Перекрытия и покрытие – сборные многопустотные плиты толщиной 220 мм. Кровля – плоская с внутренним водостоком из 2-х слоев изопласта. Полы в жилых помещениях – паркет; в санузлах и в столовой – из керамической плитки.

**Подвал в осях Г, С – 6, 9.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
115 кН/м	204 кН/м	60 кН/м	176 кН/м	99 кН/м	420 кН	250 кН

Рис. П.1.24



### Вариант 5. Гостиница на 220 мест с пристроенным кафе

Конструктивная схема гостиницы с продольными несущими стенами, кафе – каркасная.

Количество этажей гостиницы – 9, кафе – 1.

Высота этажа гостиницы – 3,2 м, кафе – 3,5 м.

Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 350 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм. Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по продольным осям.

Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм.

Перекрытия и покрытие – сборные многпустотные плиты толщиной 220 мм. Кровля – плоская наплавляемая «Унифлекс» с внутренним водостоком. Полы в жилых помещениях – паркет; в санузлах и в кафе – из керамической плитки.

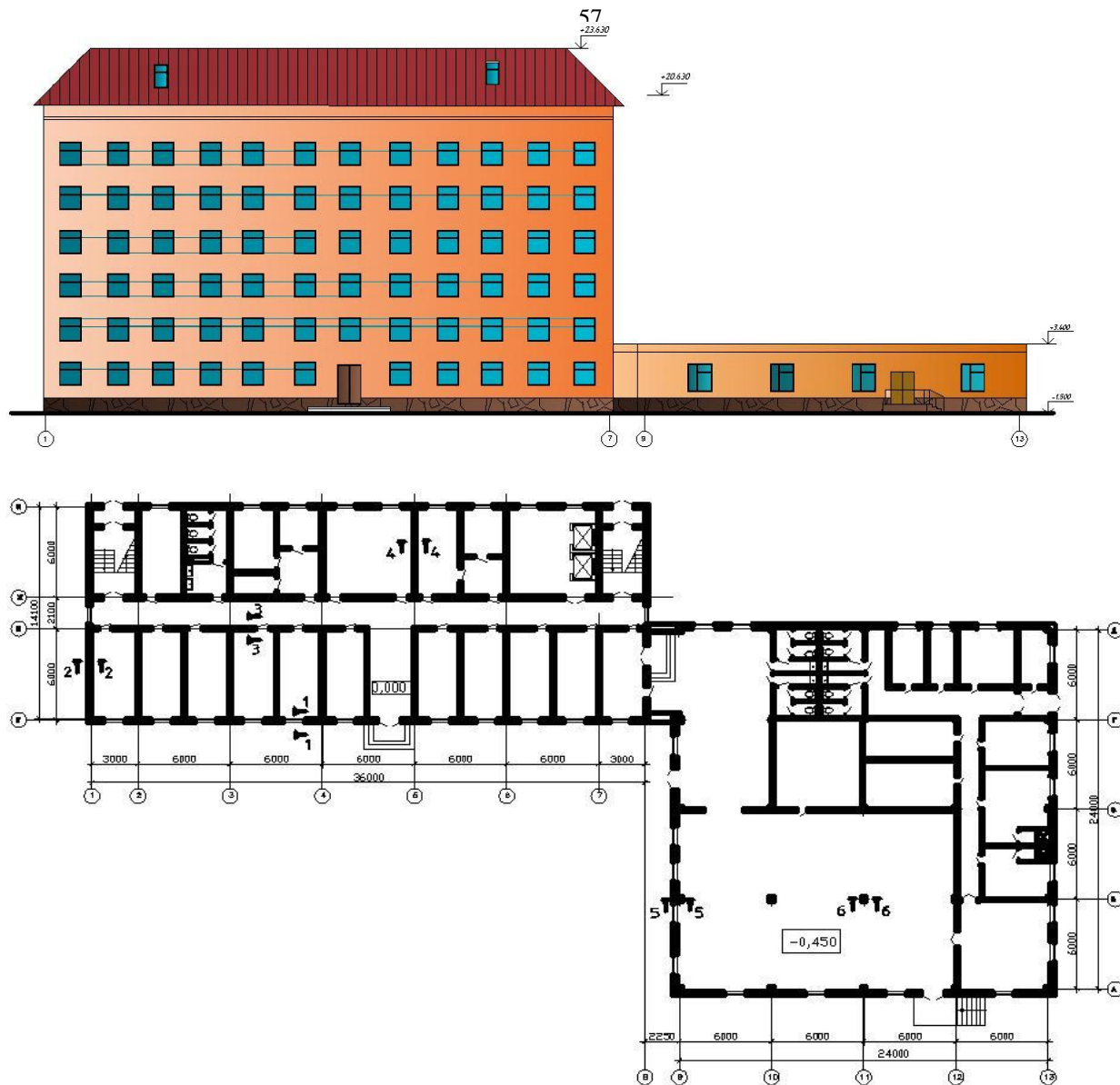
Подвал в осях Д, Л – 1, 8.

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
260 кН/м	340 кН/м	124 кН/м	130 кН/м	142 кН	192 кН

Рис. П.1.25





**Вариант 6.** Административное здание с пристроенной столовой

Конструктивная схема здания с продольными несущими стенами, столовой – каркасная. Количество этажей здания – 6, столовой – 1.

Высота этажа здания – 3,0 м, столовой – 3,3 м.

Наружные стены – из кирпича глиняного обыкновенного толщиной 640 мм. Внутренние стены – из кирпича силикатного толщиной 380 мм. Колонны сечением 400x400 мм, расположение ригелей по продольным осям. Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм. Перекрытия и покрытие – сборные ж/б плиты толщиной 160 мм.

Кровля здания – скатная по деревянным стропилам из металлочерепицы, столовой - плоская наплавленная «Унифлекс» с внутренним водостоком.

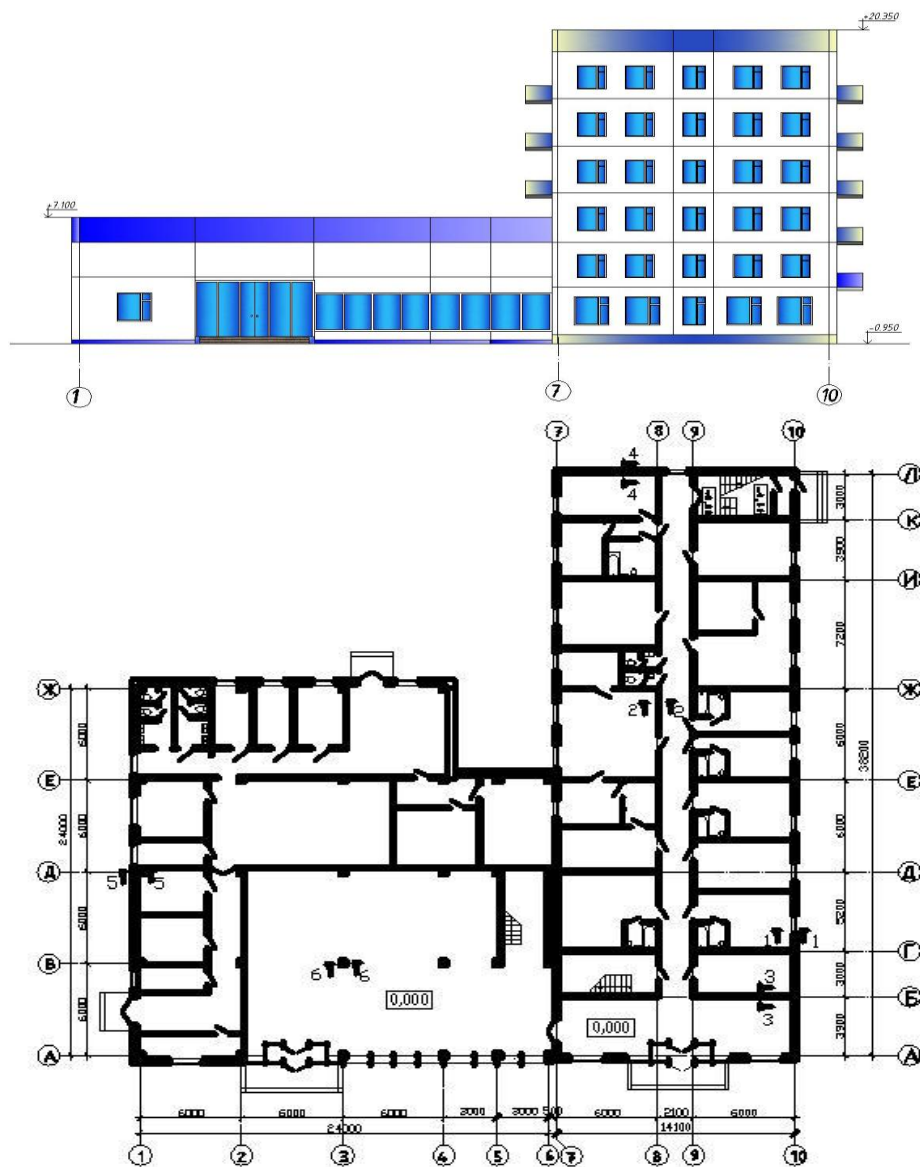
Полы в здании – деревянные по лагам; в санузлах и столовой – из керамической плитки.

**Подвал в осях Г, И – 1, 8.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
355 кН/м	238 кН/м	348 кН/м	130 кН/м	165 кН	155 кН

Рис. П.1.26



**Вариант 7.** Турбаза на 250 мест с пристроенной столовой

Конструктивная схема жилого корпуса с продольными и поперечными несущими стенами, столовой – каркасная. Количество этажей жилого корпуса – 6, столовой – 2. Высота этажа жилого корпуса – 3,0 м, столовой – 3,3 м.

Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 400 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм. Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по продольным осям. Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм. Перекрытия и покрытие – сборные ж/б плиты толщиной 160 мм.

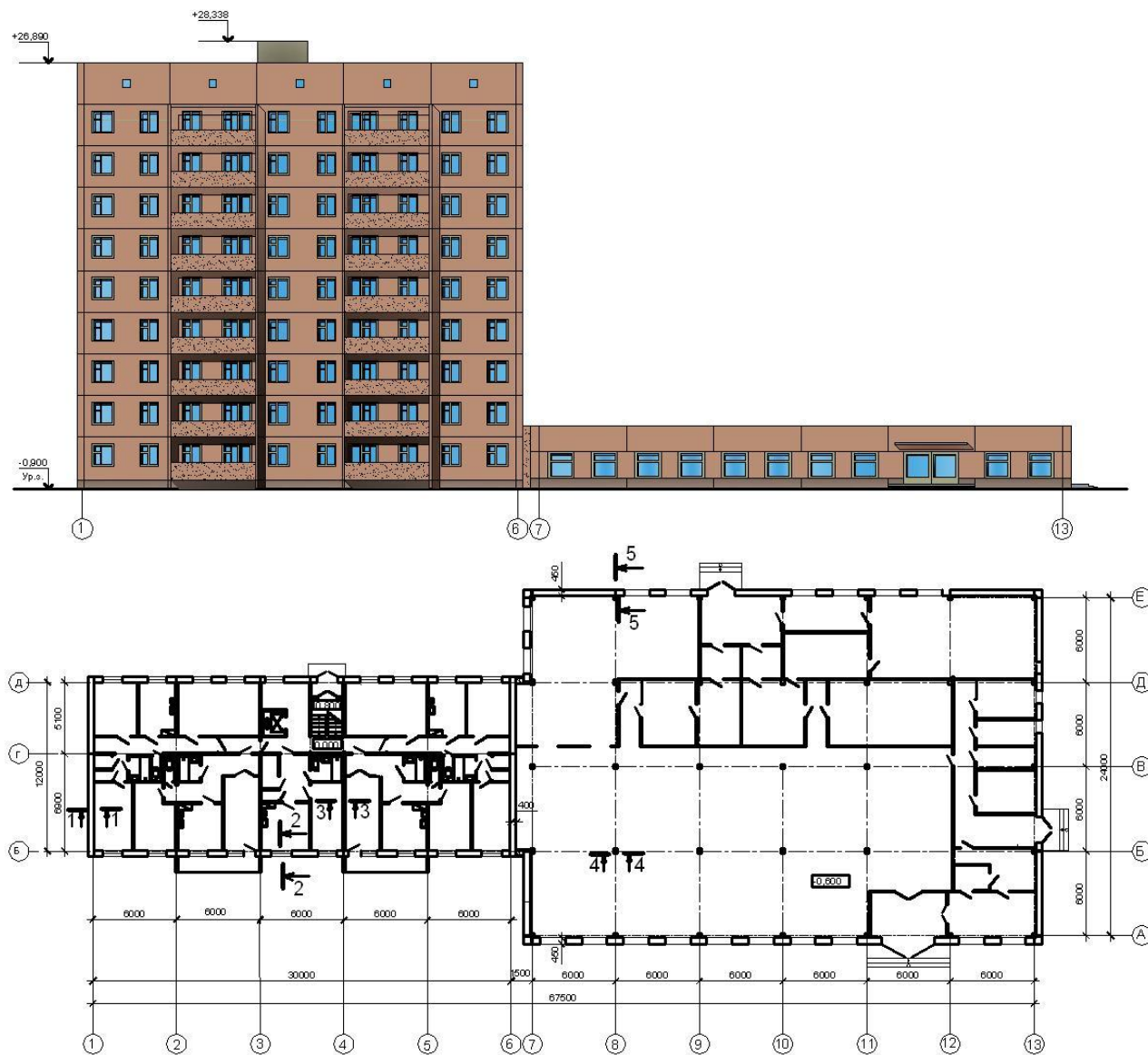
Кровля – плоская с внутренним водостоком из 2-х слоев фелизола. Полы в жилых помещениях – деревянные по лагам; в санузлах и в столовой – из керамической плитки.

**Подвал в осях А, Л – 7, 10.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6
235 кН/м	285 кН/м	180 кН/м	80 кН/м	340 кН	550 кН

Рис. П.1.27



**Вариант 8. Жилой дом с пристроенным универсамом**

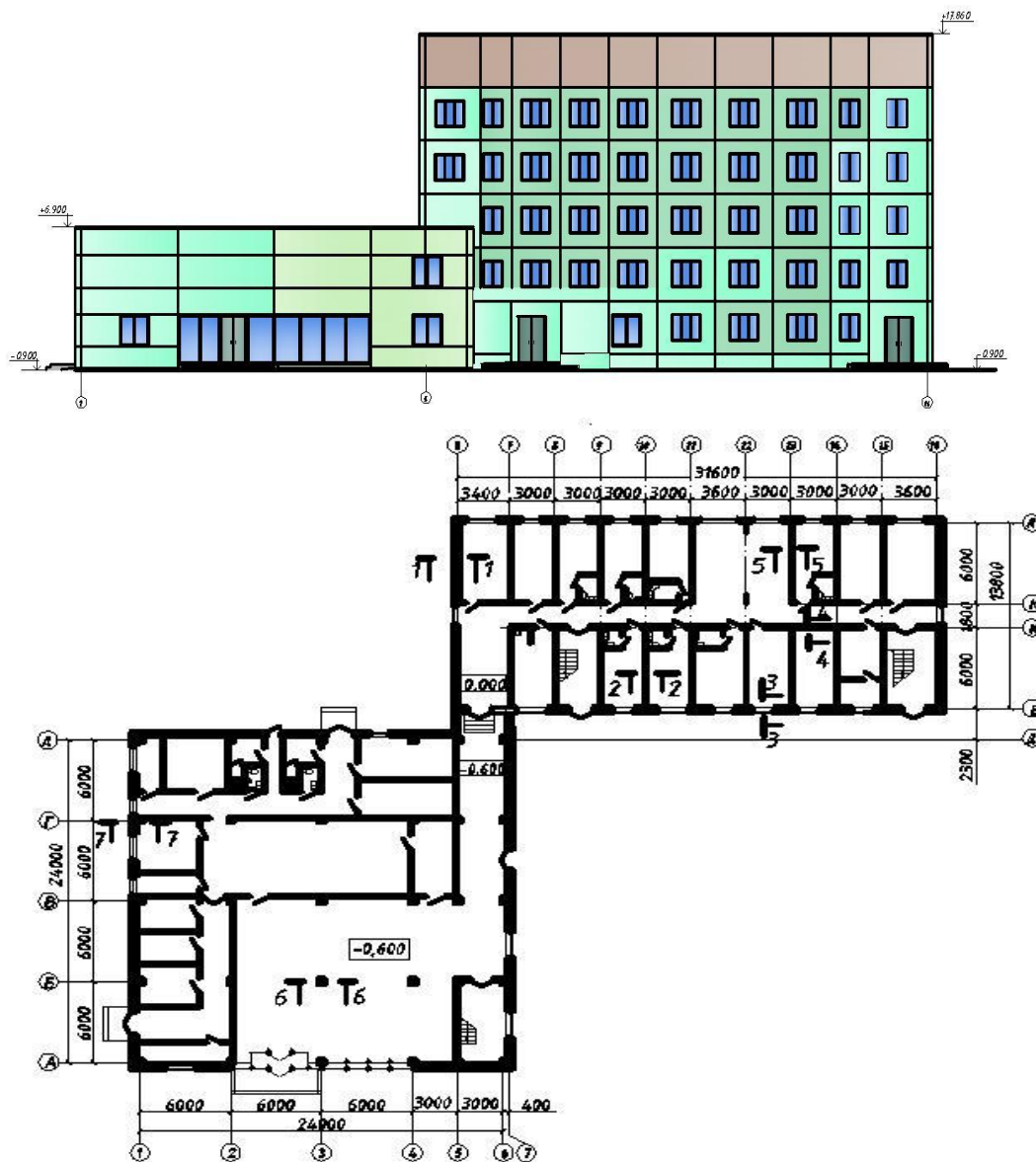
Конструктивная схема жилого дома с поперечными несущими стенами, магазина – каркасная  
 Количество этажей жилого дома – 9, магазина – 1. Высота этажа жилого дома – 2,8 м, магазина – 3м.  
 Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 300 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по поперечным осям.  
 Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм.  
 Перекрытия и покрытие – сборные многопустотные плиты толщиной 220 мм.  
 Кровля – плоская с внутренним водостоком из 3-х слоев изопласта с защитным слоем.  
 Полы в жилых помещениях – линолеум со звукоизоляционным слоем из керамзита; в санузлах – из керамической плитки, в универсаме - из керамогранита.

**Подвал в осях Б, Д – 1, 6.**

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5
245 кН/м	90 кН/м	410 кН/м	185 кН	195 кН

Рис. П.1.28



### Вариант 9. Турбаза на 250 мест с пристроенной столовой

Конструктивная схема жилого корпуса с поперечными и продольными несущими стенами, столовой – каркасная. Количество этажей жилого корпуса – 5, столовой – 2.

Высота этажа жилого корпуса – 3,0 м, столовой – 3,3 м. Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 400 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм. Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по продольным осям. Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм. Перекрытия и покрытие – сборные ж/б плиты толщиной 160 мм.

Кровля – плоская с внутренним водостоком из 2-х слоев фелизола.

Полы в жилых помещениях – деревянные по лагам; в санузлах и в столовой – из керамической плитки.

Подвал в осях Е, Л – 7, 16.

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
160 кН/м	198 кН/м	72 кН/м	110 кН/м	290 кН	550 кН	592 кН

Рис. П.1.29



### Вариант 10. Жилой дом с пристроенным комиссионным магазином

Конструктивная схема жилого дома с поперечными и продольными несущими стенами, магазина – каркасная.

Количество этажей жилого дома – 9, магазина – 1. Высота этажа жилого дома – 2,8 м, магазина – 3м.

Наружные стены – керамзитобетонные панели толщиной 350 мм. Внутренние стены – железобетонные панели толщиной 180 мм Колонны сечением 400х400 мм, расположение ригелей по поперечным осям. Перегородки – гипсобетонные толщиной 80 мм.

Перекрытия и покрытие – сборные многоярусные плиты толщиной 220 мм. Кровля – плоская с внутренним водостоком из 3-х слоев изопласта с защитным слоем. Полы в жилых помещениях – линолеум со звукоизоляционным слоем из керамзита; в санузлах – из керамической плитки, в универсаме - из керамогранита.

Подвал в осях Б, И – 8, 16.

Нормативные нагрузки на уровне пола первого этажа

1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7
98 кН/м	175 кН/м	270кН/м	278 кН/м	192 кН/м	190 кН	150 кН

Рис. П.1.30

## Приложение 2

## Классификационные показатели, расчетные сопротивления, прочностные и деформационные характеристики грунтов

Таблица П.2.1

*Классификация глинистых грунтов по числу пластичности*

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	1—7
Суглинок	7—17
Глина	>17

Таблица П.2.2

*Классификация глинистых грунтов по показателю текучести*

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

Таблица П.2.3

*Классификация песчаных грунтов по степени водонасыщения*

Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения $S_r$ , д. е.
Малой степени водонасыщения	0—0,50
Средней степени водонасыщения	0,50—0,80
Насыщенные водой	0,80—1,00

*Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов  
по гранулометрическому составу*

Разновидность грунтов	Размер зерен, частиц $d$ , мм	Содержание зерен, частиц, % по массе
Крупнообломочные:		
— валунный (при преобладании неокатанных частиц — глыбовый)	>200	>50
— галечниковый (при неокатанных гранях — щебенистый)	>10	>50
— гравийный (при неокатанных гранях — дресвяный)	>2	>50
Пески:		
— гравелистый	>2	>25
— крупный	>0,50	>50
— средней крупности	>0,25	>50
— мелкий	>0,10	≥75
— пылеватый	>0,10	<75

Таблица П.2.5

*Классификация песчаных грунтов по коэффициенту пористости*

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

## Классификация грунтов по относительной деформации пучения

Разновидность грунтов	Относительная деформация пучения $\varepsilon_{fn}$ , д. е.	Характеристика грунтов
Практически непучинистый	$< 0,01$	Глинистые при $I_L \leq 0$ Пески гравелистые, крупные и средней крупности, пески мелкие и пылеватые при $S_r \leq 0,6$ , а также пески мелкие и пылеватые, содержащие менее 15 % по массе частиц мельчи 0,05 мм (независимо от значения $S_r$ ). Крупнообломочные грунты с заполнителем до 10 %
Слабо пучинистый	0,01 — 0,035	Глинистые при $0 < I_L \leq 0,25$ Пески пылеватые и мелкие при $0,6 < S_r \leq 0,8$ Крупнообломочные с заполнителем (глинистым, песком мелким и пылеватым) от 10 до 30 % по массе
Среднепучинистый	0,035 — 0,07	Глинистые при $0,25 < I_L \leq 0,50$ Пески пылеватые и мелкие при $0,80 < S_u \leq 0,95$ Крупнообломочные с заполнителем (глинистым, песком пылеватым и мелким) более 30 % по массе
Сильнопучинистый и чрезмерно пучинистый	$> 0,07$	Глинистые при $I_L > 0,50$ . Пески пылеватые и мелкие при $S_r > 0,95$

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

Пески	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	$c$	2	1	-	-
	$\varphi$	43	40	38	-
	$E$	50	40	30	-
Средней крупности	$c$	3	2	1	-
	$\varphi$	40	38	35	-
	$E$	50	40	30	-



Пески	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости $e$ , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Мелкие	$c$	6	4	2	-
	$\varphi$	38	36	32	28
	$E$	48	38	28	18
Пылеватые	$c$	8	6	4	2
	$\varphi$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

Таблица П.2.8

*Расчетные сопротивления  $R_0$  песков*

Пески	Значения $R_0$ , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
- маловлажные	400	300
- влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
- малой степени водонасыщения	300	250
- средней степени водонасыщения	200	150
- насыщенные водой	150	100

Таблица П.2.9

*Расчетные сопротивления  $R_0$  глинистых (непросадочных) грунтов*

Глинистые грунты	Коэффициент пористости $e$	Значения $R_0$ , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	200
	0,7	250	150
Суглинки	0,5	350	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

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

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

Нормативные значения модуля деформации  $E$ , МПа, глинистых нелёссовых грунтов

Происхождение и возраст грунтов		Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести $I_L$		Модуль деформации грунтов $E$ , МПа, при коэффициенте пористости $e$ , равном										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертичные отложения	Аллювиальные, делювиальные, озерные, озерно-аллювиальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
		Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$		-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
	Флювиогляциальные	Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	13	10	7	-	-	-	-	
	Моренные	Супеси Суглинки	$I_L \leq 0,5$	60	50	40	-	-	-	-	-	-	-	
Юрские отложения оксфордского яруса		Глины	$-0,25 \leq I_L \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-
			$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10

## Приложение 3

## Значения коэффициентов

Таблица П.3.1

Значения коэффициентов  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$ 

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
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
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
<p>Примечания:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований.</li> <li>Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента <math>\gamma_{c2}</math> принимают равным единице.</li> <li>При промежуточных значениях <math>L/H</math> коэффициент <math>\gamma_{c2}</math> определяют интерполяцией.</li> <li>Для рыхлых песков <math>\gamma_{c1}</math> и <math>\gamma_{c2}</math> принимают равными единице.</li> </ol>			

Таблица П.3.2

Значения коэффициентов  $M_\gamma, M_q, M_c$ 

Угол внутреннего трения $\varphi_{ц}$ , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{ц}$ , 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

Окончание табл. П.3.2

Угол внутреннего трения $\varphi_{ц}$ , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения $\varphi_{ц}$ , град.	Коэффициенты		
	$M_{\gamma}$	$M_q$	$M_c$		$M_{\gamma}$	$M_q$	$M_c$
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица П.3.3

Значения коэффициента  $k_d$ 

Вид фундаментных плит	Коэффициент $k_d$ для грунтов		
	пески (кроме рыхлых) при коэффициенте пористости $e$		
	$e \leq 0,5$	$e = 0,6$	$e \geq 0,7$
	глинистые при показателе текучести $I_L$		
	$I_L \leq 0$	$I_L = 0,25$	$I_L \geq 0,5$
Прямоугольные	1,3	1,15	1,0
С угловыми вырезами	1,3	1,15	1,15

Таблица П.3.4

Значения коэффициента  $k'_d$ 

Расчетная ширина ленточного фундамента $b$ , м	Ширина прерывистого фундамента $b_b$ , м	$k'_d$	Расчетная ширина ленточного фундамента $b$ , м	Ширина прерывистого фундамента $b_b$ , м	$k'_d$
1,3	1,4	1,07	2,3	2,4	1,1
1,5	1,6	1,11	2,5	2,8	1,17
1,7	2	1,18	2,6	2,8	1,15
1,8	2	1,17	2,7	2,8	1,12
1,9	2	1,09	2,9	3,2	1,13
2,1	2,4	1,18	3	3,2	1,11
2,2	2,4	1,13	3,1	3,2	1,09

Значения коэффициента  $\alpha$ 

$\xi$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$ , рав-						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		ным						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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

## Примечания

1. В таблице обозначено:  $b$  - ширина или диаметр фундамента,  $l$  - длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимают как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$
3. Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  коэффициенты  $\alpha$  определяют интерполяцией.

Предельные деформации оснований (по СП 50-101-2005)

Сооружения	Предельные деформации оснований		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен $i_u$	Средняя $s_u$ (в скобках максимальная $s_{\max,u}$ ) осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
- железобетонным	0,002	-	(10)
- то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003	-	(15)
- стальным	0,004	-	(15)
- то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	(18)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
- крупных панелей	0,0016	0,005	12
- крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	12
- то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024	0,005	18
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций:			
- рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
- то же, сборной конструкции	-	0,003	30
- отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	-	0,004	40
- то же, сборной конструкции	-	0,004	30
- отдельно стоящее рабочее здание	-	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой $H$ , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	-	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
- стволы мачт заземленные	-	0,002	0
- то же, электрически изолированные	-	0,001	10
- башни радио	0,002	-	-

Окончание табл. П.3.6

Сооружения	Предельные деформации оснований		
	Относительная разность оса- док $(\Delta s/L)_u$		Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
- башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
- промежуточные прямые	0,003	0,003	-
- анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	-
- специальные переходные	0,002	0,002	-
<p><b>Примечания</b></p> <p>1. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанных в поз. 3, принимают равными <math>0,5(\Delta s/L)_u</math>, а относительного выгиба - <math>0,25(\Delta s/L)_u</math>.</p> <p>2. При определении относительной разности осадок <math>(\Delta s/L)</math> в поз. 8 настоящего приложения за L принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.</p> <p>3. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.</p> <p>4. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную разность осадок в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении, а относительный выгиб - в размере <math>0,25(\Delta s/L)_u</math>.</p> <p>5. Для сооружений, перечисленных в поз. 1 - 3, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.</p> <p>6. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в таблице.</p>			

Таблица П.3.7

Значения коэффициентов  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$ 

Угол внутреннего трения грунта $\phi_1$ , град.	Обозначение коэффициентов	Коэффициенты несущей способности $N_\gamma$ , $N_q$ и $N_c$ при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки $\delta$ , град., равных										
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
0	$N_\gamma$	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	$N_q$	1,00										
	$N_c$	5,14										
5	$N_\gamma$	0,20	$\left\{ \begin{array}{l} 0,05 \\ 0,26 \\ 2,93 \end{array} \right\}$	$\delta' = 4,9$	-	-	-	-	-	-	-	
	$N_q$	1,57										
	$N_c$	6,49										

Окончание табл. П.3.7



Угол внутрен- него тре- ния грун- та $\varphi_1$ , град.	Обозначе- ние коэф- фициентов	Коэффициенты несущей способности $N_\gamma$ , $N_q$ и $N_c$ при углах наклона к вер- тикали равнодействующей внешней нагрузки $\delta$ , град., равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
10	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	0,60 2,47 8,34	0,42 2,16 6,57	$\left\{ \begin{matrix} 0,12 \\ 1,60 \\ 3,38 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 9,8	-	-	-	-	-	-
15	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	1,35 3,94 10,98	1,02 3,45 9,13	0,61 2,84 6,88	$\left\{ \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 14,5	-	-	-	-	-
20	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	2,88 6,40 14,84	2,18 5,56 12,53	1,47 4,64 10,02	0,82 3,64 7,26	$\left\{ \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 18,9	-	-	-	-
25	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	5,87 10,66 20,72	4,50 9,17 17,53	3,18 7,65 14,26	2,00 6,13 10,99	1,05 4,58 7,68	$\left\{ \begin{matrix} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 22,9	-	-	-
30	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	12,39 18,40 30,14	9,43 15,63 25,34	6,72 12,94 20,68	4,44 10,37 16,23	2,63 7,96 12,05	1,29 5,67 8,09	$\left\{ \begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 26,5	-	-
35	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	27,50 33,30 46,12	20,58 27,86 38,36	14,63 22,77 31,09	9,79 18,12 24,45	6,08 13,94 18,48	3,38 10,24 13,19	$\left\{ \begin{matrix} 1,60 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 29,8	-	-
40	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	66,01 64,19 75,31	48,30 52,71 61,63	33,84 42,37 49,31	22,56 33,26 38,45	14,18 25,39 29,07	8,26 18,70 21,10	4,30 13,11 14,43	$\left\{ \begin{matrix} 2,79 \\ 10,46 \\ 11,27 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 32,7	-
45	$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	177,61 134,87 133,87	126,09 108,24 107,23	86,20 85,16 84,16	56,50 65,58 64,58	32,26 49,26 48,26	20,73 35,93 34,93	11,26 25,24 24,24	5,45 16,82 15,82	$\left\{ \begin{matrix} 5,22 \\ 16,42 \\ 15,82 \end{matrix} \right\}$	$\delta' =$ 35, 2

## Приложение 4

**Расчетные сопротивления грунта под нижним концом  
и по боковой поверхности свай**

Таблица П.4.1

*Расчетные сопротивления грунта под нижним концом забивных свай и свай-оболочек*

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Значения $R$ , кПа для						
	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
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

Таблица П.4.2

*Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек*

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Значения $f$ , кПа, для								
	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	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

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Значения $f$ , кПа, для								
	песков средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном								
	0,2		0,2		0,2		0,2		0,2
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

Таблица П.4.3

*Расчетное сопротивление под нижним концом набивных и буровых свай*

Глубина заложения нижнего конца сваи $h$ , м	Значения $R$ , кПа, при глинистых грунтах, за исключением просадочных, с показателем текучести $I_L$ , равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

## Приложение 5

### Основные буквенные обозначения

#### Коэффициенты надежности

$\gamma_f$  - по нагрузке

$\gamma_m$  - по материалу

$\gamma_g$  - по грунту

$\gamma_n$  - по назначению сооружения

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы

#### Характеристики грунтов

$\bar{X}$  - среднее значение характеристики

$X_n$  - нормативное значение

$X$  - расчетное значение

$\alpha$  - доверительная вероятность (обеспеченность) расчетных значений

$\rho$  - плотность

$\rho_d$  - плотность в сухом состоянии

$\rho_{bf}$  - плотность обратной засыпки

$e$  - коэффициент пористости

$w$  - влажность природная  
 $w_p$  - влажность на границе пластичности (раскатывания)  
 $w_L$  - влажность на границе текучести  
 $w_{eq}$  - конечная (установившаяся) влажность  
 $w_{sat}$  - влажность, соответствующая полному водонасыщению  
 $w_{sl}$  - начальная просадочная влажность  
 $w_{sv}$  - влажность набухания  
 $w_{sh}$  - влажность на пределе усадки  
 $S_r$  - степень влажности  
 $I_L$  - показатель текучести  
 $\gamma$  - удельный вес  
 $\gamma_{sb}$  - удельный вес с учетом взвешивающего действия воды  
 $p_{sl}$  - начальное поровое давление  
 $p_{sw}$  - давление набухания  
 $\varepsilon_{sl}$  - относительная просадочность  
 $\varepsilon_{sw}$  - относительное набухание  
 $\varepsilon_{sh}$  - относительная линейная усадка  
 $c$  - удельное сцепление  
 $\varphi$  - угол внутреннего трения  
 $E$  - модуль деформации  
 $\nu$  - коэффициент Пуассона  
 $R_c$  - предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов  
 $c_v$  - коэффициент консолидации

### **Нагрузки, напряжения, сопротивления**

$F$  - сила, расчетное значение силы  
 $f$  - сила на единицу длины  
 $F_v, F_h$  - вертикальная и горизонтальная составляющие силы  
 $F_{s,a}, F_{s,r}$  - силы, действующие по плоскости скольжения, соответственно сдвигающие и удерживающие (активные и реактивные)  
 $N$  - сила нормальная к подошве фундамента  
 $n$  - то же, на единицу длины  
 $G$  - собственный вес фундамента  
 $q$  - равномерно распределенная вертикальная пригрузка  
 $p$  - среднее давление под подошвой фундамента  
 $\sigma$  - нормальное напряжение  
 $\tau$  - касательное напряжение  
 $\sigma_z$  - вертикальное нормальное напряжение суммарное  
 $\sigma_{zg}$  - то же, от собственного веса грунта  
 $\sigma_{zp}$  - то же, от внешней нагрузки (давления фундамента)  
 $R$  - расчетное сопротивление грунта основания  
 $R_0$  - расчетное сопротивление грунта основания для предварительного назначения размеров фундаментов  
 $F_u$  - сила предельного сопротивления основания, соответствующая исчерпанию его несущей способности

### **Деформации оснований и сооружений**

$\bar{s}$  - средняя осадка основания  
 $s_{sl}$  - просадка  
 $h_{sw}$  - подъем основания при набухании грунта

$s_{sh}$  - осадка основания в результате высыхания набухшего грунта  
 $s_{sf}$  - суффозионная осадка  
 $\Delta s$  - разность осадок (просадок)  
 $i$  - крен фундамента (сооружения)  
 $\nu$  - относительный угол закручивания  
 $u_h$  - горизонтальное перемещение  
 $s_u$  - предельное значение деформации основания

### Геометрические характеристики

$b$  - ширина подошвы фундамента  
 $B$  - ширина подвала  
 $B_w$  - ширина источника замачивания (замачиваемой площади)  
 $l$  - длина подошвы фундамента  
 $\eta = l / b$  - соотношение сторон подошвы фундамента  
 $A$  - площадь подошвы фундамента  
 $L$  - длина здания  
 $d, d_n, d_l$  - глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки, от поверхности природного рельефа и приведенная от пола подвала  
 $d_b$  - глубина подвала от уровня планировки  
 $d_f, d_{fn}$  - глубина сезонного промерзания грунта соответственно расчетная и нормативная  
 $d_w$  - глубина расположения уровня подземных вод  
 $\lambda = d / b$  - относительное заглубление фундамента  
 $h$  - толщина слоя грунта  
 $H_c$  - глубина сжимаемой толщи  
 $z$  - глубина (расстояние) от подошвы фундамента  
 $\zeta = 2z / b$  - относительная глубина  
 $DL$  - отметка планировки  
 $NL$  - отметка поверхности природного рельефа  
 $FL$  - отметка подошвы фундамента  
 $B.C$  - нижняя граница сжимаемой толщи  
 $WL$  - уровень подземных вод.

