

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
ФГБОУ ВО «Кубанский государственный технологический
университет»

Армавирский механико-технологический институт

Кафедра машиностроения

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсового проекта по дисциплине «Основания и
фундаменты» для студентов всех форм обучения направления подготовки
08.03.01 – Строительство
(профиль «Промышленное и гражданское строительство»)

Армавир, 2020

Составитель: ст. преп. Е.С. Гейценредер

Рассмотрен ряд вопросов, связанных с выполнением курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты»: порядок проектирования оснований и фундаментов на естественном основании, свайных фундаментов, оформление курсового проекта и его защита. Приведены примеры расчета, справочные и вспомогательные материалы.

Предназначено для студентов студентов всех форм обучения направления подготовки 08.03.01 – Строительство (профиль «Промышленное и гражданское строительство»).

СОДЕРЖАНИЕ

1.... Цель и задачи, порядок выполнения курсового проекта	66
2.... Состав курсового проекта.....	77
3.... Исходные данные для курсового проектирования	9
4.... Краткая характеристика объекта.....	10
5.... Анализ инженерно-геологических и гидрологических условий площадки	11
5.1. Построение инженерно-геологического разреза.....	11
5.2. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов.....	11
<i>Пример 5.2.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов.....</i>	<i>14</i>
5.3. Определение глубины сезонного промерзания грунтов	16
<i>Пример 5.3.1. Определение глубины сезонного промерзания грунтов</i>	<i>17</i>
5.4. Выбор типа фундаментов и основания.....	18
<i>Пример 5.4.1. Выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю несущую стену.....</i>	<i>21</i>
<i>Пример 5.4.2. Выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю колонну здания.....</i>	<i>23</i>
6.... Определение нагрузок, действующих на фундаменты сооружения ...	25
<i>Пример 6.1. Сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены</i>	<i>2828</i>
<i>Пример 6.2. Сбор нагрузок на обрез фундамента колонны</i>	<i>30</i>
7.... Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании.....	32
7.1. Выбор глубины заложения фундаментов	36
<i>Пример 7.1.1. Определение глубины заложения фундамента под внутреннюю стену здания</i>	<i>35</i>
<i>Пример 7.1.2. Определение глубины заложения фундамента под внутреннюю колонну здания.....</i>	<i>36</i>
7.2. Расчет оснований по деформациям (вторая группа предельных состояний)	37
7.3. Предварительное назначение размеров подошвы фундамента	39
7.4. Определение расчетного сопротивления грунта основания.....	41
7.5. Проверка допустимости напряжений у края подошвы	42
7.6. Проверка прочности подстилающего слоя.....	45
7.7. Определение осадки.....	4646
<i>Пример 7.7.1. Расчет ленточного фундамента под внутреннюю стену здания по деформациям</i>	<i>50</i>
<i>Пример 7.7.2. Расчет отдельного фундамента под колонну здания по деформациям</i>	<i>60</i>
7.8. Расчет оснований по несущей способности (первая группа предельных состояний)	69
7.9. Оформление графического листа по результатам расчета ФМЗ	69

8....Проектирование свайных фундаментов	72
8.1.Расчет свайных фундаментов по несущей способности.....	73
8.1.1. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту ...	74
8.1.2. Определение расчетной нагрузки на сваю	77
8.1.3. Определение требуемого количества свай в составе фундамента	78
8.1.4. Проверка расчетной нагрузки действующей на сваи в составе фундамента	80
<i>Пример 8.1.1. Расчет свайного фундамента под несущую стену по несущей способности</i>	<i>81</i>
<i>Пример 8.1.2. Расчет свайного фундамента по несущей способности под колонну здания</i>	<i>86</i>
8.2.Расчет свайных фундаментов по деформациям	90
8.2.1. Расчет осадки свайного фундамента с использованием модели сдвига околосвайного грунта.....	91
8.2.2. Расчет осадки свайного фундамента методом послойного суммирования с использованием модели условного фундамента	94
8.2.3. Расчет осадки свайного ленточного фундамента	96
<i>Пример 8.2.1. Расчет свайного фундамента стены здания по деформациям</i>	<i>98</i>
<i>Пример 8.2.2. Расчет свайного фундамента под колонну по деформациям</i>	<i>104</i>
8.3.Выбор оборудования для погружения свай.....	111
<i>Пример 8.3.1. Выбор оборудования для погружения свай</i>	<i>112</i>
8.4.Определение проектного отказа свай	112
<i>Пример 8.4.1. Определение проектного отказа сваи</i>	<i>113</i>
8.5.Оформление графического листа по результатам расчета свайного фундамента	113
9....Защита курсового проекта	115
ПРИЛОЖЕНИЕ А Графические материалы	117
ПРИЛОЖЕНИЕ Б Задания на курсовое проектирование.....	147
ПРИЛОЖЕНИЕ В Таблицы для классификации грунтов	163
ПРИЛОЖЕНИЕ Г Таблицы для определения расчетного сопротивления грунтов.....	170
ПРИЛОЖЕНИЕ Д Таблицы для сбора нагрузок на фундаменты.....	172
ПРИЛОЖЕНИЕ Е Таблицы для определения глубины заложения фундаментов	193
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж Номенклатура сборных и монолитных конструкций фундаментов	198
ПРИЛОЖЕНИЕ И Предельные деформации основания	199
ПРИЛОЖЕНИЕ К Таблицы для расчета оснований по деформациям.....	199
ПРИЛОЖЕНИЕ Л Таблицы для определения несущей способности одиночной сваи по грунту.....	204

ПРИЛОЖЕНИЕ М	
Таблицы для выбора оборудования для	
погружения свай	20809
ЛИТЕРАТУРА	21313

1. Цель и задачи, порядок выполнения курсового проекта

Цели выполнения курсового проекта – систематизация и углубление знаний студентов, полученных при изучении курса по дисциплинам «Инженерная геология», «Механика грунтов», «Основания и фундаменты».

При выполнении проекта студент должен:

- оценить и проанализировать инженерно-геологические условия площадки строительства;
- наметить технически целесообразные варианты фундаментов применительно к заданным грунтовым условиям;
- овладеть методиками расчета фундаментов различных типов.

В рамках курсового проекта студент должен рассмотреть два возможных варианта фундаментов:

1) фундаменты мелкого заложения: ленточные под несущие стены здания или отдельные под колонны каркасных зданий;

2) свайные: с ленточным монолитным ростверком под несущие стены здания или с отдельными монолитными ростверками на куст свай под колонны каркасных зданий.

Выбор экономически выгодного варианта из числа технически целесообразных производится на основании сравнения их по приведенным затратам. В отдельных случаях, в порядке углубления экономического обоснования, можно дополнить сравнение вариантов по трудоемкости и расходу материалов.

Основное внимание при выполнении курсового проекта должно быть уделено анализу совместной работы системы «основание - фундамент – сооружение», оценке влияния деформаций фундаментов на работу надземных конструкций и здания в целом. Поэтому при расчете и конструировании фундамента должны быть грамотно учтены все факторы, влияющие на его работу: инженерно-геологические и гидрогеологические условия, характер и величина внешних нагрузок, климатические условия, назначение здания и его конструктивная схема и др.

Затраты на устройство основания и фундаментов в различных сооружениях колеблются в пределах 10–35% от общей стоимости строительно-монтажных работ. Поэтому экономичность сооружения в значительной степени зависит от выбора рациональной конструкции фундамента и эффективного использования несущей способности основания.

Выполнение студентом данного курсового проекта способствует закреплению навыков проектирования сооружений.

В процессе работы над проектом необходимо:

1. Произвести сбор исходных данных для выполнения проекта;

2. Дать оценку инженерно-геологических условий строительной площадки по данным инженерно-геологических изысканий и результатам определений показателей физико-механических свойств грунтов;

3. Выбрать варианты фундаментов;

4. Произвести сбор нагрузок действующих на фундаменты;

5. Обосновать глубину заложения фундаментов и другие параметры с учетом всех влияющих факторов;

6. Определить размеры фундаментов, отвечающие требованиям двух групп предельных состояний;

7. Вычислить ожидаемые осадки фундаментов;

8. На основании сравнения вариантов выбрать экономически выгодные и технически целесообразные виды фундаментов;

9. Выполнить конструирование фундаментов.

Любой из курсовых проектов может быть дополнен теоретическими или экспериментальными исследованиями. Теоретические исследования заключаются в анализе результатов расчетов, выполненных по различным методикам. При экспериментальных исследованиях могут быть определены физико-механические свойства грунтов в полевых и лабораторных условиях (на базе кафедры), произведены наблюдения за деформациями сооружений, замеры давлений грунтов на ограждение, разработаны новые конструкции фундаментов и др.

2. Состав курсового проекта

Курсовой проект должен состоять из графической части и пояснительной записки.

Пояснительная записка оформляется на формате А4, шрифтом высотой 14 пт, одинарный интервал. Объем пояснительной записки 30-50 листов. Графическая часть выполняется на листах формата А2, объем 3 листа.

Пояснительная записка, в общем случае, должна иметь следующую структуру:

1. Титульный лист (пример оформления см. рис. А.1).

2. Содержание.

3. Введение.

4. Краткое описание объекта.

5. Анализ инженерно-геологических и гидрологических условий:

5.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

5.2. Определение глубины сезонного промерзания грунтов

5.3. Выбор типа фундаментов и основания

6. Сбор нагрузок на проектируемый фундамент.

7. Проектирование фундаментов мелкого заложения:

- 7.1. Назначение глубины заложения фундамента;
- 7.2. Определение размеров подошвы фундаментов с проверкой краевых давлений на грунт;
- 7.3. Расчет осадок фундамента;
- 7.4. Проверка давления по слабому подстилающему слою;
- 7.5. Расчет основания по несущей способности;
- 8. Проектирование свайных фундаментов:
 - 8.1. Подбор типа и конструкции свай;
 - 8.2. Определение несущей способности свай;
 - 8.3. Определение требуемого количества свай и конструирование ростверка;
 - 8.4. Расчет осадки свайного фундамента;
 - 8.5. Подбор сваебойного оборудования для погружения свай;
 - 8.6. Расчет проектного отказа свай;
- 9. Список использованной литературы.

Графическая часть включает следующую информацию:

- 1. Исходные данные (1-й лист, см. рис. А.3):
 - 1.1. План первого этажа или подвала с указанием размеров здания в осях, расчетного сечения, габаритных размеров конструкций попадающих в расчетное сечение (см. рис. А.4).
 - 1.2. Разрез здания по расчетному сечению с указанием высотных отметок, составов перекрытий и покрытия здания (см. рис. А.5 и А.6).
 - 1.3. Выкопировки с генплана (см. рис. А.7).
 - 1.4. Инженерно-геологический разрез, план расположения скважин (см. рис. А.3).
- 2. Фундамент мелкого заложения (2-й лист, см. раздел 8.9. пособия):
 - 2.1. План фундаментов;
 - 2.2. Продольный и поперечный разрезы рассчитанного фундамента;
 - 2.3. Развертка сборных фундаментов;
 - 2.4. Расчетная схема фундаментов рассчитываемого сечения с указанием всех действующих нагрузок;
 - 2.5. Опалубочные чертежи рассчитанной конструкций фундаментов;
 - 2.6. Спецификации на материалы и конструкции для рассчитанного фундамента.
- 3. Свайный фундамент (3-й лист):
 - 3.1. План свайного поля и ростверка с обозначением разбивочных осей, маркировкой конструкций;
 - 3.2. Поперечный разрез рассчитанного фундамента;
 - 3.3. Детали сопряжения свай с ростверком;

3.4. Спецификации на материалы и конструкции для рассчитанного фундамента.

Данные чертежей и пояснительной записки должны быть строго увязаны между собой. Более полные требования к оформлению и содержанию разделов курсового проекта приведены в соответствующих разделах пособия.

Проектирование оснований зданий и сооружений, а также конструирование фундаментов рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия.
2. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах.
3. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
4. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.
5. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии.
6. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
7. ТСН 22-304-06 Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Пермского края.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83*).
9. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84).

Оформление пояснительной записки и чертежей рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

1. ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам.
2. ГОСТ 2.301-68* ЕСКД. Форматы.
3. ГОСТ 2.302-68* ЕСКД. Масштабы.
4. ГОСТ 2.304-81* ЕСКД. Шрифты чертежные.
5. ГОСТ 21.1101-2009 СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации.

3. Исходные данные для курсового проектирования

В практике работы проектных организаций данные, используемые при проектировании оснований, фундаментов и подземных частей сооружений, многочисленны и разнообразны.

Для выполнения данного курсового проекта исходными данными являются:

1. «Задание на выполнение сквозного проектирования бакалавра», включающее:

- схемы сооружения (план и разрез);
- назначение здания;
- необходимые планировочные размеры здания (размеры в осях здания, высотные отметки);
- место (город) строительства объекта.

2. Таблица физико-механических характеристик грунтов, составляющих толщу основания строительной площадки, на которой возводится сооружение. Принято считать, что, как минимум, две буровые скважины характеризуют грунтовое основание.

Помимо характеристик грунтов в таблице приведены мощность грунтовых напластований; положение уровня грунтовых вод на площадке строительства; абсолютные высотные отметки устья буровых скважин, что позволяет привязать здание к местности.

Варианты таблиц с физико-механическими характеристиками грунтов приведены в Приложении Б настоящего пособия. Номер варианта выдается преподавателем по курсовому проектированию.

3. Расчетное сечение для выполнения вариантного проектирования фундаментов. Расчетное сечение назначается преподавателем по курсовому проектированию на основании «Задания на выполнение сквозного проектирования бакалавра».

4. Значение абсолютной отметки соответствующей относительной отметке $+0,000$ здания (уровень чистого пола 1-го этажа). Значение принимается равным минимальной абсолютной высотной отметке устья буровой скважины плюс 0,5 м.

4. Краткая характеристика объекта

На основании «Задания на выполнение сквозного проектирования бакалавра» в пояснительной записке приводится следующая основная информация по объекту:

1. Назначение объекта, место строительства.
2. Объемно-планировочное решение: этажность, габаритные размеры здания, наличие повала, чердака, тех. этажей, высоты этажей, назначения помещений здания.
3. Конструктивное решение: описание основных несущих конструкций здания (стены, колонны, перекрытия, покрытие, кровля, перегородки, полы) с указанием их характерных размеров и материалов.

В графической части разрабатывается:

1. План 1-го этажа (либо подвала, согласовывается с преподавателем) с указанием размеров здания в осях, расчетного сечения,

габаритных размеров конструкций попадающих в расчетное сечение.

2. Разрез здания по расчетному сечению с указанием высотных отметок, составов перекрытий и покрытия здания.

Пример оформления плана и разреза здания приведен на рис. А.4–А.6.

5. Анализ инженерно-геологических и гидрологических условий площадки

5.1. Построение инженерно-геологического разреза

Оценку инженерно-геологических условий строительной площадки следует начинать с построения выкопировки с генплана и инженерно-геологического разреза.

На выкопировки с генплана указывается контур здания, главные оси, фактические и проектируемые отметки углов здания, положение выработок с указанием привязки к осям здания и фактических отметок.

По данным колонок скважин строится инженерно-геологический разрез, на котором отмечают напластование, толщину и абсолютные отметки отдельных слоев грунта, уровень подземных вод. Расстояния между выработками берутся непосредственно с выкопировки, а толщина пластов грунта – с литологических колонок.

Положение выработок в плане принимается условно. При отсутствии иных указаний в «Задании на выполнение сквозного проектирования бакалавра» проектируемые отметки углов здания принимаются равными фактическим и назначаются исходя из абсолютных отметок выработок приведенных в задании.

По мере выполнения расчетов по данному пособию на инженерно-геологическом разрезе схематично отображается положение запроектированных фундамента мелкого заложения и свайного фундамента.

Пример оформления выкопировки из генплана и инженерно-геологического разреза здания, применяемые условные обозначения приведены на рис. А.7–А.9.

5.2. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

Для каждого слоя грунта (инженерно-геологического элемента), по заданным в таблице основным показателям, определяют ряд расчетных характеристик [17]:

1. Плотность скелета грунта ρ_d , кг/м³

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}, \quad (5.2.1)$$

где ρ - плотность грунта, кг/м³;

w - влажность грунта, д.е.

2. Число пластичности I_p , д.е.

$$I_p = w_L - w_p, \quad (5.2.2)$$

где w_L – влажность на границе текучести, д.е.;

w_p – влажность на границе раскатывания, д.е.

3. Показатель текучести I_L , д.е.

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p}, \quad (5.2.3)$$

4. Коэффициент пористости e , д.е.

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (5.2.4)$$

где ρ_s - плотность частиц грунта, кг/м³.

5. Коэффициент водонасыщения S_r , д.е.

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, \quad (5.2.5)$$

где ρ_w - плотность воды, принимаемая 1000 кг/м³.

6. Удельный вес γ , кН/м³.

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (5.2.6)$$

где g – ускорение силы тяжести (условно принять 10 м/с²).

7. Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} , кН/м³.

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e} \quad (5.2.7)$$

На основании рассчитанных показателей определяется расчетное сопротивление грунтов (R_0) всех инженерно-геологических элементов (ИГЭ) согласно Приложению В СП 22.13330-2011 [3]. Выдержки из СП [3] приведены в Приложении Г настоящего пособия.

В заданиях для торфа приведена объемная влажность грунта $w_{об}$. Для выполнения расчетов предварительно определяется весовая влажность. Данные величины связаны формулой [19]:

$$w = \frac{\rho_w w_{об}}{\rho_d} \quad (5.2.8)$$

Преобразовывая данную формулу можно получить следующее выражение:

$$w = \frac{\rho_w w_{об}}{\rho - \rho_w w_{об}} \quad (5.2.9)$$

По рассчитанным показателям пылевато-глинистых и песчаных грунтов уточняется их наименование согласно Приложению Б ГОСТ [17]. Выдержки из ГОСТ [17] приведены в Приложении В настоящего пособия.

Вид пылевато-глинистого грунта (супесь, суглинок, глина) определяется по числу пластичности, а его состояние – по показателю текучести (таблицы В.1 и В.2).

Крупнообломочные и песчаные грунты разделяются на виды по гранулометрическому составу, коэффициенту пористости и степени влажности (таблицы В.3, В.4 и В.5 соответственно).

Наименования крупнообломочных и песчаных грунтов дополняются указанием о степени их неоднородности. При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного или глинистого заполнителя указывается наименование вида заполнителя.

В дальнейших расчетах и на геологических разрезах следует использовать уточненные расчетом наименования грунтов всех инженерно-геологических элементов (ИГЭ) в пределах сжимаемой толщи.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов.

Основными параметрами механических свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики грунтов – угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации дисперсных грунтов E , предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов R_c .

Характеристики грунтов природного сложения, а также искусственного происхождения определяются, как правило, на основе их непосредственных испытаний в полевых или лабораторных условиях.

На основе статистической обработки результатов испытаний по методике, изложенной в ГОСТ 20522-96 [18] устанавливают нормативные и расчетные значения характеристик грунтов.

Расчетные значения характеристик грунтов φ , c и γ для расчетов по несущей способности обозначают φ_I , c_I и γ_I , а по деформациям – φ_{II} , c_{II} и γ_{II} .

Все расчеты оснований должны выполняться с использованием расчетных значений характеристик грунтов X , определяемых по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}, \quad (5.2.10)$$

где X_n – нормативное значение данной характеристики;

γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Коэффициент надежности по грунту при вычислении расчетных значений прочностных характеристик (φ , c , γ , R_c) устанавливают в зависимости от изменчивости этих характеристик, числа определений и значения доверительной вероятности α [18]. Для прочих характеристик грунта допускается принимать γ_g равным 1.

Нормативные значения φ , c , E допускается принимать по таблицам приложения Г.7–Г.9. Расчетные значения характеристик в этом случае принимают при следующих значениях коэффициента надежности по грунту:

- в расчетах оснований по деформациям $\gamma_g = 1$;
- в расчетах оснований по несущей способности:
 - для удельного сцепления $\gamma_g = 1,5$;
 - для угла внутреннего трения:
 - песчаных грунтов $\gamma_g = 1,1$;
 - глинистых грунтов $\gamma_g = 1,15$.

В вариантах заданий для выполнения курсового проекта (Приложение Б) приведены расчетные значения сцепления и угла внутреннего трения (φ_{II} и c_{II}) и нормативное значение плотности (ρ). В учебных целях для выполнения расчетов значения φ_I , c_I принять равными φ_{II} , c_{II} соответственно, значения ρ_I и ρ_{II} принять равными ρ .

Пример 5.2.1. Определение характеристик и уточнение наименований грунтов

Задача: Уточнить наименование и определить характеристики инженерно-геологических элементов для Вариант 31 Приложения Б.

Исходные физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице:

Таблица 5.2.1

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	$\rho_s, \text{т/м}^3$	w_p	w_L	w	$\rho, \text{т/м}^3$	$c_{II}, \text{кПа}$	$\varphi_{II}, \text{град.}$	$E, \text{МПа}$
Песок мелкий аллювиальный	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4
Торф	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0
Суглинок озерно-аллювиальный	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8

* – дана объёмная влажность торфа

1. Песок мелкий аллювиальный

$$\text{Плотность скелета грунта } \rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{2,02}{1 + 0,21} = 1,67 \text{ т/м}^3$$

$$\text{Коэффициент пористости } e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,67 - 1,67}{1,67} = 0,60 \text{ д.е.} \rightarrow$$

плотный (таблица В.4)

$$\text{Коэффициент водонасыщения } S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,67}{0,60 \cdot 1} = 0,93 \text{ д.е.} \rightarrow$$

водонасыщенный (таблица В.5)

$$\text{Удельный вес } \gamma = \rho \cdot g = 2,02 \cdot 10 = 20,2 \text{ кН/м}^3.$$

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} , кН/м³

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10(2,67 - 1)}{1 + 0,60} = 10,43 \text{ кН/м}^3$$

Расчетное сопротивление $R_0 = 300$ кПа (таблица Г.2).

Заключение: ИГЭ-1 – песок мелкий, плотный, водонасыщенный.

2. Торф

$$\text{Влажность грунта } w = \frac{\rho_w w_{об}}{\rho - \rho_w w_{об}} = \frac{1 \cdot 0,75}{1,2 - 1 \cdot 0,75} = 1,67 \text{ д.е.}$$

$$\text{Плотность скелета грунта } \rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,2}{1 + 1,67} = 0,45 \text{ т/м}^3$$

$$\text{Коэффициент пористости } e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{1,9 - 0,45}{0,45} = 3,22 \text{ д.е.}$$

$$\text{Коэффициент водонасыщения } S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} = \frac{1,67 \cdot 1,90}{3,22 \cdot 1} = 0,99 \text{ д.е.} \rightarrow$$

водонасыщенный (таблица В.5)

$$\text{Удельный вес } \gamma = \rho \cdot g = 1,20 \cdot 10 = 12,0 \text{ кН/м}^3.$$

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} , кН/м³

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10(1,90 - 1)}{1 + 3,22} = 2,13 \text{ кН/м}^3$$

Заключение: ИГЭ-2 – торф водонасыщенный.

Расчетное сопротивление R_0 для торфа не нормируется.

3. Суглинок озерно-аллювиальный

$$\text{Плотность скелета грунта } \rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,84}{1 + 0,21} = 1,52 \text{ т/м}^3$$

Число пластичности $I_p = w_L - w_p = 0,25 - 0,17 = 0,08 \text{ д.е.} \rightarrow$ суглинок (таблица В.1)

$$\text{Показатель текучести } I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{0,21 - 0,17}{0,17} = 0,24 \text{ д.е.} \rightarrow$$

полутвердый (таблица В.2)

$$\text{Коэффициент пористости } e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,64 - 1,52}{1,52} = 0,74 \text{ д.е.}$$

$$\text{Коэффициент водонасыщения } S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,64}{0,74 \cdot 1} = 0,75 \text{ д.е.}$$

Удельный вес $\gamma = \rho \cdot g = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН/м}^3$.

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии γ_{sb} , кН/м^3

$$\gamma_{sb} = \frac{10(\rho_s - 1)}{1 + e} = \frac{10(2,64 - 1)}{1 + 0,74} = 9,42 \text{ кН/м}^3$$

Расчетное сопротивление грунтов $R_0 = 225,57 \text{ кПа}$ (таблица Г.3).

Заключение: ИГЭ-3 – суглинок полутвердый.

Результаты расчетов сводятся в таблицу.

Таблица 5.2.2

Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	ρ_s , т/м^3	ρ_d , т/м^3	ρ , т/м^3	γ_1 $\gamma_{1\text{П}}$, кН/м^3	γ_{sb1} $\gamma_{sb1\text{П}}$, кН/м^3	w	S_r , д.е.	e, д.е.	I_P	I_L	c_1 $c_{1\text{П}}$, кПа	φ_1 $\varphi_{1\text{П}}$, град.	R_0 , кПа	E, МПа
Песок мелкий, плотный, водонасыщенный	2,67	1,67	2,02	20,2	10,43	0,21	0,93	0,60	–	–	2	30	300	18,4
Торф водонасыщенный	1,90	0,45	1,2	12,0	2,13	1,67	0,99	3,22	–	–	–	28	–	2,0
Суглинок полутвердый	2,64	1,52	1,84	18,4	9,42	0,21	0,75	0,74	0,08	0,24	19	19	226	6,8

5.3. Определение глубины сезонного промерзания грунтов

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов (по данным наблюдений за период не менее 10 лет) на открытой, оголенной от снега горизонтальной площадке при уровне подземных вод, расположенном ниже глубины сезонного промерзания грунтов.

Нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} , при отсутствии данных многолетних наблюдений следует определять на основе теплотехнических расчетов. Для районов, где глубина промерзания не превышает 2,5 м, ее нормативное значение допускается определять по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (5.3.1)$$

где M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по таблице Е.1, а при отсутствии в них данных для конкретного пункта или района строительства - по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях с районом строительства;

d_0 - величина, м, принимаемая равной для:

- суглинков и глин – 0,23;
- супесей, песков мелких и пылеватых – 0,28;

- песков гравелистых, крупных и средней крупности – 0,30;
- крупнообломочных грунтов – 0,34.

Значение d_0 для грунтов неоднородного сложения определяется как средневзвешенное в пределах глубины промерзания.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта d_f , м, определяется по формуле:

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (5.3.2)$$

где k_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений – по таблице Е.2; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений – $k_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой.

Расчетная глубина промерзания должна определяться теплотехническим расчетом в случае применения постоянной теплозащиты основания, а также, если тепловой режим проектируемого сооружения может существенно влиять на температуру грунтов (холодильники, котельные и т.п.).

Полученная расчетная глубина сезонного промерзания грунта отображается на инженерно-геологическом разрезе.

Пример 5.3.1. Определение глубины сезонного промерзания

грунтов

Задача: Определить расчетную глубину сезонного промерзания грунтов

Исходные данные:

1. Инженерно-геологические условия - Вариант 31 Приложения Б.
2. Место строительства г. Челябинск.
3. Здание с эксплуатируемым подвалом, среднесуточная температура воздуха помещения $+18^\circ\text{C}$.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{56,6} = 2,11 \text{ м}$$

Безразмерный коэффициент по таблице Е.1:

$$M_t = 15,8 + 14,3 + 7,4 + 6,2 + 12,9 = 56,6$$

$d_0 = 0,28$ для песков мелких.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта:

$$d_f = k_h d_{fn} = 0,5 \times 2,11 = 1,06 \text{ м}$$

$k_h = 0,5$ по таблице Е.2.

5.4. Выбор типа фундаментов и основания

При проектировании оснований и фундаментов необходимо 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 условий строительной площадки и конструктивных особенностей проектируемого сооружения.

По рекомендациям настоящего раздела производится выбор типов фундаментов и рабочего несущего слоя грунта, назначаются предварительные размеры фундаментов по высоте (предварительная глубина заложения фундамента и глубина погружения свай).

В пособии рассматривается проектирование двух типов фундаментов: мелкого заложения и свайных фундаментов.

Фундамент мелкого заложения.

Фундамент мелкого заложения под колонны выполняется отдельно стоящий прямоугольной или квадратной формы в плане. Для железобетонных колонн заводского изготовления – фундаменты стаканного типа [21]. Сопряжения колонны с фундаментом осуществляется за счет установки колонны в стакан подколонника фундамента с последующей заделкой стыка бетоном. Для сопряжения с монолитными колоннами в подколоннике предусматриваются арматурные выпуски.

Отметка обреза фундамента проектируется в уровне пола подвала. Для безподвальных зданий на 0,15 м ниже планировочной отметки рельефа.

Минимальные размеры в плане сборного фундамента стаканного типа составляют 1,2х1,2 м, максимальные 2,4х2,7 м при высоте фундамента 0,9 м. Для увеличения площади подошвы фундамент проектируют монолитный стаканного типа, типоразмеры можно применять по типовым сериям [21]. Толщина плиты назначается не менее 0,3 м.

Монолитный фундамент проектируется из подколонника и нескольких ступеней. Количество ступеней зависит от требуемой площади подошвы фундамента. Высота подколонника, ширина и высота ступеней, как правило, проектируются кратными 0,3 м. При соответствующем обосновании в случае массового применения или для отдельных индивидуальных фундаментов разрешается принимать размеры, кратные 100 мм в соответствии с ГОСТ Р 52085-2003.

Фундамент мелкого заложения под стены здания проектируется ленточный, монолитный или из сборных элементов. Ширина сборных фундаментных подушек 0,6–3,2 м [22]. При ширине фундамента менее 2,0 м высота – 0,3 м, более 2,0 м – 0,5 м. Стены подвала проектируются из

фундаментных блоков шириной 0,3–0,6 м (кратно 0,1 м) и высотой 0,3 или 0,6 м [21]. Как правило, стены подвала выполняются из фундаментных блоков до низа плит перекрытия 1-го этажа.

Глубину заложения фундамента от пола подвала рекомендуется принимать не менее 0,5 м. При меньшей глубине заложения в дальнейшем необходимо выполнить обосновывающий расчет по несущей способности.

В качестве рабочего слоя рекомендуется принимать ИГЭ с расчетным сопротивлением $R_0 \geq 150$ кПа. Заглубление фундамента в рабочий слой не менее 0,15 м. Мощность рабочего слоя под подошвой фундамента должна составлять не менее 1,0 м. Если под рабочим слоем расположен слой с более низкими прочностными и деформационными характеристиками в дальнейшем необходимо произвести проверку прочности подстилающего слоя.

Предварительно назначенная глубина заложения фундамента d должна быть не менее расчетной глубины сезонного промерзания d_f .

Свайный фундамент.

В курсовом проекте проектируется свайный фундамент из *забивных свай призматического сечения*.

Фундамент под колонны проектируют из куста свай объединённых монолитным ростверком, выполненного из плиты и подколонника. Для сборных железобетонных колонн предусматривают подколонник стаканного типа. Сопряжение с монолитными колоннами осуществляется за счет выпусков арматуры.

Размеры ростверка в плане должны приниматься кратными 30 см, а по высоте – 15 см. Конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины стакана [4]. Глубина стакана, для колонн сечением 40 х 40 см, составляет 0,6–0,8 м. Отметка обреза подколонника проектируется аналогично фундаментам мелкого заложения.

Для зданий с несущими стенами, как правило, применяют ленточные ростверки с одно- или многорядным расположением свай. Ширина ростверка зависит от числа свай в поперечном сечении и от ширины несущей стены [4]. Высота ростверка определяется расчетом и составляет не менее 0,5–0,6 м. Стены подвала выполняются из фундаментных блоков аналогично фундаментам мелкого заложения.

В зданиях с подвалом ростверк проектируется в уровне пола подвала, в безподвальных – на 0,15 м ниже планировочной отметки. При наличии технического подполья возможно выполнение высокого ростверка, в этом случае опирание плит перекрытия 1-го этажа производится непосредственно на ростверк.

При назначении глубины заложения подошвы ростверка учитывается расчетная глубина сезонного промерзания грунтов. Для предотвращения воздействия сил морозного пучения подошву ростверка проектируют ниже

глубины промерзания или предусматривают конструктивные мероприятия. В качестве конструктивных мероприятий можно выполнить зазор на высоту морозного пучения под ростверком, произвести замену грунта на не пучинистый или уложить теплоизоляционный слой.

Для предварительного выбора принимаются призматические сваи заводского изготовления длиной 3–28 м (шаг 1,0 м), сечением 30х30, 35х35, 40х40 см [24, 25].

Длина свай предварительно назначается из анализа инженерно-геологического разреза. Нижний конец свай, как правило, 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, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ – не менее 0,5 м, а в другие дисперсные грунты – не менее 1,0 м. Опирающие нижние концы свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции, илы, торфы не допускается [4].

Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жестким. Свободное опирание при монолитных ростверках выполняется путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5–10 см. Жесткое сопряжение свайного ростверка со сваями предусматривается в случае, когда: стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.); на сваю действуют горизонтальные нагрузки; сваи работают на выдергивающие нагрузки и др. [4].

Жесткое сопряжение железобетонных свай с монолитным железобетонным ростверком выполняется с заделкой головы сваи в ростверк на глубину, соответствующую длине анкерной арматуры, или с заделкой в ростверк выпусков арматуры на длину их анкерной [4].

Номенклатура сборных и монолитных конструкций фундаментов приведена в Приложении Ж пособия.

На основе анализа показателей свойств грунтов, предварительно назначенной глубины заложения фундаментов необходимо дать заключение о пригодности грунтов строительной площадки в качестве естественного основания для проектирования фундаментов здания или сооружения.

В инженерно-геологическом заключении необходимо отразить:

- 1) рекомендации по выбору рабочего слоя грунта для варианта ленточных или отдельно стоящих фундаментов;
- 2) рекомендации по предполагаемой глубине забивки свай в варианте свайных фундаментов;

3) сведения о глубине горизонта подземных вод и его влиянии на особенности производства работ нулевого цикла. Если горизонт подземных вод ниже отметки дна котлована на 0,5–1,0 м, то условия производства работ по отрывке котлована считаются благоприятными. В противном случае необходимо предусмотреть мероприятия по водопонижению;

4) привести схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов.

Пример 5.4.1. Выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю несущую стену

Задача: Произвести выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю несущую стену.

Дано:

- 1. Инженерно-геологические условия – таблица 5.2.2, рис. А.7 и А.8.*
- 2. Здание с эксплуатируемым подвалом (рис. А.4 и А.5). Расчетное сечение 1.*
- 3. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 5.3.1).*

Фундамент мелкого заложения:

1. Стену подвала проектируем из фундаментных стеновых блоков. Высота подвала $2,4 - 0,25 = 2,15$ м (см. рис. А.10). Принимаем 4 ряда блоков по 0,6 м (см. табл. Ж.2) общей высотой 2,4 м $> 2,15$ м. Ширину блоков назначаем 0,4 м исходя из толщины стены (0,38 м).

2. Фундамент принимаем ленточный из сборных элементов (ФЛ), высотой 0,3 м. Отметка подошвы фундамента $(-0,250) - 2,4 - 0,3 = -2,950$ (FL) $\rightarrow$ абсолютная $126,1 - 2,95 = 123,15$.

3. Минимальная планировочная отметка (см. рис. А.7) 125,2 (DL). Глубина заложения фундамента $d = 125,2 - 123,15 = 2,05$ м. $> d_f = 1,06$ м.

4. Глубина заложения фундамента от пола подвала $2,95 - 2,4 = 0,55$ м $> 0,5$ м. $\rightarrow$ расчет на выпор грунта не требуется.

5. ИГЭ-1 Песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300$ кПа > 150 кПа $\rightarrow$ подходит в качестве рабочего слоя.

Мощность слоя 5,2–6,8 м. Абсолютные отметки подошвы слоя 120,0–118,8 $\rightarrow$ максимальная 120,0. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы рабочего слоя $123,15 - 120,0 = 3,15$ м $> 1,0$ м $\rightarrow$ Выбираем ИГЭ-1 в качестве рабочего слоя для фундамента мелкого заложения.

Свайный фундамент

1. Стену подвала проектируем из фундаментных стеновых блоков. Высота подвала $2,4 - 0,25 = 2,15$ м (см. рис. А.11). Принимаем 4 ряда блоков по 0,6 м общей высотой $2,4 \text{ м} > 2,15 \text{ м}$. Ширину блоков назначаем 0,4 м исходя из толщины стены (0,38 м).

2. Ростверк принимаем монолитный ленточный высотой 0,5 м. Отметка заложения подошвы ростверка $(-0,25) - 2,4 - 0,5 = -3,150 \rightarrow$ абсолютная $126,1 - 3,15 = 122,95$.

3. Минимальная планировочная отметка (см. рис. А.7) 125,2 (DL). Глубина заложения подошвы ростверка $125,2 - 122,95 = 2,25 \text{ м}$. $> d_f = 1,06 \text{ м}$. $\rightarrow$ конструктивных мероприятий по предотвращению действия сил морозного пучения не требуется.

4. Определяем длину свай: Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы ИГЭ-1 $122,95 - 120,0 = 2,95 \text{ м}$. Минимальная длина свай 3,0 м (см. табл. Ж.4 и Ж.5) $\rightarrow$ сваи необходимо заглубить в ИГЭ-2.

ИГЭ-2 Торф водонасыщенный $\rightarrow$ опирание свай на слабый грунт не допускается $\rightarrow$ сваи необходимо заглубить в ИГЭ-3.

ИГЭ-3 Суглинок. Консистенция – полутвердый $\rightarrow$ можно использовать для опирания свай. $I_L = 0,24 > 0,1 \rightarrow$ величина заделки свай не менее 1,0 м.

Абсолютные отметки кровли ИГЭ-3:

скв. 1: $125,2 - 5,2 - 2,2 = 117,8 \rightarrow$ минимальная

скв. 2: $125,6 - 6,8 - 0,9 = 117,9$

Абсолютная отметка острия свай $117,8 - 1,0 = 116,8$. Расстояние от подошвы ростверка до острия свай $122,95 - 116,8 = 6,15 \text{ м}$.

Поскольку свая прорезает слабый грунт (торф) предусматриваем жесткое сопряжение ростверка и свай за счет анкеровки выпусков свай. Величина заделки свай в ростверк 0,05 м., максимальная длина выпусков $0,5 - 0,05 = 0,45 \text{ м}$.

Длина свай: $0,05 + 0,45 + 6,15 = 6,65 \text{ м}$. $\rightarrow$ Принимаем сваю длиной 7,0 м.

Корректирует отметку острия свай $122,95 - 7,0 + 0,05 + 0,45 = 116,45$.

Минимальная величина заделки в ИГЭ-3 $117,8 - 116,45 = 1,35 \text{ м}$.

Анализ гидрогеологических условий

1. Требуемая абсолютная отметка дна котлована при устройстве фундаментов:

Фундамент мелко заложения – 123,15;

Свайный фундамент – 122,95.

2. Абсолютная отметка УГВ:

скв. 1: $125,2 - 3,2 = 122,0 \rightarrow$ максимальная

скв. 2: $125,6 - 4,7 = 120,9$

3. Поскольку УГВ расположен на 0,95 м ниже дна вскрываемого котлована мероприятия по водопонижению и водоотводу во время выполнения СМР не требуются. Условия для производства работ нулевого цикла – благоприятные.

Заключение:

1. В качестве рабочего слоя для ленточного фундамента мелкого заложения рекомендуется принять ИГЭ-1 Песок мелкий, плотный, водонасыщенный.

2. Для варианта свайного фундамента рекомендуется принять сваи длиной не менее 7,0 м с заглублением в ИГЭ-3 Суглинок полутвердый.

3. Условия для производства работ нулевого цикла – благоприятные, мероприятия по водопонижению и водоотводу на время выполнения СМР не требуются.

4. Схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов приведены на рис. А.10 и А.11.

Пример 5.4.2. Выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю колонну здания

Задача: Произвести выбор типов фундаментов и основания под внутреннюю колонну здания.

Дано:

1. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.
2. Здание с эксплуатируемым подвалом (рис. А.4 и А.6). Расчетное сечение 2.
3. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.3.1).

Фундамент мелкого заложения:

1. Фундамент под колонну принимаем отдельный типовой монолитный. По таблице Ж.1 принимаем фундамент Ф.2.1.1 высотой $h_f = 1,5$ м (см. рис. А.12).

2. Отметку обреза фундамента принимаем равной отметке пола -2,400, абсолютная 123,7. Абсолютная отметка подошвы фундамента $123,7 - 1,5 = 122,2$ (FL).

3. Минимальная планировочная отметка 125,2 (DL). Глубина заложения фундамента $d = 125,2 - 122,2 = 3,0$ м. $> d_f = 1,06$ м.

4. ИГЭ-1 Песок мелкий, плотный, водонасыщенный. Расчетное сопротивление $R_0 = 300$ кПа > 150 кПа → подходит в качестве рабочего слоя.

Мощность слоя 5,2–6,8 м. Абсолютные отметки подошвы слоя 120,0–118,8 → максимальная 120,0. Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы рабочего слоя $122,2 - 120,0 = 2,2 \text{ м} > 1,0 \text{ м}$ → Выбираем ИГЭ-1 в качестве рабочего слоя для фундамента мелкого заложения.

Свайный фундамент

1. Ростверк принимаем монолитный из плитной части высотой 0,6 м и подколонником высотой 0,6 м. Общая высота ростверка 1,2 м.

2. Отметку обреза ростверка принимаем равной отметке пола -2,400, абсолютная 123,7. Абсолютная отметка подошвы ростверка $123,7 - 1,2 = 122,5 \text{ (FL)}$.

3. Минимальная планировочная отметка 125,2 (DL). Глубина заложения подошвы ростверка $125,2 - 122,5 = 2,7 \text{ м}$. $> d_f = 1,06 \text{ м}$ → конструктивных мероприятий по предотвращению действия сил морозного пучения не требуется.

4. Определяем длину свай: Минимальное расстояние от подошвы фундамента до подошвы ИГЭ-1 $122,5 - 120,0 = 2,5 \text{ м}$. Минимальная длина свай 3,0 м [20] → сваи необходимо заглубить в ИГЭ-2.

ИГЭ-2 Торф водонасыщенный → опирание свай на слабый грунт не допускается → сваи необходимо заглубить в ИГЭ-3.

ИГЭ-3 Суглинок. Консистенция – полутвердый → можно использовать для опирания свай. $I_L = 0,24 > 0,1$ → величина заделки свай не менее 1,0 м.

Абсолютные отметки кровли ИГЭ-3:

скв. 1: $125,2 - 5,2 - 2,2 = 117,8$ → минимальная

скв. 2: $125,6 - 6,8 - 0,9 = 117,9$

Абсолютная отметка острия сваи $117,8 - 1,0 = 116,8$. Расстояние от подошвы ростверка до острия сваи $122,5 - 116,8 = 5,7 \text{ м}$.

Поскольку свая прорезает слабый грунт (торф) предусматриваем жесткое сопряжение ростверка и сваи за счет анкеровки выпусков свай. Величина заделки сваи в ростверк 0,05 м, максимальная длина выпусков $0,6 - 0,05 = 0,55 \text{ м}$ (0,6 – высота плитной части ростверка).

Длина сваи: $0,05 + 0,55 + 5,7 = 6,3 \text{ м}$. → Принимаем сваю длиной 7,0 м.

Корректирует отметку острия сваи $122,5 - 7,0 + 0,05 + 0,55 = 116,1$.

Минимальная величина заделки в ИГЭ-3 $117,8 - 116,1 = 1,7 \text{ м}$.

Анализ гидрогеологических условий

1. Требуемая абсолютная отметка дна котлована при устройстве фундаментов:

Фундамент мелкого заложения 122,2;

Свайный фундамент 122,5.

2. Абсолютная отметка УГВ:

скв. 1: $125,2 - 3,2 = 122,0 \rightarrow$ максимальная

скв. 2: $125,6 - 4,7 = 120,9$

3. Поскольку УГВ расположен на 0,2–0,5 м ниже дна вскрываемого котлована необходимо предусмотреть мероприятия по водопонижению или водоотводу на время выполнения СМР. Условия для производства работ нулевого цикла – неблагоприятные.

Заключение:

1. В качестве рабочего слоя для ленточного фундамента мелкого заложения рекомендуется принять ИГЭ-1 Песок мелкий, плотный, водонасыщенный.

2. Для варианта свайного фундамента рекомендуется принять сваи длиной не менее 7,0 м с заглублением в ИГЭ-3 Суглинок полутвердый.

3. Условия для производства работ нулевого цикла – неблагоприятные, при выполнении СМР предусмотреть мероприятия по водопонижению или водоотводу.

4. Схемы с предварительно назначенными размерами фундаментов приведены на рис. А.12 и А.13.

6. Определение нагрузок, действующих на фундаменты сооружения

Сбор нагрузок действующих на фундаменты сооружения производится для расчетного сечения заданного в курсовом проекте в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 [0].

Нагрузки и воздействия на основания, передаваемые фундаментами сооружений, устанавливаются расчетом исходя из рассмотрения совместной работы сооружения и основания.

Расчет фундаментов производят на действие расчетных нагрузок, определяемых умножением их нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают при расчете оснований:

- по первой группе предельных состояний - по таблице Д.1 либо СП 20.13330.2011 [0];
- по второй группе предельных состояний – $\gamma_f = 1,0$.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать *постоянные* P_d и *временные* (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s) нагрузки [0].

К *постоянным* нагрузкам P_d следует относить: вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок) [0].

К *длительным* нагрузкам P_l следует относить: вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование; вес стационарного оборудования; нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях [0].

К *кратковременным* нагрузкам P_t следует относить: вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования; нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями; нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением), включая вес транспортируемых грузов; нагрузки от транспортных средств; климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки [0].

К *особым* нагрузкам P_s следует относить: сейсмические воздействия; взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования; воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых; нагрузки, обусловленные пожаром; нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения [0].

При этом нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки при расчете оснований по несущей способности считают кратковременными, а при расчете по деформациям – длительными. Нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования в обоих случаях считают кратковременными [3].

Нормативное значение веса конструкций заводского изготовления следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, других строительных конструкций и грунтов – по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов [0].

Нормативные значения временных нагрузок принимаются согласно таблице Д.2 и СП 20.13330.2011 [0].

Расчет оснований фундаментов по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок. Расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) должен производиться на основное сочетание нагрузок. Расчет по первой группе предельных состояний (по несущей способности) - на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок и воздействий - на основное и особое сочетание.

Основное сочетания нагрузок включает постоянные, длительные и кратковременные:

$C_m = P_d + (\psi_{l1} \cdot P_{l1} + \psi_{l2} \cdot P_{l2} + \psi_{l3} \cdot P_{l3} + \dots) + (\psi_{t1} \cdot P_{t1} + \psi_{t2} \cdot P_{t2} + \psi_{t3} \cdot P_{t3} + \dots), \quad (6.1)$
 где C_m – нагрузка для основного сочетания;

ψ_{li} ($i = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;

ψ_{ti} ($i = 1, 2, 3, \dots$) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

Для основных сочетаний нагрузок коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l для равномерно распределенных длительных нагрузок принимается: $\psi_{l1} = 1,0$; $\psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 0,95$. Для остальных длительных нагрузок $\psi_{l1} = \psi_{l2} = \psi_{l3} = \dots = 1,0$.

Для основных сочетаний коэффициенты сочетаний кратковременных нагрузок принимаются $\psi_{t1} = 1,0$; $\psi_{t2} = 0,9$, $\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$.

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от надземных частей сооружения определяются отдельно в соответствии со схемой сооружения. 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 осями проемов. Для торцевых и внутренних стен без оконных проемов за расчетную длину принимается один метр стены.

При расчете фундаментов зданий или сооружений, в которых имеются подвалы или заглубленные помещения, необходимо учитывать моменты, которые возникают от горизонтального давления грунта и его веса на уступах фундаментов.

В расчетах оснований необходимо учитывать нагрузки от складываемого материала и оборудования, размещенных вблизи фундаментов на отмостке и полах, устраиваемых непосредственно на грунте. На поверхности грунта принимается равномерно распределенная нагрузка интенсивностью $q = 10 \text{ кН/м}^2$. Нагрузку на полы промышленных зданий принимают в соответствии с требованиями СП 20.13330.2011 [0]. Суммарные нагрузки на обрез фундамента рекомендуется определять с точностью до 1 кН.

Нагрузки, определенные для расчета по первой группы предельных состояний обозначают N_I (M_I), по второй группе предельных состояний – N_{II} (M_{II}).

В учебных целях, при выполнении курсового проектирования, принимаются следующие допущения:

- сбором нагрузок определяется вертикальная составляющая нагрузки на фундамент (N)
- значение изгибающего момента (M) условно принимается равным 10% от величины N .
- действие ветровых нагрузок не учитывается.

Пример 6.1. Сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены

Задача: Произвести сбор нагрузок на обрез фундамента внутренней несущей стены для расчета основания по первой и второй группе предельных состояний.

Дано: архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.5); расчетное сечение 1; город строительства – Пермь.

1. Сбор нагрузок производится для внутренней стены без оконных проемов → расчет ведется на 1 п.м. (длина грузовой площади 1 м). Обрез фундамента – верх стены подвала, отм. -0,250.

2. Согласно конструктивной схеме ширина грузовой площади $5,61 / 2 + 5,61 / 2 + 0,38 = 5,99$ м.

3. Грузовая площадь $A = 5,99 \cdot 1,0 = 5,99 \text{ м}^2$.

4. Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента. Расчет сводится в таблицу (Табл. 7.1).

5. По формуле 7.1 определяются нагрузки, действующие на обрез фундамента (на 1 п.м.):

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$N_I = (6,87 + 3,72 \cdot 3)5,99 + 63,20 + (1,16 \cdot 3 + 2,67 \cdot 0,9 + 0,55 \cdot 3 \cdot 0,7)5,99 = 213,36 \text{ кН}$$

$$M_I = 0,1 \cdot N_I = 0,1 \cdot 213,36 = 21,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = (5,73 + 3,32 \cdot 3)5,99 + 57,46 + (0,97 \cdot 3 + 1,9 \cdot 0,95 + 0,5 \cdot 3 \cdot 0,95)5,99 = 188,22 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0,1 \cdot N_{II} = 0,1 \cdot 188,22 = 18,82 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Таблица 6.1

Сбор нагрузок на обрез фундамента

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1	<i>Постоянные нагрузки</i>				
1.1	Вес элементов кровли: - техноэласт – 10 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ - цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ - газобетонная крошка – 460 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$ - техноэласт – 5 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,06 0,36 2,31 0,03	1,3 1,3 1,3 1,3	0,80 0,48 3,00 0,04
	Итого от элементов кровли	кН/м^2	2,76		3,60
1.2	Собственный вес плит покрытия многопустотные плиты длиной 5,8 м шириной 1,2 м, $t = 2,07 \text{ м}$	кН/м^2	=20,7/ (5,8x1,2) =2,97	1,1	3,27
1.3	Вес элементов пола - линолеум – 3 мм, $\gamma = 2,5 \text{ кг/м}^2$ - газобетон – 30 мм, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,08 0,27	1,1 1,3	0,09 0,36
	Итого от элементов пола	кН/м^2	0,35		0,45
	Итого от конструкции покрытия	кН/м^2	5,73		6,87
	Итого от конструкции перекрытия	кН/м^2	3,32		3,72
1.4	Собственный вес кирпичной кладки стены $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ $H = 8,15 + 0,25 = 8,4 \text{ м}$, $\delta = 0,38 \text{ м}$, $V = 8,4 \cdot 0,38 \cdot 1 \text{ п.м.} = 3,19 \text{ м}^3$	кН/п.м.	57,46	1,1	63,20
2	<i>Временные нагрузки</i>				
2.1	Полезная нагрузка на перекрытие (таблица Д.2 – жилые квартиры) Пониженное значение (п. 8.2.5 [0])	кН/м^2	1,5 0,97	1,2 1,2	1,8 1,16
2.2	Собственный вес перегородок	кН/м^2	0,5	1,1	0,55
2.3	Снеговая нагрузка (п. 10 [0]) $0,7 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,2$	кН/м^2	1,90	1,4	2,67

Пример 6.2. Сбор нагрузок на обрез фундамента колонны

Задача: Произвести сбор нагрузок на обрез фундамента колонны для расчета основания по первой и второй группе предельных состояний.

Дано: архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.6); расчетное сечение 2; город строительства – Пермь.

1. Сбор нагрузок производится на обрез фундамента колонны, отметка -2,400.

2. Согласно конструктивной схеме ширина грузовой площади $5,8 / 2 + 5,8 / 2 = 5,8$ м, ширина $3,99 / 2 + 3,99 / 2 = 3,99$ м.

3. Грузовая площадь $A = 5,8 \cdot 3,99 = 23,14 \text{ м}^2$.

4. Определяем постоянные и временные нагрузки, действующие на обрез фундамента. Расчет сводится в таблицу (Табл. 7.2).

5. По формуле 7.1 определяются нагрузки, действующие на обрез фундамента:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$N_I = (6,87 + 3,72 \cdot 3)23,14 + 44,62 + 60,72 + \\ + (1,16 \cdot 3 + 2,67 \cdot 0,9 + 0,55 \cdot 3 \cdot 0,7)23,14 = 685,41 \text{ кН}$$

$$M_I = 0,1 \cdot N_I = 0,1 \cdot 685,41 = 68,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$N_{II} = (5,73 + 3,32 \cdot 3)23,14 + 40,56 + 55,2 + \\ + (0,97 \cdot 3 + 1,9 \cdot 0,95 + 0,5 \cdot 3 \cdot 0,95)23,14 = 600,91 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0,1 \cdot N_{II} = 0,1 \cdot 600,91 = 60,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Таблица 6.2

Сбор нагрузок на обреш фундамента

№ п/п	Наименование нагрузки	Ед. изм.	Норм. нагрузка	γ_f	Расчет. нагрузка
1	<i>Постоянные нагрузки</i>				
1.1	Вес элементов кровли: - техноэласт – 10 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ - цементно-песчаная стяжка – 20 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ - газобетонная крошка – 460 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$ - техноэласт – 5 мм, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,06 0,36 2,31 0,03	1,3 1,3 1,3 1,3	0,80 0,48 3,00 0,04
	Итого от элементов кровли	кН/м^2	2,76		3,60
1.2	Собственный вес плит покрытия многопустотные плиты длиной 5,8 м шириной 1,2 м, $t = 2,07 \text{ м}$	кН/м^2	$=20,7/$ $(5,8 \times 1,2)$ $=2,97$	1,1	3,27
1.3	Вес элементов пола - линолеум – 3 мм, $\gamma = 2,5 \text{ кг/м}^2$ - газобетон – 30 мм, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$	кН/м^2	0,08 0,27	1,1 1,3	0,09 0,36
	Итого от элементов пола	кН/м^2	0,35		0,45
	Итого от конструкции покрытия	кН/м^2	5,73		6,87
	Итого от конструкции перекрытия	кН/м^2	3,32		3,72
1.4	Собственный вес ж/б колонны $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$, $H=8,15+2,4=10,55 \text{ м}$, $F=0,4 \cdot$ $0,4 = 0,16 \text{ м}^2$, $V=10,55 \cdot 0,16=1,69 \text{ м}^3$	кН	40,56	1,1	44,62
1.5	Собственный вес ж/б ригелей $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$ $L = 3,99 - 0,4 = 3,59 \text{ м}$, $F = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16$ м^2 , $V = 3,59 \cdot 0,16 \cdot 4 \text{ шт} = 2,30 \text{ м}^3$	кН	55,2	1,1	60,72
2	<i>Временные нагрузки</i>				
2.1	Полезная нагрузка на перекрытие (таблица Д.2 – жилые квартиры) Пониженное значение (п. 8.2.5 [0])	кН/м^2	1,5 0,97	1,2 1,2	1,8 1,16
2.2	Собственный вес перегородок	кН/м^2	0,5	1,1	0,55
2.3	Снеговая нагрузка (п. 10 [0]) $0,7 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,2$	кН/м^2	1,90	1,4	2,67

7. Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании

7.1. Выбор глубины заложения фундаментов

На основании настоящего раздела уточняется глубина заложения фундамента и составляется расчетная схема фундамента для выполнения расчетов по двум группам предельных состояний.

В общем случае глубина заложения фундаментов d должна приниматься с учетом [3]:

- 1) назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения, нагрузок и воздействий на его фундаменты;
- 2) глубина заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины прокладки инженерных коммуникаций;
- 3) существующего и проектируемого рельефа застраиваемой территории;
- 4) инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, карманов выветривания, карстовых полостей и пр.);
- 5) гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- 6) возможного размыва грунта у опор сооружений, возводимых в руслах рек (мостов, переходов трубопроводов и т.п.);
- 7) глубины сезонного промерзания.

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

- а) для наружных фундаментов (от уровня планировки) по табл. Е.3;
- б) для внутренних фундаментов - независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

Глубину заложения наружных и внутренних фундаментов отапливаемых сооружений с холодными подвалами и техническими подпольями (имеющими отрицательную температуру в зимний период) следует принимать по табл. Е.3, считая от пола до подвала или технического подполья [3].

Глубина заложения наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений должна назначаться по табл. Е.3, при этом глубина исчисляется: при отсутствии подвала или технического подполья - от уровня планировки, а при наличии - от пола подвала или технического подполья [3].

Глубину заложения наружных фундаментов допускается назначать независимо от расчетной глубины промерзания, если:

- фундаменты опираются на пески мелкие и специальными исследованиями на данной площадке установлено, что они не имеют пучинистых свойств, а также в случаях, когда специальными исследованиями и расчетами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;

- предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов.

Фундаменты сооружения или его отсека должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках (см. рис. 7.1.1) их допустимую разность Δh , м, определяют исходя из условия [3]:

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right), \quad (7.1.1)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету, м;

φ_1 , c_1 – расчетные значения угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, кПа (по первой группе предельных состояний);

p – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных нагрузок (для расчета основания по несущей способности), кПа.

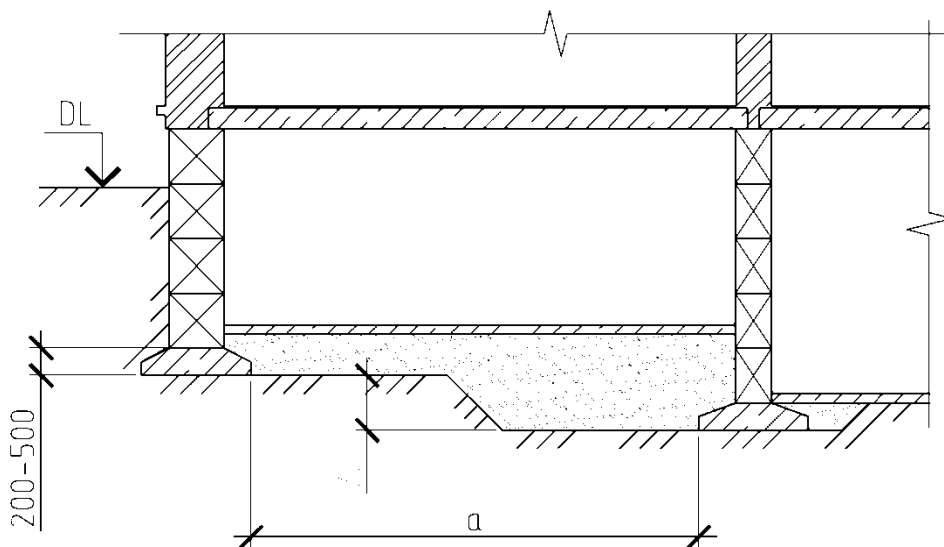


Рис. 7.1.1. Устройство фундамента на разных отметках

При проектировании сборных ленточных фундаментов уступы устраиваются за счет использования доборных блоков (высотой 0,3 м). Высота уступа в связных грунтах не должна превышать 0,6 м, а в песчаных грунтах – высоты фундаментной подушки. В слоистых основаниях все

фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с одинаковыми прочностными и деформационными свойствами.

После определения глубины заложения фундаментов составляется расчетная схема для выполнения расчетов (рис. 7.1.2).

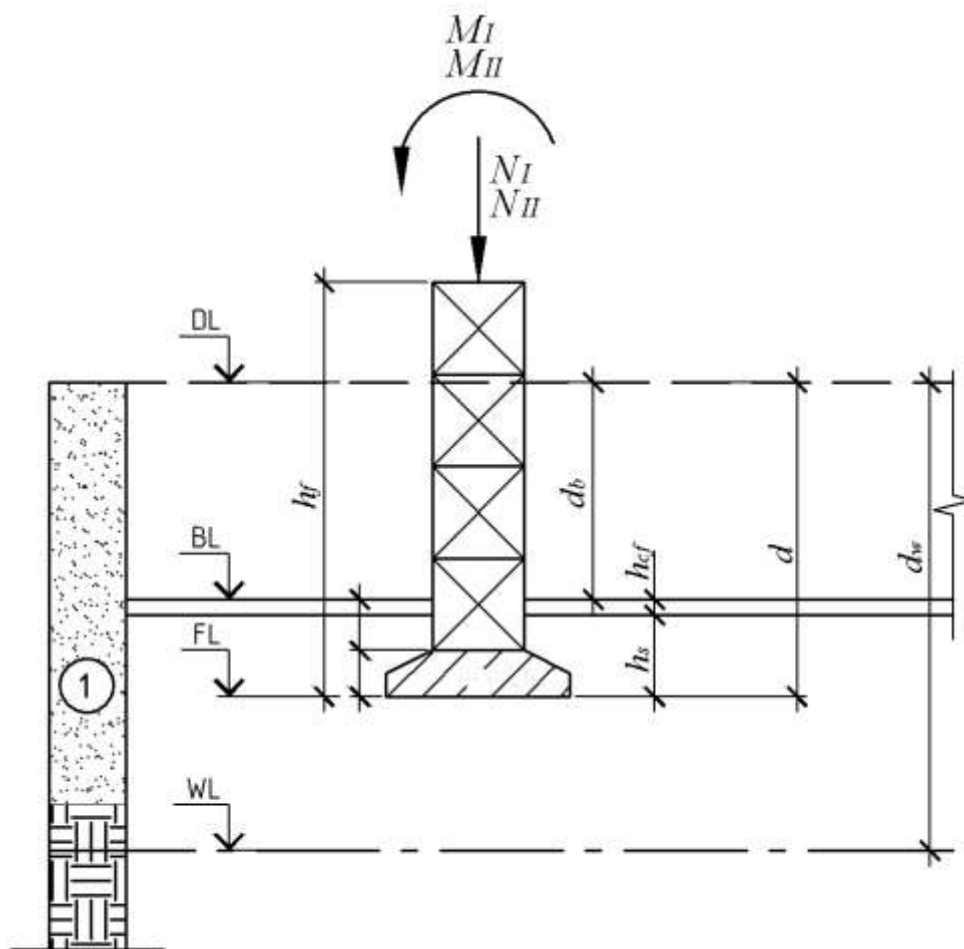


Рис. 7.1.2. Расчетная схема

На расчетной схеме приводится следующая информация:

1) Отметки:

- планировки DL ;
- подошвы фундамента FL ;
- пола подвала BL ;
- уровня грунтовых вод WL .

2) Размеры по вертикали:

- глубина заложения фундамента d ;
- глубина подвала d_b ;
- глубина расположения уровня грунтовых вод d_w ;
- высота фундамента h_f ;
- толщина конструкции пола подвала h_{cf} ;
- толщина слоя грунта от низа пола подвала до подошвы фундамента

h_s .

3) Маркировка сборных железобетонных элементов.

4) Величины действующих на обрез фундамента нагрузок.

Пример 7.1.1. Определение глубины заложения фундамента под внутреннюю стену здания

Задача: Определить глубину заложения фундамента под внутреннюю стену здания.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.5); подвал здания эксплуатируемый отапливаемый; расчетное сечение 1.
2. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.
3. Предварительно назначенная глубина заложения фундамента с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания = 2,05 м (см. пример 6.4.1).
4. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.3.1).
5. Расчетные нагрузки на обрез фундамента (см. пример 7.1).

Определение глубины заложения фундамента

1. Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначаться независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.
 2. Отметки подошвы внутренних и наружных фундаментов должны располагаться на одном уровне → необходимо определить глубину заложения для наружных фундаментов.
 3. Глубина заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений согласно табл. Е.3 для песков мелких (ИГЭ-1 – рабочий слой) при условии $d_w > d_f + 2$ ($3,2 > 1,06 + 2 = 3,06$) не зависит от d_f .
 4. Окончательно глубину заложения фундаментов принимаем $d = 2,05$ м определенную с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания.
- Составляем расчетную схему (рис. 7.1.3).

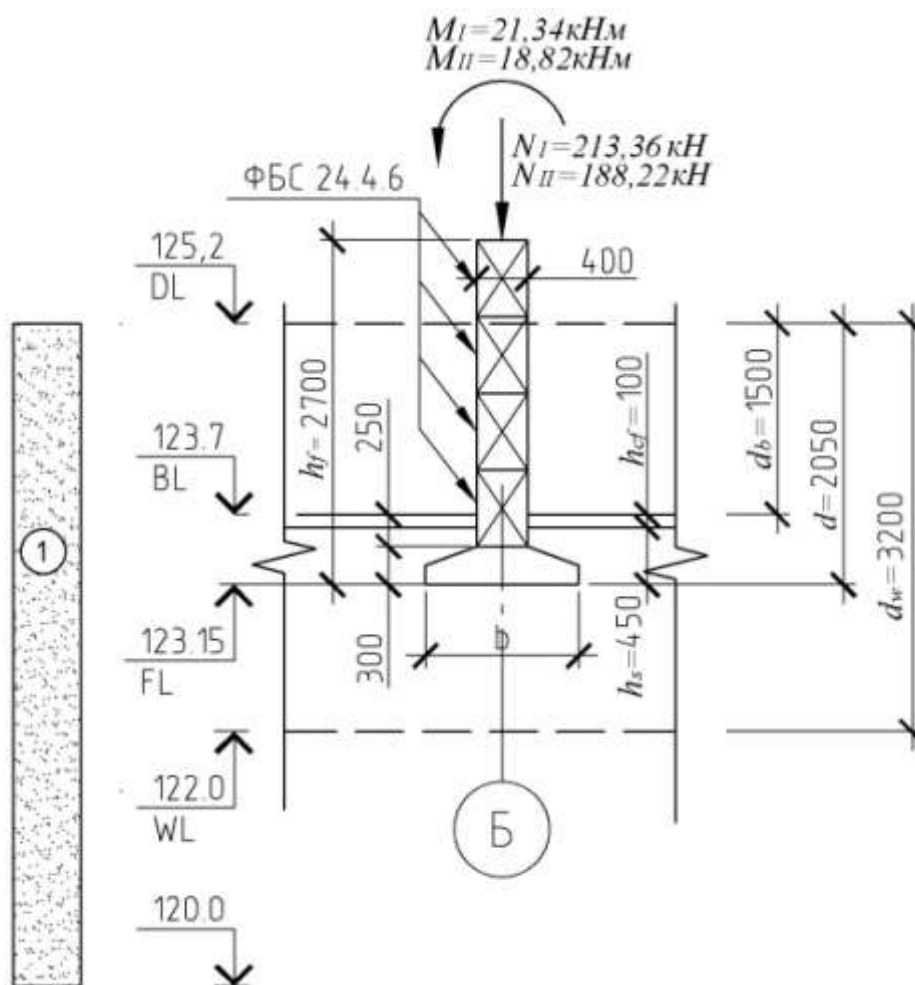


Рис. 8.1.3. Расчетная схема к примеру 8.1.1

Пример 7.1.2. Определение глубины заложения фундамента под внутреннюю колонну здания

Задача: Определить глубину заложения фундамента под внутреннюю колонну здания.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.6); подвал здания эксплуатируемый отапливаемый; расчетное сечение 2.

2. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.

3. Предварительно назначенная глубина заложения фундамента с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания = 3,0 м (см. пример 6.4.2).

4. Расчетная глубина сезонного промерзания грунтов $d_f = 1,06$ м (см. пример 6.3.1).

5. Расчетные нагрузки на обрез фундамента (см. пример 7.2).

Определение глубины заложения фундамента

1. Глубина заложения внутренних фундаментов отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания назначаться независимо от расчетной глубины промерзания грунтов.

2. Отметка подошвы внутренних и наружных фундаментов должна располагаться на одном уровне → необходимо определить глубину заложения для наружных фундаментов.

3. Глубина заложения наружных фундаментов отапливаемых сооружений согласно табл. Е.3 для песков мелких (ИГЭ-1 – рабочий слой) при условии $d_w > d_f + 2$ ($3,2 > 1,06 + 2 = 3,06$) не зависит от d_f .

4. Окончательно глубину заложения фундаментов принимаем $d = 3,0$ м определенную с учетом инженерно-геологических условий, конструктивного и объемно-планировочного решения здания.

Составляем расчетную схему (рис. 8.1.4).

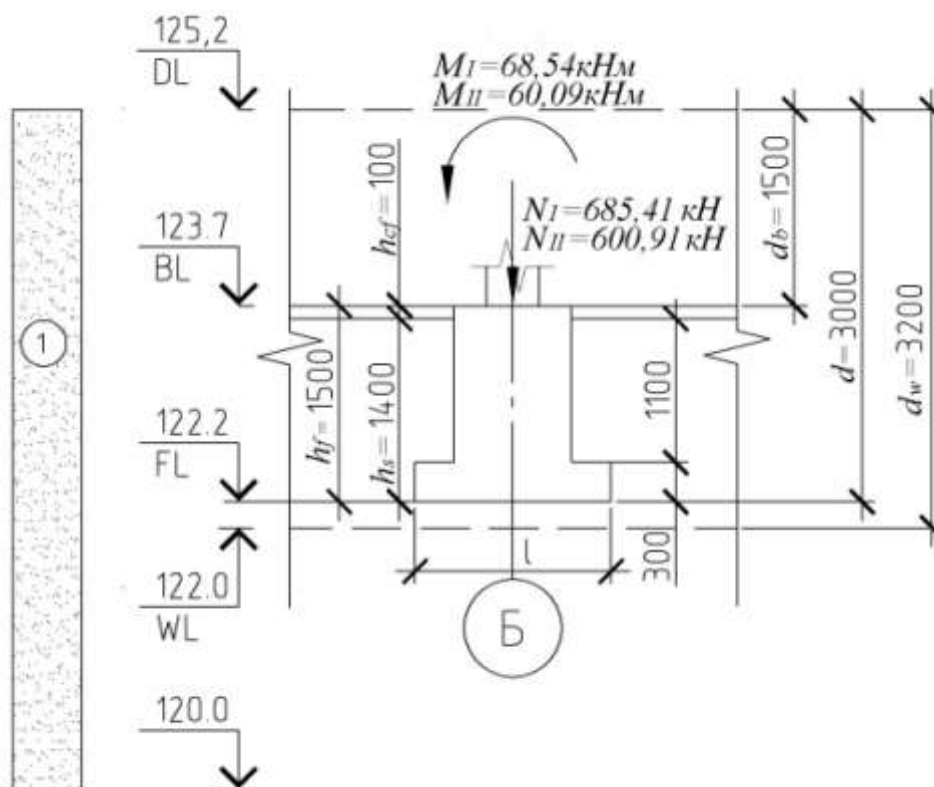


Рис. 7.1.4. Расчетная схема к примеру 8.1.2

7.2. Расчет оснований по деформациям (вторая группа предельных состояний)

Расчет оснований по деформациям должен производиться из условия совместной работы сооружения и основания. Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:

- абсолютной осадкой основания с отдельного фундамента;

- средней осадкой основания сооружения $\bar{s}$;
- относительной неравномерностью осадок двух фундаментов $\Delta s / L$ (L – расстояние между фундаментами);
- креном фундамента (сооружения);
- относительным прогибом или выгибом;
- кривизной изгибаемого участка сооружения;
- относительным углом закручивания сооружения;
- горизонтальным перемещением фундамента (сооружения) [3].

Абсолютная осадка основания отдельного фундамента s определяется как среднее вертикальное перемещение фундамента от нагрузки, передаваемой на основание, или других причин (например, обводнения, просадки грунтов основания). Значения осадки используются для вычисления средней осадки основания сооружения, а также для оценки неравномерности деформаций оснований фундаментов и связанных с ними конструкций.

Средняя осадка основания сооружения $\bar{s}$ – равномерная составляющая общей, как правило, неравномерной осадки. При подсчете средней осадки необходимы данные по абсолютным осадкам не менее чем трех характерных (по размерам и действующим на них нагрузкам) фундаментов.

Относительная неравномерность осадок $\Delta s / L$ двух фундаментов представляет собой разность абсолютных осадок двух фундаментов, отнесенную к расстоянию между ними.

Крен фундамента или сооружения в целом i – разность осадок крайних точек фундамента или сооружения в целом, отнесенная к ширине или длине фундамента (сооружения).

Относительный прогиб или выгиб f / L – отношение стрелы прогиба или выгиба к длине однозначно изгибаемого участка сооружения.

Кривизна изгибаемого участка сооружения ρ – величина, обратная радиусу искривления, наиболее полно характеризует напряженно-деформированное состояние относительно жестких протяженных сооружений.

Относительный угол закручивания сооружения θ характеризует пространственную работу конструкций сооружения.

Горизонтальное перемещение фундамента или сооружения в целом u , как правило, следует учитывать при действии горизонтальных нагрузок.

Возможна сложная деформация сооружения вследствие неравномерных осадок основания. В этом случае она может быть разложена на отдельные составляющие.

В настоящем пособии рассмотрен расчет значения абсолютной осадки отдельного фундамента s . При выполнении курсового проекта производится расчет s для заданного расчетного сечения фундаментов.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия [3]:

$$s \leq s_u, \quad (7.2.1)$$

где s – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

s_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, приведенное в Приложении И.

Расчет деформаций основания следует выполнять, применяя расчетную схему основания в виде:

- линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи;
- линейно деформируемого слоя.

Расчетную схему основания в виде линейно деформируемого слоя применяют при ширине (диаметре) фундамента $b \geq 10$ м и модуле деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа.

При расчете деформаций основания с использованием вышеуказанных расчетных схем, среднее давление под подошвой фундамента p (с учетом нагрузки на полы q) не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , т.е. должно выполняться условие:

$$p + q \leq R, \quad (7.2.2)$$

где q – равномерно распределенная нагрузка на пол первого этажа (выполненного по грунту) или на пол подвала, при наличии эксплуатируемого подвала. Для промышленных зданий допускается принимать равной 20 кПа, для жилых и общественных зданий принимается согласно таблице Д.2.

7.3. Предварительное назначение размеров подошвы фундамента

Предварительное назначение размеров подошвы фундаментов (ширины b – для ленточных, ширины b и длины a – для отдельных) производится исходя из условия:

$$p \leq R_0, \quad (7.3.1)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента;

R_0 – расчетное сопротивление рабочего слоя грунта принятое по Приложению Г.

Среднее давление под подошвой фундамента p определяется по формуле:

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A}, \quad (7.3.2)$$

где N_{II} – расчетная нагрузка действующая на обрез фундамента;

G_f – собственный вес фундамента;

G_g – вес грунта на обрезах фундамента;

A – площадь подошвы фундамента, равная $b \times 1$ – для ленточного фундамента, $l \times b$ – для отдельного.

Поскольку вес фундамента и грунта на его обрезах неизвестны, то приближенную площадь определяют из условия:

$$A' = \frac{N_{II}}{R_0}, \quad (7.3.3)$$

Затем определяют предварительные размеры фундаментов:

- для ленточного фундамента:

$$b = A', \quad (7.3.4)$$

- для отдельного фундамента с квадратной формой подошвы:

$$b = l = \sqrt{A'}, \quad (7.3.5)$$

- для отдельного фундамента с прямоугольной формой подошвы:

$$b = \frac{l}{1-1,3} = \frac{\sqrt{A'}}{1-1,3}, \quad (7.3.6)$$

где $1-1,3$ – соотношение сторон подошвы фундамента, при наличии моментов действующих на обрез фундамента можно принять равное M_{xII} / M_{yII} .

По полученным значениям производят подбор сборных или монолитных типовых конструкций по Приложению Ж. Для ленточного фундамента – выбирают фундаментную подушку с шириной превышающую требуемую, для отдельных – типовую конструкцию монолитного фундамента с размерами подошвы превышающими требуемые.

При отличии высоты фундамента, подобранной по расчету, от предварительно назначенной, производят корректировку глубины заложения фундаментов d .

После корректировки глубины заложения фундаментов d , производят расчет собственного веса фундамента G_f и веса грунта его обрезах G_g . Определяют среднее давление под подошвой фундамента p по формуле 7.3.2 и проверяют условие 7.3.1.

Если условие 7.3.1 не выполняется, то необходимо увеличить площадь подошвы фундамента. Для этого подбирают конструкцию с большей площадью подошвы фундамента и снова проверить условие 7.3.1.

Предварительные размеры фундамента считаются подобранными, если условие 7.3.1 удовлетворяется, при этом разность значений p и R_0 не превышает 20%.

7.4. Определение расчетного сопротивления грунта основания

Табличные значения R_0 , приведенные в Приложении Г, даны для фундаментов с шириной $b = 1$ м при глубине заложения $d = 2$ м. Расчетное сопротивление грунта основания R для конкретных b и d будет отличаться от табличных значений.

Расчетное сопротивление грунтов основания следует определять по формуле (расчетную схему см. рис. 7.1.2) [3]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{\Pi} + M_q d_1 \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi}], \quad (7.4.1)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы принимаемые по таблице Г.5;

k – коэффициент, принимаемый равным: $k = 1$, если прочностные характеристики грунта (ϕ_{Π} и c_{Π}) определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам Г.7–Г.9;

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице Г.6;

k_z – коэффициент, принимаемый равным:

при $b < 10$ м - $k_z = 1$,

при $b \geq 10$ м - $k_z = z_0 / b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{Π} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

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

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

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{\Pi}}, \quad (7.4.2)$$

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

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

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3 ;

d_b – глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м).

Значение расчетного сопротивления R полученное по формуле 7.4.1 сравнивают с давлением под подошвой фундамента p . Если условие 7.2.2 удовлетворяется и при этом разность значений p и R_0 не превышает 20%, размеры фундамента считаются подобранными.

Если условие 7.2.2 не выполняется, то необходимо увеличить площадь подошвы фундамента. Для этого принимают конструкцию с большей площадью подошвы фундамента и снова проверяют условие 8.2.2.

7.5. Проверка допустимости напряжений у края подошвы

При расчете внецентренно нагруженных фундаментов необходимо выполнять проверку допустимости напряжений у края подошвы. При расчете внецентренно нагруженных фундаментов эпюры давлений могут быть трапециевидные и треугольные, в том числе укороченной длины, обозначающие краевой отрыв подошвы фундамента от грунта при относительном эксцентриситете равнодействующей e более $l/6$ [3] (рис. 7.5.1).

В зависимости от типа сооружения, наличия и грузоподъемности кранового оборудования, расчетного сопротивления грунтового основания должны выполняться следующие условия:

А. Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, а также для фундаментов колонн открытых крановых эстакад при кранах грузоподъемностью свыше 15 т, для сооружений башенного типа (труб, домен и других), а также для всех видов сооружений при расчетном сопротивлении грунта основания

$R < 150$ кПа:

$$\left. \begin{aligned} e/l &< 1/6, \\ p_{\min} / p_{\max} &\leq 1/4, \\ p_{\max} &\leq 1,2R, \\ p_{\min} &\geq 0, \\ p_{c,\max} &\leq 1,5R, \end{aligned} \right\} \quad (7.5.1)$$

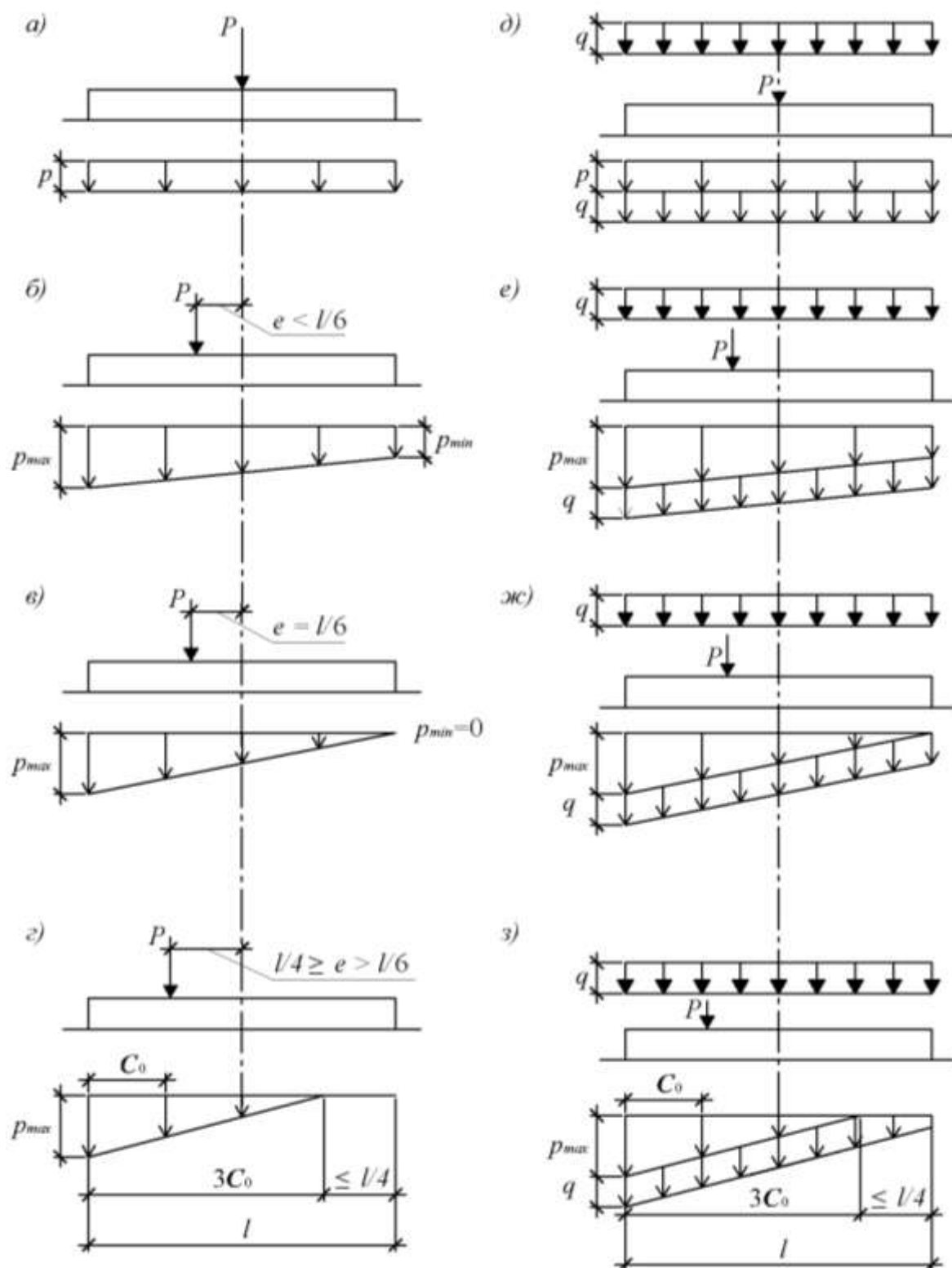
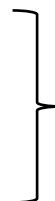


Рис. 7.5.1. Эпюры давлений по подошве фундаментов при центральной и внецентренной нагрузках: а-г – при отсутствии нагрузок на полы; д-з – при сплошной равномерно распределенной нагрузке интенсивностью q ; а и д – при центральной нагрузке; б и е – при эксцентриситете нагрузки $e < l/b$; в и ж – при $e = l/b$; г и з – при $e > l/b$ (с частичным отрывом фундамента от грунта)

В. Для фундаментов зданий с мостовыми кранами (кроме зданий и сооружений указанных в п. А):

$$e/l \leq 1/6,$$



$$\begin{aligned} p_{\max} &\leq 1,2R, \\ p_{\min} &\geq 0, \\ p_{c,\max} &\leq 1,5R \end{aligned} \quad (7.5.2)$$

С. Для фундаментов бескрановых зданий с подвесным транспортным оборудованием (и всех остальных зданий и сооружений не указанных в п.п. А и В):

$$\left. \begin{aligned} e/l &\leq 1/4, \\ p_{\max} &\leq 1,2R, \\ p_{c,\max} &\leq 1,5R \end{aligned} \right\} \quad (7.5.3)$$

Краевые давления определяются по формулам:

- при относительном эксцентриситете

$$p_{\max/\min} = p \pm \frac{M_{\Pi}}{W} + q, \quad (7.5.4)$$

- при относительном эксцентриситете $e/l > 1/6$

$$p_{\max} = \frac{2pA}{3bC_0} + q, \quad (7.5.5)$$

где A – площадь подошвы фундамента;

M_{Π} – момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента, найденных с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций или без этого учета;

W – момент сопротивления площади подошвы фундамента, $W = bl^2/6$ - для отдельного фундамента, $W = 1b^2/6$ - для ленточного;

C_0 – расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси, определяемое по формуле:

$$C_0 = \frac{l}{2} - e, \quad (7.5.6)$$

e – эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента, определяемый по формуле

$$e = \frac{M_{\Pi}}{pA}, \quad (7.5.7)$$

l – длина фундамента (для ленточных фундаментов вместо l подставляют b);

b – ширина фундамента (для ленточных фундаментов вместо b подставляют $l = 1$ п.м.);

При наличии моментов, действующих в двух направлениях M_x и M_y параллельных осям x и y прямоугольного фундамента, величина наибольшего давления в угловой точке определяется по формуле

$$p_{c,\max} = p + M_x/W_x + M_y/W_y + q, \quad (7.5.8)$$

7.6. Проверка прочности подстилающего слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев необходимо выполнение проверки прочности подстилающего слоя.

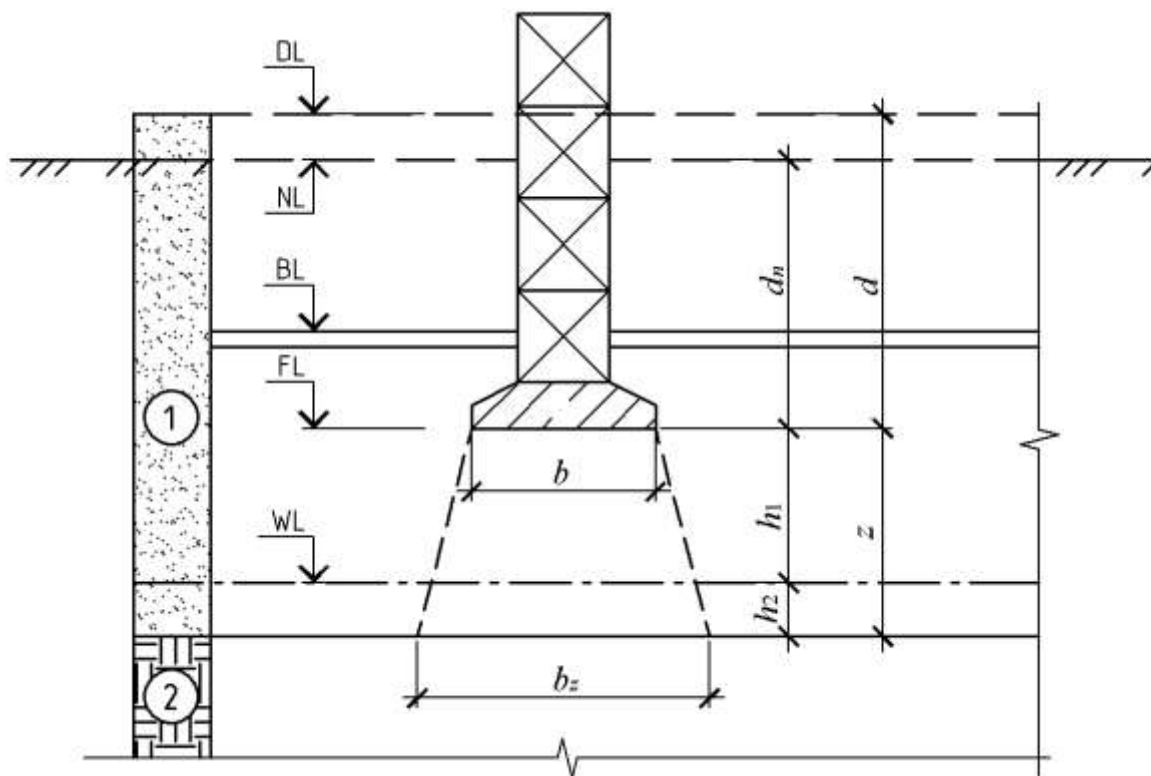


Рис. 7.6.1. Расчетная схема для проверки расчетного сопротивления по подстилающему слою грунта: 1 - грунт верхнего слоя; 2 - грунт подстилающего слоя

При расположении на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы обеспечить условие:

$$\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (7.6.1)$$

где σ_{zp} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент, кПа, определяемые по формуле 7.7.1;

σ_{zg} – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта, кПа, определяемые по формуле 7.7.2;

$\sigma_{z\gamma}$ – напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта, кПа, определяемые по формуле 7.7.3;

R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , вычисляемое по формуле 7.4.1 для условного фундамента, глубиной заложения $d_z = d + z$, шириной b_z , равной:

$$\text{для отдельного фундамента } b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a;$$

$$\text{для ленточного } b_z = A_z / 1$$

где $a = (l + b) / 2$;

l и b – соответственно длина и ширина фундамента;

A_z – площадь условного фундамента, равная:

$$A_z = \frac{Ap}{\sigma_{zp}}, \quad (7.6.2)$$

7.7. Определение осадки

Расчет осадки производят методом послойного суммирования. Условием применимости данного метода является выполнение условия 7.2.2.

Для выполнения расчета составляют расчетную схему, на которой указывают:

- контуры фундамента;
- указывают положение DL , NL , FL , WL ,
- границы инженерно-геологических элементов;
- производят разбиение грунтов сжимаемой толщи на слои. Толщина слоя h_i не должна превышать величины $0,4 b$. Обязательными границами слоев должны быть границы ИГЭ и линия WL .

На границах полученных слоев определяют вертикальные напряжения, кПа:

- σ_{zp} – от внешней нагрузки. Для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов значения на глубине z от подошвы фундамента определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p, \quad (7.7.1)$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый по таблице К.1 в зависимости от относительной глубины $\xi_1 = 2 z / b$ и $\eta = l / b$;

p – среднее давление под подошвой фундамента (с учетом q), кПа.

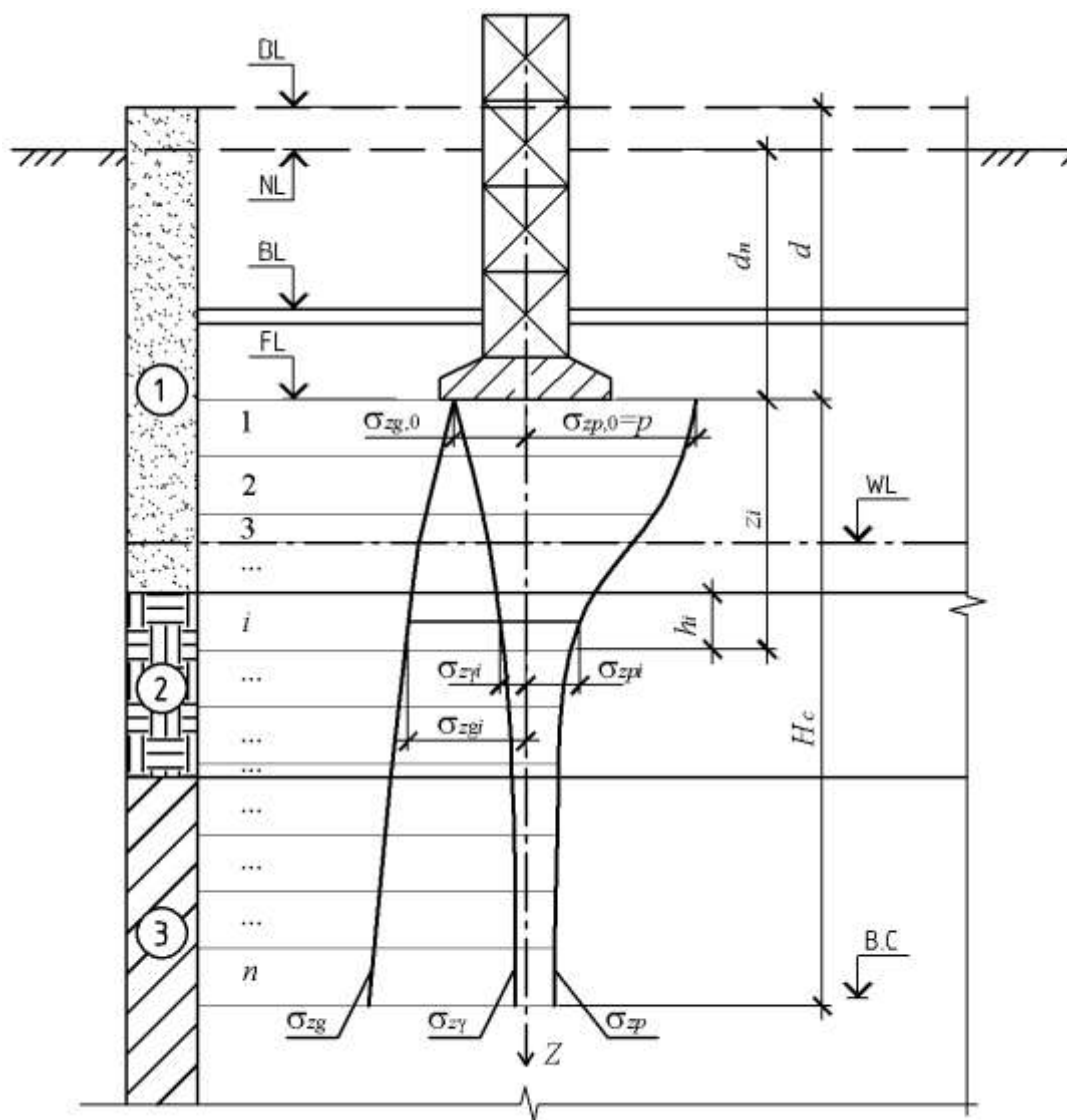


Рис. 7.7.1. Схема для расчета осадки методом послойного суммирования

Давление под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0} = p$.

• σ_{zg} – от собственного веса грунта. На границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяется по формуле:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (7.7.2)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес, кН/м^3 , и толщина i -го слоя грунта, залегающего выше границы слоя на глубине z от подошвы фундамента, м;

n – количество слоев на которые разбивается сжимаемая толща.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента $\sigma_{zg,0}$ определяют по формулам:

при планировке срезкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$;

при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$

где γ' – удельный вес грунта, кН/м^3 , расположенного выше подошвы;

d и d_n , м, – см. рисунок 7.7.1.

Удельный вес песчаных грунтов и супесей, а также глин и суглинков с $I_L > 0,25$, расположенных ниже уровня грунтовых вод, принимают в расчеты с учетом взвешивающего действия воды.

• $\sigma_{z\gamma}$ – от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта. На отметке подошвы фундамента $\sigma_{z\gamma,0} = \sigma_{zg,0}$, на глубине z от подошвы прямоугольных, круглых и ленточных фундаментов определяют по формуле:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_2 \sigma_{zg,0}, \quad (7.7.3)$$

При этом в расчете $\sigma_{z\gamma}$ для определения α_2 используют относительную глубину $\xi_2 = 2z/B$ и $\eta = L/B$. Где L и B – размеры в плане не фундамента, а котлована.

Расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , $\sigma_{z\gamma}$ производится на границах слоев в пределах глубины сжимаемой толщи H_c . Нижнюю границу сжимаемой толщи (BC) определяют из следующих условий:

• $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$, при этом граница H_c должна располагаться в слое грунта с модулем $E > 7$ МПа. Если $E \leq 7$ МПа, то данный ИГЭ включают в сжимаемую толщу и добиваются выполнения более жесткого условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$.

• Если в пределах H_c определенной по предыдущему условию залегает ИГЭ с $E > 100$ МПа, то нижнюю границу сжимаемой толщи назначают по кровле данного элемента.

Далее для каждого i -го слоя определяют средние значения напряжений $\sigma_{zp,i}$ и $\sigma_{z\gamma,i}$ по значениям соответствующих напряжений на границах этого слоя.

Осадку s определяют суммированием осадок элементарных слоев:

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{5E_i}, \quad (7.7.4)$$

$$s_i = 0,8 \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + 0,8 \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{5E_i}, \quad (7.7.5)$$

Для удобства расчет осадки выполняют в табличной форме (см. табл. 7.7.1).

Таблица 7.7.1

Форма таблицы для расчета осадки основания
методом послойного суммирования

№ ИГЭ	№ слоя i	h_i , м	γ_i , кН/м ³	z_i , м	Напряжения на границе слоев, кПа								Средние напряжения в слое, кПа		E_i , МПа	s_i , м	Прим.
					$\xi_{i1} = 2z/b$	α_i^1	σ_{zp}	$\xi_{i2} = 2z/B$	α_{i2}	σ_{zg}	$\sigma_{z\gamma}$	$0,5\sigma_{zg.i}$ ($0,2\sigma_{zg.i}$), кПа	$\sigma_{zp.i}$	$\sigma_{z\gamma.i}$			
1	1	h_1	γ_1	0	0	1	$\sigma_{zp.0}$	0	1	$\sigma_{zg.0}$	$\sigma_{z\gamma.0}$		$\sigma_{zp.1}$	$\sigma_{z\gamma.1}$	E_1	s_1	
				z_1	ξ_{11}	$\alpha_{1,1}$	$\sigma_{zp.1}$	$\xi_{1.2}$	$\alpha_{1.2}$	$\sigma_{zg.1}$	$\sigma_{z\gamma.1}$	$0,5 \sigma_{zg.1}$					
	2	h_2	γ_2										$\sigma_{zp.2}$	$\sigma_{z\gamma.2}$	E_2	s_2	
2				z_2	ξ_{21}	$\alpha_{2,1}$	$\sigma_{zp.2}$	$\xi_{2.2}$	$\alpha_{2.2}$	$\sigma_{zg.2}$	$\sigma_{z\gamma.2}$	$0,5 \sigma_{zg.2}$					
	...	...	...										...	...	...	...	
	i	h_i	γ_i	...	...	...	...	...	...	...	...	...	$\sigma_{zp.i}$	$\sigma_{z\gamma.i}$	E_i	s_i	
				z_i	ξ_{i1}	α_{i1}	$\sigma_{zp.i}$	ξ_{i2}	α_{i2}	$\sigma_{zg.i}$	$\sigma_{z\gamma.i}$	$0,5 \sigma_{zg.i}$					
	...	...	...										...	...	...	...	
3				...	...	...	...	...	...	...	...	...					
	...	...	...										...	...	...	...	
				...	...	...	...	...	...	...	...	...					
	n	h_n	γ_n										$\sigma_{zp.n}$	$\sigma_{z\gamma.n}$	E_n	s_n	
				z_n	ξ_{n1}	α_{n1}	$\sigma_{zp.n}$	ξ_{n2}	α_{n2}	$\sigma_{zg.n}$	$\sigma_{z\gamma.n}$	$0,5 \sigma_{zg.n}$					$\sigma_{zp.n} \leq 0,5 \sigma_{zg.n}$
																$\sum_{i=1}^n s_i$	

Определение предварительных размеров подошвы фундамента

1. Определяем приближенную площадь подошвы фундамента:

$$A' = \frac{N_{II}}{R_0} = \frac{188,22}{300} = 0,63 \text{ м}^2$$

2. Определяем предварительную ширину подошвы ленточного фундамента: $b = A' = 0,63 \text{ м}$.

3. Принимаем сборную фундаментную плиту ФЛ 8.24 по табл. Ж.3, шириной $b = 0,8 \text{ м}$. Высота плиты $0,3 \text{ м}$, что соответствует расчетной схеме (см. рис. 8.1.1) → корректировка глубины заложения фундамента не требуется.

4. Определяем собственный вес фундамента (G_f) и вес грунта на обрезах фундамента (G_g), расчет ведем на 1 п.м.:

Масса фундаментной плиты $1,15 \text{ т}$, при длине $2,4 \text{ м}$ → вес 1 п.м. $1,15 / 2,4 \cdot 10 = 4,79 \text{ кН}$;

Масса фундаментного блока ФБС24.4.6-Т (см. табл. Ж.2) $1,3 \text{ т}$, при длине $2,4 \text{ м}$ → вес 1 п.м. $1,3 / 2,4 \cdot 10 = 5,42 \text{ кН}$; вес 1 п.м. стены подвала из 4-х рядов ФБС $5,41 \cdot 4 = 21,64 \text{ кН}$;

Вес фундамента $G_f = 4,79 + 21,64 = 26,43 \text{ кН}$.

Площадь обреза фундамента $(0,8 - 0,4) \cdot 1 \text{ п.м.} = 0,4 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $0,45 - 0,3 = 0,15 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$ → вес грунта $20,2 \cdot 0,15 \cdot 0,4 = 1,21 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона 20 кН/м^3 → вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 1,21 + 0,8 = 2,01 \text{ кН}$.

5. Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{188,22 + 26,43 + 2,01}{0,8 \cdot 1 \text{ п.м.}} = 270,83 \text{ кПа}$$

6. Проверяем условие $p \leq R_0$: $270,83 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа}$ → условие выполняется.

Разница между p и R_0 не должна превышать 20 %:

$\Delta (p, R_0) = (300 - 270,83) / 300 \cdot 100 \% = 10 \% < 20 \%$ → условие выполняется.

Определение расчетного сопротивления грунтов основания:

1. По таблице Г.5 для песков мелких $\gamma_{c1} = 1,3$, для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L / H = 16,7 / 9,1 = 1,84$ интерполяцией определяем $\gamma_{c2} = 1,27$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями → $k = 1$.

По таблице Г.6 для $\varphi_{II} = 30^\circ$ → $M_\gamma = 1,15$, $M_q = 5,59$, $M_c = 7,95$.

Для $b = 0,8 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$,

Для расчетного слоя (ИГЭ-1) $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $c_{II} = 2 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,45 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 0,55 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = 370,44 \text{ кПа.}$$

2. Проверяем условие $p + q \leq R$ (условие 8.2.2).

Равномерно распределенная нагрузка на пол подвала для жилых зданий по таблице Д.2 $q = 2,0 \text{ кПа}$.

$$270,83 + 2 = 272,83 \text{ кН/м}^2 \leq 370,44 \text{ кН/м}^2 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (370,44 - 272,83) / 370,44 \cdot 100 \% = 29 \% > 20 \% \rightarrow \text{условие не выполняется, принимаем фундаментную плиту ФЛ6.24 (930 кг) с шириной подошвы } b = 0,6 \text{ м и повторяем расчет:}$

Масса фундаментной плиты 0,93 т, при длине 2,4 м $\rightarrow$ вес 1 п.м. $0,93 / 2,4 \cdot 10 = 3,88 \text{ кН}$;

Масса фундаментного блока ФБС24.4.6-Т (см. табл. Ж.2) 1,3 т, при длине 2,4 м $\rightarrow$ вес 1 п.м. $1,3 / 2,4 \cdot 10 = 5,42 \text{ кН}$; вес 1 п.м. стены подвала из 4-х рядов ФБС $5,41 \cdot 4 = 21,64 \text{ кН}$;

Вес фундамента $G_f = 4,79 + 21,64 = 26,43 \text{ кН}$.

Площадь обреза фундамента $(0,6 - 0,4) \cdot 1 \text{ п.м.} = 0,2 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обресе фундамента $0,45 - 0,3 = 0,15 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес грунта $20,2 \cdot 0,15 \cdot 0,2 = 0,61 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной 0,1 м. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,2 = 0,4 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 0,61 + 0,4 = 1,01 \text{ кН}$.

Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{188,22 + 26,43 + 1,01}{0,6 \cdot 1 \text{ п.м.}} = 359,44$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = 362,77 \text{ кН}$$

Повторно проверяем условие $p + q \leq R$

$$359,44 + 2 = 361,44 \text{ кН} \leq 362,77 \text{ кН} \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Разница не должна превышать 20 %:

$$\Delta = (362,77 - 361,44) / 362,77 \cdot 100\% = 1\% < 20\% \rightarrow \text{условие}$$

выполняется.

Проверка краевых напряжений

Для данного здания должны выполняться условия: $e/b \leq 1/4$ и $p_{\max} \leq 1,2R$

Условие $p_{\max} \leq 1,5R$ не проверяем, поскольку ведем расчет ленточного фундамента.

Определяем эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента

$$e = \frac{M_{\parallel}}{pA} = \frac{18,82}{359,44 \cdot 0,6 \cdot 1 \text{ н.м.}} = 0,087 \text{ м.}$$

Рассчитываем момент сопротивления площади подошвы фундамента $W = 1b^2 / 6 = 1 \cdot 0,6^2 / 6 = 0,06 \text{ м}^3$.

Поскольку $e/b = 0,087 / 0,6 = 0,15 < 1/6$ расчет краевого давления производим по формуле 8.5.4

$$p_{\max} = 359,44 + \frac{18,22}{0,15} + 2 = 490,83 \text{ кПа}$$

Проверяем условия:

$$e/b = 0,086 / 0,6 = 0,15 < 1/4 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

$p_{\max} = 490,83 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 \cdot 362,77 = 435,32 \text{ кПа} \rightarrow$ условие не выполняется, принимаем фундаментную плиту ФЛ8.24 с шириной подошвы $b = 0,8 \text{ м}$ и повторяем расчет:

$$R = 370,44 \text{ кПа}, p = 270,83 \text{ кПа.}$$

$$e = \frac{M_{\parallel}}{pA} = \frac{18,82}{270,83 \cdot 0,8 \cdot 1 \text{ н.м.}} = 0,087 \text{ м.}$$

$$W = 1b^2 / 6 = 1 \cdot 0,8^2 / 6 = 0,11 \text{ м}^3.$$

Поскольку $e/b = 0,087 / 0,8 = 0,11 < 1/6$ расчет краевого давления производим по формуле 8.5.4

$$p_{\max} = 270,83 + \frac{18,82}{0,11} + 2 = 446,16 \text{ кПа}$$

Проверяем условия:

$$e/b = 0,087 / 0,8 = 0,11 < 1/4 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

$p_{\max} = 446,16 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 370,44 = 444,53 \text{ кПа} \rightarrow$ условие не выполняется, принимаем фундаментную плиту ФЛ10.24 с шириной подошвы $b = 1,0 \text{ м}$ и повторяем расчет:

Масса фундаментной плиты 1,38 т, при длине 2,4 м $\rightarrow$ вес 1 н.м. $1,38 / 2,4 \cdot 10 = 5,75 \text{ кН};$

Вес фундамента $G_f = 5,75 + 21,68 = 27,43$ кН.

Площадь обреза фундамента $(1,0 - 0,4) \cdot 1 \text{ н.м.} = 0,6 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $0,45 - 0,3 = 0,15 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес грунта $20,2 \cdot 0,15 \cdot 0,6 = 1,82 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 1,82 + 1,2 = 3,02 \text{ кН}$.

Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{188,22 + 27,43 + 3,02}{1,0 \cdot 1 \text{ н.м.}} = 218,67 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 0,45 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = 378,11 \text{ кПа.}$$

$$e = \frac{M_{II}}{pA} = \frac{18,82}{218,67 \cdot 1,0 \cdot 1 \text{ н.м.}} = 0,086 \text{ м.}$$

$$W = 1b^2 / 6 = 1 \cdot 1,0^2 / 6 = 0,17 \text{ м}^3.$$

Поскольку $e/b = 0,086/1,0 = 0,09 < 1/6$ расчет краевого давления производим по формуле 8.5.4

$$p_{\max} = 218,67 + \frac{18,82}{0,17} + 2 = 331,39 \text{ кПа}$$

Проверяем условия:

$$e/b = 0,086/1,0 = 0,09 < 1/4 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

$$p_{\max} = 331,39 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 378,11 = 453,73 \text{ кПа} \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Проверка прочности подстилающего слоя

1. Выполнение данной проверки требуется, поскольку рабочий слой грунта основания (ИГЭ-1) с модулем деформации $E = 18,4 \text{ МПа}$ подстилается более слабым грунтом ИГЭ-2 – торфом с $E = 2,0 \text{ МПа}$.

Глубина расположения слоя слабого грунта от подошвы фундамента $z = 3,15 \text{ м}$.

$$\text{Должно выполняться условие } \sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} \leq R_z$$

2. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент:

$\xi_1 = 2z/b = 2 \cdot 3,15 / 1,0 = 6,3$, по таблице К.1 для ленточных фундаментов интерполяцией определяем $\alpha_1 = 0,199$.

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p = 0,199 \cdot 218,67 = 43,52 \text{ кПа.}$$

3. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 20,2 \cdot 2,05 + 20,2 \cdot 1,15 + 10,43 \cdot 2,0 = 85,5 \text{ кПа}$$

Для расчета σ_{zg} в пределах глубины z выделяем два слоя, поскольку присутствуют грунтовые воды:

1-ый – выше уровня грунтовых вод, $h_1 = 1,15 \text{ м}$, $\gamma_1 = 20,2 \text{ кН/м}^3$,

2-ой – ниже уровня грунтовых вод, $h_2 = 2,0 \text{ м}$, $\gamma_2 (\gamma_{свII}) = 10,43 \text{ кН/м}^3$,

$d_n = 2,05 \text{ м}$

4. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта:

$\xi_2 = 2z / B = 2 \cdot 3,15 / 12,0 = 0,525$, где $B = 12 \text{ м}$ – ширина котлована.
 $\eta = L / B = 16,7 / 12 = 1,4$, где L – длина котлована. По таблице К.1 для $\eta = 1,4$ и $\xi_2 = 0,53 \rightarrow \alpha_2 = 0,933$.

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_2 \sigma_{zg,0} = \alpha_2 \gamma' d_n = 0,933 \cdot 20,2 \cdot 2,05 = 38,64 \text{ кПа}$$

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{A_p}{\sigma_{zp}} = \frac{1,0 \cdot 1 \text{ н.м.} \cdot 218,67}{43,52} = 5,02 \text{ м}^2$$

Ширина условного фундамента $b_z = A_z / 1 = 5,02 / 1 \text{ н.м.} = 5,02 \text{ м}$.

5. Определяем расчетное сопротивление грунта на глубине z от подошвы фундамента:

Для торфа принимаем минимальные значения коэффициентов $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По таблице Г.6 для $\varphi_{II} = 28^\circ \rightarrow M_\gamma = 0,98$, $M_q = 4,93$, $M_c = 7,40$.

Для $b_z = 5,02 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$,

Для подстилающего слоя (ИГЭ-2) γ_{II} принимаем с учетом взвешивающего действия воды $2,13 \text{ кН/м}^3$

Для грунтов расположенных выше подошвы условного фундамента (ИГЭ-1) γ'_{II} определяем осредненное значение по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{d_n \gamma_1 + h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2}{d_n + h_2 + h_2} = \frac{2,05 \cdot 20,2 + 1,15 \cdot 20,2 + 2 \cdot 10,43}{2,05 + 1,15 + 2} = 16,44 \text{ кН/м}^3,$$

Удельное сцепление для торфа (ИГЭ-2) $c_{II} = 0 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения условного фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 3,6 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 3,7 \text{ м}.$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1 \cdot 1}{1} \times \\ \times [0,98 \cdot 1 \cdot 5,02 \cdot 2,13 + 4,93 \cdot 3,7 \cdot 16,44 + (4,93 - 1) 1,5 \cdot 16,44 + 7,40 \cdot 0] = \\ = 407,27 \text{ кПа}.$$

6. Проверяем условие

$$\sigma_{zp} - \sigma_{zy} + \sigma_{zg} = 43,52 - 38,64 + 85,5 = 90,38 \text{ кПа} < R_z = 407,27 \text{ кПа} \rightarrow$$

условие выполняется.

Расчет осадки

1. Подготавливаем расчетную схему:

Производим разбиение сжимаемой толщи на элементарные слои толщиной не более $0,4b = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}$. Маркируем слои $i=1-15$. Определяем глубину заложения и высоту каждого слоя z_i и h_i .

Определяем удельный вес γ_{II} и модуль деформации E для каждого слоя. Для слоев ниже уровня грунтовых вод удельный вес принимаем с учетом взвешивающего действия воды. Для суглинка (ИГЭ-3) $I_L = 0,24 < 0,25 \rightarrow$ взвешивающее действие воды не учитывается:

- для слоев 1–3: $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- для слоев 4–8: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 10,43 \text{ кН/м}^3$, $E = 18,4 \text{ МПа}$;
- для слоев 9–14: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 2,13 \text{ кН/м}^3$, $E = 2 \text{ МПа}$;
- для слоя 15: $\gamma_{II} = 18,4 \text{ кН/м}^3$, $E = 6,8 \text{ МПа}$.

Выносим полученную информацию на схему рис. 8.7.3.

2. Определяем напряжения под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0}$, $\sigma_{zg,0}$, $\sigma_{zy,0}$

$$\sigma_{zp,0} = p = 218,67 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = 20,2 \cdot 2,05 = 41,41 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zy,0} = \sigma_{zg,0} = 41,41 \text{ кПа}.$$

3. Дальнейший расчет сводим в таблицу 8.7.2

Для каждого значения z :

- определяем $\xi_{i1} = 2z / b$ и по табл. К.1 определяем α_{i1} ;
- для расчета σ_{zy} , определяем α_i^2 по табл. К.1, для значений:

$\xi_{i2} = 2z / B$, где $B = 12 \text{ м}$ – ширина котлована (условно принимаем равной ширине здания в осях).

$\eta = L / B = 16,7 / 12 = 1,4$, где $L = 16,7 \text{ м}$ – длина котлована (условно принимаем равной длине здания в осях);

- производим расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy} ;

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_{i1} p \quad \sigma_{zy,i} = \alpha_{i2} \sigma_{zg,0}$$

для расчета значения $\sigma_{zg,i}$ при известном значении для предыдущего слоя $\sigma_{zg,i-1}$ пользуемся формулой $\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_i h_i$, например:

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_1 h_1 = 41,41 + 20,2 \cdot 0,4 = 49,49 \text{ кПа}$$

- определяем величину $0,5\sigma_{zg}$ и проводим проверку $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$.

Условие выполнилось для 10-го слоя. Поскольку модуль деформации данного слоя менее 7 МПа продолжаем расчет, добиваясь выполнения условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$. Для слоев ниже 10-го в таблице рассчитываем значение $0,2 \sigma_{zg}$.

Поскольку ИГЭ-3 является водоупором ($I_L = 0,24 < 0,25$), то при расчете σ_{zg} для слоев в ИГЭ-3 учитываем дополнительное напряжение от столба грунтовой воды высотой 4,05 м (расстояние от WL до кровли ИГЭ-3). Величина дополнительного напряжения $4,05 \cdot 10 = 40,5$ кПа, где 10 – удельный вес воды, кН/м³. Например:

$$\begin{aligned}\sigma_{zg,14} &= \sigma_{zg,13} + \gamma_{14}h_{14} + \mathbf{40,5} = 89,76 + 2,13 \cdot 0,05 + \mathbf{40,5} = \\ &= 89,87 + \mathbf{40,5} = 130,4 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

Условие $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ выполнилось для 15-го слоя $\rightarrow$ расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy} прекращаем.

4. Для слоев 1–15 рассчитываем средние напряжения σ_{zp} , и σ_{zy} . По формуле 8.7.5. определяем осадку каждого слоя. Простым суммированием полученных осадок для каждого слоя определяем общую осадку $s=1,35$ см.

5. Предельное значение осадки, согласно приложению II $s_u = 12$ см.

Проверяем условие 8.2.1: $s=1,35 \text{ см} < s_u=12 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

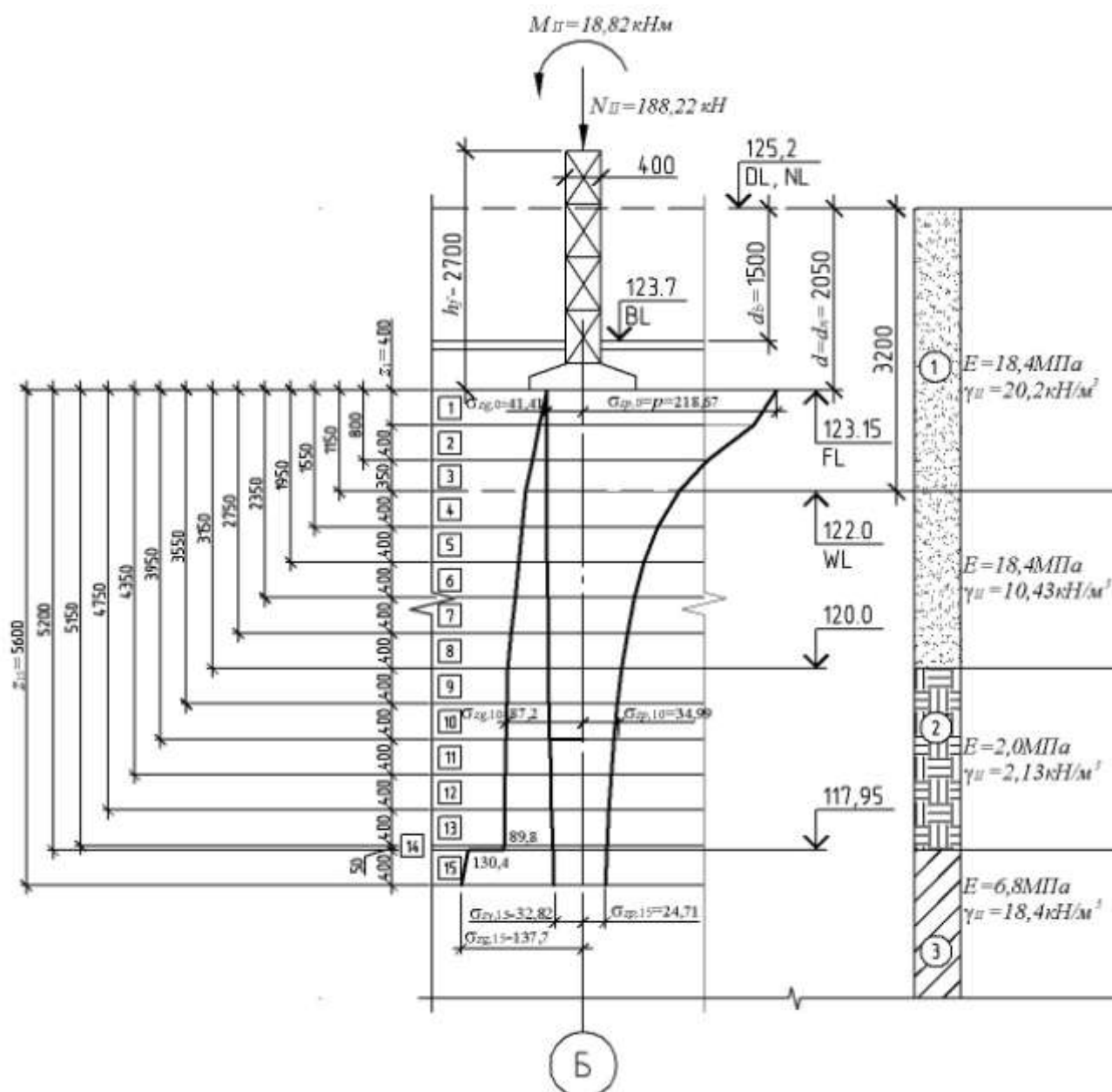


Рис. 7.7.3. Расчетная схема для определения осадки к примеру 7.7.1

2. Определяем предварительную ширину подошвы фундамента:

$$b = \frac{\sqrt{A'}}{1,1} = \frac{\sqrt{2,00}}{1,1} = 1,29 \text{ м, длину } l = 1,1\sqrt{A'} = 1,1\sqrt{2,00} = 1,56 \text{ м.}$$

3. Принимаем монолитный типовой фундамент Ф2.1.1 по табл. Ж.1. Ширина подошвы $b = 1,5 \text{ м}$, длина $l = 1,8 \text{ м}$. Высота фундамента $1,5 \text{ м}$, что соответствует расчетной схеме (см. рис. 8.1.2) → корректировка глубины заложения фундамента не требуется.

4. Определяем собственный вес фундамента (G_f) и вес грунта на обрезах фундамента (G_g):

Масса фундамента (объем фундамента $1,8 \text{ м}^3$ см. табл. Ж.1) $1,8 \cdot 2,4 = 4,32 \text{ т} \rightarrow$ Вес фундамента $G_f = 4,32 \cdot 10 = 43,2 \text{ кН}$;

Площадь обреза плитной части фундамента $1,5 \cdot 1,8 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,89 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес грунта $20,2 \cdot 1,1 \cdot 1,89 = 42,00 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 1,89 = 3,78 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 42,00 + 3,78 = 45,78 \text{ кН}$.

5. Определяем среднее давление под подошвой фундамента p :

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{600,91 + 43,2 + 45,78}{1,5 \cdot 1,8} = 255,49 \text{ кПа}$$

6. Проверяем условие $p \leq R_0$: $255,49 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется.

Разница между p и R_0 не должна превышать 20 %:

$\Delta(p, R_0) = (300 - 255,49) / 300 \cdot 100 \% = 15 \% < 20 \% \rightarrow$ условие выполняется.

Определение расчетного сопротивления грунтов основания:

1. По таблице Г.5 для песков мелких $\gamma_{c1} = 1,3$, для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L / H = 19,7 / 9,1 = 1,84$ интерполяцией определяем $\gamma_{c2} = 1,27$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По таблице Г.6 для $\phi_{II} = 30^\circ \rightarrow M_\gamma = 1,15, M_q = 5,59, M_c = 7,95$.

Для $b = 1,5 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$,

Для расчетного слоя (ИГЭ-1) $\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3, c_{II} = 2 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 1,4 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 1,5 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м.}$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = 593,04 \text{ кПа.}$$

2. Проверяем условие $p + q \leq R$ (условие 8.2.2).

Равномерно распределенная нагрузка на пол подвала для жилых зданий по таблице Д.2 $q = 2,0 \text{ кПа.}$

$$255,49 + 2 = 257,49 \text{ кН/м}^2 \leq 593,04 \text{ кН/м}^2 \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (593,04 - 257,49) / 593,04 \cdot 100 \% = 57 \% > 20 \% \rightarrow \text{условие не выполняется, принимаем фундамент Ф 1.1.1 с меньшей площадью подошвы фундамента. Ширина подошвы } b = 1,5 \text{ м, длина } l = 1,5 \text{ м. Высота фундамента } 1,5 \text{ м. Повторяем расчет:}$

Масса фундамента (объем фундамента $1,6 \text{ м}^3$ см. табл. Ж.1) $1,6 \cdot 2,4 = 3,84 \text{ т} \rightarrow \text{Вес фундамента } G_f = 3,84 \cdot 10 = 38,4 \text{ кН;}$

Площадь обреза плитной части фундамента $1,5 \cdot 1,5 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,44 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow \text{вес грунта } 20,2 \cdot 1,1 \cdot 1,44 = 32,00 \text{ кН.}$

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow \text{вес полов } 20 \cdot 0,1 \cdot 1,44 = 2,88 \text{ кН.}$

Итого $G_g = 32,00 + 2,88 = 34,88 \text{ кН.}$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{600,91 + 38,4 + 34,88}{1,5 \cdot 1,5} = 299,64 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = 593,04 \text{ кН}$$

Повторно проверяем условие $p + q \leq R$

$$299,64 + 2 = 301,64 \text{ кН} \leq 593,04 \text{ кН} \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Разница не должна превышать 20 %:

$\Delta = (593,04 - 301,64) / 593,04 \cdot 100 \% = 49 \% > 20 \% \rightarrow \text{условие не выполняется, принимаем фундамент (индивидуального изготовления) с меньшей площадью подошвы фундамента. Ширина подошвы } b = 1,2 \text{ м, длина } l = 1,2 \text{ м. Высота фундамента } 1,5 \text{ м. Повторяем расчет:}$

Масса фундамента $(1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,2) \cdot 2,4 = 3,36 \text{ т} \rightarrow$ Вес фундамента $G_f = 3,36 \cdot 10 = 33,6 \text{ кН}$;

Площадь обреза плитной части фундамента $1,2 \cdot 1,2 - 0,9 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ м}^2$. Высота слоя грунта на обрезе фундамента $1,5 - 0,3 - 0,1 = 1,1 \text{ м}$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес грунта $20,2 \cdot 1,1 \cdot 0,63 = 14,0 \text{ кН}$.

Дополнительно учитываем вес бетонных полов толщиной $0,1 \text{ м}$. Объемный вес бетона $20 \text{ кН/м}^3 \rightarrow$ вес полов $20 \cdot 0,1 \cdot 0,63 = 1,26 \text{ кН}$.

Итого $G_g = 14,0 + 1,26 = 17,64 \text{ кН}$.

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} = \frac{600,91 + 33,6 + 17,64}{1,2 \cdot 1,2} = 452,88 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление грунтов основания

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,27}{1} \times \\ \times [1,15 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 20,2 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 20,2 + (5,59 - 1) \cdot 1,5 \cdot 20,2 + 7,95 \cdot 2] = 581,55 \text{ кН}$$

Повторно проверяем условие $p + q \leq R$

$$452,88 + 2 = 454,88 \text{ кН} \leq 581,55 \text{ кН} \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Разница не должна превышать 20 %:

$$\Delta = (581,55 - 454,88) / 581,55 \cdot 100 \% = 22 \% \approx 20 \% \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

Проверка краевых напряжений

Для данного здания должны выполняться условия: $e/l \leq 1/4$ и $p_{\max} \leq 1,2R$.

Условие $p_{c,\max} \leq 1,5R$ не проверяем, поскольку момент M_{II} действует только в одной плоскости.

Определяем эксцентриситет нагрузки по подошве фундамента

$$e = \frac{M_{II}}{pA} = \frac{60,09}{452,88 \cdot 1,2 \cdot 1,2} = 0,092 \text{ м.}$$

Рассчитываем момент сопротивления площади подошвы фундамента $W = bl^2 / 6 = 1,2 \cdot 1,2^2 / 6 = 0,29 \text{ м}^3$.

Поскольку $e/l = 0,092/1,2 = 0,08 < 1/6$ расчет краевого давления производим по формуле 8.5.4.

$$p_{\max} = 452,88 + \frac{60,09}{0,29} + 2 = 662,09 \text{ кПа}$$

Проверяем условия:

$$e/l = 0,092/1,2 = 0,08 < 1/4 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

$p_{\max} = 662,09 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 \cdot 581,55 = 697,86 \text{ кПа} \rightarrow$ условие выполняется.

Проверка прочности подстилающего слоя

1. Выполнение данной проверки требуется, поскольку рабочий слой грунта основания (ИГЭ-1) с модулем деформации $E = 18,4 \text{ МПа}$ подстилается более слабым грунтом ИГЭ-2 – торфом с $E = 2,0 \text{ МПа}$.

Глубина расположения слоя слабого грунта от подошвы фундамента $z = 2,2 \text{ м}$.

Должно выполняться условие $\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} \leq R_z$

2. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от нагрузки на фундамент:

$$\sigma_{zp} = \alpha_1 p = 0,127 \cdot 452,88 = 57,59 \text{ кПа.}$$

$$\xi_1 = 2z / b = 2 \cdot 2,2 / 1,2 = 2,933,$$

по табл. К.1 для $\eta = l / b = 1,2 / 1,2 = 1,0$ интерполяцией определяем $\alpha_1 = 0,127$.

3. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса грунта:

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 20,2 \cdot 3,0 + 20,2 \cdot 0,2 + 10,43 \cdot 2,0 = 85,5 \text{ кПа}$$

Для расчета σ_{zg} в пределах глубины z выделяем два слоя, поскольку присутствуют грунтовые воды:

1-ый – выше уровня грунтовых вод, $h_1 = 0,2 \text{ м}$, $\gamma_1 = 20,2 \text{ кН/м}^3$,

2-ой – ниже уровня грунтовых вод, $h_2 = 2,0 \text{ м}$, $\gamma_2 (\gamma_{\text{сбП}}) = 10,43 \text{ кН/м}^3$,

$d_n = 3,0 \text{ м}$

4. Находим напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента от собственного веса, выбранного при отрывке котлована, грунта:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_2 \sigma_{zg,0} = \alpha_2 \gamma' d_n = 0,336 \cdot 20,2 \cdot 2,05 = 13,94 \text{ кПа}$$

$$\xi_2 = 2z / B = 2 \cdot 2,2 / 2,2 = 2, \text{ где } B = 2,2 \text{ м} - \text{ширина котлована.}$$

$$\eta = L / B = 2,2 / 2,2 = 1,0, \text{ где } L - \text{длина котлована.}$$

По таблице К.1 для $\eta = 1,0$ и $\xi_2 = 2 \rightarrow \alpha_2 = 0,336$. Длину и ширину котлована назначаем условно на $1,0 \text{ м}$ больше размеров подошвы фундамента.

Определяем площадь условного фундамента

$$A_z = \frac{Ap}{\sigma_{zp}} = \frac{1,2 \cdot 1,2 \cdot 452,88}{57,59} = 11,32 \text{ м}^2$$

Ширина условного фундамента $b_z = \sqrt{A_z} = \sqrt{11,32} = 3,36 \text{ м}$.

5. Определяем расчетное сопротивление грунта на глубине z от подошвы фундамента:

Для торфа принимаем минимальные значения коэффициентов $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = 1$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По таблице Г.6 для $\varphi_{II} = 28^\circ \rightarrow M_\gamma = 0,98, M_q = 4,93, M_c = 7,40$.

Для $b_z = 3,36 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$,

Для подстилающего слоя (ИГЭ-2) γ_{II} принимаем с учетом взвешивающего действия воды $2,13 \text{ кН/м}^3$

Для грунтов расположенных выше подошвы условного фундамента (ИГЭ-1) γ'_{II} определяем осредненное значение по формуле:

$$\gamma'_{II} = \frac{d_n \gamma_1 + h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2}{d_n + h_2 + h_2} = \frac{3,0 \cdot 20,2 + 0,2 \cdot 20,2 + 2 \cdot 10,43}{3,0 + 0,2 + 2} = 16,44 \text{ кН/м}^3,$$

Удельное сцепление для торфа (ИГЭ-2) $c_{II} = 0 \text{ кПа}$.

Приведенную глубину заложения условного фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 3,6 + \frac{0,1 \cdot 20}{20,2} = 3,7 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1 \cdot 1}{1} \times \\ \times [0,98 \cdot 1 \cdot 3,36 \cdot 2,13 + 4,93 \cdot 3,7 \cdot 16,44 + (4,93 - 1) 1,5 \cdot 16,44 + 7,40 \cdot 0] = \\ = 403,81 \text{ кПа.}$$

6. Проверяем условие

$$\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} = 65,68 - 16,72 + 85,5 = 134,46 \text{ кПа} < R_z = 403,81 \text{ кПа} \rightarrow$$

условие выполняется.

Расчет осадки

1. Подготавливаем расчетную схему:

Производим разбиение сжимаемой толщи на элементарные слои толщиной не более $0,4b = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м}$. Маркируем слои $i = 1-11$. Определяем глубину заложения и высоту каждого слоя z_i и h_i .

Определяем удельный вес γ_{II} и модуль деформации E для каждого слоя. Для слоев ниже уровня грунтовых вод удельный вес принимаем с учетом взвешивающего действия воды. Для суглинка (ИГЭ-3) $I_L = 0,24 < 0,25 \rightarrow$ взвешивающее действие воды не учитывается:

- для слоя 1: $\gamma_{II} = 20,2 \text{ кН/м}^3, E = 18,4 \text{ МПа};$
- для слоев 2–6: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 10,43 \text{ кН/м}^3, E = 18,4 \text{ МПа};$

- для слоев 7–11: $\gamma_{II} = \gamma_{sbII} = 2,13 \text{ кН/м}^3$, $E = 2 \text{ МПа}$.

Выносим полученную информацию на схему рис. 8.7.5.

2. Определяем напряжения под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0}$, $\sigma_{zg,0}$, $\sigma_{z\gamma,0}$

$$\sigma_{zp,0} = p = 452,88 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = 20,2 \cdot 3,0 = 60,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{z\gamma,0} = \sigma_{zg,0} = 60,6 \text{ кПа}.$$

3. Дальнейший расчет сводим в таблицу 8.7.3

Для каждого значения z :

- определяем $\xi_{i1} = 2 z / b$ и по табл. К.1 определяем α_{i1} для $\eta = l / b = 1$;

- для расчета $\sigma_{z\gamma}$, определяем α_{i2} по табл. К.1, для значений:

$$\xi_{i2} = 2 z / B, \text{ где } B = 2,2 \text{ м} - \text{ширина котлована};$$

$$\eta = L / B = 2,2 / 2,2 = 1,0, \text{ где } L = 2,2 \text{ м} - \text{длина котлована};$$

- производим расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , $\sigma_{z\gamma}$;

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_{i1} p \quad \sigma_{z\gamma,i} = \alpha_{i2} \sigma_{zg,0}$$

для расчета значения $\sigma_{zg,i}$ при известном значении для предыдущего слоя $\sigma_{zg,i-1}$ пользуемся формулой $\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_i h_i$, например:

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_1 h_2 = 60,6 + 20,2 \cdot 0,2 = 64,64 \text{ кПа}$$

- определяем величину $0,5 \sigma_{zg}$ и проводим проверку $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg}$.

Условие выполнилось для 7-го слоя. Поскольку модуль деформации данного слоя менее 7 МПа продолжаем расчет, добиваясь выполнения условия $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$. Для слоев ниже 7-го в таблице рассчитываем значение $0,2 \sigma_{zg}$.

Условие $\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$ выполнилось для 11-го слоя $\rightarrow$ расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} , $\sigma_{z\gamma}$ прекращаем.

4. Для слоев 1–11 рассчитываем средние напряжения σ_{zp} , и $\sigma_{z\gamma}$. По формуле 8.7.5. определяем осадку каждого слоя. Простым суммированием полученных осадок для каждого слоя определяем общую осадку $s = 3,83 \text{ см}$.

5. Предельное значение осадки, согласно приложению II $s_u = 20 \text{ см}$.

Проверяем условие 8.2.1: $s = 3,83 \text{ см} < s_u = 20 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

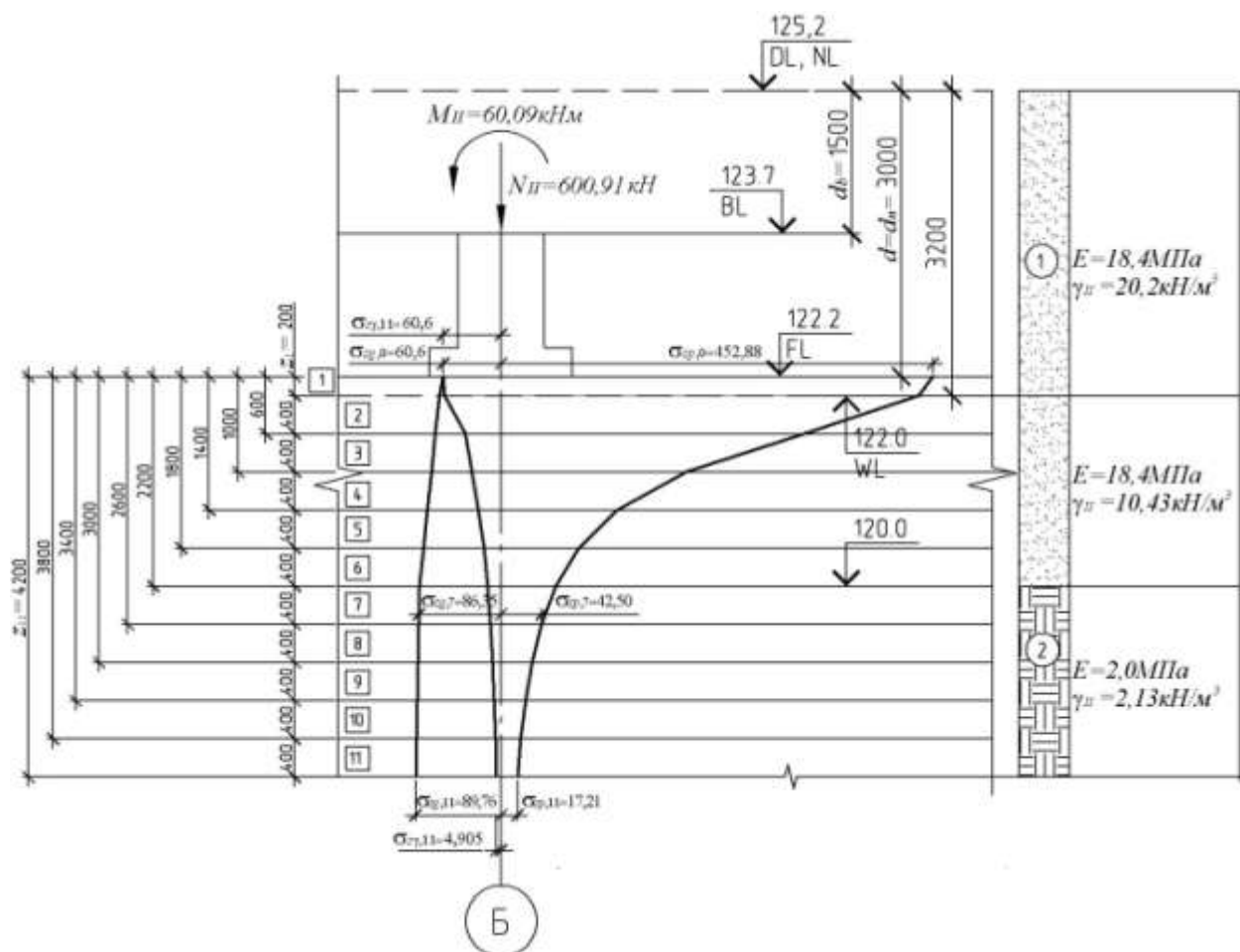


Рис. 7.7.5. Расчетная схема для определения осадки к примеру 7.7.2

7.8. Расчет оснований по несущей способности (первая группа предельных состояний)

Расчет оснований по несущей способности должен производиться в случаях, если:

- а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.), в том числе сейсмические;
- б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- в) основание сложено водонасыщенными медленно уплотняющимися грунтами;
- г) основание сложено скальными грунтами.

В рамках выполнения курсового проектирования, как правило, рассматриваются случаи проектирования фундаментов не входящие в данный перечень, поэтому расчеты по первой группе предельных состояний не выполняются.

При выполнении курсовой работы с элементами теоретических или экспериментальных исследований и (или) сопряженной с проектированием фундаментов и оснований попадающих в данный перечень, расчеты по первой группе предельных состояний выполнять в соответствии с п. 5.7 СП 22.13330.2011 [3].

7.9. Оформление графического листа по результатам расчета ФМЗ

После выполнения расчетов ФМЗ по двум группам предельных состояний оформляют графический лист №2 курсового проекта (формат А2 или А1).

Схема графического листа для ленточного фундамента приведена на рис. А14. В общем случае, лист должен содержать следующую информацию:

1) Фрагмент плана рассчитанного фундамента:

- для фундаментов из сборных ж/б конструкций:
 - план раскладки фундаментных плит (ФЛ);
 - план раскладки фундаментных блоков (ФБС);

План раскладки фундаментных блоков приводится для всех разнотипных рядов.

Раскладки блоков в рядах должна осуществляться с перевязкой не менее $0,4h$, где h – высота фундаментного блока. Для грунтов

основания с модулем деформации E менее 1 МПа величина перевязки должна составлять не менее h .

- для монолитных фундаментов:
 - план монолитной фундаментной подушки;
 - план монолитной стеновой части фундамента.

На соответствующих планах производится маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, указываются привязка к осям и отметка подошвы фундамента. Пример оформления планов для ленточного фундамента приведен на рис. А.15.

2) Поперечный разрез фундамента.

На разрезе отображаются фундаментная подушка и стеновая часть фундамента, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, привязка к осям, высотные отметки (подошвы и обреза фундамента, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа.

Пример оформления разреза для ленточного фундамента приведен на рис. А.16.

3) Фрагмент развертки проектируемого фундамента.

На развертке отображаются фундаментная подушка и стеновая часть фундамента. Для стеновой части фундамента из сборных элементов (ФБС) производится маркировка рядов (снизу вверх).

Указываются маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, привязка к осям, высотные размеры фундамента.

Пример оформления развертки для ленточного фундамента приведен на рис. А.17.

4) Расчетная схема для определения осадки фундамента методом послойного суммирования.

На расчетной схеме отображаются проектируемый фундамент в разрезе, геологическая колонка, уровни DL , NL , FL , WL , BL , разбиение сжимаемой толщи на элементарные слои, эпюры σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy} , место приложения нагрузок на фундамент для расчета по второй группе предельных состояний.

Указываются абсолютные отметки DL , NL , FL , WL , BL и границ ИГЭ, значения модуля деформации E и удельного веса грунта γ_{II} принятые в расчете осадки, маркировка и глубина заложения элементарных слоев, их высота, значения d , d_b и d_n , глубина сжимаемой толщи H_c , значение нагрузок, значения напряжений (σ_{zp} , σ_{zg} , σ_{zy}) в уровне подошвы фундамента и нижней границы сжимаемой толщи.

Пример оформления расчетной схемы для ленточного фундамента приведен на рис. 7.7.3.

5) Спецификация элементов и материалов на запроектированный фундамент.

Пример оформления спецификации для ленточного фундамента приведен на рис. А.18.

6) Примечания.

В примечаниях указывается абсолютная отметка соответствующая относительной отметки $+0,000$, инженерно-геологический элемент являющийся основанием ФМЗ с указанием его основных характеристик (E , c_{II} , φ_{II} , γ_{II}), сведения об уровне грунтовых вод.

Схема графического листа для отдельного фундамента приведена на рис. А.19. В общем случае, лист должен содержать следующую информацию:

1) Фрагмент плана рассчитанного фундамента.

На плане производится маркировка сборных и монолитных элементов фундаментов, указываются привязка к осям и отметка подошвы фундамента. Пример оформления плана для отдельного фундамента приведен на рис. А.20.

2) Поперечный разрез фундамента.

На разрезе отображаются фундамент, передающая нагрузку колонна, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются маркировка сборных и монолитных элементов фундамента, привязка к осям, высотные отметки (подошвы и обреза фундамента, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа.

Пример оформления разреза для отдельного фундамента приведен на рис. А.21.

3) Опалубочные чертежи проектируемого фундамента.

На лист выносятся план и разрез фундамента.

На плане указываются опалубочные размеры плитной части и подколонника, на разрезе дополнительно приводятся высотные размеры фундамента.

Пример оформления опалубочных чертежей для отдельного фундамента приведен на рис. А.22.

4) Расчетная схема для определения осадки фундамента методом послойного суммирования.

Пример оформления расчетной схемы для фундамента приведен на рис. 8.7.5.

5) Спецификация элементов и материалов на запроектированный фундамент.

6) Примечания.

Требования к оформлению расчетной схемы, спецификации и примечаний для отдельного фундамента аналогичны ленточному фундаменту (см. выше).

8. Проектирование свайных фундаментов

Свайей называют погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на основание.

Свайным фундаментом считают группу свай, объединенных сверху свайным ростверком.

Свайным ростверком называют плиту или балку, объединяющую группу свай, предназначенную для передачи и равномерного распределения нагрузки на сваи. Ростверки являются несущими конструкциями, служат для опирания надземных конструкций зданий.

Сваи различают по условиям изготовления и погружения, материалу, по условиям взаимодействия с грунтом, а также по размерам и формам поперечного и продольного сечения.

При выполнении курсового проектирования рассматриваются свайные фундаменты из призматических сплошных и составных свай. Типовые конструкции призматических забивных свай по серии Серия 1.011.1-10

[24, 25] приведены в табл. Ж.4 и Ж.5. Для выполнения расчетов допускается применять

По условиям взаимодействия свай с грунтом различают *сваи-стойки* и *висячие сваи*. Данная классификация свай крайне важна, т.к. в зависимости от принятой схемы определяется предельное сопротивление грунта основания сваи F_d (несущая способность свай по грунту).

К сваям-стойкам надлежит относить сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, на малосжимаемые грунты. К малосжимаемым грунтам относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней плотности и плотным, а также глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации

$E \geq 50$ МПа.

К висячим сваям относятся сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания своей боковой поверхностью и острием [4].

Сваи и свайные фундаменты рассчитываются по двум группам предельных состояний [4].

Первая группа:

- по несущей способности одиночных свай и свайных фундаментов при действии вертикальных нагрузок.

Вторая группа:

- по осадкам свайных фундаментов при действии вертикальных нагрузок.

Расчет несущей способности одиночной сваи по грунту F_d выполняется на основное и особое сочетание расчетных нагрузок. При расчете свайных фундаментов по первой группе предельных состояний, при определении несущей способности свай, расчетные нагрузки принимаются с коэффициентом надежности γ_f по СП [0] (N_I, M_I).

Расчет свайных фундаментов по деформациям, при определении осадок фундаментов, ведется на расчетные нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ (N_{II}, M_{II}).

8.1. Расчет свайных фундаментов по несущей способности

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия [4]:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n}, \quad (8.1.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи (далее несущая способность сваи).

γ_0 – коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, принимаемый равным $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай;

γ_n – коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности;

γ_k – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным:

1,2 – если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;

1,25 – если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей-зондом;

1,4 – если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта;

1,4 (1,25) – для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на висячих сваях (сваях трения) и сваях-стойках, а при высоком ростверке – только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от числа свай в фундаменте.

Расчет выполняют в следующей последовательности:

- определение несущей способности одиночной сваи F_d ;
- определение расчетной нагрузки на одиночную сваю N ;
- определение требуемого числа свай n в составе фундамента и конструирование ростверка;
- определение расчетной нагрузки действующей на сваю в составе фундамента N и проверка условия 9.1.1.

8.1.1. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту

Определение несущей способности одиночной сваи по грунту F_d производится с учетом:

- особенностей типа сваи (свая-стойка или висячая);
- метода устройства сваи (забивная, буровая, набивная).

Несущую способность сваи по грунту (F_d) сваи-стойки (забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи) следует определять по формуле [4]:

$$F_d = \gamma_c RA, \quad (8.1.1.1)$$

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

A – площадь опирания на грунт сваи, м^2 ;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа.

Для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты следует принимать $R = 20000$ кПа.

Для набивных, буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном, опирающихся на неветрелые скальные и малосжимаемые грунты (без

слабых прослоек) и заглубленные в них менее чем на 0,5 м, R следует определять по формуле

$$R = R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g}, \quad (8.1.1.2)$$

где R_m – расчетное сопротивление массива скального грунта под нижним концом сваи-стойки, определяемое по $R_{c,m,n}$ – нормативному значению предела прочности на одноосное сжатие массива скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяемому, как правило, в полевых условиях;

γ_g – коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4.

Для предварительных расчетов оснований сооружений всех уровней ответственности значения характеристик R_m и $R_{c,m,n}$ допускается принимать равным

$$R_m = R_c K_s, \quad (8.1.1.3)$$

$$R_{c,m,n} = R_{c,n} K_s, \quad (8.1.1.4)$$

где R_c и $R_{c,n}$ – соответственно расчетное и нормативное значения предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа, определяются по результатам испытаний образцов отдельностей (монолитов) в лабораторных условиях;

K_s – коэффициент, учитывающий снижение прочности ввиду трещиноватости скальных пород, принимаемый по табл. Л.4.

В любом случае значение R следует принимать не более 20000 кПа.

Расчетное сопротивление скального грунта R для набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в неветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, определяется по формуле

$$R = R_m \left(1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f} \right), \quad (8.1.1.5)$$

l_d – расчетная глубина заделки набивной и буровой сваи и сваи-оболочки в скальный грунт, м;

d_f – наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой сваи и сваи-оболочки, м.

Значение фактора заглубления $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ принимается не более 3.

Для окончательных расчетов оснований сооружений I и II уровней ответственности, а также оснований, сложенных выветрелыми,

размягчаемыми, со слабыми прослойками скальными грунтами, несущую способность свай-стойки следует принимать по результатам испытаний свай статической нагрузкой.

Для свай-оболочек, равномерно опираемых на поверхность неветрелого скального грунта, прикрытого слоем нескальных неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров свай-оболочки, R определяют по формуле 9.1.1.5, принимая фактор заглубления $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_f}$ равным единице.

Несущую способность F_d , висячей забивной и вдавливаемой свай, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом свай и на ее боковой поверхности по формуле [4]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (8.1.1.6)$$

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

A – площадь опирания на грунт свай, м^2 ;

u – наружный периметр поперечного сечения свай, м ;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай принимаемое по таблице Л.1;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, кПа , принимаемое по таблице Л.2;

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

γ_{cR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице Л.3.

Для выполнения расчета несущей способности висячей свай предварительно составляют расчетную схему, пример приведен на рис. 9.1.1.

Производят разбиение околосвайного грунта на слои толщиной не более 2,0 м. Определяют расстояние от отметки NL до середины каждого слоя z_i и до нижнего конца свай z_t . В зависимости от полученных значений находят R и f_i по таблицам Л.1 и Л.2.

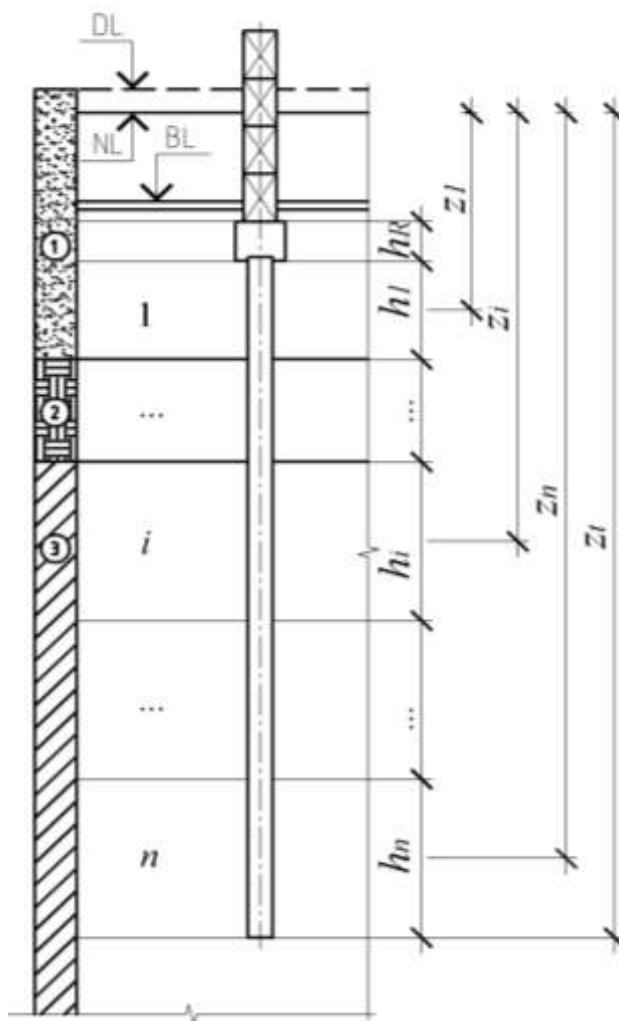


Рис. 8.1.1. Расчетная схема к определению несущей способности висячей сваи

При наличии в основании свайного фундамента слоя торфа необходимо учитывать силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываются на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f_i принимается равным табличному значению со знаком минус, для самого торфа равным минус 5 кПа.

8.1.2. Определение расчетной нагрузки на сваю

Расчетная нагрузка на сваю определяется по формуле [1]:

$$N = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n}, \quad (8.1.2.1)$$

где $F_d, \gamma_0, \gamma_n, \gamma_k$ см. формулу 8.1.1.

8.1.3. Определение требуемого количества свай в составе фундамента

Для фундамента колонны определяется требуемое количество свай в кусте [1]:

$$n = \frac{N_I k}{N - g_r - g_g - G_p}, \quad (8.1.3.1)$$

где n – количество свай в фундаменте, округленное до целого числа в сторону увеличения;

N_I , M_I – нагрузки в уровне обреза фундамента по первой группе предельных состояний;

N – расчетная нагрузка на сваю определенная по указаниям п. 8.1.2;

g_r , g_g – вес ростверка и грунта на его уступах, приходящиеся на одну сваю;

G_p – вес свай принимаемый с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$;

k – коэффициент учитывающий наличие момента в расчетном сечении:

$$k = 1 + 1,8 \frac{M_I}{N_I}, \quad (8.1.3.2)$$

Для фундамента стен, при рядовом расположении свай, определяют требуемый шаг свай

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_I}, \quad (8.1.3.3)$$

где a – требуемый шаг свай;

N_I – нагрузка на погонный метр фундамента по первой группе предельных состояний.

Предварительно, когда размеры фундамента неизвестны, вес ростверка и грунта на его обрезах можно принять равными:

$$g_r + g_g = (3d)^2 d_r \gamma_{mt}, \quad (8.1.3.4)$$

где d_r – глубина заложения низа ростверка от DL ;

d – условный диаметр свай, для свай квадратного сечения принимается равным $\sqrt{4A/\pi}$

γ_{mt} – среднее значение удельных весов бетона фундамента и грунта на его обрезах, принимается равным 20 кН/м^3 .

Далее производят конструирование ростверка свайного фундамента. Конструирование ростверка свайного фундамента осуществляется с учетом требуемого количества свай в составе фундамента и

конструктивных требований к минимальным размерам ростверка в плане и по высоте.

При конструировании ростверка необходимо соблюдать минимальные расстояния между сваями или осями для свай различных типов:

- | | |
|--|---|
| - Забивные висячие сваи без уширений | – между осями свай $\geq 3d$ |
| - Забивные сваи-стойки | – между осями свай $\geq 1,5d$ |
| - Буровые, набивные, сваи-оболочки, скважины свай-столбов | – в свету между сваями ≥ 1 м |
| - Сваи с уширениями | – в свету между уширениями ≥ 1 м |
| - Сваи с уширениями, при устройстве в твердых и полутвердых пылевато-глинистых грунтах | – в свету между уширениями $\geq 0,5$ м |

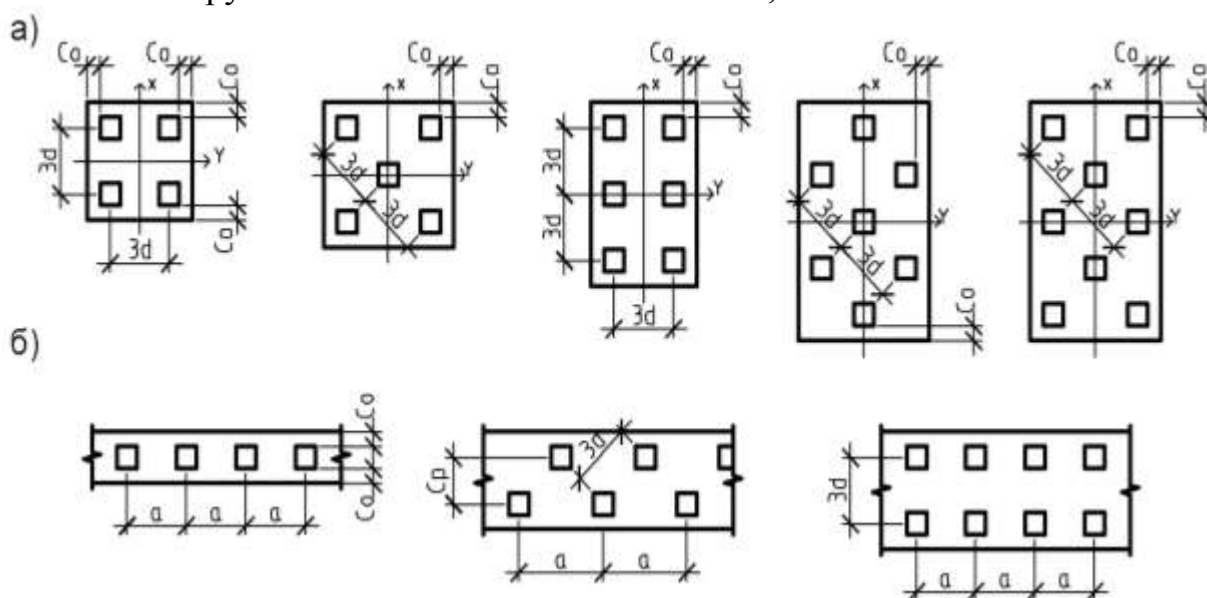


Рис. 8.1.2. Схемы расположения свай в ростверках

а) свайные кусты; б) свайные ленты

Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее $3d$ (где d - сторона поперечного сечения ствола свай), а свай-стоек - не менее $1,5d$. Максимальное расстояние между осями забивных свай, как правило, не должно превышать $6d$. Расстояние от края ростверка до грани свай $c_0 \geq 0,1$ м, но не более $0,5d$.

При шахматном расположении свай в составе ленточных фундаментов (рис. 9.1.2. б) расстояние между осями свай определяется по формуле

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - (a/2)^2} \leq 3d, \quad (8.1.3.5)$$

где a – шаг свай в ряду.

Ширину ростверка ленточного свайного фундамента определяют по формуле

$$b_p = d + 2c_0 + (i-1)c_p, \quad (8.1.3.6)$$

где i – число рядов свай.

Как правило, ростверки выполняются из монолитного железобетона. Высота ростверка и его армирование принимаются по расчету по СНиП [5]. Класс бетона применяемо для ростверка не менее В15. Конструктивно высота ростверка принимается не менее размера сторон сваи и должна учитывать вид сопряжения сваи с ростверком.

Сваи размещаются обязательно в углах здания и в узлах пересечения несущих стен. При однорядном расположении свай в каменных зданиях целесообразно размещать сваи в узлах пересечения продольных и поперечных стен.

Для колонн промышленных зданий свайные фундаменты проектируются с учетом действующих нагрузок. Применяются кусты из 2–3 и более свай. Сваи в кусте внецентренно нагруженного отдельно стоящего фундамента следует размещать таким образом, чтобы равнодействующая нагрузок проходила ближе к центру тяжести плана свай. Примеры расположения свай в кустах представлены на рис. 9.1.2.

8.1.4. Проверка расчетной нагрузки действующей на сваи в составе фундамента

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров определяют нагрузку приходящейся на каждую сваю в составе фундамента с учетом веса ростверка, расположения свай в составе фундамента и видов нагрузок, действующих на фундамент.

Расчетную нагрузку на крайнюю сваю в кусте находят по формуле [1]

$$N_{\max} = \frac{N_I + G_R + G_g}{n} + G_p \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n}, \quad (8.1.4.1)$$

где G_R , G_g – нагрузка от веса ростверка и грунта на его обрезах с учетом коэффициента надежности по нагрузке 1,1 и 1,15 соответственно;

n – число свай в фундаменте.

Расчетная нагрузка на сваю в кусте при наличии моментов проверяется по формулам

$$N_{\max} = \frac{N_I + G_R + G_g}{n} + \frac{M_{Ix} y}{\sum y_i^2} + \frac{M_{Iy} x}{\sum x_i^2} + G_p \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n} \quad (8.1.4.2)$$

$$N_{\min} = \frac{N_I + G_R + G_g}{n} - \frac{M_{Ix} y}{\sum y_i^2} - \frac{M_{Iy} x}{\sum x_i^2} + G_p > 0 \quad (8.1.4.3)$$

где M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

x_i, y_i – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

x, y – расстояния от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

Для ленточного фундамента проверку расчетной нагрузки выполняют по формуле [1]

$$N_{\max} = \frac{N_I + G_R + G_g}{i} a + G_p \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n}, \quad (8.1.4.4)$$

Если условия выполняются и запас не превышает 15%, расчет заканчивают. Если не выполняется, то необходимо выбрать другой тип свай с большей несущей способностью или увеличить число свай в фундаменте и повторить расчет.

Пример 8.1.1. Расчет свайного фундамента под несущую стену по несущей способности

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под несущую стену по первой группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.5); подвал здания эксплуатируемый отапливаемый; расчетное сечение 1.

2. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.

3. Схема с предварительно назначенными размерами фундамента (см. рис. А.11).

1. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту

Согласно предварительно выбранным размерам (рис. А.11) принята свая длиной 7,0 м. Сечение сваи примем 30х30 см. Таким образом, предварительная марка сваи С 70.30

Поскольку свая опирается на глинистые грунты с $I_L > 0,1$, то свая работает как висячая → Расчет несущей способности производим по формуле 9.1.1.6.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

Для выполнения расчета составляем расчетную схему (рис. 9.1.3)

Околосвайный грунт разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м с учетом границ ИГЭ и уровня грунтовых вод. Всего выделено 5 слоев

толщиной h_{1-5} . Вычисляем расстояния от отметки DL до середины слоев z_{1-5} .

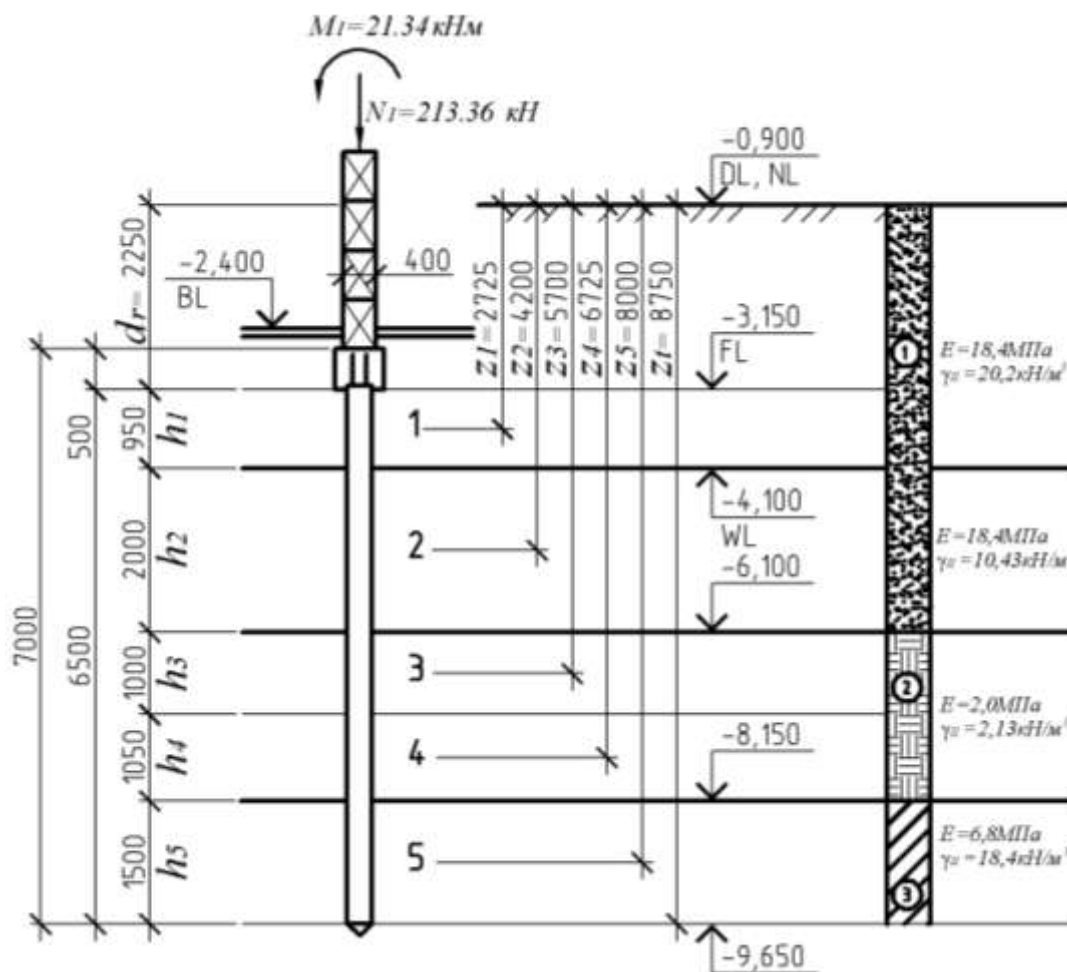


Рис. 8.1.3. Расчетная схема к примеру 9.1.1.

Коэффициент условий работы сваи в грунте принимаем $\gamma_c = 1$;

Площадь опирания на грунт сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$;

Наружный периметр поперечного сечения сваи $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$;

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимаем по таблице Л.1 для $I_L = 0,24$ и $z_t = 8,75 \text{ м} \rightarrow R = 4192 \text{ кПа}$;

Расчетное сопротивление каждого слоя грунта основания на боковой поверхности сваи принимаем по таблице Л.2 в зависимости от значений z_{1-5} .

Поскольку 1 и 2 слоя представлены песком плотным, то расчетное сопротивление увеличиваем на 30% относительно табличных значений.

Поскольку в основании свайного фундамента расположен слой торфа необходимо учесть силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываем на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа, т.е. для слоев 1 и 2. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f принимается

равным табличному значению со знаком минус, для самого торфа $f = -5$ кПа, т.о.:

$$f_1 = -42,4 \text{ кПа}, f_2 = -49,5 \text{ кПа}, f_3 = -5,0 \text{ кПа}, f_4 = -5,0 \text{ кПа}, f_5 = 54,8 \text{ кПа}.$$

Коэффициенты условий работы грунта принимаем по таблице Л.3 для способа погружения свай ударным методом $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1,0$.

Выполняем расчет:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1,0 [1,0 \cdot 4192 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-42,4 \cdot 0,95 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 54,8 \cdot 1,5)] = 296,35 \text{ кН}$$

2. Определение расчетной нагрузки на сваю

Предельно допустимая нагрузка на сваю N определяется по формуле 9.1.2.1

$$N = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 296,35}{1,15 \cdot 1,4} = 211,68 \text{ кН}$$

$\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай;

$\gamma_n = 1,15$ для сооружений II уровня ответственности;

$\gamma_k = 1,4$ поскольку несущая способность сваи определена расчетом

3. Определение требуемого количества свай в составе фундамента

Для фундамента стен, при рядовом расположении свай, требуемый шаг свай определяют по формуле 9.1.3.3

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_1}$$

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле 9.1.3.4

$$g_r + g_g = (3d)^2 d_r \gamma_{mt} = (3 \cdot 0,34)^2 2,25 \cdot 20 = 46,82 \text{ кН}$$

Глубина заложения низа ростверка $d_r = 2,25$ м.

Условный диаметр сваи равен $d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 0,09/3,14} = 0,34$ м.

$$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3.$$

Вес свай С70.30 по табл. Ж.4 – 1,6 т, с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76 \text{ т} = 17,6 \text{ кН}$.

Вычисляем шаг свай:

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_1} = \frac{211,68 - 46,82 - 17,6}{213,36} = 0,69 \text{ м}$$

Поскольку полученный шаг свай более $3d = 0,9$ м, необходимо проектировать двухрядное расположение свай, что приведет к увеличению ростверка. Для того, чтобы достичь однорядного расположения свай увеличим длину сваи на 1 м, принимаем сваю С80.30.

4. Повторим расчет по п. 1–3.

Выполняем расчет несущей способности одиночной сваи по грунту:

Добавляем 6-й слой $h_6 = 1,0$ м, $z_6 = 9,25$ м
 Расчетная схема приведена на рис. 9.1.4

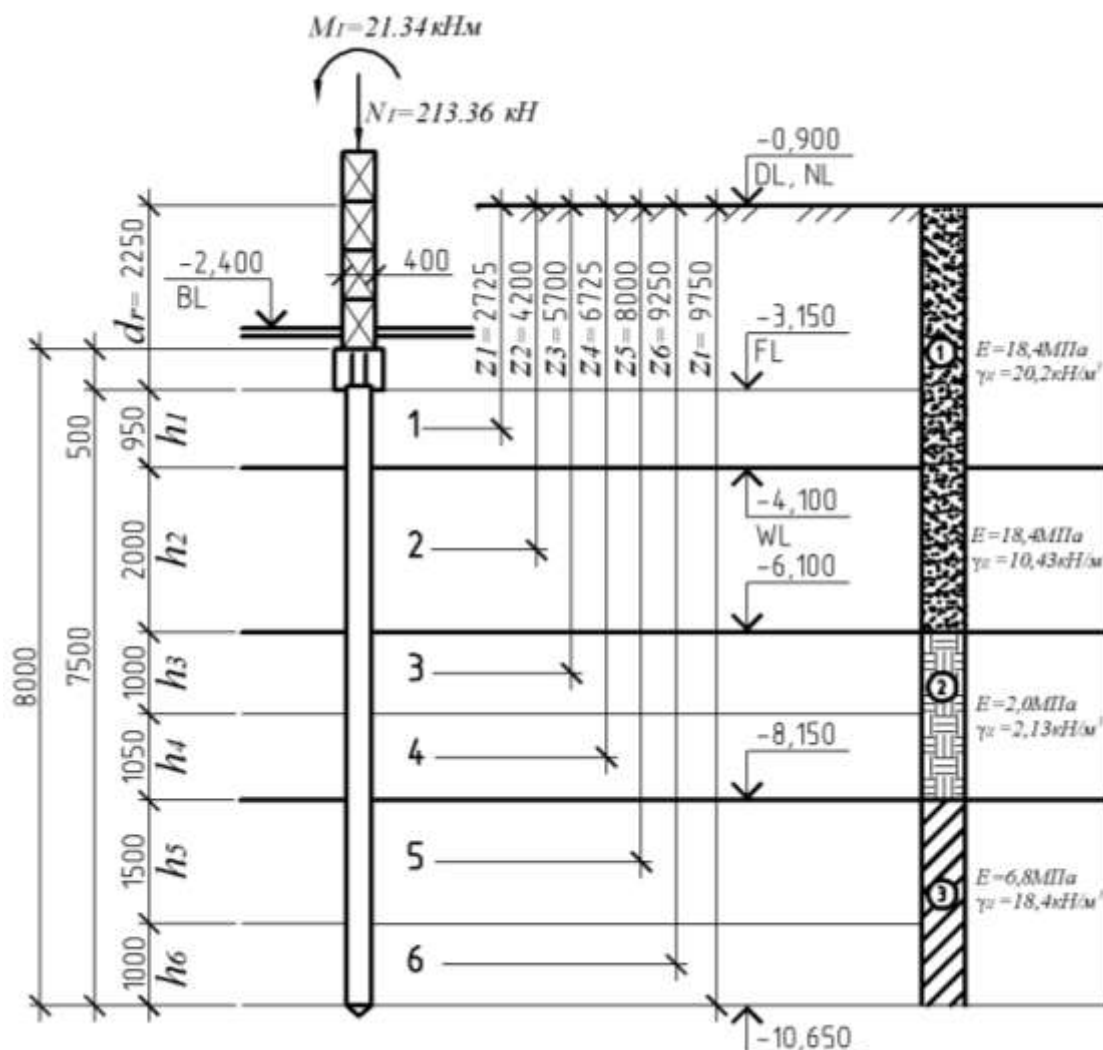


Рис. 8.1.4. Расчетная схема со свай С80.30.

$\gamma_c = 1$; $A = 0,09$ м²; $u = 1,2$ м;

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимаем по таблице Л.1 для $I_L = 0,24$ и $z_t = 9,75$ м $\rightarrow R = 4456$ кПа;

$f_1 = -42,4$ кПа, $f_2 = -49,5$ кПа, $f_3 = -5,0$ кПа, $f_4 = -5,0$ кПа, $f_5 = 54,8$ кПа, $f_6 = 56,4$ кПа.

$\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1,0$.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1,0 [1,0 \cdot 4456 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-42,4 \cdot 0,95 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 54,8 \cdot 1,5 + 56,4 \cdot 1,0)] = 380,29 \text{ кН}$$

Определяем расчетную нагрузки на сваю

$$N = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 380,29}{1,15 \cdot 1,4} = 271,64 \text{ кН}$$

$\gamma_0 = 1,15$; $\gamma_n = 1,15$; $\gamma_k = 1,4$

Определяем требуемое количество свай в составе фундамента

Вес сваи С80.30 по табл. Ж.4 – 1,83 т, с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,83 \cdot 1,1 = 2,01 \text{ т} = 20,1 \text{ кН}$.

Вычисляем шаг свай:

$$a = \frac{N - g_r - g_g - G_p}{N_1} = \frac{271,64 - 46,82 - 20,1}{213,36} = 0,95 \text{ м}$$

Полученный шаг свай не менее $3d = 0,9 \text{ м}$, что позволяет применить однорядное расположение свай.

5. Конструирование ростверка

Конструируем ростверк для участка стены по оси Б в осях 1-2. Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 = 0,1 \text{ м}$, тогда ширина ростверка составит 0,5 м.

Сваи располагаем на пересечении с осями 1 и 2 по центру стен. Расстояние в осях крайних свай составило 6,32 м. Сваи по оси Б располагаем с шагом 0,9 м, что не более расчетного 0,95 м. Схема расположения свай приведена на рис. 9.1.5.

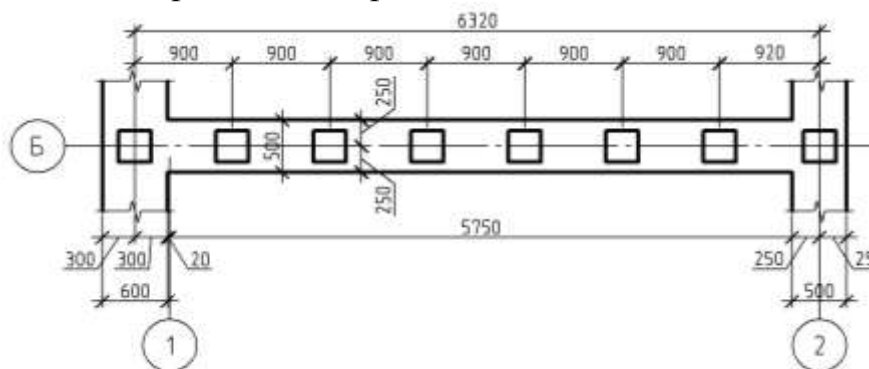


Рис. 8.1.5. Схема расположения свай.

6. Проверка расчетной нагрузки действующей на сваи в составе фундамента

Проверку расчетной нагрузки выполняем по формуле 9.1.4.4

$$N_{\max} = \frac{N_1 + G_R + G_g}{i} a + G_p \leq N$$

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах (на 1 м.п.) с учетом коэффициента по надежности 1,1:

высота ростверка 0,5 м, ширина ростверка 0,5 м

$$G_R = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ т} = 5,5 \text{ кН}$$

ширина уступов 0,1 м, высота грунта на уступе 0,15 м, толщина полов 0,1 м

$$G_g = (0,1 \cdot 0,15 \cdot 20,2 + 0,1 \cdot 0,1 \cdot 20) 1,1 = 0,6 \text{ кН}$$

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{213,36 + 5,5 + 0,6}{1} 0,92 + 20,1 = 221,99 \text{ кН} \leq N = 271,67 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(271,67 - 221,99) / 271,67 \cdot 100 = 18 \%$, что превышает 15 %.

Уменьшаем количество свай в ряду (см. рис. 9.1.6), тогда максимальный шаг составит 1,07 м

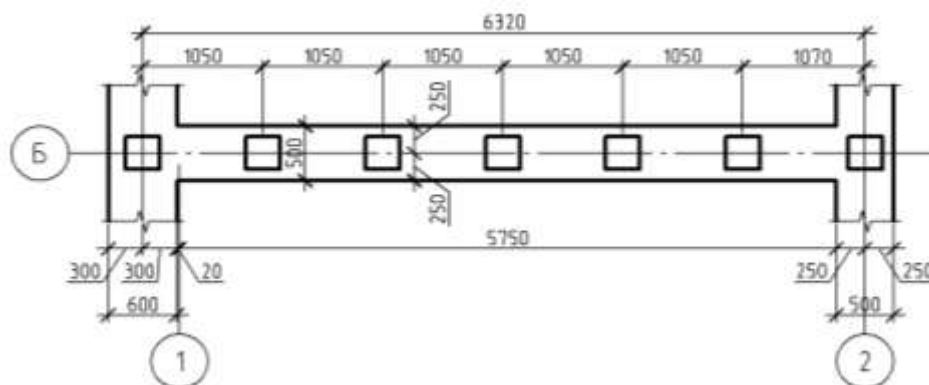


Рис. 8.1.6. Схема расположения свай при уменьшении количества свай

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{213,36 + 5,5 + 0,6}{1} 1,07 + 20,1 = 254,9 \text{ кН} \leq N = 271,67 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(271,67 - 254,9) / 271,67 \cdot 100 = 6 \%$, что не превышает 15 %. Расчет окончен.

Пример 8.1.2. Расчет свайного фундамента по несущей способности под колонну здания

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под колонну здания по первой группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.6); подвал здания эксплуатируемый отапливаемый; расчетное сечение 2.
2. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.
3. Схема с предварительно назначенными размерами фундамента (см. рис. А.13).

1. Определение несущей способности одиночной сваи по грунту

Согласно предварительно выбранным размерам (рис. А.13) принята свая длиной 7,0 м. Сечение сваи примем 30 · 30 см. Таким образом предварительная марка сваи С 70.30

Поскольку свая опирается на глинистые грунты с $I_L > 0,1$, то свая работает как висячая $\rightarrow$ Расчет несущей способности производим по формуле 9.1.1.6.

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

Для выполнения расчета составляем расчетную схему (рис. 9.1.7)

Околосвайный грунт разбиваем на слои толщиной не более 2,0 м с учетом границ ИГЭ и уровня грунтовых вод. Всего выделено 5 слоев толщиной h_{1-5} . Вычисляем расстояния от отметки DL до середины слоев z_{1-5} .

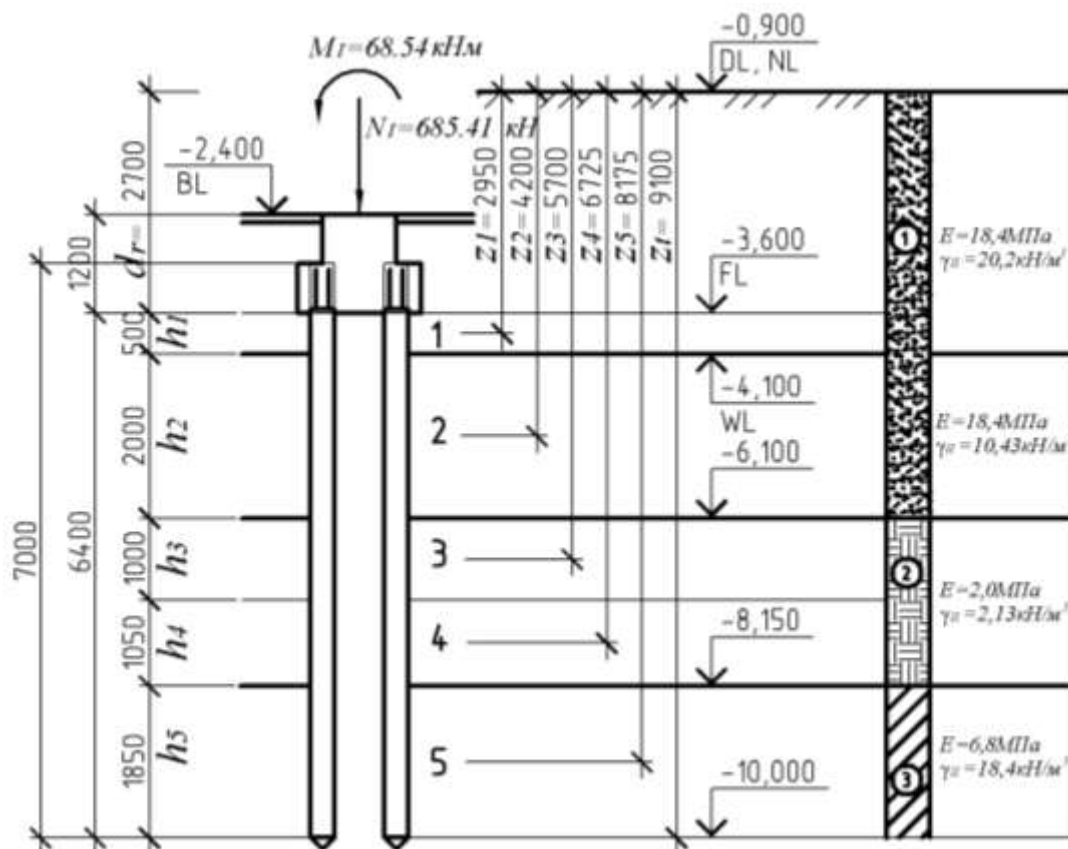


Рис. 8.1.7. Расчетная схема к примеру 9.1.2.

Коэффициент условий работы сваи в грунте принимаем $\gamma_c = 1$;

Площадь опирания на грунт сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$;

Наружный периметр поперечного сечения сваи $u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$;

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи принимаем по таблице Л.1 для $I_L = 0,24$ и $z_t = 8,75 \text{ м} \rightarrow R = 4250 \text{ кПа}$;

Расчетное сопротивление каждого слоя грунта основания на боковой поверхности сваи принимаем по таблице Л.2 в зависимости от значений z_{1-5} .

Поскольку 1 и 2 слои представлены песком плотным, то расчетное сопротивление увеличиваем на 30 % относительно табличных значений.

Поскольку в основании свайного фундамента расположен слой торфа необходимо учесть силы негативного трения, возникающие за счет его осадки. Силы негативного трения учитываем на участке ствола сваи выше подошвы слоя торфа, т.е. для слоев 1 и 2. На указанном участке ствола расчетное сопротивление по боковой поверхности f принимается равным табличному значению со знаком минус, для самого торфа $f = -5$ кПа, т.о.:

$$f_1 = -43,5 \text{ кПа}, f_2 = -49,5 \text{ кПа}, f_3 = -5,0 \text{ кПа}, f_4 = -5,0 \text{ кПа}, f_5 = 55,0 \text{ кПа}.$$

Коэффициенты условий работы грунта принимаем по таблице Л.3 для способа погружения свай ударным методом $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1,0$.

Выполняем расчет:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1,0 [1,0 \cdot 4250 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 (-43,5 \cdot 0,5 - 49,5 \cdot 2,0 - 5,0 \cdot 1,0 - 5,0 \cdot 1,05 + 55,0 \cdot 1,85)] = 347,39 \text{ кН}$$

2. Определение расчетной нагрузки на сваю

Предельно допустимая нагрузка на сваю P_d определяется по формуле 9.1.2.1

$$N = \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_k \gamma_n} = \frac{1,15 \cdot 347,34}{1,15 \cdot 1,4} = 248,14 \text{ кН}$$

$\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай;

$\gamma_n = 1,15$ для сооружений II уровня ответственности;

$\gamma_k = 1,4$ поскольку несущая способность сваи определена расчетом

3. Определение требуемого количества свай в составе фундамента

Для фундамента колонны требуемое количество свай в кусте определяют по формуле 9.1.3.1

$$n = \frac{N_1 k}{N - g_r - g_g - G_p}$$

Предварительно вес ростверка и грунта на его обрезах принимаем по формуле 9.1.3.4

$$g_r + g_g = (3d)^2 d_r \gamma_{mt} = (3 \cdot 0,34)^2 2,7 \cdot 20 = 56,18 \text{ кН}$$

Глубина заложения низа ростверка $d_r = 2,7$ м.

$$\text{Условный диаметр сваи равен } d = \sqrt{4A/\pi} = \sqrt{4 \cdot 0,09/3,14} = 0,34 \text{ м}.$$

$$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3.$$

Вес свай С70.30 по табл. Ж.4 – 1,6 т, с коэффициентом надежности по нагрузке $G_p = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76 \text{ т} = 17,6 \text{ кН}$.

k – коэффициент учитывающий наличие момента в расчетном сечении:

$$k = 1 + 1,8 \frac{M_1}{N_1} = 1 + 1,8 \frac{68,54}{685,41} = 1,18$$

Вычисляем количество свай:

$$n = \frac{N_1 k}{P_d - g_r - g_g - G_p} = \frac{685,41 \cdot 1,18}{248,14 - 56,18 - 17,6} = 4,6 \approx 5 \text{ шт}$$

4. Конструирование ростверка

Расстояние от края ростверка до грани сваи $c_0 = 0,1$ м. Сваи располагаем с шагом не менее 0,9 м. Принятая схема расположения свай приведена на рис. 9.1.8.

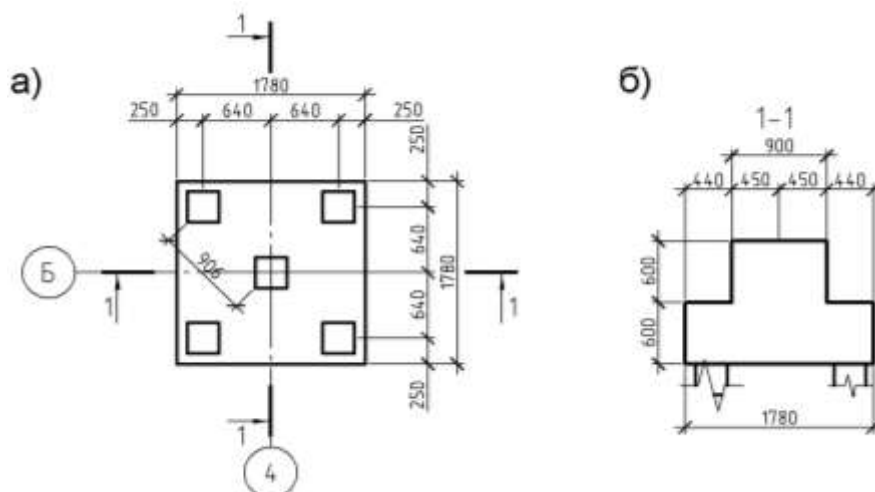


Рис. 8.1.8. а) схема расположения свай
б) поперечный разрез ростверка

6. Проверка расчетной нагрузки действующей на сваи в составе фундамента

Проверку расчетной нагрузки выполняем по формуле 9.1.4.2 (ввиду наличия момента M_I)

$$N_{\max} = \frac{N_I + G_R + G_g}{n} + \frac{M_{Ix} y}{\sum y_i^2} + \frac{M_{Iy} x}{\sum x_i^2} + G_p \leq N$$

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах с учетом коэффициента по надежности 1,1:

Объем ростверка $2,39 \text{ м}^3$

$$G_R = 2,39 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 5,25 \text{ т} = 52,5 \text{ кН}$$

Площадь уступов $1,78 \cdot 1,78 - 0,9 \cdot 0,9 = 2,36 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе 0,5 м, толщина полов 0,1 м

$$G_g = (2,36 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 2,36 \cdot 0,1 \cdot 20) 1,1 = 31,39 \text{ кН}$$

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{685,41 + 52,5 + 31,39}{5} + \frac{68,5 \cdot 0,64}{\sum (0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2 + 0,64^2)} + 0 + 17,6 =$$

$$= 198,22 \text{ кН} \leq N = 248,14 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(248,14 - 198,22) / 248,14 \cdot 100 \% = 20 \%$, что превышает 15 %.

Уменьшаем количество свай до 4 шт (см. рис. 9.1.9) и выполняем проверку повторно.

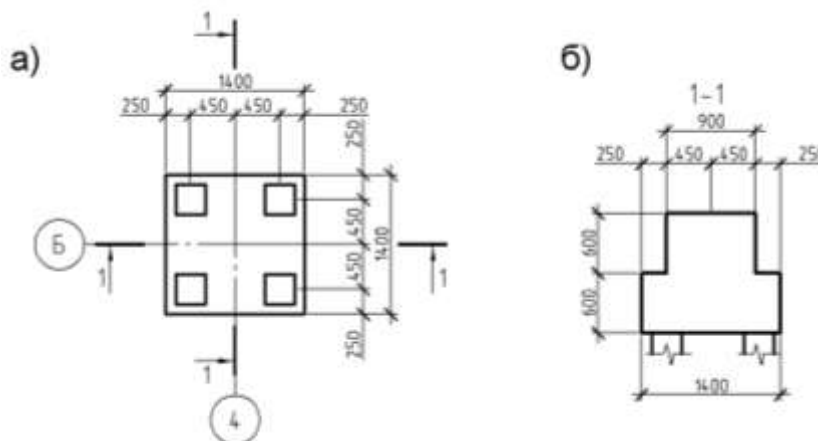


Рис. 8.1.9. а) схема расположения свай
б) поперечный разрез ростверка

Уточняем вес ростверка и грунта на его уступах с учетом коэффициента по надежности 1,1:

Объем ростверка $1,66 \text{ м}^3$

$$G_R = 1,66 \cdot 2,0 \cdot 1,1 = 3,66 \text{ т} = 36,6 \text{ кН}$$

Площадь уступов $1,4 \cdot 1,4 - 0,9 \cdot 0,9 = 1,15 \text{ м}^2$, высота грунта на уступе 0,5 м, толщина полов 0,1 м

$$G_g = (1,15 \cdot 0,5 \cdot 20,2 + 1,15 \cdot 0,1 \cdot 20) 1,1 = 15,31 \text{ кН}$$

Выполняем проверку:

$$N_{\max} = \frac{685,41 + 36,6 + 15,31}{4} + \frac{68,5 \cdot 0,45}{\sum (0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2)} + 0 + 17,6 =$$

$$= 239,97 \text{ кН} \leq N = 248,14 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Запас составляет $(248,14 - 239,97) / 248,14 \cdot 100 \% = 3 \%$, что не превышает 15 %. Расчет окончен.

8.2. Расчет свайных фундаментов по деформациям

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить исходя из условия 8.2.1, при этом s – совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения.

При проектировании свайных фундаментов особое внимание следует уделять методам расчета осадок. Обычно выделяют расчеты осадок ленточных свайных фундаментов, осадок свайных кустов, осадок свай и свайных фундаментов во времени при их работе в водонасыщенных грунтах, прогноз осадок свай и свайных фундаментов во времени с учетом ползучести. Все указанные методы расчетов осадок свайных фундаментов достаточно подробно освещены в нормативной и технической литературе. Некоторые из указанных методов расчетов применяются при проектировании в сложных инженерно-геологических условиях ответственных зданий и сооружений или при решении сложных инженерных задач. При выполнении курсового проекта студенту необходимо научиться правильно определять конечные величины осадок основных типов свайных фундаментов - лент и кустов.

Свайные фундаменты из свай, работающих как *сваи-стойки*, висячие одиночные сваи, воспринимающие вне кустов выдергивающие нагрузки, а также свайные кусты, работающие на действие выдергивающих нагрузок, *рассчитывать по деформациям не требуется*.

Расчет свайных фундаментов может выполняться по следующим методикам:

- с использованием модели сдвига околосвайного грунта;
- методом послойного суммирования с использованием модели условного фундамента;
- методика расчета осадки ленточного фундамента предложенная профессором Бартоломеем А.А.

8.2.1. Расчет осадки свайного фундамента с использованием модели сдвига околосвайного грунта

Расчет фундамента из висячих свай и его основания по деформациям следует производить с использованием модели сдвига околосвайного грунта, по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте в соответствии с требованиями СП 24.13330 [4], как для малой группы ($n \leq 25$) свай (свайного куста).

Расчет начинают с построения расчетной схемы, пример приведен на рис. 9.2.1. Для каждого инженерно-геологического элемента приводят следующие характеристики: модуль деформации E , угол внутреннего трения φ , удельный вес (удельный вес во взвешенном состоянии), коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона принимают по табл. К.2. Модуль сдвига находят по формуле

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (8.2.1.1)$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяют двумя слоями:

I – околосвайный грунт высотой h (см. рис. 9.2.1). Рассчитывается от подошвы ростверка до нижнего конца сваи при низком ростверке, при высоком ростверке от NL ;

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $h/2$ (см. рис. 8.2.1).

Для каждого из слоев определяют значения G и ν , как средневзвешенные значения, входящих в их состав инженерно-геологических элементов.

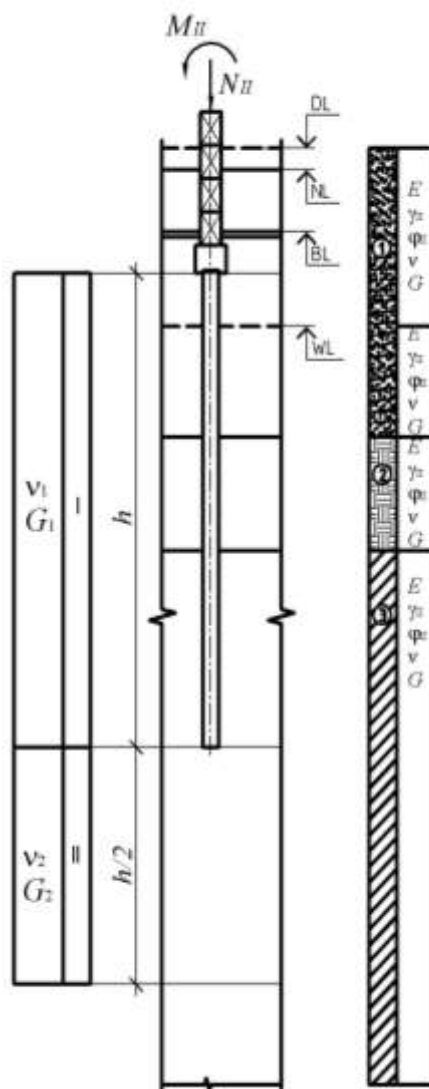


Рис. 8.2.1. Схема к расчету свайного фундамента по деформациям (при низком ростверке)

Далее производят проверку возможности применения данной методики, проверяя условия

$$\frac{h}{d} > 5, \quad (8.2.1.2)$$

$$\frac{G_1 h}{G_2 d} > 1, \quad (8.2.1.3)$$

где d – диаметр поперечного сечения сваи. Для призматической сваи квадратного сечения с площадью A $d = 2\sqrt{A/\pi}$.

При выполнении условий вычисляют коэффициенты

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78\nu_1 + 2,18\nu_1^2, \quad (8.2.1.4)$$

$$k_v = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2, \quad (8.2.1.5)$$

где $\nu = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2}$.

Для сваи определяют модуль упругости бетона

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (8.2.1.6)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона принимаемый по табл. К.3 в зависимости от среднемесячной относительной влажности воздуха в июле

ψ , % принимаемой по табл. К.4;

E_b – начальный модуль упругости принимаемый по табл. К.3.

Находят относительную жесткость ствола сваи

$$\chi = \frac{E_{b,\tau} A}{G_1 h^2}, \quad (8.2.1.7)$$

Определяют параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{0,75}}{1 + 2,12\chi^{0,75}}, \quad (8.2.1.8)$$

Вычисляют коэффициенты

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{G_2 d}, \quad (8.2.1.9)$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{v1} h}{d}, \quad (8.2.1.10)$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'/\alpha)}{\chi}, \quad (8.2.1.11)$$

Далее производят расчет нагрузки действующей на сваю:

- для куста свай нагрузку определяют для каждой сваи

$$N_i^* = \frac{N_{\Pi} + G_R + G_g}{n} + \frac{M_{\Pi x} y}{\sum y_i^2} + \frac{M_{\Pi y} x}{\sum x_i^2} + G_p \quad (8.2.1.12)$$

- для ленточного фундамента, считается, что все сваи нагружены одинаково, нагрузку на сваю определяют по формуле

$$N_i^* = \frac{N_{\Pi} + G_R + G_g}{i} a + G_p \quad (8.2.1.13)$$

Производят выбор наиболее нагруженной сваи:

- для куста свай – максимально нагруженную сваю;
- для ленты - свая в середине ряда.

Осадку одиночной расчетной сваи определяют по формуле

$$s' = \beta \frac{N^*}{G_1 h} \quad (8.2.1.14)$$

Определяют расстояние, на котором необходимо учесть влияние соседний свай

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 h}{2G_2} \quad (8.2.1.15)$$

Для попадающих в зону влияния свай вычисляют коэффициент

$$\delta_i = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_i} \quad (8.2.1.16)$$

где a_i – расстояние до расчетной сваи.

Дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай определяют по формуле:

$$s_{add} = \sum_{i=1}^n \delta_i \frac{N_i^*}{G_1 h} \quad (8.2.1.17)$$

где n – количество свай, попадающих в зону влияния.

Полная осадка расчетной сваи

$$s = s' + s_{add} \quad (8.2.1.18)$$

В заключении проверяют условие 8.2.1. Если условие не выполняется, увеличивают длину или количество свай.

8.2.2. Расчет осадки свайного фундамента методом послойного суммирования с использованием модели условного фундамента

Расчет фундамента по деформациям из висячих свай и его основания для большеразмерного свайного фундамента в соответствии с требованиями СП 24.13330 [4] следует производить с использованием модели условного фундамента.

Данный метод может применяться и для расчета обычных фундаментов, но только в качестве выполнения экспертной оценки.

Границы условного фундамента определяют следующим образом (см. рис. 8.2.2):

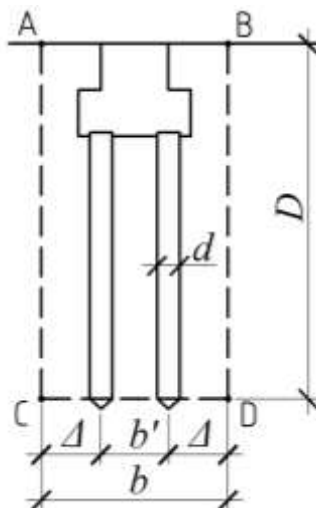


Рис. 8.2.2. Границы условного фундамента

Условный фундамент включает в себя ростверк, сваи и массив грунта, ограниченный следующими плоскостями:

- снизу – горизонтальной плоскостью проходящей через нижние концы свай;
- сверху – поверхностью грунта на отметке планировки;
- с боков – вертикальными плоскостями, удаленными от осей крайних рядов свай на расстояние Δ , равное $\frac{1}{2}$ шага свай, но не более $2d$.

Размеры подошвы условного фундамента вычисляют по формулам

$$b = b' + 2\Delta, \quad (8.2.2.1)$$

$$l = l' + 2\Delta, \quad (8.2.2.2)$$

где b' и l' – продольный и поперечный шаг свай.

Давление под подошвой условного фундамента p_{II} вычисляют от нагрузки на фундамент, собственного веса свай и ростверка, без учета веса грунта, находящегося в его границах

$$p_{II} = \frac{N_{II} + G_R + nG_g}{lb}, \quad (8.2.2.3)$$

Далее выполняется расчет условного фундамента по деформациям методом послойного суммирования по аналогии с фундаментами мелкого заложения по формулам раздела 8.7 пособия, при этом осадку условного фундамента рекомендуется выполнять по следующей формуле

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (8.2.2.4)$$

8.2.3. Расчет осадки свайного ленточного фундамента

Для расчета свайных ленточных фундаментов с одно- и двухрядным расположением свай при расстоянии между сваями (3-4) d можно использовать формулу, предложенную А.А. Бартоломеем:

$$s = \frac{N (1 - \nu^2)}{\pi E} \delta_0, \quad (8.2.3.1)$$

где N – погонная нагрузка на свайный фундамент, кН/м, с учетом веса фундамента в виде массива грунта со сваями, ограниченного: сверху – поверхностью планировки; с боков – вертикальными плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай; снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай;

Нагрузку на свайный фундамент допускается определять по формуле

$$N = \frac{N_{\max} i}{a} + \gamma_{mt} h_f B, \quad (8.2.3.2)$$

где $N_{\max}$ – расчетная нагрузка передаваемая на сваю;

a – шаг свай;

i – число рядов свай;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса грунта со сваями в массиве, принимается равным 20 кН/м³;

h_f – расстояние от планировочной отметки до плоскости острия свай;

B – ширина фундамента, принимаемая равная ширине ростверка;

E – осредненное значение модуля деформации грунта в пределах активной зоны фундамента, кПа;

ν – осредненное значение коэффициента Пуассона грунта в пределах активной зоны фундамента. Частные значения принимают по табл. К.2;

δ_0 – коэффициент, принимаемый по номограмме (см. рис. 8.2.3) в зависимости от ν , приведенной ширины фундамента $\bar{B} = B/h$, (h – глубина погружения свай, от уровня подошвы ростверка) и приведенной глубины активной зоны $\bar{H} = H/h$, (H – глубина активной зоны фундамента от уровня подошвы ростверка).

Значения коэффициента δ_0 определяют по номограмме следующим образом. На номограмме через точку, соответствующую вычисленному значению приведенной глубины активной зоны, проводят прямую, параллельную оси абсцисс, до пересечения с линией приведенной ширины фундамента $\bar{B}$ и опускают перпендикуляр до линии коэффициента Пуассона грунта ν . Из точки пересечения проводят линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с осью ординат, на которой приведены значения коэффициента δ_0 .

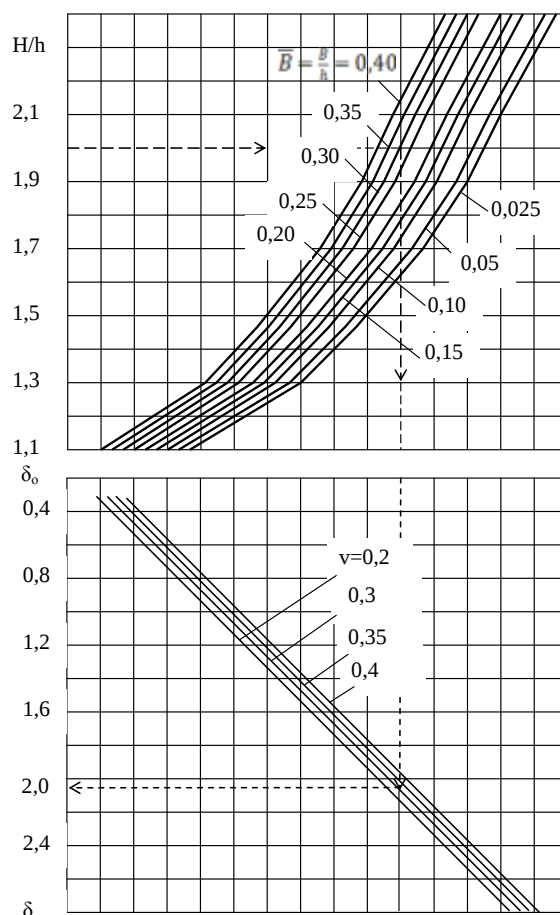


Рис. 8.2.3. Номограмма для определения значений δ_0

Глубину активной зоны определяют из условия, что дополнительные напряжения в активной зоне (σ_z) не превышают структурной прочности грунта сжатию ($P_{сmp}$)

$$\sigma_z < P_{сmp}, \quad (8.2.3.3)$$

Дополнительные напряжения в активной зоне определяют по формуле

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi h} \alpha_n \quad (8.2.3.4)$$

где α_n – безразмерный коэффициент, принимаемый по табл. К.5 в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента $\bar{B}$, приведенной глубины рассматриваемой точки z/h (z – глубина от уровня подошвы ростверка) и приведенного расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного свайного фундамента x/h .

Структурную прочность грунта определяют по формуле

$$P_{сmp} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (8.2.3.5)$$

где c и φ – удельное сопротивление и угол внутреннего трения грунта соответственно.

Допускается принимать нижнюю границу активной зоны из условия $\sigma_z < 10 \text{ кПа}$, без учета структурной прочности грунта.

Пример 8.2.1. Расчет свайного фундамента стены здания по деформациям

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под несущую стену по второй группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.5); подвал здания эксплуатируемый отапливаемый; расчетное сечение I.
2. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.
3. Схемы с размерами фундамента (см. рис. 9.1.4 и 9.1.6).

1. Составляем расчетную схему (см. рис. 9.2.4).

Для каждого инженерно-геологического элемента определяем следующие характеристики: коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона принимаем по табл. К.2.

$$\nu_{\text{ИГЭ1}} = 0,3 \quad \nu_{\text{ИГЭ2}} = 0,45 \quad \nu_{\text{ИГЭ3}} = 0,38$$

Модуль сдвига находим по формуле 9.2.1.1

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$G_{\text{ИГЭ1}} = \frac{18,4}{2(1 + 0,3)} = 7,1 \text{ МПа}$$

$$G_{\text{ИГЭ2}} = \frac{2}{2(1 + 0,45)} = 0,7 \text{ МПа}$$

$$G_{\text{ИГЭ3}} = \frac{6,8}{2(1 + 0,38)} = 2,5 \text{ МПа}$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяем двумя слоями:

I – околосвайный грунт высотой $h = 7,5 \text{ м}$.

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $h/2 = 3,75 \text{ м}$.

Для каждого из слоев определяем значения G и ν , как средневзвешенные значения, входящих в их состав инженерно-геологических элементов.

$$\nu_1 = \frac{0,3 \cdot 2,95 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 2,5}{7,5} = 0,37$$

$$G_1 = \frac{7,1 \cdot 2,95 + 0,7 \cdot 2,05 + 2,5 \cdot 2,5}{7,5} = 3,8 \text{ МПа}$$

$$\nu_{\text{II}} = \nu_{\text{ИГЭ3}} = 0,38$$

$$G_{II} = G_{IIГЭЗ} = 2,5 \text{ МПа}$$

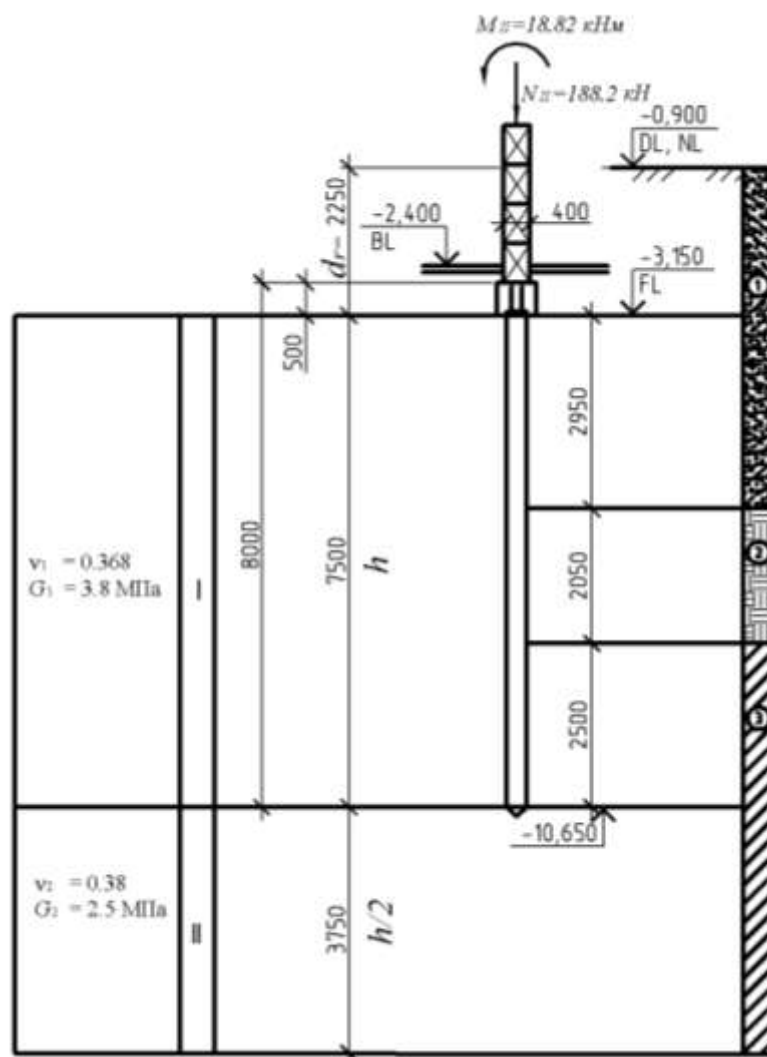


Рис. 8.2.4. Расчетная схема к примеру 9.2.1

2. Производим проверку возможности применения данной методики

Проверяем условия 9.2.1.2 и 9.2.1.3

$$\frac{h}{d} = \frac{7,5}{0,34} = 22,15 > 5 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

$$\frac{G_1 h}{G_2 d} = \frac{3,8 \cdot 7,5}{2,5 \cdot 0,34} = 34,10 > 1 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

Диаметр поперечного сечения сваи

$$d = 2\sqrt{A/\pi} = 2\sqrt{0,3 \cdot 0,3/3,14} = 0,34 \text{ м}$$

3. Вычисляем коэффициенты k_{v1} и k_v

$$\nu = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2} = \frac{0,37 + 0,38}{2} = 0,375$$

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,37 + 2,18 \cdot 0,37^2 = 1,73$$

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,375 + 2,18 \cdot 0,375^2 = 1,71$$

4. Определяем модуль упругости бетона сваи

Начальный модуль упругости принимаем по табл. К.3. для бетона класса В20 $E_b = 27500 \text{ МПа}$

Коэффициент ползучести бетона принимаем по табл. К.3

$$\varphi_{b,cr} = 2$$

в зависимости от среднемесячной относительной влажности воздуха в июле $\psi > 75\%$ (по табл. К.4 для климатического района IБ)

Вычисляем модуль упругости бетона свай по формуле 9.2.1.6

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{27500}{1 + 2} = 9167 \text{ МПа}$$

5. Находим относительную жесткость ствола сваи

$$\chi = \frac{E_{b,\tau} A}{G_1 h^2} = \frac{9167 \cdot 0,09}{3,8 \cdot 7,5^2} = 3,87$$

6. Определяем параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{0,75}}{1 + 2,12\chi^{0,75}} = \frac{2,12 \cdot 3,87^{0,75}}{1 + 2,12 \cdot 3,87^{0,75}} = 0,85$$

7. Вычисляем коэффициенты

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{G_2 d} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2,5 \cdot 0,34} = 0,69$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{v1} h}{d} = 0,17 \ln \frac{1,73 \cdot 7,5}{0,34} = 0,62$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' \alpha')}{\chi} = \frac{0,69}{0,85} + \frac{1 - (0,69/0,62)}{3,87} = 0,78$$

8. Производим расчет нагрузки действующей на сваю

Для ленты расчет производим для средней сваи - №4 (см. рис. 9.2.5)

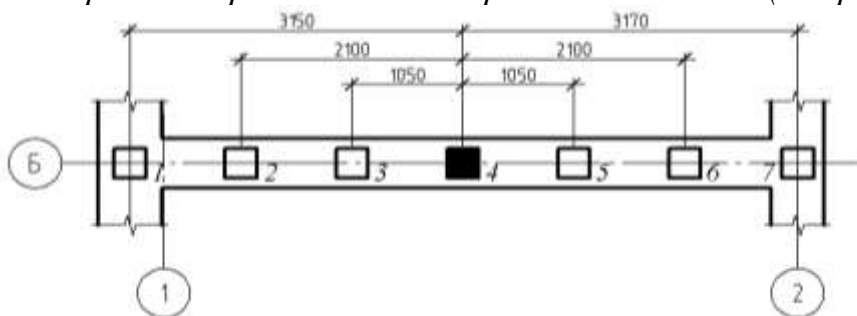


Рис. 8.2.5. Выбор наиболее нагруженной сваи

Нагрузку на сваю определяем по формуле 9.2.1.13

$$N_4^* = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{i} a + G_p = \frac{188,2 + 0,6 + 5,5}{1} 1,05 + 20,1 = 224,1 \text{ кН} = 0,224 \text{ МН}$$

$$G_p = 20,1 \text{ кН}, G_R = 5,5 \text{ кН}, G_g = 0,6 \text{ кН (см. пример 9.1.1)}$$

9. Определяем осадку сваи №4 как одиночной сваи

$$s' = \beta \frac{N^*}{G_1 h} = 0,78 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} = 0,0061 \text{ м} = 0,61 \text{ см}$$

10. Определяем расстояние, на котором необходимо учесть влияние соседних свай

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 h}{2G_2} = 1,71 \frac{3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5} = 9,9 \text{ м} > 3,17 \text{ м} \rightarrow \text{учитываем влияние от}$$

всех свай в ленте

11. Вычисляем коэффициент для свай 1-3 и 5-7

$$\delta_1 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_1} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,05} = 0,124$$

$$\delta_2 = \delta_6 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_{2(6)}} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 2,1} = 0,185$$

$$\delta_3 = \delta_5 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_{3(5)}} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,05} = 0,371$$

$$\delta_7 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_7} = 0,17 \ln \frac{1,71 \cdot 3,8 \cdot 7,5}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,07} = 0,123$$

Расстояния до расчетной сваи (№4) a_i принимаем согласно схеме на рис. 9.2.2.

12. Определяем дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай (№ 1-3, 5-7)

$$s_{add} = \sum_{i=1}^6 \delta_i \frac{N_i^*}{G_1 h} = 0,124 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,185 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,371 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} +$$

$$+ 0,371 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,185 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} + 0,123 \frac{0,224}{3,8 \cdot 7,5} = 0,0003 \text{ м} = 0,03 \text{ см}$$

13. Полная осадка расчетной сваи №4

$$s = s' + s_{add} = 0,61 + 0,03 = 0,64 \text{ см}$$

14. Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой

Предельное значение осадки, согласно приложению II $S_u = 12 \text{ см}$.

Проверяем условие 8.2.1: $s = 0,64 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см} \rightarrow \text{осадки не превышают предельных.}$

12. Выполним оценку полученной осадки методом предложенным профессором А.А. Бартоломеем.

Расчет ведем по формуле 9.2.3.1.

$$s = \frac{N(1 - \nu^2)}{\pi E} \delta_0$$

Погонную нагрузку на свайный фундамент N определим по формуле 9.2.3.2, расчетную нагрузку на сваю $N_{\max}$ примем равной максимальной нагрузке N_4^*

$$N = \frac{N_{\max} i}{a} + \gamma_{mt} h_f B = \frac{224,1}{1,05} + 20 \cdot 9,75 \cdot 0,5 = 310,92 \text{ кН/м}$$

Определим глубину активной зоны H из условия 9.2.3.3.

Для этого определим структурную прочность грунта по формуле 9.2.3.5.

$$P_{стр} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \cdot 19 \cdot \cos 19}{1 - \sin 19} = 53,27 \text{ кПа}$$

Далее выполним расчет дополнительных напряжений в активной зоне для приведенной ширины фундамента, приведенного расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного свайного фундамента. Расчет выполняем по формуле 9.2.3.4.

$$\sigma_z = \frac{N}{\pi h} \alpha_n$$

Значения коэффициента α_n принимаем по табл. К.5 в зависимости от приведенной ширины свайного фундамента $\bar{B} = B/h = 0,5/7,5 = 0,07$, приведенной глубины рассматриваемой точки z/h (z – глубина от уровня подошвы ростверка) и приведенного расстояния рассматриваемой точки от оси ленточного свайного фундамента $x/h = 0/7,5 = 0$.

Расчет сведем в таблицу 9.2.1.

Таблица 8.2.1.

Расчет дополнительных напряжений в активной зоне

Приведенная глубина, z/h	Коэффициент, α_n	Дополнительные напряжения, σ_z , кПа	Глубина, z , м
1,01	12,362	163,14	7,575
1,05	7,753	102,31	7,875
1,1	5,188	68,46	8,25
1,2	3,352	44,23	9

Анализ таблицы показывает, что на глубине $z = 9,0$ м дополнительное напряжение $\sigma_z = 44,23 \text{ кПа}$, что не превышает структурной прочности грунта $P_{стр} = 53,27 \text{ кПа}$, т.е. границу активной зоны назначим $H = 9,0$ м. (см. рис. 9.2.6)

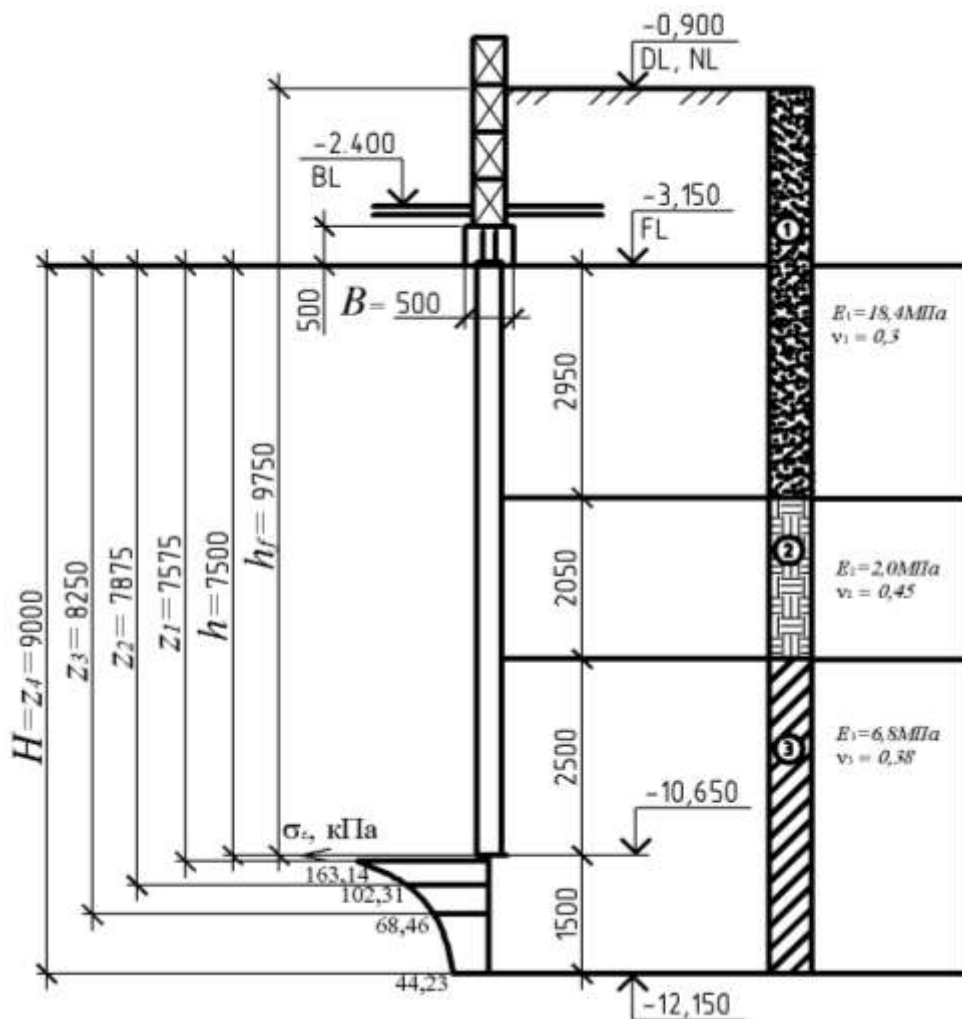


Рис. 8.2.6. Расчетная схема к примеру 9.2.1.

Находим осредненные значения E и ν в пределах активной зоны

$$\nu = \frac{0,3 \cdot 2,95 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 4,0}{9,0} = 0,37$$

$$E = \frac{18,4 \cdot 2,95 + 2,0 \cdot 2,05 + 6,8 \cdot 2,5}{9,0} = 9,5 \text{ МПа}$$

По номограмме рис. 9.2.3 определяем коэффициент δ_0 , в зависимости от коэффициента Пуассона $\nu = 0,37$, приведенной ширины фундамента $\bar{B} = 0,07$ и приведенной глубины активной зоны $\bar{H} = H/h = 9,0/7,5 = 1,2 \rightarrow \delta_0 = 0,96$.

Рассчитываем осадку

$$s = \frac{N(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0 = \frac{310,92(1-0,37^2)}{3,14 \cdot 9,5 \cdot 1000} 0,96 = 0,0097 \text{ м} = 0,97 \text{ см}$$

Таким образом, $s = 0,97 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

Пример 8.2.2. Расчет свайного фундамента под колонну по деформациям

Задача: Произвести расчет свайного фундамента под колонну здания по второй группе предельных состояний.

Дано:

1. Архитектурно-планировочное и конструктивное решение здания (рис. А.4 и А.6); подвал здания эксплуатируемый отапливаемый; расчетное сечение 1.

2. Инженерно-геологические условия – таблица 6.2.2, рис. А.7 и А.8.

3. Схемы с размерами фундамента (см. рис. 9.1.7 и 9.1.9).

1. Составляем расчетную схему (см. рис. 9.2.6).

Для каждого инженерно-геологического элемента определяем следующие характеристики: коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G .

Коэффициент Пуассона принимаем по табл. К.2.

$$\nu_{ИГЭ1} = 0,3 \quad \nu_{ИГЭ2} = 0,45 \quad \nu_{ИГЭ3} = 0,38$$

Модуль сдвига находим по формуле 9.2.1.1

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$G_{ИГЭ1} = \frac{18,4}{2(1 + 0,3)} = 7,1 \text{ МПа}$$

$$G_{ИГЭ2} = \frac{2}{2(1 + 0,45)} = 0,7 \text{ МПа}$$

$$G_{ИГЭ3} = \frac{6,8}{2(1 + 0,38)} = 2,5 \text{ МПа}$$

Инженерно-геологические элементы в основании свайного фундамента заменяем двумя слоями:

I – околосвайный грунт высотой $h = 6,4$ м.

II – слой грунта под нижним концом сваи толщиной $h/2 = 3,2$ м.

Для каждого из слоев определяем значения G и ν , как средневзвешенные значения, входящих в их состав инженерно-геологических элементов.

$$\nu_1 = \frac{0,3 \cdot 2,5 + 0,45 \cdot 2,05 + 0,38 \cdot 1,85}{6,4} = 0,4$$

$$G_1 = \frac{7,1 \cdot 2,5 + 0,7 \cdot 2,05 + 2,5 \cdot 1,85}{6,4} = 3,7 \text{ МПа}$$

$$\nu_{II} = \nu_{ИГЭ3} = 0,38$$

$$G_{II} = G_{ИГЭ3} = 2,5 \text{ МПа}$$

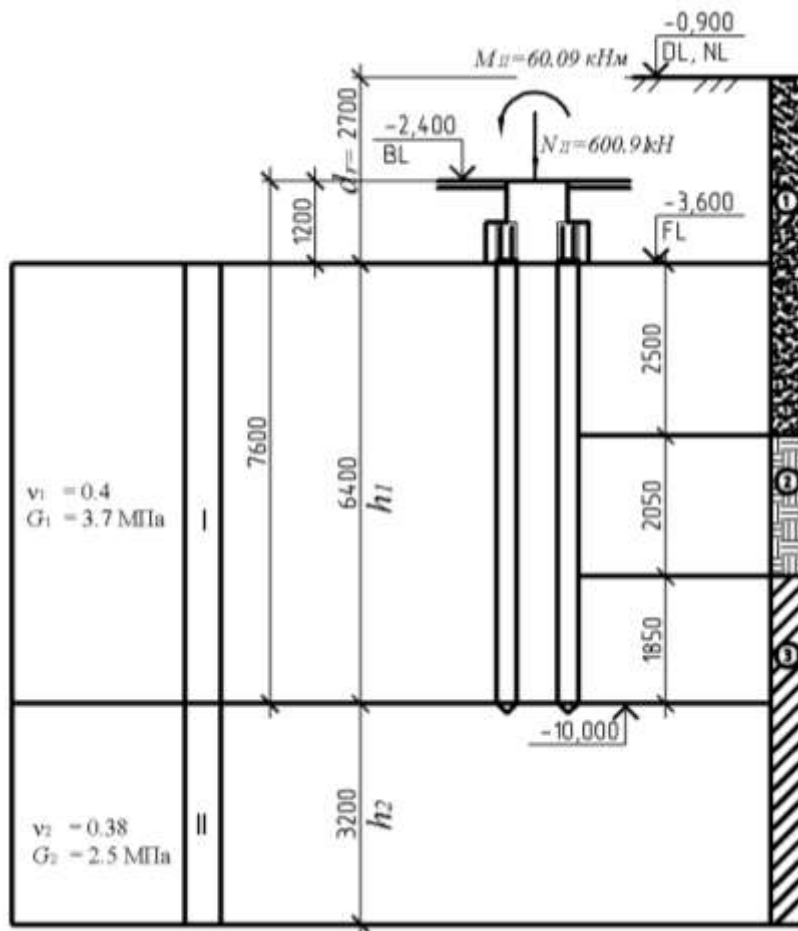


Рис. 8.2.7. Расчетная схема к примеру 9.2.2

2. Производим проверку возможности применения данной методики

Проверяем условия 9.2.1.2 и 9.2.1.3

$$\frac{h}{d} = \frac{6,4}{0,34} = 18,9 > 5 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

$$\frac{G_1 h}{G_2 d} = \frac{3,7 \cdot 6,4}{2,5 \cdot 0,34} = 28,4 > 1 \rightarrow \text{условие выполняется}$$

Диаметр поперечного сечения сваи

$$d = 2\sqrt{A/\pi} = 2\sqrt{0,3 \cdot 0,3/3,14} = 0,34 \text{ м}$$

3. Вычисляем коэффициенты k_{v1} и k_v

$$\nu = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2} = \frac{0,4 + 0,38}{2} = 0,39$$

$$k_{v1} = 2,82 - 3,78 \cdot 0,4 + 2,18 \cdot 0,4^2 = 1,66$$

$$k_v = 2,82 - 3,78 \cdot 0,39 + 2,18 \cdot 0,39^2 = 1,68$$

4. Определяем модуль упругости бетона сваи

Начальный модуль упругости принимаем по табл. К.3. для бетона класса В15 $E_b = 24000 \text{ МПа}$

Коэффициент ползучести бетона принимаем по табл. К.3

$$\varphi_{b,cr} = 2,4$$

в зависимости от среднемесячной относительной влажности воздуха в июле $\psi > 75\%$ (по табл. К.4 для климатического района IБ)

Вычисляем модуль упругости бетона свай по формуле 9.2.1.6

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{24000}{1 + 2,4} = 7059 \text{ МПа}$$

5. Находим относительную жесткость ствола сваи

$$\chi = \frac{E_{b,\tau} A}{G_1 h^2} = \frac{7059 \cdot 0,09}{3,7 \cdot 6,4^2} = 4,19$$

6. Определяем параметр, учитывающий увеличение осадки за счет сжатия ствола

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{0,75}}{1 + 2,12\chi^{0,75}} = \frac{2,12 \cdot 4,19^{0,75}}{1 + 2,12 \cdot 4,19^{0,75}} = 0,86$$

7. Вычисляем коэффициенты

$$\beta' = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{G_2 d} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2,5 \cdot 0,34} = 0,86$$

$$\alpha' = 0,17 \ln \frac{k_{v1} h}{d} = 0,17 \ln \frac{1,66 \cdot 6,4}{0,34} = 0,59$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta'\alpha')}{\chi} = \frac{0,86}{0,86} + \frac{1 - (0,86/0,59)}{4,19} = 0,73$$

8. Производим расчет нагрузки действующей на каждую сваю в кусте

Выполняем маркировку свай (см. рис. 9.2.7). Наиболее нагруженными являются сваи №№1 и 2. Расчет выполним для сваи №1.

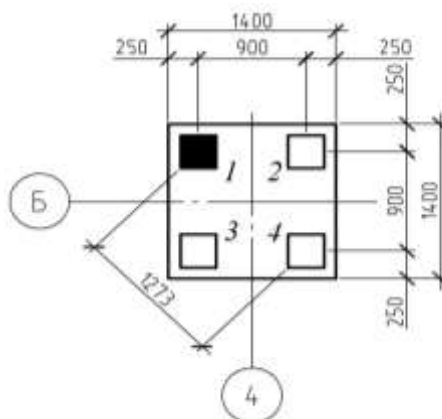


Рис. 8.2.8. Выбор наиболее нагруженной сваи

Нагрузку на сваи определяем по формуле 98ю

$$N_i^* = \frac{N_{II} + G_R + G_g}{n} + \frac{M_{IIx} y}{\sum y_i^2} + \frac{M_{IIy} x}{\sum x_i^2} + G_p$$

$G_p = 17,6 \text{ кН}$, $G_R = 36,6 \text{ кН}$, $G_g = 15,31 \text{ кН}$ (см. пример 9.1.2)

$$N_{1,2}^* = \frac{600,9 + 36,6 + 15,31}{n} + \frac{60,9 \cdot 0,45}{\sum (0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2)} + 17,6 =$$

$$= 214,2 \text{ кН} = 0,214 \text{ МН}$$

$$N_{3,4}^* = \frac{600,9 + 36,6 + 15,31}{n} - \frac{60,9 \cdot 0,45}{\sum (0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2 + 0,45^2)} + 17,6 =$$

$$= 147,4 \text{ кН} = 0,147 \text{ МН}$$

9. Определяем осадку сваи №1 как одиночной сваи

$$s' = \beta \frac{N^*}{G_1 h} = 0,73 \frac{0,214}{3,7 \cdot 6,4} = 0,0066 \text{ м} = 0,66 \text{ см}$$

10. Определяем расстояние, на котором необходимо учесть влияние соседних свай

$$a_{ult} = k_v \frac{G_1 h}{2G_2} = 1,68 \frac{3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5} = 8,1 \text{ м} > 1,27 \text{ м} \rightarrow \text{учитываем влияние от}$$

всех свай в кусте

11. Вычисляем коэффициент для свай № 2-4

$$\delta_2 = \delta_3 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_1} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 0,9} = 0,394$$

$$\delta_4 = 0,17 \ln \frac{k_v G_1 h}{2G_2 a_{2(6)}} = 0,17 \ln \frac{1,68 \cdot 3,7 \cdot 6,4}{2 \cdot 2,5 \cdot 1,273} = 0,279$$

Расстояния до расчетной сваи (№1) a_i принимаем согласно схеме на рис. 9.2.4.

12. Определяем дополнительную осадку расчетной сваи от попадающих в зону влияния свай (№ 2-4)

$$s_{add} = \sum_{i=2}^4 \delta_i \frac{N_i^*}{G_1 h} = 0,394 \frac{0,214}{3,7 \cdot 6,4} + 0,394 \frac{0,147}{3,7 \cdot 6,4} + 0,279 \frac{0,147}{3,7 \cdot 6,4} =$$

$$= 0,00024 \text{ м} = 0,024 \text{ см}$$

13. Полная осадка расчетной сваи №4

$$s = s' + s_{add} = 0,66 + 0,024 = 0,68 \text{ см}$$

14. Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой

Предельное значение осадки, согласно приложению II $s_u = 20 \text{ см}$.

Проверяем условие 8.2.1: $s = 0,68 \text{ см} < s_u = 20 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

15. Выполним оценку полученной осадки методом послойного суммирования:

– Определим размеры условного фундамента b и l (см. рис. 9.2.9) по формулам 9.2.2.1. и 9.2.2.2.

$$b = b' + 2\Delta = 0,9 + 2 \cdot 0,45 = 1,8 \text{ м}$$

$$l = l' + 2\Delta = 0,9 + 2 \cdot 0,45 = 1,8 \text{ м}$$

Δ принимаем равное 0,45 м $\rightarrow \frac{1}{2}$ от b' и l' (шага свай в продольном и поперечном направлениях).

Высоту фундамента принимаем от уровня пола подвала до острия свай = 7,6 м.

– Определяем давление под подошвой условного фундамента по формуле 9.2.2.3, вес грунта в объеме условного фундамента не учитываем

$$p_{\Pi} = \frac{N_{\Pi} + G_R + nG_g}{lb} = \frac{600,9 + 36,6 + 4 \cdot 17,6}{1,8 \cdot 1,8} = 218,48 \text{ кПа}$$

– Определяем расчетное сопротивление грунтов основания:

По таблице Г.5 для суглинка с $I_L = 0,24$ $\gamma_{c1} = 1,25$, для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины к высоте $L/H = 16,7/9,1 = 1,84$ интерполяцией определяем $\gamma_{c2} = 1,09$.

Прочностные характеристики грунта определены непосредственными испытаниями $\rightarrow k = 1$.

По таблице Г.6 для $\varphi_{\Pi} = 19^\circ \rightarrow M_{\gamma} = 0,47$, $M_q = 2,89$, $M_c = 5,48$.

Для $b = 1,8 \text{ м} < 10 \text{ м} \rightarrow k_z = 1$,

Для расчетного слоя (ИГЭ-3) $\gamma_{\Pi} = 18,4 \text{ кН/м}^3$, $c_{\Pi} = 2 \text{ кПа}$.

Удельный вес грунта выше подошвы фундамента γ'_{Π} находим осреднением удельных весов отдельных ИГЭ

$$\gamma'_{\Pi} = \frac{1,7 \cdot 20,2 + 2 \cdot 10,43 + 2,05 \cdot 21,3 + 1,85 \cdot 18,4}{1,7 + 2 + 2,05 + 1,85} = 12,32 \text{ кН/м}^3$$

Приведенную глубину заложения фундаментов определяем по формуле:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{\Pi}} = 7,5 + \frac{0,1 \cdot 20}{12,32} = 7,66 \text{ м.}$$

Глубина подвала $d_b = 1,5 \text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{\Pi} + M_q d_1 \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi}] = \frac{1,25 \cdot 1,09}{1} \times \\ \times [0,47 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 18,4 + 2,89 \cdot 7,66 \cdot 12,32 + (2,89 - 1) 1,5 \cdot 12,32 + 5,48 \cdot 19] = \\ = 580,44 \text{ кПа}$$

– Проверяем условие $p + q \leq R$ (условие 8.2.2).

Равномерно распределенная нагрузка на пол подвала для жилых зданий по таблице Д.2 $q = 2,0 \text{ кПа}$.

$$218,48 + 2 = 220,48 \text{ кПа} \leq 580,44 \text{ кПа} \rightarrow \text{условие выполняется.}$$

– Расчет осадки

– Подготавливаем расчетную схему:

Производим разбиение сжимаемой толщи на элементарные слои толщиной не более $0,4b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}$.

Маркируем слои $i = 1-5$. Определяем глубину заложения и высоту каждого слоя z_i и h_i .

Удельный вес γ_{II} и модуль деформации E для полученных слоев $\gamma_{II} = 18,4 \text{ кН/м}^3$, $E = 6,8 \text{ МПа}$.

– Определяем напряжения под подошвой фундамента $\sigma_{zp,0}$, $\sigma_{zg,0}$

$$\sigma_{zp,0} = p = 220,48 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n = 12,32 \cdot 9,1 = 112,08 \text{ кПа};$$

– Дальнейший расчет сводим в таблицу 9.2.2.

Для каждого значения z :

- определяем $\xi_i = 2z / b$ и по табл. К.1 определяем α_i для $\eta = l / b = 1,8 / 1,8 = 1$;

- производим расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} ;

- определяем величину $0,2\sigma_{zg}$ и проводим проверку $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$.

Условие выполнилось для 5-го слоя $\rightarrow$ расчет напряжений σ_{zp} , σ_{zg} прекращаем.

Для слоев 1–5 рассчитываем средние напряжения σ_{zp} . По формуле 9.2.2.4. определяем осадку каждого слоя. Простым суммированием полученных осадок для каждого слоя определяем общую осадку $s = 3,55 \text{ см}$.

Предельное значение осадки, согласно приложению II $s_u = 20 \text{ см}$.

– Проверяем условие 8.2.1: $s = 3,55 \text{ см} < s_u = 20 \text{ см} \rightarrow$ осадки не превышают предельных.

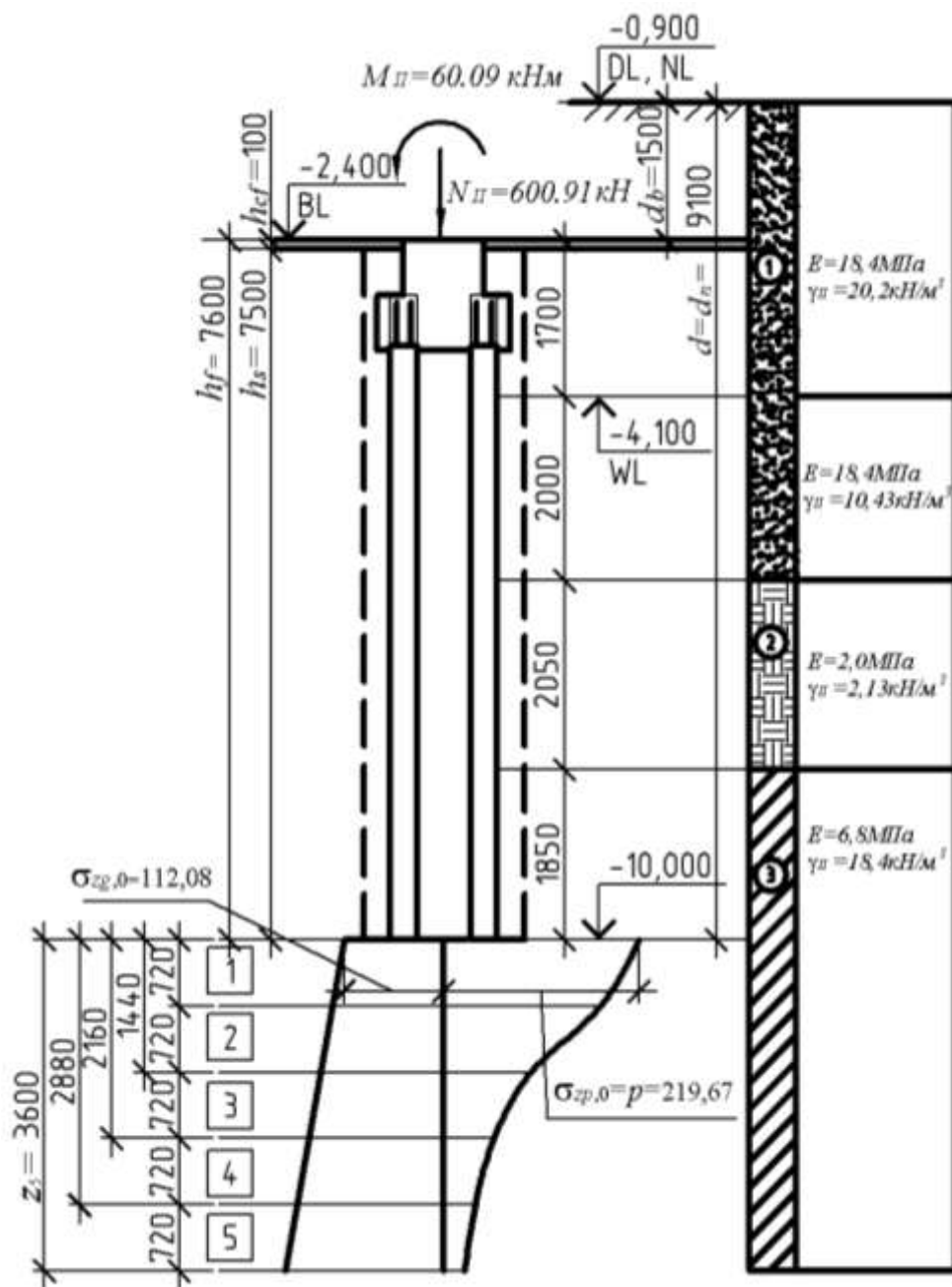


Рис. 8.2.9. Расчетная схема для определения осадки к примеру 8.2.2.

Таблица 8.2.2

Расчет осадки основания методом послойного суммирования для
примера 9.2.2

$N_{\text{ИГЭ}}$	$N_{\text{слоя } i}$	$h_i, \text{ м}$	$\gamma_i, \text{ кН/м}^3$	$z_i, \text{ м}$	Напряжения на границе слоев, кПа					$\sigma_{zp.i}$	$E_i, \text{ МПа}$	$s_i, \text{ м}$
					ξ_i $2z/b$	α_i	σ_{zp}	σ_{zg}	$(0,2\sigma_{zg.i}),$ кПа			
1	1	0,72	18,4	0	0	1	219,67	112,08	22,42	196,80	6,8	0,0167
				0,72	0,8	0,800	175,94	125,33	25,07			
	2	0,72	18,4							136,56	6,8	0,0116
				1,44	1,6	0,449	98,18	138,58	27,72			
	3	0,72	18,4							28,10	6,8	0,0024
				2,16	2,4	0,257	56,20	151,83	30,37			
	4	0,72	18,4							45,59	6,8	0,0039
				2,88	3,2	0,160	34,98	165,07	33,01			
	5	0,72	18,4							11,81	6,8	0,0010
				3,6	4	0,108	23,62	178,32	35,66			
$s = 0,0355 \text{ м} = 3,55 \text{ см}$												

8.3. Выбор оборудования для погружения свай

Выбор оборудования для погружения свай заключается в подборе требуемого сваебойного агрегата. На первом этапе необходимо определить минимальную энергию удара молота E_h , кДж, по формуле (приложение Д [6]):

$$E_h = 0,045 \cdot N, \quad (8.3.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН.

Затем по табл. М.1 и М.2 принимают тип молота с расчетной энергией удара $E_d \geq E_h$, кДж, определенной по формуле 9.3.1.

Расчетное значение энергии удара E_d вычисляют по формуле (таблица Д.3[6]):

$$E_d = 0,9 \cdot G \cdot H, \text{ кДж}, \quad (8.3.2)$$

где G – вес ударной части молота, кН;

H – высота падения ударной части молота, м

При этом выбранный молот должен удовлетворять условию:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} \leq K, \quad (8.3.3)$$

где K – коэффициент применимости молота, значения которого приведены в табл. М.4;

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи с наголовником, т;

m_3 – масса подбабка, т.

Принятый тип молота и высоту падения его ударной части следует дополнительно проверять, рассчитав для железобетонной сваи максимальные сжимающие напряжения, достигаемые в свае при забивке.

Пример 8.3.1. Выбор оборудования для погружения свай

Задача: требуется подобрать дизель-молот для погружения железобетонных свай типа С80.30 в грунты средней плотности. Расчетная нагрузка на сваю $N = 198,22$ кН.

1. Определим минимальную энергию удара, необходимую для погружения свай по формуле 9.3.1:

$$E_n = 0,045 \cdot N = 0,045 \cdot 198,22 = 8,92 \text{ кДж}$$

По техническим характеристикам табл. М.1 принимаем трубчатый дизель молот СП-74 с массой ударной части 0,6 т ($G = 6$ кН), массой молота $m_1 = 1,5$ т, высотой падения ударной части $H = 2,3$ м. Расчетное значение энергии удара E_d для данного типа молота вычисляем по формуле 9.3.2:

$$E_d = 0,9 \cdot G \cdot H = 0,9 \cdot 6 \cdot 2,3 = 12,42 \text{ кДж}$$

Для железобетонных свай при трубчатом дизель-молоте по табл. М.3 принимаем $K = 0,6$ т/кДж.

Вес сваи С80.30 составляет 1,83 т. Вес наголовника примем 0,2 т, вес подбабка – $m_3 = 0,2$ т.

Проверим условие 9.3.3

$$\frac{1,5 + (1,83 + 0,2) + 0,2}{12,42} = 0,3 \leq 0,6$$

Условие выполняется. Следовательно, принятый дизель-молот СП-74, обеспечивает погружение свай С80.30.

8.4. Определение проектного отказа свай

В проекте свайного фундамента должен быть определен проектный отказ свай. Проектный отказ необходим для контроля несущей способности свай в процессе производства работ. Формула для определения проектного отказа имеет вид

$$s_a \leq \frac{\eta A E_d}{F_d (F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (8.4.1)$$

где η – коэффициент, принимаемый по табл. М.4 в зависимости от материала свай, кН/м²;

A – площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м^2 ;

E_d – расчетная энергия удара молота, по табл. М.5, кДж;

F_d – несущая способность сваи, кН;

m_1 – масса молота, т;

m_2 – масса сваи и наголовника, т;

m_3 – масса подбабка, т;

ε – коэффициент восстановления удара, принимаемый при забивке железобетонных свай и свай-оболочек молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0,2$;

s_a – фактический остаточный отказ, равный значению погружения сваи от одного удара молота.

Пример 8.4.1. Определение проектного отказа сваи

Задача: требуется определить проектный отказ сваи С80.30. Несущая способность сваи $F_d = 380,29 \text{ кН}$. Дизель-молот для погружения сваи СП-74.

Расчет выполним по формуле 9.4.1:

$$s_a = \frac{\eta A E_d}{F_d (F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 12,42}{380,29 (380,29 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{1,5 + 0,2 (2,03 + 0,2)}{1,5 + 2,03 + 0,2} = 0,0045 \text{ м} = 0,45 \text{ см}$$

Коэффициент по табл. М.4 $\eta = 1500 \text{ кН/м}^2$;

Площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$;

Расчетная энергия удара молота по табл. М.5

$E_d = 0,9 G H = 12,42 \text{ кДж}$ (см. пример 9.3.1);

$F_d = 380,29 \text{ кН}$; $m_1 = 1,5 \text{ т}$; $m_2 = 1,83 + 0,2 = 2,03 \text{ т}$; $m_3 = 0,2 \text{ т}$; $\varepsilon^2 = 0,2$.

8.5. Оформление графического листа по результатам расчета свайного фундамента

После выполнения расчетов свайных фундаментов по двум группам предельных состояний оформляют графический лист №3 курсового проекта (формат А2 или А1).

Схема графического листа для ленточного фундамента приведена на рис. А.23. В общем случае, лист должен содержать следующую информацию:

1) Фрагмент плана расположения свай под рассчитанный участок свайного фундамента.

На плане производится маркировка свай, указывается привязка к осям. Пример оформления плана свай приведен на рис. А.24.

2) Фрагмент плана ростверка под рассчитанный участок свайного фундамента.

На плане приводится фрагмент ростверка, указываются привязка ростверка к осям и габаритные размеры, отметка подошвы ростверка. Пример оформления плана ростверка приведен на рис. А.25.

3) Поперечный разрез фундамента.

На разрезе отображаются сваи и ростверк, стеновая часть фундамента, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются привязка элементов фундаментов к осям, высотные отметки (подошвы и обреза ростверка, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа, подбетонка под ростверк.

Пример оформления разреза приведен на рис. А.26.

4) Узел сопряжения свай и ростверка.

На узле отображаются поперечное сечение ростверка и сваи, величина заделки сваи в ростверк и его габаритные размеры. Производится маркировка элементов.

Пример оформления узла сопряжения свай и ростверка приведен на рис. А.27.

5) Экспликация свай. Пример оформления приведен на рис. А.28.

6) Спецификации к схеме расположения свай и плану ростверка, на монолитный ростверк.

Пример оформления спецификации приведен на рис. А.28.

7) Примечания.

В примечаниях указывается:

- абсолютная отметка соответствующая относительной отметки +0,000;

- инженерно-геологические элементы с указанием их основных характеристик (E , c_{II} , φ_{II} , γ_{II});

- сведения об уровне грунтовых вод;

- указания о необходимости срубки свай;

- проектный отказ свай;

- сваебойное оборудование с основными характеристиками.

Схема графического листа для отдельного фундамента приведена на рис. А.23. В общем случае, лист должен содержать следующую информацию:

1) Плана расположения свай под рассчитанный фундамент.

На плане производится маркировка свай, указывается привязка к осям. Пример оформления плана свай приведен на рис. А.29.

2) Плана ростверка под рассчитанный фундамент.

На плане указываются привязка ростверка к осям и габаритные размеры, отметка подошвы ростверка. Пример оформления плана ростверка приведен на рис. А.30.

3) Разрез фундамента.

На разрезе отображаются сваи и ростверк, передающая нагрузку колонна, перекрытие первого этажа, полы подвала и первого этажа.

Указываются привязка элементов фундаментов к осям, высотные отметки (подошвы и обреза ростверка, полов подвала и первого этажа), состав полов подвала и первого этажа, подбетонка под ростверк.

Пример оформления разреза приведен на рис. А.31.

4) Узел сопряжения свай и ростверка. Требования к оформлению для отдельного фундамента аналогичны ленточному фундаменту (см. выше).

Пример оформления узла сопряжения свай и ростверка приведен на рис. А.27.

5) Экспликация свай. Пример оформления приведен на рис. А.28.

6) Спецификации к схеме расположения свай и плану ростверка, на монолитный ростверк.

Пример оформления спецификации приведен на рис. А.28.

7) Примечания.

Требования к оформлению расчетной схемы, спецификации и примечаний для отдельного фундамента аналогичны ленточному фундаменту (см. выше).

9. Защита курсового проекта

Студент обязан выполнить проект и защитить его в срок, предусмотренный индивидуальным планом-графиком на учебный год. Защита проекта разрешается только после детальной разработки его согласно заданию.

Курсовой проект защищается перед руководителем проекта. Перед защитой студент должен сдать преподавателю чертежи и пояснительную записку. Во время защиты курсового проекта студент должен дать все необходимые пояснения по расчетам и содержанию проекта, а также

ответить на вопросы преподавателя, относительно запроектированного фундамента.

При оценке курсового проекта учитываются содержание и оформление проекта, а также качество защиты.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
Графические материалы

Пермский национальный исследовательский политехнический
университет
Кафедра строительного производства и геотехники

**Курсовой проект
по дисциплине «Основания и фундаменты»**

Пояснительная записка.

ШИФР ПРОЕКТА - ПЗ

Том 1

Доцент кафедры СПГ, к.т.н.

Студент группы ПГС-10-1

Пермь 2014

Рис. А.1. Пример оформления титульного листа пояснительной записки

						группа (или поток) номер варианта год			
						(ПГС-12)(001)(2014)-КЖО			
						Наименование объекта			
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата				
Разработал		Иванов				Курсовой проект по дисциплине "Основания и фундаменты"	Стадия	Лист	Листов
Проверил		Пономарев					П	1	1
Н. контр.		Пономарев				Наименование чертежа	ПНИПУ кафедра СПГ		

Рис. А.2. Пример заполнения основной надписи на графических листах

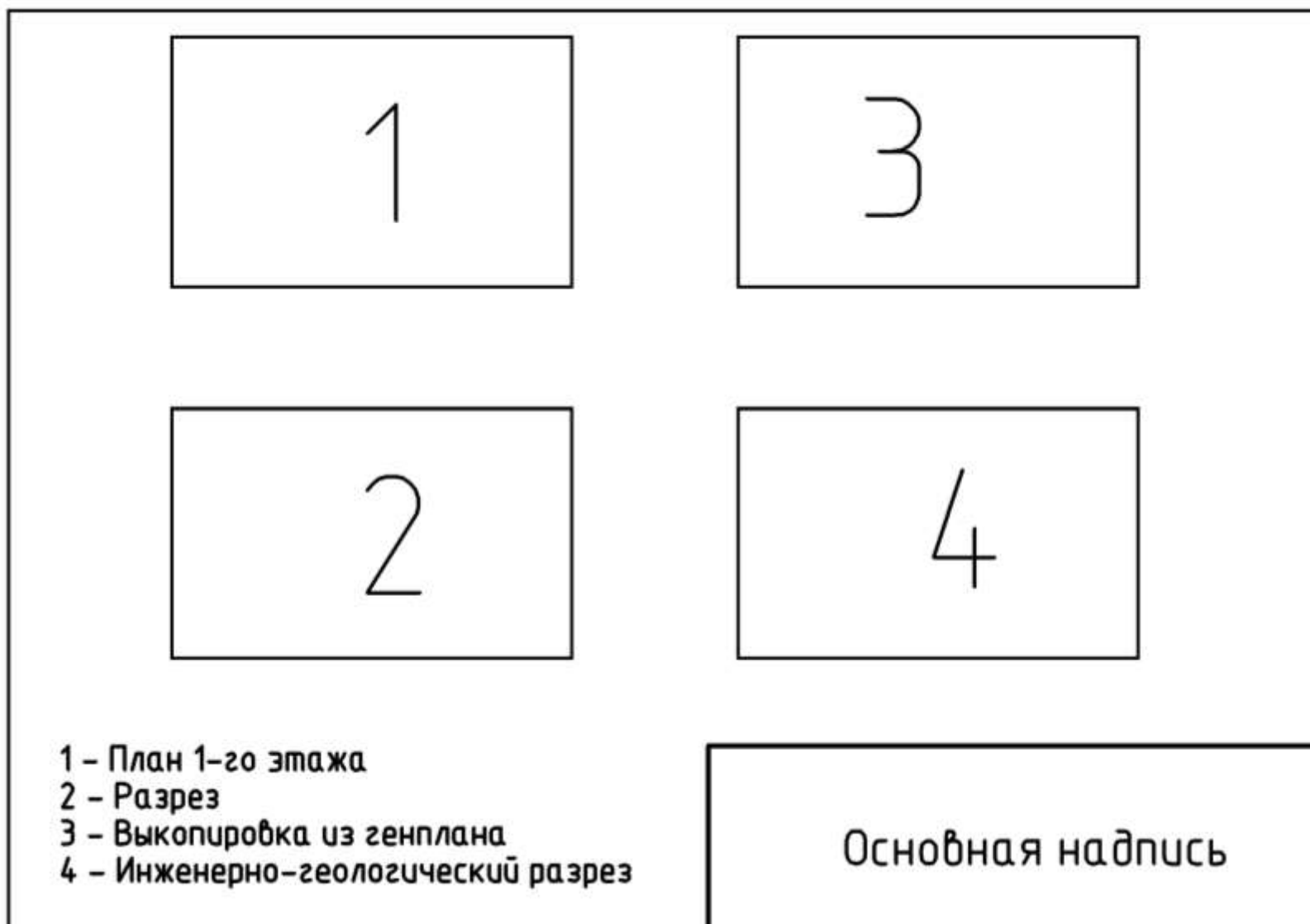


Рис. А.3. Схема 1-го графического листа. Исходные данные

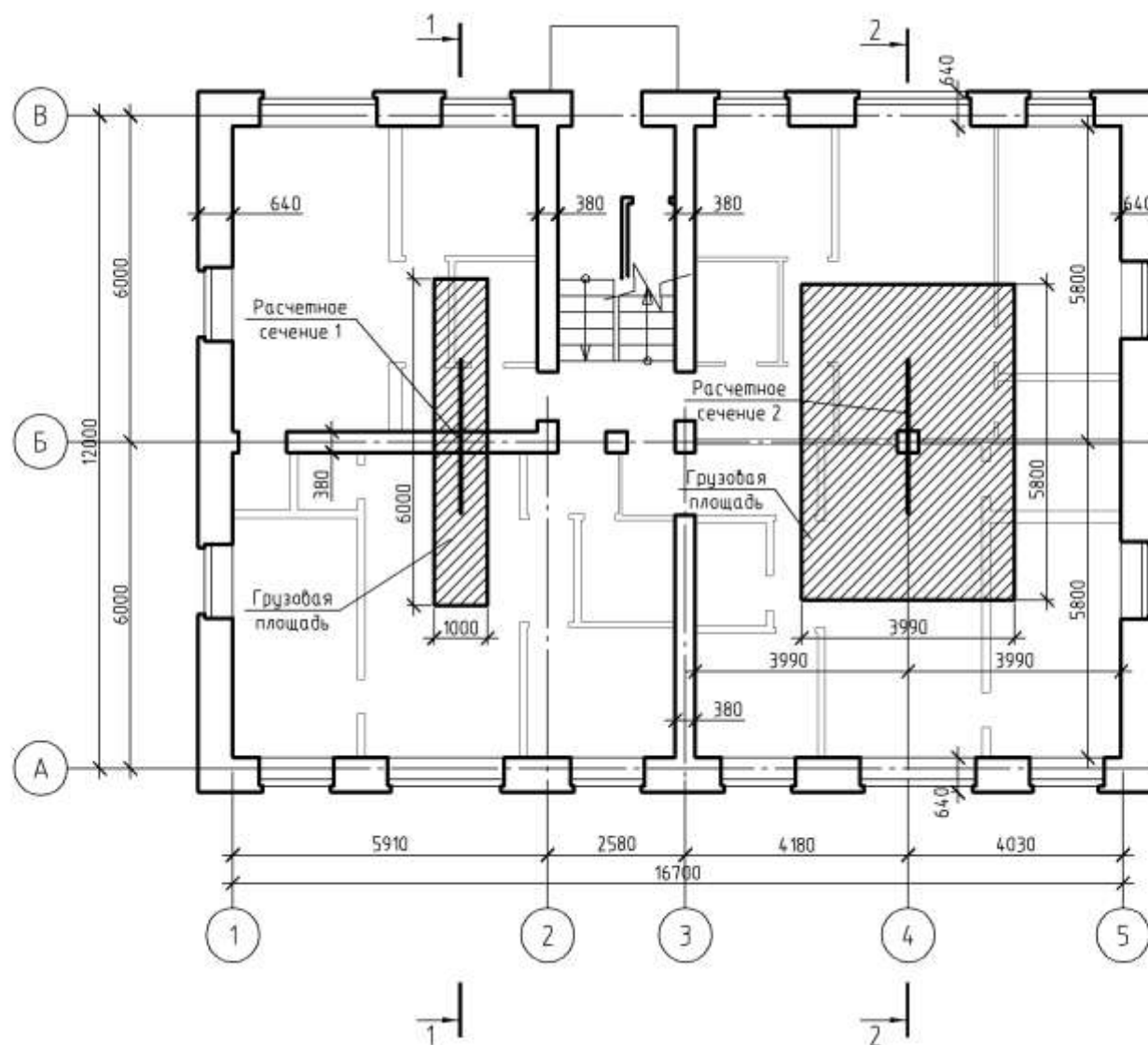


Рис. А.4. Пример оформления плана здания

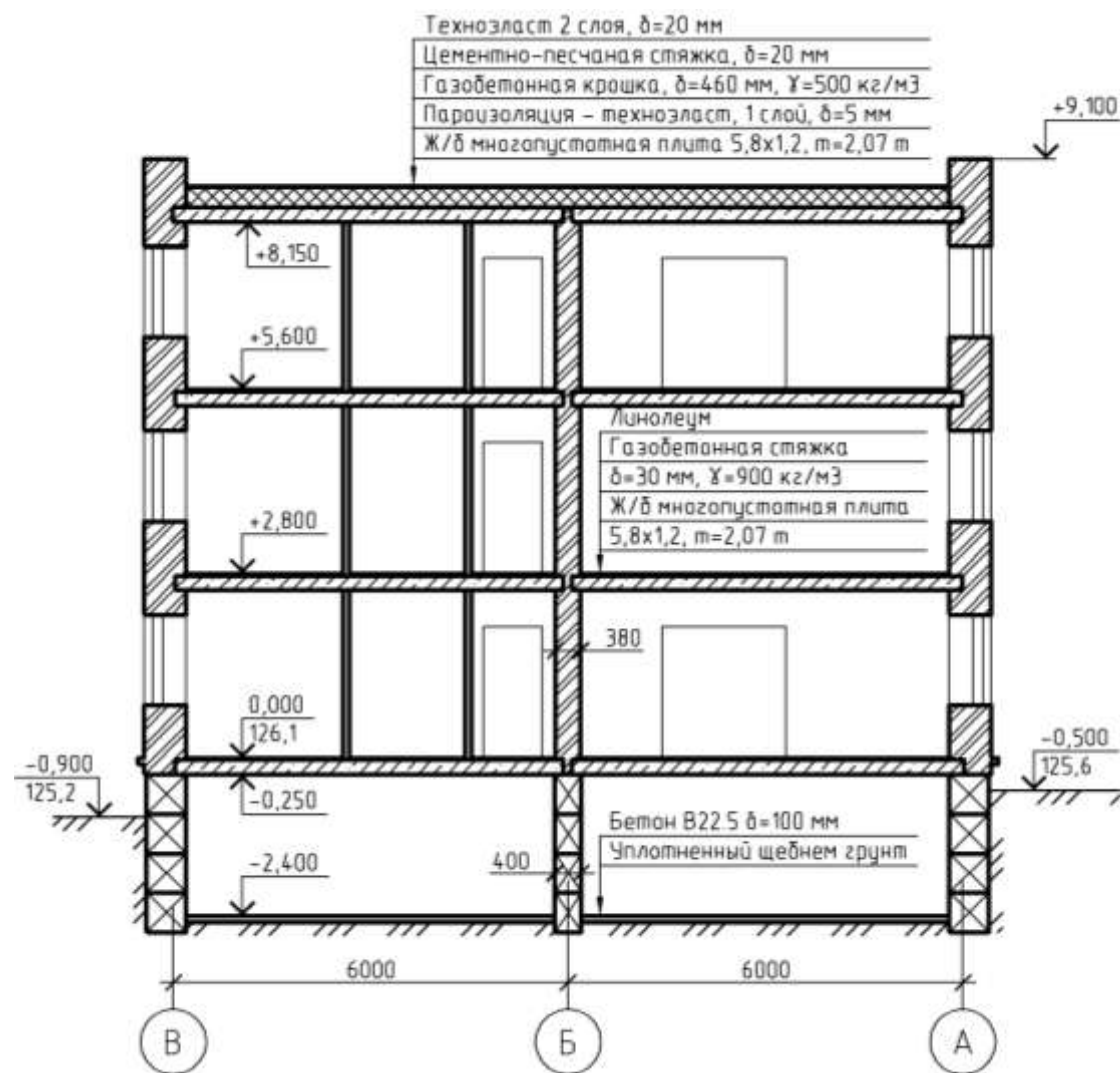


Рис. А.5. Пример оформления разреза здания (разрез 1-1)

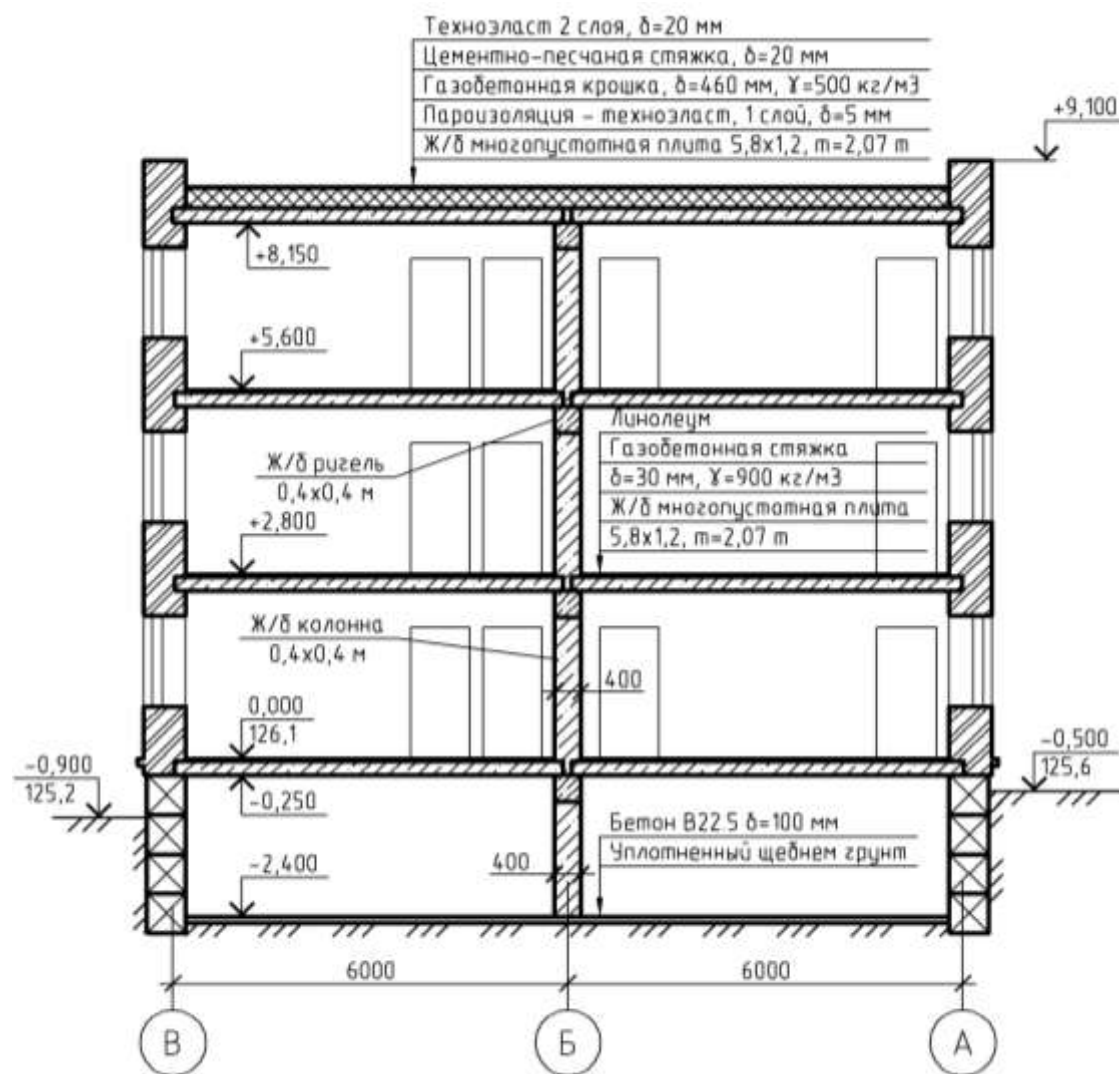


Рис. А.6. Пример оформления разреза здания (разрез 2-2)

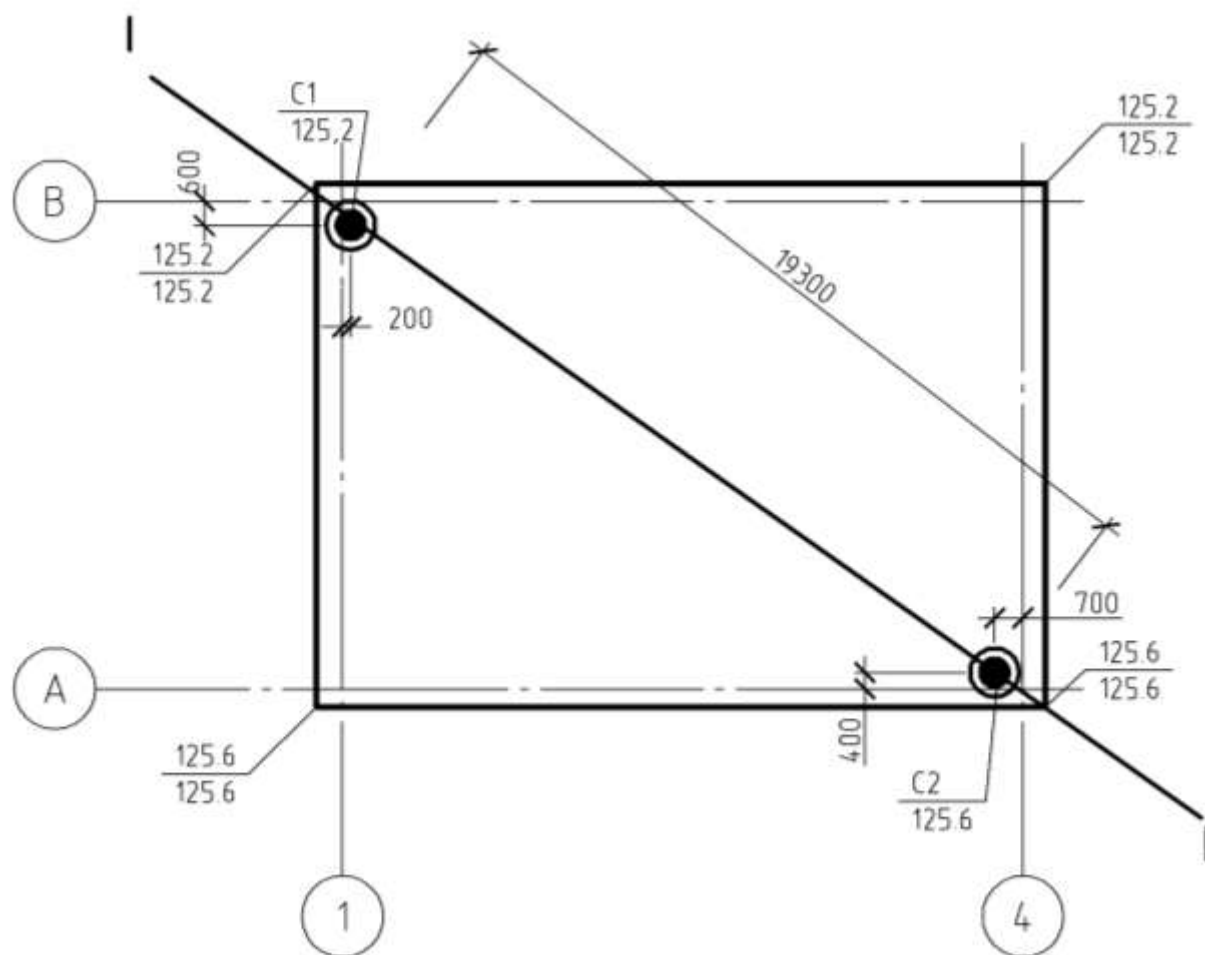


Рис. А.7. Пример оформления выкопировка из генплана

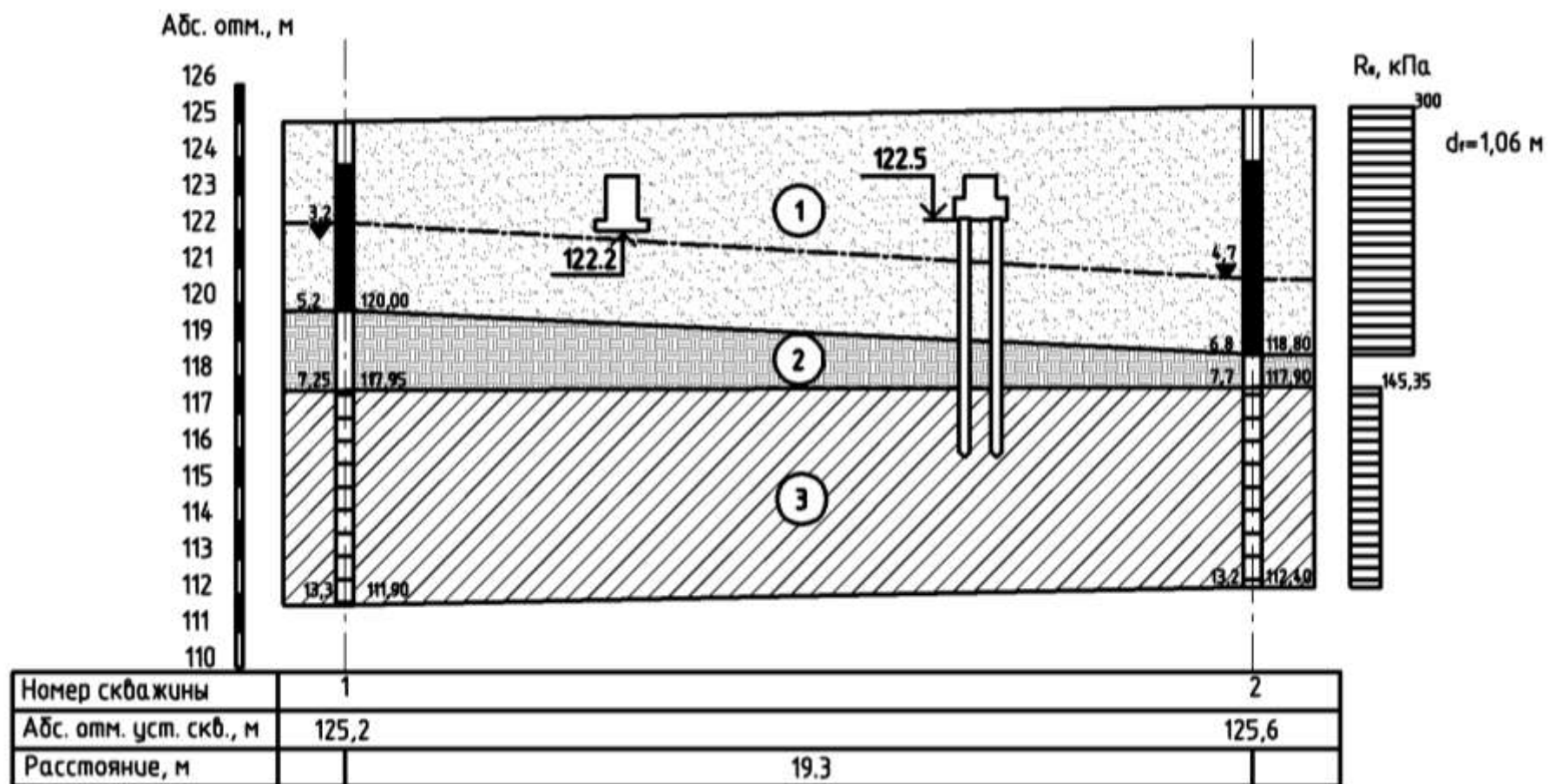


Рис. А.8. Пример оформления инженерно-геологического разреза

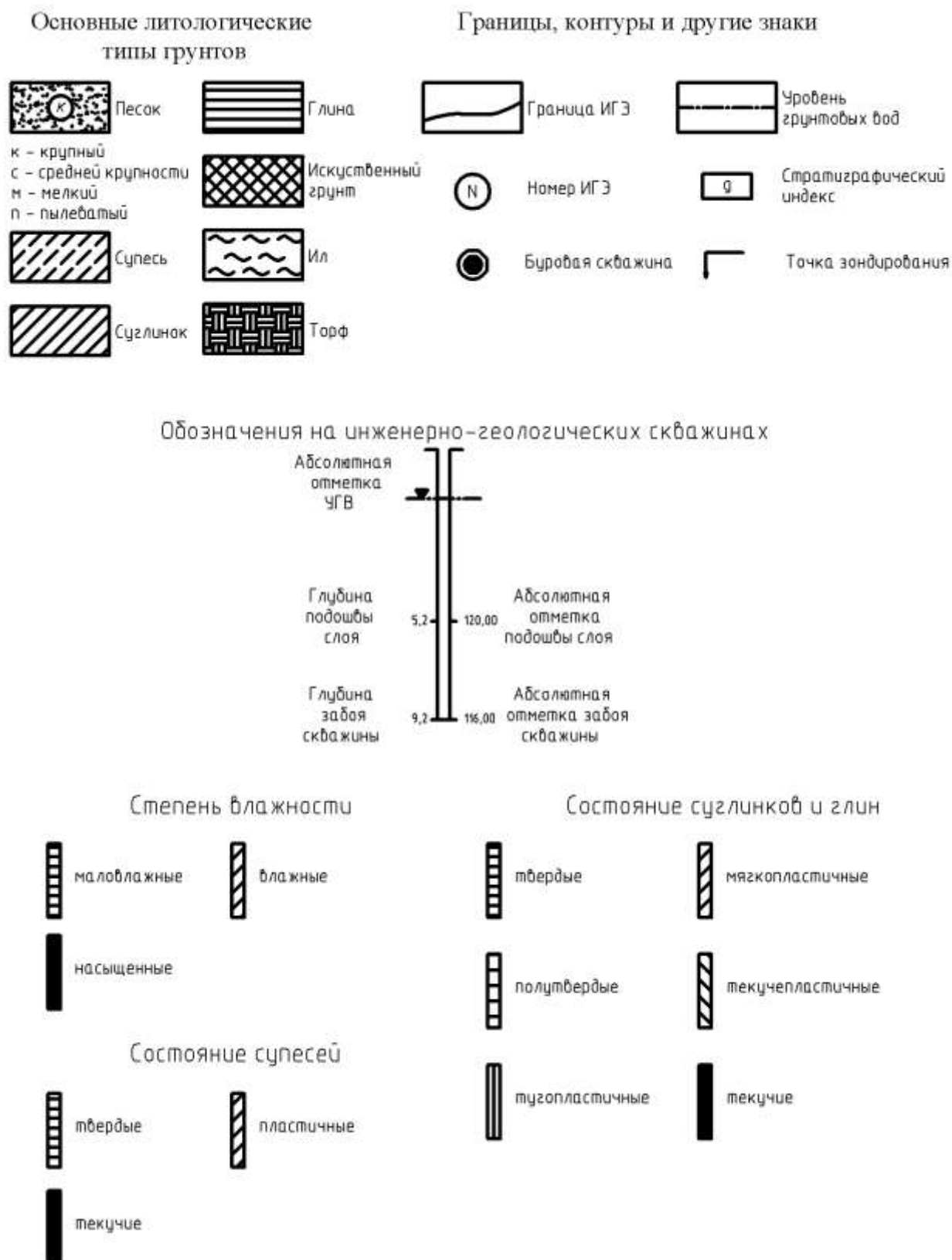


Рис. А.9. Условные обозначения для инженерно-геологического разреза

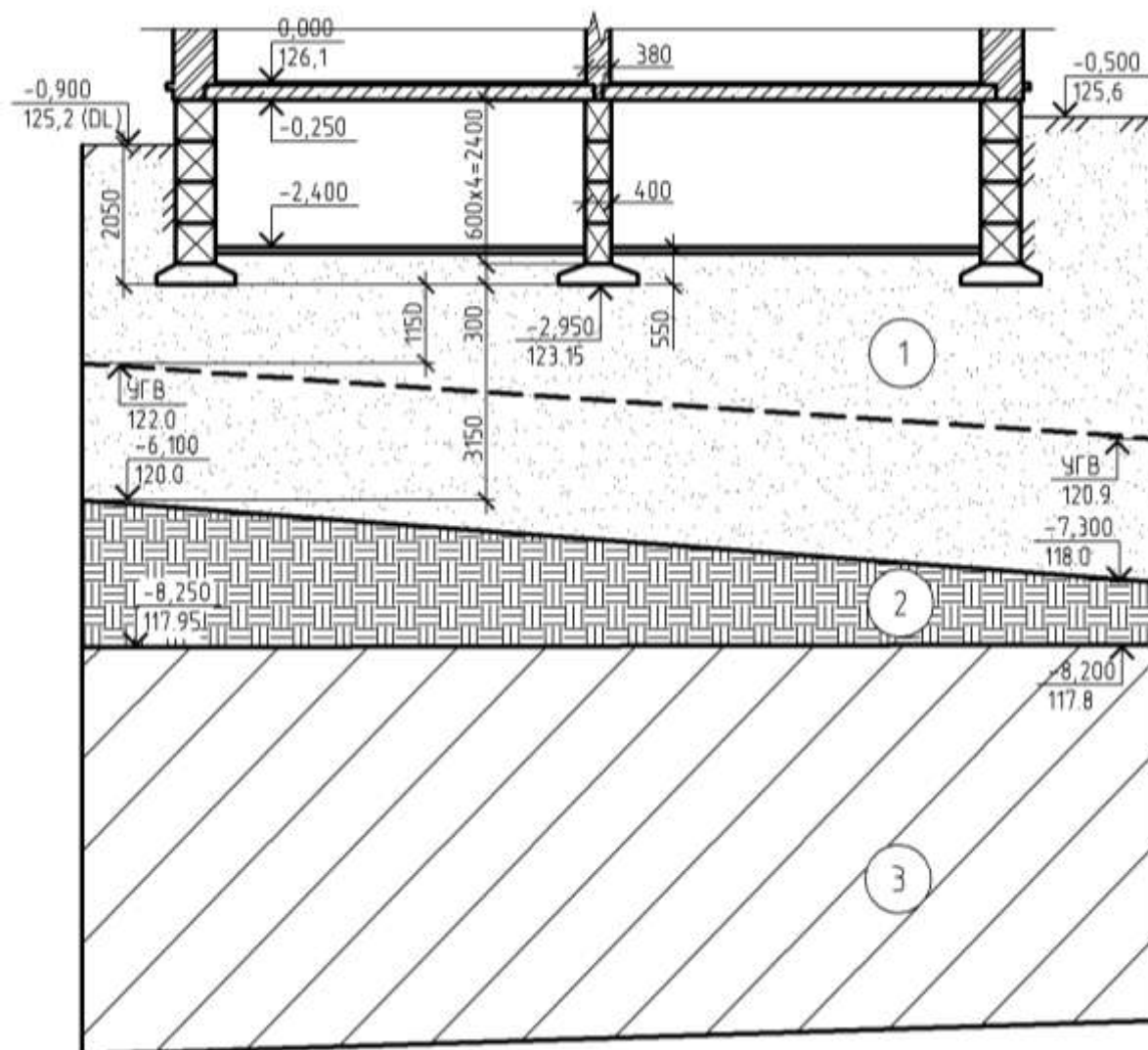


Рис. А.10. Схема к предварительному выбору ФМЗ под несущие стены

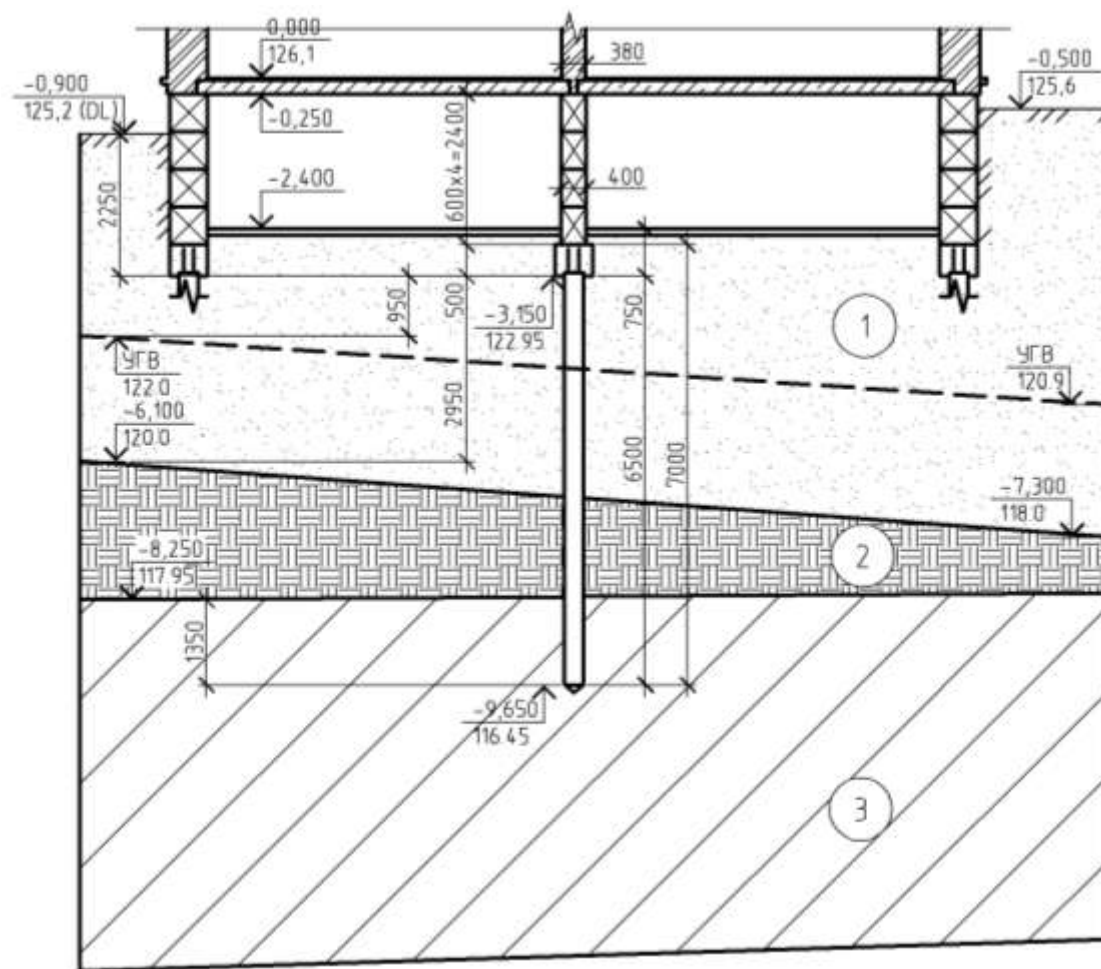


Рис. А.11. Схема к предварительному выбору свайного фундамента под несущие стены

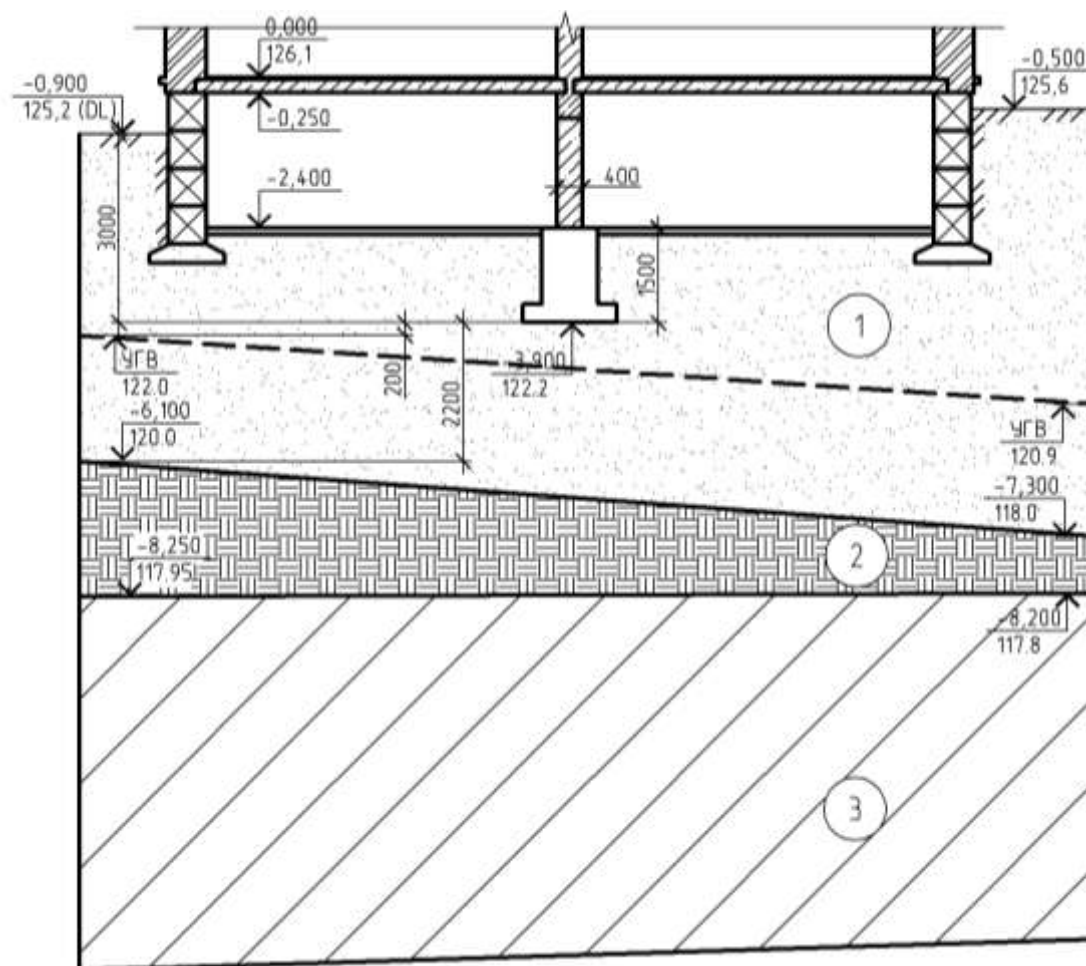


Рис. А.12. Схема к предварительному выбору ФМЗ под колонну

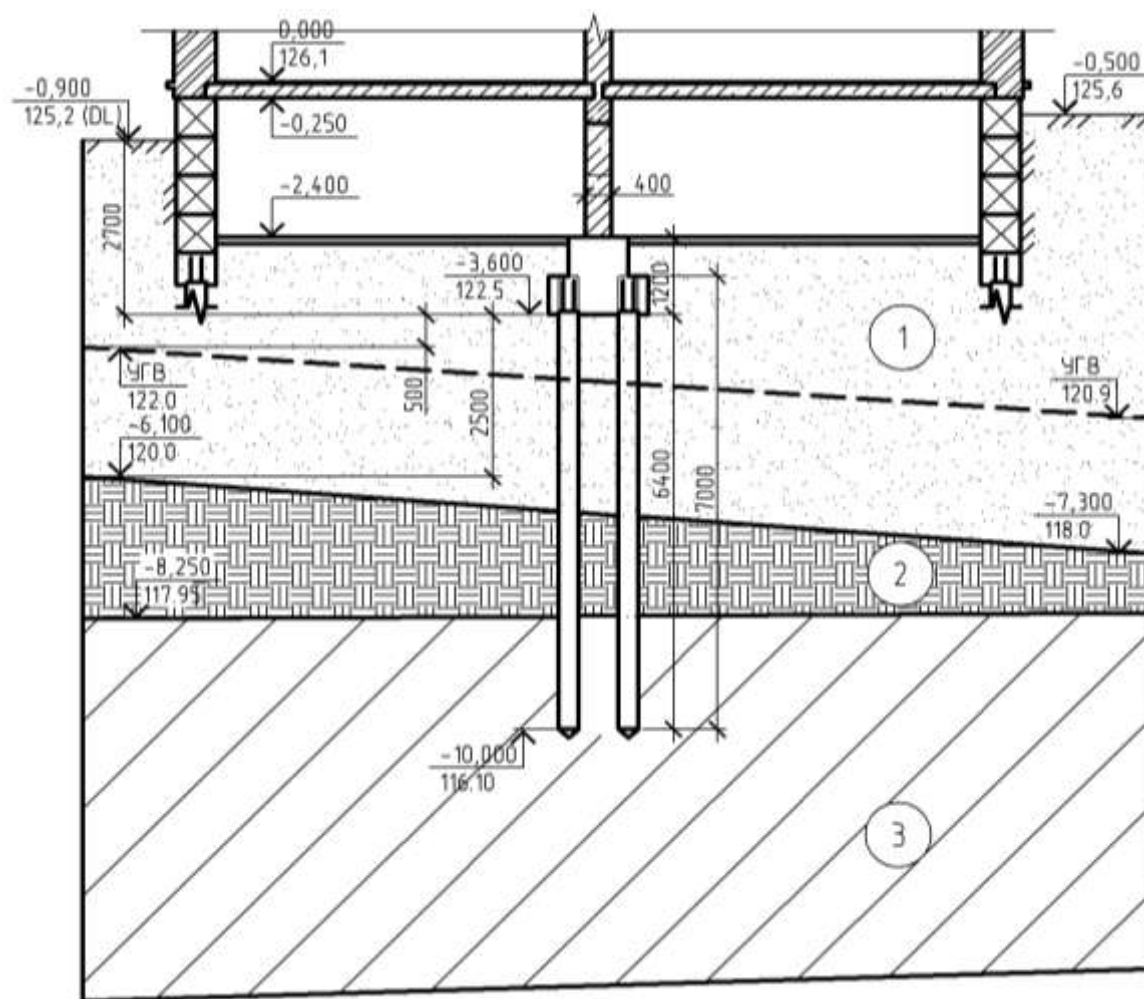


Рис. А.13. Схема к предварительному выбору свайного фундамента
под колонну



Рис. А. 14. Схема 2-го графического листа для ленточного фундамента мелкого заложения

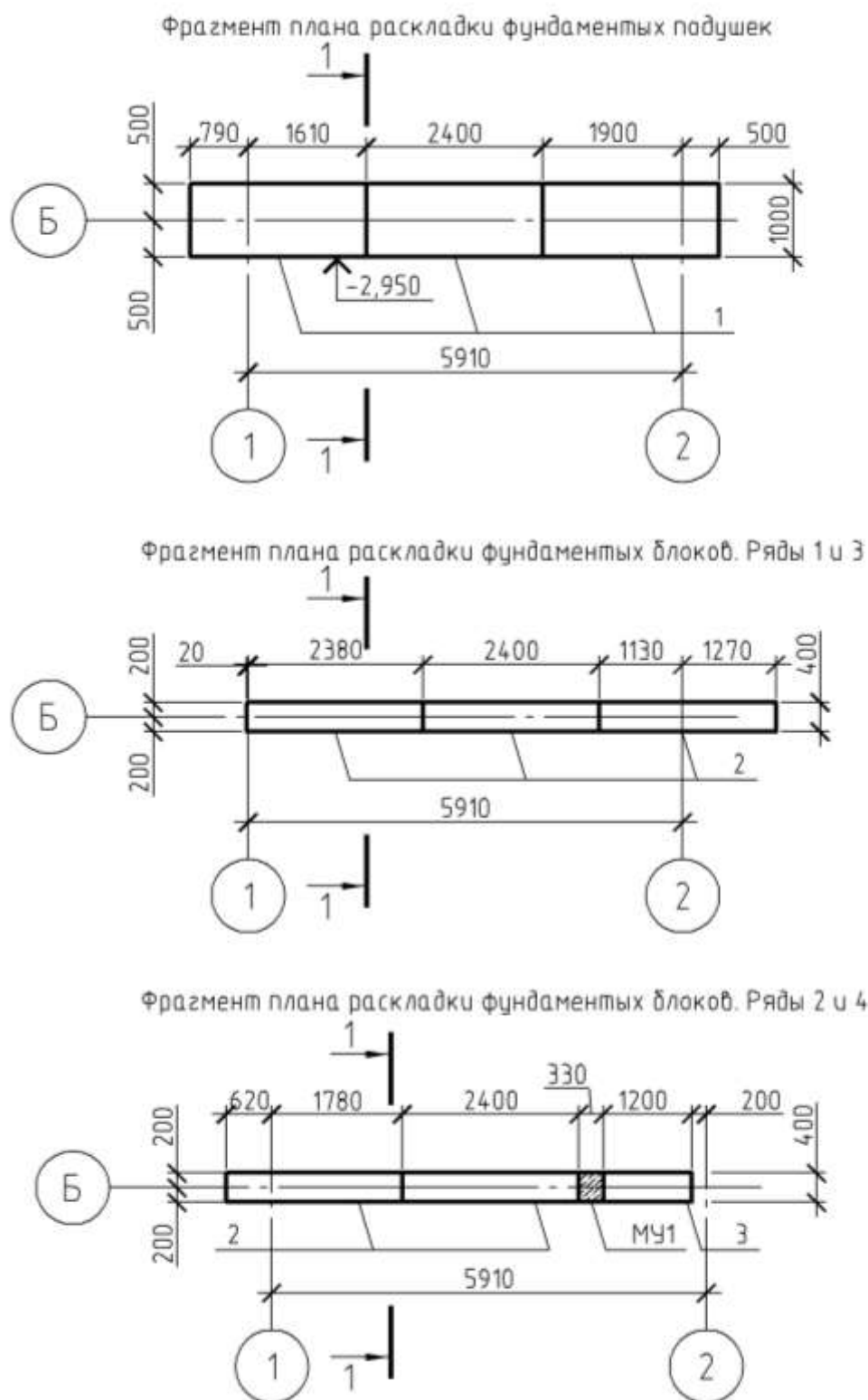


Рис. А. 15. Пример оформления планов для ленточного фундамента
мелкого заложения

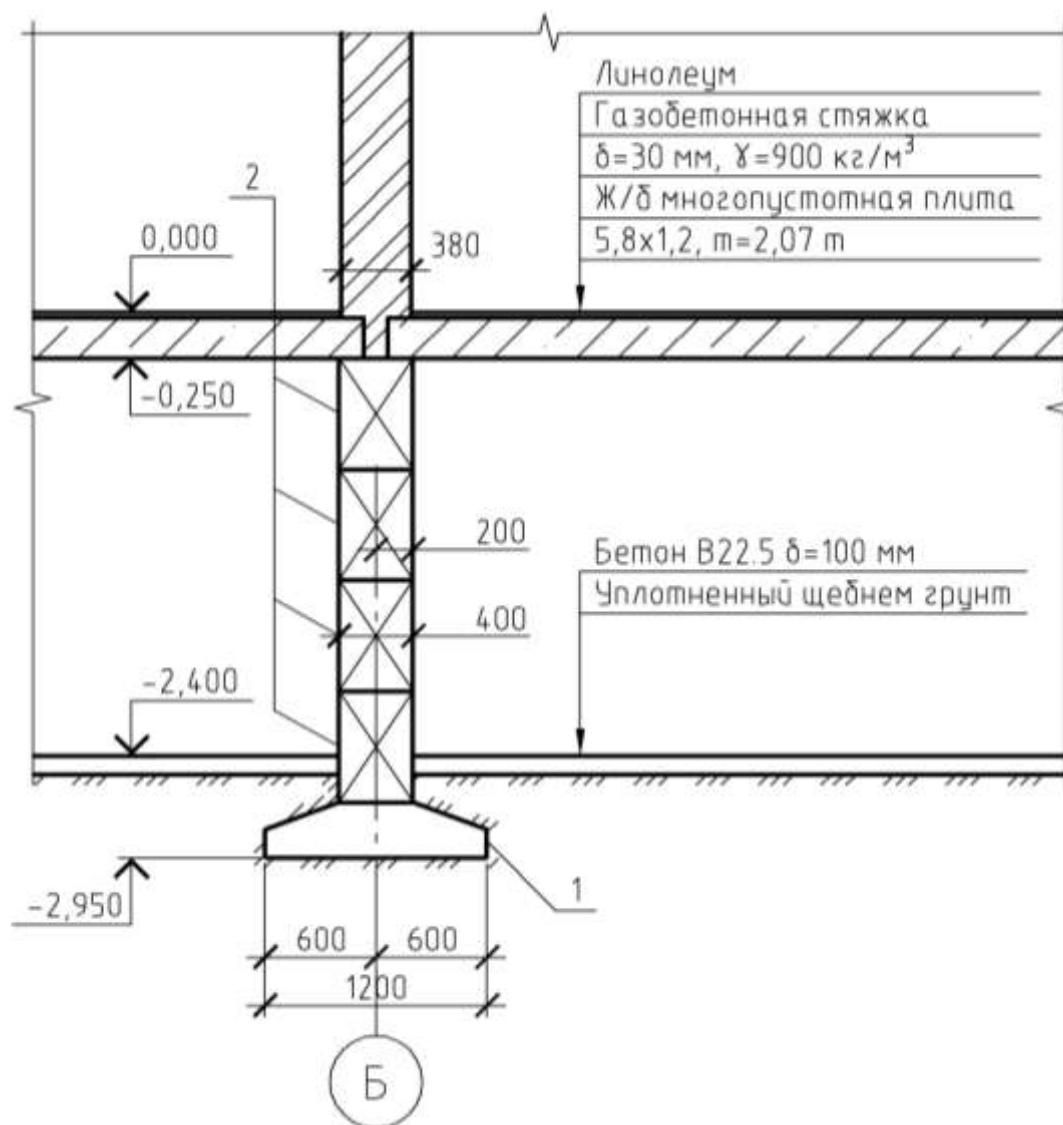


Рис. А. 16. Пример оформления поперечного разреза для ленточного фундамента мелкого заложения

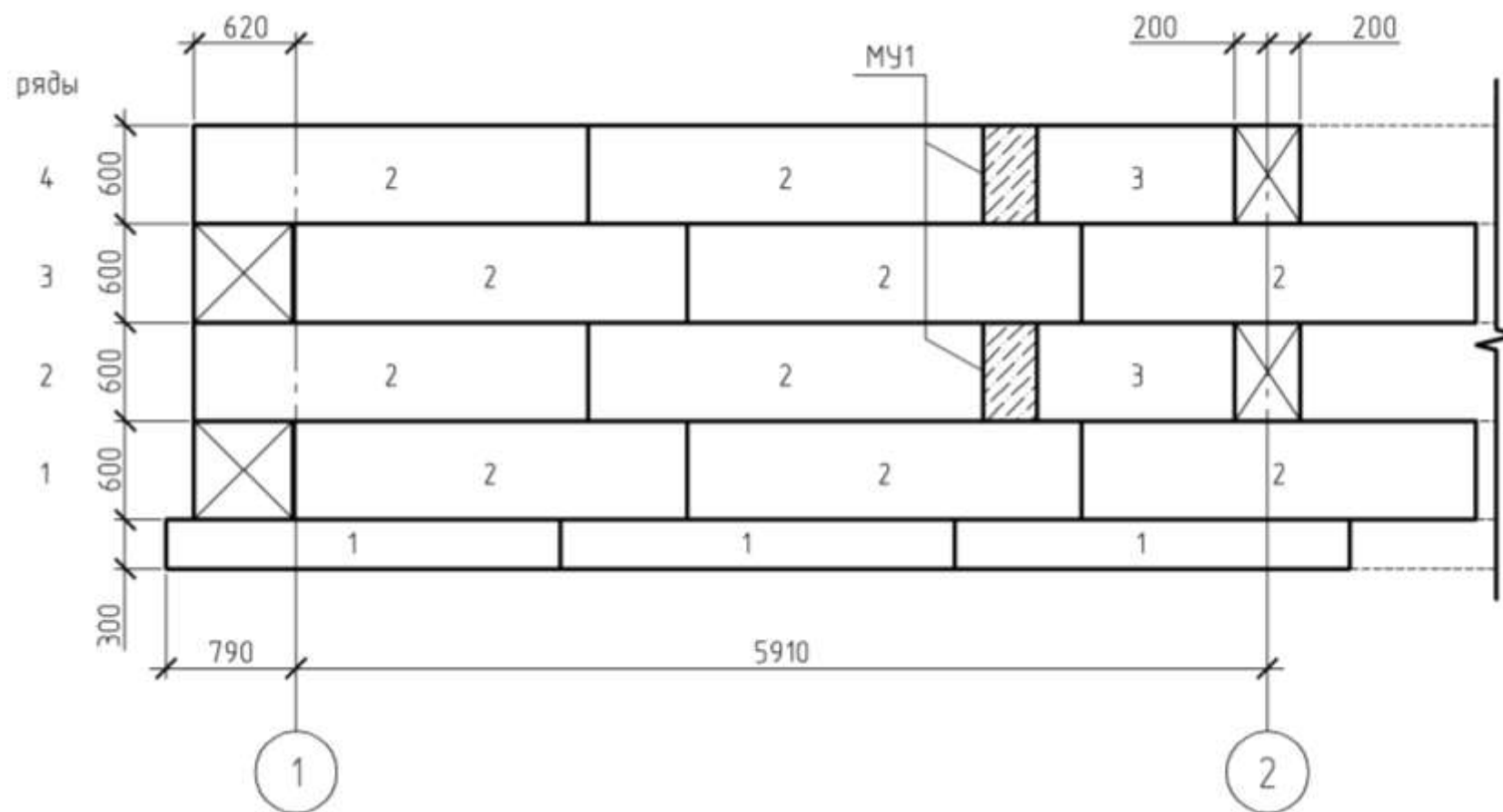


Рис. А. 17. Пример оформления развертки для ленточного фундамента мелкого заложения

Спецификация элементов

15 8	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Приме- чание
	1	ГОСТ 13580-85	ФЛ12.24	2	1.6	
	2	ГОСТ 13579-78	ФБС24.4.6	10	1.3	
	3	ГОСТ 13579-78	ФБС12.4.6	2	0.64	
	МУ1		Монолитный участок 1	2		0.08м ³
Материалы						
		ГОСТ 26633-91	Бетон В22.5	0.16		м ³
15 60 65 10 15 20 185						

Рис. А. 18. Пример оформления спецификации для фундамента мелкого заложения

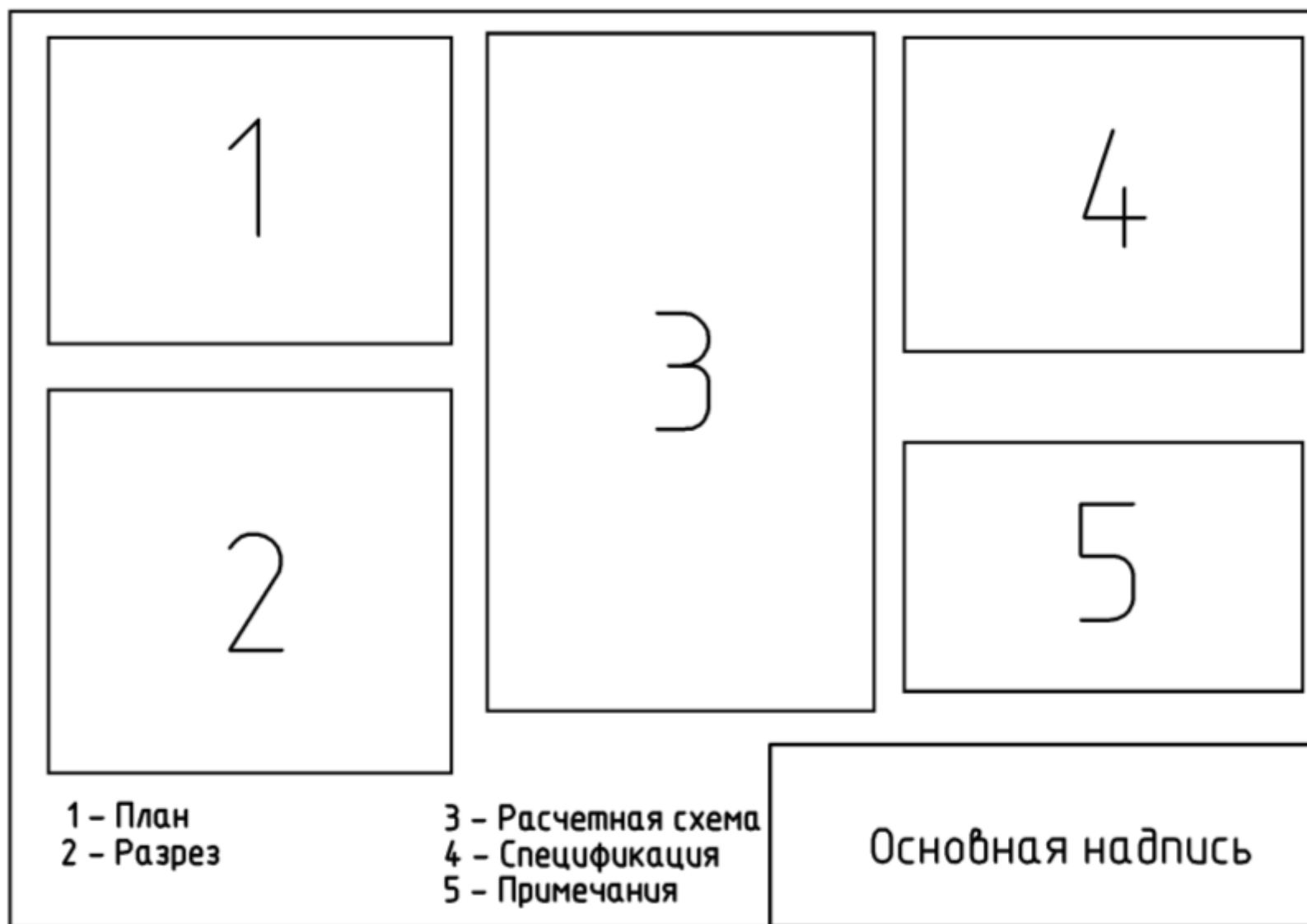


Рис. А. 19. Схема 2-го графического листа для отдельного фундамента мелкого заложения

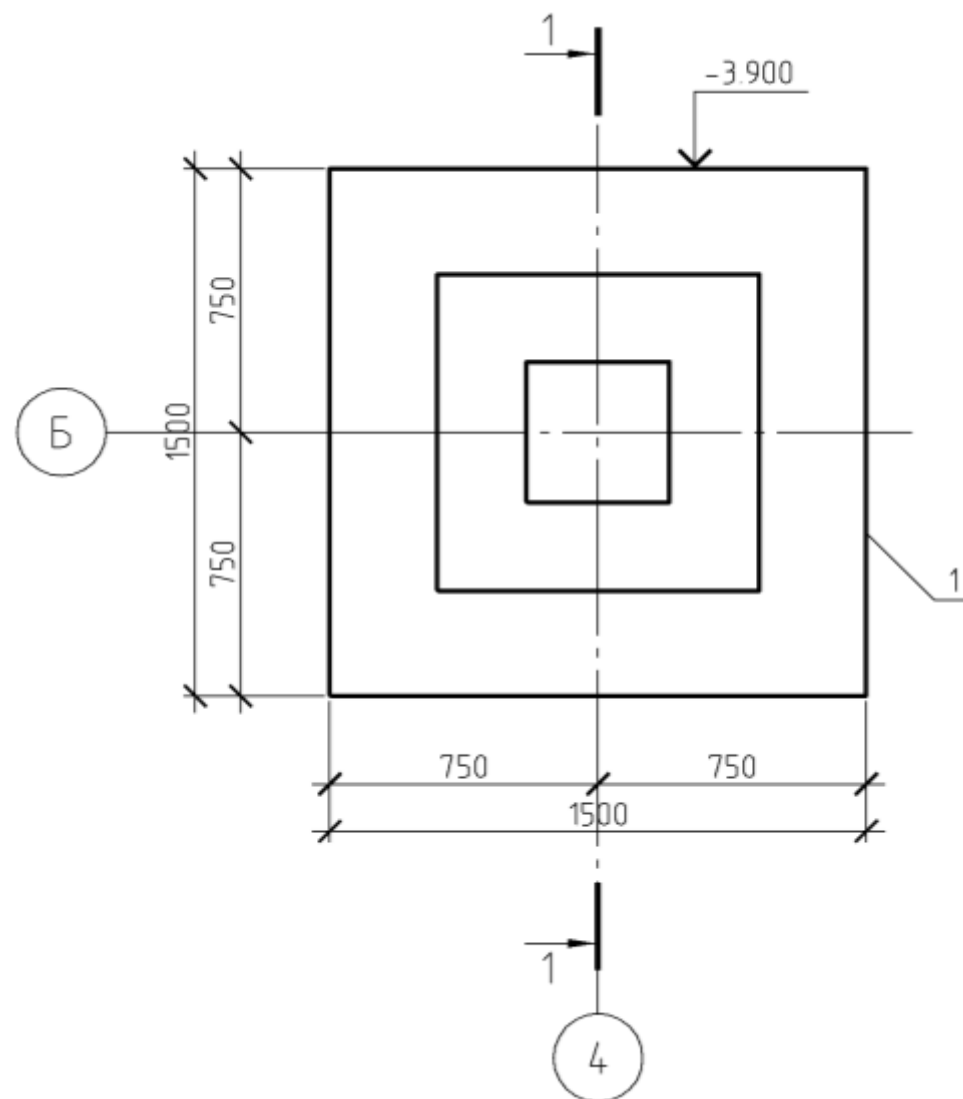


Рис. А. 20. Пример оформления плана отдельного фундамента мелкого заложения

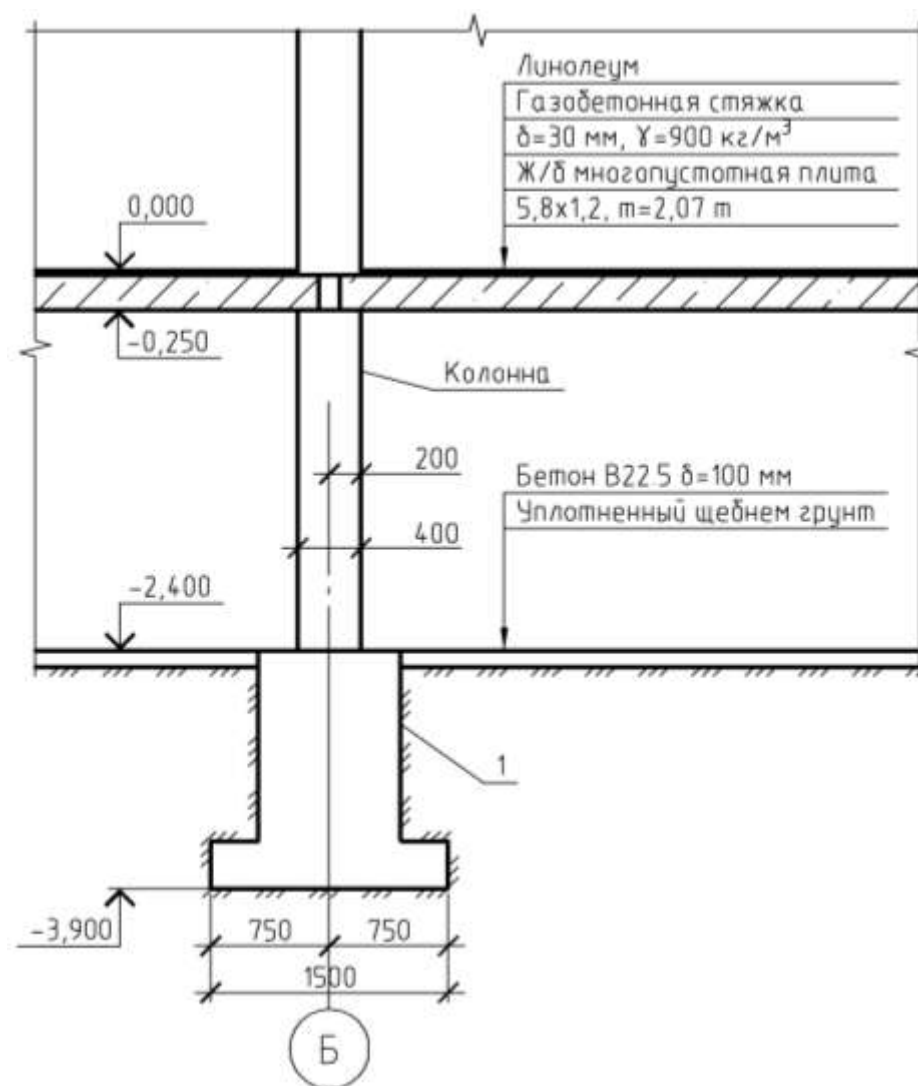


Рис. А. 21. Пример оформления поперечного разреза отдельного фундамента мелкого заложения

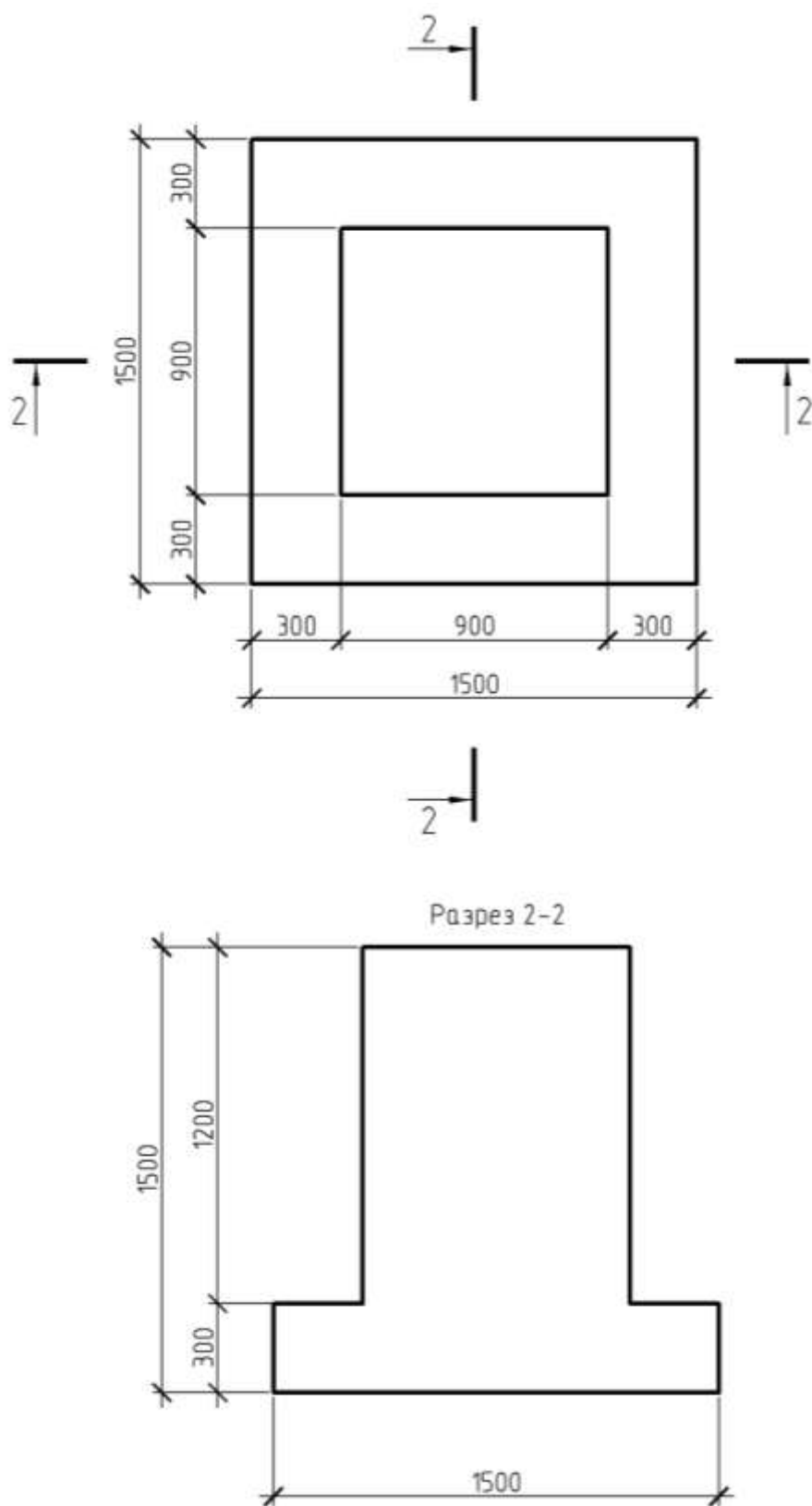


Рис. А. 22. Пример оформления опалубочных чертежей отдельного фундамента мелкого заложения

1	5	6
2	3	7
	4	8
		9

1 - План свай
 2 - План ростверка
 3 - Разрез фундамента
 4 - Узел сопряжения свай с ростверком
 5 - Спецификация свай
 6 - Спецификация к схеме расположения свай
 7 - Спецификация к плану ростверка
 8 - Спецификация на ростверк
 9 - Примечания

ШТАМП

Рис. А. 23. Схема 3-го графического листа для свайного фундамента

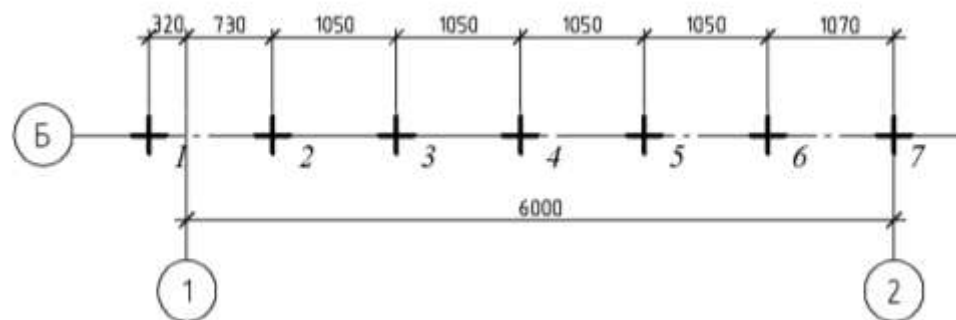


Рис. А. 24. Пример оформления плана свай ленточного свайного фундамента

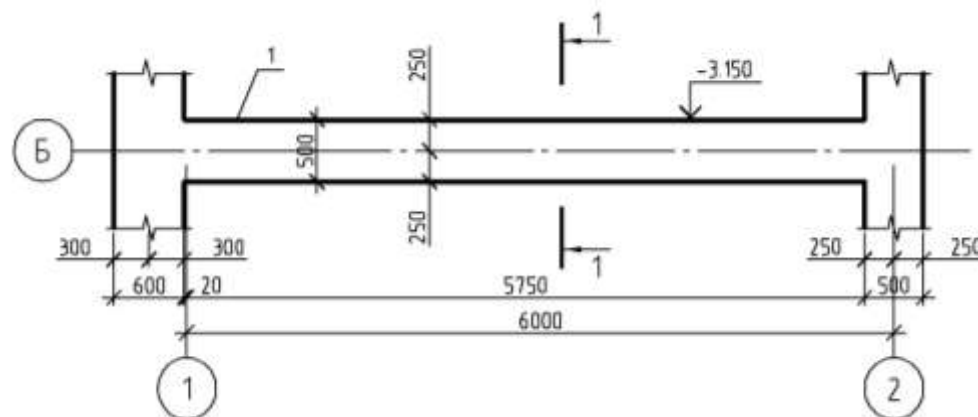


Рис. А. 25. Пример оформления плана ростверка ленточного свайного фундамента

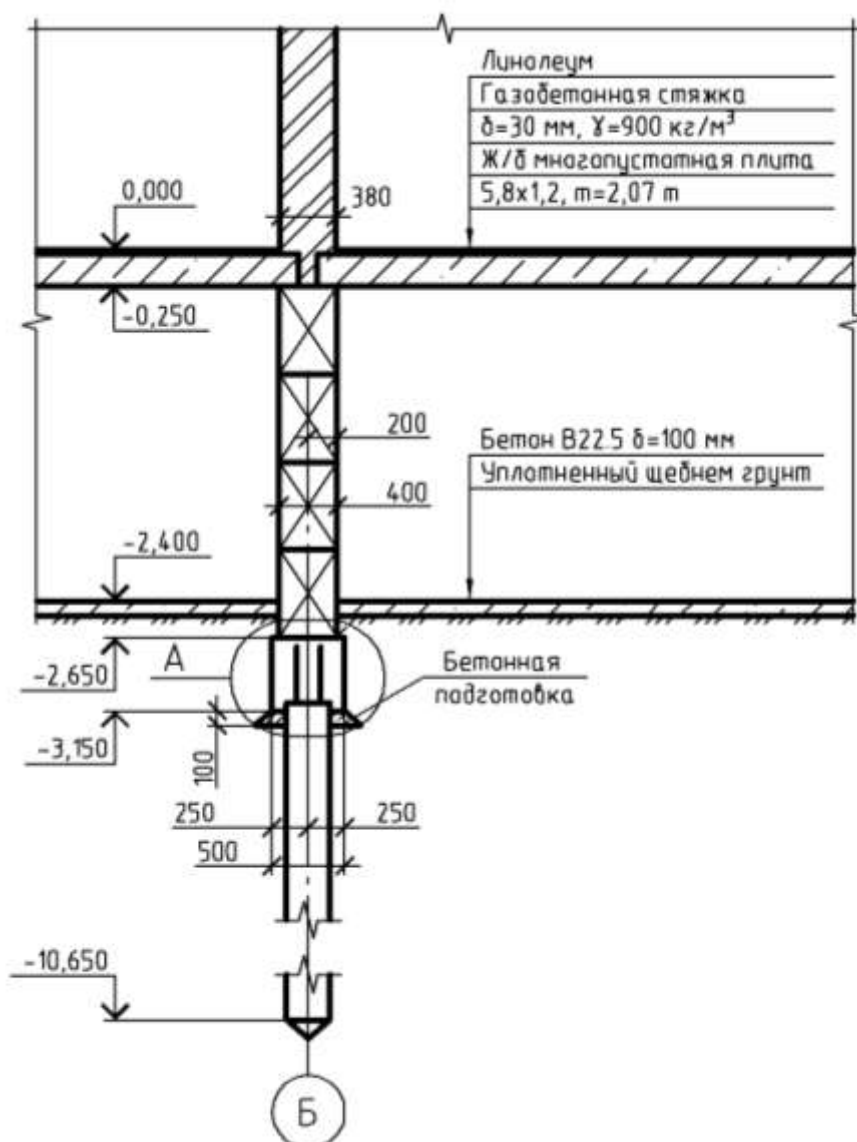


Рис. А. 26. Пример оформления разреза ленточного свайного фундамента

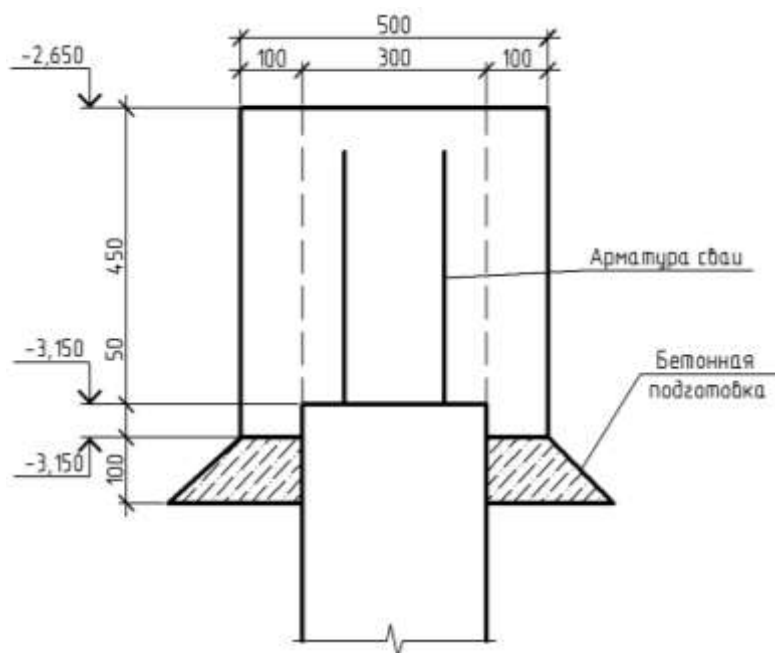


Рис. А. 27. Узел сопряжения сваи и ростверка

Экспликация свай

№ Свай	Марка свай	Отметка		Расчетная нагрузка, кН	
		Головы свай	Низа свай	Допустимая	Передаваемая
1-7	С 80.30	-2.65	-10.65	271.67	221.99

Спецификация к схеме расположения свай

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
	Серия 1.011.1-10 б.1	С 80.30	7	1830	

Спецификация к схеме расположения ростверка

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
	Данный лист	РМ-1	1		

Спецификация на ростверк РМ-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечание
		Материалы			
		Бетон В15		1.44	м ³
		Бетон В3.5		0.35	м ³

Рис. А. 28. Пример оформления спецификаций для свайного фундамента

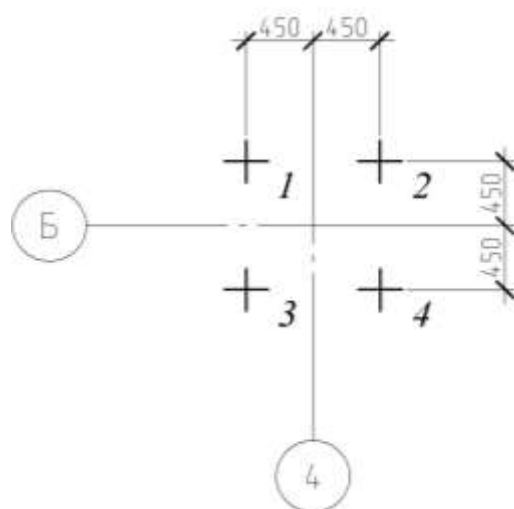


Рис. А. 29. Пример оформления плана свай
отдельного свайного фундамента

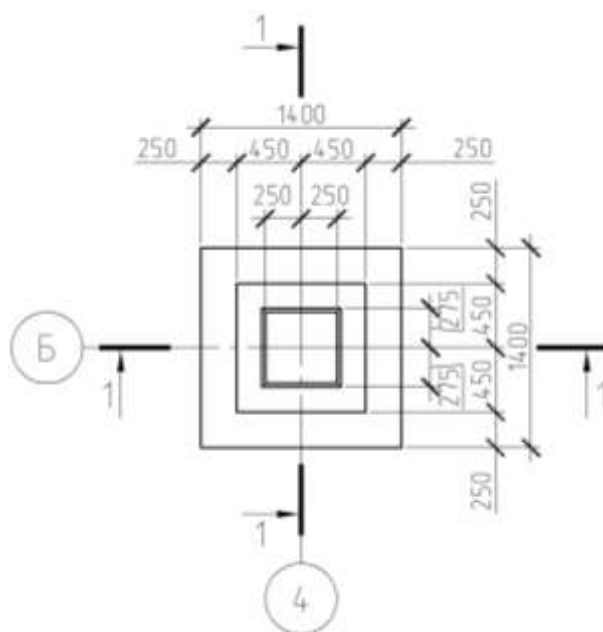


Рис. А. 30. Пример оформления плана ростверка
отдельного свайного фундамента

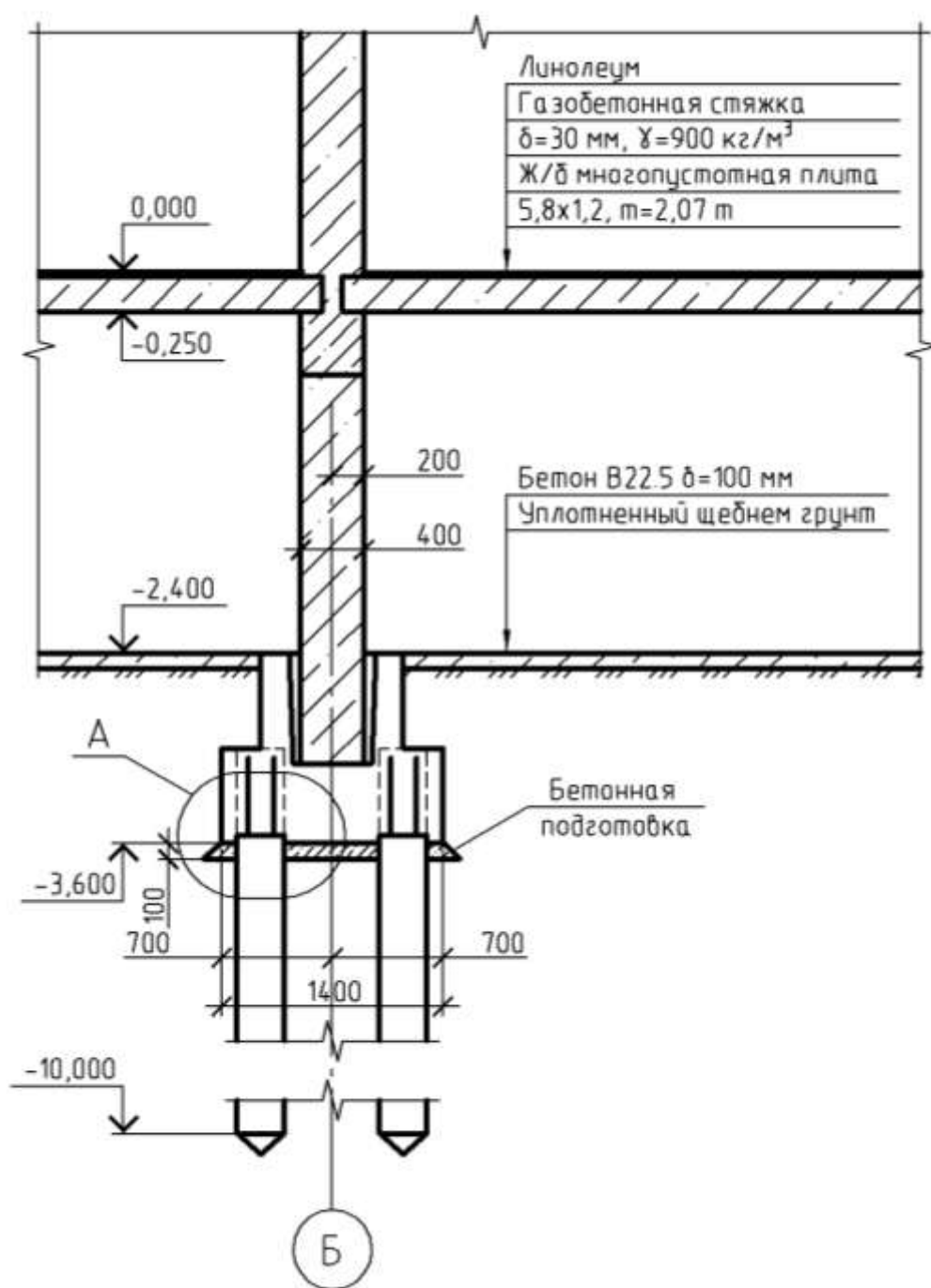


Рис. А. 31. Пример оформления разреза отдельного свайного фундамента

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Задания на курсовое проектирование

Вариант – 1.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	ϕ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	231,1	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	6,0	УГВ= 3,7м
		Глина со щебнем до 5%	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,70	35	13	8,0	
		Глина со щебнем до 12%	2,8	2,5	0,19	0,37	0,22	1,93	60	22	20,0	
		Глина со щебнем до 20%	4,0	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	46,0	
2	229,9	Песок пылеватый	2,1	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	6,0	УГВ= 4,7м
		Глина со щебнем до 5%	2,5	1,9	0,21	0,40	0,30	1,70	35	13	8,0	
		Глина со щебнем до 12%	1,9	2,5	0,19	0,37	0,22	1,93	60	22	20,0	
		Глина со щебнем до 20%	4,5	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	46,0	

Вариант – 2.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	ϕ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	0,9	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	УГВ= 0,8м
		Песок пылеватый	1,5	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,1	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	
		Песок гравелистый	1,1	2,69	–	–	0,33	1,75	2	28	19,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,8	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	
2	91,8	Суглинок	0,7	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	3,5	УГВ= 1,2м
		Песок пылеватый	1,8	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,93	26	23	16,3	
		Песок гравелистый	1,5	2,69	–	–	0,33	1,75	2	28	19,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Вариант – 3.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	39,3	Супесь аллювиальная	1,4	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	УГВ=0,8м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,98	2,5	26	12,0	
2	38,5	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	2,03	2,5	21	13,0	УГВ=0,3м
		Пылеватый песок заторфованный	9,1	2,65	0,07	0,09	0,25	1,98	2,5	26	12,0	

Вариант – 4.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	112,1	Песок мелкий аллювиальный	3,1	2,67	–	–	0,21	1,86	0	26	13,0	УГВ=0,5м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	
		Песок пылеватый	1,1	2,70	–	–	0,22	1,97	2	28	7,0	
		Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	
2	113,2	Песок мелкий аллювиальный	3,5	2,67	–	–	0,21	1,86	0	26	13,0	УГВ=0,4м
		Супесь аллювиальная	5,2	2,69	0,18	0,24	0,21	1,95	29	19	11,0	
		Песок пылеватый	0,8	2,70	–	–	0,22	1,97	2	28	7,0	
		Рухляки алевролитов	6,3	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	

Вариант – 5.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,6	2,67	–	–	0,20	1,92	4,0	30	27,0	УГВ=0,8м
		Торф	3,2	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,84	19	18	6,9	
2	151,8	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	1,92	4,0	30	27,0	УГВ=0,9м
		Торф	2,9	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,8	2,65	0,17	0,25	0,31	1,84	19	18	6,9	

* – дана объёмная влажность торфа

Вариант – 6.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	134,5	Суглинок озерно-аллювиальный	6,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,85	15	16	9,0	УГВ=1,2м
		Супесь аллювиальная	3,3	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,8	
		Глина третичная	4,3	2,65	0,45	0,65	0,50	1,70	20	10	17,0	
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,85	15	16	9,0	УГВ=0,9м
		Супесь аллювиальная	3,5	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,8	
		Глина третичная	3,8	2,65	0,45	0,65	0,50	1,70	20	10	17,0	

Вариант – 7.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,9	2,67	—	—	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ=4,9м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	
		Суглинок аллювиальный	3,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	
2	168,0	Пылеватый песок	2,8	2,67	—	—	0,1	1,84	7	34	15,0	УГВ=4,8м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,79	3	21	12,0	
		Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,17	0,25	0,24	1,81	15	14	8,9	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	

Вариант – 8.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	65,0	Суглинок аллювиальный	4,8	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	10,5	УГВ=5,2м
		Мелкий песок	1,9	2,65	—	—	0,29	1,93		30	21,0	
		Супесь	2,3	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	10,0	
		Суглинок аллювиальный	4,8	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	
2	65,9	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,80	23	22	10,5	УГВ=4,7м
		Супесь	2,1	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	10,0	
		Суглинок аллювиальный	4,4	2,67	0,14	0,26	0,18	1,97	40	24	20,0	

Вариант – 9.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	86,5	Суглинок лёссовидный	3,8	2,67	0,17	0,26	0,19	1,81	26	24	16,0	УГВ=4,9м
		Суглинок лёссовидный	3,9	2,66	0,19	0,30	0,27	1,95	33	20	12,0	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,5	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,2	2,67	0,17	0,26	0,19	1,81	26	24	16,0	УГВ=3,7м
		Суглинок лёссовидный	4,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,95	33	20	12,0	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,5	

Вариант – 10.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	184,5	Суглинок загипсованный	5,4	2,67	0,18	0,26	0,17	1,78	27	23	18,0	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,3	2,69	0,13	0,29	0,28	1,81	32	22	7,2	
		Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	22,0	
2	189,8	Суглинок загипсованный	4,8	2,67	0,18	0,26	0,17	1,78	27	23	18,0	УГВ=1,2 м
		Суглинок	6,5	2,69	0,13	0,29	0,28	1,81	32	22	7,2	
		Глина со щебнем известняка	3,8	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	22,0	

Вариант – 11.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	231,4	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	8,0	УГВ=4,7м
		Глина со щебнем до 5%	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	
		Глина со щебнем до 12%	2,5	2,5	0,19	0,37	0,22	1,98	70	23	24,5	
		Глина со щебнем до 20%	3,7	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	41,0	
2	230,7	Песок пылеватый	2,5	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	8,0	УГВ=5,7м
		Глина со щебнем до 5%	2,1	1,9	0,21	0,40	0,30	1,79	40	14	10,0	
		Глина со щебнем до 12%	0,8	2,5	0,19	0,37	0,22	1,98	70	23	24,5	
		Глина со щебнем до 20%	3,9	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	41,0	

Вариант – 12.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	1,1	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	17	17	4,0	УГВ=0,7м
		Песок пылеватый	1,6	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,3	
		Суглинок	2,9	2,69	0,15	0,23	0,19	2,00	28	23	20,5	
		Песок гравелистый	1,8	2,69	–	–	0,33	1,84	3	30	22,0	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	
2	91,8	Суглинок	0,7	2,70	0,28	0,40	0,36	1,64	17	18	3,0	УГВ=1,6м
		Песок пылеватый	1,3	2,69	–	–	0,31	1,64	2	24	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,17	0,25	0,23	1,98	27	23	19,5	
		Песок гравелистый	1,5	2,70	–	–	0,32	1,86	4	31	21,5	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,3	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Вариант – 13.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	39,6	Супесь аллювиальная	1,5	2,66	0,19	0,23	0,23	1,86	2	20	8,4	УГВ=0,8м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,76	2	24	5,7	
2	38,7	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	1,86	2	20	8,4	УГВ=1,3м
		Пылеватый песок заторфованный	9,4	2,65	0,07	0,09	0,25	1,76	2	24	5,7	

Вариант – 14.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	112,2	Песок мелкий аллювиальный	3,4	2,67	–	–	0,21	1,93	1	29	14,2	УГВ=0,5м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	
		Песок пылеватый	1,1	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,7	
		Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	27,0	
2	113,4	Песок мелкий аллювиальный	3,9	2,67	–	–	0,21	1,93	1	29	14,2	УГВ=0,8м
		Супесь аллювиальная	5,6	2,69	0,18	0,24	0,21	2,01	33	23	12,2	
		Песок пылеватый	0,9	270	–	–	0,22	1,97	2	28	7,7	
		Рухляки алевролитов	6,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	27,0	

Вариант – 15.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	2,0	3,8	31	32,0	УГВ= 2,4м
		Торф	3,3	1,90	–	–	0,75*	1,20	–	28	1,9	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,9	20	16	8,4	
2	151,9	Мелкий песок	7,3	2,67	–	–	0,20	2,0	3,8	31	32,0	УГВ= 3,5м
		Торф	2,8	1,90	–	–	0,75*	1,20	–	28	1,9	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,8	2,65	0,17	0,25	0,31	1,9	20	16	8,4	

* – дана объёмная влажность торфа

Вариант – 16.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	134,4	Суглинок озерно-аллювиальный	6,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,75	11	9	6,6	УГВ= 1,6м
		Супесь аллювиальная	3,1	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,0	
		Глина третичная	4,1	2,65	0,45	0,65	0,50	1,54	5	6	15,0	
2	133,9	Суглинок озерно-аллювиальный	7,6	2,65	0,20	0,29	0,30	1,75	11	9	6,6	УГВ= 0,9м
		Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	2	17	8,0	
		Глина третичная	3,2	2,65	0,45	0,65	0,50	1,54	5	6	15,0	

Вариант – 17

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,9	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,4	УГВ= 4,0м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	
		Суглинок аллювиальный	3,8	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	31,0	
2	167,6	Пылеватый песок	2,6	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,4	УГВ= 4,8м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	1,85	7	24	21,0	
		Суглинок аллювиальный	4,5	2,66	0,17	0,25	0,24	1,86	16	17	10,3	
		Глина	3,9	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	31,0	

Вариант – 18.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	65,3	Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	УГВ= 5,2м
		Мелкий песок	1,9	2,65	–	–	0,29	1,93	0	30	21,4	
		Супесь	1,9	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
		Суглинок аллювиальный	4,9	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	
2	65,8	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,93	23	22	15,6	УГВ= 4,7м
		Супесь	3,2	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	23	9,2	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,16	2,02	40	26	29,0	

Вариант – 19.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	85,1	Суглинок лёссовидный	3,6	2,67	0,17	0,26	0,19	1,65	18	20	11,0	УГВ= 4,9м
		Суглинок лёссовидный	3,8	2,66	0,19	0,30	0,27	1,85	30	18	8,0	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,2	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,0	2,67	0,17	0,26	0,19	1,65	18	20	11,0	УГВ= 3,8м
		Суглинок лёссовидный	5,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,85	30	18	8,0	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	4	31	14,2	

Вариант – 20.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_{II} , кПа	φ_{II} , град.	E , МПа	Примечание
1	189,5	Суглинок загипсованный	5,3	2,67	0,18	0,26	0,17	1,83	28	24	20,5	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,2	2,69	0,13	0,29	0,28	1,89	35	23	15,0	
		Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	23,2	
2	189,8	Суглинок загипсованный	4,8	2,67	0,18	0,26	0,17	1,83	28	24	20,5	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,7	2,69	0,13	0,29	0,28	1,89	35	23	15,0	
		Глина со щебнем известняка	3,5	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	28	23,2	

Вариант – 21.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	231,7	Песок пылеватый	2,2	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	7,0	УГВ= 4,4м
		Глина со щебнем до 5%	1,9	1,9	0,21	0,40	0,30	1,88	50	16	12,0	
		Глина со щебнем до 12%	2,5	2,5	0,19	0,37	0,22	2,08	82	23	29,0	
		Глина со щебнем до 20%	3,9	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	45,0	
2	230,9	Песок пылеватый	2,0	2,67	–	–	0,18	1,71	2	27	7,0	УГВ= 5,8м
		Глина со щебнем до 5%	2,6	1,9	0,21	0,40	0,30	1,88	50	16	12,0	
		Глина со щебнем до 12%	0,8	2,5	0,19	0,37	0,22	2,08	82	23	29,0	
		Глина со щебнем до 20%	4,1	3,9	0,16	0,36	0,17	2,14	100	28	45,0	

Вариант – 22.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	91,0	Суглинок	0,8	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	УГВ= 1,9м
		Песок пылеватый	1,4	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	2,9	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	
		Песок гравелистый	1,3	2,69	–	–	0,33	1,67	4	27	14,8	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,5	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	
2	91,8	Суглинок	0,7	2,71	0,27	0,40	0,37	1,65	18	17	3,2	УГВ= 1,1м
		Песок пылеватый	1,3	2,68	–	–	0,32	1,65	1,5	25	8,0	
		Суглинок	3,0	2,69	0,15	0,23	0,19	1,85	25	21	14,0	
		Песок гравелистый	1,5	2,69	–	–	0,33	1,67	4	27	14,8	
		Гравелистый грунт (рухляк)	4,9	2,72	–	–	0,17	2,05	–	41	28,0	

Вариант – 23.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	39,5	Супесь аллювиальная	1,6	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ= 0,9м
		Пылеватый песок заторфованный	8,7	2,65	0,07	0,09	0,25	1,87	2,3	25	7,0	
2	38,7	Супесь аллювиальная	1,8	2,66	0,19	0,23	0,23	1,97	2,3	21	12,0	УГВ= 0,3м
		Пылеватый песок заторфованный	9,3	2,65	0,07	0,09	0,25	1,87	2,3	25	7,0	

Вариант – 24.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	112,6	Песок мелкий аллювиальный	3,2	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ=1,5м
		Супесь аллювиальная	6,1	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	
		Песок пылеватый	1,1	270	–	–	0,22	1,97	3	29	7,5	
		Рухляки алевролитов	8,0	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	
2	113,8	Песок мелкий аллювиальный	3,5	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ=2,4м
		Супесь аллювиальная	5,4	2,69	0,18	0,24	0,21	2,06	35	24	15,0	
		Песок пылеватый	0,9	270	–	–	0,22	1,97	3	29	7,5	
		Рухляки алевролитов	6,3	2,71	–	–	0,18	2,20	100	24	28,0	

Вариант – 25.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	151,0	Мелкий песок	6,5	2,67	–	–	0,20	1,84	4,0	30	18,7	УГВ=2,4м
		Торф	3,2	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	1,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,4	2,65	0,17	0,25	0,31	1,76	21	17	5,2	
2	151,8	Мелкий песок	6,8	2,67	–	–	0,20	1,84	4,0	30	18,7	УГВ=3,5м
		Торф	2,8	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	1,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,1	2,65	0,17	0,25	0,31	1,76	21	17	5,2	

* – дана объёмная влажность торфа

Вариант – 26.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	134,8	Суглинок озерно-аллювиальный	6,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,8	12	11	7,5	УГВ=1,6м
		Супесь аллювиальная	3,3	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	5	18	8,5	
		Глина третичная	4,1	2,65	0,45	0,65	0,50	1,65	12	8	16,6	
2	133,3	Суглинок озерно-аллювиальный	7,4	2,65	0,20	0,29	0,30	1,8	12	11	7,5	УГВ=1,8м
		Супесь аллювиальная	3,2	2,66	0,16	0,22	0,23	1,78	5	18	8,5	
		Глина третичная	3,2	2,65	0,45	0,65	0,50	1,65	12	8	16,6	

Вариант – 27.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	167,0	Пылеватый песок	1,8	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,0	УГВ=4,1м
		Супесь	2,4	2,65	0,13	0,17	0,15	2,00	9	25	29,0	
		Суглинок аллювиальный	3,9	2,66	0,17	0,25	0,24	1,94	21	20	14,0	
		Глина	3,7	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	
2	167,2	Пылеватый песок	2,7	2,67	–	–	0,1	1,84	6	34	16,0	УГВ=4,8м
		Супесь	3,6	2,65	0,13	0,17	0,15	2,00	9	25	29,0	
		Суглинок аллювиальный	4,6	2,66	0,17	0,25	0,24	1,94	21	20	14,0	
		Глина	3,9	2,65	0,37	0,53	0,40	1,80	42	16	30,0	

Вариант – 28.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	65,1	Суглинок аллювиальный	4,4	2,66	0,19	0,27	0,24	1,75	21	22	8,8	УГВ=3,2м
		Мелкий песок	1,8	2,65	–	–	0,29	1,93	0	30	21,0	
		Супесь	1,9	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
		Суглинок аллювиальный	4,9	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	
2	65,8	Суглинок аллювиальный	5,1	2,66	0,19	0,27	0,24	1,75	21	22	8,8	УГВ=4,7м
		Супесь	3,1	2,66	0,16	0,23	0,28	1,82	8	24	9,0	
		Суглинок аллювиальный	3,4	2,67	0,14	0,26	0,22	1,86	25	23	12,0	

Вариант – 29.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	φ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	85,1	Суглинок лёссовидный	3,4	2,67	0,17	0,26	0,19	1,72	20	21	12,0	УГВ=4,9м
		Суглинок лёссовидный	3,8	2,66	0,19	0,30	0,27	1,90	32	18	10,4	
		Мелкий песок	3,5	2,65	–	–	0,20	1,86	5	31	14,5	
2	85,8	Суглинок лёссовидный	3,2	2,67	0,17	0,26	0,19	1,72	20	21	12,0	УГВ=3,8м
		Суглинок лёссовидный	4,1	2,66	0,19	0,30	0,27	1,90	32	18	10,4	
		Мелкий песок	3,8	2,65	–	–	0,20	1,86	5	31	14,5	

Вариант – 30.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	187,5	Суглинок загипсованный	5,1	2,67	0,18	0,26	0,17	1,87	34	24	17,2	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,3	2,69	0,13	0,29	0,28	1,99	39	24	7,8	
		Глина со щебнем известняка	2,9	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	29	22,4	
2	187,8	Суглинок загипсованный	4,9	2,67	0,18	0,26	0,17	1,87	34	24	17,2	УГВ не отмечен
		Суглинок	6,5	2,69	0,13	0,29	0,28	1,99	39	24	7,8	
		Глина со щебнем известняка	3,5	2,72	0,17	0,36	0,19	1,96	61	29	22,4	

Вариант – 31.

Физико-механические характеристики грунтов

№ скв.	Коорд. устья скв., м	Наименование грунта	Толщ. слоя, м	ρ_s , т/м ³	w_p	w_l	w	ρ , т/м ³	c_p , кПа	ϕ_p , град.	E , МПа	Примечание
1	125,2	Песок мелкий аллювиальный	5,2	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ=3,2м
		Торф	2,05	1,90	–	–	0,75*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	6,05	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	
2	125,6	Песок мелкий аллювиальный	6,8	2,67	–	–	0,21	2,02	2	30	18,4	УГВ=4,7м
		Торф	0,9	1,90	–	–	3,00*	1,2	–	28	2,0	
		Суглинок озерно-аллювиальный	5,5	2,64	0,17	0,25	0,21	1,84	19	19	6,8	

* – дана объёмная влажность торфа

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Таблицы для классификации грунтов

Таблица В.1

Разновидности глинистых грунтов
по числу пластичности I_p [17]

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

Примечание - Илы подразделяют по значениям числа пластичности, указанным в таблице, на супесчаные, суглинистые и глинистые.

Таблица В.2

Разновидности глинистых грунтов
по показателю текучести I_L [17]

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

Таблица В.3

**Разновидности крупнообломочных грунтов и песков
по гранулометрическому составу [17]**

Разновидность грунтов	Размер частиц d , мм	Содержание 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

Примечание - При наличии в крупнообломочных грунтах песчаного заполнителя более 40 % или глинистого заполнителя более 30 % от общей массы воздушно-сухого грунта в наименовании крупнообломочного грунта добавляют наименование вида заполнителя и указывают характеристики его состояния. Вид заполнителя устанавливают после удаления из крупнообломочного грунта частиц крупнее 2 мм. Если обломочный материал представлен ракушкой в количестве > 50 %, грунт называют ракушечным, если от 30 до 50 % - к наименованию грунта прибавляют с ракушкой.

Таблица В.4

**Разновидности песков
по коэффициенту пористости e [17]**

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

Таблица В.5

Разновидности крупнообломочных грунтов и песков
по коэффициенту водонасыщения S_r [17]

Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения S_r , д. е.
Малой степени водонасыщения (маловлажные)	$0 < S_r < 0,5$
Средней степени водонасыщения (влажные)	$0,5 < S_r < 0,8$
Водонасыщенные	$0,8 < S_r < 1$

Таблица В.6

Разновидности скальных грунтов по пределу прочности
на одноосное сжатие R_c в водонасыщенном состоянии [17]

Разновидность грунтов	Предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа
Скальные:	
Очень прочные	$R_c > 120$
Прочные	$120 > R_c > 50$
Средней прочности	$50 > R_c > 15$
Малопрочные	$15 > R_c > 5$
Полускальные:	
Пониженной прочности	$5 > R_c > 3$
Низкой прочности	$3 > R_c > 1$
Очень низкой прочности	$R_c < 1$

Таблица В.7

Разновидности скальных грунтов
по плотности сухого (скелета) грунта ρ_d [17]

Разновидность грунтов	Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³
Очень плотный	$\rho_d > 2,50$
Плотный	$2,50 > \rho_d > 2,10$
Средней плотности	$2,10 > \rho_d > 1,20$
Низкой плотности	$\rho_d < 1,20$

Таблица В.8

Разновидности скальных и дисперсных грунтов
по водопроницаемости [17]

Разновидность грунтов	Коэффициент фильтрации k_{ϕ} , м/сут
Водонепроницаемый	$k_{\phi} < 0,005$
Слабоводопроницаемый	$0,005 < k_{\phi} < 0,3$
Водопроницаемый	$0,3 < k_{\phi} < 3$
Сильноводопроницаемый	$3 < k_{\phi} < 30$
Очень сильноводопроницаемый	$k_{\phi} > 30$

Таблица В.9

Разновидности дисперсных грунтов по размерам [17]

Слагающие грунт элементы	Фракции	Размер, мм
Валуны (глыбы)	Крупные	> 800
	Средние	$400 - 800$
	Мелкие	$200 - 400$
Галька (щебень)	Крупные	$100 - 200$
	Средние	$60 - 100$
	Мелкие	$10 - 60$
Гравий (дресва)	Крупные	$4 - 10$
	Мелкие	$2 - 4$
Песчаные частицы	Грубые	$1 - 2$
	Крупные	$0,5 - 1$
	Средние	$0,25 - 0,5$
	Мелкие	$0,10 - 0,25$
	Тонкие	$0,05 - 0,10$
Пылеватые частицы	Крупные	$0,01 - 0,05$
	Мелкие	$0,002 - 0,01$
Глинистые частицы		$< 0,002$

Таблица В.10

Разновидности глинистых грунтов
по числу пластичности I_p и содержанию песчаных частиц [17]

Разновидность грунтов	Число пластичности $I_p, \%$	Содержание песчаных частиц (2-0,05 мм), % по массе
Супесь:		
- песчанистая	$1 < I_p < 7$	> 50
- пылеватая	$1 < I_p < 7$	< 50
Суглинок:		
- легкий песчанистый	$7 < I_p < 12$	> 40
- легкий пылеватый	$7 < I_p < 12$	< 40
- тяжелый песчанистый	$12 < I_p < 17$	> 40
- тяжелый пылеватый	$12 < I_p < 17$	< 40
Глина:		
- легкая песчанистая	$17 < I_p < 27$	> 40
- легкая пылеватая	$17 < I_p < 27$	< 40
- тяжелая	$I_p > 27$	Не регламентируется

Таблица В.11

Разновидности глинистых грунтов
по наличию включений [17]

Разновидность грунтов	Содержание частиц размером более 2 мм, % по массе
Супесь, суглинок, глина с галькой (щебнем), с гравием (дресвой) или с ракушкой	от 15 до 25
Супесь, суглинок, глина галечниковые (щебенистые), гравелистые (дресвяные) или ракушечные	более 25 до 50

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Таблицы для определения расчетного сопротивления грунтов

Таблица Г.1

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов [3]

Крупнообломочные грунты	Значение R_0 , кПа (кгс/см ²)
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем:	
- песчаным	600 (6)
- пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	450 (4,5)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400 (4)
Гравийные (дресвяные) с заполнителем:	
- песчаным	500 (5)
- пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	400 (4)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350 (3,5)

Таблица Г.2

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов [3]

Пески	Значения R_0 , кПа (кгс/см ²), в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600 (6)	500 (5)
Средней крупности	500 (5)	400 (4)
Мелкие:		
- маловлажные	400 (4)	300 (3)
- влажные и насыщенные водой	300 (3)	200 (2,0)
Пылеватые:		
- маловлажные	300 (3)	250 (2,5)
- влажные	200 (2)	150 (1,5)
- насыщенные водой	150 (1,5)	100 (1)

Таблица Г.3

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых
(непросадочных) грунтов [3]

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа (кгс/см ²), при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300 (3)	300 (3)
	0,7	250 (2,5)	200 (2)
Суглинки	0,5	300 (3)	250 (2,5)
	0,7	250 (2,5)	180 (1,8)
	1,0	200 (2)	100 (1)
Глины	0,5	600 (6)	400 (4)
	0,6	500 (5)	300 (3)
	0,8	300 (3)	200 (2)
	1,1	250 (2,5)	100 (1)

Таблица Г.4

Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов [3]

Грунты	R_0 , кПа (кгс/см ²), грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	<u>300 (3)</u> 150 (1,5)	<u>350 (3,5)</u> 180 (1,8)	200 (2)	250 (2,5)
Суглинки	<u>350 (3,5)</u> 180 (1,8)	<u>400 (4)</u> 200 (2)	250 (2,5)	300 (3)

Примечание. В числителе приведены значения R_0 , относящиеся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе - значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным грунтам.

Таблица Г.5

Коэффициенты условий работы

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

Примечания:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет полной или частичной замены в основании (в плане и по глубине) грунтов с неудовлетворительными свойствами подушками из песка, гравия, щебня и т.п.;
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице.
3. При промежуточных значений L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.
4. Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимаются равными 1.

Таблица Г.6

Безразмерные коэффициенты M_γ , M_q , M_c

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

Таблица Г.7

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа,
угла внутреннего трения φ_n , град. и модуля деформации E , МПа,
песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристика грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	-	-
	φ_n	43	40	38	-
	E	50	40	30	-
Средней крупности	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Мелкие	c_n	6	4	2	-
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Таблица Г.8

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа,
угла внутреннего трения φ_n , град. и модуля деформации E , МПа,
пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

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

Таблица Г.10

Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов [3]

Характеристики насыпи	R_0 , кПа (кгс/см ²)			
	пески крупные, средней крупности и мелкие, шлаки и т.п. при степени влажности		пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности	
	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$	$S_r \leq 0,5$	$S_r \geq 0,8$
Насыпи, равномерно возведенные с уплотнением	250 (2,5)	200 (2,0)	180 (1,8)	150 (1,5)
Отвалы грунтов и отходов производств:				
- с уплотнением	250 (2,5)	200 (2,0)	180 (1,8)	150 (1,5)
- без уплотнения	180 (1,8)	150 (1,5)	120 (1,2)	100 (1,0)
Свалки грунтов и отходов производств:				
- с уплотнением	150 (1,5)	120 (1,2)	120 (1,2)	100 (1,0)
- без уплотнения	120 (1,2)	100 (1,0)	100 (1,0)	80 (0,8)

Примечания:

1. Значения R_0 в настоящей таблице относятся к насыпным грунтам с содержанием органических веществ $I_{om} \leq 0,1$.
2. Для несслежавшихся отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Таблицы для сбора нагрузок на фундаменты

Таблица Д.1

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f [0]

Конструкции сооружений, материалы, вид грунтов, оборудование,	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Металлические конструкции	1,05
Бетонные конструкции (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
Бетонные конструкции (со средней плотностью 1600 кг/м ³ 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
Грунты:	
• в природном залегании	1,1
• на строительной площадке	1,15
Стационарное оборудование	1,05
Изоляция стационарного оборудования	1,2
Заполнители оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов):	
• жидкости	1,0
• суспензии, шламы, сыпучие тела	1,1
Погрузчики и электрокары (с грузом)	1,2
Складируемые материалы и изделия	1,2
Равномерно распределенные нагрузки:	1,3
• при нормативном значении менее 2,0 кПа	1,2
• при нормативном значении 2,0 кПа и более	
Снеговая нагрузка	1,4

Таблица Д.2

Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_b [0]

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	P_b , кПа
1	Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения; технические этажи жилых и общественных зданий; подвальные помещения	$\geq 2,0$
4	Залы: • читальные • обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т.п.) • собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные, фитнес-центры, бильярдные • торговые, выставочные и экспозиционные	2,0 3,0 4,0 $\geq 4,0$
5	Книгохранилища; архивы	$\geq 5,0$
6	Сцены зрелищных предприятий	$\geq 5,0$
7	Трибуны: • с закрепленными сиденьями • для стоящих зрителей	4,0 5,0
8	Чердачные помещения	0,7
9	Покрытия на участках: • с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п.) • используемых для отдыха • прочих	4,0 1,5 0,5
10	Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: • полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии) • сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой не благоприятнее, чем определяемое по 10,а	4,0 2,0
11	Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	$\geq 1,5$
12	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: • 1, 2 и 3 • 4, 5, 6 и 11 • 7	3,0 4,0 5,0
13	От веса временных перегородок	0,5

ПРИЛОЖЕНИЕ Е
Таблицы для определения глубины заложения фундаментов

Таблица Е.1

Средняя месячная температура воздуха, °С [8]

Республика, край, область, пункт	Месяц											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Республика Адыгея												
Майкоп	-1,4	0,3	4,1	11,3	16,5	19,7	22,2	21,9	17,1	11,2	6,2	1,4
Алтайский край												
Алейск	-17,6	-16,3	-8,7	3,3	12,2	18,4	20,3	17,2	11,3	3,2	-7,5	-15,1
Барнаул	-16,3	-14,4	-7,1	3,6	12,3	17,8	19,8	17,0	10,9	3,3	-6,5	-13,5
Беля	-9,2	-8,1	-3,2	3,2	9,5	14,6	16,9	15,5	10,7	4,1	-3,2	-7,9
Бийск-Зональная	-16,6	-14,8	-7,5	3,8	12,3	17,7	19,8	17,1	10,9	3,4	-6,4	-13,5
Змеиногорск	-14,3	-13,4	-7,1	4,1	12,4	17,6	19,3	16,8	11,1	4,0	-5,3	-11,7
Катанда	-22,8	-18,8	-9,2	2,3	9,5	14,2	15,5	13,3	7,9	0,2	-11,4	-19,9
Кош-Агач	-27,5	-23,6	-12,2	-0,2	7,0	12,7	14,6	12,4	6,4	-2,9	-15,5	-24,6
Онгудай	-21,1	-17,5	-7,2	3,5	10,0	14,9	16,3	13,9	8,5	1,1	-10,1	-18,3
Родио	-17,7	-16,9	-9,8	3,3	12,5	18,6	20,5	17,4	11,6	3,0	-7,4	-15,1
Рубцовск	-16,2	-14,9	-7,8	4,6	13,3	18,8	20,6	18,0	11,9	4,1	-5,7	-13,2
Славгород	-17,6	-16,3	-8,8	4,5	13,3	19,3	21,1	18,2	12,0	3,6	-6,7	-14,2
Тогул	-16,5	-15,3	-8,7	1,7	10,5	16,7	18,8	15,8	10,3	2,4	-8,1	-15,0
Амурская область												
Архара	-26,0	-20,5	-9,4	3,9	12,0	18,1	21,1	18,7	11,9	2,3	-11,6	-23,2
Белогорск	-27,1	-20,7	-10,9	1,8	10,3	17,4	21,1	18,7	11,7	1,3	-13,5	-24,0
Благовещенск	-22,3	-17,2	-7,2	4,2	12,5	19,1	21,7	19,4	12,4	2,9	-10,4	-20,4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Астрахань	-4,8	-4,3	2,0	11,3	18,0	22,9	25,4	23,8	17,6	10,0	3,4	-2,0
Верхний Баскунчак	-7,5	-7,0	0,1	10,6	17,6	22,6	25,1	23,6	16,8	8,5	1,2	-4,6
Республика Башкортостан												
Белорецк	-16,2	-14,4	-7,8	2,7	10,2	14,5	16,0	14,2	8,7	0,7	-7,4	-13,8
Дуван	-14,3	-13,1	-5,8	3,4	11,1	15,9	17,6	15,1	9,5	2,2	-5,7	-11,8
Мелеуз	-15,5	-14,4	-7,5	4,6	13,6	17,8	19,6	17,9	11,7	3,2	-5,1	-11,8
Уфа	-13,8	-12,7	-5,4	5,2	13,2	17,6	19,4	17,0	11,2	3,8	-4,0	-11,0
Янаул	-14,2	-13,5	-6,3	3,5	11,9	16,7	18,8	16,1	10,3	3,0	-4,8	-11,3
Белгородская область												
Белгород	-8,5	-6,4	-2,5	7,5	14,6	17,9	19,9	18,7	12,9	6,4	0,3	-4,5
Брянская область												
Брянск	-7,4	-6,6	-1,2	7,0	13,6	16,9	18,4	17,2	11,7	5,6	-0,4	-5,0
Республика Бурятия												
Бабушкин	-15,5	-16,0	-8,9	-0,5	6,0	11,0	15,0	14,5	9,1	2,7	-4,3	-9,3
Баргузин	-27,4	-22,6	-10,9	0,2	8,5	15,5	18,6	16,0	8,6	-0,5	-12,0	-22,2
Багдарин	-28,6	-23,8	-14,3	-2,9	6,0	13,0	15,7	12,7	5,4	-4,9	-18,0	-27,0
Кяхта	-20,5	-16,3	-6,9	2,6	10,4	16,6	18,9	16,4	9,5	0,9	-9,4	-17,6
Монды	-19,9	-17,6	-10,1	-1,8	5,6	12,1	14,2	12,0	5,5	-2,2	-11,8	-18,2
Нижнеангарск	-21,9	-20,3	-12,5	-2,5	5,1	12,1	16,3	15,0	8,3	-0,6	-10,7	-17,3
Сосново- Озерское	-24,0	-20,2	-12,1	-2,2	5,4	14,0	16,7	13,9	6,8	-2,2	-12,9	-20,6
Уакит	-28,3	-24,5	-15,7	-5,2	3,5	11,6	14,8	11,8	4,7	-6,0	-18,7	-26,5
Улан-Удэ	-23,8	-19,0	-8,0	2,0	10,2	16,9	19,6	16,8	9,4	0,4	-10,5	-19,7
Хоринск	-25,6	-22,0	-10,7	0,4	8,4	16,2	18,8	15,8	8,0	-1,1	-13,4	-21,9
Владимирская область												
Владимир	-11,1	-10,0	-4,3	4,9	12,2	16,6	17,9	16,4	10,7	3,7	-2,7	-7,5
Муром	-11,5	-10,9	-4,9	4,7	12,5	16,7	18,7	17,2	11,3	4,1	-2,3	-8,2
Волгоградская область												
Волгоград	-6,9	-6,5	-0,3	10,0	16,8	21,4	23,9	22,7	16,3	8,3	1,1	-4,4
Камышин	-10,4	-9,9	-4,0	7,7	16,2	20,7	23,2	21,5	15,1	6,7	-0,8	-6,7
Костычевка	-11,7	-11,6	-5,2	7,2	15,7	20,2	22,7	21,0	14,5	6,0	-1,3	-8,1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Котельниково	-7,4	-6,8	-0,8	9,5	17,0	21,2	24,0	22,7	16,2	8,3	1,9	-3,7
Новоаннинский	-10,0	-9,1	-3,4	7,8	15,4	19,6	21,4	20,2	14,0	5,9	-0,5	-5,8
Эльтон	-8,2	-7,9	-1,0	10,2	17,5	22,5	24,9	23,4	16,6	8,0	0,6	-5,3
Вологодская область												
Бабаево	-11,6	-10,5	-5,4	2,4	9,5	14,7	16,8	14,9	9,2	2,9	-2,6	-8,0
Вологда	-11,7	-10,5	-4,0	3,3	10,4	15,0	17,3	14,7	9,2	3,0	-3,4	-8,7
Вытегра	-10,9	-9,9	-3,9	2,6	9,3	14,4	17,2	14,8	9,5	3,7	-2,6	-7,6
Никольск	-13,3	-11,5	-4,4	3,0	9,9	15,0	17,4	14,6	8,8	2,2	-4,6	-10,1
Тотьма	-12,8	-11,0	-4,1	2,8	9,8	14,7	17,2	14,4	8,7	2,4	-4,3	-9,7
Воронежская область												
Воронеж	-7,5	-7,2	-1,4	8,2	14,9	18,4	20,1	18,9	13,1	6,5	-0,1	-5,2
Республика Дагестан												
Дербент	2,5	2,2	5,0	10,3	16,3	21,7	24,9	24,7	20,3	14,5	9,1	4,8
Махачкала	0,6	0,8	4,4	10,3	16,2	21,6	24,6	24,3	19,9	13,7	7,8	2,9
Южно-Сухокумск	-3,6	-2,5	2,4	10,6	17,8	22,4	25,1	24,2	18,2	10,8	4,8	0,5
Ивановская область												
Иваново	-11,9	-10,9	-5,1	4,1	11,4	15,8	17,6	15,8	10,1	3,5	-3,1	-8,1
Кинешма	-11,7	-11,3	-5,6	3,4	11,1	15,9	18,2	15,9	10,0	3,3	-3,5	-9,1
Иркутская область												
Алыгджер	-16,7	-14,6	-7,8	-0,2	6,2	12,2	13,8	12,0	6,4	0,1	-8,9	-15,1
Бодайбо	-30,1	-25,5	-13,8	-1,9	6,7	14,7	18,2	14,9	6,7	-3,4	-17,6	-27,6
Братск	-20,7	-19,4	-10,2	-1,2	6,2	14,0	17,8	14,8	8,1	-0,5	-9,8	-18,4
Верхняя Гутара	-19,0	-16,3	-9,7	-1,4	5,7	11,7	14,1	11,4	5,2	-1,8	-10,0	-16,8
Дубровское	-28,6	-23,2	-13,6	-2,9	5,7	14,3	17,7	14,0	6,4	-2,3	-17,4	-25,8
Ербогачен	-30,9	-27,7	-16,4	-5,0	5,3	14,1	17,4	13,4	5,2	-5,6	-20,6	-29,0
Жигалово	-27,7	-23,0	-12,2	-0,5	8,0	14,7	17,6	14,4	6,7	-2,2	-14,3	-24,6
Зима	-23,0	-20,0	-10,1	1,1	8,7	15,8	18,0	14,9	8,1	-0,1	-12,2	-20,5
Ика	-29,2	-25,9	-15,4	-4,2	5,5	13,6	16,5	12,8	5,0	-4,4	-18,0	-26,9
Илимск	-25,4	-22,0	-12,6	-1,6	6,3	14,2	17,6	14,2	6,6	-2,0	-14,8	-23,8
Иркутск	-18,5	-15,5	-7,0	2,1	9,8	15,5	18,1	15,5	9,0	1,5	-7,9	-15,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Ичера	-28,2	-25,4	-14,6	-2,7	6,4	14,6	17,6	14,0	6,6	-3,0	-17,6	-26,7
Киренск	-27,2	-24,0	-13,3	-1,8	7,3	15,2	18,1	14,8	6,8	-2,6	-15,5	-24,9
Мама	-28,9	-23,9	-14,3	-2,8	5,9	14,1	17,9	14,4	6,8	-2,1	-17,4	-26,1
Марково	-27,8	-23,3	-13,7	-1,8	7,1	15,2	18,0	14,7	7,1	-2,0	-15,8	-26,0
Наканно	-34,6	-30,3	-17,7	-6,1	4,4	13,7	17,0	13,0	4,9	-6,8	-23,5	-32,2
Невон	-24,9	-23,2	-13,3	-1,8	6,5	14,6	17,6	14,1	6,9	-1,4	-14,4	-23,4
Непа	-27,9	-25,4	-14,6	-3,5	5,6	13,9	16,8	12,9	5,7	-4,0	-18,5	-27,2
Орлингга	-26,9	-22,7	-12,4	-1,5	7,2	14,6	17,3	14,1	6,7	-2,2	-14,0	-23,9
Перевоз	-26,3	-23,5	-14,2	-2,8	6,3	14,1	17,0	13,6	5,8	-3,9	-16,7	-24,6
Преображенка	-29,2	-24,2	-15,4	-3,9	5,6	14,7	17,7	13,5	5,8	-4,1	-18,6	-28,4
Саянск	-18,3	-14	-6,8	1,7	10,1	15,5	18,7	15,8	8,5	0,8	-9,4	-16,3
Слюдянка	-17,4	-17,0	-9,9	-0,3	6,0	11,8	15,3	14,2	7,8	-1,7	-7,3	-13,5
Тайшет	-18,9	-16,1	-7,7	1,3	9,3	15,9	18,4	15,2	8,4	0,5	-9,1	-16,7
Тулун	-20,1	-16,5	-8,2	0,8	8,9	15,1	17,5	14,6	7,9	-0,2	-10,1	-17,8
Усть-Ордынский	-24,8	-22,3	-12,5	0,6	8,2	15,6	18,0	15,1	7,7	-0,8	-14,2	-21,9
Кабардино-Балкарская Республика												
Нальчик	-4,0	-2,8	1,8	9,5	15,4	19,1	21,6	21,0	16,0	9,4	3,8	-1,3
Калининградская область												
Калининград	-2,2	-1,7	1,7	6,7	12,2	15,6	17,7	17,3	12,9	8,3	3,4	-0,4
Республика Калмыкия												
Элиста	-5,0	-4,6	1,3	10,3	16,8	21,6	24,6	23,4	17,2	9,6	2,6	-2,5
Калужская область												
Калуга	-10,1	-8,9	-3,9	4,8	12,3	16,2	18,0	16,5	11,0	4,7	-1,5	-6,5
Камчатская область												
Апука	-12,4	-12,7	-11,0	-6,4	1,0	6,7	10,2	10,7	7,0	-0,6	-7,6	-12,0
Ича	-12,3	-12,3	-8,6	-2,8	2,3	6,7	10,7	11,6	8,8	3,7	-3,5	-9,3
Ключи	-16,2	-13,6	-8,7	-2,1	4,8	11,8	15,1	13,8	9,0	2,4	-6,6	-14,2
Козыревск	-17,9	-15,1	-10,2	-2,1	5,1	11,5	14,9	13,6	8,1	0,4	-9,8	-16,7
Корф	-14,3	-14,1	-11,4	-6,4	1,8	8,5	12,1	12,2	7,9	-0,3	-8,8	-13,8
Кроноки	-8,5	-8,2	-6,2	-1,6	2,6	6,6	10,7	11,7	8,6	2,8	-3,3	-7,4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Лопатка, мыс	-4,7	-5,6	-4,0	-1,3	1,2	4,4	7,6	9,5	8,7	5,4	0,4	-2,8
Мильково	-19,9	-17,0	-11,9	-2,5	5,2	11,6	15,0	13,6	8,0	0,3	-10,9	-17,6
Начики	-18,7	-16,2	-11,0	-3,5	2,3	8,6	12,4	11,9	7,2	1,1	-8,6	-16,7
о,Беринга	-3,3	-3,5	-2,5	-0,5	2,3	5,6	8,9	10,8	9,4	5,3	0,7	-2,2
Оссора	-14,5	-14,1	-11,4	-6,1	1,0	7,9	12,2	12,3	8,2	1,2	-7,0	-12,9
Петропавловск- Камчатский	-7,0	-6,6	-4,0	0,1	4,4	9,2	12,5	13,2	10,3	5,2	-1,1	-5,2
Семлячки	-6,3	-5,9	-4,4	-0,8	3,3	7,9	11,4	12,8	10,1	5,1	-1,3	-5,0
Соболево	-13,9	-13,3	-9,0	-2,7	3,0	8,1	11,7	12,2	8,6	3,2	-4,9	-11,1
Ука	-15,8	-16,3	-13,5	-6,2	-0,1	6,3	12,2	12,6	8,1	0,7	-7,1	-13,2
Октябрьская	-12,1	-12,6	-8,7	-2,5	2,1	6,1	9,8	11,4	9,3	4,1	-3,0	-9,0
Усть- Воямполка	-17,5	-16,5	-12,9	-5,6	1,4	6,7	10,2	10,7	7,4	1,2	-7,1	-14,2
Усть-Камчатск	-11,4	-11,2	-9,0	-3,6	1,6	6,8	11,2	12,2	9,0	2,6	-4,7	-9,7
Усть- Хайрюзово	-14,1	-13,6	-9,9	-3,5	2,8	7,9	11,6	12,1	8,3	2,6	-5,1	-11,2
Карачаево-Черкесская Республика												
Черкесск	-4,4	-2,3	1,5	9,0	14,8	18,3	21,1	20,6	15,7	9,6	3,7	-1,1
Республика Карелия												
Кемь	-10,9	-10,5	-5,5	-0,7	4,9	10,9	14,3	12,9	8,5	2,5	-3,2	-7,6
Лоухи	-12,1	-12,4	-8,3	-1,7	4,7	11,6	14,8	12,8	7,2	1,0	-4,4	-8,5
Олонец	-10,3	-10,5	-6,3	1,3	8,6	13,6	16,4	14,7	9,3	3,4	-1,8	-7,1
Паданы	-11,2	-10,7	-5,2	0,2	6,5	12,7	16,0	14,0	8,8	2,8	-3,0	-7,8
Петрозаводск	-10,3	-9,5	-3,8	1,8	8,4	13,7	16,5	14,3	9,1	3,3	-2,5	-7,0
Реболы	-11,9	-11,5	-5,7	0,0	6,9	13,3	16,1	13,5	8,0	1,9	-4,0	-8,8
Сортавала	-9,1	-8,9	-3,8	2,0	8,6	14,0	16,9	15,0	9,6	4,2	-1,1	-5,8
Кемеровская область												
Кемерово	-17,9	-15,8	-8,1	1,8	10,6	16,4	19,0	15,8	9,5	1,9	-7,8	-15,2
Киселевск	-17,2	-15,5	-8,1	2,0	10,0	16,6	18,8	15,8	10,0	2,2	-8,3	-15,4
Кондома	-19,1	-16,3	-8,6	0,9	9,1	15,2	17,4	14,5	8,6	1,4	-9,4	-17,0
Мариинск	-17,8	-16,2	-9,3	0,8	9,0	15,9	18,3	15,2	9,1	1,0	-9,1	-16,2
Тайга	-18,0	-16,1	-8,3	0,3	8,8	14,9	17,6	14,3	8,1	0,5	-9,1	-15,8
Тисуль	-16,3	-14,7	-7,2	1,7	9,8	15,7	18,1	15,2	9,2	1,8	-7,5	-13,8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Топки	-18,2	-16,1	-10,2	-0,2	8,9	15,8	18,2	15,4	9,2	0,7	-10,2	-16,5
Усть-Кабырза	-22,1	-18,0	-10,0	-0,4	8,1	14,6	16,9	14,5	8,4	0,4	-10,5	-19,0
Кировская область												
Вятка	-14,4	-12,9	-6,7	2,2	10,0	15,4	17,9	15,3	9,0	1,5	-5,7	-11,8
Нагорское	-14,9	-13,7	-7,1	1,6	9,0	14,6	16,9	14,8	8,5	0,8	-6,0	-12,5
Савали	-14,0	-13,2	-7,4	2,8	11,6	16,8	18,8	16,8	10,4	2,8	-5,2	-11,5
Республика Коми												
Вендинга	-15,8	-15,1	-9,1	-0,4	6,2	12,4	15,5	13,0	6,8	0,0	-6,7	-13,2
Воркута	-20,3	-20,6	-16,5	-9,0	-2,8	5,8	12,4	9,5	3,8	-5,1	-13,6	-15,7
Объячево	-14,9	-13,0	-6,6	1,7	8,5	14,4	16,6	14,3	8,2	0,7	-5,7	-11,6
Петрунь	-20,0	-18,9	-11,7	-7,2	0,4	9,2	14,4	10,7	5,5	-2,9	-11,9	-16,5
Печора	-19,2	-17,7	-9,0	-3,4	3,6	11,7	16,0	12,0	6,5	-1,3	-10,2	-15,6
Сыктывкар	-15,2	-13,2	-5,3	1,5	8,2	14,3	17,2	13,6	7,9	1,0	-6,5	-11,9
Троицко- Печорское	-17,9	-15,9	-6,9	-0,4	6,1	13,0	16,3	12,5	6,8	-0,5	-8,8	-14,6
Усть-Уса	-19,0	-17,8	-9,7	-4,8	1,9	10,1	14,8	11,0	5,9	-1,9	-10,4	-15,4
Усть-Цильма	-17,7	-15,8	-8,1	-2,8	3,7	11,2	15,3	11,7	6,4	-0,9	-8,9	-13,8
Усть-Щугор	-19,7	-17,7	-12,0	-2,4	3,7	11,4	15,2	12,3	6,4	-1,8	-10,2	-16,9
Ухта	-17,3	-15,8	-8,9	-0,5	5,4	12,1	15,7	12,7	6,6	-1,4	-8,5	-13,6
Костромская область												
Кострома	-11,8	-11,1	-5,3	3,2	10,9	15,5	17,8	16,1	10,0	3,2	-2,9	-8,7
Чухлома	-12,8	-11,6	-5,7	2,5	9,7	14,8	17,0	15,1	9,2	2,4	-3,6	-9,8
Шарья	-13,0	-12,1	-6,0	2,9	10,2	15,1	17,4	15,1	9,3	2,3	-4,7	-10,6
Краснодарский край												
Красная Поляна	0,3	1,3	4,2	9,5	14,2	17,1	19,5	19,4	15,6	10,8	6,9	2,2
Краснодар	-0,2	1,0	5,4	12,2	17,3	21,0	23,8	23,2	18,1	11,9	6,3	2,0
Приморско-Ахтарск	-2,5	-2,1	2,7	10,6	17,1	21,5	24,2	23,2	17,9	11,1	5,1	0,2
Сочи	6,0	6,2	8,3	12,2	16,1	20,0	23,0	23,3	19,8	15,6	11,3	7,9
Тихорецк	-2,2	-1,2	4,0	11,7	17,1	20,8	23,6	23,1	17,7	11,0	4,9	0,3
Красноярский край												
Агата	-34,5	-32,5	-21,8	-11,5	-1,4	8,1	14,1	10,9	3,8	-7,7	-24,5	-31,2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Липецк	-10,3	-9,5	-4,4	5,5	13,8	18,0	20,2	18,5	12,5	5,5	-1,5	-7,1
Ленинградская область												
Санкт- Петербург	-6,6	-6,3	-1,5	4,5	10,9	15,7	18,3	16,7	11,4	5,7	0,2	-3,9
Свирица	-10,5	-9,3	-4,7	2,8	9,7	14,7	16,6	14,8	9,5	3,6	-1,8	-6,6
Тихвин	-9,3	-8,4	-2,8	3,7	10,4	15,1	17,2	15,0	9,7	4,0	-1,9	-6,5
Магаданская область												
Аркагала	-19,6	-19,2	-16,7	-8,7	-0,5	5,8	11,9	12,2	7,8	-1,1	-10,7	-15,8
Брохово	-19,7	-19,5	-15,5	-8,0	0,0	6,9	12,1	12,3	7,9	-0,4	-10,2	-16,3
Магадан	-16,7	-15,6	-11,5	-4,9	1,5	7,4	11,5	11,9	7,3	-1,3	-10,5	-15,0
Омсукчан	-33,4	-31,0	-24,3	-12,4	0,8	10,1	13,2	10,6	3,1	-11,3	-26,5	-32,5
Палатка	-22,1	-20,2	-16,3	-7,7	2,3	9,4	12,8	11,6	5,2	-6,7	-16,7	-20,3
Среднекан	-36,6	-33,4	-25,8	-12,0	2,8	13,0	15,1	11,9	4,0	-11,3	-28,6	-35,8
Сусуман	-37,7	-33,6	-24,7	-11,9	2,6	11,9	14,1	10,4	2,5	-13,5	-29,6	-37,7
Республика Марий Эл												
Йошкар-Ола	-12,1	-11,4	-4,6	4,7	12,0	16,5	18,6	16,1	10,3	3,4	-3,7	-9,4
Республика Мордовия												
Саранск	-12,3	-11,7	-5,9	4,8	13,1	17,3	19,2	17,7	11,6	4,1	-3,0	-8,7
Московская область												
Дмитров	-10,4	-9,5	-4,4	4,3	11,5	15,7	17,5	15,7	10,3	4,0	-2,4	-7,2
Кашира	-10,9	-9,8	-4,6	4,6	12,2	16,3	17,8	16,5	11,0	4,1	-2,3	-7,0
Москва	-7,8	-7,1	-1,3	6,4	13,0	16,9	18,7	16,8	11,1	5,2	-1,1	-5,6
Мурманская область												
Вайда-Губа	-5,3	-5,9	-3,8	-1,2	2,8	7,1	10,7	10,2	7,1	2,4	-1,6	-3,5
Кандалакша	-12,7	-12,4	-6,8	-1,6	4,6	11,2	14,5	12,1	6,8	0,8	-5,5	-9,7
Ковдор	-12,8	-12,3	-7,2	-2,0	4,2	10,8	13,7	11,0	5,8	-0,6	-6,6	-10,2
Краснощелье	-13,9	-13,8	-8,5	-3,5	2,7	9,6	13,3	10,7	5,9	-0,5	-6,9	-10,6
Ловозеро	-13,2	-13,8	-10,2	-3,8	2,4	9,1	13,0	11,1	5,6	-0,9	-6,2	-10,4
Мончегорск	-12,8	-12,7	-8,6	-2,5	3,4	10,2	13,8	12,0	6,6	0,2	-5,4	-9,7
Мурманск	-10,5	-10,4	-5,8	-1,3	3,7	9,2	12,8	11,1	6,8	0,9	-4,9	-8,2
Ниванкюль	-13,1	-13,0	-8,1	-1,7	4,2	10,5	13,5	11,6	6,3	-0,1	-6,1	-10,2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Пулозеро	-13,4	-13,6	-9,4	-3,0	3,1	9,6	13,4	11,4	6,0	-0,3	-5,8	-10,1
Пялица	-10,0	-11,2	-8,9	-3,7	1,4	6,8	10,1	9,8	6,4	1,3	-2,8	-6,4
Териберка	-7,6	-8,2	-5,2	-1,9	2,6	7,5	11,4	10,6	7,1	1,7	-3,2	-5,7
Терско-Орловский	-9,9	-11,1	-8,8	-3,6	0,7	5,4	9,0	9,3	6,4	0,9	-3,3	-6,2
Умба	-11,5	-11,5	-6,4	-1,5	4,3	10,8	14,4	12,2	7,5	1,4	-4,4	-8,3
Юкспор	-12,2	-12,6	-10,9	-6,9	-1,9	4,9	9,0	7,2	1,5	-4,1	-7,7	-10,4
Нижегородская область												
Арзамас	-12,4	-11,9	-6,5	3,5	12,0	16,9	18,8	17,2	10,8	3,5	-3,6	-9,4
Выкса	-11,3	-10,8	-5,1	4,4	12,5	16,8	18,9	17,0	11,1	4,0	-2,8	-8,5
Нижний Новгород	-11,8	-11,1	-5,0	4,2	12,0	16,4	18,4	16,9	11,0	3,6	-2,8	-8,9
Новгородская область												
Боровичи	-9,8	-8,8	-3,8	3,8	11,0	15,4	17,4	15,4	10,0	4,2	-1,6	-6,7
Новгород	-8,7	-8,7	-4,3	3,3	10,4	15,2	17,3	15,4	10,3	4,2	-0,9	-5,9
Новосибирская область												
Барабинск	-18,3	-17,0	-9,2	2,1	11,0	17,0	19,2	15,8	9,8	2,0	-8,3	-15,3
Болотное	-17,6	-15,5	-7,5	1,7	10,3	16,3	18,9	15,5	9,3	1,7	-8,0	-15,0
Карасук	-19,4	-18,4	-10,6	2,9	12,1	18,2	20,2	16,9	11,2	2,2	-8,5	-16,2
Кочки	-19,6	-18,2	-11,5	1,2	10,7	16,7	18,6	15,4	9,7	1,4	-9,5	-16,9
Купино	-18,5	-16,9	-9,1	3,2	12,0	17,9	19,9	16,7	10,7	2,8	-7,4	-15,0
Кыштовка	-20,3	-18,3	-10,7	1,3	9,8	15,7	18,0	14,6	9,3	0,8	-9,8	-17,4
Новосибирск	-17,3	-15,7	-8,4	2,2	11,1	17,0	19,4	16,2	10,2	2,5	-7,4	-14,5
Татарск	-17,8	-16,5	-8,3	3,1	11,6	17,3	19,5	16,1	10,1	2,4	-7,7	-14,9
Чулым	-19,5	-17,9	-11,3	0,3	10,1	16,4	18,5	15,5	9,7	1,3	-9,3	-17,0
Омская область												
Омск	-17,2	-15,9	-7,8	3,7	12,1	17,7	19,5	16,3	10,5	2,8	-7,3	-14,3
Тара	-18,3	-16,8	-8,0	2,2	10,4	16,4	18,7	15,2	9,2	1,7	-8,3	-15,5
Черлак	-17,7	-16,6	-8,6	4,0	12,7	18,5	20,2	17,1	11,1	3,1	-7,2	-14,3
Оренбургская область												
Кувандык	-15,4	-14,5	-7,3	4,9	14,2	18,6	20,6	18,8	12,7	3,9	-4,7	-11,9
Оренбург	-12,9	-12,4	-5,4	7,1	15,4	20,1	22,0	20,1	13,9	5,3	-3,1	-9,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Сорочинск	-14,4	-13,5	-6,6	5,8	14,6	19,2	21,0	19,6	13,1	4,1	-3,8	-10,4
Орловская область												
Орел	-7,8	-7,3	-1,9	6,9	13,9	17,2	18,7	17,6	11,9	5,7	-0,6	-5,4
Пензенская область												
Земетчино	-9,3	-9,5	-3,6	6,6	14,0	17,7	19,5	17,8	12,1	5,1	-1,7	-7,2
Пенза	-9,8	-9,7	-3,7	6,8	14,2	18,0	19,8	18,0	12,2	5,1	-2,0	-7,8
Пермская область												
Бисер	-16,7	-14,8	-6,7	0,7	7,7	13,4	15,8	12,6	6,9	-0,5	-8,5	-14,1
Ножовка	-14,6	-13,7	-6,8	2,9	11,0	16,7	18,4	16,4	10,1	2,3	-5,1	-12,1
Пермь	-13,9	-12,3	-4,5	3,5	10,6	15,8	18,2	15,1	9,5	2,3	-5,6	-11,3
Чердынъ	-17,0	-14,8	-7,9	1,4	8,0	14,4	16,9	14,3	8,0	-0,3	-8,3	-14,4
Приморский край												
Агзу	-20,3	-15,8	-7,1	2,1	8,3	13,3	17,3	17,2	11,1	2,9	-8,4	-18,0
Анучино	-20,3	-16,0	-5,9	5,0	12,1	17,0	21,1	20,6	13,7	5,7	-5,7	-16,7
Астраханка	-17,7	-13,6	-4,8	4,4	11,6	16,5	20,6	20,9	14,9	6,7	-4,3	-13,9
Богополь	-13,3	-10,1	-3,1	4,2	9,5	13,2	17,7	19,2	14,1	6,9	-2,6	-10,8
Владивосток	-12,6	-9,1	-2,1	4,8	9,7	13,2	17,5	19,6	15,7	8,7	-1,0	-9,3
Дальнереченск	-19,3	-14,8	-5,3	5,6	12,7	17,7	21,2	20,3	13,9	5,6	-5,8	-16,2
Кировский	-20,6	-16,9	-6,4	5,1	12,7	17,6	21,5	20,8	14,2	5,9	-5,8	-16,7
Красный Яр	-23,4	-19,1	-8,2	3,1	10,7	16,4	20,4	19,1	12,1	3,1	-8,9	-19,9
Маргаритово	-12,7	-9,9	-3,2	4,0	9,1	13,0	17,6	19,2	14,1	7,0	-1,9	-10,1
Мельничное	-21,9	-17,2	-7,7	3,0	10,0	15,5	19,2	18,4	11,4	2,9	-8,6	-19,2
Партизанск	-13,4	-10,3	-3,1	5,1	11,3	15,1	19,4	20,1	14,6	7,5	-2,2	-10,7
Посъет	-9,6	-6,5	-0,5	6,1	10,9	14,7	19,0	21,1	16,7	9,8	0,6	-6,9
Преображение	-7,8	-5,7	-0,7	4,6	8,6	12,2	16,9	19,4	15,8	9,4	1,4	-5,5
Рудная Пристань	-10,9	-8,1	-2,0	3,7	7,9	11,5	16,1	18,6	14,6	7,7	-1,2	-8,8
Сосуново	-13,4	-10,9	-4,8	1,4	5,4	9,1	13,8	16,3	12,8	6,1	-3,3	-11,2
Чугуевка	-21,3	-17,3	-6,7	4,3	11,5	16,3	20,4	19,5	12,5	4,4	-7,2	-17,9
Псковская область												
Великие Луки	-6,8	-6,5	-1,3	5,8	12,2	15,8	17,5	16,0	10,8	5,5	-0,1	-4,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Псков	-6,3	-6,2	-1,3	5,5	12,0	15,9	17,8	16,2	10,9	5,6	0,1	-4,1
Ростовская область												
Миллерово	-6,3	-5,7	0,0	9,3	15,7	19,7	21,8	20,9	15,0	7,8	1,3	-3,8
Ростов-на-Дону	-3,8	-2,9	2,2	10,8	16,8	20,8	23,2	22,3	16,6	9,6	3,3	-1,5
Таганрог	-3,5	-3,0	2,1	10,7	17,1	21,2	23,6	22,8	17,2	10,2	3,5	-1,2
Рязанская область												
Рязань	-11,0	-10,0	-4,7	5,2	12,9	17,3	18,5	17,2	11,6	4,4	-2,2	-7,0
Самарская область												
Самара	-13,5	-12,6	-5,8	5,8	14,3	18,6	20,4	19,0	12,8	4,2	-3,4	-9,6
Саратовская область												
Александров Гай	-12,7	-12,1	-4,9	7,9	16,3	21,0	23,6	22,0	14,9	6,1	-1,7	-8,3
Балашов	-10,6	-10,4	-4,6	6,3	14,5	18,6	20,6	19,2	12,9	5,2	-1,5	-7,6
Саратов	-8,7	-8,4	-2,5	8,4	15,9	20,2	22,3	20,6	14,3	6,7	-0,6	-6,4
Сахалинская область												
Александровск-Сахалинский	-16,9	-15,0	-8,1	0,1	5,9	11,1	15,2	16,3	12,1	4,8	-4,6	-12,6
Долинск	-13,5	-12,4	-6,5	0,9	6,2	10,9	15,3	16,9	13,1	6,4	-1,9	-8,6
Кировское	-23,6	-19,7	-12,0	-1,7	5,6	11,7	15,6	15,5	10,4	2,1	-9,1	-19,3
Корсаков	-10,7	-10,1	-5,3	1,2	5,6	10,0	14,5	16,9	13,7	7,4	-0,4	-6,8
Курильск	-4,6	-6,1	-3,6	1,5	6,0	9,5	13,3	15,7	13,5	9,2	3,6	-1,4
Макаров	-14,3	-12,3	-6,7	0,9	5,3	9,5	13,8	15,7	12,8	6,0	-3,0	-10,2
Невельск	-8,2	-7,7	-3,4	2,4	7,1	11,3	15,5	17,4	14,4	8,3	0,6	-5,2
Ноглики	-18,0	-15,9	-9,6	-1,7	3,6	9,3	13,1	14,5	10,7	3,2	-7,2	-15,3
Оха	-19,7	-17,7	-12,5	-4,0	1,5	7,7	12,7	13,9	10,2	2,7	-6,3	-15,1
Погиби	-19,6	-18,3	-11,9	-3,2	2,4	9,8	14,1	15,5	11,8	3,9	-7,3	-16,0
Поронайск	-16,1	-13,9	-7,1	0,1	4,8	9,4	13,6	15,6	12,1	5,1	-4,6	-13,0
Рыбновск	-22,3	-20,1	-14,3	-4,6	1,8	9,4	14,4	15,1	11,1	3,4	-6,9	-17,4
Холмск	-9,7	-8,7	-4,2	2,3	6,9	11,4	15,7	17,7	14,2	7,8	0,0	-6,1
Южно-Курильск	-4,4	-5,6	-2,7	1,6	5,2	8,5	12,4	15,7	14,8	10,7	4,5	-1,1
Южно-Сахалинск	-12,8	-12,0	-5,8	1,6	7,0	11,5	15,5	17,0	13,0	6,3	-1,7	-8,8

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Свердловская область												
Верхотурье	-16,3	-14,3	-5,0	2,9	9,6	15,3	17,7	14,4	8,7	1,5	-7,4	-13,4
Екатеринбург	-13,6	-11,8	-4,0	4,3	11,2	16,4	18,5	15,5	9,8	2,5	-5,6	-11,3
Ивдель	-19,2	-16,5	-6,2	1,2	8,0	14,4	17,3	13,7	7,7	0,2	-9,5	-15,9
Каменск-Уральский	-16,2	-14,7	-7,5	3,5	11,2	16,2	18,1	15,7	9,9	1,9	-6,5	-13,5
Туринск	-18,0	-16,2	-8,3	3,0	10,8	15,7	17,8	15,0	9,5	0,9	-7,7	-14,8
Шамары	-16,1	-14,4	-7,4	2,5	9,6	14,9	17,0	14,5	8,7	0,9	-7,0	-13,6
Республика Северная Осетия												
Владикавказ	-2,9	-2,0	2,7	9,4	14,1	17,7	20,3	19,8	15,2	9,5	3,7	-0,9
Смоленская область												
Вязьма	-9,8	-9,0	-4,3	4,3	11,3	15,4	16,6	15,4	10,2	4,1	-1,9	-6,4
Смоленск	-7,5	-6,9	-1,8	5,9	12,4	15,8	17,4	16,0	10,7	5,0	-0,8	-5,2
Ставропольский край												
Арзгир	-4,9	-3,6	1,6	10,3	17,4	22,0	25,0	23,7	17,8	10,1	4,0	-1,3
Кисловодск	-3,3	-2,4	1,5	8,0	13,0	16,2	18,6	18,2	13,9	8,3	3,2	-1,1
Невинномысск	-4,5	-3,3	1,8	9,7	15,6	19,4	22,1	21,5	16,4	9,8	3,9	-1,5
Пятигорск	-4,2	-3,0	1,1	8,9	14,6	18,3	21,1	20,5	15,5	8,9	3,2	-1,4
Ставрополь	-2,9	-2,4	2,2	9,8	15,0	19,0	22,1	21,4	16,2	9,8	3,7	-0,7
Тамбовская область												
Тамбов	-10,9	-10,3	-4,6	6,0	14,1	18,1	19,8	18,6	12,5	5,2	-1,4	-7,3
Республика Татарстан												
Бугульма	-14,3	-13,7	-8,0	2,4	11,4	16,3	18,1	16,4	10,2	2,1	-5,8	-11,6
Елабуга	-12,4	-11,7	-4,2	5,2	13,2	17,5	19,8	17,2	11,4	3,9	-3,6	-10,0
Казань	-11,6	-10,9	-4,3	5,3	13,2	17,6	19,7	17,4	11,5	4,2	-3,2	-8,9
Тверская область												
Бежецк	-10,7	-10,2	-5,2	3,2	10,8	15,2	17,1	15,4	9,8	3,6	-2,3	-7,7
Тверь	-10,5	-9,4	-4,6	4,1	11,2	15,7	17,3	15,8	10,2	4,0	-1,8	-6,6
Ржев	-10,0	-8,9	-4,2	4,1	11,2	15,6	17,1	15,8	10,3	4,1	-1,4	-6,3
Томская область												
Александровское	-21,2	-19,3	-9,9	-2,3	6,0	14,3	18,1	14,0	7,6	-0,9	-11,6	-18,3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Сурское	-13,2	-12,5	-6,1	4,8	13,0	17,1	18,7	17,2	11,3	3,6	-3,1	-8,9
Ульяновск	-13,8	-13,2	-6,8	4,1	12,6	17,6	19,6	17,6	11,4	3,8	-4,1	-10,4
Хабаровский край												
Аян	-19,7	-17,6	-11,6	-3,8	0,8	5,6	11,4	13,2	9,6	0,4	-11,0	-17,4
Байдуков	-21,7	-20,2	-14,5	-5,2	0,9	9,1	14,5	15,5	12,0	3,4	-7,1	-16,6
Бикин	-22,4	-17,4	-8,1	4,1	11,7	17,4	21,0	19,9	13,3	4,5	-7,6	-18,3
Бира	-22,0	-16,6	-8,2	2,7	10,2	16,5	20,1	18,5	12,0	2,6	-10,1	-19,5
Биробиджан	-22,6	-17,5	-9,0	3,0	10,7	16,7	20,3	19,0	12,4	3,0	-9,8	-19,6
Вяземский	-22,3	-17,8	-9,0	3,4	11,3	17,1	20,6	19,6	13,0	3,9	-8,2	-18,1
Гвасюги	-24,9	-20,1	-10,6	1,3	9,1	15,6	19,6	18,4	11,4	1,5	-10,8	-20,8
Гроссевичи	-14,8	-11,9	-6,0	0,4	4,3	8,4	13,0	15,9	13,1	5,9	-4,0	-11,8
Де-Кастри	-19,4	-15,8	-9,3	-1,5	3,2	8,5	13,2	15,3	12,0	3,2	-8,1	-16,2
Джаорэ	-19,7	-17,5	-11,0	-2,5	3,1	11,5	15,4	16,0	11,4	2,8	-8,3	-16,8
Екатерино- Никольское	-19,8	-15,1	-5,9	4,9	12,5	18,1	21,4	19,6	13,2	4,3	-7,8	-17,7
Комсомольск-на-Амуре	-25,6	-20,3	-10,1	1,3	8,7	15,6	19,9	18,7	12,6	3,0	-10,7	-22,0
Нижнетамбовское	-26,4	-21,1	-11,0	0,3	8,2	15,1	19,3	18,2	12,1	2,6	-10,8	-21,8
Николаевск- на-Амуре	-22,4	-19,3	-11,7	-2,2	4,9	12,9	16,5	15,8	10,4	1,9	-10,3	-19,8
Облучье	-26,5	-21,1	-11,4	1,4	9,6	16,2	19,8	17,9	11,0	1,1	-12,6	-23,6
Охотск	-21,1	-18,8	-12,9	-4,5	1,8	7,5	12,4	13,3	8,5	-1,8	-13,9	-19,7
Им, Полины Осипенко	-26,9	-21,5	-11,0	0,4	8,3	15,0	18,1	16,8	10,6	1,2	-13,3	-24,7
Сизиман	-18,2	-15,3	-9,3	-1,2	2,9	7,5	12,6	14,7	11,4	3,2	-7,5	-14,9
Советская Гавань	-15,9	-13,8	-6,8	0,9	6,1	10,8	14,6	16,7	12,8	5,5	-4,6	-12,9
Софийский Прииск	-31,1	-25,8	-15,8	-3,9	5,2	12,2	15,5	12,8	5,9	-4,7	-19,9	-30,0
Средний Ургал	-31,1	-23,0	-12,1	0,2	8,1	14,8	18,8	16,5	9,5	-0,8	-16,6	-28,6
Троицкое	-23,3	-18,2	-9,4	2,1	10,3	16,7	20,5	19,2	13,1	3,9	-8,7	-19,2
Хабаровск	-20,2	-16,1	-6,8	4,5	12,3	18,0	21,3	19,6	13,5	4,9	-7,3	-17,7
Чумикан	-23,7	-18,9	-11,6	-2,7	1,9	6,6	12,0	13,5	10,0	0,7	-12,9	-21,3
Энкэн	-20,2	-17,3	-11,3	-4,0	1,4	6,1	11,5	13,3	8,9	-0,5	-11,4	-17,5
Республика Хакасия												
Абакан	-25,5	-18,5	-8,5	2,9	10,5	17,3	19,5	16,4	9,9	1,6	-9,5	-17,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Шира	-18,5	-17,2	-8,9	1,3	8,9	15,6	17,7	14,9	8,8	1,2	-9,1	-16,4
Челябинская область												
Верхнеуральск	-16,4	-15,9	9,0	2,9	11,1	15,9	17,6	15,5	9,8	1,5	-6,5	-14,0
Нязепетровск	-16,3	-14,8	-7,6	2,6	10,0	14,6	16,6	14,2	8,6	1,2	-7,0	-14,0
Челябинск	-15,8	-14,3	-7,4	3,9	11,9	16,8	18,4	16,2	10,7	2,4	-6,2	-12,9
Чеченская Республика												
Грозный	-2,2	-1,9	3,5	10,9	16,5	21,0	24,0	22,9	18,0	10,8	4,7	-0,3
Читинская область												
Агинское	-23,3	-20,4	-11,5	0,4	8,8	15,6	18,4	15,5	8,4	-0,6	-13,0	-21,3
Акша	-22,6	-19,1	-9,4	1,0	9,0	15,4	18,1	15,5	8,4	-0,1	-12,1	-20,3
Александровский Завод	-26,8	-23,5	-13,9	-1,4	7,4	14,1	16,7	14,1	7,0	-2,4	-15,5	-24,6
Борзя	-26,4	-22,0	-10,9	1,3	9,9	16,8	19,2	16,7	9,3	-0,4	-13,5	-23,4
Дарасун	-22,0	-19,6	-10,4	-0,4	8,0	14,4	16,9	14,2	7,0	-1,4	-12,6	-19,9
Калакан	-34,3	-27,6	-16,2	-2,7	6,6	13,9	16,6	13,4	5,7	-5,8	-21,7	-32,5
Красный Чикой	-26,0	-20,7	-9,7	1,2	9,1	15,2	17,5	14,8	7,8	-0,9	-12,6	-22,1
Могоча	-28,5	-23,5	-13,4	-1,2	7,5	14,2	16,9	14,0	6,6	-4,0	-18,7	-27,6
Нерчинск	-30,8	-26,3	-13,6	0,8	9,8	17,0	19,7	16,6	9,0	-1,0	-16,7	-28,2
Нерчинский Завод	-26,9	-22,0	-11,0	1,3	9,8	16,0	18,4	15,8	8,8	-0,6	-14,7	-24,7
Средний Калар	-36,3	-30,7	-19,1	-5,7	4,5	12,1	15,1	12,1	4,5	-7,5	-23,7	-34,4
Тунгокочен	-31,0	-26,5	-16,0	-3,0	6,0	13,1	15,8	12,8	5,5	-4,5	-19,2	-29,3
Тупик	-32,7	-27,8	-16,8	-3,6	6,0	13,4	16,3	13,1	5,9	-5,1	-20,5	-30,8
Чара	-32,8	-28,3	-17,3	-4,1	5,2	13,3	16,3	13,2	5,2	-6,1	-20,9	-30,7
Чита	-25,6	-20,2	-9,6	1,0	9,2	16,2	18,5	15,7	8,4	-0,8	-13,1	-22,6
Чувашская Республика												
Порецкое	-10,8	-10,5	-4,3	5,7	13,2	17,0	18,9	16,9	11,2	4,1	-3,0	-8,5
Чебоксары	-13,0	-12,4	-6,0	3,6	12,0	16,5	18,6	16,9	10,8	3,3	-3,7	-10,0
Чукотский АО (Магаданская область)												
Анадырь	-21,1	-22,2	-19,6	-13,4	-2,1	5,9	11,2	10,0	4,5	-5,3	-14,1	-20,1
Березово	-22,7	-26,2	-23,4	-14,4	-2,0	8,6	12,1	9,5	3,1	-8,7	-18,7	-25,3
Марково	-25,9	-25,4	-21,5	-14,1	-0,2	11,4	14,4	11,1	4,3	-7,9	-19,0	-25,4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Омолон	-36,4	-35,6	-28,2	-14,6	1,1	11,6	13,2	9,9	2,5	-12,1	-28,8	-36,2
Островное	-34,4	-32,7	-24,8	-13,5	1,7	11,7	13,8	9,8	2,7	-11,3	-25,8	-33,3
Усть-Олой	-36,2	-33,9	-25,6	-13,2	2,2	11,8	13,7	9,8	2,8	-11,0	-26,9	-34,9
Эньмувеем	-26,1	-25,9	-22,7	-15,6	-0,9	10,4	13,4	9,9	2,8	-9,3	-19,6	-25,3
Республика Саха (Якутия)												
Алдан	-26,7	-24,3	-15,5	-4,5	4,9	13,5	16,4	13,2	4,9	-6,5	-19,0	-25,4
Аллах-Юнь	-44,1	-39,2	-26,6	-11,4	2,3	10,9	14,7	11,4	3,5	-12,2	-32,2	-42,7
Амга	-42,9	-38,0	-24,0	-7,5	6,1	14,5	17,7	14,1	5,3	-8,9	-29,6	-40,6
Батамай	-41,8	-37,4	-23,8	-8,8	4,2	13,7	17,1	13,6	5,0	-9,6	-30,6	-40,1
Бердигястях	-40,5	-35,7	-22,9	-8,3	4,7	13,5	16,3	12,6	3,9	-8,7	-28,2	-38,9
Буяга	-37,6	-33,6	-21,6	-6,9	5,1	13,2	16,5	13,0	4,7	-7,5	-26,0	-36,4
Верхоянск	-46,0	-42,5	-29,9	-12,5	3,5	13,3	16,0	11,3	2,5	-14,6	-35,7	-43,4
Вилуйск	-36,7	-31,7	-19,2	-6,0	5,6	15,1	18,5	14,3	5,4	-7,7	-26,5	-34,6
Витим	-28,8	-25,6	-14,6	-2,9	6,3	14,8	18,1	14,6	6,4	-3,5	-17,4	-26,6
Воронцово	-37,9	-36,2	-28,8	-16,8	-2,6	9,3	11,9	8,7	1,5	-13,2	-29,7	-35,9
Джалинда	-39,4	-35,9	-27,2	-14,8	-3,0	8,8	13,7	9,3	1,6	-12,7	-31,0	-35,4
Джарджан	-38,0	-34,4	-23,9	-11,9	0,1	10,8	15,0	11,0	2,8	-11,6	-29,9	-35,7
Джикимда	-33,9	-29,6	-17,4	-3,4	6,8	14,7	17,6	13,9	5,8	-5,3	-22,1	-31,8
Дружина	-39,4	-37,0	-28,0	-14,5	0,4	11,5	13,7	10,5	2,9	-12,4	-29,6	-37,0
Екючю	-45,9	-41,8	-29,2	-13,1	2,2	12,5	14,6	10,5	2,1	-13,9	-35,5	-43,2
Жиганск	-38,5	-34,4	-22,8	-10,3	1,7	12,2	16,2	12,0	3,5	-10,7	-29,4	-36,4
Зырянка	-36,3	-33,4	-24,9	-11,7	3,6	13,4	16,0	12,0	4,2	-10,5	-27,3	-35,2
Иситель	-35,0	-31,3	-19,6	-5,1	6,3	14,6	17,8	14,4	6,3	-5,5	-23,5	-32,9
Иэма	-45,5	-42,3	-31,8	-16,6	-1,0	8,9	12,7	10,3	2,0	-14,8	-35,4	-42,7
Крест- Хальджай	-43,8	-38,2	-22,2	-5,6	7,0	15,7	18,6	14,2	5,7	-9,1	-31,0	-41,8
Кюсюр	-37,7	-34,6	-26,3	-15,0	-3,0	8,0	12,6	9,5	2,0	-12,0	-29,8	-35,2
Ленск	-29,0	-25,6	-14,9	-3,6	6,2	14,6	17,6	13,9	5,7	-4,9	-19,5	-27,7
Нагорный	-29,1	-25,6	-17,0	-5,9	4,1	12,1	14,8	11,8	4,0	-7,7	-21,7	-28,2
Нера	-46,3	-41,6	-29,1	-11,3	3,8	13,2	15,7	12,1	3,4	-14,7	-35,9	-44,4
Нюрба	-36,0	-31,9	-20,6	-7,2	5,0	14,2	17,3	13,5	5,2	-7,3	-26,0	-34,2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Нюя	-30,0	-26,8	-15,9	-3,5	6,3	14,9	18,1	14,5	6,8	-3,5	-20,1	-28,6
Оймьякон	-46,6	-42,7	-31,7	-13,8	2,6	12,2	14,5	10,3	2,1	-15,2	-36,2	-45,7
Олекминск	-31,4	-27,3	-15,5	-3,3	7,0	15,1	18,1	14,5	6,1	-5,2	-21,2	-29,7
Оленек	-37,0	-33,7	-22,8	-11,7	-1,2	10,0	15,0	10,8	2,3	-11,6	-28,6	-33,7
Охотский Перевоз	-44,2	-39,4	-24,7	-7,8	5,7	14,2	17,4	14,0	5,5	-8,7	-30,3	-41,1
Сангар	-39,1	-34,5	-21,6	-8,5	4,1	14,3	18,1	14,5	6,0	-8,7	-28,5	-37,3
Саскылах	-35,2	-34,4	-28,6	-19,0	-7,4	5,3	11,5	8,3	0,8	-13,4	-28,2	-32,3
Среднеколымск	-36,2	-33,9	-26,2	-13,9	1,1	11,4	14,4	10,6	3,3	-10,9	-26,8	-34,4
Сунтар	-32,9	-29,2	-17,8	-4,8	6,3	15,1	18,0	14,2	5,6	-6,0	-23,2	-30,9
Сухана	-41,7	-38,0	-26,0	-12,2	0,1	11,2	15,1	10,5	2,3	-12,3	-32,1	-38,4
Сюльдюкар	-37,6	-33,8	-21,2	-8,5	3,6	13,2	16,4	12,6	4,5	-7,4	-26,9	-35,1
Сюрен-Кюель	-34,6	-32,4	-23,6	-12,7	-0,2	9,3	12,7	9,9	1,7	-12,1	-27,4	-33,1
Токо	-38,1	-33,3	-21,5	-7,3	3,9	11,8	14,6	11,2	3,7	-9,2	-27,1	-36,6
Томмот	-35,5	-31,6	-20,0	-5,8	5,4	13,7	17,2	13,5	5,5	-6,7	-24,4	-33,9
Томпо	-43,5	-38,6	-26,5	-10,3	4,1	13,2	15,9	11,7	3,2	-13,0	-33,6	-42,1
Туой-Хая	-33,2	-29,3	-18,8	-6,4	4,3	13,3	16,5	13,0	5,4	-6,3	-23,6	-31,2
Тяня	-33,1	-29,9	-18,2	-4,5	5,7	13,6	17,0	13,2	5,1	-5,9	-22,6	-32,2
Усть-Мая	-40,3	-34,9	-20,1	-4,0	7,4	15,5	18,2	14,4	6,1	-7,4	-27,6	-38,8
Усть-Миль	-39,6	-34,2	-21,0	-5,2	6,1	13,9	17,2	13,9	5,5	-7,3	-27,0	-37,7
Усть-Мома	-43,4	-39,4	-28,1	-12,2	4,0	13,5	15,7	11,4	3,1	-13,9	-33,4	-41,7
Чульман	-31,1	-26,3	-16,2	-5,1	4,5	13,1	16,0	12,9	4,5	-7,3	-21,4	-30,0
Чурапча	-44,0	-38,4	-24,0	-7,8	5,8	14,7	18,1	14,3	5,2	-9,4	-30,8	-41,8
Шелагонцы	-41,0	-37,1	-25,0	-11,6	1,0	11,3	14,9	10,5	2,3	-11,4	-30,7	-37,9
Эйик	-37,7	-34,2	-23,8	-11,8	0,0	10,9	15,1	10,9	2,8	-10,5	-28,4	-35,5
Якутск	-39,6	-35,0	-20,8	-5,2	7,3	16,1	19,1	15,1	5,9	-8,0	-28,2	-38,1
Ненецкий АО (Архангельская область)												
Варандей	-17,8	-19,2	-16,6	-9,5	-3,4	2,8	8,9	8,8	4,9	-2,2	-9,5	-13,9
Инди́га	-15,2	-14,9	-10,1	-6,6	-0,4	5,9	10,6	9,7	6,4	0,2	-6,5	-10,8
Канин Нос	-8,7	-9,7	-7,2	-4,8	-0,7	4,4	8,9	8,5	6,0	1,7	-2,3	-5,5
Коткино	-17,3	-17,8	-12,6	-5,4	0,9	8,4	12,9	10,9	5,6	-1,8	-9,0	-13,5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Нарьян-Мар	-18,1	-17,4	-11,2	-7,0	0,0	8,0	13,3	10,4	5,8	-1,6	-9,5	-13,8
Ходовариха	-15,5	-16,9	-14,6	-8,6	-2,9	-2,5	8,3	8,4	5,1	-1,0	-6,9	-11,7
Хоседа-Хард	-20,4	-19,7	-13,0	-8,6	-0,8	8,1	13,3	9,9	4,9	-3,4	-12,1	-16,6
Ярославская область												
Ярославль	-11,9	-10,7	-5,1	3,7	10,9	15,7	17,6	16,0	10,0	3,4	-2,7	-8,1

Таблица Е.2

Значения коэффициента k_h
в зависимости от температуры воздуха в здании [3]

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

Примечания: 1. Приведенные в таблице значения коэффициента k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f \geq 1,5$ м, значения коэффициента k_h повышаются на 0,1, но не более чем до значения $k_h = 1$; при промежуточном размере a_f значения k_h определяются по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии - помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_h принимается с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице.

Таблица Е.3

Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод [3]

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

Примечания. В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

Номенклатура сборных и монолитных конструкций фундаментов

Таблица Ж.1

Размеры типовых монолитных фундаментов колонн
с размерами обреза 0,9×0,9 м [21]

Размер ступеней плитной части (a; b; h)			Объем фундамента, м ³ при высоте фундамента, h _ф , м								Марка фунда- мента
Первая- подошвен- ная	Вторая	Третья	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,6	4,2	
1,5×1,5×0,3			1,6	1,9	2,1	2,4	2,6	2,9	3,3	3,8	Ф1.1.1
1,8×1,5×0,3			1,8	2,1	2,3	2,5	2,7	3,0	3,5	4,0	Ф2.1.1
1,8×1,8×0,3			1,9	2,2	2,4	2,7	2,9	3,2	3,6	4,1	Ф3.1.1
2,1×1,8×0,3			2,1	2,3	2,6	2,8	3,1	3,3	3,8	4,3	Ф4.1.1
2,1×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3		2,3	2,5	2,7	3,0	3,2	3,5	4,0	4,5	Ф4.2.1
2,4×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3		2,4	2,7	2,9	3,2	3,4	3,6	4,1	4,6	Ф5.2.1
2,7×2,1×0,3	2,1×1,5×0,3		3,4	3,6	3,9	4,1	4,3	4,6	5,1	5,6	Ф6.2.1
3,0×2,4×0,3	2,1×1,5×0,3		3,8	4,1	4,3	4,6	4,8	5,0	5,5	6,0	Ф7.2.1
3,3×2,7×0,3	2,4×1,5×0,3		4,5	4,7	5,0	5,2	5,4	5,7	6,2	6,7	Ф8.2.1
2,7×2,1×0,3	2,1×1,5×0,3	1,5×1,5×0,3	3,8	4,0	4,3	4,5	4,8	5,0	5,5	6,0	Ф6.3.1
3,0×2,4×0,3	2,4×1,8×0,3	1,5×0,9×0,3	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	6,0	6,5	Ф7.3.1
3,3×2,7×0,3	2,7×2,1×0,3	1,5×1,5×0,3	5,5	5,8	6,0	6,3	6,5	6,8	7,2	7,7	Ф8.3.1
3,6×3,0×0,3	2,7×2,4×0,3	1,8×1,5×0,3	6,5	6,7	7,0	7,2	7,4	7,7	8,2	8,7	Ф9.3.1
3,9×3,3×0,3	3,0×2,4×0,3	1,8×1,5×0,3	7,3	7,6	7,8	8,0	8,3	8,5	9,0	9,5	Ф10.3.1
4,2×3,6×0,3	3,3×2,7×0,3	2,1×1,5×0,3	8,6	8,9	9,1	9,4	9,6	9,8	10,3	10,8	Ф11.3.1
4,5×3,9×0,3	3,3×2,7×0,3	2,4×1,8×0,3	9,7	10,0	10,2	10,4	10,7	10,9	11,4	11,9	Ф12.3.1
4,8×4,2×0,3	3,6×3,3×0,3	2,1×1,8×0,3	11,2	11,5	11,7	12,0	12,2	12,4	12,9	13,4	Ф13.3.1

Примечание: объем бетона на фундамент дан без учета стаканов.

Таблица Ж.2

Размеры стеновых фундаментных блоков [21]

Марка блока	Основные размеры блока, мм			Масса блока (справочная), т
	Длина l	Ширина b	Высота h	
ФБС24.3.6-Т	2380	300	580	0,97
ФБС24.4.6-Т		400		1,30
ФБС24.5.6-Т		500		1,63
ФБС24.6.6-Т		600		1,96
ФБС12.4.6-Т	1180	400	580	0,64
ФБС12.5.6-Т		500		0,79
ФБС12.6.6-Т		600		0,96
ФБС12.4.3-Т	1180	400	280	0,31
ФБС12.5.3-Т		500		0,38
ФБС12.6.3-Т		600		0,46
ФБС9.3.6-Т	880	300	580	0,35
ФБС9.4.6-Т		400		0,47
ФБС9.5.6-Т		500		0,59
ФБС9.6.6-Т		600		0,70

Примечание: Масса блоков приведена для тяжелого бетона средней плотности 2400 кг/м³.

Таблица Ж.3

Размеры и вес фундаментных плит [22]

Марка плиты	Основные размеры плиты, мм			Масса плиты (справочная), т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	
ФЛ6.24	600	2380	300	0,93
ФЛ6.12		1180		0,45
ФЛ8.24	800	2380		1,15
ФЛ8.12		1180		0,55
ФЛ10.30	1000	2980		1,75
ФЛ10.24		2380		1,38
ФЛ10.12		1180		0,65
ФЛ10.8		780		0,42
ФЛ12.30	1200	2980		2,05
ФЛ12.24		2380		1,63
ФЛ12.12		1180		0,78
ФЛ12.8		780		0,5
ФЛ14.30	1400	2980		2,4
ФЛ14.24		2380		1,90
ФЛ14.12		1180		0,91
ФЛ14.8		780		0,58
ФЛ16.30	1600	2980		2,71
ФЛ16.24		2380		2,15
ФЛ16.12		1180		1,03
ФЛ16.8		780		0,65
ФЛ20.30	2000	2980	500	5,10
ФЛ20.24		2380		4,05
ФЛ20.12		1180		1,95
ФЛ20.8		780		1,25
ФЛ24.30	2400	2980		5,98
ФЛ24.24		2380		4,75
ФЛ24.12		1180		2,30
ФЛ24.8		780		1,45
ФЛ28.24	2800	2380		5,90
ФЛ28.12		1180		2,82
ФЛ28.8		780		1,80
ФЛ32.12	3200	1180		3,23
ФЛ32.8		780		2,05

Таблица Ж.4

**Сваи цельные сплошного квадратного сечения
с ненапрягаемой арматурой [24]**

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C30.20	3000	200	0,33	B15
C40.20	4000		0,43	
C50.20	5000		0,53	
C60.20	6000		0,63	
C30.25	3000		0,5	
C40.25	4000	250	0,65	
C50.25	5000		0,80	
C60.25	6000		0,95	
C30.30	3000		0,70	
C40.30	4000	300	0,93	
C50.30	5000		1,15	
C60.30	6000		1,38	
C70.30	7000		1,6	
C80.30	8000		1,83	B20/B25
C90.30	9000		2,05	
C100.30	10000		2,28	
C110.30	11000		2,50	
C120.30	12000		2,73	
C40.35	4000	350	1,30	B20
C50.35	5000		1,50	
C60.35	6000		1,90	
C70.35	7000		2,20	B20/B25
C80.35	8000		2,50	
C90.35	9000		2,80	
C100.35	10000		3,10	
C110.35	11000		3,43	
C120.35	12000		3,75	B25/B30
C130.35	13000		4,05	
C140.35	14000		4,35	
C150.35	15000		4,60	
C160.35	16000		4,90	
C40.40	4000	400	1,65	B20
C50.40	5000		2,05	
C60.40	6000		2,45	
C70.40	7000		2,85	
C80.40	8000		3,25	
C90.40	9000		3,65	
C100.40	10000		4,05	
C110.40	11000		4,45	
C120.40	12000		4,85	
C130.40	13000		5,25	B25/B30
C140.40	14000		5,65	
C150.40	15000		6,05	
C160.40	16000		6,45	

Таблица Ж.5

Сваи составные сварные сплошного квадратного сечения
с ненапрягаемой арматурой [25]

Марка сваи	Длина, мм	Сторона сечения, мм	Масса, т	Класс бетона
C140.30-C	14000	300	3,13	В25
C150.30-C	15000		3,35	
C160.30-C	16000		3,58	
C170.30-C	17000		3,80	
C180.30-C	18000		4,03	
C190.30-C	19000		4,25	
C200.30-C	20000		4,48	
C210.30-C	21000		4,70	
C220.30-C	22000		4,92	
C230.30-C	23000		5,15	
C240.30-C	24000		5,40	
C140.35-C	14000	350	4,30	
C150.35-C	15000		4,60	
C160.35-C	16000		4,90	
C170.35-C	17000		5,20	
C180.35-C	18000		5,50	
C190.35-C	19000		5,80	
C200.35-C	20000		6,10	
C210.35-C	21000		6,40	
C220.35-C	22000		6,70	
C230.35-C	23000		7,07	
C240.35-C	24000		7,32	
C250.35-C	25000		7,62	
C260.35-C	26000		7,92	
C270.35-C	27000		8,22	
C280.35-C	28000		8,53	
C140.40-C	14000	400	5,55	
C150.40-C	15000		5,95	
C160.40-C	16000		6,35	
C170.40-C	17000		6,75	
C180.40-C	18000		7,15	
C190.40-C	19000		7,55	
C200.40-C	20000		7,95	
C210.40-C	21000		8,35	
C220.40-C	22000		8,75	
C230.40-C	23000		9,15	
C240.40-C	24000		9,55	
C250.40-C	25000		9,95	
C260.40-C	26000		10,35	
C270.40-C	27000		10,75	
C280.40-C	28000		11,15	

ПРИЛОЖЕНИЕ И

Предельные деформации основания

Таблица И.1

Предельные деформации основания [3]

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя $\overline{s}_u$ или максимальная $s_{\max,u}$ осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
- железобетонным	0,002	-	8
- то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолит- ной конструкции	0,003	-	12
- стальным	0,004	-	15
- то же, с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,006	-	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	0,0024	0,005	18

Примечания:

1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз. 3 настоящего приложения, принимаются равными 0,5 $(\Delta s/L)_u$.

2. 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 %.

3. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении.

ПРИЛОЖЕНИЕ К

Таблицы для расчета оснований по деформациям

Таблица К.1

Коэффициент α [3]

$\zeta=2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	Круглых	Прямоугольных с соотношением сторон $\eta=l/b$, равным						Ленточн. ($\eta \geq 10$)
		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	0,170	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	0,260
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. b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.
2. Для промежуточных значений (ζ и η) коэффициент α определяется по интерполяции.

Таблица К.2

Коэффициент Пуассона [3]

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

Примечание - Меньшие значения ν применяют при большей плотности грунта.

Таблица К.3

Деформационные характеристики бетона [1]

Характеристика	Класс бетона			
	B15	B20	B25	B30
E_b , МПа	24000	27500	30000	32500
$\Phi_{b,cr}$ при ψ , %:				
>75	2,4	2,0	1,8	1,6
40-75	3,4	2,8	2,5	2,3
<40	4,8	4,0	3,6	3,2

Таблица К.4

Среднемесячная относительная влажность воздуха в июле ψ , % [8]

Климатические районы	Климатические подрайоны	Среднемесячная относительная влажность воздуха в июле, %
I	IA	-
	IB	Более 75
	IB	-
	IIГ	Более 75
	ID	-
II	IIA	Более 75
	IIБ	Более 75
	IIВ	-
	IIГ	Более 75
III	IIIA	-
	IIIB	-
	IIIV	-
IV	IVА	-
	IVБ	50 и более в 15 ч
	IVВ	-
	IVГ	-

Примечание - схематическая карта климатического районирования для строительства приведена на рис. К.1

Таблица К.5

Безразмерный коэффициент α_n

$\frac{z}{h}$	x/l												
	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$\bar{B} = 0,05$													
1,01	13,7907	8,0834	2,5951	1,9473	1,5013	1,2419	1,0487	0,8917	0,759	0,6453	0,5475	0,4634	0,3915
1,05	8,0206	6,5857	4,2363	2,3056	1,5591	1,2668	1,0658	0,9066	0,7735	0,6597	0,5618	0,4775	0,4051
1,1	5,1769	4,859	4,1223	2,7469	1,6774	1,3103	1,0909	0,9262	0,7914	0,6772	0,5791	0,4943	0,4216
1,2	3,3168	3,2655	3,123	2,6846	1,8758	1,4213	1,1555	0,9719	0,8296	0,7123	0,6128	0,5272	0,4533
1,3	2,5773	2,5603	2,5109	2,3365	1,8759	1,4884	1,2156	1,0195	0,8692	0,7477	0,6458	0,5588	0,4837
1,4	2,1593	2,1514	2,1283	2,0422	1,7736	1,4872	1,246	1,0555	0,9041	0,7805	0,677	0,5887	0,5125
1,5	1,8817	1,8773	1,8644	1,8151	1,6475	1,4419	1,2445	1,0729	0,9286	0,8073	0,7043	0,6158	0,5392
1,6	1,6797	1,677	1,669	1,6378	1,5263	1,3771	1,2199	1,0722	0,9406	0,8857	0,7258	0,6388	0,5628
1,7	1,524	1,5222	1,5168	1,4955	1,4173	1,3066	1,1821	1,0578	0,9411	0,8353	0,7408	0,6569	0,5826
1,8	1,3991	1,3978	1,3939	1,3787	1,3213	1,2371	1,138	1,0431	0,9325	0,837	0,7493	0,6698	0,5983
1,9	1,2959	1,2949	1,292	1,2806	1,2371	1,1716	1,0917	1,005	0,9172	0,8321	0,7519	0,6776	0,6097
2	1,2087	1,2079	1,2057	1,1969	1,163	1,1109	1,0458	0,9731	0,8974	0,8221	0,7495	0,6809	0,6171
2,1	1,1338	1,1332	1,1314	1,1244	1,0974	1,0552	1,0015	0,9402	0,8749	0,8085	0,7432	0,6803	0,6209
2,2	1,0685	1,068	1,0666	1,061	1,0389	1,0043	0,9595	0,8509	0,9074	0,7924	0,7338	0,6766	0,6216
2,3	1,011	1,0106	1,0094	1,0048	0,9866	0,9577	0,9199	0,8754	0,8263	0,7748	0,7223	0,6703	0,6197
2,4	0,9599	0,9595	0,9586	0,9547	0,9394	0,915	0,8428	0,8445	0,8017	0,7561	0,7092	0,662	0,6155
2,5	0,914	0,9137	0,9129	0,9096	0,8967	0,8758	0,8482	0,815	0,7775	0,7371	0,695	0,6523	0,6097
$\bar{B} = 0,1$													
1,01	9,506	8,6979	5,3509	1,8597	1,4285	1,1884	1,0093	0,8628	0,7382	0,7306	0,5374	0,4568	0,3874
1,05	7,2177	6,6371	5,0111	2,4175	1,5002	1,2165	1,0272	0,8777	0,7522	0,6444	0,5511	0,4702	0,4004
1,1	5,2092	4,965	4,3346	2,8941	1,6489	1,2677	1,0547	0,8978	0,7699	0,6613	0,5676	0,4865	0,4162
1,2	3,4217	3,37	3,2252	2,767	1,8891	1,1288	0,9272	0,9472	0,8091	0,6962	0,6005	0,5181	0,4467
1,3	2,6499	2,6319	2,5797	2,394	1,8995	1,4853	1,2003	1,0011	0,8519	0,7328	0,6337	0,5492	0,4764
1,4	2,2099	2,2015	2,1769	2,0847	1,7974	1,4927	1,2397	1,0438	0,8909	0,7679	0,666	0,5795	0,5051
1,5	1,9195	1,9139	1,9002	1,8475	1,669	1,4511	1,244	1,0665	0,9194	0,7974	0,6949	0,6075	0,5321
1,6	1,7076	1,7048	1,6962	1,663	1,5448	1,3873	1,2228	1,0697	0,9349	0,8185	0,7183	0,6317	0,5564
1,7	1,5458	1,5439	1,5382	1,5157	1,4331	1,3167	1,1867	1,0578	0,9381	0,8305	0,7351	0,6511	0,5771
1,8	1,4166	1,4152	1,4111	1,3951	1,3348	1,2466	1,0358	0,0358	0,9314	0,834	0,7452	0,6652	0,5936
1,9	1,3102	1,3092	1,3061	1,2942	1,2487	1,1803	1,0973	1,0077	0,9174	0,8305	0,7492	0,6742	0,606
2	1,2206	1,2198	1,2175	1,2083	1,173	1,1188	1,0513	0,9763	0,8986	0,8217	0,7469	0,6785	0,6143
2,1	1,1439	1,1432	1,1414	1,1342	1,1061	1,0623	1,0068	0,9437	0,8767	0,8099	0,7424	0,6788	0,6188
2,2	1,0772	1,0767	1,0752	1,0693	1,0465	1,0107	0,9645	0,911	0,8531	0,7933	0,7337	0,6757	0,6201
2,3	1,0185	1,0181	0,0168	1,0121	0,9933	0,9635	0,9246	0,8689	0,8287	0,776	0,7226	0,6699	0,618
2,4	0,9664	0,9661	0,9651	0,9611	0,9453	1,9202	0,8872	0,8479	0,8042	0,7577	0,7099	0,662	0,615
2,5	0,9198	0,9195	0,9187	0,9153	0,902	0,8806	0,8522	0,8182	0,78	0,7388	0,696	0,6526	0,6096
$\bar{B} = 0,2$													
1,01	6,7056	6,0955	5,7741	3,5721	1,3261	1,1113	0,9523	0,821	0,708	0,6094	0,523	0,4474	0,3816
1,05	5,6594	5,5258	5,1839	3,4944	1,4473	1,1471	0,9721	0,836	0,7215	0,6223	0,5356	0,4598	0,3937
1	4,7391	4,5442	4,3622	3,3313	1,6805	1,217	1,0047	0,8575	0,7391	0,6384	0,5512	0,475	0,4084
1,2	3,4337	3,3938	3,2784	2,8776	1,9531	1,3917	1,097	0,9142	0,7807	0,6734	0,583	0,5051	0,4373
1,3	2,7056	2,6886	1,6389	2,4581	1,9457	1,4943	1,1859	1,0785	0,8287	0,7123	0,6167	0,5358	0,4661
1,4	2,2608	2,2523	2,2273	2,1331	1,8328	1,5071	1,2364	1,0305	0,874	0,7511	0,6508	0,5667	0,4947
1,5	1,96	1,9551	1,9408	1,8859	1,6979	1,4666	1,2466	1,0602	0,9083	0,7846	0,5823	0,596	0,5223

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1,6	1,7409	1,7379	1,7289	1,694	1,5691	1,4024	1,2285	1,068	0,9283	0,8094	0,7084	0,622	0,5476
1,7	1,5728	1,5708	1,5647	1,541	1,4537	1,3309	1,194	1,0591	0,9349	0,8245	0,7277	0,6433	0,5695
1,8	1,4387	1,4373	1,433	1,416	1,3525	1,2556	1,1512	1,0389	0,9306	0,8305	0,74	0,6592	0,6874
1,9	1,3286	1,1327	1,3244	1,3118	1,3639	1,1921	1,1052	1,0118	0,9183	0,8289	0,7457	0,6698	0,6011
2	1,2362	1,2364	1,2129	1,2233	1,1862	1,1294	1,059	0,981	0,9005	0,8214	0,7458	0,6754	0,6105
2,1	1,1572	1,1565	1,1546	1,147	1,1176	1,0719	1,0141	0,9486	0,8793	0,8096	0,7515	0,6768	0,6161
2,2	1,0887	1,0881	1,0866	1,0805	1,0567	1,0194	0,9713	0,9159	0,8561	0,7947	0,7337	0,6746	0,6182
2,3	1,0285	1,0281	1,0289	1,0218	1,0023	0,9713	0,931	0,8837	0,832	0,7779	0,7233	0,6695	0,6175
2,4	0,9752	0,9749	0,9739	0,9697	0,9534	0,9274	0,8932	0,8532	0,8076	0,7599	0,711	0,6622	0,6145
2,5	0,9276	0,9273	0,9265	0,9229	0,9092	0,8871	0,8578	0,8228	0,7834	0,7412	0,6974	0,6532	0,6095
$\bar{B} = 0,3$													
1,01	5,4922	4,9691	4,7046	4,4143	1,2575	1,2491	0,9057	0,7857	0,6834	0,5921	0,5112	0,4398	0,3771
1,0	4,7306	4,6464	4,4779	4,0314	1,5602	1,0995	0,9287	0,8025	0,6966	0,6044	0,5232	0,4515	0,3885
1,1	4,1927	4,1509	4,0298	3,5481	1,8888	1,2026	0,9693	0,8261	0,6201	0,538	0,538	0,4658	0,4024
1,2	3,3052	3,2795	3,2033	2,9152	2,0647	1,4207	1,0845	0,8921	0,7595	0,6558	0,5693	0,4948	0,4299
1,3	2,6873	2,6734	2,6322	2,4775	1,9958	1,5229	1,1877	0,9669	0,8133	0,6973	0,6039	0,5255	0,4581
1,4	2,2703	2,2625	2,2395	2,1518	1,8608	1,5278	1,2429	1,0261	0,8642	0,7397	0,6399	0,5572	0,4868
1,5	1,9758	1,9713	1,9673	1,9038	1,7175	1,482	1,2539	1,0598	0,9027	0,7765	0,6736	0,5878	0,515
1,6	1,1757	1,7541	1,7451	1,7103	1,5847	1,4149	1,2357	0,0697	0,9257	0,8041	0,7019	0,6153	0,5412
1,7	1,5876	1,5855	1,5194	1,5555	1,467	1,3414	1,2008	1,0619	0,9342	0,8213	0,7231	0,638	0,5642
1,8	1,4518	1,4503	1,4459	1,4287	1,3639	1,2689	1,1576	1,0422	0,9311	0,8288	0,7369	0,6553	0,5832
1,9	1,34	1,3389	1,3357	1,3228	1,2739	1,2004	1,1113	1,0154	0,9197	0,8284	0,7439	0,667	0,5978
2	1,2462	1,2453	1,2428	1,2329	1,195	1,1369	1,0647	0,9848	0,9025	0,8217	0,7449	0,6735	0,608
2,1	1,1659	1,1653	1,1633	1,1555	1,1254	1,0787	1,0195	0,9524	0,8816	0,8105	0,7413	0,6756	0,6143
2,2	1,0964	1,0959	1,0943	1,088	1,0637	1,0255	0,9763	0,9196	0,8586	0,796	0,734	0,674	0,6171
2,3	1,1035	1,035	1,0337	1,0285	1,0085	0,9769	0,9356	0,8874	0,8346	0,7795	0,724	0,6694	0,6169
2,4	0,9814	0,981	0,9799	0,9757	0,959	0,9324	0,8975	0,8102	0,7613	0,712	0,712	0,6625	0,6142
2,5	0,9331	0,9328	0,9319	0,9283	0,9143	0,8917	0,8618	0,8161	0,786	0,7431	0,6986	0,6538	0,6096

ПРИЛОЖЕНИЕ Л

Таблицы для определения несущей способности одиночной сваи по грунту

Таблица Л.1

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи [4]

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

Примечания:

1. Над чертой даны значения R для песков, под чертой - для глинистых грунтов.
2. 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.
3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L глинистых грунтов значения R и f_i определяют интерполяцией.
4. Для плотных песков, плотность которых определена по данным статического зондирования, значения R для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100 %. При определении плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по данной таблице следует увеличить на 60 %, но не более чем до 20000 кПа.

5. Значения расчетных сопротивлений R допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляет не менее, м:

- 4,0 - для мостов и гидротехнических сооружений;
- 3,0 - для зданий и прочих сооружений.

6. Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15х0,15 м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20%.

7. Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

Таблица Л.2

Расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания
на боковой поверхности свай [4]

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек f_i , кПа								
	песков средней плотности								
	Крупн. и сред.	Мелких	Пыле- ватых	-	-	-	-	-	-
	глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
≥ 35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания:

1. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

2. Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.

3. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в таблице, при любых значениях показателя текучести.

Таблица Л.3

Коэффициенты условий работы грунта под нижним концом свай и на боковой поверхности при расчете несущей способности свай [4]

Способы погружения забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта	
	γ_{cR}	γ_{cf}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) пески средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Погружение молотами полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи менее 0,4 м	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7. Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Примечание: коэффициенты по поз.4 для глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяют интерполяцией.

Таблица Л.4

Коэффициент, учитывающий снижение прочности
ввиду трещиноватости скальных пород [4]

Степень трещиноватости	Показатель качества породы RQD , %	Коэффициент снижения прочности K_s			
Очень слаботрещиноватые	90–100	1			
Слаботрещиноватые	75–90	От	0,60	до	1
Среднетрещиноватые	50–75	Св.	0,32	"	0,60
Сильнотрещиноватые	25–50	"	0,15	"	0,32
Очень сильнотрещиноватые	0–25	"	0,05	"	0,15

Примечания

1 Большим значениям RQD соответствуют большие значения K_s .

2 Для промежуточных значений RQD коэффициент K_s определяется интерполяцией.

3 При отсутствии данных о значениях RQD из диапазона величин K_s принимаются наименьшие значения.

ПРИЛОЖЕНИЕ М

Таблицы для выбора оборудования для погружения свай

Таблица М.1

Технические характеристики дизельных молотов
и молотов свободного падения [5]

Марка молота	Размеры, м	Масса ударной части, т	Масса молота, т	Высота сброса ударной части, м		Энергия удара (макс.), т·м	Частота ударов, уд./мин
				макс.	мин.		
1	2	3	4	5	6	7	8
МСП	1,2×0,9×0,8	4	4	1	0,2	4,0	10-12
МСП	1,5×0,9×1,0	5	5	1	0,2	5,0	10-12
ОАО «Завод «Строймаш»» (Россия)							
Дизельные молоты (трубчатые)							
С-995	3,9×0,7×0,5	1,25	2,6	2,8	-	3,5	44
С-1047	4,9×0,9×0,8	2,5	5,5	2,8	-	7,0	То же
С-996	4,3×0,8×0,6	1,8	3,65	2,8	-	5,0	»
Дизельные молоты (штанговые)							
СП-74	4,1×0,4×0,7	0,6	1,5	2,3	-	1,4	»
СП-75А	4,5×0,7×0,6	1,25	2,7	2,3	-	2,9	»
СП-76А	4,5×0,8×0,6	1,8	3,85	2,3	-	4,2	»
СП-77А	5,2×0,9×0,7	2,5	5,5	2,3	-	5,9	»
СП-78А	5,5×0,9×1,0	3,5	7,7	2,3	-	8,2	»
СП-79А	5,8×1,0×0,9	5,0	10	2,3	-	11,8	»
СП-60	1,9×0,5×0,5	0,24	0,4	0,7	-	0,2	»
СП-4	3,8×0,9×0,9	1,25	2,5	1,2	-	1,7	»
СП-5	4,0×0,9×0,9	1,8	3,1	1,2	-	2,2	»
СП-6ВМ	4,6×0,9×1,1	2,5	4,2	1,5	-	3,8	»
СП-7	4,6×0,9×1,1	3,0	4,7	1,4	-	4,2	»
СП-8	4,6×0,9×1,1	3,5	5,2	1,5	-	5,1	»
Итесо (Австрия)							
D8-32	4,7×0,4	0,798	1,9	3,0	-	1,3-2,4	37-53
D16-32	4,7×0,48	1,596	3,5	3,4	-	2,1-4,9	37-53
D19-42	4,7×0,5	1,9	4,0	3,1	-	2,5-5,8	37-53
D25-32	5,0×0,7	2,5	6,1	3,2	-	3,9-7,9	36-52
D30-32	5,3×0,7	3,0	7,2	3,2	-	4,8-9,5	36-52
D36-32	5,0×0,7	3,6	9,1	3,2	-	5,5-11,4	36-52
D46-32	5,0×0,7	4,6	10,1	3,2	-	7,1-14,5	37-53
D62-22	5,9×0,8	6,622	13,6	3,4	-	6,6-13,6	36-50
D80-23	6,2×0,9	8,845	18,5	3,5	-	8,8-18,5	36-45
D100-13	6,2×0,9	10,71	22,0	3,9	-	21,4-40,7	34-45
СП-7	4,6×0,9×1,1	3,0	4,7	1,4	-	4,2	»
СП-8	4,6×0,9×1,1	3,5	5,2	1,5	-	5,1	»

1	2	3	4	5	6	7	8
<i>Delmag</i> (Германия)							
<i>D6-32</i>	4,3×0,3×0,5	0,6	1,62	3,2	-	1,9	38-52
<i>D8-22</i>	4,7×0,3×0,4	0,8	1,935	3,4	-	2,7	36-52
<i>D12-42</i>	4,8×0,4×0,4	1,28	2,735	3,5	-	4,6	35-52
<i>D16-32</i>	5,1×0,4×0,5	1,6	3,62	3,4	-	5,4	36-52
<i>D19-42</i>	5,2×0,4×0,5	1,82	3,84	3,6	-	6,6	35-52
<i>D25-32</i>	5,5×0,6×0,7	2,5	5,67	3,6	-	9,0	35-52
<i>D30-32</i>	5,5×0,6×0,7	3,0	6,17	3,4	-	10,3	36-52
<i>D36-32</i>	5,5×0,7×0,8	6,6	7,99	1,9	-	12,3	36-53
<i>D46-32</i>	5,5×0,7×0,8	4,6	8,99	3,6	-	16,6	35-53
<i>D62-22</i>	5,9×0,7×0,8	6,2	12,25	3,6	-	22,4	35-50
<i>D80-23</i>	7,2×0,8×0,9	8,0	16,9	3,6	-	28,8	35-45
<i>HPSI</i> (СИПА)							
<i>D8-22</i>	4,7×0,4×0,5	0,8	2,4	3,3	-	2,6	37-52
<i>D12-42</i>	4,8×0,4×0,5	1,3	3,2	3,2	-	4,1	37-52
<i>D19-42</i>	5,1×0,4×0,5	1,8	4,4	3,2	-	5,8	37-52
<i>D25-32</i>	5,4×0,6×0,7	2,5	6,7	3,2	-	8,0	37-52
<i>D30-32</i>	5,4×0,6×0,7	3,0	7,2	3,2	-	9,6	37-52
<i>D36-32</i>	5,6×0,7×0,8	3,6	9,0	3,2	-	11,5	37-52
<i>D46-32</i>	5,6×0,7×0,8	4,6	9,9	32	-	14,7	37-52
<i>D62-22</i>	6,9×0,8×0,8	6,2	13,2	3,6	-	22,2	35-50
<i>D80-23</i>	7,2×0,9×1,1	7,9	18,5	3,4	-	27,0	36-45

Таблица М.2

Технические характеристики гидравлических молотов [5]

Марка молота	Размеры, м	Масса ударной части, т	Масса молота, т	Высота сброса ударной части, м		Энергия Удара (макс.), т · м	Частота ударов, уд./мин
				макс.	мин.		
1	2	3	4	5	6	7	8
<i>Junttan</i> (Финляндия)							
<i>ННК-4</i>	5,5×0,9×0,9	4	6,2	0,8	0,1	3,2	30-100
<i>ННК-6</i>	6,2×0,9×0,9	6	8,6	0,8	0,1	4,8	30-100
<i>ННК-7</i>	6,6×0,9×0,9	7	9,7	1,2	0,1	8,4	30-100
<i>ННК-9</i>	6,6×0,9×0,9	9	13	1,2	0,1	11,2	30-100
<i>ННК-5s</i>	6,6×0,9×0,9	5	9,0	1,5	0,1	7,4	30-100
<i>ННК-7s</i>	7,4×0,9×0,9	7	12,5	1,5	0,1	10,3	30-100
<i>ННК-9s</i>	8,1×0,9×0,9	9	16	1,5	0,1	13,2	30-100
<i>ННК-14s</i>	8,7×1,5×1,5	14	24,7	1,5	0,1	20,6	30-100
<i>ННК-16s</i>	8,7×1,5×1,5	16	27	1,5	0,1	24	30-100
<i>ННК-18s</i>	8,1×1,6×1,6	18	30,7	1,5	0,1	27	30-100
<i>ННК-3AL</i>	4,4×0,9×0,9	3	5,0	0,8	0,1	2,4	40-100
<i>ННК-4AL</i>	4,7×0,9×0,9	4	6,2	0,8	0,1	3,1	40-100
<i>ННК-5AL</i>	5,1×0,8×0,9	5	7,6	0,8	0,1	3,9	40-100

1	2	3	4	5	6	7	8
<i>HHK-3A</i>	5,2×0,8×0,9	3	6,2	1,2	0,1	3,5	40-100
<i>HHK-4A</i>	5,5×0,8×0,9	4	7,1	1,2	0,1	4,7	40-100
<i>HHK-5A</i>	5,9×0,8×0,9	5	8,6	1,2	0,1	5,9	40-100
<i>HHK-7A</i>	6,6×0,9×0,9	7	11,2	1,2	0,1	8,2	40-100
<i>HHK-9A</i>	6,6×0,9×0,9	9	13	1,2	0,1	11,2	40-100
<i>HHK-12A</i>	6,9×1,3×1,3	12	20,2	1,2	0,1	14,1	40-100
<i>HHK-14A</i>	7,5×1,3×1,3	14	22,5	1,2	0,1	16,4	40-100
<i>DKH</i> (Корея)							
<i>DKH-3L</i>	5,0×0,9×0,9	3	6,0	1,2	0,2	3,6	40-100
<i>DKH-4L</i>	5,3×0,9×0,9	4	7,0	1,2	0,2	4,8	40-100
<i>DKH-5L</i>	5,8×0,9×0,9	5	8,0	1,2	0,2	6,0	40-100
<i>DKH-7L</i>	6,7×0,9×0,9	7	10,5	1,2	0,2	8,4	40-100
<i>DKH-10L</i>	5,9×1,2×1,1	10	14,3	1,2	0,2	12,0	40-100
<i>DKH-13L</i>	6,4×1,2×1,1	13	19,0	1,2	0,2	15,6	40-100
« <i>Ponat</i> » (Россия)							
МГ3ш	4,6×0,7×0,8	3,1	5,7	1,2	0,1	0,3-3,8	42-200
МГ4ш	4,8×0,9×0,9	4,4	7,7	1,1	0,1	0,4-5,0	42-200
МГ5ш	4,5×0,9×0,9	5,4	8,7	0,9	0,1	0,4-5,3	42-200
<i>Итесо</i> (Австрия)							
<i>HI225u</i>	9,9	36,3	69,2	0,9	0,15	32,5	30-60
<i>HI400u</i>	9,9	36,3	64,6	1,52	0,15	54,2	25-60
<i>HI750u</i>	9,9	54,4	109,1	1,9	0,15	101,7	22-40
<i>ИНС-гидравлические молоты двойного действия</i> (Нидерланды)							
<i>SC-30</i>	5,1×0,6	1,7	4,1	-	-	0,1-3	50
<i>SC-50</i>	5,3×0,7	3,3	5,9	-	-	0,1-5	50
<i>SC-75</i>	6,1×0,8	5,7	9,8	-	-	0,4-7,5	50
<i>SC-110</i>	5,6×1,0	7,9	14,1	-	-	0,6-11	40
<i>SC-150</i>	6,4×1,0	11	18,75	-	-	1-15	40
<i>SC-200</i>	5,7×1,3	13,6	26,5	-	-	1-20	40
<i>S-30</i>	5,7×0,5	1,5	3,7	-	-	0,2-3	65
<i>S-35</i>	5,6×0,6	3	7,1	-	-	0,2-3,5	60
<i>S-70</i>	7,1×0,6	3,5	8,3	-	-	0,2-7	50
<i>S-90</i>	7,9×0,6	4,5	9,2	-	-	0,2-9	50
<i>S-120</i>	7,9×0,7	6,2	14,3	-	-	0,6-15	44
<i>S-150</i>	8,7×0,7	7,5	16,2	-	-	0,6-15	44
<i>S-200</i>	8,9 ×0,9	10	24,5	-	-	1-20	45
<i>HPSI</i> (США)							
<i>1250</i>	5,8×0,8	5,67	8,2	0,2	1,2	1,1-6,9	40-70
<i>2500</i>	6,3×1,0	11,3	15,2	0,2	1,2	2,3-13,1	40-70
<i>3505</i>	7,8×1,3	14,0	20,5	0,2	1,2	2,8-21,3	30-60
<i>Dawson</i> (Канада)							
<i>HPH1200</i>	4,6×0,4	1,04	3	0,2	1,15	0,64-1,2	80-120
<i>HPH1800</i>	5,0×0,5	1,5	4,2	0,2	1,27	0,1-1,9	80-120
<i>HPH2400</i>	5,3×0,5	1,9	6,0	0,2	1,26	0,1-2,4	80-120
<i>HPH4500</i>	5,3×0,6	3,5	8,5	0,2	1,29	1,8-4,5	80-120
<i>HPH6500</i>	6,5×0,7	4,65	10,4	0,2	1,40	2,5-6,5	80-120

1	2	3	4	5	6	7	8
<i>BSP (Великобритания)</i>							
<i>NH11</i>	6,9×1,2	11	17,2	0,2	1,5	16,4	33-60
<i>NH14</i>	7,6×1,2	14	20,4	0,2	1,5	20,8	31-50
<i>NH16</i>	8,2×1,2	16	22,8	0,2	1,5	23,9	30-43
<i>CX40</i>	4,0×0,9×0,9	3	5,1	0,2	1,3	4,0	45-100
<i>CX50</i>	4,0×0,9×0,9	4	6,1	0,2	1,3	5,1	45-100
<i>CX60</i>	4,0×0,8×0,9	5	7,6	0,2	1,2	6,0	43-100
<i>CX75</i>	4,9×0,8×0,9	6	8,7	0,2	1,2	7,1	40-100
<i>CX85</i>	4,9×0,8×0,9	7	9,8	0,2	1,2	8,3	40-100
<i>CX110</i>	5,5×0,8×0,9	9	12,1	0,2	1,2	10,6	36-100
<i>CG165</i>	7,0×1,2×1,3	11	17,2	0,2	1,5	17	34-100
<i>CG210</i>	7,4×1,2×1,3	14	20,4	0,2	1,5	21	32-100
<i>NISSHA-молоты двойного действия (Япония)</i>							
<i>NH-20</i>	4,5×0,8	2	5,4	0,2	1,6	3,2	30-90
<i>NH-40</i>	5,6×1,0	4	9,8	0,2	1,5	6,0	33-80
<i>NH-70</i>	5,7×1,3	7	14,3	0,2	1,2	8,9	30-72
<i>NH-100-2</i>	7,9×1,3	10	22,5	0,2	1,4	14,4	27-62
<i>NH-115B</i>	8,5×1,7	11	27,5	0,2	1,8	20,3	23-62
<i>Starke (Китай)</i>							
<i>HNP-5</i>	6,5×1,1×0,9	5	10,4	1,2	0,2	6,0	36-90
<i>HNP-8</i>	7,3×1,4×1,2	8	14,5	1,2	0,2	9,6	36-90
<i>Banrut - модель SuperRam- SuperRamXL (Германия)</i>							
<i>3000</i>	4,7×1,1×1,1	3	4,9	1,2	0,2	3,5	100
<i>4000</i>	4,3×1,1×1,1	4,11	6	1,2	0,2	4,7	100
<i>5000</i>	4,3×1,1×1,1	5,06	7	1,2	0,2	5,8	100
<i>6000</i>	4,5×1,1×1,1	6,07	8	1,2	0,2	7,0	100
<i>6000XL</i>	5,0×1,6×1,4	6,11	9,2	1,4	0,2	8,2	100
<i>8000XL</i>	5,0×1,6×1,4	8,01	11,1	1,4	0,2	10,9	100
<i>10000XL</i>	5,2×1,6×1,4	10	13,1	1,2	0,2	11,7	100
<i>Liebherr (Германия)</i>							
<i>H110/9</i>	5,5×0,9×0,9	9	12,5	1,2	0,2	10,6	36-100
<i>H110/7</i>	5,5×0,9×0,9	7	10,3	1,2	0,2	8,3	40-100

Таблица М.3

Значения коэффициента применимости молота *K* [6]

Тип молота	Коэффициент <i>K</i> , т/кДж, при материале свай		
	железобетон	сталь	дерево
Трубчатые дизель-молоты и молоты двойного действия	0,6	0,55	0,5
Молоты одиночного действия и штанговые дизель-молоты	0,5	0,4	0,35
Подвесные молоты	0,3	0,25	0,2

Примечание: при погружении свай любого типа с подмывом, а также свай из стальных труб с открытым нижним концом указанные значения коэффициентов увеличиваются в 1,5 раза.

Таблица М.4

Значения коэффициента η (таблица Д.2 [6])

Виды свай	Коэффициент η , кН/м ²
Железобетонные с наголовником	1500
Деревянные без подбавка	1000
Деревянные с подбавком	800

Таблица М.5

Расчетная энергия удара молота E_d [6]

Молот	Расчетная энергия удара молота E_d , кДж
1. Подвесной или одиночного действия	GH
2. Трубчатый дизель-молот	$0,9GH$
3. Штанговый дизель-молот	$0,4GH$

Примечание:

 G — вес ударной части молота, кН, H — фактическая высота падения ударной части дизель-молота, м.

ЛИТЕРАТУРА

Основная литература

1. Р. А. Мангушев и др. Основания и фундаменты. АСВ, М. 2013. 391с.
2. М.В. Берлинов Основания и фундаменты. СПб. Лань, 2011 .- 318 с
3. А.Б. Пономарев Основания и фундаменты [Электронный ресурс]. Пермь: Изд-во ПГТУ, 2009.
4. Невзоров А.Л. Проектирование фундаментов: учебно-методическое пособие / А.Л. Невзоров; Сев. (Арктич.) федер. ун-т. – Архангельск: ИД САФУ, 2014. – 110 с.
5. Верстов В.В., Гайдо А.Н., Иванов Я.В. Технология и комплексная механизация шпунтовых и свайных работ: Учебное пособие. 2-е изд., стер. – СПб.: Издательство «Лань», 2012. – 288 с.

Нормативная и справочная литература

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия.
<http://www.minregion.ru/>
2. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. <http://www.minregion.ru/>
3. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
<http://www.minregion.ru/>
4. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. <http://www.minregion.ru/>
5. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. <http://www.minregion.ru/>
6. СП 45.13330.2012 Земляные сооружения, основания и фундаменты. <http://www.minregion.ru/>
7. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. <http://www.minregion.ru/>
8. СП 131.13330.2012 Строительная климатология.
<http://www.minregion.ru/>
9. ТСН 22-304-06 Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений на закарстованных территориях Пермского края / Комитет строительства, архитектуры и градостроительства Пермского края. Пермь, 2006. – 51с.
10. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / Научно-исследовательский институт оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеванова.— Утв. 1984-10-01.— Москва : Стройиздат, 1986.— 415 с.

- 11.Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 52с.
- 12.ГОСТ 2.105-95 ЕСКД. Общие требования к текстовым документам. М.: ИПК Издательство стандартов, 1995. – 28с.
- 13.ГОСТ 2.301-68* ЕСКД. Форматы. – М.: Стандартиформ, 2007. – 4с.
- 14.ГОСТ 2.302-68* ЕСКД. Масштабы. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2001. – 3с.
- 15.ГОСТ 2.304-81* ЕСКД. Шрифты чертежные. – М.: Стандартиформ, 2007. – 21с.
- 16.ГОСТ 21.1101-2009 СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации. – М.: Стандартиформ, 2009. – 47с.
- 17.ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – М.: Стандартиформ, 2013. – 38с.
- 18.ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – М.: МНТКС, 1996. – 24с.
- 19.ГОСТ 23061-90. Грунты. Методы радиоизотопных измерений плотности и влажности. – М.: Издательство стандартов, 1990. – 26с.
- 20.ГОСТ 19804-91. Сваи железобетонные. Технические условия. – М.: ГК СССР по строительству и инвестициям, 1991. – 14с.
- 21.ГОСТ 13579-78. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия. – М.: Стандартиформ, 2006. – 11 с.
- 22.ГОСТ 13580-85. Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия. – М.: ГК СССР по делам строительства, 1985. – 37 с.
- 23.Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия 1.412-1.6. Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны одноэтажных и многоэтажных производственных зданий. Вып. 0. Материалы для проектирования. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 112 с.
- 24.Типовые строительные конструкции , изделия и узлы. Серия 1.011.1-10. Сваи железобетонные. Вып. 1. Сваи цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 150 с.
- 25.Типовые строительные конструкции , изделия и узлы. Серия 1.011.1-10. Сваи железобетонные. Вып. 8. Сваи составные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 111с.