

Министерство общего и науки Российской Федерации
Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального
образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Кафедра оснований и фундаментов

КАНАКОВ Г.В., ПРОХОРОВ В.Ю.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ

Нижегород
ННГАСУ
2010

Канаков Г.В., Прохоров В.Ю.

Проектирование оснований и фундаментов гражданских зданий. Учебно-методическое пособие. Н.Новгород: ННГАСУ, 2010 г. – 71 с.

Учебно-методическое пособие составлено в соответствии с нормами на проектирование оснований зданий и сооружений (СНиП 2.02.01-83*) и свайных фундаментов (СНиП 2.02.03-85), а также действующими ГОСТ, инструкциями и указаниями. Приводятся рекомендации по оценке инженерно-геологических условий площадки строительства, по проектированию фундаментов на естественном основании, по проектированию свайных фундаментов, технико-экономическому сравнению вариантов фундаментов. Это уже четвертое издание учебно-методического пособия. Рис.21, табл.29, библиограф. назв. 18.

СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
Введение	4
1. Общие положения	4
1.1. Задание на выполнение проекта	4
1.2. Состав и объем проекта	4
1.3. Рекомендуемая литература	5
1.4. Основные понятия и определения	6
2. Указания к выполнению проекта	7
2.1. Обработка физико-механических характеристик грунтов	7
2.1.1. Пример 1. Определение физических характеристик грунтов	9
2.1.2. Пример 2. Заполнение таблицы физико-механических характеристик грунтов	10
2.1.3. Пример 3. Обработка результатов испытаний грунта штампом	11
2.1.4. Пример 4. Обработка результатов компрессионных испытаний грунта	12
2.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства	12
2.2.1. Пример 5. Выполнение инженерно-геологического разреза и оценка инженерно-геологических условий площадки	15
2.2.2. Пример 6. Выполнение вертикальной привязки фундаментов здания. Выделение рациональных вариантов фундаментов	15
2.3. Конструктивная характеристика здания. Определение нагрузок на фундаменты в расчетных сечениях	17
2.3.1. Пример 7. Выделение расчетных сечений при проектировании фундаментов и определение соответствующих расчетных нагрузок	18
2.4. Расчет и конструирование фундаментов мелкого заложения	18
2.4.1. Пример 8. Определение глубины заложения подошвы фундамента	18
2.4.2. Пример 9. Определение размеров подошвы фундамента	20
2.4.3. Пример 10. Определение осадки основания	23
2.4.4. Пример 11. Расчет просадки основания	26
2.4.5. Пример 12. Расчет фундаментов на прочность	33
2.5. Расчет и конструирование свайного фундамента	35
2.5.1. Пример 13. Определение расчетной нагрузки, допускаемой на сваю	35
2.5.2. Пример 14. Определение расстояний между сваями и выполнение плана расстановки свай	37
2.5.3. Пример 15. Расчет осадки свайного фундамента	38
2.5.4. Пример 16. Расчет и конструирование ростверка	41
2.6. Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов зданий	45
2.6.1. Пример 17. Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов 9-этажного жилого крупнопанельного дома	47
Приложения 1-11	51-71

Введение

В курсе «Механика грунтов, основания и фундаменты» особое внимание уделяется вопросам внедрения новейших достижений теории в практику фундаментостроения, направленных на индустриализацию, удешевление, ускорение и улучшение качества строительства.

Целью курсового проектирования по этой дисциплине является закрепление студентами полученных теоретических знаний. Тематика проектирования отвечает учебным задачам подготовки инженеров и увязана с решением практических вопросов - выполнение проекта фундаментов сооружения.

При выполнении курсового проекта студент должен научиться пользоваться строительными нормами, ГОСТами, типовыми проектами, каталогами изделий для выполнения фундаментов, а также учебной, справочной и научной литературой; рекомендуется широко использовать вычислительную технику; должны найти отражение требования стандартов единой системы конструкторской документации (ЕСКД), технико-экономического анализа, предложения по производству работ нулевого цикла, вопросы техники безопасности.

При выполнении дипломного проекта студент должен показать и защитить знания в разделе проектирования фундаментов сооружений.

Настоящее методическое пособие применяется в МИПК ННГАСУ при повышении квалификации руководящих работников и специалистов строительных организаций и проектных институтов по направлению «Современные методы фундаментостроения» и в учебном процессе студентов ННГАСУ.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Задание на выполнение проекта

В бланке задания на курсовой или дипломный проекты указывается место строительства здания, даются указания по выполнению проекта. В приложении приводятся:

- характеристика сооружения: тип, конструкция, этажность, наличие подвала;
- схематические чертежи сооружения: план и разрез здания;
- план площадки строительства с указанием горизонталей, положения буровых скважин, шурфов и точек зондирования;
- буровые колонки, расчетные значения характеристик грунта по данным полевых и лабораторных испытаний.

1.2. Состав и объем проекта

Выполненный проект должен состоять из:

- расчетно-пояснительной записки (объем – 25 ÷ 50 страниц формата А4; оформляется в соответствии с требованиями [6,15]; текст делится на разделы, подразделы и пункты; разделы должны иметь порядковую нумерацию в пределах всей записки и обозначаться арабскими цифрами, подразделы нумеруются арабскими цифрами в пределах каждого раздела, пункты нумеруются арабскими цифрами в пределах каждого подраздела; формулы, рисунки и таблицы должны иметь самостоятельную последовательную нумерацию в пределах раздела; при ссылках на используемую литературу, рекомендованную в подразделе 1.3., указывается номер источника, а также номера страниц, приложений, таблиц, пунктов указаний; написание текста записки четкое, чернилами или пастой, соблюдая следующие размеры полей:

левое - 30мм, правое - 10мм, верхнее и нижнее - 15мм; страницы должны иметь сквозную нумерацию арабскими цифрами, проставляемыми в середине нижней части страницы; настоящие указания составлены с учетом требований и могут быть использованы студентом в качестве примера оформления пояснительной записки);

- рабочих чертежей по конструированию фундаментов, выполненных на одном листе ватмана формата А1 в соответствии с требованиями [15]; образец их размещения приводится в приложении 11.

1.3. Рекомендуемая литература

ОСНОВНАЯ

1. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты.
2. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартиросян З.Г., Чернышов С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты.

ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ

3. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений.
4. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.
5. ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
6. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
7. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.
8. СНиП 23-01-99* Строительная климатология.
9. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции.
10. ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований.
11. Филиппов Р.Д. Нагрузки и усилия для расчета оснований и фундаментов.
12. Филиппов Р.Д. Конструирование и расчет отдельных фундаментов под сборные колонны.
13. СНиП П-22-81* Каменные и армокаменные конструкции.
14. СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства.
15. ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.
16. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.
17. ГОСТ 20246-99. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.
18. Основания и фундаменты. Справочник строителя.

1.4. Основные понятия и определения

При изложении материалов курса используется терминология и физические величины, объяснение которых приводится в нижеследующем тексте, на рис. 1.1. и в табл. 2.1.

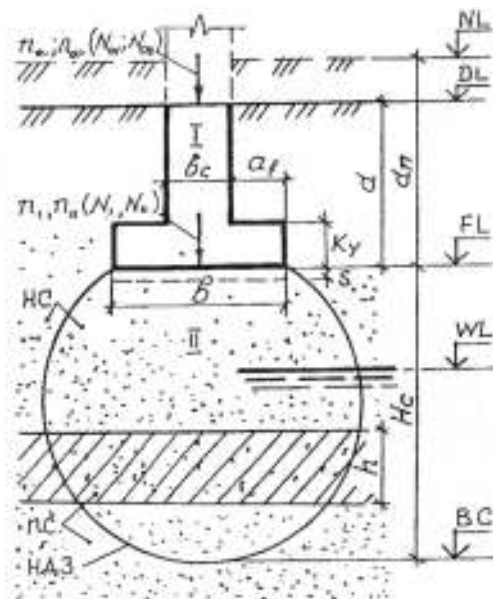


Рис. 1.1. Схема фундамента на естественном основании

Фундаментом (I) называется подземная часть сооружения, предназначенная для передачи строительных нагрузок на грунты основания.

- b** - ширина подошвы фундамента;
- bc** - ширина фундаментной стены;
- af** - ширина уступа фундамента;
- ky** - высота уступа фундамента;
- d** - глубина заложения фундамента от уровня планировки;
- dn** - глубина заложения фундамента от поверхности природного рельефа;
- l** - длина подошвы фундамента;
- A** - площадь подошвы фундамента;
- FL** - отметка заложения подошвы фундамента;
- p_{01}, p_{02}** - расчетное усилие на 1 пог. метр ленточного фундамента, действующее на верхнем его обресе, при расчете соответственно по первому или второму предельному состоянию;
- p_1, p_2** - расчетное усилие на 1 пог. метр ленточного фундамента, действующее на подошву фундамента при расчете соответственно по первому или второму предельному состоянию;
- N_{01}, N_{02}** - расчетное усилие на верхнем обресе столбчатого фундамента при расчете соответственно по первому или второму предельному состоянию;
- N_1, N_2** - расчетное усилие на подошву столбчатого фундамента при расчете соответственно по первому или второму предельному состоянию.

Основанием (II) называется грунтовой массив, воспринимающий нагрузку от сооружения.

- nc** - глубина сжимаемой толщи;

- НДЗ** - напряженно-деформируемая зона;
- h** - толщина слоя грунта;
- S** - осадка основания;
- NL** - отметка поверхности природного рельефа;
- DL** - отметка планировки;
- BC** - нижняя граница сжимаемой зоны;
- WL** - уровень подземных вод.

Слой грунта, залегающий под подошвой фундамента и непосредственно воспринимающий нагрузки от сооружения, называется *несущим слоем (НС)*, а ниже залегающие - *подстилающими слоями (ПС)*.

2. УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ПРОЕКТА

Указания составлены в той последовательности, которая рекомендуется при выполнении проектов.

В нижеследующих примерах расчета оснований и фундаментов зданий не рассматривается в сквозном решении один вариант, а дается для наиболее характерных случаев в практике проектирования по каждому этапу. Студент, имея эту канву расчетов и заключений, решает поэтапно конкретные задачи своего проекта.

2.1. Обработка физико-механических характеристик грунтов строительной площадки

В табл. 2.1. приведены названия и обозначения физико-механических характеристик грунтов, которые необходимы для оценки грунта, как основания сооружения.

Для выполнения проекта в задании даются значения характеристик грунтов, определенные в геотехнической лаборатории (ρ_s , ρ , W , W_L , W_p , φ , c и показатели гранулометрического состава). Для определения других характеристик грунтов используют следующие формулы:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2.1)$$

$$e = \frac{\rho_s \cdot (1 + W)}{\rho} - 1 \quad (2.2)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (2.3)$$

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} \quad (2.4)$$

$$\rho_{sb} = (\rho_s - \rho_w) \cdot (1 - n) \quad (2.5)$$

$$\rho_d = \rho_s (1 - n) \quad (2.6)$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01w} \quad (2.7)$$

$$I_p = W_L - W_p \quad (2.8)$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{e_{n.p} - e_{sat}}{1 + e_{n.g}} \quad (2.10)$$

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (2.11)$$

где $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - ускорение свободного падения; для практических расчетов можно принять $g = 10 \text{ м/с}^2$

Примечание: ρ_w - плотность воды, принимаемая равной 1 т/м^3

В пояснительной записке должны приводиться расчеты по их определению для каждого типа грунта (инженерно-геологического элемента) в соответствии с [5, табл.2] или по табл. п.2.1- п.2.6 настоящих указаний. В целях систематизации обработки рекомендуется результаты расчета сводить в табл. 2.1.

Как пример, в таблице приведены физико-механические характеристики грунтов трех разновидностей, наиболее часто встречающихся в практике строительства: песчаного, глинистого и лессовидного просадочного. Прочерки в таблице указывают на то, что эти показатели для данного типа грунта не определяются.

Примечание: определение размеров фундаментов и их осадок является составной частью расчета по второй группе предельных состояний (по деформациям) «см.2.3» и в соответствии с нормативными рекомендациями в задании на проект приводятся расчетные характеристики грунта - γ_{II} , Φ_{II} , S_{II} . В случае необходимости провести расчет по первому предельному состоянию (по прочности и несущей способности) следует в соответствии со СНиП дополнительно определить расчетные характеристики грунта - γ_I , Φ_I , S_I .

После определения физико-механических характеристик находится расчетное сопротивление грунта основания R_0 по [3, прилож.3, табл. 1-4] или по табл п.3.1.и 3.2 настоящих указаний.

При определении R_0 необходимо знать:

для песчаного грунта: его тип, плотность сложения и степень влажности [5, табл.2];

для пылевато-глинистого грунта: его тип, коэффициент пористости и показатель текучести - [5, табл.2];

для лессовидного грунта: его тип, [5, табл.2] и плотность сухого грунта (при этом рекомендуется значения Φ_{II} , S_{II} и R_0 принимать с учетом возможного замачивания грунта).

2.1.1. Пример 1. Определение физических характеристик грунта.

Требуется вычислить необходимые физические характеристики грунта в дополнение к определенным в геотехнической лаборатории $\rho_s = 2,71 \text{ т/м}^3$;

$\rho_{11} = 1,77 \text{ т/м}^3$, $W = 15\%$, $W_p = 17\%$, $W_L = 29\%$, $\varphi_{11} = 22^\circ$, $C_{11} = 30 \text{ кПа}$; определить название грунта и его расчетное сопротивление.

Название грунта определяется по числу пластичности - [5, табл.2] или табл. П.2.4.

$$I_p = W_L - W_p = 29 - 17 = 12\% \text{ - суглинок}$$

По показателю текучести

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{15 - 17}{12} = -0,17$$

суглинок характеризуется как твердый - [5, табл.2] или табл. П.2.5.

Коэффициент пористости определяется по формуле:

$$e = \frac{\rho_s(I + W)}{\rho_{11}} - 1 = \frac{2,71 \cdot (1 + 0,15)}{1,77} - 1 = 0,76$$

Пористость

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0,76}{1 + 0,76} = 0,43$$

Плотность грунта во взвешенном водой состоянии определяется по формуле

$$\rho_{sb} = (\rho_s - \rho_w) \cdot (1 - n) = (2,71 - 1) (1 - 0,43) = 0,97 \text{ т/м}^3$$

Удельный вес грунта во взвешенном водой состоянии

$$\gamma_{sb} = \rho_{sb} \cdot g = 0,97 \cdot 10 = 9,7 \text{ кН/м}^3$$

Плотность грунта в сухом состоянии определяется по формуле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01w} = \frac{1,77}{1,15} = 1,54 \text{ т/м}^3$$

Удельный вес грунта в сухом состоянии определится:

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 1,54 \cdot 10 = 15,4 \text{ кН/м}^3$$

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

Таблица 2.1

Тип грунта	$\gamma_{ц}$	γ_s	W	γ_d	γ_{sb}	e	n	W _L	W _p	J _p	J _L	S _r	ϕ_{II}	C _{II}	E	R _o
	Удельный вес, кН/м ³	Удельный вес твердых частиц, кН/м ³	Природная влажность, %	Удельный вес сухого грунта, кН/м ³	Удельный вес грунта во взвешенном состоянии, кН/м ³	Коэффициент пористости, д.е.	Пористость, %	Влажность на границе текучести, %	Влажность на границе раскатывания, %	Число пластичности, %	Показатель текучести, д.е.	Коэффициент водонасыщенности, д.е.	Угол внутреннего трения, градусы	Удельное сжатие, кПа	Модуль деформации, МПа	Условное расчетное сопротивление грунта основания, кПа
1																
Песок мелкий	17	26,5	10	15,3	9,6	средней плотн. 0,72	42	9	10	11	12	маловлаж 0,37	27	15	19,5	300
Суглинок	17,7	27,1	15	15,4	9,7	0,76	43	29	17	12	тverd. -0,17		22	30	10,3	240
Суглинок лессовид ный	15,7	27,2	13	14,2	8,9	0,93	48	23	14	9	тverd. -0,14	0,37	18	20	10	187

2.1.2 Пример 2. Заполнение таблицы физико-механических грунтов.

Расчетное сопротивление суглинка составит
 $R_0 = 240 \text{ кПа}$ [3, прилож.3, табл.3] или табл. П.3.1.
 Результаты определений заносятся в сводную таблицу 2.1.

2.1.3. Пример 3. Обработка результатов испытаний грунта штампом

Требуется определить модуль деформации грунта по результатам испытания грунта штампом в полевых условиях - график $S = f(p)$, приведенный на рис.2.1.

Грунт - глина.

В соответствии с ГОСТ 12374-77 «Грунты. Методы полевого испытания статистической нагрузкой» модуль деформации грунта E вычисляется для прямолинейного участка графика по формуле

$$E = (1 - \nu^2) \omega d \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (2.12)$$

где ν - коэффициент Пуассона, принимаемый равным 0,27 - для крупнообломочных грунтов, 0,30 - для песков и супесей, 0,35 - для суглинков и 0,42 - для глин

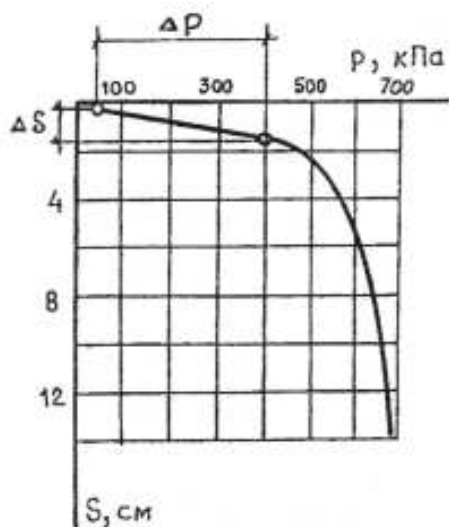


Рис. 2.1. График испытания грунта штампом

ω - безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,79.

d - диаметр штампа, м

Δp - приращение давления между двумя точками, взятыми на осредняющей прямой, кПа; за начальное значение принимается давление, равное вертикальному напряжению от собственного веса грунта на уровне заложения подошвы фундамента (в практических расчетах принимается 50 кПа), за конечное - давление, соответствующее конечной точке прямолинейного участка.

ΔS - приращение осадки штампа в м между теми же точками, соответствующее Δp .

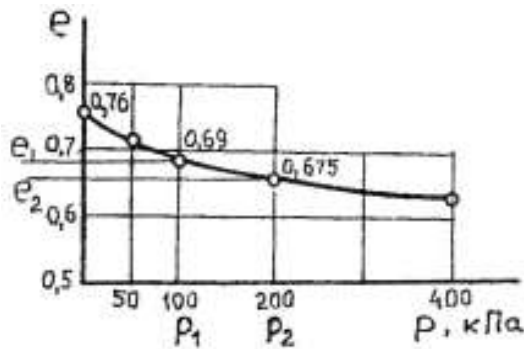
Для рассмотрения случая испытания глины стандартным штампом площадью

$$E = (1 - 0,42)^2 \cdot 0,79 \cdot 0,798 \cdot \frac{350}{0,0126} = 14430 \text{ кПа}$$

$A = 5000 \text{ см}$, диаметром $d = 0,798 \text{ м}$, модуль деформации определится

2.1.4. Пример 4. Обработка результатов компрессионных испытаний грунта.

Требуется определить модуль деформации грунта E_{oed} по результатам испытания грунта в компрессионном приборе - график зависимости $e = f(p)$ приведен на рис. 2.2.



Грунт суглинок.

Используя нормативные рекомендации, определяется коэффициент сжимаемости в интервале давления 100-200 кПа.

Рис. 2.2. График испытания грунта в компрессионном приборе

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,69 - 0,675}{200 - 100} = 0,00015 \text{ кПа}^{-1} \quad (2.13)$$

Модуль деформации по компрессионным испытаниям определится

$$E_{oed} = \frac{\beta(1 + e_1)}{m_0} = \frac{0,62(1 + 0,69)}{0,00015} = 6985 \text{ кПа} \quad (2.14)$$

где β - безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,76 - для песков, 0,74 - для супесей, 0,62 - для суглинков, 0,40 - для глин.

Модули деформации E_{oed} , полученные по результатам компрессионных испытаний, из-за несоответствия напряженно-деформированного состояния грунта в приборе и в основании фундамента, имеют заниженные значения. Поэтому для перехода к натурным значениям модуля деформации E от компрессионных значений E_{oed} при испытании аллювиальных, делювиальных и озерно-аллювиальных глинистых грунтов при показателе текучести $0,5 < I_L \leq 1$ вводится корректировочный коэффициент m_k , принимаемый по табл. 2.2. Для песчаных и лессовидных грунтов коэффициент m_k принимается равным 1,0.

Таблица 2.2

Вид грунта	Коэффициент m_k при коэффициенте пористости e равном										
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4
Супесь	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	-	-	-	-	-	-
Суглинок	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	2,0	-	-	-	-
Глина	-	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	2,5	2,0

В примере значение модуля деформации определится по формуле

$$E = m_k E_{oed} = 4 \times 6985 = 27940 \text{ кПа} \quad (2.15)$$

2.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.

В курсовом проекте геологический разрез строится в масштабе $M_g = 1:500$ $M_b = 1:100$ по трем буровым колонкам, прилагаемым к заданию на проектирование. Анализ

физико-механических характеристик грунтов и геологического разреза позволяет:

1. дать общую инженерно-геологическую оценку площадки строительства (описание рельефа, возможности оползневых смещений, изменение мощности отдельных слоев от скважины к скважине, уровень подземных вод и др.);
2. дать заключение о возможности использования каждого слоя грунта в качестве естественного основания;
3. нанести на геологический разрез контуры фундаментов здания;
4. рассмотреть возможные к выполнению варианты фундаментов в конкретных инженерно-геологических условиях;

В зависимости от конструктивных особенностей проектируемого здания и инженерно-геологических условий строительной площадки могут рассматриваться следующие варианты фундаментов (рис. 2.3.):

- а) ленточный или столбчатый фундамент (сборный или монолитный), проектируемый обычно на прочных и малосжимаемых грунтах;
- б) сплошная железобетонная плита под всем зданием, предусматриваемая в проектах зданий с большими нагрузками или на слабых грунтах;
- в) свайный фундамент с призматическими, пирамидальными, трубчатыми с грунтовым ядром или трубчатыми с железобетонными наконечниками сваями, свайный фундамент с буронабивными сваями и др.; в большинстве случаев длина сваи 4-8 метров при прорезке слабых грунтов и заглублении нижних концов свай в относительно прочный грунт (несущий слой) на глубину не менее 1,5-2,0 м;
- г) фундамент на уплотненном грунтовыми сваями грунте: в слабых песчаных грунтах полость сваи формируется при забивке инвентарной металлической сваи и в последующем заполняется песком средней крупности с уплотнением; в слабых глинистых грунтах полость сваи формируется при забивке инвентарной трубы с наконечником или взрывом цепи зарядов взрывчатого вещества в скважине и в последующем заполняется местным грунтом с уплотнением;
- д) фундамент на уплотненном тяжелой трамбовкой грунте: применяется при строительстве на насыпных грунтах, песчаных грунтах рыхлого сложения, лессовидных грунтах с целью уплотнения и устранения просадочных свойств;
- е) фундамент на песчаной подушке: предусматривается замена слабого грунта слоем песка крупного или средней крупности с последующим уплотнением тяжелой трамбовкой;
- ж) свайный фундамент со сваями-стойками и сваями оболочками длиной 10-20 метров; применяется при прорезке относительно слабых грунтов и передаче нагрузки от здания на крупнообломочные, полускальные и скальные грунты;
- з) фундаменты на закрепленном грунте: слабый песчаный грунт методом двухрастворной силикатизации, а лессовидный грунт методами однорастворной силикатизации, электросиликатизации, газовой силикатизации, аммонизации, карбомидной смолой, термическим методом и др.

Рекомендации по расчету и конструированию фундаментов указанных и других возможных вариантов приводятся в нормативной и технической литературе [1, 3, 4].

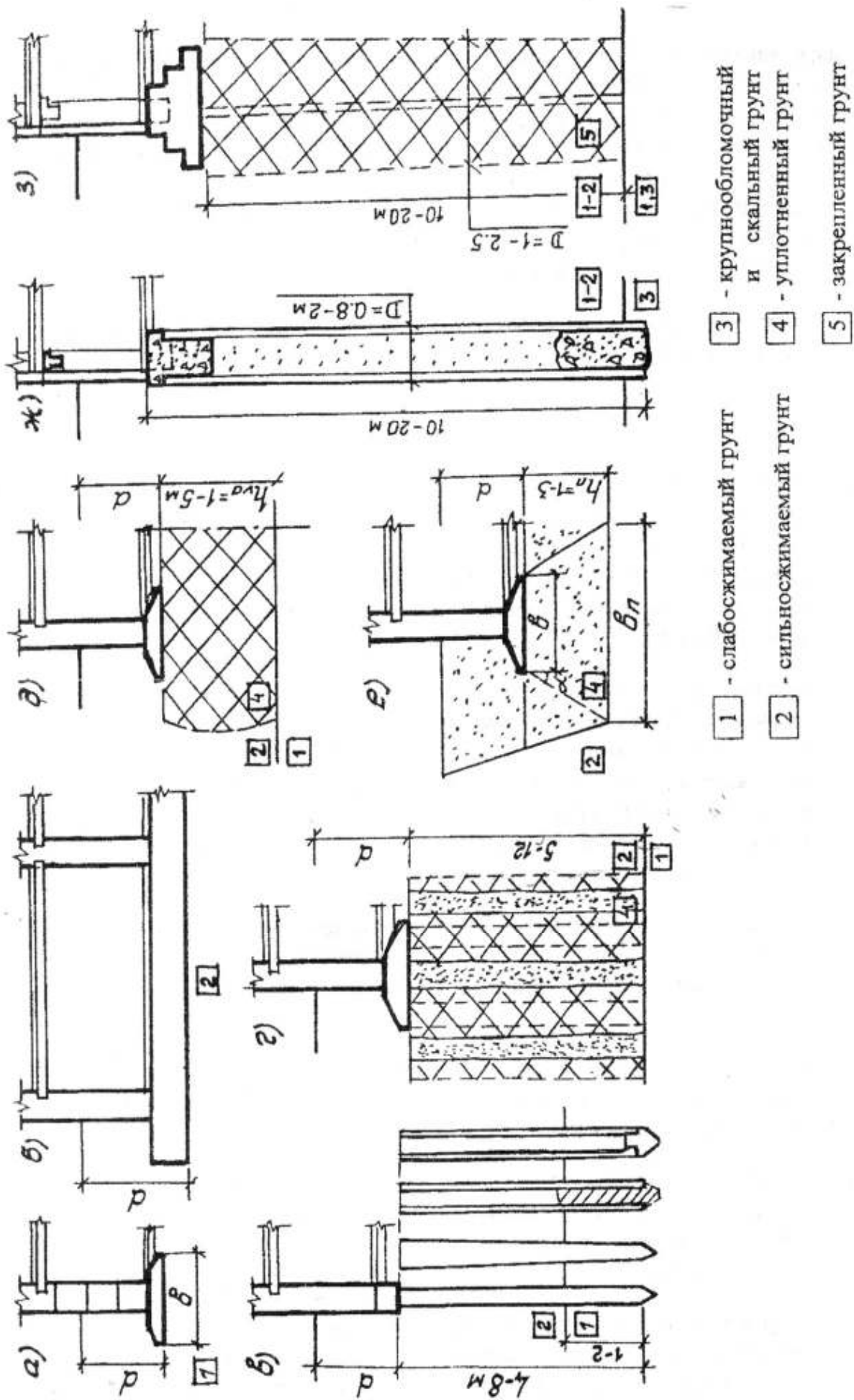


Рис. 2.3 Варианты устройства фундаментов

2.2.1. Пример 5. Выполнение инженерно-геологического разреза и оценка инженерно-геологических условий площадки.

Требуется дать оценку инженерно-геологических условий площадки строительства.

На рис. 2.5 приведен инженерно-геологический разрез, выполненный по данным трех буровых колонок. Указанное расстояние между буровыми скважинами соответствует их положению на плане размещения геологических выработок (рис. 2.4).

Площадка характеризуется благоприятными условиями для строительства: имеет относительно ровный рельеф, отмечается горизонтальное простирание слоев грунта.

В геологическом отношении площадка строительства представлена следующими инженерно-геологическими элементами:

I - песок пылеватый, маловлажный. Толща 0,9 - 1,0 м, который не рекомендуется использовать в качестве естественного основания для фундаментов здания, т.к. он имеет рыхлое сложение $e = 0,84$

II - суглинок мягкопластичный $\gamma_{II} = 17,7 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,94$, $I_L = 0,72$, $E = 6500 \text{ кПа}$, $R_0 = 160 \text{ кПа}$, толща 4-5,3 м, который может быть использован в качестве естественного основания.

III - песок мелкий, средней плотности, маловлажный

$\gamma_{III} = 17,0 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,72$, $S_r = 0,37$, $E = 2000 \text{ кПа}$, $R_0 = 300 \text{ кПа}$, который может быть использован в качестве естественного основания.

2.2.2 Пример 6. Выполнение вертикальной привязки фундаментов здания. Выделение рациональных вариантов фундаментов.

Требуется выполнить вертикальную привязку 5-этажного 3-секционного крупнопанельного дома (рис.2.4) и рассмотреть возможные варианты фундаментов. Инженерно-геологические условия площадки строительства представлены на рис.2.5.

В инженерно-геологическом разрезе (рис.2.5) показан уровень принятой планировки участка, соответствующий абсолютной отметке 62,30м. На 1 метр выше (обычно в пределах 0,5-1,2 метра) намечается положение уровня пола первого этажа здания - 0,000 (63,30). Все отметки остальных позиций строительных конструкций даются в относительных отметках (относительно 0,000). По типовому проекту в пределах контура здания уровень пола технического подполья соответствует относительной отметке минус 1,800.

Анализируя возможные к выполнению варианты фундаментов (рис.2.3), можно выделить два рациональных:

I вариант - ленточный фундамент на естественном основании.

Отметка пола технического подполья для этих типовых секций здания - минус 1.800; заглубление подошвы фундамента ниже пола технического подполья - на 0,5м. Таким образом, отметка заложения подошвы фундамента предварительно может быть принята - минус 2.300.

II вариант - свайный фундамент.

Проектированием свайного фундамента предусматривается передача нагрузки от сооружения на нижележащий более прочный грунт - песок мелкий, средней плотности. Из условий погружения свай в песок мелкий на 1,5 метра (обычно 1-2 метра), определится отметка нижних концов свай - минус 8.800 и длина свай 7,0м.

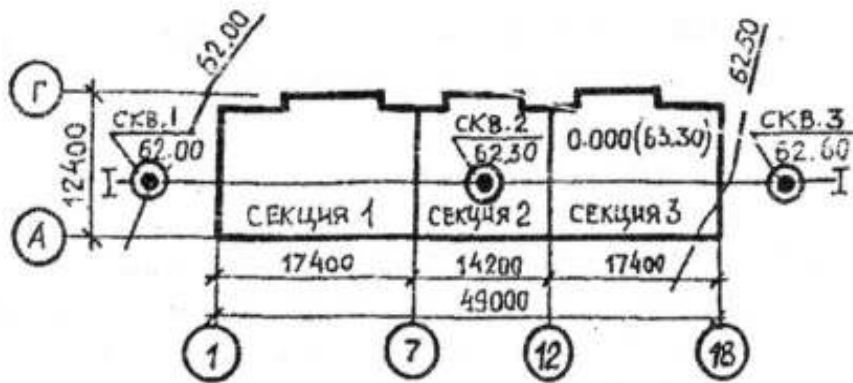
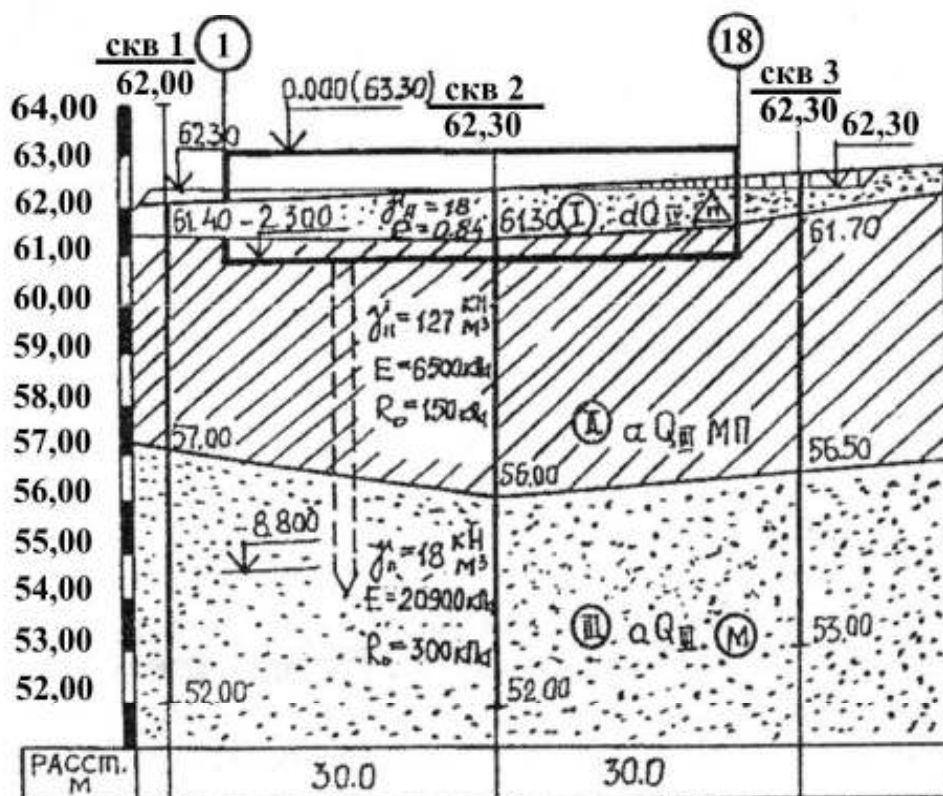


Рис. 2.4 План размещения геологических выработок.



Обозначения инженерно- геологических элементов:

- I - песок дылеватый, делювиальный, современного возраста, рыхлый, маловлажный.
- II - суглинок аллювиальный, верхне четвертичного возраста, мягкопластичный.
- III - песок мелкий, аллювиальный, верхне четвертичного возраста средней плотности, маловлажный.

Рис. 2.5 Инженерно- геологический разрез по I – I с вертикальной привязкой фундаментов здания

2.3. Конструктивная характеристика здания. Определение нагрузок на фундаменты в расчетных сечениях.

При выполнении курсового проекта расчет фундаментов производится в 3-4 сечениях, указанных на плане типовой секции здания (приложение к заданию на проект); для этих сечений приводятся значения расчетных усилий на фундамент.

При выполнении дипломного проекта расчет фундаментов производится во всех 8-18 сечениях от расчетных усилий, указываемых на плане секций типового проекта здания. Однако, консультант может дать задание определить нагрузки и усилия для расчета оснований и фундаментов в только в 3-4 указанных сечениях, что выполняется в соответствии с методическими указаниями [12].

Следует иметь ввиду, что в соответствии с положениями СНиП [3,7] :

1. расчет фундаментов и оснований гражданских зданий производится, как правило, на основании сочетания нагрузок, состоящих из постоянных, временных, длительнодействующих и кратковременных;
2. различают нормативные и расчетные нагрузки:
 - *нормативные* - наибольшие нагрузки, не нарушающие нормальных эксплуатационных условий;
 - *расчетные* - нагрузки, определяемые как произведение нормативных нагрузок на соответствующие коэффициенты перегрузок, которые отражают возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону и случайные отступления от условий нормальной эксплуатации;
3. расчет оснований проводится по двум группам предельных состояний;
 - по первой группе предельных состояний (прочности и несущей способности) проверяется прочность конструкций фундаментов и устойчивость сооружения; расчет производится по расчетным усилиям, определяемым с учетом коэффициентов надежности по загрузке (для упрощения расчета оснований и фундаментов гражданских зданий в курсовом проекте расчетные усилия могут быть определены при значении осредненного коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,18$).
 - по второй группе предельных состояний (по деформациям) определяются размеры фундаментов и их осадки, которые не должны превышать предельных нормативных значений; расчет производится по расчетным усилиям при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

2.3.1. Пример 7. Выделение расчетных сечений при проектировании фундаментов и определение соответствующих расчетных нагрузок.

Требуется в соответствии с заданием на дипломный проект произвести расчет оснований и фундаментов 12-этажного крупнопанельного жилого дома серии Э-600 для экспериментального жилого комплекса в г. Нижнем Новгороде.

Из типового проекта сделана выкопировка схематического плана типовой секции этого дома, приведенная на рис.2.6; на плане отмечены 18 характерных сечений с указанием соответствующих значений расчетных усилий на 1 п.м. фундаментов P_{oi} для проектирования по первой группе предельных состояний (по прочности). Значения P_{oi} для проектирования по второй группе предельных состояний (по деформациям) определены как частное от деления P_{oi} на осредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,18$.

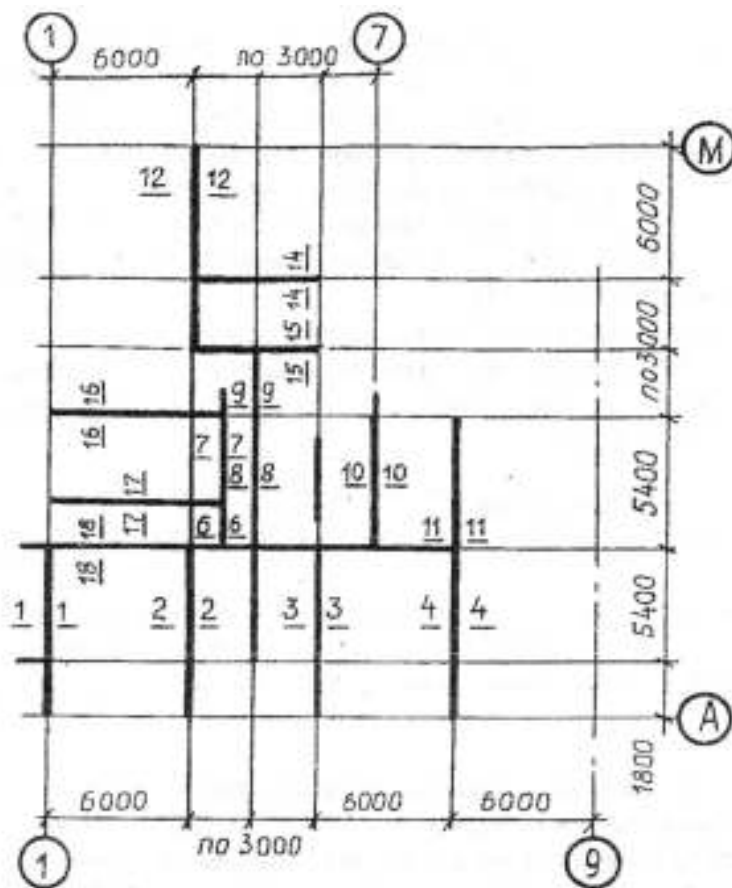


Рис. 2.6. Схематический план типовой секции 12-ти этажного крупнопанельного жилого дома серии Э-600 с указанием сечений и соответствующих расчетных усилий.

№№ сечений	Расчетные усилия на отм. низа цокольных панелей	
	Поц, кН	Поц, кН
1-1	476	562
2-2	793	936
3-3	783	924
4-4	814	960
6-6	285	336
7-7	316	373
8-8	291	343
9-9	406	482
10-10	647	763
11-11	645	761
12-12	524	618
13-13	610	720
14-14	342	403
15-15	625	738
16-16	764	775
17-17	345	407
18-18	332	392

2.4. Расчет и конструирование фундаментов мелкого заложения.

В практике строительства применяются фундаменты мелкого заложения следующих видов: столбчатые, ленточные, перекрестные и в виде сплошных железобетонных плит.

Наиболее же часто проектируются столбчатые и ленточные фундаменты; они и рассматриваются в курсовом проекте.

2.4.1. Пример 8. Определение глубины заложения подошвы фундамента.

Требуется определить глубину заложения подошвы фундаментов 5-этажного крупнопанельного дома с техническим подпольем (рис.2.4) на участке строительства, инженерно-геологическая ситуация которого представлена на рис. 2.5. Здание строится в г. Нижнем Новгороде.

Принимая во внимание наличие технического подполья под всем зданием, равномерное нагружение всех фундаментов нагрузкой от здания, отсутствие примыкающих зданий, спокойного характера напластований отдельных видов грунтов, отсутствие уровней грунтовых вод и верховодки, в данном случае при определении глубины заложения фундаментов необходимо учесть особо важный фактор - глубину сезонного промерзания грунтов.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта у фундаментов здания d_f определяется по следующей формуле:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn} \quad (2.16)$$

где K_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый: для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по табл. 2.4 настоящих указаний; для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений - $K_h = 1,1$, кроме районов с отрицательной среднегодовой температурой; в примере для здания с температурой в техническом подполье 5°C коэффициент $K_h = 0,7$.

Коэффициент K_h при определении расчетной глубины сезонного промерзания грунта

Табл. 2.4

Особенности сооружения	Коэффициент K_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, $^\circ\text{C}$				
	0°C	5°C	10°C	15°C	20°C и $>$
Без подвала с полами, устраиваемыми:					
• по грунту	0,9	0,80	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 коэффициента 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 в таблице.

d_{fn} - нормативная глубина промерзания, определяемая по формуле:

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t} \quad (2.17)$$

M_t - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе: для г. Нижнего Новгорода принимается равной 42°C [8, табл.1].

d_o - величина, принимаемая равной (м) для: суглинков и глин - 0,23; супесей, песков мелких и пылеватых - 0,28; песков гравелистых, крупных и средней крупности - 0,30; крупнообломочных грунтов - 0,34.

Таким образом, расчетная глубина сезонного промерзания для рассматриваемого здания и указанных инженерно-геологических условий определится

$$d_f = 0,7 \times 0,28 \sqrt{42,0} = 1,27 \text{ м.}$$

Анализ инженерно-геологических условий площадки строительства и конструктивных решений здания позволяет сделать вывод, что принятая глубина заложения фундаментов в данном примере достаточна.

2.4.2. Пример 9. Определение размеров подошвы фундамента.

Ширина подошвы ленточного фундамента определяется по формуле:

$$b = \frac{N_{011}}{R - \gamma_{mg} \cdot d}, \text{ м} \quad (2.18)$$

а площадь подошвы столбчатого фундамента определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{011}}{R - \gamma_{mg} \cdot d}, \text{ м}^2 \quad (2.19)$$

где N_{011} и N_{011} - соответственно расчетные усилия по 2-му предельному состоянию на 1 п. м ленточного или сосредоточенное на столбчатый фундамента, приложенные к их верхнему обрезу (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$), кН;

R - расчетное сопротивление грунта основания; подставляется R_0 для предварительного определения размеров фундамента, кПа;

γ_{mg} - средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах, принимаемая равным 20 кН/м^3 ;

d - глубина заложения фундамента от уровня планировки, м.

Требуется определить ширину подошвы фундамента наружной стены кирпичного жилого дома. Характеристики грунтов и конструктивные особенности фундамента представлены на расчетной схеме (рис. 2.7.)

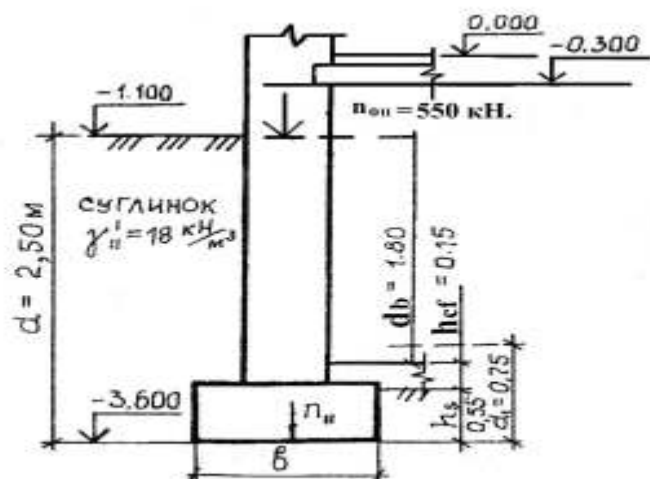
Ширина подошвы фундамента определяется методом последовательных приближений. Порядок расчета:

1) Предварительно ширина подошвы фундамента определится:

$$b = \frac{550}{200 - 20 \cdot 2,5} 3,65 \text{ м}$$

2) Однако, значение расчетного сопротивления грунта R_0 является условным, относится к фундаментам, имеющим ширину $b = 1 \text{ м}$ и глубину заложения $d = 2 \text{ м}$ и не учитывающим прочностные характеристики грунта. Поэтому производится уточнение значения R с учетом конструктивных особенностей фундамента ($b = 3,65 \text{ м}$, $d = 2,5 \text{ м}$) по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \left[M \gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + Mg \cdot d_I \cdot \gamma_{II}^I + (Mg - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}^I + Mc \cdot C_{II} \right] \quad (2.20)$$



Суглинок $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$, $I_L = 0,4$
 $C_{II} = 20 \text{ кПа}$, $\varphi_{II} = 20^\circ$, $R_0 = 200 \text{ кПа}$

Рис.2.7 Расчетная схема к определению ширины подошвы фундамента

Где, γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по указаниям [табл.п. 3.3]; в рассматриваемом примере $\gamma_{c1} = 1,2$, $\gamma_{c2} = 1,1$;

K_z - коэффициент; при $b < 10\text{м}$ принимается $K_z = 1$, при $b \geq 10\text{м}$ принимается $K_z = Z_0/b + 0,2$ (здесь $Z_0 = 8\text{м}$)

K - коэффициент; принимаемый равным: $K = 1$ - если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и C_{II}) определены непосредственным испытанием и $K = 1,1$ - если они приняты по таблицам [3, прилож. 1, табл. 1, 2, 3];

M_γ , M_g , M_c - коэффициенты, принимаемые в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения [3, табл. 4] или табл. п.3.2 настоящих указаний; в примере для $\varphi_{II} = 20^\circ$ - $M_\gamma = 0,51$, $M_g = 3,06$; $M_c = 5,66$;

γ_{II} и γ'_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды); в примере $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$, $\gamma'_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$;

C_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента; в примере $C_{II} = 20 \text{ кПа}$;

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,55 + 0,15 \frac{22}{18} = 0,75\text{м} \quad (2.21)$$

где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала - 0,55м;

h_{cf} - толщина конструкции пола - 0,15м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала - 22 кН/м³;

d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала - 1,80м.

Расчетное сопротивление грунта основания при $b = 3,65\text{м}$ и $d = 2,5\text{м}$ определится

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} [0,51 \cdot 1 \cdot 3,65 \cdot 19 + 3,06 \cdot 0,75 \cdot 18 + (3,06 - 1) \cdot 1,8 \cdot 18 + 5,66 \cdot 20] = 338,7 \text{ кПа}$$

Уточняется ширина подошвы фундамента:

$$b = \frac{550}{338,7 - 20 \cdot 2,5} = 1,91 \text{ м}$$

Так как разность двух значений «b» превышает 10%

$$\left(\frac{3,65 - 1,91}{3,65} \cdot 100 = 48\% \right)$$

уточнение необходимо продолжить.

3) Расчетное сопротивление грунта основания при

$b = 1,91 \text{ м}$ и $d = 2,5 \text{ м}$ определяется

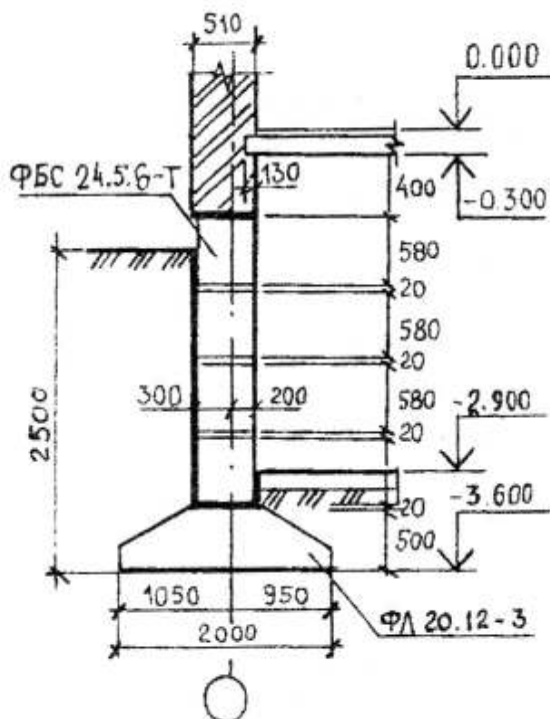
$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} [0,51 \cdot 1 \cdot 1,91 \cdot 19 + 3,06 \cdot 0,75 \cdot 18 + (3,06 - 1) \cdot 1,8 \cdot 18 + 5,56 \cdot 20] = 316,4 \text{ кПа}$$

тогда:

$$b = \frac{550}{316,4 - 20 \cdot 2,5} = 2,06 \text{ м}$$

Так как разница последних двух значений «b» менее 10%, дальнейшее уточнение не делается.

Пример конструирования фундамента в рассматриваемом сечении дается на рис. 2.8.



Подбор сборных стеновых и фундаментных блоков производится по ГОСТ (прилож.4 настоящих указаний). Проверка давления на грунт под подошвой фундамента производится по формуле:

$$P_{11} = \frac{n_{11}}{A} = \frac{n_{011} + Gf_{11} + Gg_{11}}{A} \leq R \quad (2.22)$$

где P_{11} - давление под подошвой фундамента, кПа; Gf_{11} - собственный вес фундамента длиной 1 п.м., определяемый как произведение удельного веса материала фундамента (железобетон – 24 кН/м³) и объема материала фундамента (1,8 м³)

$$24 \times 1,8 = 43,2 \text{ кН}$$

Рис. 2.8. Конструирование фундамента

G_{g11} - вес грунта на уступах фундамента, определяемый как произведение удельного веса грунта (18 кН/м^3) и объема грунта ($1,65 \text{ м}^3$) - $18 \times 1,65 = 29,7 \text{ кН}$;

A - площадь 1 п.м. подошвы фундамента, принятых размеров.

Тогда:

$$P_{11} = \frac{550 + 43,2 + 29,7}{2,0 \cdot 1} = 311,4 \text{ кПа}$$

$$P_{11} = 311,4 \text{ кПа} < R = 314,2 \text{ кПа}$$

Следовательно, принятая ширина подошвы фундамента достаточна.

2.4.3. Пример 10. Расчет осадки основания.

Требуется определить осадку основания 9-ти этажного кирпичного здания (ширина подошвы фундамента $b = 2,5 \text{ м}$ глубина заложения фундамента $d = 2,4 \text{ м}$, среднее давление на грунт под подошвой фундамента $P_{11} = 239 \text{ кПа}$). Расчетная схема к определению осадки основания и характеристики грунтов приведены на рис. 2.9.

Расчет оснований по деформациям производится, исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (2.23)$$

где S - величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по [3, п.п. 2.51 - 2.55, прилож. 4] или по табл. п.6 настоящих указаний.

Расчет деформаций основания, как правило, выполняют, применяя расчетную схему основания в виде:

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

Выбор расчетной схемы производится согласно положениям [3, пункт 2.40 и прилож.2]. В данном примере используется расчетная схема основания в виде линейно- деформируемого полупространства.

Совместная деформация основания и сооружения определяется расчетом по указаниям [3, прилож.2] методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.24)$$

где S - конечная осадка основания;

n - число слоев, на которое разделена сжимаемая толща основания H_c ;

h_i - толщина i -го слоя грунта;

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта;

$\sigma_{zp,i}$ - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта;

β - безразмерный коэффициент, равный 0,8.

Порядок определения осадки:

- 1) Строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта - эп. σ_{zg} .
На глубине Z от подошвы фундамента его величина определится по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II} d_n + \sum \gamma_{II,i} h_i \quad (2.25)$$

В уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_{II} d_n = 16,2 \cdot 2,4 = 39 \text{ кПа}$$

На границах выделенных слоев грунта

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_{II,1} h_1 = 16,2 \cdot 4 = 65 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_{II,1} h_1 + \gamma_{II,2} h_{II} = 16,2 \cdot 4 + 17,2 \cdot 3 = 116 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg,3} = \gamma_{II,1} h_1 + \gamma_{II,2} h_{II} + \gamma_{II,3} h_{III} = 16,2 \cdot 4 + 17,2 \cdot 3 + 17,7 \cdot 5 = 205 \text{ кПа}$$

- 2) Определяется дополнительное давление (давление от сооружения) на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zp,0} = P_0 = P_{II} - \sigma_{zg,0} = 239 - 39 = 200 \text{ кПа, где } P_{II} \text{ - среднее давление под подошвой фундамента.}$$

- 3) Строится эпюра дополнительного вертикального напряжения от сооружения - эп.

σ_{zp} ; при этом дополнительное вертикальное напряжение на глубине Z от подошвы фундамента (по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента)

$$\text{определяется по формуле} \quad \sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0, \quad (2.26)$$

где α - коэффициент, принимаемый по [3, табл.1] или по табл. п.5.1. настоящих указаний в зависимости от формы подошвы фундамента и относительной глубины $Z = 2z/b$.

Для построения эпюры дополнительного давления толща грунтов ниже подошвы фундамента разбивается на элементарные слои толщиной $h_i \leq 0,4 b$. В данном примере $h_i = 0,4 \cdot 250 = 100 \text{ см}$;

Z - глубина залегания подошвы каждого элементарного слоя грунта, ниже подошвы фундамента, для которого на расчетной схеме проставляются соответствующие значения α и σ_{zp} .

- 4) Строится эпюра $0,2\sigma_{zq}$.

- 5) Определяется глубина сжимаемой толщи; нижняя ее граница принимается на глубине $Z = H_c$, где выполняется условие

$$\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg} \text{ (точка пересечения эпюры } \sigma_{zp} \text{ и эпюры } 0,2\sigma_{zg}\text{)}$$

$$\text{Согласно расчетной схеме (рис. 2.9) } H_c = 860 \text{ см}$$

- 6) Определяется осадка основания, складывающаяся из осадок слоев грунта, входящих в сжимаемую толщу. Проводится послойное их суммирование.

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8}{3437} \left(\frac{200+176}{2} \cdot 1 + \frac{176+146}{2} \cdot 0,6 \right) + \frac{0,8}{5487} \left(\frac{146+107}{2} \cdot 1 + \frac{107+82}{2} \cdot 1 + \frac{82+66}{2} \cdot 1 + \frac{0,8}{44000} \left(\frac{66+55}{2} \cdot 1 + \frac{55+47}{2} \cdot 1 + \frac{47+41}{2} \cdot 1 + \frac{41+36}{2} \cdot 1 \right) \right) = 0,11 \text{ м} = 11 \text{ см}$$

$$S = 11 \text{ см} > S_u = 10 \text{ см} \text{ [3, прилож.4].}$$

Вывод: осадка не допустима.

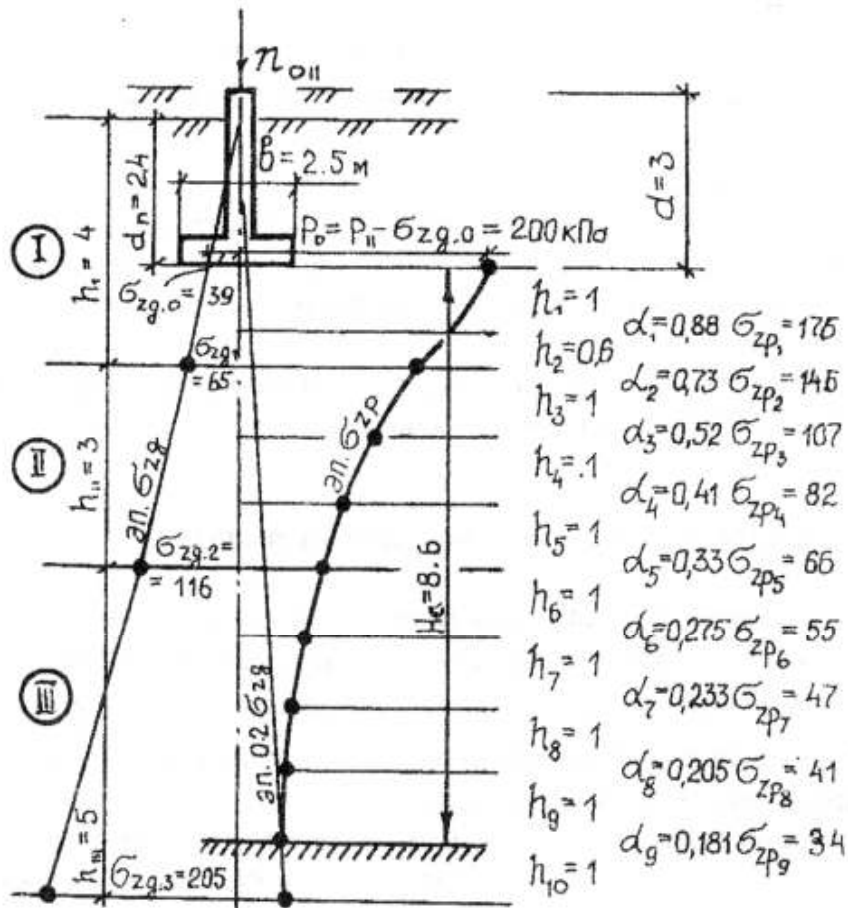


Рис. 2.9 Расчетная схема для определения осадки фундамента по методу послойного суммирования

обозначения:

I - суглинок

$$\gamma_{п1} = 16,2 \text{ кН/м}^3$$

$$e = 0,94$$

$$E = 3\,437 \text{ кПа}$$

II - суглинок

$$\gamma_{п2} = 17,2 \text{ кН/м}^3$$

$$e = 0,77$$

$$E = 5\,487 \text{ кПа}$$

III - суглинок

$$\gamma_{п3} = 17,7 \text{ кН/м}^3$$

$$e = 0,68$$

$$E = 44\,000 \text{ кПа}$$

d и d_n - глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа

Примечания:

1. Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи заканчивается в слое грунта с модулем деформации $E < 5000$ кПа или, если такой слой залегает непосредственно ниже глубины $Z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется, исходя из условия

$$\sigma_{zp} = 0,1 \sigma_{zg}$$

2. В курсовом и дипломном проектах рекомендуется определять осадку по нормативному методу послойного суммирования (см. пример 10) для одного расчетного сечения фундамента. Для остальных расчетных сечений фундаментов их осадки определяются с применением ЭВМ.

3. Если при расчете $S > S_c$, то предусматривают уширение подошвы фундаментов или переход на свайный фундамент, искусственное основание и др.

2.4.4. Пример 11. Расчет просадки основания.

Требуется определить просадку основания 9-этажного здания (стены из кирпичной кладки; ширина подошвы ленточного фундамента $b = 2,5$ м, глубина заложения фундамента $d=3,0$ м, среднее давление на грунт под подошвой фундамента $p_{п} = 245$ кПа. Деформационные характеристики грунтов приведены на рис. 2.10, а расчетная схема определения просадки основания - на рис. 2.11.

В случае расчета по деформациям зданий на лессовидных просадочных грунтах определяется общая деформация основания S_s , складывающаяся из осадки S и просадки S_{sl} , происходящей в случае замачивания грунтов:

$$S_s = S + S_{sl} \quad (2.27)$$

Осадка основания определяется по формуле 2.24 (см. пример 10). Просадка основания определяется с учетом возможных расчетных схем [3, разд. 3, прилож. 2].

Просадка грунтов основания при увеличении их влажности вследствие их замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме подземных вод определяется по формуле

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot K_{sl,i} \quad (2.28)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ - относительная просадочность i -го слоя грунта, определяемая

$$\varepsilon_{se} = \frac{e_{n.p} - e_{sat}}{1 + e_{n.g}} \quad (2.29)$$

$e_{n.p}$ и e_{sat} - коэффициент пористости грунта соответственно природной влажности и после его полного водонасыщения ($W=W_{sat}$) при давлении $\bar{\sigma}_z$, равном вертикальному напряжению на рассматриваемой глубине от внешней нагрузки и собственного веса грунта $\bar{\sigma}_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$e_{n.g}$ - коэффициент пористости грунта природной влажности при $\bar{\sigma}_z = \sigma_{zg}$;

h_i - толщина i -го слоя грунта;

n - число слоев, на которое разбита зона просадки h_{sl} ;

$K_{sl,i}$ - коэффициент, принимаемый равным

при $b \geq 12\text{м}$ $K_{sl,i} = 1$

$$\text{при } b \leq 3\text{м} \quad K_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{P_{11} - P_{sl,i}}{P_0} \quad (2.31)$$

при $3\text{м} < b < 12\text{м}$ - определяется интерполяцией между значениями $K_{sl,i}$, полученными при $b=3\text{м}$ и $b=12\text{м}$.

p_{II} - среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$p_{sl,i}$ - начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа (за начальное просадочное давление p_{sl} принимается давление, при котором относительная просадочность $\varepsilon_{sl} = 0,01$).

p_0 - давление, равное 100 кПа.

Порядок расчета:

1) Строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта - эп. σ_{zg} , при этом удельный вес грунта необходимо принимать в водонасыщенном состоянии, т.е. при степени влажности $S_r = 1$. Это связано с тем. Что расчет производится с учетом возможности замачивания просадочных грунтов.

Для верхнего слоя просадочного суглинка:

- влажность грунта в водонасыщенном состоянии

$$W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} = \frac{1 \cdot 0,94 \cdot 10}{27,0} = 0,35 \quad (2.32)$$

- удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии

$$\gamma_{11} = \frac{\gamma_s (1 + W_{sat})}{1 + e} = \frac{27,0 \cdot 1,35}{1,94} = 18,7 \text{кН/м}^3 \quad (2.33)$$

Для нижнего слоя просадочного суглинка - влажность грунта в водонасыщенном состоянии

$$W_{sat} = \frac{1 \cdot 0,77 \cdot 10}{27,0} = 0,285$$

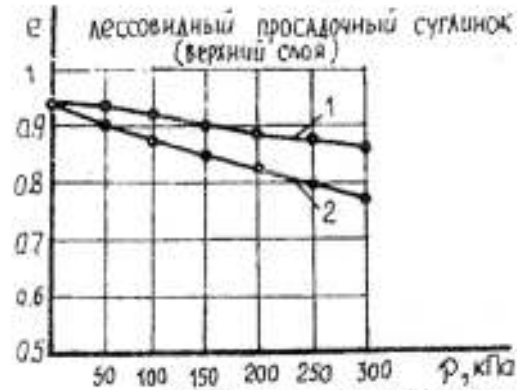
- удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии

$$\gamma_{11} = \frac{27,0 \cdot 1,285}{17,7} = 19,6 \text{кН/м}^3$$

По формуле 2.25 определяется вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg0} = 18,7 \cdot 2,4 = 45$ кПа и в нижележащих слоях, подставляя полученные значения в расчетную схему.

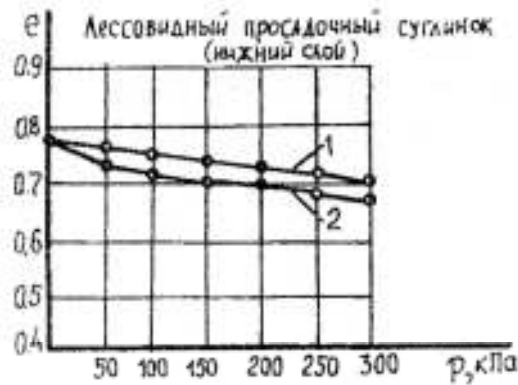
2) Строится эпюра дополнительного вертикального напряжения от сооружения - эп. $\sigma_{зр}$. В данном примере она перенесена из расчетной схемы определения осадки, приведенной в примере 10 на рис.2.9, как одинакового числового решения, и пристроена к эпюре σ_{zg} .

\bar{p} кПа	e	
	без замач.	с замач.
0	0.94	0.94
50	0.93	0.92
100	0.915	0.88
150	0.90	0.85
200	0.88	0.82
250	0.87	0.80
300	0.855	0.78



$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0.915 - 0.88}{200 - 100} = 0,00035 \text{кПа}^{-1} \quad E = \frac{m_v \beta (1 + e_1)}{m_0} = \frac{1,0 \cdot 0,5(1 + 0,915)}{0,00035} = 2736 \text{кПа}$$

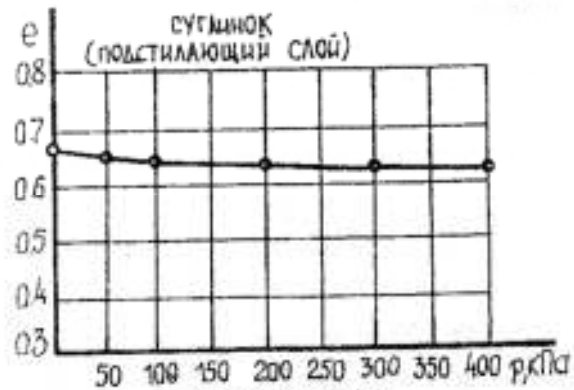
p кПа	e	
	без замач.	с замач.
0	0.77	0.77
50	0.75	0.745
100	0.745	0.73
150	0.74	0.72
200	0.725	0.71
250	0.72	0.69
300	0.71	0.68



$$m_0 = \frac{0,745 - 0,725}{200 - 100} = 0,0002 \text{кПа}^{-1}$$

$$E = \frac{1,0 \cdot 0,5(1 + 0,745)}{0,0002} = 4363 \text{кПа}$$

p кПа	e
0	0.68
50	0.68
100	0.65
200	0.64
300	0.63



$$m_0 = \frac{0,65 - 0,4}{200 - 100} = 0,0001 \text{кПа}^{-1}$$

$$E = \frac{4,3 \cdot 0,5(1 + 0,65)}{0,0001} = 35475 \text{кПа}$$

Рис. 2.10 Результаты компрессионных испытаний грунтов (к примеру 10 и 11)
1 – без замачивания; 2 – с замачиванием.

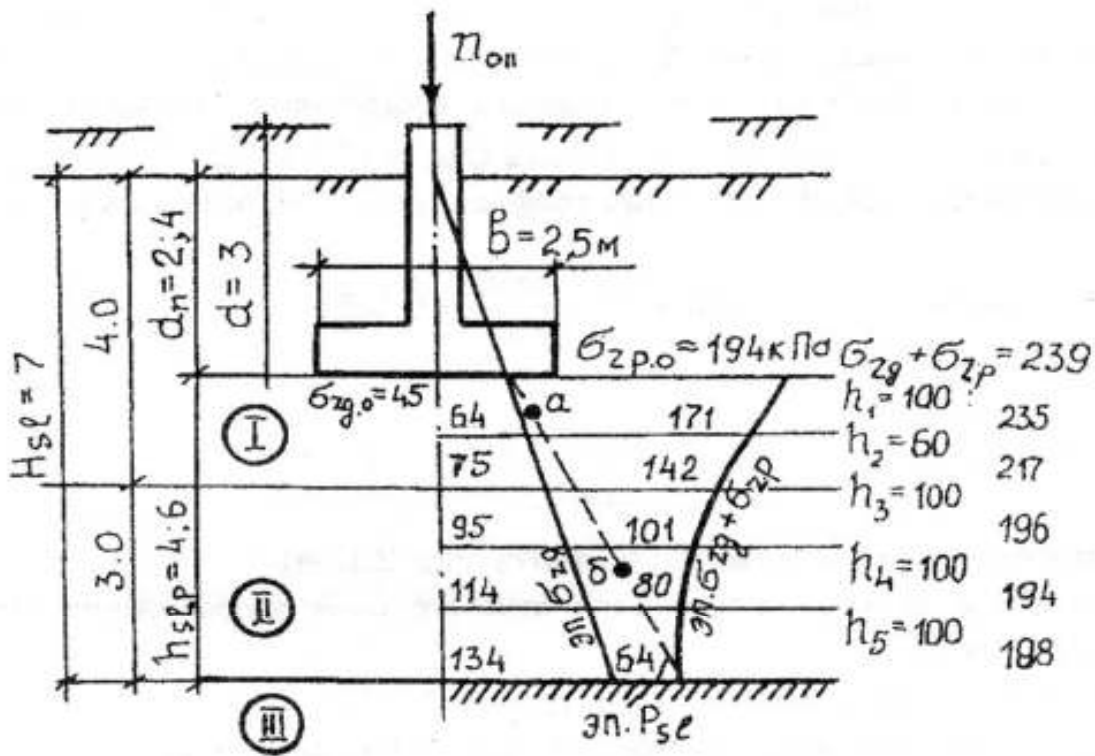


Рис. 2.11 Расчетная схема определения просадки основания

Обозначения:

I - суглинок лессовидный
просадочный

$$e = 0,94$$

$$P_{np} = 70 \text{ кПа}$$

$$K_{st1} = 3,12$$

$$\gamma_{II} = 18,7 \text{ кН/м}^3$$

II - суглинок лессовидный
просадочный

$$e = 0,77$$

$$P_{np} = 140 \text{ кПа}$$

$$K_{st2} = 3,12$$

$$\gamma_{II} = 19,6 \text{ кН/м}^3$$

III - суглинок

d и d_n - глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа.

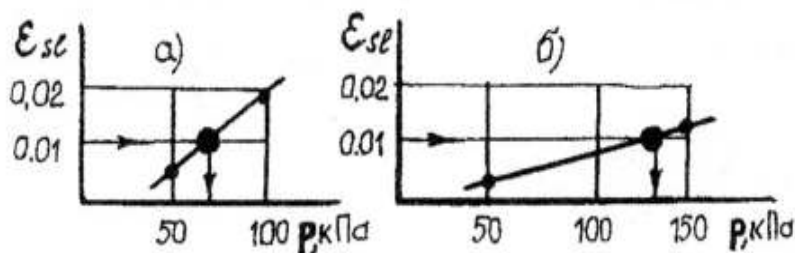


Рис. 2.12 Примеры определения значений P_{sl} с использованием линейной интерполяции для верхнего (а) и нижнего (б) слоев просадочных суглинков

3) Строится эпюра изменения с глубиной начального просадочного давления - эп. p_{sl} , при этом ее ординаты определяются из графиков зависимости относительной просадочности ε_{sl} и давления p (рис. 2.12) в следующей последовательности:

- для глубины заложения середины верхнего слоя лессовидного просадочного суглинка, расположенного ниже подошвы фундамента, находится вертикальное напряжение от собственного веса грунта $\sigma_{zg} = 18,7 \times 3,2 = 59,8$ кПа (рис. 2.11); используя данные компрессионного графика (рис.2.10), определяются

$$\text{при } p = 50 \text{ кПа} \quad \varepsilon_{sl} = \frac{0,93 - 0,92}{1 + 0,927} = 0,0052$$

$$\text{при } p = 100 \text{ кПа} \quad \varepsilon_{sl} = \frac{0,915 - 0,88}{1 + 0,927} = 0,0182$$

и начальное просадочное давление $p_{sl} = 70$ кПа (рис. 2.12-а)

Для глубины заложения середины нижнего слоя лессовидного просадочного суглинка, находится

$$\sigma_{zg} = 18,7 \times 4 + 19,6 \times 1,5 = 104,2 \text{ кПа (рис. 2.11);}$$

используя данные компрессионного графика (рис. 2.10), определяются

$$\text{при } p = 50 \text{ кПа} \quad \varepsilon_{se} = \frac{0,75 - 0,745}{1 + 0,745} = 0,0029$$

$$\text{при } p = 150 \text{ кПа} \quad \varepsilon_{se} = \frac{0,74 - 0,72}{1 + 0,745} = 0,0115$$

и начальное просадочное давление $p_{sl} = 140$ кПа (рис. 2.12-б).

Найденные значение p_{sl} определяют позиции точек «а» и «б» на расчетной схеме (рис. 2.11) и положение эп. p_{sl} , проведенной через эти точки.

4) Толщина слоя просадочных грунтов $H_{sl} = 7,0$ м определяется глубиной заложения точки пересечения эп. p_{sl} и эп. $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$.

5) Определяется коэффициент относительной просадочности в середине каждого выделенного слоя (рис. 2.11) в следующей последовательности:

- определяется среднее суммарное напряжение в середине слоя

$$\bar{\sigma}_z = \frac{\sigma_{z,1} + \sigma_{z,2}}{2} = \frac{245 + 240}{2} = 243 \text{ кПа}$$

при этом значении напряжения по графику (рис. 2.10) определяют $e_{n,p}$ и e_{sat} :

$e_{n,p} = 0,882$, $e_{sat} = 0,813$; по значению эпюры σ_{zg} на данной глубине определяют $e_{n,g} = 0,927$

$$\varepsilon_{se,i} = \frac{0,882 - 0,813}{1 + 0,927} = 0,036$$

Аналогичным образом определяется относительная просадочность ε_{sl} для каждого последующего слоя в пределах просадочной толщи.

6) Принимая во внимание многообразие грунтовых условий, характер напластования просадочных слоев грунта и особенности изменения по глубине начального

просадочного давления, выделяются основные случаи проявления деформации просадки (рис. 2.12.1)

Схема относится к случаю, когда суммарные вертикальные напряжения $\bar{\sigma}_z$ превышают начальное просадочное давление p_{sl} только в верхней зоне, примыкающей к подошве фундамента. Просадки от внешней нагрузки проявляются в деформируемой зоне глубиной $h_{sl,p}$ (рис. 2.12.1). Ниже из-за невысоких значений $\bar{\sigma}_z$ по сравнению с p_{sl} просадки от собственного веса грунта не возникают. Схема «б» относится к случаю проявления просадки как в деформируемой зоне от внешней нагрузки, так и на глубине Z_g от действия собственного веса грунта в пределах слоев толщиной $h_{sl,g}$. Верхняя и нижняя зоны разделены слоями грунта толщиной h_n , в которых не возникают просадочные деформации. В сильно просадочных грунтах верхняя и нижняя зоны сливаются (схема «в»). В этом случае считается, что деформируемая зона толщиной $h_{sl,p}$ соответствует глубине Z_g , на которой полные (суммарные) напряжения $\bar{\sigma}_z$ минимальны.

В отдельных случаях, когда вблизи дневной поверхности залегают слабо-просадочные грунты или применяются уширенные фундаменты, передающие небольшое давление по их подошве, просадка проявляется только на глубине основания Z_g от действия собственного веса грунта (схема «г»).

В рассматриваемом примере определение глубины просадочной толщи $h_{sl,p}$ соответствует схема «а» (рис. 2.12.1).

Толщина слоя просадочных грунтов $H_{sl} = 7,0\text{м}$ определяется глубиной заложения точки пересечения эп. p_{sl} и эп. $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$.

Сопоставление расчетной схемы (рис. 2.11) и нормативных схем к расчету просадок основания [3, прилож. 2, рис. 4] указывает на соответствие рассматриваемого примера с нормативной схемой «а», согласно которой возможна только просадка от внешней нагрузки в зоне

$h_{sl,p} = 4,6\text{м}$ (I тип грунтовых условий).

7) По результатам определения p_{sl} вычисляются значения K_{sl} по формуле 2.31

- для верхнего слоя просадочного суглинка

$$K_{sl,1} = 0,5 + 1,5 \frac{239 - 70}{100} = 3,04$$

- для нижнего слоя просадочного суглинка

$$K_{sl,2} = 0,5 + 1,5 \frac{239 - 140}{100} = 1,98$$

8) Просадка основания определяется по формуле 2.28

$$S_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot K_{sl,i} = 3,04 \cdot (0,0032 \cdot 100 + 0,034 \cdot 60) + 1,98 \cdot 0,01 \cdot 100 = 15,9 + 1,98 = 17,9 \text{ см}$$

9) Определяется общая деформация основания для рассматриваемого сечения фундамента по формуле 2.27 (примеры 10 и 11).

$$S_s = S + S_{sl} = 11 + 17,9 = 28,9 \text{ см}$$

$$S_s = 28,9 \text{ см} > S_u = 10 \text{ см} \quad [3, \text{прилож. 4}].$$

Вывод: общая деформация основания недопустима.

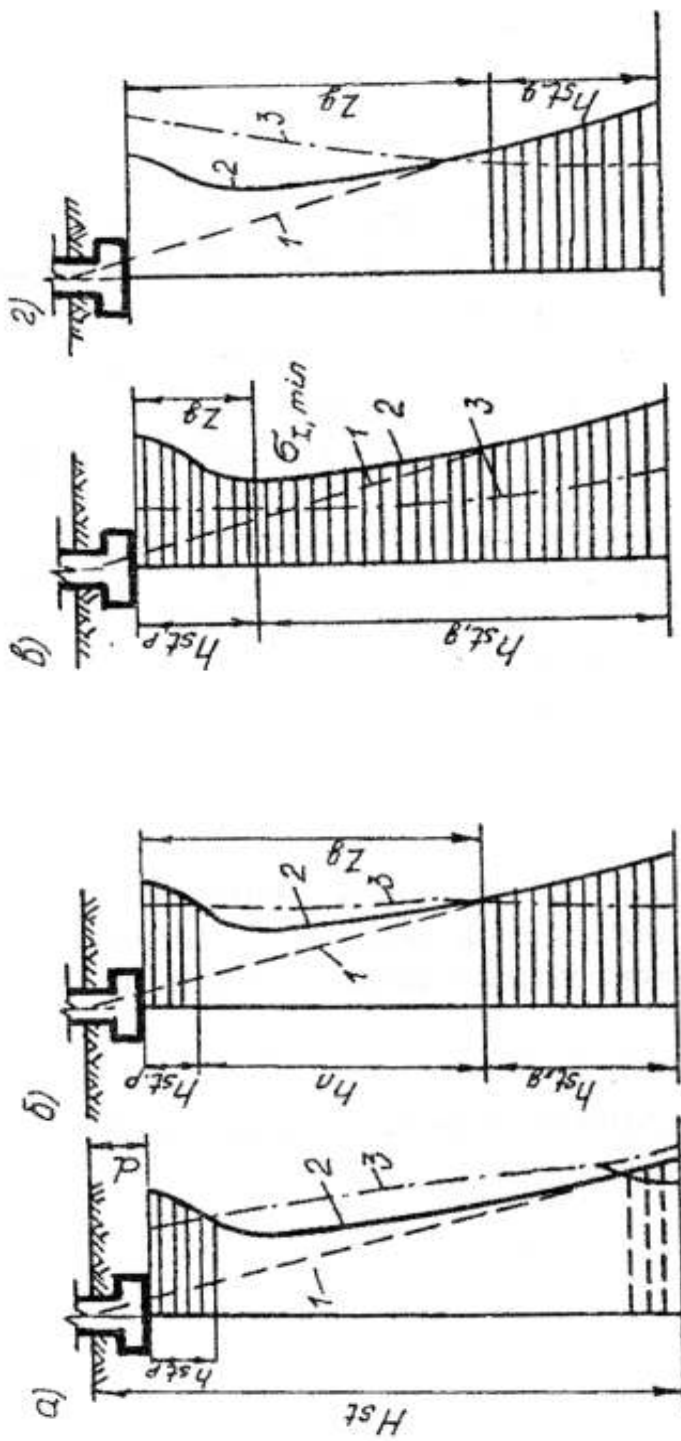


Рис. 2.12.1 Схемы к расчету просадок оснований:

a – просадка грунта от собственного веса; *б* – верхняя и нижняя зоны просадки не сливаются, имеется нейтральная зона h_n ; *в* – верхняя и нижняя зоны просадки сливаются; *г* – просадка от внешней нагрузки отсутствует; 1 – вертикальные напряжения от собственного веса грунта σ_z ; 2 – суммарные вертикальные напряжения от внешней нагрузки и собственного веса грунта $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 – изменение с глубиной начального просадочного давления P_{sc}

Примечание: если при расчете $S_s > S_u$, то рассматриваются другие варианты фундаментов - фундамент на уплотненном тяжелой трамбовкой грунте, свайный фундамент и др.

2.4.5. Пример 12. Расчет фундамента на прочность

Требуется произвести расчет на прочность железобетонной плиты монолитного ленточного фундамента (рис. 2.13).

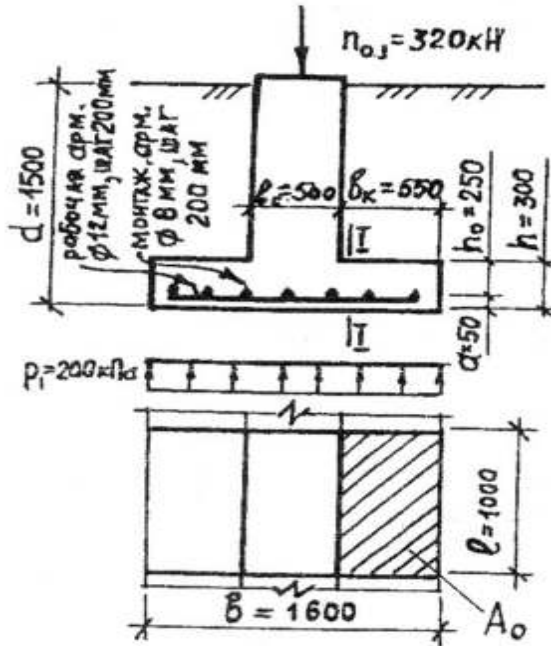


Рис. 2.13 Схема для определения арматуры в фундаментной плите

В соответствии с положениями СНиП [9] расчет фундаментов на прочность выполняется по расчетным усилиям с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$. При этом предусматривается проведение расчета на прочность от действия поперечной силы и определения сечения арматуры.

а) расчет на поперечную силу

Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению из условия [9, п.3.32, форм. 84]

$$Q \leq \frac{\varphi_{v4} (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot l \cdot h_o}{c} \quad (2.34)$$

где Q - поперечная сила в наиболее опасном сечении I-I (рис. 2.13) определяется

$$Q = P_1 \cdot A_o = 200 \cdot 0,55 \text{ кН};$$

где P_1 - расчетное давление на грунт под подошвой фундамента

$$P_1 = \frac{n_1}{A} = \frac{320}{1,6} = 200 \text{ кН/м}^2$$

A - площадь подошвы ленточного фундамента длиной 1 п.м.;

$$A = b \cdot l = 1,6 \cdot 1 = 1,6 \text{ м}^2;$$

$$A_o = b_k \cdot l = 0,55 \cdot 1 = 0,55 \text{ м}^2$$

φ_{v4} - коэффициент, учитывающий вид бетона; $\varphi_{v4} = 1,5$

φ_n - коэффициент, учитывающий влияние продольной силы; в данном примере при ее отсутствии $\varphi_n = 0$;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при осевом растяжении для бетона класса **B15** принимается 750 кПа [9, табл. 13];

c - длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента; по рекомендациям [9, п.3.31] принимается равной $2h_o$.

$$h_0 = h - 5 \text{ см} = 30 - 5 = 25 \text{ см}$$

При указанных значениях формула 2.34 запишется

$$Q \leq 0,75 R_{bt} \cdot \ell \cdot h_0$$

$110,0 \text{ кН} < 0,75 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,25 = 140,6 \text{ кН}$. Следовательно, при выполнении этого условия прочность плиты ленточного фундамента принятых размеров обеспечена (поперечная арматура в плите не предусматривается и не требуется производить расчет на продавливание),

б) определение сечения арматуры в фундаментной плите.

Изгибающий момент от отпора грунта основания на 1 п.м. длины фундамента (рис. 2.13) в сечении I-I выразится:

$$M_{1-1} = \frac{P_1 \cdot \text{век}^2}{2} = 200 \cdot \frac{0,55^2}{2} = 30,25 \text{ кНм} \quad (2.35)$$

Площадь рабочей арматуры для сечения I-I определится по формуле:

$$As(b) = \frac{M_{1-1}}{0,971 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{30,25}{0,971 \cdot 0,25 \cdot 280000} = 0,00045 \text{ м}^2 \quad (2.36)$$

где R_s - расчетное сопротивление растяжению арматуры класса А-П, принятое $R_s = 280 \cdot 10^3 \text{ кПа}$ по СНиП [9, табл. 22].

Обычно рекомендуется диаметр рабочей арматуры назначать $10 \div 24 \text{ мм}$, а шаг их расположения - 200 мм .

Поэтому в настоящем примере принимается установка на 1 п.м. фундаментной плиты 5 стержней рабочей арматуры диаметром 12 мм с шагом 200 мм - $As(b) = 5,65 \text{ см}^2 > 4,5 \text{ см}^2$.

Процент армирования сечения I-I

$$\mu_{1-1} = \frac{As(b) \cdot 100\%}{\ell \cdot h_0} = \frac{5,65 \cdot 100}{100 \cdot 25} = 0,23\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Монтажная арматура принимается конструктивно диаметром 8 мм , шаг 200 мм .

Примечания:

- 1) При проектировании ленточных сборных фундаментам подбирают стандартные железобетонные плиты по ГОСТ 13580-80 (выборка из этого стандарта приведена и в табл. П.4.1 и 2 настоящих указаний). Плиты подразделяются на четыре группы по несущей способности при загрузении их равномерной погонной нагрузкой от стены, устанавливаемой по оси ленточного фундамента. Плиты каждой группы характеризуются наибольшей допускаемой величиной давления на основание под подошвой фундамента, в зависимости от толщины опирающихся на плиты стен. Расчет фундаментных плит на прочность не производится, т.к. для каждой марки он обеспечивается принятыми при изготовлении соответствующими классом бетона и армированием.
- 2) Расчет на прочность столбчатых фундаментам каркасных жилых и общественных зданий следует производить по методическим указаниям [12].

2.5. Расчет и конструирование свайного фундамента

Проектирование свайного фундамента производится в соответствии с нормами проектирования СНиП 2.02.03-85. Свайные фундамента [4].

Порядок расчета принимается следующим:

- с учетом инженерно-геологических особенностей площадки строительства принимается вид сваи и определяется расчетная нагрузка, допускаемая на сваю;
- производится определение расстояний между сваями с последующим выполнением схематического плана расстановки свай под всем зданием;
- выполняется технико-экономическое сравнение свайного фундамента с другими возможными вариантами; в случае признания свайного фундамента наиболее экономичным, он принимается для дальнейшей разработки, как основной вариант;
- производится расчет по деформациям (определяются осадка здания на свайном фундаменте);
- выполняется расчет элементов свайного фундамента на прочность.

2.5.1. Пример 13. Определение расчетной нагрузки, допускаемой на сваю.

Требуется для инженерно-геологических условий строительной площадки, представленных на рис. 2.5, определить расчетную нагрузку, допускаемую на призматическую железобетонную сваю сечением 0,30 • 0,30 м.

Длина сваи подбирается из условия погружения нижнего конца сваи на 1-2 метра в нижезалегающий более прочный грунт (несущий слой). В соответствии с этим составляется расчетная схема к определению несущей способности сваи (рис.2.14).

Несущая способность забивной вишачей сваи F_d определяется как сумма сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (2.37)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$ [4];

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи кПа, определяемое по СНиП [4, табл. 1] или по табл. п.8.1. настоящих указаний;

A - площадь опирания на грунт сваи, м², принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто, или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру или по площади сваи – оболочки нетто;

u - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i –го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по СНИП [4, табл. 2] или по табл. П.8.2. настоящих указаний;

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

γ_{cR}, γ_{cf} - коэффициенты условия работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта, определяемые по СНИП [4, табл. 3] или по табл. П.8.1. настоящих указаний; при погружении сваи забивкой молотами $\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1$.

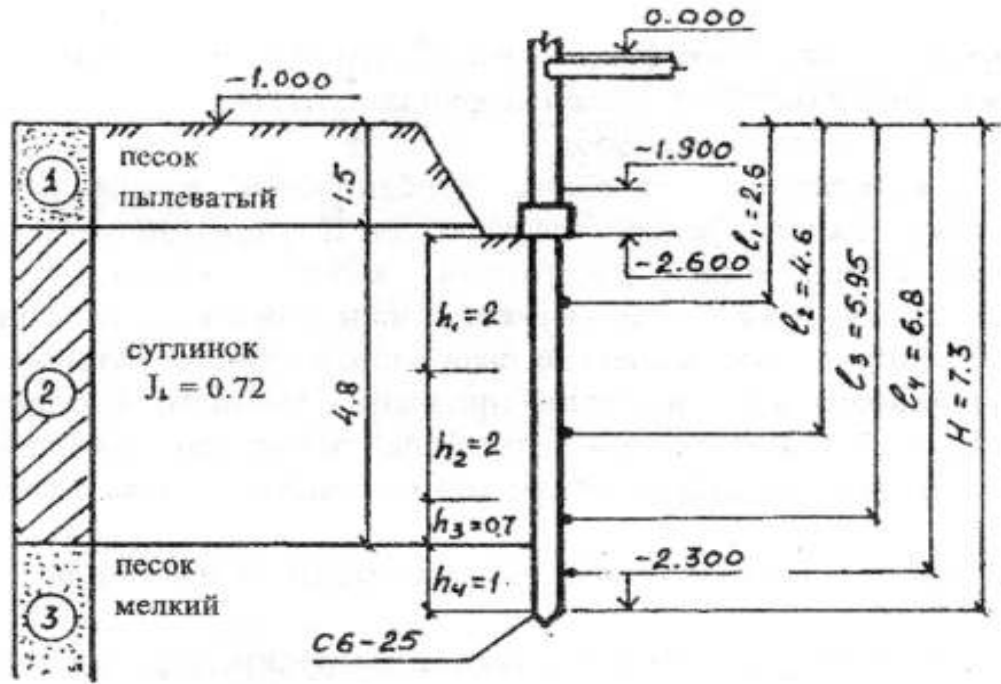


Рис. 2.14 Расчетная схема к определению несущей способности свай

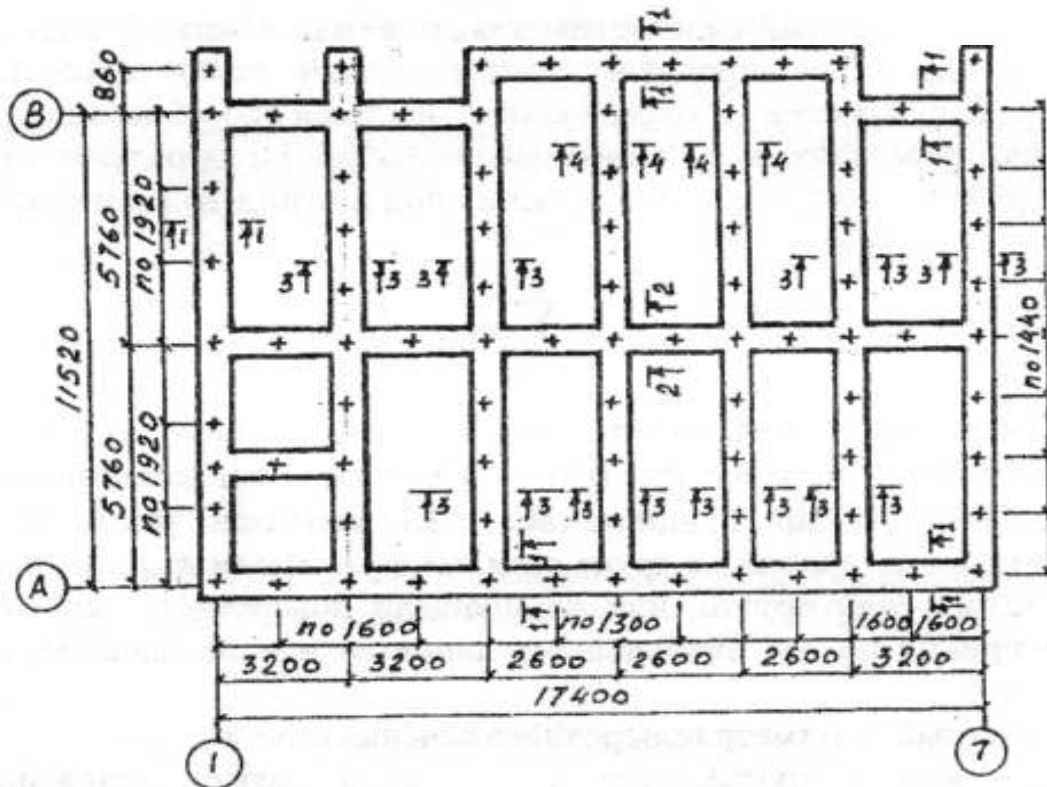


Рис. 2.15 План типовой секции крупнопанельного жилого дома с указанием расчетных сечений и плана расстановки свай

Значение R согласно СНиП [4] определяется по таблице для глубины H . Величина f_i определяется по таблице для глубин заложения средин слоев грунта, соприкасающихся с боковой поверхностью сваи - h_1, h_2, h_3, h_4 ; пласты грунтов расчленяются на однородные слои толщиной не более 2 метров.

В соответствии с расчетной схемой несущая способность сваи определится $F_d = 1 \cdot [1 \cdot 2420 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot 7,3 \cdot 2 + 1 \cdot 9,6 \cdot 0,7 + 1 \cdot 42,8 \cdot 1)] = 317,0$ кН.

Значение расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, определяется по формуле

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (2.38)$$

где γ_k - коэффициент надежности, принимаемый по СНиП [4, п.4.3]; при определении несущей способности сваи расчетом $\gamma_k = 1,4$.

$$N = \frac{317,0}{1,4} = 226,5 \text{ кН}$$

Примечание:

При определении расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, в просадочных грунтах необходимо руководствоваться положениями СНиП [4, разд.9].

2.5.2. Пример 14. Определение расстояний между сваями и выполнение плана расстановки свай

Требуется выполнить план расстановки свай для типовой секции крупнопанельного жилого дома. Геологические условия площадки, примененный вид свай соответствуют. В учебных целях при выполнении курсового проекта может быть сокращено количество расчетных сечений для типовой секции с 10-18 (в типовом проекте) до 4 путем объединения под одним номером нескольких сечений, близких по конструкциям и нагрузкам. В приведенном примере план типовой секции с указанием расчетных сечений приведен на рис.2.15.

Расстояние между сваями под стены здания определяется по формуле

$$a = \frac{N}{n_i} \quad (2.39)$$

где N - расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, кН;

n_i - расчетная нагрузка на 1 м фундамента (с учетом веса ростверка и грунта на его обрезах), кН.

При значениях расчетных нагрузок в указанных сечениях $n_{1,1} = 111$ кН,

$n_{1,2} = 138$ кН, $n_{1,3} = 131$ кН, $n_{1,4} = 177$ кН (рис. 2.16) расстояния между сваями определяются:

в сечении I-I $a_1 = \frac{226,6}{111} = 2,04$ м Принято при расстановке 1,30-1,92м.

в сечении II -II. $a_2 = \frac{226,6}{138} = 1,6$ м Принято при расстановке 1,30-1,60м.

в сечении III -III $a_3 = \frac{226,5}{130} = 1,74$ м Принято при расстановке 1,44 м.

в сечении IV-IV $a_4 = \frac{226,5}{177} = 1,28$ м Принято при расстановке 1,325 м.

На рисунке 2.15 показан план размещения свай под типовой секцией

рассматриваемого крупнопанельного здания. Согласно плана размещения, предусматривается забивка 87 свай марки С6-30.

Специфика размещения свай при проектировании свайных фундаментов крупнопанельных зданий - расстановка их в местах пересечения панелей. Поэтому расстояния принятые между сваями могут быть менее расчетных.

Правильность решения может быть установлена дополнительной проверкой, при которой принятое количество свай (87 свай) должно быть не менее требуемого (81 свай), получаемого как частное от деления всего веса секций здания (18398кН) на величину расчетной нагрузки, допускаемой на сваю (226,5 кН). Вес секции определяется как сумма погонных расчетных нагрузок по всем стенам

$$(111 \cdot 48,9 + 138 \cdot 57,6 + 130 \cdot 20,6 + 177 \cdot 13,7) = 18398 \text{ кН.}$$

Примечания:

1. Марка свай подбирается по ГОСТам (табл. п.9.1.-3).
2. При однорядном расположении свай под стены здания рекомендуется принимать расстояние между осями свай не менее $3d$ (d - диаметр или сторона поперечного сечения сваи) и не более $6d$. Первая рекомендация исходит из условия производства работ по забивке свай, а вторая - ввиду усложнения конструкции и стоимости ростверка при увеличении шага между сваями.
3. В случае, если расстояние между сваями по расчету получается менее $3d$, то переходят на двух- или трехрядное их расположение.
4. Если при принятой в расчете свае получается очень частая их расстановка или, напротив, иногда сваи приходится ставить конструктивно, то рекомендуется сделать расчеты со сваями других марок (измененных по длине или с другими поперечными сечениями); принимается наиболее экономичный вариант.
5. При проектировании свайного фундамента под колонну определяется необходимое количество свай по формуле

$$n = \frac{F}{N} \quad (2.40)$$

где F - расчетная нагрузка от сооружения в уровне подошвы фундамента, кН;
 N - расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, кН.

2.5.3. Пример 15. Расчет осадки свайного фундамента.

Требуется определить осадку свайного фундамента жилого дома; геометрические размеры двухрядного свайного фундамента, характеристики и напластование грунтов приводятся на рис. 2.16.

Расчет свайного фундамента и его основания по деформациям производится как для условного фундамента на естественном основании в соответствии со СНиП [(3), разд.2 и прилож.2] и СНиП [(4), разд.7 и прилож.4].

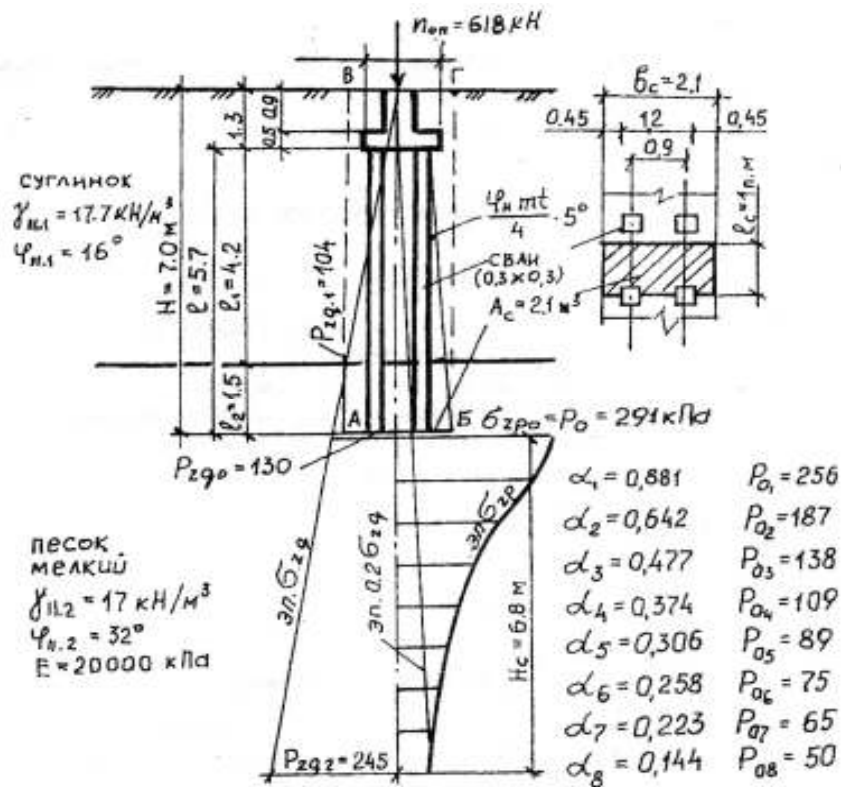


Рис. 2.16 Расчетные схема к определению осадки свайного фундамента

Порядок расчета следующий:

Определяются границы условного фундамента: ограничение снизу - плоскость АБ, проходящая через нижние концы свай; с боков - вертикальные плоскости АВ и ВГ, отстоящие от наружных граней крайних рядов свай на расстоянии

$$l \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{11, \text{mt}}}{4} = 5,7 \operatorname{tg} \frac{20^{\circ}}{4} = 0,45 \text{ м;} \quad (2.41)$$

сверху - поверхность планировки грунта ВГ,

где $\varphi_{11, \text{mt}}$ - средневзвешенное расчетное значение угла внутреннего трения, определяемое по формуле

$$\varphi_{11, \text{mt}} = \frac{\varphi_{11,1} l_1 + \varphi_{11,2} l_2 + \dots + \varphi_{11,n} l_n}{l} = \frac{16 \cdot 4,2 + 32 \cdot 1,5}{5,7} = 20^{\circ} \quad (2.42)$$

$\varphi_{11,1}, \varphi_{11,2}, \dots, \varphi_{11,n}$ - расчетное значение углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунтов толщиной соответственно l_1, l_2, \dots, l_n .

l - глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка.

Таким образом, опорная площадка подошвы условного ленточного фундамента определится

$$A_c = b_c \times l_c = 2,1 \times 1 = 2,1 \text{ м}^2$$

2) Производится проверка давления на грунт под подошвой условного фундамента по формуле

$$P_{11} = \frac{n_{110} + G_{11, \text{m}} + G_{11, \text{g}}}{A_c} \leq R \quad (2.43)$$

где P_{110} - расчетная нагрузка на 1 п.м фундамента при коэффициенте перегрузки,

равном 1;

$$n_{п0} = 515 \text{ кН};$$

$G_{п,m}$ - вес ростверка и грунта на его обрезах - $(2,1 \cdot 1 \cdot 1,3) \text{ м} \cdot 20,0 \text{ кН/м}^3 = 54,6 \text{ кН}$

$G_{п,gc}$ - вес свай и грунта в объеме условного фундамента -

$$(2,1 \cdot 1 \cdot 5,7) \cdot 17,7 + (2 \cdot 0,09 \cdot 5,7) \cdot 24 = 236,5 \text{ кН}$$

R - расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле 2.20 настоящих указаний или [3, п.2.41]:

$$\text{для } \varphi_{п,2} = 32^\circ \text{ по табл. п.3.2} \quad M\gamma = 1,34, \quad Mq = 6,35.$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M\gamma \cdot Kz \cdot Vc \cdot \gamma_{11} + Mg \cdot d_1 \gamma'_{11}) = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} (1,34 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 17,0 + 6,35 \cdot 7,0 \cdot 17,55) = 935 \text{ кПа}$$

Тогда

$$p_{11} = \frac{515 + 54,6 + 236,5}{2,1} = 421 \text{ кПа} < R = 935 \text{ кПа}$$

Следовательно, давление на грунт под подошвой условного фундамента допустимо.

3) Определяется осадка свайного фундамента в соответствии с рекомендациями в примере 10.

а) строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта - эп. σ_{zg} при этом $p_{zg,1} = 17,7 \times 5,5 = 104 \text{ кПа}$

$$p_{zg,o} = 17,7 \times 5,5 + 17,0 \times 1,5 = 130 \text{ кПа}$$

$$p_{zg,2} = 17,7 \times 5,5 + 17,0 \times 8,3 = 245 \text{ кПа}$$

б) определяется дополнительное давление на уровне подошва фундамента

$$\sigma_{zp,o} = p_o$$

$$\sigma_{zp,o} = p_{п} - \sigma_{zg,o} = 421 - 130 = 291 \text{ кПа}$$

в) строится эпюра дополнительного вертикального напряжения от сооружения - эп. σ_{zp} , при этом толща грунта ниже подошвы фундамента разбивается на элементарные слои высотой $h_i = 0,4 \cdot \mathcal{E}_c = 0,84 \text{ м}$ и на глубине залегания подошвы каждого слоя Z_i определяется соответствующее значение α_i (табл. п.5.1) и

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_o; \text{ результаты определения заносятся на расчетную схему (рис. 2.16).}$$

г) строится эпюра $0,2 \sigma_{zg}$;

д) определяется глубина сжимаемой толщи; нижняя ее граница принимается на глубине $Z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$ (точка пересечения эпюры σ_{zp} и эпюры $0,2 \sigma_{zg}$). Согласно расчетной схеме (рис.2.16) $H_c = 6,8 \text{ м}$.

е) определяется осадка основания, складывающаяся из осадок слоев грунта, входящих в сжимаемую толщу, по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 0,84}{20000} \left(\frac{291 + 256}{2} + \frac{256 + 187}{2} + \frac{187 + 138}{2} + \frac{138 + 109}{2} + \frac{109 + 89}{2} + \frac{98 + 75}{2} + \frac{75 + 65}{2} + \frac{65 + 50}{2} \right) = 0,037 \text{ м}$$

$$S = 3,7 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см},$$

где S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по СНиП [3, пп.2.5 - 2.55, прилож.4] или по табл. п.5.2 приложения 5 настоящих указаний.

Вывод: осадка свайного фундамента допустима.

Примечания:

1. Свайные фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки, висячие одиночные сваи, воспринимающие вне кустов выдергивающие нагрузки, рассчитывать по деформациям не требуется.
2. При выполнении курсового проекта рекомендуется осадку свайного фундамента при однорядном расположении свай с шагом $a \leq 4d$ (где d - диаметр или сторона поперечного сечения сваи) определять аналогично примеру 15.
Расчет осадок ленточных свайных фундаментов возможно выполнять в соответствии с СНиП [4, глава 7, прилож.4] и по номограммам.

2.5.4 Пример 16. Расчет и конструирование ростверка

Рекомендация: в учебных пособиях [13,14] приводятся указания по расчету ростверков для различных схем действующих нагрузок и для случаев 1, 2 и 3-рядного расположения свай. При выполнении проекта следует произвести расчет ростверка в соответствии с этими указаниями. Ниже рассматривается один из этих случаев.

Требуется произвести расчет и конструирование ростверка свайного фундамента под стену кирпичного здания. Ростверк монолитный железобетонный шириной $b = 0,5$ м и высотой $h = 0,4$ м. на ростверк опирается фундаментная стенка из блоков ФБС.24.5.6 т (см. табл. п.4.3); ширина стенки $b_{ст} = 50$ см. Класс бетона ростверка $B15$ и стеновых блоков $B7,5$. Сваи сечением $30 \cdot 30$ см ($d = 0,3$ м) расположены в один ряд с расстоянием между осями свай $a = 1,5$ м. Расчетная нагрузка от стены с учетом веса ростверка составляет $p = 250$ кН/м (в расчетах $p = q$).

а) Определение усилий в ростверке.

Нагрузка от вышележащей кладки передается на ростверк по треугольной эпюре с максимальной ординатой над осью свай (рис.2.17). Длина полуоснования эпюры нагрузки определяется по формуле:

$$a = 3,14 \sqrt{\frac{E_b \cdot J}{E_k \cdot b_c}} = 3,14 \sqrt{\frac{230 \cdot 10^5 \cdot 0,0027}{85 \cdot 10^5 \cdot 0,5}} = 0,76 \text{ м} \quad (2.44)$$

где E_b - модуль упругости бетона ростверка, принимается по СНиП [9, табл.18] и равен $230 \cdot 10^5$ кПа;

J - момент инерции ростверка, определяется

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,5 \cdot 0,4^3}{12} = 0,0027 \text{ м}^4$$

E_k - модуль упругости кладки из бетонных блоков, принимается по СНиП [13, п.3.20], определяется:

$$E_k = \alpha \cdot K \cdot R = 1500 \cdot 2 \cdot 2860 = 85 \cdot 10^3 \text{ кПа};$$

α - упругая характеристика кладки, принимается по таблице [13, табл.15];

для кладки из блоков на растворе М25, принимается $\alpha=1500$;

K – коэффициент, принимаемый по таблице [13, табл.14];

для кладки из блоков $K=2$;

R - расчетное сопротивление сжатию кладки [13, табл.4];

с учетом коэффициента I [13, п.3.10] определяется:

$$R = 1,1 \cdot 2600 = 2860 \text{ кПа.}$$

Величина ординаты эпюры нагрузки над гранью сваи определяется по формуле:

$$P_0 = \frac{g \cdot L_p}{a} = \frac{250 \cdot 1,26}{0,76} = 415 \text{ кН} \quad (2.45)$$

где L_p - расчетный пролет, принимаемый

$$L_p = 1,05 \cdot L = 1,05 \cdot 1,2 = 1,26 \text{ м; } L - \text{ расстояние между сваями в свету;}$$

$$L = a - d = 1,5 - 0,3 = 1,2 \text{ м.}$$

Так как выполняется условие [14]

$$\frac{L}{2} \leq a \leq L \quad \text{т.е. } 0,6 \text{ м} \leq 0,76 \text{ м} \leq 1,2 \text{ м} \quad (2.46)$$

то расчетная схема к определению усилий в ростверке свайного фундамента будет соответствовать схеме, представленной на рис.2.17.

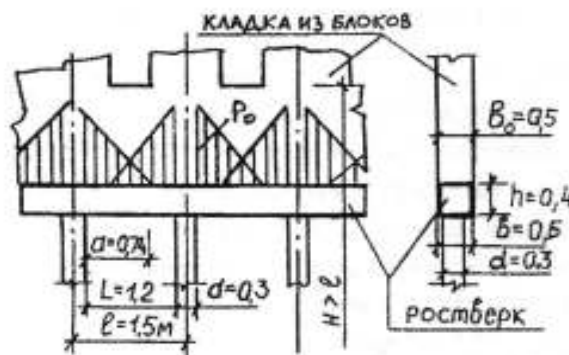


Рис. 2.17. Расчетная схема к определению усилий в ростверке

Для этой схемы расчетные моменты на опоре $M_{оп}$ и в середине пролета $M_{пр}$ определяется

$$M_{он} = -\frac{g \cdot a(2L_p - a)}{12} = -\frac{250 \cdot 0,76 \cdot (2 \cdot 1,26 - 0,76)}{12} = -27,86 \text{ кНм} \quad (2.47)$$

$$M_{пр} = \frac{g}{24} \left[2 \cdot (6L^2 p - 4L_p \cdot a + a^2) + \frac{L^3 p (L_p - 6a)}{a^2} \right] = \frac{250}{24} \left[2 \cdot (6 \cdot 1,26^2 - 4 \cdot 1,26 \cdot 0,76 - 0,76^2) + \right. \\ \left. + \frac{1,26^3 \cdot (1,26 - 6 \cdot 0,76)}{0,76^2} \right] = 10,62 \text{ кНм} \quad (2.48)$$

Поперечная сила в ростверке на грани сваи определяется по формуле:

$$Q = \frac{250 \cdot 1,26}{2} = 157 \text{ кН} \quad (2.49)$$

б) Расчет продольной арматуры:

По найденным значениям изгибающих моментов определяем необходимую площадь сечения продольной арматуры ростверка. При заданном классе бетона ростверка B15 и арматуре из стали класса А-II ($R_s = 280 \cdot 10^3$ кПа), принимая рабочую высоту ростверка $h_0 = 0,4 - 0,07 = 0,33$ м, площадь арматуры определится: на опоре

$$A_s = \frac{M_{оп}}{0,971R_s \cdot h_0} = \frac{27,86}{0,971 \cdot 280000 \cdot 0,33} = 0,000311\text{м}^2 = 3,11\text{см}^2 \quad (2.50)$$

в пролете

$$A_s = \frac{10,62}{0,971 \cdot 280000 \cdot 0,33} = 0,000118\text{м}^2 = 1,18\text{см}^2$$

Принимается одинаковое армирование на опоре и в пролете -

4 \varnothing 10 класса А - 11 с А = 4,52см (см. рис.2.18).

Фактический процент армирования равен:

$$\frac{0,000452 \cdot 1}{0,50 \cdot 0,33} \cdot 100 = 0,27\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

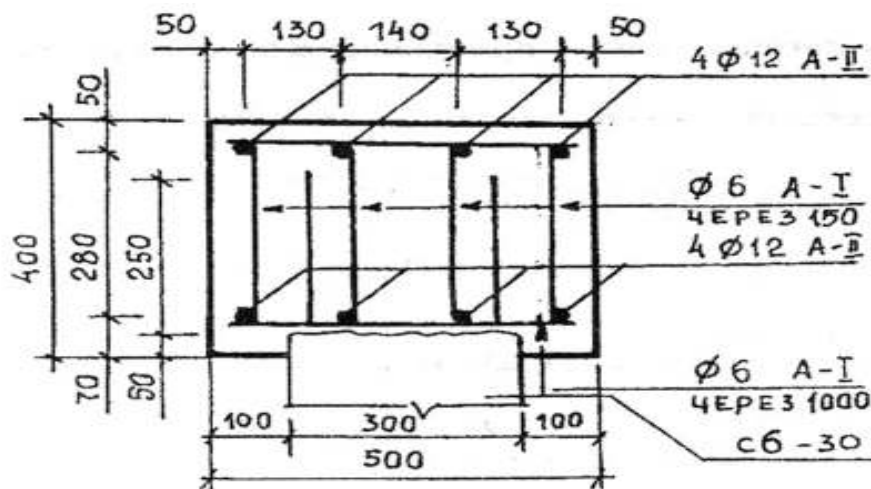


Рис. 2.18 Армирование ростверка

в) Расчет поперечной арматуры:

Проверяется условие:

$$\text{если } Q \leq \varphi_{вз} \cdot R_{вт} \cdot b \cdot h_0 \quad (2.51)$$

то хомуты не надо рассчитывать, т.к. вся поперечная сила воспринимается бетоном,

где $\varphi_{вз} = 0,6$ (тяжелый бетон);

$$R_{вт} = 750 \text{ кПа для } B15 \text{ с учетом } \gamma_{в2} = 1;$$

$$b = 0,5\text{м}; h_0 = 0,33\text{м}.$$

$$Q = 157 \text{ кН} > \varphi_{вз} \cdot R_{вт} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 750 \cdot 0,5 \cdot 0,33 = 74,25 \text{ кН}.$$

Следовательно, расчет хомутов необходим.

$$\text{Если } Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{в1} \cdot R_{в} \cdot b \cdot h_0 \quad (2.52)$$

то не будет происходить раздробления бетона сжатой зоны между наклонными трещинами.

$$\text{При этом } \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 9,13 \cdot 0,00151 = 1,069$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210 \cdot 10^6}{230 \cdot 10^5} = 9,13;$$

($E_s = 210 \cdot 10$ кПа - для арматуры кл. А-1; $E_b = 230 \cdot 10$ кПа – для бетона В15 при естественном твердении).

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{B \cdot S} = \frac{0,0001132}{0,5 \cdot 0,15} = 0,00151 \text{ (0,151\%)}$$

Принимаем шаг хомута $S = 0,15$ м по рекомендации [9, п.5.27]; задаемся диаметром хомутов - 6 мм и их числом в сечении - $n = 4$.

Тогда $A_{sw} = 4 \cdot 0,283 = 1,132 \text{ см}^2 = 0,0001132 \text{ м}^2$

$$\varphi_{\beta 1} = 1 - \beta R_{\beta} = 1 - 0,001 \cdot 8,5 = 0,915$$

$R_{\beta} = 8,5$ МПа для бетона класса В15

$\beta = 0,01$ - для тяжелого бетона.

Тогда $Q = 157 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,069 \cdot 0,915 \cdot 8500 \cdot 0,5 \cdot 0,33 = 411,5 \text{ кН}$.

Следовательно, прочность бетона сжатой зоны между наклонными трещинами достаточна.

Определяется погонное усилие, приходящееся на хомуты и шаг хомутов.

Усилие в хомутах на единицу длины элемента определится

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{\beta 2} \cdot B \cdot h_0^2 \cdot R_{\beta 2}} = \frac{157^2}{4 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 0,35^2 \cdot 750} = 75 \text{ кН/м} \quad (2.53)$$

где $\varphi_{\beta 2} = 2$ (тяжелый бетон) и $R_{\beta 2} = 750$ кПа (бетон В15); с другой стороны

$$q_{SN \min} = \frac{\varphi_{\beta 3} \cdot R_{\beta 3} \cdot B}{2} = \frac{0,6 \cdot 750 \cdot 0,5}{2} = 112,5 \text{ кН/м} \quad (2.54)$$

где $\varphi_{\beta 3} = 0,6$ (тяжелый бетон).

Принимаем $q_{sw} = 112,5$ кН/м (большее значение).

Тогда шаг хомутов S по расчету, исходя из условия

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} \quad \text{будет найден} \quad (2.55)$$

$$S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175000 \cdot 0,0001132}{112,5} = 0,18 \text{ м}$$

где R_{sw} - расчетное сопротивление хомутов кл. А-1 = 175×10^3 кПа.

С учетом указаний [9, п.5.27] принимаем шаг хомутов $S = 15$ см.

Армирование ростверка показано на рис. 2.18.

2) Расчет на местное сжатие.

При расчете на местное сжатие (смятие) ростверка без поперечного армирования от действия сваи должно удовлетворяться условие [9, п.3.39, ф-ла 101]

$$N \leq \psi \cdot R_{\beta \text{loc}} \cdot A_{\text{loc1}} \quad (2.56)$$

где N - сжимающая сила от местной нагрузки (в примере соответствует нагрузке на сваю)

$$N = \frac{n_1}{\ell} = \frac{250}{1,5} = 166,7 \text{ кН}$$

A_{loc1} - площадь смятия; соответствует площади поперечного сечения сваи - $0,09 \text{ м}^2$;

ψ - коэффициент; при равномерном распределении нагрузки $\psi = 1$;

$R_{в.лос}$ - расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$R_{в.лос} = \alpha \cdot \varphi_{в} \cdot R_{в} = 1 \cdot 2,04 \cdot 8500 = 17340 \text{ МПа.}$$

Здесь $\alpha = 1,0$ для бетона класса ниже 25;

$$\varphi_{в} = \sqrt[3]{A_{лос2} / A_{лос1}} = \sqrt[3]{\frac{0,75}{0,09}} = 2,04$$

$A_{лос2}$ - расчетная площадь смятия; при наличии нескольких нагрузок от свай расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок [9, п.3.40]; в примере - $1,5 \cdot 0,5 = 0,75\text{м}$

$R_{в} = 8500 \text{ кПа}$ - для бетона класса *B15*

Подставляем полученные значения в исходную формулу (2.52)

$$N = 166,7 \text{ кН} \leq \Psi \cdot R_{в.лос} \cdot A_{лос1} = 1 \cdot 17340 \cdot 0,09 = 1560,6 \text{ кН}$$

- прочность ростверка на смятие достаточна (дополнительного поперечного армирования не требуется).

Примечание:

Сопряжение связи с ростверком считается шарнирным, если оно выполняется в виде свободного опирания (при сборных ростверках) или голова сваи заходит в монолитный ростверк на 5 см. При жестком сопряжении головы сваи (см.рис.2.18) выпуски арматуры заделываются в ростверк обычно на 20-25 диаметров поперечного сечения рабочей арматуры свай.

2.6. Техничко-экономические сравнения вариантов фундаментов зданий

При проектировании фундаментов зданий из всего многообразия **известных** в практике фундаментостроения типов фундаментов **выделяются** возможные к выполнению в конкретных инженерно-геологических условиях строительной площадки. В дальнейшем с учетом материально-технических возможностей строительных организаций и особенностей строительства в региональных условиях выявляются **рациональные** типы фундаментов, а после их технико-экономического сравнения устанавливают **наиболее экономичный**, который принимается к окончательной разработке и выполнению.

Указанный порядок выявления наиболее экономичного варианта фундамента проектируемого сооружения принят в проектных институтах; его соблюдают и при выполнении курсовых и дипломных проектов.

В соответствии с Руководством по выбору проектных решений фундаментов [10, п.1.1] для анализа их технико-экономических показателей должна быть выбрана сопоставимая единица измерения - 1м^2 общей площади здания, 1 фундамент, 1п.м. ленточного фундамента, типовая секция или весь нулевой цикл.

Эффективность проектного решения характеризуется системой показателей, отражающих соотношение затрат (табл. 2.5) и эффективностью капитальных вложений.

**Номенклатура технико-экономических показателей
для оценки экономичности проектного решения**

Табл.2.5

№ п/п	Наименование показателей	Един. измер.	Величины показателя	
			Варианты	
			I	II
1.	Объем работ (в натуральных показателях)			
2.	Капитальные вложения или сметная стоимость строительно-монтажных работ	руб.		
3.	Трудоемкость выполнения работ	чел./дн.		
4.	Продолжительность выполнения работ	год		

Наиболее экономичный вариант выбирается по результатам оценки экономического эффекта, определяемого по формуле:

$$\Delta = (K_1 - K_{11}) + E_n \cdot K_1 (t_1 - t_{11}) \quad (2.57)$$

где K_1 – капитальные вложения или стоимость строительно-монтажных работ по варианту с наибольшими затратами, в рублях

K_{11} – то же, по варианту с минимальными затратами, в рублях

E_n - нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений ($E_n = 0,15$)

t_1, t_{11} – продолжительность выполнения работ по сравниваемым вариантам, в годах.

При выполнении курсового проекта, для сравнения вариантов фундаментов бескаркасных зданий рекомендуется принимать за единицу измерения 1 секцию ленточного фундамента, а для каркасных – 1 фундамент; при выполнении дипломного проекта – весь нулевой цикл здания.

В приложении 10 настоящих указаний приведены нормативы по организационно-технологическим комплексам (по укрепленным видам работ), охватывающим основную номенклатуру работ по возведению фундаментов. Они составлены на основании «Планово-производственных нормативов для жилищно-гражданского и промышленного строительства», разработанных Горьковской территориальной исследовательской лабораторией организации и экономики строительства ГИСИ им. В.П.Чкалова для применения при строительстве в Нижегородской области, а так же содержат показатели стоимости работ по выполнению искусственных оснований зданий и сооружений (Долматов Б.И. и др. «Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений». Учебное пособие для вузов).

В курсовом проекте обычно рассматривается 2-4 варианта фундаментов из возможных к выполнению в конкретных инженерно-геологических условиях. Однако, с учетом учебных задач, в большинстве случаев детальная сравнительная оценка делается для широко распространенных в практике строительства фундаментов: из сборных железобетонных элементов и свайных фундаментов.

2.6.1. Пример 17. Технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов 9-ти этажного жилого крупнопанельного дома

Здание строится в г.Н.Новгороде. С учетом инженерно-геологических условий площадки строительства при рассмотрении возможных вариантов фундаментов выявлены следующие рациональные:

1 вариант - ленточный сборный фундамент;

2 вариант - свайный фундамент.

Требуется на основании результатов расчета оснований и фундаментов здания произвести конструирование фундаментов указанных вариантов. Технико-экономическое их сравнение производится для секции фундаментов в осях А-Б; 1-7 (рис.2.16). Конструкция фундаментов в двух рассматриваемых вариантах приведена на рис. 2.19.

При рассмотрении показателей (стоимости и трудоемкости) приняты относительные величины определенные на основании нормативов для жилищно-гражданского и промышленного строительства, разработанных ТНИЛОЭС НАСИ в 1985-1987 г. (Прил.10). Результаты сравнения позволяют выявить наиболее рациональный тип фундаментов.

Результаты расчета технико-экономических показателей для сравнения сведены в таблицу 2.6.

Сметная стоимость строительно-монтажных работ определится по формуле:

$$C = \sum (V_i \cdot C_i) N_p \cdot K_{п.н} \cdot K_{и.и} \quad (2.58)$$

где V_i – объем i – ой работы по соответствующему варианту;

C_i – показатель единичной стоимости i – ой работы в ценах 1984 года, в рублях;

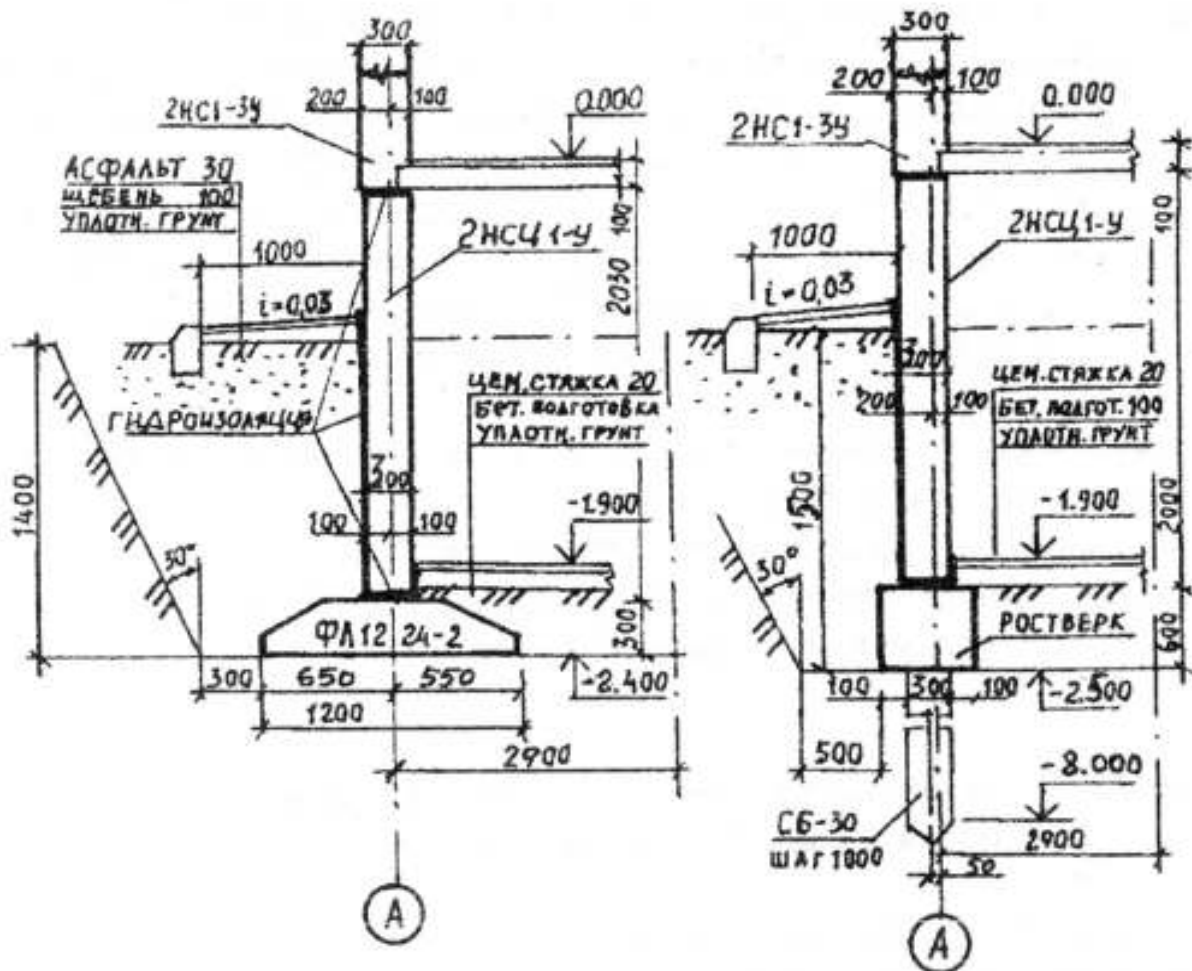
N_p – коэффициент, учитывающий накладные расходы ($N_p = 1.2$);

$K_{п.н}$ - коэффициент, учитывающий плановые накопления ($K_{п.н} = 1,08$)

$K_{и.и}$ - коэффициент, учитывающий изменения цен по индексу 1984 года

(в примере принят равным 11.75);

$\sum (V_i \cdot C_i)$ - прямые затраты по сравниваемым вариантам фундаментов в ценах 1984 г. (табл. 2.7), в рублях.



Вариант I – ленточный сборный фундамент;
Вариант II – свайный фундамент.

Технико-экономические показатели сравниваемых вариантов фундаментов

1.	Объем работ	Секция	1	1
2.	Сметная стоимость строительно-монтажных работ (К _I ; К _{II})	руб.	6549,24 x 1,2 x 1,08 x 11,75 = 99 732	4 344,47 x 1,2 x 1,08 x 11,75 = 66 158
3.	Трудоемкость выполнения работ (Тр _I ; Тр _{II})	чел./дн.	$\frac{256,4 \times 1,25 \times 1,07}{8} =$ 42,9	$\frac{150,75 \times 1,25 \times 1,07}{8} =$ 25,2
4.	Продолжительность производства работ	Год	$\frac{42,9}{6 \times 230} =$ 0,031	$\frac{25,2}{6 \times 230} =$ 0,018

Прямые затраты по сравнимым вариантам фундаментов 9-ти этажного жилого крупнопанельного дома (I секция) в ценах 1984 г.

Табл. 2.7

№ п/п	Виды работ	Един. измер.	Нормативы на единицу измерения		Вариант I Сборный фундамент		Вариант II Свайный фундамент			
			Стоим. (руб.)	Трудоём. ч/час.	Объем работ	Стоим. (руб.)	Трудоём. ч/час.	Объем работ	Стоим. (руб.)	Трудоём. ч/час.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1.	Разработка грунта I группы эксковатором	м ³	0-131	0,006	243,6	31-91	1,46	256,5	33-61	1,54
2.	Монтаж железобетонных фундаментных плит	м ³	51-40	0,331	20,6	1058-84	6,82	-	-	-
3.	Погружение дизель-молотом на тракторе железобетонных свай длиной до 6 м в грунт I группы	м ³	59-62	2,016	-	-	-	47,0	2802-14	94,75
4.	Устройство монолитных железобетонных ростверков	м ³	37-08	1,426	-	-	-	12,4	459-79	17,68
5.	Горизонтальная гидроизоляция - цементный раствор состава 1:2	м ²	0-77	0,32	29,7	22-87	9,50	29,7	22-87	9,50
6.	Монтаж стеновых панелей цокольной части	м ³	64-74	2,152	29,7	1922-78	63,91	29,7	1922-78	63,91
7.	Монтаж железобетонных плит перекрытия	м ³	72-60	1,547	11,4	827-64	17,64	11,4	827-64	17,64
8.	Боковая обмазочная гидроизоляция стен фундаментов битумной мастикой в 2 слоя	м ²	0-90	0,31	23,2	20-88	7,19	23,2	20-88	7,19
9.	Засыпка пазух	м ³	0-015	-	42,2	0-63	-	40,8	0-61	-
10.	Бетонный подстилающий слой толщиной 100 мм	м ³	34-73	2,28	10,0	347-30	22,5	10,5	347-30	22,5
11.	Цементный пол толщиной 20 мм	м ²	0-63	0,13	100,2	63-13	13,03	100,2	63-13	13,03
12.	Асфальтовые отмостки и тротуары	м ²	2-09	0,375	23,2	48-49	8,7	23,2	48-49	8,7
Итого:					4344-47	150,75	6549-24	256,44		

Трудоемкость выполнения работ (табл. 2.7) включает дополнительные затраты труда на обслуживание строительного процесса ($K_o = 1,25$) и строительной площадки ($K_n = 1,07$)

$$T_p = \frac{\sum V_i \cdot Z_i}{8} \cdot K_o \cdot K_n \quad (2.59)$$

где Z_i – затраты труда на единицу работ, чел./час.

K_o, K_n - коэффициент, учитывающий затраты труда на обслуживание строительного процесса и площадки.

Продолжительность производства работ определится по формуле:

$$t = \frac{T_p}{H \cdot 230} \quad (2.60)$$

где H – численность рабочих в день (в примере принято $H = 6$ чел.)

230 – плановое число рабочих дней в году.

Наиболее экономичный вариант фундаментов определится


$$\Delta = (99\,732 - 66\,158) + 0,15 \cdot 99\,732 (0,031 - 0,018) = 33\,574 + 19,4 = 33\,768 \text{ руб.}$$

Экономический эффект достигается от внедрения второго варианта фундаментов – сборного фундамента, который и принимается к разработке, проектированию и выполнению.

Вывод: более экономичным является сборный фундамент.

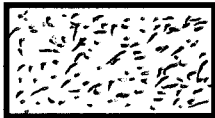
ГРАФИЧЕСКИЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ГРУНТОВ С УЧЕТОМ ИХ ЛИТОЛОГИИ И ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ (ОСТ 33-21-76)

Табл. п.1.1

Тип глинистого грунта	Обозначение	Консистенция грунта и ее индекс
глина		твердая Т полутвердая ПТ тугопластичная ТП
суглинок		мягкопластичная МП текучепластичная ТКП текучая ТК
супесь		твердая Т пластичная ПЛ текучая ТК


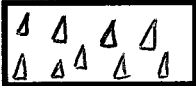
ПРИМЕЧАНИЕ. Консистенция грунта указывается при помощи индекса на его графическом обозначении.

Табл. п.1.2.

Тип песчаного грунта по крупности зерен и его индекс	Обозначение	Плотность сложения песчаного грунта и ее обозначение (индекс)
песок пылеватый - П песок мелкий - М песок средний - С песок крупный - К песок гравелистый - Г		рыхлый ∇ средней плотности О плотный □


ПРИМЕЧАНИЕ. Плотность сложения песчаного грунта указывают при помощи индекса плотности, внутри которого вписывается индекс, указывающий крупность зерен песчаного грунта.

Табл. п.1.3

Тип крупнообломочного грунта и его индекс	Обозначение
Крупнообломочные окатанные грунты: Гравийный грунт-ГР, Галечниковый грунт- ГЛ	
Крупнообломочные неокатанные грунты: Дресвяный грунт - Д Щебенистый грунт - Щ	





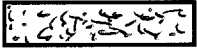
ПРИМЕЧАНИЕ. Наименование крупности грунта указывают при помощи индекса на его графическом обозначении.

Табл. п.1.4

Наименование грунта	Обозначение	Тип грунтовых условий просадочности
Просадочные грунты (лессы, лессовидные суглинки).		Просадка от собственного веса при замачивании: До 5 см - I тип; свыше 5 см - II тип.

ПРИМЕЧАНИЕ. 1. Тип грунтовых условий по просадочности указывается на графическом обозначении просадочного грунта.
2. При известной величине просадки ее указывают (в см) рядом с типом грунтовых условий, например 1 (3).

Табл. п.1.5

Литологические особенности	Обозначение
Заторфованность	
Иловатость	
Глинистость	
Пылеватость	
Песчанистость	

ПРИМЕЧАНИЕ. Графические обозначения литологических особенностей грунтов наносятся на графическое обозначение грунта с частичным разряжением его штриховки.

Табл. п.1.6

Гинетические типы грунтов	Обозначение	Гинетические типы грунтов	Обозначение
Почвенно-растительный слой	pd	Делювиальные	d
Покровные	pz	Элювиальные	e
Ледниковые	g	Золовые	el
Озерно-ледниковые	lg	Биогенные,	b
Флювиоглянциальные	f	органогенные	
Аллювиальные	a	Хемогенные	h
Проллювиальные	p	Морские	m

ПРИМЕЧАНИЕ. Геологический возраст дается согласно принятой геохронологической схеме.

**КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ
(ГОСТ 25100-82)**

Табл. п.2.1

Типы крупнообломочных и песчаных грунтов	Распределение частиц по крупности в % от веса сухого грунта
А. Крупнообломочные	
Валунный грунт (при преобладании неокатанных частиц - глыбовый)	масса частиц крупнее 200мм более 50%
Галечниковый грунт (при преобладании неокатанных- частиц - щебенистый)	масса частиц крупнее 10мм более 50%
Гравийный грунт (при преобладании неокатанных- частиц - дресвяный)	масса частиц крупнее 2мм более 50%
Б. Песчаные	
Песок гравелистый	масса частиц крупнее 2мм более 25%
Песок крупный	масса частиц крупнее 0,5мм более 50%
Песок средней крупности	масса частиц крупнее 0,25мм более 50%
Песок мелкий	масса частиц крупнее 0,1мм 75% и более
Песок пылеватый	масса частиц крупнее 0,1мм менее 75%

ПРИМЕЧАНИЕ. Для установления наименования грунта по таблице п.2.1 последовательно суммируется % содержания частиц исследуемого грунта: сначала - крупнее 200мм, затем - крупнее 10 мм, далее - крупнее 2мм и т.д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в табл. п.2.1

Табл. п.2.2

Тип крупнообломочных и песчаных грунтов по степени влажности	Степень влажность S_r
Маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1$

Табл. п.2.3

Тип песчаных грунтов	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Пески мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Табл. п.2.4

Тип пылеватоглинистых грунтов	Число пластичности I_p , %
Супеси	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинки	$7 \leq I_p \leq 17$
Глины	$I_p > 17$

Табл. п.2.5

Консистенция пылеватоглинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супеси твердые	$I_L < 0$
Супеси пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
Супеси текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины твердые	$I_L < 0$
Суглинки и глины полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Суглинки и глины тугопластичные	$0,25 \leq I_L \leq 0,50$
Суглинки и глины мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
Суглинки и глины текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
Суглинки и глины текучие	$I_L > 1$

Табл. п.2.6

Разновидности лессовых грунтов	Относительная просадочность ε_{sl}
Непросадочные	$\varepsilon_{sl} < 0,01$
Просадочные	$\varepsilon_{sl} \geq 0,01$

ХАРАКТЕРИСТИКИ ЧЕТВЕРТИЧНЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ РЕГИОНА В ЕСТЕСТВЕННОМ ЗАЛЕГАНИИ (НИЖЕГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ)

Табл. 2.7

Наименование грунтов	Плотн. частиц грунта ρ_s г/см	Плотность в сухом состоянии ρ_d г/см	Коэфф. пористости e	Удельное сцепление C кПа	Угол внутр. трения φ град	Модуль деформации E Мпа
Песок сред. крупности	2,65	1,46-1,85 1,68	0,48-0,74 0,65	0-3 1	28-39 35	16-52 30
Песок мелкий	2,66	1,42-1,80 1,61	0,52-0,80 0,70	0-4 2	25-37 30	11-45 23
Песок пылеватый	2,67	1,38-1,72 1,55	0,58-0,86 0,75	0-6 3	21-33 26	7-25 11

ПРИМЕЧАНИЕ. Таблица составлена по данным лабораторных и полевых исследований грунтов НижегородГИСИЗ с учетом приложения 1 СНиП 2.02.01-83

**ХАРАКТЕРИСТИКИ ЧЕТВЕРТИЧНЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ РЕГИОНА
В ЕСТЕСТВЕННОМ ЗАЛЕГАНИИ (НИЖЕГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ)**

Табл.п. 2.8

Наименование грунтов	Природ. влажность W %	Плот-ть ρ г/см	Кoeffициент пористости e	Удельное сцепление C кПа	Угол внутр. трения φ град	Модуль деформации E МПа	Относит. содерж. растит. остатков Jom
Супесь пластичная	16-27 22	1,77-2,03 1,92	0,56-0,82 0,70	3-21 13	18-25 21	13*	-
Суглинок твердый, полутвердый	17-37 23	1,73-2,01 1,87	0,62-0,91 0,77	17-23 21	17-21 18	5,8-15,3 12,0	-
Суглинок тугопластичный, мягкопластичный	22-42 28	1,68-2,00 1,90	0,69-1,03 0,80	16-23 18	15-20 16	3,5-13,0 10,0	-
Суглинок с примесью растительных остатков	25-60 36	1,64-1,97 1,83	0,73-1,15 0,92	12-32 20	11-27 18	2,8-14,0 7,5	0,06-0,10 0,07
Глина тугопластичная	21-39 30	1,74-1,96 1,86	0,70-1,05 0,89	21-49 32	10-19 15	6,4-18,0 12,0	-
Глина с примесью растительных остатков	33-96 48	1,31,93 1,72	1,02-1,47 1,19	15-40 24	6-22 13	2,2-6,9 5,0	0,06-0,10 0,08

ПРИМЕЧАНИЕ. Таблица составлена по данным лабораторных и полевых исследований грунтов НижегородГИСИЗ.

**ХАРАКТЕРИСТИКИ БИОГЕННЫХ ГРУНТОВ РЕГИОНА
В ЕСТЕСТВЕННОМ ЗАЛЕГАНИИ (НИЖЕГОРОДСКОЙ ОБЛАСТИ)**

Табл. п.2.9

Наименование грунтов	Природная влажность W %	Плотность частиц грунта ρs г/см	Плотность ρ г/см	Кoeffициент пористости e	Модуль деформации E МПа	Относит. содерж. растит. остатков Jom
Слабозаторфованный	55-120 85	2,44	1,22-1,74 1,44	1,20-3,34 2,05	1,5-4,3 2,6	0,11-0,25 0,17
Среднезаторфованный	101-135 113	2,06	1,11-1,37 1,21	1,77-6,04 3,51	0,9-2,6 1,8	0,26-0,40 0,31
Сильнозаторфованный	71-337 214	1,88	1,02-1,21 1,1	1,66-6,81 4,02	0,8-2,0 1,2	0,43-0,49 0,46
Торф	197-469 333	1,75	0,90-1,18 1,02	2,95-8,30 4,70	0,5-3,0 0,7	0,51-0,74 0,60
Ил глинистый, суглинистый	30-140 93	2,40	1,30-1,65 1,42	0,89-3,95 2,32	-	0,04-0,27 0,14

ПРИМЕЧАНИЕ. Таблица составлена по данным лабораторных и полевых исследований грунтов НижегородГИСИЗ.

**НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ПОКАЗАТЕЛЕЙ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ
НАМЫВНЫХ ПЕСКОВ РЕГИОНА
(ВОЗРАСТ - 1 ГОД ПОСЛЕ ОКОНЧАНИЯ НАМЫВА)**

Табл. 2.10

Тип намывных песков	Показатели	Значения показателей при коэффициенте пористости:				
		0,5	0,55	0,65	0,75	0,8
Средней крупности	С, кПа	5	4	2	1	-
	φ, град	38	37	34	29	27
	Е, Мпа	45	41	32	16	9
Мелкие	С, кПа	6	5	3	2	-
	φ, град	37	35	32	28	26
	Е, Мпа	40	33	23	12	6

ПРИМЕЧАНИЕ.

1. Значения показателей механических свойств приведены по данным НижегородТИСИЗ даны для песков маловлажных, не содержащих прослоев и линз глинистых грунтов.
2. Для песков с повышенным содержанием пылеватой и глинистой фракций (свыше 10%), а также для значения показателей определяются лабораторными и полевыми исследованиями.

Приложение 3

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ R₀ ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

Табл. п. 3.4

Грунты	R ₀ , кПа (кгс/см), грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ _d , т/м		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ _d , т/м	
	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 R₀, относящиеся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе - значения R₀, относящиеся к таким же грунтам с $S_r \leq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ - R_0 (СНИП 2.02.01-83)

Табл. п.3.1

Крупнообломочные грунты		R_0 , кПа	
Галечниковый (щебенистый) с заполнителем:			
песчаным		600	
пылевато-глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,50$		450	
тоже при $0,50 < I_L \leq 0,75$		400	
Гравийный (дресвяный) с заполнителем			
песчаным		500	
пылевато-глинистым при показателе текучести: $I_L \leq 0,50$		400	
тоже при $0,50 < I_L \leq 0,75$		350	
Песчаные грунты	R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения		
	плотные	средней плотности	
крупные	600	500	
средней крупности	500	400	
мелкие:			
маловлажные	400	300	
влажные и насыщенные водой	300	200	
пылеватые:			
маловлажные	300	250	
влажные	200	150	
насыщенные водой	150	100	
Пылевато-глинистые грунты	e	R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

**КОЭФФИЦИЕНТЫ M_γ , M_q , M_c ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ РАСЧЕТНОГО
СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ**

Табл. п.3.2

Ф _п град.	коэффициенты			Ф _п град.	коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЯ РАБОТЫ

Табл. п. 3.3

Грунты	коэфф. γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины здания (сооружения), или его отсека к высоте L/H, равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и песчаные грунты, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,3	1,1	1,3
	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем и глинистые грунты с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,0
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения мероприятий, указанных в п. 2.70 б.
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэфф. γ_{c2} принимается равным единице.
3. При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.
4. Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равным единице.

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА
ДЛЯ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ (ГОСТ 13580-85)**

Табл. п.4.1

Марка плиты	Размеры плиты, мм				Масса плиты т		
	ширина В	длина L	высота Н	скос			
				Х		У	
ФЛ 6. 24	600	2380	300	-	-	1,00	
ФЛ 6. 12		1180				0,52	
ФЛ 8. 24	800	2380		-	-	1,40	
ФЛ 8. 12		1180				0,69	
ФЛ 10. 30	1000	2980		200	200	1,75	
ФЛ 10. 24		2380				1,50	
ФЛ 10. 12		1180				0,75	
ФЛ 10. 8		780				0,50	
ФЛ 12. 30	1200	2980		300			2,05
ФЛ 12. 24		2380					1,8
ФЛ 12. 12		1180					0,87
ФЛ 12. 8		780					0,57
ФЛ 14. 30	1400	2980	300	200		2,40	
ФЛ 14. 24		2380				2,10	
ФЛ 14. 12		1180				1,00	
ФЛ 14. 8		780				0,69	
ФЛ 16. 30	1600	2980				2,71	
ФЛ 16. 24		2380				2,50	
ФЛ 16. 12		1180				1,20	
ФЛ 16. 8		780				0,80	
ФЛ 20. 30	2000	2980	500	300		5,10	
ФЛ 20. 24		2380				4,05	
ФЛ 20. 12		1180				2,40	
ФЛ 20. 8		780				1,60	
ФЛ 24. 30	2400	2980	500			5,98	
ФЛ 24. 24		2380				4,75	
ФЛ 24. 12		1180				2,80	
ФЛ 24. 8		780				1,90	
ФЛ 28. 24	2800	2380	700	300		5,90	
ФЛ 28. 12		1180				3,40	
ФЛ 28. 8		780				2,20	
ФЛ 32. 12	3200	1180				4,00	
ФЛ 32. 8		780				2,60	

ПРИМЕЧАНИЕ. Пример условного обозначения (марки) плиты шириной 1000 мм, длиной 2380 мм, 2-й группы по несущей способности (на среднее давление 0,25 мПа при толщине стены 160 мм):

ФЛ 10. 24-2. В условиях воздействия агрессивных вод;
 ФЛ 10. 24-2-II (из бетона повышенной плотности) и
 ФЛ 10. 24-2-0 (из бетона особо плотного).

**ГРУППЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ
(ГОСТ 13580-85)**

Табл. п.4.2

Ширина плиты, мм	Толщина стены, мм не менее	Наиболее допускаемое давление на основание, мПа, для грунтов по несущей способности			
		1	2	3	4
600	160	0,45			
	300, 500	0,60			
800	160	0,25	0,35	0,45	
	300	0,41	0,57	0,60	
	500	0,60			
1000	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,22	0,36	0,50	0,60
	500	0,42	0,60		
1200	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,21	0,35	0,48	0,60
	500	0,33	0,55	0,60	
1400	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,19	0,31	0,44	0,57
	500	0,26	0,46	0,60	
1600	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,18	0,30	0,42	0,56
	500	0,25	0,43	0,60	
2000	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,17	0,29	0,40	0,52
	500	0,22	0,37	0,52	0,60
2400	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,17	0,28	0,40	0,51
	500	0,21	0,34	0,48	0,60
2800	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,16	0,27	0,39	0,50
	500	0,19	0,32	0,45	0,59
3200	160	0,15	0,25	0,35	-
	300	0,16	0,27	0,37	-
	500	0,19	0,31	0,43	-

**БЛОКИ БЕТОННЫЕ ДЛЯ СТЕН ПОДВАЛОВ
(ГОСТ 13579-78)**

Табл. п.4.3

Марка блока	Размеры блока, мм			Класс бетона по прочности на сжатие	Расход материалов		Масса блока тс
	длина l	ширина b	высота h		бетон м ³	сталь кг	
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	В 7,5	0,406	1,46	0,97
ФБС 24.4.6-Т		400			0,503		1,30
ФБС 24.5.6-Т		500			0,679	1,63	
ФБС 24.6.6-Т		600			0,815	2,36	1,96
ФБС 12.4.6-Т	1180	400	580		0,265	1,46	0,64
ФБС 12.5.6-Т		500			0,331		0,79
ФБС 12.6.6-Т		600			0,398		0,96
ФБС 12.4.3-Т	1180	400	280		0,127	0,74	0,31
ФБС 12.5.3-Т		500			0,159		0,38
ФБС 12.6.3-Т		600			0,191		0,46
ФБС 9.3.6 -Т	880	300	580		0,146	0,76	0,35
ФБС 9.4.6 -Т		400			0,195		0,47
ФБС 9.5.6 -Т		500			0,244		0,59
ФБС 9.6.6 -Т		600			0,293	1,46	0,70
ФБВ 9.4.6 -Т		400			0,161	0,76	0,39
ФБВ 9.5.6 -Т		500			0,202		0,49
ФБВ 9.6.6 -Т	600	0,243	0,58				
ФБП 24.4.6-Т	2380	400	580	В 12,5	0,439	1,46	1,05
ФБП 24.5.6-Т		500			0,526		1,26
ФБП 24.6.6-Т		600			0,583		1,40

- ПРИМЕЧАНИЕ.** 1. В таблице приводится спецификация бетонных блоков для стен подвала, изготовленных из тяжелого бетона – Т (объемная масса 2400 кгс/м³). В ГОСТ 13579-78 приведены так же спецификации бетонных блоков для стен подвалов, изготовленных из бетона на пористых заполнителях (керамзитобетон) - П (объемная масса 1800 кгс/м³) и из бетона плотного силикатного – С (объемная масса 2000 кгс/м³).
2. Блоки подразделяются на три типа:
 ФБС - сплошные;
 ФБВ - сплошные с вырезом для укладки перемычек и пропуска коммуникаций;
 ФБП - пустотелые (с открытыми внизу пустотами).

КОЭФФИЦИЕНТ α ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ОСАДКИ ОСНОВАНИЯ
(СНИП 2.02.01 - 83)

Табл. п.5.1

$\frac{2z}{r = b}$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = \ell/b$, равным						ленточных при $\eta > 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,444	0,463	0,505	0,529	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	0,350	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	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	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	0,122	0,150	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,067	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	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	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
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	0,034	0,042	0,053	0,070	0,098	0,144
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

ПРИМЕЧАНИЕ.

1. В табл. обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, ℓ - длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом
3. Для промежуточных значений r и η коэффициент α определяется по интерполяции.

**ПРЕДЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ
(СНИП 2.02.01-83)**

Табл. п.6.1

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок ($\Delta S / L$) и	крен i_u	средняя \hat{S}_u (в скобках максимальная $S_{max, u}$) осадка в см
1. Производственные и гражданские одноэтажные здания с полным каркасом: - железобетонным - стальным	0,002	-	(8)
	0,004	-	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок.	0,006	-	(15)
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: - крупных панелей - крупных блоков или кирпичной кладки без армирования - то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов.	0,0016	0,005	10
	0,0020	0,005	10
	0,0024	0,005	15

- ПРИМЕЧАНИЯ.**
1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в п.3 настоящего приложения, принимаются равными 0,5 ($\Delta S / L$) и.
 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. Для сооружений, перечисленных в п.п.1-3 настоящего приложения, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.

**ТАБЛИЦА РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ ЗАБИВНЫХ СВАЙ И
СВАЙ-ОБОЛОЧЕК, НЕ ЗАПОЛНЯЕМЫХ БЕТОНОМ, R, кПа
(СНиП 2.02.03-85)**

Табл. п.7.1

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Песчаных грунтов средней плотности						
	граве- листых	крупных	-	средней крупно- сти	мелких	пыле- ватых	-
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 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. Значения R в числителе относятся к пескам, а в знаменателе к пылевато-глинистым грунтам.
2. Для промежуточных глубин погружения и промежуточных показателя текучести I_L значения R определяются интерполяцией.
3. Глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10м - от условной отметки, расположенной соответственно на 3м выше уровня срезки или на 3м ниже уровня подсыпки.
4. Для плотных песков значения по таблице п.7.1 следует увеличивать на 60%, но не более чем до 2000 кПа.

**ТАБЛИЦА РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ НА БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ ЗАБИВНЫХ
СВАЙ И СВАЙ-ОБОЛОЧЕК, f_i , кПа
(СНиП 2.02.03-85)**

Табл. п.7.2

Средняя глубина распо- ложения слоя грунта, м	Песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней круп- ности	мелких	пыле- ватых	-	-	-	-	-	-
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L								
	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. Для промежуточных глубин погружения и промежуточных значений показателя текучести I_L значения f_i определяются интерполяцией.
 2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2м.
 3. При определении f_i , по табл. п.7.2. надлежит учитывать требования, изложенные в примечаниях 2 и 3 к табл. п.7.1.
 4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличить на 15% против значений, приведенных в табл. п.7.2., при любых значениях показателя текучести I_L .
 5. Величины расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай следует увеличить на 30%, против значений, приведенных в табл. п.7.2.

**КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ ГРУНТА ПРИ РАСЧЕТЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
ЗАБИВНЫХ ВИСЯЧИХ СВАЙ (СНиП 2.02.03-85)**

Табл. п.8.1

Способы погружения свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов.		$\gamma_{ср}$	$\gamma_{сf}$
1.	Погруженные забивкой сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими, паровоздушными и дизельными молотами.	1,0	1,0
2.	Погруженные забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные скважины (лидеры) с заглублением концов свай не менее 1м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
	а) равным стороне квадратной сваи	1,0	0,5
	б) на 0,05 м меньше стороны квадратной сваи	1,0	0,6
3.	Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре погружения без применения подмыва.	1,0	0,7
4.	Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибродавливание свай в грунты:		
	а) песчаные средней плотности:		
	пески крупные и средней крупности	1,2	1,0
	пески мелкие	1,1	1,0
	пески пылеватые	1,0	1,0
	б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L=0,5$:		
	супеси	0,9	0,9
	суглинки	0,8	0,9
	глины	0,7	0,9
	в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5.	Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом:		
	а) при диаметре полости сваи 0,4м и менее	1,0	1,0
	б) при диаметре полости от 0,4 до 0,8м	0,7	1,0
6.	Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом на глубину 10м и более с последующим устройством камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения:		
	а) 1,0м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
	б) 1,5м в песках и супесях	0,8	1,0
	в) 1,5м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7.	Погружение вдавливанием сплошных свай:		
	а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
	б) пески пылеватые	1,1	0,8
	в) глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
	г) глинистые грунты с показателем текучести $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

**СВАИ ЗАБИВНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЦЕЛЬНЫЕ СПЛОШНОГО КВАДРАТНОГО
СЕЧЕНИЯ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ
(ГОСТ 19804.1-79)**

Табл. п.9.1

Марка сваи	Размеры мм		Объем бетона м	Масса сваи т	Расход стали кг	Марка сваи	Размеры мм		Объем бетона м	Масса сваи т	Расход стали кг
	L	B					L	B			
C3-20	3000	200	0,13	0,33	12,6	C7-30	7000	300	0,64	1,60	36,7
C3,5-20	3500		0,15	0,38	14,1	C8-30	8000		0,73	1,83	41,1
C4-20	4000		0,17	0,43	15,6	C9-30	9000		0,82	2,05	45,5
C4,5-20	4500		0,19	0,48	17,0	C10-30	10000		0,91	2,28	50,5
C5-20	5000		0,21	0,53	18,5	C11-30	11000		1,00	2,50	69,3
C5,5-20	5500		0,23	0,58	19,9	C12-30	12000		1,09	2,73	74,9
C6-20	6000		0,25	0,63	21,4	C8-35	8000		350	1,00	2,50
C4,5-25	4500	250	0,29	0,73	18,4	C9-35	9000	1,12		2,80	48,9
C5-25	5000		0,32	0,80	20,0	C10-35	10000	1,24		3,10	54,5
C5,5-25	5500		0,35	0,88	21,6	C11-35	11000	1,37		3,43	73,5
C6-25	6000		0,38	0,95	23,1	C12-35	12000	1,49		3,73	79,2
C3-30	3000		300	0,28	0,70	15,2	C13-35	13000		1,61	4,03
C3,5-30	3500	0,33		0,83	16,9	C14-35	14000	1,73		4,33	112,9
C4-30	4000	0,37		0,93	18,5	C15-35	15000	1,86	4,65	146,0	
C4,5-30	4500	0,42		1,05	20,1	C16-35	16000	1,93	4,95	185,4	
C5-30	5000	0,46		1,15	21,8	C13-40	13000	400	2,10	5,25	111,3
C5,5-30	5500	0,51		1,28	23,4	C14-40	14000		2,26	5,65	143,8
C6-30	6000	0,55		1,38	25,0	C16-40	16000		2,58	6,45	193,3

ПРИМЕЧАНИЯ. 1. Класс бетона

В 15 для свай длиной 3-8м

В 20 для свай сечением 0,3 х 0,3 и 0,35 х 0,35м длиной более 8м.

В 22,5 для свай сечением 0,4 х 0,4 и 0,35 х 0,35 м длиной более 13 м.

2. Сведения о других типах свай квадратного сечения приводятся в ГОСТ 19804.2-79. Сваи забивные железобетонные цельные, сплошного квадратного сечения с поперечным армированием ствола с напрягаемой арматурой.

ГОСТ 19804.3-80. Сваи забивные железобетонные квадратного сечения с круглой полостью.

ГОСТ 19804.4-78. Сваи забивные железобетонные квадратного сечения без поперечного армирования ствола.

**СВАИ ПОЛЫЕ КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЦЕЛЬНЫЕ
С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ
(ГОСТ 19804.5-83)**

Табл. п.9.2

Диаметр сваи см	Толщина стенки см	Длина сваи м	Класс бетона
40	8		В 22,5
50	8	4,5,6,7,8,	В 22,5
60	10	9,10,11,12	В 22,5
80	10		В 30

ПРИМЕЧАНИЕ. Пример обозначения.

Марка сваи: СК 4-40 (свая круглая длиной 4м, диаметром 40см) и т.д.; марка сваи с наконечником имеет в конце цифрового обозначения букву «н», например СК 4-40 н.

**СВАИ-ОБОЛОЧКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ С НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ
(ГОСТ 19804.5-83)**

Табл. п.9.3

Диаметр сваи-оболочки, см	толщина стенки см	Длина сваи- оболочки, м	Класс бетона
100	12		
120	12	6,7,8,9,10,11,12	В 30
160	12		

ПРИМЕЧАНИЕ. Пример обозначения. Марка сваи-оболочки С06-100 (свая-оболочка длиной 6м, диаметром 100см).

**ПОКАЗАТЕЛИ СТОИМОСТИ И ТРУДОЕМКОСТИ ОСНОВНЫХ ВИДОВ РАБОТ ПРИ
УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ**

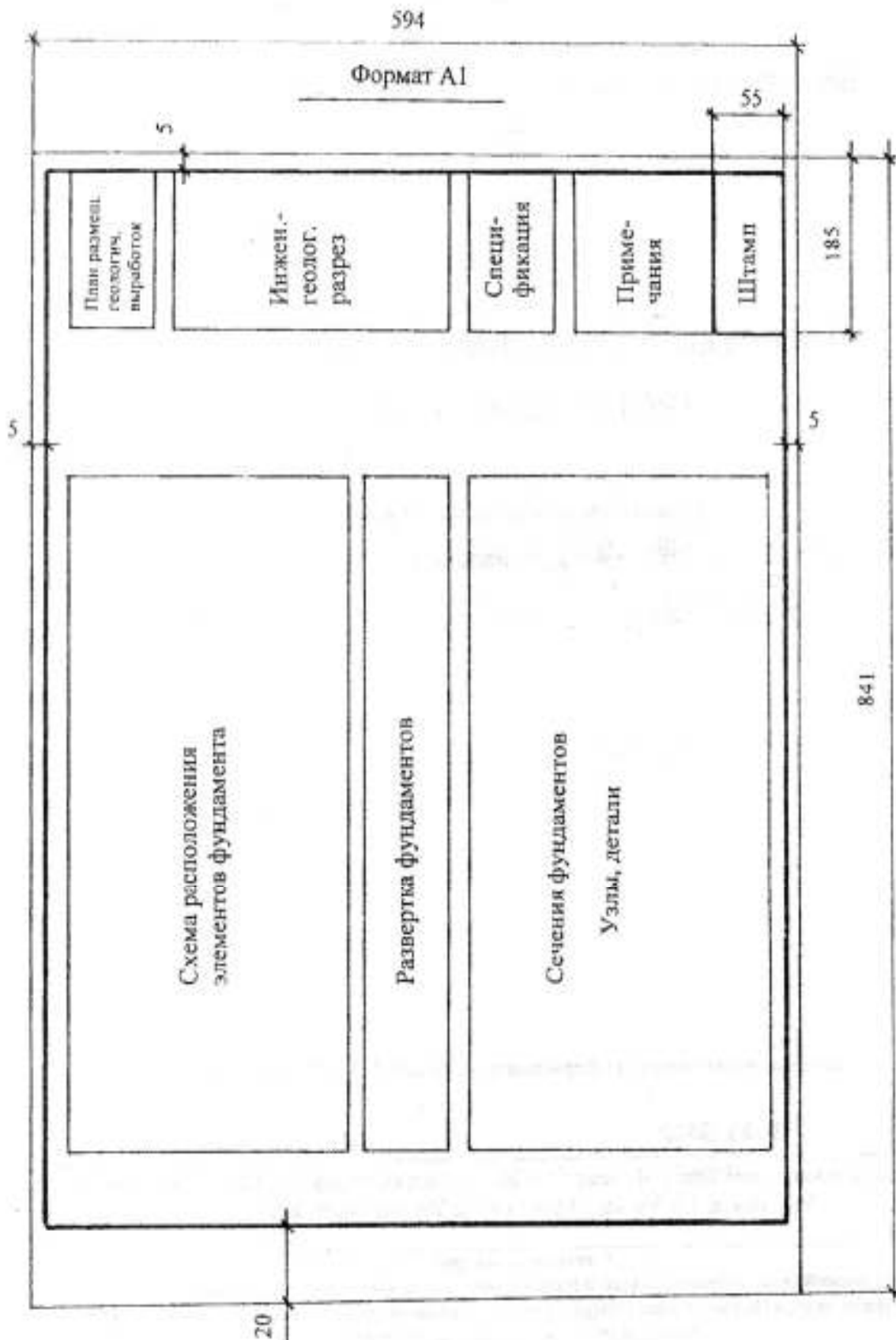
Выборка из «Планово-производственных нормативов для жилищно-гражданского
и промышленного строительства», разработанных ТНИЛОЭС при НАСИ,
1985, 1986, 1987г.г.

ЕРЕР	Виды работ	Един. изм.	Сметные прямые затраты, руб.	Затраты труда ч-час
1	2	3	4	5
<i>Земляные работы</i>				
1-174	Разработка грунта I группы экскаватором	1000 м ³	131-00	6,197
1-175	То же грунта II группы	-	156-0	7,572
1-176	То же грунта III группы	-	201-00	9,797
1-256	Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта I группы до 10м бульдозером	1000 м ³	14-90	-
1-257	То же грунта II группы	-	18-90	-
1-258	То же грунта III группы	-	23-20	-
1-276	Предварительная (грубая) планировка площадей бульдозером	1000 м ³	0-86	-
1-935	Разработка грунта I группы вручную в траншеях шириной до 2м и глубиной до 2м	100 м ³	68-60	161,0
1-936	То же грунта II группы	-	101-00	223,7
<i>Свайные работы</i>				
5-1	Погружение дизель-молотом на тракторе железобетонных свай длиной до 6м в грунт I группы	м ³ свай	69-62	2,016
5-2	То же свай длиной до 6м в грунт II группы	-	63-62	2,016
5-3	То же свай длиной до 8м в грунт I группы	-	60-82	1,457
5-4	То же свай длиной до 8м в грунт II группы	-	63-62	1,306
5-9	Погружение дизель-молотом на экскаваторе железобетонных свай длиной до 12м в грунт I группы	-	92-89	1,130
5-10	То же свай длиной до 12м в грунт II группы	-	102-58	1,130
21	Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона класса В.15 без уширения диаметром до 630мм	м ³	58-30	10,56
	- для связанных грунтов	-	90-80	15,76
21	Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона класса В.15 с уширением	-	87-60	18,88
	- для несвязанных грунтов	-	125-80	20,48
<i>Устройство фундаментов</i>				
8-1	Устройство бутобетонных фундаментов	м ³	21-70	2.646
6-15	Устройство монолитных бетонных фундаментов	м ³	32-87	1,147
1	2	3	4	5
6-16	Устройство монолитных железобетонных фундаментов и ростверков	м ³	37-08	1,426

7-8	Монтаж железобетонных фундаментных плит	м ³	51-40	0,331
7-9	Монтаж бетонных блоков стен подвала	м ³	42-70	0,405
7-15	Монтаж сборных железобетонных фундаментных блоков	м ³	59-00	4,105
7-13	Монтаж сборного железобетонного ростверка	м ³	58-40	1,914
7-33	Монтаж железобетонных колонн	м ³	72-20	5,247
7-182	Монтаж железобетонных плит перекрытий	м ³	72-60	1,547
7-548	Монтаж панелей наружных и внутренних стен цокольной части здания	м ³	64-74	2,152
8-30-I	Стены наружные из кирпича при высоте этажа до 4м для зданий до 9 этажей	м ³	33-80	4,396
II-II- I	Бетонный подстилающий слой толщиной 100мм	м ³	34-73	2,280
II-55	Цементный пол толщиной 20мм	м ³	0-627	0,129
27-	Асфальтовые отмотки и тротуары			
164-1		м ³	2-09	0,375
8-10	Песчаная подготовка под фундаменты	м ³	17-30	1,200
8-11	То же, щебеночная	м ³	17-30	1,200
8-13	Горизонтальная гидроизоляция стен с жидким стеклом	100 м ³	76-60	31,50
8-18	То же, рубероидом в 2 слоя	-	224-00	15,60
8-19	То же, гидроизолом за 2 раза	-	272-00	18,50
8-27	Боковая обмазочная гидроизоляция стен фундаментов битумной мастикой в два слоя	-	90-00	31,40
	<i>Искусственные основания</i>			
19	Песчаные подушки в деле	м ³	7-20	1,75
-//-	Щебеночные и гравийные подушки	м ³	11-20	1,9
-//-	Уплотнение грунта тяжелыми трамбовками	-	0-45	0,16
-//-	Уплотнение слабых грунтов песчаными сваями	м длины	1-60	0,15
-//-	Уплотнение лесса грунтовыми сваями	м ³ уплотнен ного массива	2-30	0,8
-//-	Силикатизация лессов и мелких песков однорастворным методом	м ³ закреплен -ного массива	35-00	3,47
-//-	Силикатизация песчаных грунтов при двухрастворном методе	-	40-00	55,21
-//-	Закрепление грунтов синтетическими смолами	-	50-00	5,95
-//-	Термический способ закрепления лессовидных грунтов	-	16-00	1,50

ПРИМЕЧАНИЕ. Сметные цены приведены для 1-ой зоны строительства.

СОСТАВ И КОМПОНОВКА ЧЕРТЕЖА



КАНАКОВ Глеб Васильевич - профессор кафедры
«Оснований и фундаментов» ННГАСУ
ПРОХОРОВ Вадим Юрьевич - доцент кафедры
«Оснований и фундаментов» ННГАСУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Учебно-методическое пособие

Компьютерный набор и оформление – Суховой Г.М., Канакова А.Б., Каравашкиной И.О.

Подписано в печать 10.03.2010г. Формат 60 x 90. 1/16. Бумага типографская. Печать трафаретная. Усл.
печ. л. 4,5. Уч. изд. 3,0 л. Тираж 300 экз. Заказ № .

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

603950, Н.Новгород, ул.Ильинская, 65.

Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, ул.Ильинская, 65.