

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра оснований, фундаментов, динамики сооружений
и инженерной геологии

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
к выполнению курсовой работы
по разделу «Проектирование усиления оснований и фундаментов»
дисциплины «Специальные вопросы проектирования оснований
и фундаментов» для студентов очной формы обучения
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»

Казань

2017

УДК 624.15
ББК 38.58

Учебно-методическое пособие к выполнению курсовой работы по разделу «Проектирование усиления оснований и фундаментов» дисциплины «Специальные вопросы проектирования оснований и фундаментов» для студентов очной формы обучения по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» / Сост.: И.Ф.Шакиров. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2017г. – 48 с.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Рецензент: Директор НПСФ «Фундаментспецстрой»
 Е.М. Хенвен

В учебно-методическом пособии рассмотрены наиболее распространенные современные методы усиления оснований и фундаментов зданий, приведены примеры сбора нагрузок на фундаменты и расчетов для разных способов усиления

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2017
© Шакиров И.Ф., 2017

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ	5
2. СОСТАВ ЗАДАНИЯ	5
3. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ	6
4. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОЙ РАБОТЫ	9
5. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРИМЕРА РАСЧЕТА	9
6. СБОР НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТЫ	11
7. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ФУНДАМЕНТА	13
8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА УВЕЛИЧЕНИЕМ ПЛОЩАДИ ПОДОШВЫ	14
9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА БУРОИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ	21
10. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ МЕТОДОМ СИЛИКАТИЗАЦИИ	26
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	30
<i>Приложение 1</i>	31
<i>Приложение 2</i>	32
<i>Приложение 3</i>	33
<i>Приложение 4</i>	37
<i>Приложение 5</i>	39
<i>Приложение 6</i>	41
<i>Приложение 7</i>	45

ВВЕДЕНИЕ

Актуальной проблемой всех крупных городов России является реконструкция и восстановление зданий старого фонда. При реконструкции зданий и сооружений одним из важнейших задач является усиление существующих фундаментов и оснований, т.к. при увеличении этажности зданий, изменении конструктивных решений строительных конструкций значительно увеличиваются нагрузки, действующие на фундаменты и их основания. Для оценки несущей способности грунтового основания необходимо уметь определять напряженное состояние в массиве грунта от действия различных дополнительных внешних нагрузок, приложенных к основанию. Наиболее важным при проектировании оснований и фундаментов реконструируемых зданий является правильное определение расчетного (допускаемого) давления на грунты оснований, обжатого длительно действовавшей нагрузкой, а также выбор оптимального варианта усиления фундаментов.

Одновременно с изучением программного теоретического материала по дисциплине «Специальные вопросы проектирования оснований и фундаментов» учебный план предусматривает выполнение студентами курсовой работы, в состав которой входит раздел «Проектирование усиление фундаментов». Выполнение данной работы является одним из ответственных звеньев учебного процесса и имеет целью закрепить полученные студентами теоретические знания, а также способствовать умелому применению этих знаний при инженерном решении задач проектирования усиления оснований и фундаментов.

В процессе выполнения курсовой работы студент должен научиться пользоваться действующими Строительными нормами и правилами, руководствами, справочными и литературными материалами. Решению выше-названных задач могут способствовать примеры расчета, приведенные в данном учебно-методическом пособии.

При выполнении курсовой работы рекомендуется пользоваться литературой, приведенной в конце данных методических указаний.

1. ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Раздел «Проектирование усиление фундаментов» курсовой работы выполняется по индивидуальному заданию, соответствующему трехзначному шифру, который присваивается студенту преподавателем. Исходные данные для проектирования приведены в таблицах 1 – 4 настоящего учебно-методического пособия. По первой цифре шифра принимаются характеристики здания и фундаментов (табл. 1 и 2), по второй цифре - нагрузки (табл. 3), по третьей – инженерно-геологические условия строительной площадки (табл. 3).

2. СОСТАВ ЗАДАНИЯ

2.1. Расчетная часть

Требуется выполнить проект усиления фундаментов реконструируемого с увеличением этажности здания, при этом должны быть выполнены следующие расчеты:

- сбор нагрузок на фундаменты от существующего здания и после надстройки дополнительных этажей;
- проверка прочности существующего фундамента (при необходимости дать рекомендации по укреплению тела фундамента);
- определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента, в том числе с учетом уплотнения грунта под действием длительной нагрузки;
- расчет и конструирование усиления фундамента увеличением площади подошвы;
- расчет и конструирование усиления фундамента буроинъекционными сваями;
- расчет основания, укрепленного силикатизацией.

2.2. Графическая часть.

1. Фрагмент плана фундаментов здания с нанесением схемы расположения буроинъекционных свай.
2. Фрагмент плана фундаментов здания с нанесением схемы расположения инъекционных скважин для силикатизации грунтов.
3. Фрагмент разреза фундамента с буроинъекционными сваями.
4. Разрез фундамента со схемой укрепления грунтов, совмещенная с геологическим разрезом.
4. Конструкция буроинъекционной сваи и арматурного каркаса, узлы и детали.
5. Спецификация железобетонных и арматурных изделий (совмещенная с остальными разделами)

3. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Таблица 1

Характеристики здания

Варианты (первая цифра шиф- ра)	Количе- ство сущес- твующих этажей, n_1	Количе- ство надстра- ивае- мых этажей, n_2	Отно- шение длины здания к высо- те L/H	Ширина здания B , м	Толщина наружных / внутрен- них стен, $t_{ст}$, мм	Высота эта-жа, $h_{эт}$, м	Длина заделки плиты l_3 , мм
0	4	2	3,5	12,56	510 / 380	3,2	180
1	5	3	2,0	13,80	640 / 420	3,3	250
2	3	2	2,5	14,74	740 / 400	3,1	200
3	4	3	3,0	13,29	540 / 450	2,9	220
4	5	2	4,0	14,20	510 / 380	3,0	200
5	4	3	1,1	14,03	640 / 510	3,3	190
6	5	2	1,5	13,44	670 / 420	3,2	180
7	3	3	2,0	14,15	690 / 410	2,9	250
8	2	2	1,9	15,23	710 / 470	3,0	200
9	3	3	5,0	14,27	680 / 430	3,3	180

Примечание: Несущие стены здания – продольные. Состояние строительных кон-
струкций здания удовлетворительное.

Таблица 2.

Характеристики фундамента

Варианты (первая цифра шифра)	Глуби- на за- ложе- ния фунда- мента, d , м	Шири- на по- дошвы фунда- мента, b_f , м	Высота нижней части фунда- мента (бутовая кладка)	Характеристика материалов фундамента			
				Кирпичная кладка		Бутовая кладка	
				Марка кирпича	Марка раствора	Марка бу- тового камня	Марка раствора
0	1,9	1,2	1,1	75	4	150	10
1	1,8	1,3	1,2	50	25	100	25
2	1,7	1,0	1,0	35	10	50	10
3	1,6	1,1	0,8	100	4	50	25
4	1,9	1,4	1,3	50	10	100	10
5	1,8	1,2	1,0	100	10	35	50
6	1,7	1,4	1,1	35	50	50	10
7	1,9	1,0	0,9	50	10	150	4
8	1,7	1,2	1,2	35	25	50	25
9	2,0	1,0	1,1	50	25	100	4

Примечание: Верхняя часть фундамента выполнена из керамического кирпича на це-
ментно-песчаном растворе (ширина фундамента в верхней части соответствует тол-
щине стены), нижняя часть – бутовая кладка из рваного бута (ширину подошвы фунда-
мента принять одинаковым для наружных и внутренних стен).

Таблица 3

Нагрузки (нормативные)

Варианты (вторая цифра шифра)	Вес 1 м ² покрытия, кН/м ² P_1	Вес 1 м ² перекрытия, кН/м ² P_2	Полезная нагрузка на 1 м ² перекрытия, кН/м ²	Удельный вес ограждающих конструкций, кН/м ³
0	4,0	6,7	1,5	16,8
1	4,3	6,4	2,0	17,3
2	4,6	6,1	3,0	16,6
3	4,9	5,8	1,5	17,1
4	5,2	5,5	2,0	17,4
5	5,5	5,2	3,0	17,7
6	5,8	4,9	1,5	18,2
7	6,1	4,6	2,0	17,5
8	6,4	4,3	3,0	18,4
9	6,6	4,2	2,0	16,8

Примечание: Величину нормативной снеговой нагрузки на покрытие принять для всех вариантов 1,68 кН/м².

Таблица 4 (начало)

Инженерно-геологические условия строительной площадки

Варианты (третья цифра шифра)	Инженерно-геологический элемент №1 (ИГЭ-1)															
	Наименование грунта	Мощ- ность h_1 , м	$\gamma_{п}$, кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W , %	W_p , %	W_L , %	I_L , д.ед.	E , МПа	$c_{п}$, кПа	$\varphi_{п}$, град.	ε_{sl} при давле- нии P , кПа			P_{sl} , кПа	K_f , м/сут.
												100	200	300		
0	Супесь пластичная	5	15,0	27,0	20	17	23	0,5	14	10	18	0,008	0,010	0,015	185	0,60
1	Супесь пластичная	7	14,9	27,2	15	13	18	0,4	8	11	17	0,005	0,009	0,011	220	0,70
2	Суглинок тугопла- стичный	6	15,1	27,1	22	17	28	0,45	7	13	15	0,007	0,010	0,013	190	0,40
3	Супесь пластичная	9	14,8	26,0	16	14	19	0,3	8	9	20	0,004	0,009	0,012	205	0,50
4	Супесь пластичная	8	15,3	26,2	18	16	22	0,35	6	8	19	0,005	0,007	0,011	240	0,65
5	Суглинок тугопла- стичный	6	15,2	25,9	21	15	30	0,4	10	15	14	0,008	0,010	0,014	180	0,20
6	Супесь пластичная	5	14,7	27,2	23	17	21	0,5	12	9	15	0,007	0,011	0,016	170	0,45
7	Суглинок тугопла- стичный	7	15,3	27,0	22	16	29	0,45	13	16	14	0,006	0,009	0,011	215	0,25
8	Суглинок тугопла- стичный	4	15,0	27,3	20	15	25	0,5	10	15	16	0,009	0,012	0,017	160	0,30
9	Супесь пластичная	6	15,1	27,5	19	17	22	0,4	12	10	13	0,005	0,008	0,012	225	0,55

Примечание: Грунты ИГЭ-1 относятся к I типу грунтовых условий по просадочным свойствам.

Таблица 4 (окончание)

Варианты (третья цифра шифра)	Инженерно-геологический элемент №2 (ИГЭ-2)							
	Наименование грунта	Мощ- ность h_2 , м	$\gamma_{п}$, кН/м ³	γ_s , кН/м ³	I_L , д.ед.	E , МПа	c_p , кПа	φ_p , град.
0	Песок пылев., средн. плотности	9	18,2	26,5	-	16	2	28
1	Супесь твердая	8	19,3	27,0	-0,1	18	12	24
2	Глина полутвер- дая	10	20,1	27,3	0,1	25	32	18
3	Песок ср. крупн., ср. плотности	6	18,1	26,4	-	17	-	32
4	Песок мелкий, ср. плотности	7	19,7	26,2	-	18	-	30
5	Глина твердая	8	20,1	27,1	-0,2	19	34	17
6	Супесь пластич- ная	12	19,8	26,9	0,2	16	11	19
7	Супесь пластич- ная	9	17,9	26,7	0,15	15	15	18
8	Песок пылев., плотный	10	19,3	26,3	-	20	3	31
9	Песок мелкий, ср. плотности	8	18,3	26,1	-	22	-	29

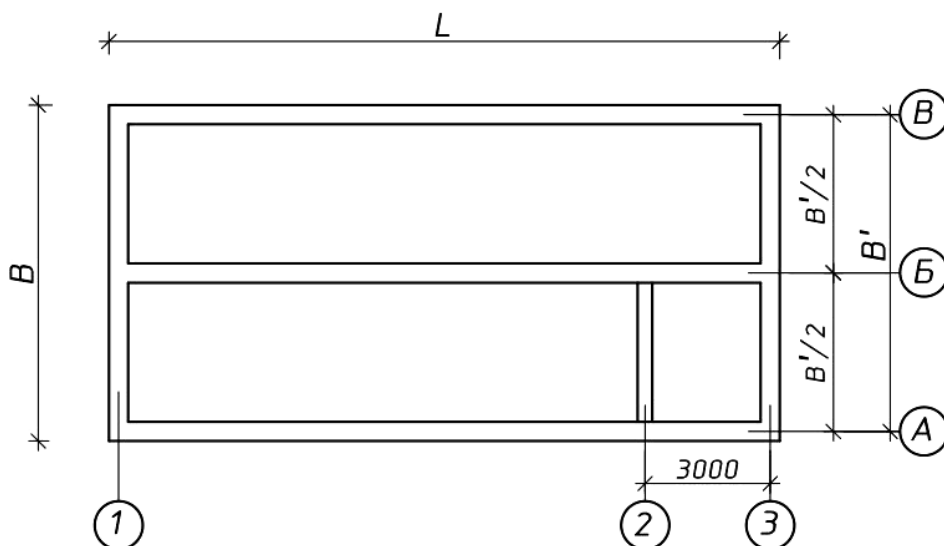


Рис.3.1. Схематический план здания

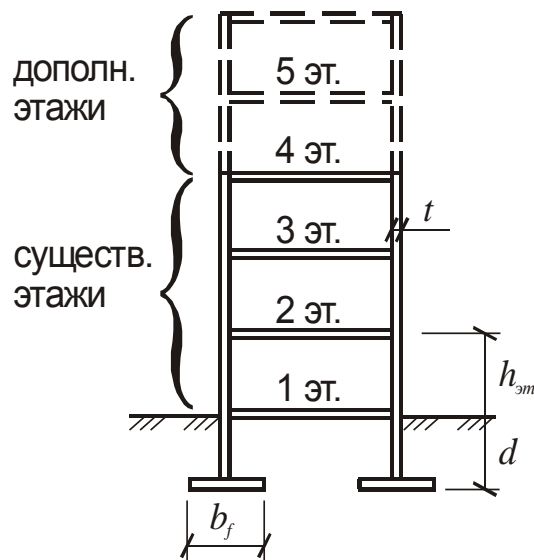


Рис.3.2. Схематический поперечный разрез здания

4. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

При оформлении пояснительной записки должно быть приведено подробное описание расчетов в соответствии с рекомендованной последовательностью. Расчеты должны производиться в системе СИ и сопровождаться схемами и эскизами. Страницы должны быть пронумерованы.

Графическая часть раздела «Проектирование усиление фундаментов» выполняется совместно с другими разделами курсовой работы на листе ватмана формата А1 и по объему составляет $\frac{1}{4}$ листа.

5. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРИМЕРА РАСЧЕТА

Характеристики здания:

$n_1 = 3$ шт. – количество существующих этажей;

$n_2 = 2$ шт. – количество надстраиваемых этажей;

$L/H = 2,5$ – отношение длины здания к высоте;

$B = 14,74$ м – ширина здания;

$t = 770 / 400$ мм – толщина наружной / внутренней стены;

$h_{эт} = 3,0$ м – высота этажа;

$l_3 = 200$ мм – длина заделки плиты в стену;

Характеристики фундамента:

$d = 1,6$ м – глубина заложения фундамента;

$b_f = 1,0$ м – ширина подошвы фундамента;

$h_{\phi} = 1,0$ м – высота нижней части фундамента (бутовая кладка);
- кирпичная кладка фундамента из кирпича М50 на растворе М10;
- бутовая кладка фундамента (нижняя часть) из бутового камня М 50 на растворе М50.

Нагрузки, действующие на здание:

$P_1 = 6,7$ кН/м² – вес 1 м² покрытия;

$P_2 = 4,0$ кН/м² – вес 1 м² перекрытия;

$P_3 = 1,5$ кН/м² – полезная нагрузка на 1 м² перекрытия;

$P_4 = 1,68$ кН/м² – нормативное значение снеговой нагрузки;

$\gamma_{ок} = 16,1$ кН/м³ – удельный вес ограждающих конструкций.

Инженерно-геологические условия строительной площадки:

ИГЭ-1 – супесь пластичная просадочная со следующими характеристиками:

$h_I = 10$ м – мощность слоя;

$\gamma_{II} = 14,8$ кН/м³ – удельный вес грунта;

$\gamma_s = 26$ кН/м³ – удельный вес частиц грунта;

$W = 16$ % – влажность грунта;

$W_p = 14$ % – влажность грунта на границе раскатывания;

$W_L = 21$ % – влажность грунта на границе текучести;

$I_L = 0,3$ – показатель текучести при природной влажности;

$E = 8$ МПа – модуль деформации;

$c_{II} = 9$ кПа – удельное сцепление;

$\varphi_{II} = 20^\circ$ – угол внутреннего трения;

$P_{sl} = 235$ кПа – начальное просадочное давление;

$\varepsilon_{sl} = 0,005$ при $P = 100$ кПа; $0,008$ при $P = 200$ кПа; $0,011$ при $P = 300$ кПа
– относительная деформация просадочности при давлении P ;

$k_f = 0,5$ м/сут. – коэффициент фильтрации.

Грунты ИГЭ-1 относятся к I типу грунтовых условий по просадочным свойствам.

ИГЭ-2 – песок средней плотности, средней крупности со следующими характеристиками:

$h_2 = 6$ м – мощность слоя;

$\gamma_{II} = 18,1$ кН/м³ – удельный вес грунта;

$\gamma_s = 26,4$ кН/м³ – удельный вес частиц грунта;

$E = 17$ МПа – модуль деформации грунта;

$\varphi_{II} = 34^\circ$ – угол внутреннего трения.

6. СБОР НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТЫ

Сбор нагрузок производится на 1 п.м. ленточного фундамента до и после надстройки здания.

6.1. Определяем нагрузку на 1 п.м. фундамента наружной стены от существующих этажей. Нагрузки от перекрытий и покрытия, действующие на 1 п.м. фундамента наружной стены, определяем для грузовой площади:

$$A = 1,0 \cdot (B - 2 t_{\text{ст, нар.}} - t_{\text{ст, вн.}}) / 4 = 1,0 \cdot (14,74 - 2 \cdot 0,77 - 0,4) / 4 = 3,2 \text{ м}^2.$$

6.1.1. Постоянные нагрузки:

– от покрытия: $N_{\text{покр}} = P_1 A = 6,7 \cdot 3,2 = 21,44 \text{ кН}$;

– от перекрытий: $N_{\text{пер}} = P_2 A \cdot n_1 = 4,0 \cdot 3,2 \cdot 3 = 38,4 \text{ кН}$;

– от веса стен: $N_{\text{ст}} = t_{\text{ст}} l_{\text{ст}} h_{\text{эт}} \gamma_{\text{ок}} n_1 = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,1 \cdot 3 = 111,57 \text{ кН}$,

где $l_{\text{ст}}$ – длина стены, принимается равной 1 м;

– от веса фундамента и грунта на уступах фундамента: $N_{\text{ф}} = \gamma_{\text{мт}} d b_f l_{\text{ф}} = 20 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 32 \text{ кН}$,

где $\gamma_{\text{мт}} = 20 \text{ кН/м}^3$ – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на уступах фундамента;

$l_{\text{ф}}$ – длина фундамента, принимается равной 1 м.

Итого по п.6.1.1. $N_{\text{пост}} = 203,41 \text{ кН}$.

6.1.2. Временные нагрузки:

– от полезной нагрузки на перекрытия:

$$N_{\text{полез}} = P_3 A n_1 \psi_{n1} = 1,5 \cdot 3,2 \cdot 3 \cdot 0,75 = 10,8 \text{ кН}$$

где ψ_{n1} – коэффициент сочетания, учитывающий неодновременность загрузки всех перекрытий, определяется по формуле:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{3}} = 0,75,$$

здесь n_1 – количество существующих этажей;

$\psi_{A1} = 1$ – коэффициент сочетания, учитывающий размеры грузовой площади;

– от снеговой нагрузки:

$$N_{\text{сн}} = P_4 A = 1,68 \cdot 3,2 = 5,38 \text{ кН}$$

Итого по п.6.1.2. $N_{\text{врем}} = 16,18 \text{ кН}$.

6.1.3. Итого от существующего здания:

$$N_{II}^{\text{сущ}} = N_{\text{пост}} + N_{\text{врем}} = 203,41 + 16,18 = 219,6 \text{ кН (на 1 п.м.)}$$

6.2. Определяем нагрузку на 1 п.м. фундамента наружной стены после надстройки дополнительных этажей.

6.2.1. Постоянные нагрузки:

- от покрытия: $N_{\text{покp}} = P_1 A = 6,7 \cdot 3,2 = 21,44$ кН,
 - от перекрытий: $N_{\text{пер}} = P_2 A (n_1 + n_2) = 4,0 \cdot 3,2 \cdot 5 = 64$ кН,
 - от веса стен: $N_{\text{ст}} = t_{\text{ст}} l_{\text{ст}} h_{\text{эт}} \gamma_{\text{ок}} (n_1 + n_2) = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,1 \cdot 5 = 185,96$ кН,
 - от веса фундамента и грунта: $N_{\text{ф}} = \gamma_{\text{нт}} d b_f l_{\text{ф}} = 20 \cdot 1,6 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 32$ кН.
- Итого по п.6.2.1. $N_{\text{пост}} = 303,4$ кН.

6.2.2. Временные нагрузки:

- от полезной нагрузки на перекрытия:

$$N_{\text{полез}} = P_3 A n_2 \psi_{n1} = 1,5 \cdot 3,2 \cdot 5 \cdot 0,67 = 16,08 \text{ кН,}$$

где $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,67,$

здесь n_2 – общее количество существующих и надстраиваемых этажей;

- от снеговой нагрузки: $N_{\text{сн}} = P_4 A = 1,68 \cdot 3,2 = 5,38$ кН.

Итого по п.4.2.2. $N_{\text{врем}} = 21,46$ кН.

6.2.3. Итого: после надстройки:

$$N_{II} = N_{\text{пост}} + N_{\text{врем}} = 303,4 + 21,46 = 324,86 \text{ кН (на 1 п.м.)}$$

6.3. Определяем дополнительную нагрузку, возникающую при надстройке дополнительных этажей (на 1 п.м.)

$$N_{II}^{\text{доп}} = N_{II} - N_{II}^{\text{сущ}} = 324,86 - 219,6 = 105,26 \text{ кН.}$$

6.4. Определяем момент, возникающий от первого снизу перекрытия, опирающегося на стены

$$M_{II} = N_{1п} \cdot e_0 = 17,6 \cdot 0,318 = 5,6 \text{ кНм,}$$

где $N_{1п} = P_2 A + P_3 A = 4,0 \cdot 3,2 + 1,5 \cdot 3,2 = 17,6$ кН;

$$e_0 = t_{\text{ст}}/2 - l_3/3 = 0,77/2 - 0,2/3 = 0,318 \text{ м.}$$

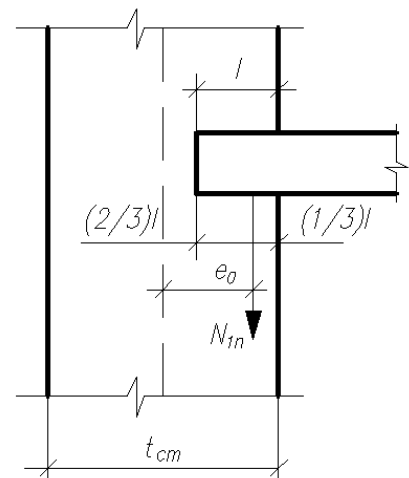


Рис.6.1. Схема к определению эксцентриситета e_0

Сбор нагрузок на фундамент внутренней стены выполняется аналогично.

7. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ФУНДАМЕНТА

7.1. Определяем нагрузку на обрез фундамента наружной стены:
– от существующих нагрузок:

$$N_I^{сущ} = (N_{II}^{сущ} - N_{\phi}) \cdot \gamma_f = (219,6 - 32,0) \cdot 1,2 = 187,6 \text{ кН (на 1 п.м.);}$$

– после надстройки дополнительных этажей:

$$N_I^{np.} = N_I^{сущ} + N_{II}^{дон} \cdot \gamma_f = 187,6 + 105,26 \cdot 1,2 = 313,9 \text{ кН (на 1 п.м.);}$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

7.2. Определяем среднее давление на фундамент от существующих и проектируемых нагрузок:

$$P_I^{сущ} = \frac{N_I^{сущ}}{t \cdot l_{н.м.}} = \frac{187,6}{0,77 \cdot 1} = 243,6 \text{ кПа;}$$

$$P_I^{np.} = \frac{N_I}{t \cdot l_{н.м.}} = \frac{313,9}{0,77 \cdot 1} = 407,7 \text{ кПа.}$$

7.3. Определяем расчетное сопротивление кирпичной и бутовой кладки фундамента сжатию по табл. П.5.1, П.5.2 приложения 5 (табл. 2 и 9 СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции»):

$R_{кирп.} = 0,7 \text{ мПа} = 700 \text{ кПа}$ (для кирпичной кладки из кирпича М50 на растворе М10);

$R_{бют.} = 0,45 \text{ мПа} = 450 \text{ кПа}$ (для бутовой кладки из бутового камня М50 на растворе М50).

7.4. Проверяем прочность фундамента исходя из условия

$$P_I \leq R_{\phi},$$

где R_{ϕ} – расчетное сопротивление сжатию кладки фундамента, принимаем минимальное значение – $R_{бют} = 450 \text{ кПа}$.

$$P_I^{сущ} = 243,6 \text{ кПа} < R_{\phi} = 450 \text{ кПа}$$

$$P_I^{np.} = 407,7 \text{ кПа} < R_{\phi} = 450 \text{ кПа}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность фундамента наружной стены для восприятия существующих и проектируемых нагрузок обеспечена (в случае невыполнения условий необходимо дать рекомендации по укреплению тела фундамента). Проверка прочности фундамента внутренней стены выполняется аналогично.

8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА УВЕЛИЧЕНИЕМ ПЛОЩАДИ ПОДОШВЫ

8.1. Определяем среднее давление под фундаментом наружной стены от существующих нагрузок:

$$P_0 = \frac{N_{II}^{сущ}}{b_f \cdot 1 \text{ п. м.}} = \frac{219,6}{1 \cdot 1} = 219,6 \text{ кПа.}$$

8.2. Определяем расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента без учета уплотнения грунта под нагрузкой

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}) = \\ = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} (0,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,8 + 2,3 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 4,84 \cdot 19) = 1984 \text{ кПа} < P_0 = 219,6 \text{ кПа,}$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. П.1.1 прил. 1; $k = 1$ – коэффициент; M_γ , M_q и M_c – коэффициенты, принимаемые по табл. П.1.2 прил. 1 в зависимости от значения угла внутреннего трения φ несущего слоя грунта; $k_z = 1$ – коэффициент, учитывающий ширину фундамента.

8.3. Определяем расчетное сопротивление грунта с учетом уплотнения под длительной нагрузкой:

$$R' = m_s k_s R,$$

где $m_s = f(P_0/R)$ – коэффициент, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов оснований за период эксплуатации, принимается по табл. П.2.1 приложения 2;

$$P_0/R = 219,6/1984 = 1,1 \Rightarrow m_s = 1,3;$$

$k_s = f(S_R/S_u^{max})$ – коэффициент, принимаемый по табл. П.2.2 прил. 2,

где S_R – величина осадки при давлении по подошве, равном значению R ;

S_u^{max} – предельная осадка для данного вида здания по табл. П.6.1 приложения 6 (табл. Д.1 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений»).

Определяем осадку фундамента при давлении по подошве, равном значению R , методом послойного суммирования.

Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной эпюры $0,5\sigma_{zg}$:

на уровне поверхности земли

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

$$0,5\sigma_{zg} = 0;$$

на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg} = \gamma_{II}^1 \cdot d = 14,8 \cdot 1,6 = 23,7 \text{ кПа},$$

$$0,5\sigma_{zg} = 11,9 \text{ кПа};$$

на границе первого слоя

$$\sigma_{zg} = 23,7 + \gamma_{II}^1 \cdot (10 - 1,6) = 23,7 + 14,8 \cdot 8,4 = 148 \text{ кПа},$$

$$0,5\sigma_{zg} = 74 \text{ кПа}.$$

На границе второго слоя

$$\sigma_{zg} = 148 + \gamma_{II}^2 h_2 = 148 + 18,8 \cdot 4,0 = 223 \text{ кПа},$$

$$0,5\sigma_{zg} = 112 \text{ кПа}.$$

Определяем значения и строим эпюры вертикальных напряжений от внешней нагрузки и от собственного веса вынутаго в котловане грунта.

Разбиваем толщу грунта под подошвой полосы нагружения на элементарные слои:

$$\Delta_i \leq (0,4) \cdot b = 0,4 \cdot 1,0 = 0,4 \text{ м}.$$

Для удобства все вычисления ведем в табличной форме (табл. 5).

Таблица 5

Наименование грунта	z_i , м	Δ_i , м	$\xi_i = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zy,i}$, кПа	$\sigma_{zy,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{zy,i}^{cp}$	E_{0i} , кПа
супесь	0,00		0,0	1,000	198,4		23,7			8000
	0,4	0,4	0,8	0,977	193,8	196,1	23,2	23,4	172,7	
	0,8	0,4	1,6	0,881	174,8	184,3	20,9	22,0	162,3	
	1,2	0,4	2,4	0,755	149,8	162,3	17,9	19,4	142,9	
	1,6	0,4	3,2	0,642	127,4	138,6	15,2	16,6	122,0	
	2,0	0,4	4,0	0,550	109,1	118,2	13,0	14,1	104,1	
	2,4	0,4	4,8	0,477	94,6	101,9	11,3	12,2	89,7	
	2,8	0,4	5,6	0,420	83,3	89,0	10,0	10,6	78,4	
	3,2	0,4	6,4	0,374	74,2	78,8	8,9	9,4	69,4	
	3,6	0,4	7,2	0,337	66,9	70,5	8,0	8,4	62,1	
	4,0	0,4	8,0	0,306	60,7	63,8	7,3	7,6	56,2	
	4,4	0,4	8,8	0,28	55,6	58,1	6,6	6,9	51,2	
	4,8	0,4	9,6	0,258	51,2	53,4	6,1	6,4	47,0	
	5,2	0,4	10,4	0,239	47,4	49,3	5,7	5,9	43,4	
	5,6	0,4	11,2	0,223	44,2	45,8	5,3	5,5	40,4	

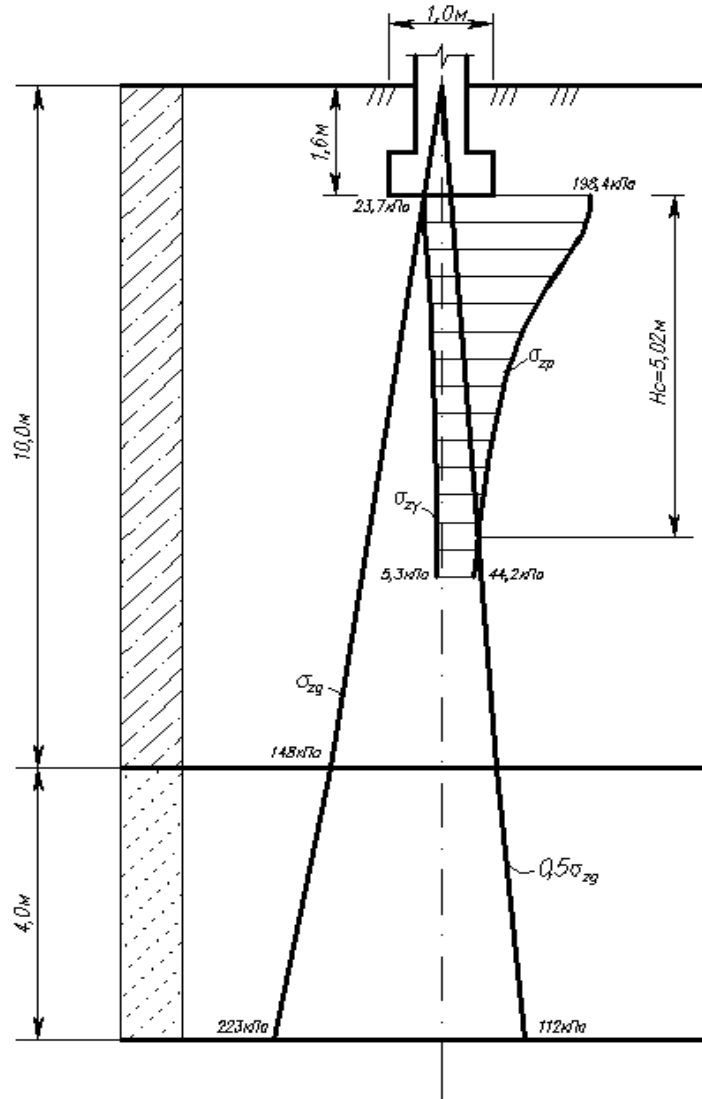


Рис.8.1. Схема к расчету осадки

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемого слоя (на глубину H_c):

$$s = \frac{0,8}{8000} \cdot 0,4 \cdot (1727 + 1623 + 1429 + 122 + 104,1 + 89,7 + 78,4 + 69,4 + 621) + \\ + \frac{0,8}{8000} \cdot 0,4 \cdot (56,2 + 51,2 + 47 + 43,4 + 40,4) = 0,05 \text{ м} = 5 \text{ см.}$$

$$(S_R/S_{ult}) = \frac{5}{12} = 0,4 \Rightarrow k_s = 1,05;$$

$$R' = 1,3 \cdot 1,05 \cdot 198,4 = 270,82 \text{ кПа} > P_0 = 219,6 \text{ кПа.}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность грунта основания обеспечена.

8.4. Несущий слой грунта под фундаментом (ИГЭ-1) является просадочным, поэтому проверяем возможность просадки грунта при замачива-

нии. Давление под подошвой фундамента наружной стены от существующих нагрузок составляет $P_0 = 219,6$ кПа, начальное просадочное давление $P_{sl} = 235$ кПа, следовательно $P_0 < P_{sl}$, просадка грунтов основания при замачивании не произойдет.

8.5. Проверяем необходимость в уширении фундамента при реконструкции здания, связанной с надстройкой двух этажей

$$R' = 270,82 \text{ кПа} < P = \frac{N_{II}}{b_f \cdot 1 \text{ п.м.}} = \frac{324,86}{1 \cdot 1} = 324,86 \text{ кПа.}$$

Условие не выполняется, следовательно, необходимо увеличить ширину подошвы фундамента.

8.6. Вычисляем недостающую площадь подошвы на 1 п.м. длины ленточного фундамента:

$$A_d = \frac{N_{II}}{R} - b_f \cdot 1 \text{ п.м.} = \frac{324,86}{1984} - 1 = 0,54 \text{ м}^2.$$

Значение требуемого уширения ленточного фундамента:

$$b_d = A_d / 1 \text{ п.м.} = 0,54 \text{ м.}$$

Ширину банкет из условия минимальных размеров принимаем с двух сторон по 30 см, высоту банкет – $h_b = 1,5$ м.

8.7. Дополнительная нагрузка от уширения

$$N_{\phi}^{\text{доп}} = 2 \cdot b_b \cdot \gamma_{\text{нт}} \cdot d \cdot 1 \text{ п.м.} = 2 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 1 = 19,2 \text{ кН.}$$

8.8. Вычисляем расчетное сопротивление грунта с учетом уширения (изменения ширины подошвы)

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} (0,32 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 2,3 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 4,84 \cdot 19) = 211,75 \text{ кПа.}$$

8.9. Вычислим крайевые напряжения по подошве усиленного фундамента

$$P_{\text{max}} = \frac{N_{II} + N_{\phi}^{\text{доп}}}{b \cdot 1} + \frac{M_{II}}{W} = \frac{324,86 + 19,2}{1,6} + \frac{5,6 \cdot 6}{1,6^2} = 228,16 \text{ кПа} < 1,2 R = 254,1 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{min}} = \frac{N_{II} + N_{\phi}^{\text{доп}}}{b \cdot 1} - \frac{M_{II}}{W} = \frac{324,86 + 19,2}{1,6} - \frac{5,6 \cdot 6}{1,6^2} = 201,91 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{\text{cp}} = 214,67 \text{ кПа} > R = 211,75 \text{ кПа.}$$

Условие не выполняется, необходимо увеличить ширину фундамента.

8.10. Увеличиваем ширину фундамента до 1,9 м. При этом дополнительная нагрузка от уширения составит

$$N_{\phi}^{\text{доп}} = 2 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 1 = 28,8 \text{ кН.}$$

8.11. Вычисляем расчетное сопротивление грунта

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} (0,32 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 14,8 + 2,3 \cdot 1,6 \cdot 14,8 + 4,84 \cdot 19) = 2137 \text{ кПа.}$$

8.12. Проверяем краевые напряжения

$$P_{\max} = \frac{324,86 + 28,8}{1,9} + \frac{5,6 \cdot 6}{1,9^2} = 199,26 \text{ кПа} < 1,2 R = 256,44 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = 173,01 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{\text{ср}} = 185,83 \text{ кПа} < R = 2137 \text{ кПа.}$$

Недогрузка основания фундамента составляет

$$\frac{R - P_{\text{ср}}}{R} \cdot 100\% = \frac{2137 - 185,83}{2137} \cdot 100\% = 13\%.$$

Окончательно принимаем ширину фундамента $b=1,9$ м (ширина банкет с каждой стороны по 0,45 м).

8.13. Вычисляем расчетную осадку фундамента после надстройки с учетом уширения подошвы фундамента S и дополнительную осадку фундамента после надстройки $S_{\text{ад}}$.

Проверяем возможность просадки грунта при замачивании. Давление под подошвой фундамента наружной стены после надстройки с учетом уширения подошвы фундамента составляет $P = 185,8$ кПа, начальное просадочное давление $P_{\text{sl}} = 235$ кПа, следовательно $P < P_{\text{sl}}$, просадка грунтов основания при замачивании не произойдет.

В случае, если $P > P_{\text{sl}}$, необходимо определить просадку грунта основания S_{sl} по формуле:

$$S_{\text{sl}} = \varepsilon_{\text{sl}} h_{\text{sl}} k_{\text{sl}},$$

где ε_{sl} – относительная деформация просадочности, h_{sl} – толщина просадочного слоя, k_{sl} – коэффициент, принимаемый при $b \geq 12$ м равным единице, при $b \leq 3$ м определяемый по формуле:

$$k_{\text{sl}} = 0,5 + 1,5 (P - P_{\text{sl}}) / P_0,$$

где P – среднее давление под подошвой фундамента;

P_{sl} – начальное просадочное давление грунта;

P_0 – давление, равное 100 кПа.

Общая осадка фундамента в этом случае определяется по формуле:

$$S^{\text{общ}} = S + S_{\text{sl}}$$

8.14. Проверяем выполнения условий:

$$S_{ad} \leq S_{ad,u}, \quad S^{общ} \leq S_u^{max}$$

где $S_{ad,u}$ – предельная дополнительная деформация основания фундаментов реконструируемых сооружений по табл.П.6.2 и П.6.3 приложения 6 (табл. Е.1. и Ж.1 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений»).

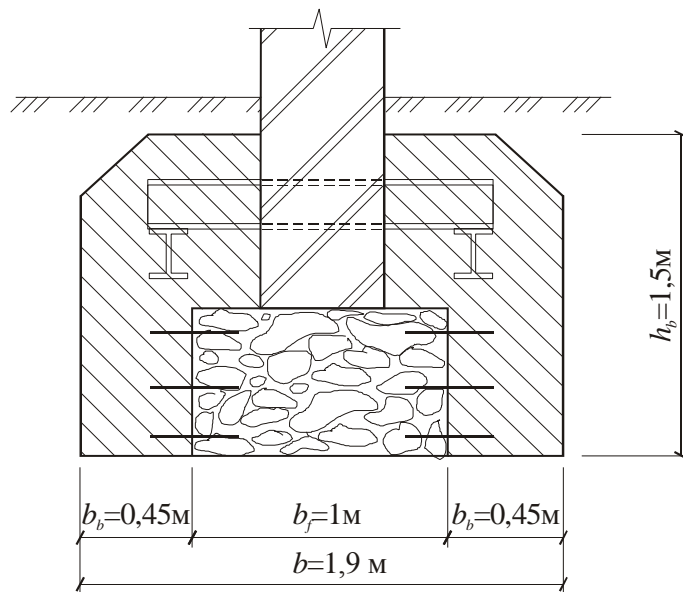


Рис.8.2. Конструкция уширения фундамента

8.15. Определяем требуемый размер сечения разгружающей балки. Находим изгибающий момент в сечении, проходящем через поверхность контакта стены с монолитным банкетом, принимая, что вся нагрузка от реакции основания под банкетами воспринимается балкой

$$M_{max} = P_{max} \cdot b_b \cdot [b_b / 2 + (b_f - t_{ст}) / 2] = 199,26 \cdot 0,45^2 / 2 = 30,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем балку из прокатного двутавра. При этом требуемый момент сопротивления:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{R_y} = \frac{3050}{23} = 132,6 \text{ см}^3.$$

По сортаменту (табл. П.4.2 прил. 4) выбираем I №18 ($W_x = 143 \text{ см}^3$) с шагом 1 м.

8.16. Проверяем кирпичную кладку стены (фундамента) над разгружающей балкой на смятие (местное сжатие) по формуле:

$$N_c \leq \psi d R_c A_c,$$

где N_c – сжимающая сила от разгружающей балки;

R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие, $R_c = \xi \cdot R$;

A_c – площадь смятия;

ψ – коэффициент полноты эпюры давления на кладку от местной нагрузки, при использовании жесткой разгружающей балки давление распределено по всей толщине кладки, $\psi = 1$;

$d = 1,5 - 0,5\psi$, следовательно $d = 1$.

ξ – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки,

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1$$

A – расчетная площадь сечения, при площади смятия, включающей всю толщину стены, определяется по формуле $A = (b + 2h)h$; h – толщина стены (фундамента), b – ширина местной нагрузки (двутавра).

$\xi_1 = 2$ – для кирпичной кладки из полнотелого кирпича.

$$A = (0,09 + 2 \cdot 0,77) \cdot 0,77 = 1,255 \text{ м}^2; \quad A_c = 0,09 \cdot 0,77 = 0,069 \text{ м}^2.$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{1,255}{0,069}} = 2,63 > 2;$$

принимаем $\xi = 2$.

$$R = R_{\text{кирп.}} = 700 \text{ кПа}; \quad R_c = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ кПа}$$

$$N = P_{\text{ср}} \cdot b_b \cdot 2 = 185,83 \cdot 0,45 \cdot 2 = 167,25 \text{ кН} > \psi d R_c A_c = 1 \cdot 1 \cdot 1400 \cdot 0,069 = 96,6 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, следовательно прочность кладки фундамента на смятие над разгружающей балкой не обеспечена. Необходимо увеличить площадь опирания стены на разгружающую балку.

Определяем минимально необходимую площадь опирания:

$A_c^{mp} = N / R_c = 167,25 / 1400 = 0,12 \text{ м}^2$; минимальная ширина опирания:

$$b^{mp} = A_c^{mp} / h = 0,12 / 0,77 = 0,156 \text{ м}.$$

Принимаем решение установить разгружающую балку в сквозные отверстия шириной не менее 16 см, пробитые в фундаменте, с последующим заполнением отверстий бетоном класса В15.

Расчет усиления фундамента внутренней стены выполняется аналогично.

9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТА БУРОИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ

Рассмотрим вариант усиления существующего фундамента сваями.
Расчетное сопротивление грунта с учетом уплотнения составляет:

$$R' = 270,82 \text{ кПа.}$$

Давление под подошвой фундамента наружной стены после реконструкции:

$$P = 324,86 \text{ кПа.}$$

9.1. Определяем нагрузку, передаваемую на буринъекционные сваи (на 1 п.м. длины фундамента наружной стены)

$$N_{б.с.} = (P - R') b_f \gamma_f = (324,86 - 270,82) \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 64,85 \text{ кН/м;}$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке.

9.2. Для усиления фундамента применяем буринъекционные сваи. Фундамент здания выполнен из каменной кладки, наиболее оптимальным в этом случае является применение наклонных свай, устраиваемых через тело существующего фундамента. Рекомендуются диаметры свай при усилении: $\varnothing 80 \text{ мм}$, $\varnothing 100 \text{ мм}$, $\varnothing 150 \text{ мм}$, $\varnothing 200 \text{ мм}$ и $\varnothing 250 \text{ мм}$. Длина свай принимается от 3 до 20 м. Материал свай – мелкозернистый бетон класса В20. Бетон в скважины нагнетается под давлением 0,5 МПа.

Предварительно принимаем длину свай ниже подошвы фундамента $l = 7 \text{ м}$, диаметр свай $\varnothing 150 \text{ мм}$.

9.3. Определяем несущую способность одиночной сваи по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы (табл. П.3.4, прил. 3);

$\gamma_{cR} = 0,8$ – коэффициент условий работы для свай с опрессовкой, опирающихся на супеси (табл. П.3.3, прил. 3);

$\gamma_{cf} = 0,9$ (инъекция в сухие скважины);

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи (табл. П.3.1, прил. 3).

В случае опирания свай на песчаные грунты R определяется по формуле:

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h);$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. П.3.5 приложения 3; γ'_1 – расчетное значение удельного веса грунта в основании сваи; γ_1 – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных выше нижнего конца сваи; d – диаметр сваи; h – глу-

бина заложения нижнего конца сваи, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки;

f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности свай (табл. П.3.2, прил. 3)

При длине сваи 7,0 м (ниже подошвы фундамента), свая полностью находится в пределах ИГЭ-1. В соответствии с п. 9.5 СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», расчетные сопротивления R и f_i для свай, устраиваемых в просадочных грунтах I типа, определяются по таблицам приложения 3 при показателе текучести грунта, определяемом по формуле:

$$I_L = \frac{\frac{k e \gamma_w}{\gamma_s} - W_p}{W_L - W_p} = \frac{1,0 \cdot 1,04 \cdot 10}{26} - 0,14}{0,21 - 0,14} = 4,3,$$

где e – коэффициент пористости грунта природной плотности;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды;

k – коэффициент, принимаемый равным 1,0 – для супесей, 0,9 – для суглинков.

При полученном значении $I_L = 4,3$ расчетные сопротивления R и f_i в ИГЭ-1 равны нулю (согласно таблиц П.3.1 и П.3.2 приложения 3). Поэтому буроинъекционную сваю заглубляем в ИГЭ-2 (не менее 1 м). Принимаем сваю длиной 10 м (ниже подошвы фундамента).

Тогда:

$$R = 0,75 \cdot 0,245 \cdot (60,0 \cdot 18,1 \cdot 0,15 + 107,3 \cdot 0,685 \cdot 15,3 \cdot 11,6) = 2426,9 \text{ кПа};$$

$$\begin{aligned} f_1 &= 0; & h_1 &= 2 \text{ м}; \\ f_2 &= 0; & h_2 &= 2 \text{ м}; \\ f_3 &= 0; & h_3 &= 2 \text{ м}; \\ f_4 &= 0; & h_1 &= 2 \text{ м}; \\ f_5 &= 0; & h_2 &= 0,4 \text{ м}; \\ f_6 &= 66,1 \text{ кПа}; & h_3 &= 1,6 \text{ м}; \end{aligned}$$

Несущая способность сваи:

$$F_d = 1 \cdot [0,9 \cdot 2426,9 \cdot 0,018 + 0,47 \cdot 1,0 \cdot (66,1 \cdot 1,6)] = 89,0 \text{ кН}.$$

9.4. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, при этом

$$N_D = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{89,0}{1,4} = 63,6 \text{ кН},$$

где $\gamma_n = 1,4$ – коэффициент надежности.

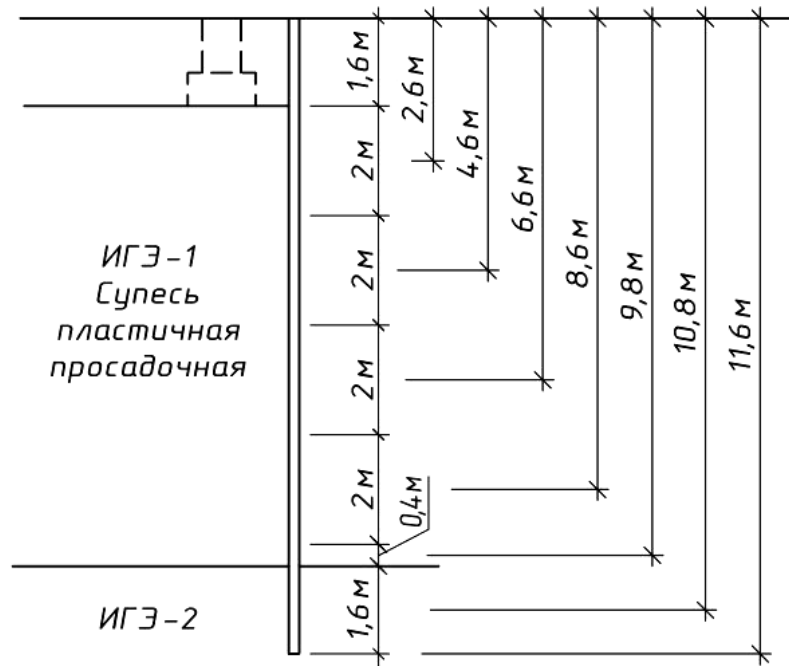


Рис.9.1. Схема к расчету несущей способности свай

9.5. Сопряжение буроинъекционных свай с существующим фундаментом выполняем без устройства ростверка, наклонные сваи проходят через тело фундамента. Сваи выполняем с обеих сторон фундамента, располагая их в шахматном порядке.

Найдем требуемое количество свай на 1 п.м. усиливаемого фундамента:

$$n = N_{\text{б.с.}} / N_D = 64,85 / 63,4 = 1,02 \text{ шт.}$$

9.6. Определяем шаг свай, учитывая, что подводка свай производится с обеих сторон в шахматном порядке:

$$S_{\text{б.с.}} = \frac{1}{n} = \frac{1}{1,02} = 0,98 \text{ м.}$$

Принимаем шаг свай 0,95 м, расстояние между сваями, расположенными с одной стороны фундамента составляет 1,9 м (рис. 9.2).

Определение шага свай для усиления фундаментов внутренних стен производим аналогично.

9.7. Выполняем проверку устойчивости сваи исходя из условия $N_{cr} / N_D \geq 3$

$$N_{cr} = \frac{5,6 \cdot \gamma_0 \cdot E}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right],$$

где γ_0 – коэффициент влияния грунта на устойчивость, принимается равным 2;

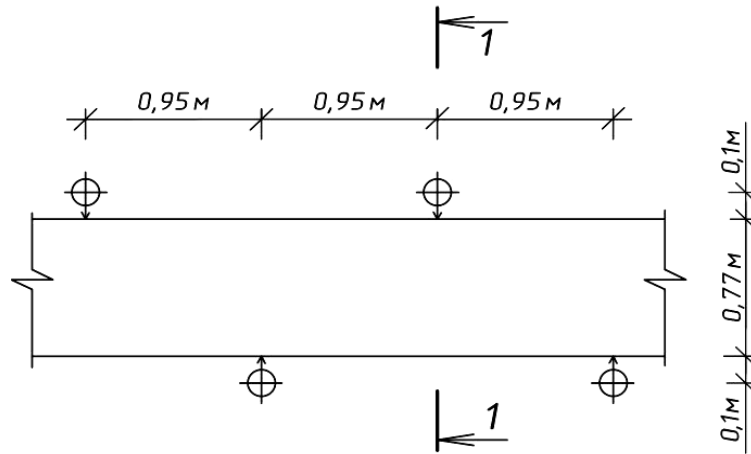


Рис.9.2. Схема расположения буринъекционных свай

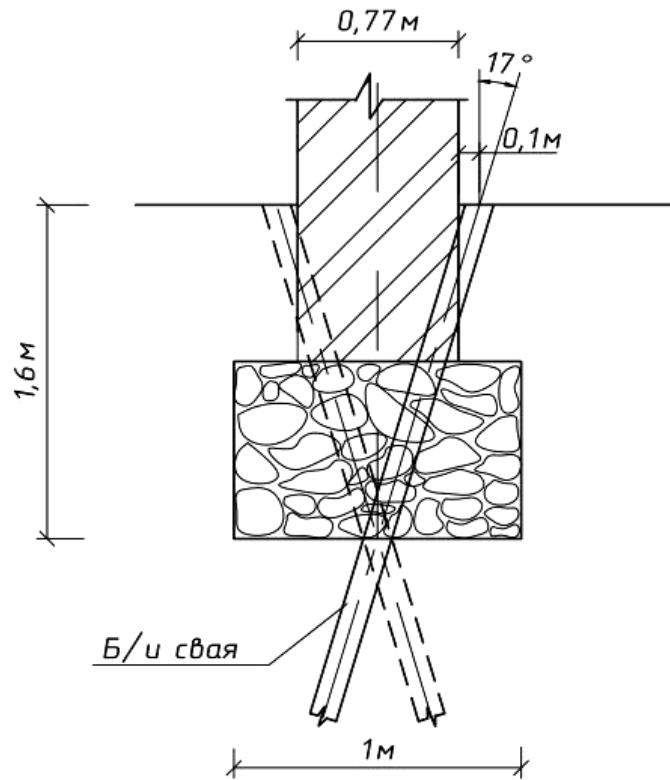


Рис.9.3. Сечение 1-1

l_0 – расчетная длина полуволны изгиба свай $l_0 = 20d = 300\text{см} = 3\text{м}$;

I_b – момент инерции бетонного сечения

$$I_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 0,15^4}{64} = 0,00002485\text{м}^4 = 2485\text{см}^4;$$

I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сваи

$$I_s = 4 \left[\frac{\pi d^4}{64} + A \cdot a^2 \right] = 4 \left(\frac{3,14 \cdot 0,014^4}{64} + 0,000154 \cdot 0,036^2 \right) = 8,1 \cdot 10^{-7} \text{ м}^4 = 81 \text{ см}^4;$$

A – площадь сечения рабочей арматуры сваи;

d – диаметр арматуры;

a – расстояние до центра тяжести;

E – модуль упругости мелкозернистого бетона, $E = 22000$ МПа;

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;

δ_e – соотношение случайного эксцентриситета к диаметру свай

$$\delta_e = e_a / d = 0,03 / 0,15 = 0,20,$$

но принимается не менее, чем $\delta_{e,\min}$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01(l_0 / d) - 0,01R_b \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \cdot 20 - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,197;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 22000 = 9,09;$$

$$N_{cr} = \frac{5,6 \cdot 2 \cdot 22000000}{3^2} \left[\frac{0,00002485}{0,9} \left(\frac{0,11}{0,1+0,2} + 0,1 \right) + 9,09 \cdot 8,1 \cdot 10^{-7} \right] = 554,3 \text{ кН.}$$

$$N_{cr} / N_D = 554,3 / 63,4 = 8,74 > 3.$$

Условие выполняется, следовательно, устойчивость свай обеспечена.

10. ПРОЕКТИРОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ МЕТОДОМ СИЛИКАТИЗАЦИИ

Под подошвой существующих фундаментов залегает лёссовая просадочная супесь. Рассмотрим вариант укрепления грунтового основания методом силикатизации. Для закрепления просадочного грунта используем способ однорастворной однокомпонентной силикатизации (по табл. 7.1 прил. 7). Закрепление грунтов выполняем на всю толщину просадочного грунта ИГЭ-1.

10.1. Рассчитываем радиус закрепления r вокруг иньектора от одиночной иньекции:

$$r = \frac{r_i}{\gamma_c} = \frac{0,5}{1,05} = 0,48 \text{ м},$$

r_i – радиус иньектирования силикатного раствора расчётной плотности, принимаемый по табл. 7.1 приложения 7;

γ_c – коэффициент условий работы, учитывающий возможность снижения прочности закреплённого грунта на контакте с окружающим массивом при увеличении влажности грунтов и принимаемый по табл. 7.2 приложения 7.

Степень влажности грунта при природной влажности:

$$S_r = \frac{W\gamma_s}{e\gamma_w} = \frac{0,16 \cdot 26}{1,04 \cdot 10} = 0,4;$$

где $e = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26 \cdot (1+0,16)}{14,8} - 1 = 1,04$.

Прогнозируемый степень влажности грунта принимаем в пределах 0,65...0,75 д.е., класс сооружения – II.

10.2. Иньекторы располагаем вдоль существующего фундамента в шахматном порядке. Расстояние между рядами иньекторов:

$$l_d = 1,5r = 1,5 \cdot 0,48 = 0,72 \text{ м}.$$

10.3. Определяем расстояние l_v в ряду между иньекторами:

$$l_v = 1,73r = 1,73 \cdot 0,48 = 0,83 \text{ м}.$$

10.4. Рассчитываем величину заходки l_s :

$$l_s = l + k \cdot r = 1,0 + 0,5 \cdot 0,48 = 1,24 \text{ м},$$

где l – длина перфорированной части инъектора (скважины) принимается, как правило, размером от 0,5 м до 2,0 м, а чаще $l=1,0$ м (рис. 10.1); k – коэффициент, принимаемый для песков и лёссовых пород $k = 0,5$.

10.5. Определяем требуемую ширину полосы b_{min} из закреплённого грунтового массива в плане по формуле:

$$b_{min} = b_f(2C+1) = 1,0 \cdot (2 \cdot 0,25 + 1) = 1,5 \text{ м},$$

где b_f – ширина подошвы существующего фундамента в плане, м; P_1 – среднее давление от расчётных нагрузок, подсчитанных согласно указаниям п.п. 5.2.1 – 5.2.6 СП 22.13330.2011; C – коэффициент, принимаемый по табл. 7.9 приложения 7 в зависимости от величины среднего давления под подошвой фундамента P_1 (при давлении P_1 менее 0,1 МПа значение коэффициента C следует принимать равным 0,1).

10.6. Производим расчет грунтового основания, закреплённого силикатизацией на всю толщу ИГЭ-1, по несущей способности исходя из соблюдения условия:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_n}, \text{ кН},$$

где N – расчётная нагрузка на основание, определяемая по указаниям п.п. 5.2.1 – 5.2.6 СП 22.13330.2011; γ_n – коэффициент надёжности сооружения, принимаемый по табл. 7.3 приложения 7 настоящего учебно-методического пособия.

F_d – несущая способность закреплённого силикатизацией грунтового основания, вычисляемая по формуле $F_d=R_0bl$, кН,

где b – ширина закреплённой силикатизацией массива грунта под ленточным фундаментом, при расположении инъекторов в два ряда $b = 1,5r + 2,0r = 3,5 \cdot 0,48 = 1,68 \text{ м} > b_{min} = 1,5 \text{ м}$;

R_0 – расчётное значение временного сопротивления закреплённого грунтового массива основания сжатию, рассчитывается по формуле

$$R_0 = \frac{R^H \gamma_{cl} \gamma_{cll}}{k_r}, \text{ кПа},$$

где R^H – среднее нормативное значение временного сопротивления закреплённого грунта одноосному сжатию в возрасте 28 суток, принимается по результатам испытания образцов грунта, закреплённого на опытной площадке. В данной курсовой работе для закреплённых силикатизацией грунтов принять следующие значения:

- для супесей $R^H = 500$ кПа,
- для суглинков $R^H = 600$ кПа;

γ_{CI} – коэффициент условий работы, учитывающий снижение прочности закреплённого грунта при длительном воздействии на него водной среды и нагрузки, принимаем по табл.7.4 приложения 7 при степени минерализации грунтовой воды 0,1; γ_{CII} – коэффициент условий работы, учитывающий боковое давление грунта, принимается по табл.7.5 (боковое давление грунта определяем как $\sigma_{z_{г0}} \cdot \xi = \gamma_{II} d \xi = 14,8 \cdot 1,6 \cdot 0,67 = 15,9$ кПа, где $\xi = \nu / (1 - \nu) = 0,4 / (1 - 0,4) = 0,67$ – коэффициент бокового давления грунта, ν – коэффициент Пуассона, принимаем для песков $\nu = 0,35$, для супесей $\nu = 0,4$, для суглинков $\nu = 0,45$, для глин $\nu = 0,5$);

k_r – коэффициент безопасности для закрепленного грунта, определяемый в зависимости от класса сооружения, принимаем $k_r = 1,15$.

Тогда

$$R_0 = \frac{500 \cdot 0,7 \cdot 1,04}{1,15} = 316,5 \text{ кПа}; \quad F_d = 316,5 \cdot 1,68 \cdot 1,0 = 531,7 \text{ кН};$$

$$N = P \cdot b_f \gamma_f = 324,86 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 389,8 \text{ кН} < \frac{531,7}{1,15} = 462,3.$$

Условие выполняется, следовательно несущая способность закреплённых силикатизацией грунтов основания под фундаментом наружной стены обеспечена. Также производим проверку несущей способности закрепленного грунта под фундаментом внутренней стены.

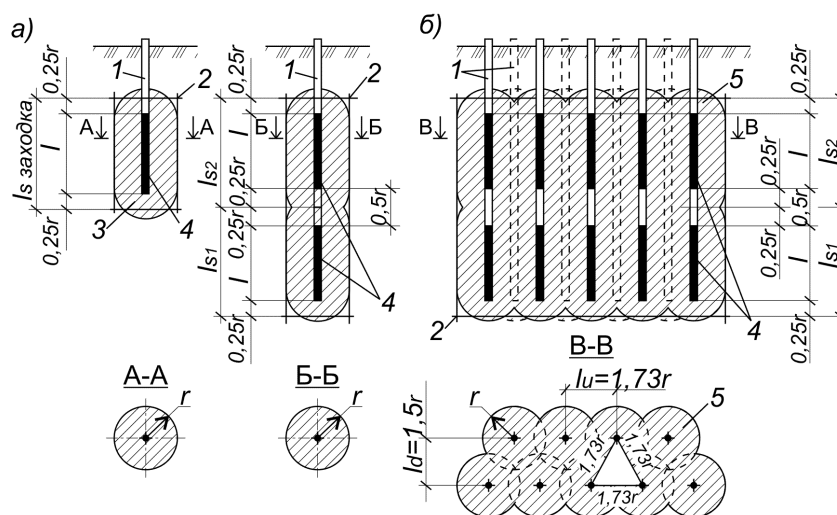


Рис. 10.1. Расчётная схема инъекционного химического закрепления грунтов: а – для одиночного инъектора; б – для сплошного массива; 1 – инъекторы; 2 – расчётной массив закреплённого грунта; 3 – действительный массив закреплённого грунта для однородной среды; 4 – перфорированная часть инъекторная; 5 – сплошной массив закреплённого грунта.

10.7. Определяем объём закреплённого грунта V_{st} по формуле

$$V_{st} = \pi \cdot r_i^2 \cdot l_s \cdot n_s, \text{ м}^3,$$

где n_s – количество заходок (определяется исходя из размеров фундамента в плане).

10.8. Рассчитываем объём контрольного закрепления грунта V_k , принимаемый в размере 0,5...2% от объёма закрепления или $V_k = 0,005 \dots 0,02 (V_{st}), \text{ м}^3$.

10.9. Определяем общий объём V закреплённого грунта по формуле:

$$V = V_{st} + V_k, \text{ м}^3.$$

10.10. Рассчитываем расход силиката натрия на общий объём закрепления массива по формуле:

$$V_{sol} = V \cdot n \cdot a, \text{ м}^3,$$

где n – пористость грунта, в долях единиц (пористость грунта определяем по формуле $n = 1 - \gamma_d / \gamma_s$; $\gamma_d = \gamma / (1+W)$); a – коэффициент, принимаемый при однорастворной силикатизации песков – 1,2; при газовой силикатизации песчаных грунтов – 0,7; плывунов и просадочных грунтов – 0,8; V – общий объём закреплённого грунта, м^3 .

10.11. Определяем объём необходимого исходного раствора силиката натрия (при стандартной плотности $\rho_c = 1,4 \text{ т / м}^3$):

$$V_c = \frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_c - \rho_w} \cdot V_{sol}, \text{ м}^3,$$

где ρ_p – плотность рабочего раствора, принимаем $\rho_p = 1,17 \text{ т / м}^3$

Объём воды, требуемое для приготовления раствора рабочей консистенции:

$$V_B = V_{sol} - V_c, \text{ м}^3.$$

10.12. Вычисляем расчетную осадку фундамента S (после надстройки дополнительных этажей) с учетом закрепления грунтов ИГЭ-1. Модуль деформации закреплённого грунта принимается по табл. 7.7 приложения 7.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Минрегион России. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2011. – 96с.
2. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. Минрегион России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2011. – 164с.
3. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты». Актуализированная редакция "СНиП 2.02.03-85 ". Минрегион России. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2011. – 67с.
4. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения". Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Минрегион России. – М.: ГУП НИИЖБ, 2012. – 161с.
5. ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
6. Рекомендации по применению буринъекционных свай / Госстрой России/ ГУП НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. М.: - 2001.
7. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: Учеб. для строит. специальностей вузов. -3-е изд., стер: – М.: Высш. шк., 1999: – 319с.
8. Ухов С.Б. и др. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строит. спец. вузов/ С.Б.Ухов, В.В.Семенов, В.В.Знаменский/. – 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.
9. Носков И.В., Швецов Г.И. Усиление оснований и реконструкция фундаментов: Учебник. – М.: Абрис, 2012. – 134 с.; ил.
10. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: 2-е изд. перераб. и доп./ Под общей ред. В.А.Ильичева и Р.А.Мангушева. – М.: Издательство АСВ, 2016. – 1040 с.
11. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий: 5-е изд. перераб. и доп.– М.: Издательство АСВ, 2011. – 384 с.
12. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий: – Томск: СТТ, 2004. – 476 с.
13. Пособие по химическому закреплению грунтов инъекцией в промышленном и гражданском строительстве /к СНиП 3.02.01-83/. ВНИИОСП им. Н.М.Герсеванова. М.: 1986.-127 с.

Приложение 1

Таблица П.1.1

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Виды грунтов	Коэф- фициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{c2} для		
		многоэтажных зданий при отношении их дли- ны к высоте L/H , равном		одноэтажных каркасных про- мышленных зданий
		4 и более	1,5 и менее	
Пески крупные и средней круп- ности	1,40	1,2	1,4	1,0
Пески мелкие	1,30	1,1	1,3	1,0
Пески пылеватые:				
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2	1,0
насыщенные водой	1,10	1,0	1,2	1,0
Супеси, суглинки и глины при показателе текучести $J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1	1,0
То же, при $0,25 < J_L \leq 0,5$	1,20	1,0	1,1	1,0
То же, при $J_L > 0,5$	1,10	1,0	1,0	1,0

Примечание – При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции

Таблица П.1.2

Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

Угол φ , град.	Коэффициенты			Угол φ , град.	Коэффициенты			Угол φ , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0,00	1,00	3,14	16	0,36	2,43	4,99	32	1,34	6,34	8,55
1	0,01	1,06	3,23	17	0,39	2,57	5,15	33	1,44	6,76	8,88
2	0,03	1,12	3,32	18	0,43	2,73	5,31	34	1,55	7,22	9,22
3	0,04	1,18	3,41	19	0,47	2,89	5,48	35	1,68	7,71	9,58
4	0,06	1,25	3,51	20	0,51	3,05	5,66	36	1,81	8,24	9,97
5	0,08	1,32	3,61	21	0,56	3,24	5,84	37	1,95	8,81	10,37
6	0,10	1,39	3,71	22	0,61	3,44	5,04	38	2,11	9,44	10,80
7	0,12	1,47	3,82	23	0,69	3,65	6,24	39	2,28	10,11	11,25
8	0,14	1,55	3,93	24	0,72	3,87	6,45	40	2,46	10,85	11,73
9	0,16	1,64	4,05	25	0,78	4,11	6,67	41	2,66	11,64	12,24
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90	42	2,88	12,51	12,79
11	0,21	1,83	4,29	27	0,91	4,64	7,14	43	3,12	13,46	13,37
12	0,23	1,94	4,42	28	0,98	4,93	7,40	44	3,38	14,50	13,98
13	0,26	2,05	4,55	29	1,06	5,25	7,67	45	3,66	15,64	14,64
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95				
15	0,32	2,30	4,84	31	1,24	5,95	8,24				

Приложение 2

Таблица П.2.1

Значение коэффициента m_s

Отношение $(P_0/R) \cdot 100\%$	Значение коэффициента m_s
> 80	1,3
80 – 70	1,15
< 70	1,0

Примечание – P_0 – среднее давление по подошве фундамента до реконструкции; R – расчетное сопротивление грунта основания без учета уплотнения

Таблица П.2.2

Значения коэффициента k_s

Грунты оснований	Значения коэффициента k_s при $(S_R/S_{ult}) \cdot 100\%$	
	≤ 20	≥ 70
Пески крупные и средней крупности	1,4	1,0
Пески мелкие	1,2	1,0
Пески пылеватые	1,1	1,0
Пылевато-глинистые грунты: $J_L \leq 0$	1,2	1,0
$0 < J_L \leq 0,5$ (при сроке эксплуатации более 15 лет)	1,1	1,0

Примечания: 1. Для промежуточных значений $(S_R/S_{ult}) \cdot 100\%$ коэффициент принимается по интерполяции. 2. S_R – величина осадки при давлении по подошве, равном значению R , а S_{ult} – средняя предельная осадка для данного вида здания (по СНиП 2.02.01-83).

Приложение 3

Таблица П.3.1

Расчетное сопротивление R

Глубина заложения нижнего конца сваи h , м	Расчетное сопротивление R , кПа (тс/м ²), под нижним концом набивных и буровых свай с уширением и без уширения и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном при пылевато-глинистых грунтах, за исключением лессовых, с показателем текучести I_L равным						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850(85)	750(75)	650(65)	500(50)	400(40)	300(30)	250(25)
5	1000(100)	850(85)	750(75)	650(65)	500(50)	400(40)	350(35)
7	1150(115)	1000(100)	850(85)	750(75)	600(60)	500(50)	450(45)
10	1350(135)	1200(120)	1050(105)	950(95)	800(80)	700(70)	600(60)
12	1550(155)	1400(140)	1250(125)	1100(110)	950(95)	800(80)	700(70)
15	1800(180)	1650(165)	1500(150)	1300(130)	1100(110)	1000(100)	800(80)
18	2100(210)	1900(190)	1700(170)	1500(150)	1300(130)	1150(115)	950(95)
20	2300(230)	2100(210)	1900(190)	1650(165)	1450(145)	1250(125)	1050(105)
30	3300(330)	3000(300)	2600(260)	2300(230)	2000(200)	-	-
40	4500(450)	4000(400)	3500(350)	3000(300)	2500(250)	-	-

Примечание – Для свайных фундаментов опор мостов значения, приведенные в данной таблице, следует:

а) повышать (при расположении опор в водоеме) на величину, равную $1,5\gamma_w h_w$, где γ_w – удельный вес воды – 10 кН/м³; h_w – глубина слоя воды в водоеме от ее уровня при расчетном паводке до уровня дна водоема, а при возможности размыва - до уровня дна после общего размыва;

б) понижать при коэффициенте пористости грунта $e > 0,6$ и $m = 0,6$ при $e = 1,1$.

Таблица П.3.2

Расчетное сопротивление f

Средняя глубина распо- ложения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек f_i , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мел- ких	пы- лева- тых	–	–	–	–	–	–
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
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. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

2. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице при любых значениях показателя текучести.

Таблица П.3.3

Коэффициенты условий работы γ_{cR}

Виды свай	Тип грунта в пяте свай			
	Пески	Супеси	Суглинки	Глины
Буровые без опрессовки	0,7	0,7	0,7	0,8
Буровые с опрессовкой че- рез устье	0,8	0,8	0,8	0,8
Сваи СТЮЗ	0,9	0,9	0,9	0,8

Таблица П.3.4

Коэффициенты условий работы γ_{cf}

Виды свай	Тип грунтов прорезаемых свай			
	Пески	Супеси	Суглинки	Глины
Устраиваемые инъекцией раствора в сухие пробуренные скважины	–	0,9	0,9	0,9
Изготовленные проходными шнеками с опрессовкой давлением 0,2 - 0,4МПа (СТЮЗ)	1,0	1,0	0,9	0,9
Изготовленные под защитой бентонитового раствора с опрессовкой давлением 0,2 – 0,4 МПа	0,9	0,8	0,8	0,8

Таблица П.3.5

Коэффициенты α_1 , α_2 , α_3 и α_4

Коэффициенты	Расчетные значения угла внутреннего трения грунта φ_b , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при h/d равном, м:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,68	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 и более	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при d , равном, м:									
0,8 и менее	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примечание. Для промежуточных значений φ_b , h/d и d значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 и α_4 определяются интерполяцией

Таблица П3.6

$\xi=2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	Прямоугольных с соотношением сторон равным $\eta=l/b$						ленточных ($\eta>10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,128	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания: 1. Здесь l – длина фундамента, b – ширина (диаметр) фундамента.
2. Для фундаментов с подошвой в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

Приложение 4

Таблица П.4.1

Сортамент арматуры (ГОСТ 5781-82)

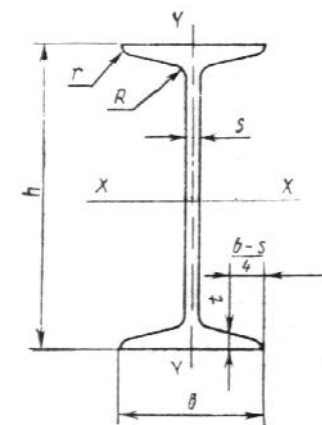
Номиналь- ный диа- метр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретиче- ская масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I	А-II	А-III	Ат- IIIС	Вр-I
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+	-	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	-	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	+	-	-

Примечание. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Таблица П.4.2

Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент (ГОСТ 8239-89)

Номер дву- тавра	Размеры				Площадь попереч- ного сече- ния, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>			<i>X – X</i>			<i>Y – Y</i>			
							<i>I_x</i> , см ⁴	<i>W_x</i> , см ³	<i>i_x</i> , см	<i>I_y</i> , см ⁴	<i>W_y</i> , см ³	<i>i_y</i> , см	
	мм												
10	100	55	4,5	7,2	12,0	9,46	198	39,7	4,06	17,9	6,49	1,22	
12	120	64	4,8	7,3	14,7	11,50	350	58,4	4,88	27,9	8,72	1,38	
14	140	73	4,9	7,5	17,4	13,70	572	81,7	5,73	41,9	11,50	1,55	
16	160	81	5,0	7,8	20,2	15,90	873	109,0	6,57	58,6	14,50	1,70	
18	180	90	5,1	8,1	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	82,6	18,40	1,88	
20	200	100	5,2	8,4	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	115,0	23,10	2,07	
22	220	110	5,4	8,7	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	157,0	28,60	2,27	
24	240	115	5,6	9,5	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	198,0	34,50	2,37	
27	270	125	6,0	9,8	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	260,0	41,50	2,54	
30	300	135	6,5	10,2	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	337,0	49,90	2,69	
33	330	140	7,0	11,2	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	419,0	59,90	2,79	
36	360	145	7,5	12,3	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	516,0	71,10	2,89	
40	400	155	8,3	13,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	667,0	86,10	3,03	
45	450	160	9,0	14,2	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	808,0	101,00	3,09	
50	500	170	10,0	15,2	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	1043,0	123,00	3,23	
55	550	180	11,0	16,5	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1356,0	151,00	3,39	
60	600	190	12,0	17,8	138,0	108,0	76806	2560,0	23,60	1725,0	182,00	3,54	



Приложение 5

Таблица П.5.1

Расчетное сопротивление $R_{кирп.}$

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 - 150 мм на тяжелых растворах									
	при марке раствора								при марке раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечание

Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 - для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 - для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества - растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Расчетное сопротивление $R_{\text{бут}}$.

Марка рваного бутового камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию бутовой кладки из рваного бута							
	при марке раствора						при марке раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
800	2,2	2,0	1,6	1,0	0,7	0,45	0,33	0,28
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	2,2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,2	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05
50	-	-	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
35	-	-	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	-	-	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

Примечания: 1. Приведенные в табл. 5.2 расчетные сопротивления для бутовой кладки даны в возрасте 3 мес. для марок раствора 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 дн. Для кладки в возрасте 28 дн. расчетные сопротивления, приведенные в табл. 5.2 для растворов марки 4 и более следует принимать с коэффициентом 0,8.

2. Для кладки из постелистого бутового камня расчетные сопротивления, принятые в табл. 5.2 следует умножать на коэффициент 1,5.

3. Расчетные сопротивления бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом - на 0,1 МПа, при кладке в траншеях «враспор» с нетронутым грунтом и при надстройках - на 0,2 МПа.

Приложение 6

Таблица П.6.1 (начало)

Предельные деформации основания фундаментов
объектов нового строительства

Сооружения	Предельные деформации основания фунда- ментов		
	Относительная разность осадок ($\Delta s/L$) _u	Крен i_u	Максимальная s_u^{\max} или средняя \bar{s}_u .осадка, см
1	2	3	4
1. Производственные и гражданские одно- этажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	-	10
то же, с устройством железобетонных по- ясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003		15
стальным	0,004	-	15
то же, с устройством железобетонных по- ясов или монолитных перекрытия	0,005	-	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях ко- торых не возникают усилия от неравномер- ных осадок	0,006	-	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с не- сущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	-	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020		12
то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,0024		18
4. Сооружения элеваторов из железобетон- ных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус моно- литной конструкции на одной фундамент- ной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус мо- нолитной конструкции	"	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
5. Дымовые трубы высотой H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в позициях 4 и 5	-	0,004	20

Таблица П.6.1 (окончание)

1	2	3	4
7. Антенные сооружения связи: стволы мачт заземленные то же, электрически изолированные башни радио башни коротковолновых радиостанций башни (отдельные блоки)	- - 0,002 0,0025 0,001	0,002 0,001 - - -	20 10 - - -
8. Опоры воздушных линий электропереда- чи: промежуточные прямые анкерные и анкерно-угловые, промежу- точные угловые, концевые, порталы откры- тых распределительных устройств специальные переходные	0,003 0,0025 0,002	- - -	- - -
<p>Примечания</p> <p>1. Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов s_u^{\max} применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.).</p> <p>2. Значение предельной средней осадки \bar{s}_u основания фундаментов применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрестные ленточные и плитные фундаменты на естественном или искусственном основании, свайные фундаменты с плитным ростверком, плитно-свайные фундаменты и т.п.).</p> <p>3. Предельные значения относительного прогиба зданий, указанные в позиции 3, принимают равными $0,5(\Delta s/L)_u$, а относительного выгиба - $0,25(\Delta s/L)_u$.</p> <p>4. При определении относительной разности осадок $(\Delta s/L)$ в позиции 8 таблицы Д.1 за L принимают расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.</p> <p>5. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.</p> <p>6. Предельные значения подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25 % и относительную разность осадок в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении, а относительный выгиб - в размере $0,25(\Delta s/L)_u$.</p> <p>7. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания фундаментов, отличающиеся от указанных в настоящем приложении.</p>			

Категории технического состояния существующих сооружений

Категория состояния сооружения	Характеристика состояния сооружения
I - нормальное	Выполняются требования норм и проектной документации по условиям эксплуатации. Необходимость ремонтных работ отсутствует
II - удовлетворительное	С учетом фактических свойств материалов удовлетворяются требования норм, относящиеся к предельным состояниям I группы; требования, относящиеся к предельным состояниям II группы, могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется текущий ремонт с устранением локальных повреждений без усиления конструкций
III - неудовлетворительное	Нарушены требования норм, но отсутствуют опасность обрушения и угроза безопасности людей. Требуется усиление и восстановление несущей способности поврежденных конструкций
IV - предаварийное или аварийное	Существующие повреждения свидетельствуют о непригодности конструкций к эксплуатации, об опасности их обрушения и опасности пребывания людей в зоне расположения конструкций
<p>Примечания</p> <p>1 Категория технического состояния устанавливается по результатам технического обследования строительных конструкций сооружения, в том числе фундаментов, включая исследования грунтов основания, подстилающих фундаменты.</p> <p>2 При соответствующем обосновании категория технического состояния реконструируемого сооружения или сооружения, расположенного в зоне влияния нового строительства или реконструкции, может быть повышена, если проектом реконструкции или проектом защитных мероприятий (для окружающей застройки) предусмотрено выполнение работ по усилению фундаментов и надземной части сооружения, связанных в том числе с увеличением его жесткости.</p> <p>3 Категория технического состояния одноэтажных и многоэтажных зданий исторической застройки или памятников истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования не может быть установлена (повышена) выше категории II - удовлетворительная. К исторической застройке относятся здания с указанной конструктивной схемой при сроке их эксплуатации более 100 лет.</p> <p>4 Результаты технического обследования сооружений допускается использовать при сроке давности выполнения технического обследования, не превышающем 3 года для сооружений со следующими категориями технического состояния: I - нормальное и II - удовлетворительное и не превышающем 1,5 года для сооружений со следующими категориями технического состояния: III - неудовлетворительное и IV - предаварийное или аварийное.</p>	

**Пределные дополнительные деформации основания фундаментов
реконструируемых сооружений**

Сооружения	Категории технического состояния зданий	Пределные дополнительные деформации основания фундаментов	
		Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Максимальная осадка $s_{ad,u}^{\max}$, см
1. Одноэтажные и многоэтажные бескаркасные здания со стенами из крупных панелей	I	0,0020	4,0
	II	0,0010	3,0
	III	0,0007	2,0
2. Одноэтажные и многоэтажные бескаркасные здания со стенами из кирпича или крупных блоков без армирования	I	0,003	4,0
	II	0,0015	3,0
	III	0,001	2,0
3. Одноэтажные и многоэтажные бескаркасные здания со стенами из кирпича или крупных блоков с армированием или железобетонными поясами	I	0,0035	5,0
	II	0,0018	4,0
	III	0,0012	3,0
4. Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	-	-
	II	0,0009	1,5
	III	0,0007	1,0
<p>Примечания</p> <p>1. $s_{ad,u}^{\max}$ - значение предельной дополнительной максимальной осадки основания отдельно стоящих фундаментов реконструируемого сооружения на естественном основании или свайных ростверком, в том числе при усилении основания и фундаментов.</p> <p>2. При подведении сплошной монолитной железобетонной фундаментной плиты под реконструируемое сооружение допускается принимать значения предельных дополнительных средних осадок $\bar{s}_{ad,u}$ равными $s_{ad,u}^{\max}$.</p> <p>3 Для сооружений с категорией технического состояния IV - предаварийное или аварийное дополнительные деформации основания фундаментов не допускаются.</p>			

Приложение 7

Таблица П.7.1

№№	Способ закрепления	Вид грунта	Коэффициент фильтрации k_f , м/сут	Радиус закрепления грунта, r_i , м
1	Силикатизация двухрастворная	Пески разной крупности	5 – 10	0,3 – 0,4
			10 – 20	0,4 – 0,6
			20 – 50	0,6 – 0,8
			50 – 80	0,8 – 1,0
2	Силикатизация однорастворная	Пески разной крупности	0,5 – 1,0	0,4 – 0,6
			1 – 2	0,6 – 0,8
			2 – 5	0,8 – 1,0
3	Силикатизация газовая	Пески разной крупности	0,5 – 1,0	0,3 – 0,6
			1 – 5	0,5 – 0,8
			5 – 20	0,8 – 1,0
4	Силикатизация однорастворная однокомпонентная	Лёссовый просадочный грунт (супесь, суглинок)	0,2 – 0,3	0,4 – 0,7
			0,3 – 0,5	0,7 – 0,8
			0,5 – 2	0,8 – 1,0
5	Смолизация однорастворная двухкомпонентная	Пески разной крупности	0,5 – 1,0	0,3 – 0,5
			1 – 5	0,5 – 0,65
			5 – 10	0,65 – 0,85
			10 – 20	0,85 – 0,95
			20 – 50	0,95 – 1,0
6	Смолизация	Лёссовый просадочный грунт	0,1 – 0,3	0,3 – 0,4
			0,3 – 0,5	0,4 – 0,6
			0,5 – 1,0	0,6 – 0,9
			1 – 2	0,9 – 1,0

Таблица П.7.2

Прогнозируемая степень влажности грунта S_r , д. ед., окружающего закреплённый массив	Класс сооружений			
	I	II	III	IV
0,65...0,75	1,05/1,10	1,00/1,05	1,00/1,00	1,00/1,00
0,76...0,85	1,10/1,15	1,05/1,10	1,00/1,05	1,00/1,00
0,86...1,00	1,15/1,20	1,10/1,15	1,05/1,10	1,00/1,05

Примечание: 1) В числителе приведены значения γ_c для газовой силикатизации, в знаменателе – для силикатизации. 2) Для обеспечения в пределах r требований, предъявляемых проектом к закреплённому грунту, коэффициент γ_c может быть принят исходя из конкретных данных об изменении R^H , по радиусу инъецирования. 3) При степени влажности $S_r < 0,65$, коэффициент γ_c принимать равным 1,0.

Таблица П.7.3

Класс здания или сооружения	I	II	III	IV
Коэффициент надёжности γ_n	1,20	1,15	1,10	1,05

Таблица П.7.4

Способ закрепления лёссового грунта	Степень минерализации грунтовой воды, г/л	Значения γ_{CI} при прогнозируемой степени влажности S_r закреплённого грунта				
		$\geq 0,95$	0,85	0,75	0,65	$\leq 0,55$
Силикатизация	$\leq 0,5$	0,45	0,52	0,60	0,65	0,70
	0,1	0,52	0,60	0,65	0,70	0,75
	2,0	0,60	0,66	0,70	0,74	0,78
	$\geq 3,0$	0,64	0,70	0,74	0,78	0,80
Газовая силикатизация	$\leq 0,5$	0,55	0,62	0,70	0,75	0,80
	0,1	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85
	2,0	0,73	0,75	0,80	0,85	0,88
	$\geq 3,0$	0,75	0,80	0,84	0,87	0,90

Таблица П.7.5

Боковое давление грунта, P_6 , МПа	Коэффициент условий работы γ_{CI} , для:	
	R^H	E
0,0	1,00	1,00
0,05	1,12	1,10
0,10	1,25	1,20
0,15	1,40	1,30
0,20	1,60	1,55
0,25	1,80	1,75

Таблица П.7.6

Класс сооружения	I	II	III	IV
Доверительная вероятность (α)	0,98	0,95	0,90	0,85

Таблица П.7.7

Виды закреплённых глинистых грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Нормативные значения: удельных сцеплений C^H , углов внутреннего трения φ^H , модулей деформации E^H и коэффициентов Пуассона μ^H грунтов, закреплённых одноразовой силикатизацией при прочности R , МПа							
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,5
Супеси	C^H	0,047	0,056	0,065	0,073	0,086	0,096	0,11	0,13
	φ^H	24	25	26	28	30	35	40	45
	E^H	42	53	65	75	85	100	120	150
	μ^H	0,3	0,30	0,30	0,25	0,25	0,20	0,20	0,20
Суглинки	C^H	0,040	0,050	0,061	0,068	0,075	0,090	0,095	0,11
	φ^H	24	26	28	30	32	34	38	42
	E^H	38	50	60	70	80	95	115	145
	μ^H	0,35	0,30	0,30	0,25	0,25	0,20	0,20	0,20

Таблица П.7.8

Наименование грунта	Коэффициент фильтрации $K_{f,min}, м/сут.$
Галечниковый (чистый)	200
Гравийный (чистый)	100-200
Крупнообломочный с песчаным заполнителем	100-150
Песок:	50-100
-гравелистый.	25-75
-крупный	10-25
-средней крупности	2-10
-мелкий	0,1-2
-пылеватый	
Супесь	0,1-0,7
Суглинок	0,005-0,4
Глина	0,005
Торф:	1-4
-слаборазложившийся	0,15-1,0
-среднеразложившийся	0,01-0,15
-сильноразложившийся	

Таблица П.7.9

$P_1, МПа$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
C	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
<u>Примечание:</u> Для отдельно стоящих зданий или сооружений с высоко расположенным центром тяжести, коэффициент C принимается равным не менее 0,3.								

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
к выполнению курсовой работы
по разделу «Проектирование усиления оснований и фундаментов»
дисциплины «Специальные вопросы проектирования оснований
и фундаментов» для студентов очной формы обучения
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»

Составитель: Илдус Фатихович ШАКИРОВ

Редактор:

Издательство
Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать		Формат 60×84/16
Заказ №	Печать ризографическая	Усл.-печ.л. 3,1
Бумага тип №1	Тираж 50 экз.	Учетн.-изд.л. 3,1

Отпечатано в полиграфическом секторе
Издательства КГАСУ

420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1.