

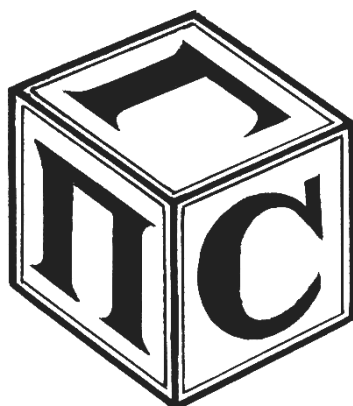
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения*

Часть 1



Могилев 2020

УДК 624.15
ББК 38.7
М55

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«03» февраля 2020 г., протокол № 10

Составители: ст. преподаватель О. М. Лобикова;
ст. преподаватель Е. В. Кожемякина

Рецензент канд. техн. наук, доц. В. В. Кутузов

Методические рекомендации предназначены для студентов специальностей 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения. Содержат общие требования к порядку выполнения и оформления курсовой работы.

Учебно-методическое издание

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Часть 1

Ответственный за выпуск	С. Д. Макаревич
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2020

Содержание

Введение	4
1 Общие положения	5
2 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки	7
2.1 Определение физико-механических характеристик и наимено- вания грунтов	7
2.2 Построение инженерно-геологического разреза	13
3 Расчет и конструирование плитного фундамента на естественном основании	14
3.1 Назначение глубины заложения фундаментов	14
3.2 Определение размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженного фундамента	19
3.3 Расчет оснований плитных фундаментов по деформациям.....	28
3.4 Расчет осадок оснований плитных фундаментов	29
3.5 Проверка прочности подстилающего слоя	36
3.6 Конструирование фундаментов мелкого заложения	41
Список литературы	43
Приложение А	44

Введение

Методические рекомендации к выполнению курсовой работы составлены в соответствии с учебной программой учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения.

Целью курсового проектирования по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» является формирование навыков у студентов применять теоретические знания при практическом решении задач по проектированию оснований и фундаментов.

Для выполнения курсовой работы предусмотрено 26 часов. Курсовая работа оценивается в одну зачетную единицу для дневной, заочной и заочной сокращенной форм обучения.

Методические рекомендации (часть 1) содержат общие требования к порядку выполнения и оформления, а также методические рекомендации к разработке разделов «Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки» и «Расчет и конструирование плитного фундамента».

При разработке методических рекомендаций учтены требования ТКП 45-5.01-67-2007 (02250) *Фундаменты плитные. Правила проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-254-2012 (02250) *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-255-2012 (02250) *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), ТКП 45-5.01-256-2012 (02250) *Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства* (с изменениями и дополнениями), СТБ 943–2007 *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями), ГОСТ 25100–2011. *Грунты. Классификация* (с изменениями и дополнениями).

При изменении нормативно-законодательной базы алгоритмы расчетов корректируют, приводя их в соответствие с требованиями, установленными на дату выполнения курсовой работы.

1 Общие положения

Темой курсовой работы является проектирование фундаментов (фундамент под колонну, фундамент под стену) под заданный объект.

Исходными данными для разработки курсовой работы служат схема здания, инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки и нормативные нагрузки и воздействия, действующие на обрезах проектируемых фундаментов, которые задаются преподавателем – консультантом по курсовому проектированию – в соответствии с шифром обучающегося (перечень вариантов исходных данных находится на кафедре).

При выполнении курсовой работы обучающиеся разрабатывают два варианта:

- 1) проект фундаментов мелкого заложения;
- 2) проект свайных фундаментов.

Проекты разрабатываются для одних и тех же инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, объекта строительства, сечений и грунтов основания.

Материалы курсовой работы представляются в виде пояснительной записки объемом 40–60 страниц и графической части объемом 5–6 листов формата А3.

В *расчетно-пояснительной записке* приводятся обоснования технических решений и расчеты с расчетными схемами и эскизами, выполненными в удобном масштабе. Расчетно-пояснительная записка должна быть написана четко чертежным шрифтом или компьютерным способом, шрифт Times New Roman 14 пт, выравнивание текста по ширине, одинарный интервал, поля: правое – 3 см, левое, верхнее, нижнее – 2 см, с одной стороны листа. Записка разделяется на главы, а главы на параграфы. Все страницы записки должны иметь сквозную нумерацию. Записка должна иллюстрироваться необходимыми чертежами, графиками и схемами, выполненными в удобном масштабе.

В расчетах должны использоваться единицы Международной системы СИ: метр – для измерения длины; килограмм – массы; ньютон – силы и веса; паскаль – давления, напряжения, модуля деформации.

Содержание расчетно-пояснительной записки.

Титульный лист.

Содержание.

Задание на выполнение курсового проекта.

Введение (краткая характеристика площадки строительства, характеристика конструкций, приводится заданная схема здания (план на отм. 0,000 и разрез), таблица с нормативными значениями усилий на обрезах расчетных фундаментов и таблица с нормативными значениями характеристик физических свойств грунтов по заданному варианту, мощности слоев грунта, абсолютные отметки устья скважин и уровня подземных вод.

1 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки с разработкой инженерно-геологического разреза и нанесенными контурами фундаментов.

2 Расчет и конструирование плитного фундамента (определение глубины заложения, размеров подошвы, осадок фундаментов, подбор арматуры).

3 Расчет и конструирование свайного фундамента (определение геометрических характеристик свай, их несущей способности, расположение свай в плане, определение осадок, подбор арматуры, при необходимости – определение отказа и подбор копрового оборудования).

4 Расчет фундаментов, возводимых на искусственных основаниях (при необходимости).

5 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов.

6 Технология производства работ по устройству фундаментов выбранного варианта.

7 Общие указания технической эксплуатации фундаментов, охране труда и окружающей природной среды.

Заключение.

Список использованной литературы.

Правила оформления графической части курсовой работы. Графическая часть курсовой работы выполняется на листах формата А3 и формируется в соответствии с требованиями ГОСТ 21.501–2011 *Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений* в объеме, требуемом ТКП 45-5.01-254-2012 в следующем составе:

– лист 1 – общие данные, инженерно-геологический разрез с нанесенными контурами фундаментов в проектируемом сечении, условные обозначения;

– лист 2 – схема расположения плитных фундаментов (фундаменты мелкозаложения) с привязкой подошвы к разбивочным осям (масштаб 1 : 100, 1 : 200); необходимые спецификации элементов; примечания;

– лист 3 – сечения рассчитываемых плитных фундаментов (масштаб 1 : 10, 1 : 50), узлы сопряжений (с изображениями конструкций фундамента; гидроизоляции в зависимости от уровня грунтовых вод; отмостки; всех размеров и марок типовых элементов; абсолютными и относительными отметками и т. д.); спецификации элементов; схема к расчету осадки плитного фундамента; примечания;

– лист 4 – схемы расположения свай и ростверков; спецификации элементов; примечания;

– лист 5 – сечения рассчитываемых свайных фундаментов, узлы сопряжений (схема расположения свай и схема расположения ростверков с привязкой свай и подошвы ростверков к разбивочным осям (масштаб 1 : 100, 1 : 200); сечения рассчитываемых фундаментов (масштаб 1 : 10, 1 : 50) (с изображениями конструкций фундамента; гидроизоляции в зависимости от уровня грунтовых вод; отмостки; всех размеров и марок типовых элементов; абсолютными и относительными отметками; заделкой голов свай в ростверк и т. д.); спецификация элементов; схема к расчету осадки свайного фундамента; примечания;

– лист 6 – решения по устройству фундаментов на искусственных основаниях (при необходимости); спецификация элементов; примечания.

2 Анализ инженерно-геологических условий строительной площадки

Оценка инженерно-геологических условий площадки начинается с изучения напластования грунтов. Для этого по исходным данным следует определить физико-механические характеристики грунтов, провести оценку строительных свойств грунтов, построить инженерно-геологический разрез строительной площадки, определить категорию сложности оснований фундаментов, разработать заключение по строительной площадке.

Выбор основания (несущего слоя) производится в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства и конструктивных особенностей проектируемого сооружения при минимальных объемах строительных работ по устройству фундаментов и сроках их выполнения.

2.1 Определение физико-механических характеристик и наименования грунтов

Расчетные характеристики служат для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунтов согласно СТБ 943–2007 [2].

Определение наименования грунтов. Наименование песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу. Для этого последовательно суммируют содержание фракций. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю их расположения (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Вид песчаного грунта по гранулометрическому составу [2]

Вид песчаного грунта	Размер частиц, мм	Масса воздушно-сухого грунта, %
Гравелистый	Крупнее 2	Более 25
Крупный	Крупнее 0,5	Более 50
Средний	Крупнее 0,25	Более 50
Мелкий	Крупнее 0,1	75 и более
Пылеватый	Крупнее 0,1	Менее 75

Плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01 \cdot w}, \quad (2.1)$$

где ρ – плотность грунта, г/см³;

w – природная влажность грунта, %.

Коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (2.2)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

ρ_d – плотность грунта в сухом состоянии, г/см³.

По величине коэффициента пористости (по плотности укладки частиц) песчаные грунты делятся на *плотные, средней плотности и рыхлые* (таблица 2.2). Использовать *рыхлые пески* в качестве естественного основания не рекомендуется.

Таблица 2.2 – Разновидность песчаных грунтов по плотности сложения [2]

Вид песчаного грунта	Разновидность песчаных грунтов по плотности		
	Плотный	Средней плотности	Рыхлый
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Степень влажности грунта

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot 0,01 \cdot w}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.3)$$

где ρ_w – плотность воды, $\rho_w = 1000 \text{ кг/м}^3 = 1 \text{ г/см}^3$.

По степени влажности (таблица 2.3) песчаные грунты подразделяются на *маловлажные, влажные и насыщенные водой*.

Таблица 2.3 – Разновидности песчаных грунтов по степени влажности [2]

Степень влажности S_r	Разновидность песчаных грунтов по степени влажности
$0 < S_r \leq 0,5$	Маловлажный
$0,5 < S_r \leq 0,8$	Влажный
$0,8 < S_r \leq 1$	Насыщенный водой

Наименование пылевато-глинистых грунтов (таблица 2.4) определяют по *числу пластичности*

$$I_p = w_L - w_p, \quad (2.4)$$

где w_L – влажность на границе текучести, %;

w_p – влажность на границе раскатывания, %.

Таблица 2.4 – Тип пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности I_p [2]

Тип пылевато-глинистых грунтов	Число пластичности
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p < 17$

Разновидности пылевато-глинистых грунтов определяются по показателю текучести (таблица 2.5). Текучепластичные и текучие грунты не могут служить основанием фундаментов.

Показатель текучести пылевато-глинистых грунтов

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (2.5)$$

Таблица 2.5 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести [2]

Вид пылевато-глинистого грунта	Разновидность пылевато-глинистого грунта по показателю текучести	Показатель текучести
Супесь	Твердая	$I_L < 0$
	Пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
	Текучая	$I_L > 1$
Суглинок и глина	Твердые	$I_L < 0$
	Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,50$
	Мягкопластичные	$0,50 < I_L \leq 0,75$
	Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
	Текучие	$I_L > 1$

По значениям характеристик физических свойств грунтов, определяющих вид, тип и разновидность, дается полное наименование грунта каждого слоя.

Для слоев грунта, расположенных ниже уровня грунтовых вод, но выше водоупора, необходимо учесть *взвешивающее действие воды* на частицы грунта.

Удельный вес грунта с учетом *взвешивающего действия воды* определяется по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.6)$$

где γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$;

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (2.7)$$

где ρ_s – плотность частиц грунта, г/см³;

g – ускорение свободного падения, $g = 9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$.

К *водоупору* относится пласт слабо- или водонепроницаемого грунта (супесь, суглинок или глина – грунт, в котором практически отсутствует фильтрация подземных вод).

При расчете плитных фундаментов основными параметрами свойств грунтов, определяющими несущую способность оснований и деформации, являются их прочностные и деформационные характеристики: угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c , модуль деформации дисперсных грунтов E .

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов для расчета оснований плитных фундаментов, как правило, устанавливаются на основе статистической обработки результатов инженерных изысканий согласно методике ГОСТ 20522–2012 [9] и обозначаются следующим образом:

- нормативные – с индексом «*n*», например γ_n, φ_n, c_n ;
- для расчетов по первой группе предельных состояний – с индексом «*I*», например γ_I, φ_I, c_I ;
- то же, по второй группе – с индексом «*II*», например $\gamma_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$.

Для практических расчетов удельного веса грунта γ допускается принимать $\gamma_I = \gamma_{II} = 1,05\gamma_n$; для характеристик φ и c принимаются только их минимальные нормативные значения.

Расчетные значения характеристик грунтов определяются путем деления нормативных значений на коэффициент надежности по грунту γ_g . Расчетные значения характеристик φ, c, E , принятые по таблицам, в расчетах оснований по деформациям назначаются при значении коэффициента надежности по грунту $\gamma_g = 1$. Для расчетов оснований по несущей способности расчетные значения характеристик принимаются при следующих γ_g : для удельного сцепления $\gamma_{g(c)} = 1,5$; для угла внутреннего трения песчаных грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$; для угла внутреннего трения глинистых грунтов $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов в курсовой работе допускается определять по таблицам 2.6 и 2.7 в зависимости от их физических характеристик.

Для назначения предварительных размеров подошвы фундаментов определяют *условное расчетное сопротивление грунтов основания* R_0 по таблицам 2.8 и 2.9.

Таблица 2.6 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , угла внутреннего трения φ_n и модуля деформации E для песчаных грунтов четвертичных отложений [1]

Наименование песчаных грунтов	Обозначение характеристик грунтов	Значение характеристик грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n , кПа	2	1	–	–
	φ_n , град	43	40	38	35
	E , МПа	50	40	30	15
Средней крупности	c_n , кПа	3	2	1	–
	φ_n , град	40	38	35	33
	E , МПа	45	35	25	13
Мелкие	c_n , кПа	6	4	2	–
	φ_n , град	38	36	32	28
	E , МПа	40	30	20	12
Пылеватые	c_n , кПа	8	6	4	2
	φ_n , град	36	34	30	26
	E , МПа	35	25	18	11

Таблица 2.7 – Нормативные значения удельного сцепления c_n , угла внутреннего трения φ_n и модуля деформации E для глинистых (не моренных и не лессовых) грунтов четвертичных отложений [1]

Наименование глинистых грунтов	Предел нормативных значений показателя I_L	Обозначения характеристик грунтов	Значение характеристик грунтов при коэффициенте пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n , кПа	21	17	15	13	–	–	–
		φ_n , град	30	29	27	24	–	–	–
		E , МПа	32	24	16	10	7	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n , кПа	19	15	13	11	9	–	–
		φ_n , град	28	26	24	21	18	–	–
		E , МПа	31	23	15	9	6	–	–
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n , кПа	47	37	31	25	22	19	–
		φ_n , град	26	25	24	23	22	20	–
		E , МПа	34	27	22	17	14	11	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n , кПа	39	34	28	23	18	15	–
		φ_n , град	24	23	22	21	19	17	–
		E , МПа	32	25	19	14	11	8	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n , кПа	–	–	25	20	16	14	12
		φ_n , град	–	–	19	18	16	14	12
		E , МПа	–	–	17	12	8	6	5
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n , кПа	–	81	68	54	47	41	36
		φ_n , град	–	21	20	19	18	16	14
		E , МПа	–	28	24	21	18	15	12
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n , кПа	–	–	57	50	43	37	32
		φ_n , град	–	–	18	17	16	14	11
		E , МПа	–	–	21	18	15	12	9

Таблица 2.8 – Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов (кроме моренных и лессовых) [1]

Глинистый грунт	Коэффициент пористости e	R_0 , кПа, при показателе текучести грунта I_L , равном		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	0,85	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,0	250	200	150

Таблица 2.9 – Условное расчетное сопротивление R_0 песчаных грунтов [1]

Песок	Значение R_0 , кПа, в зависимости от прочности песков	
	Прочные при коэффициенте пористости e от 0,45 до 0,54	Средней прочности при коэффициенте пористости e от 0,55 до 0,75
Крупные	600	500
Средние	500	400
Мелкие:		
маловлажные и влажные	400	300
водонасыщенные	300	250
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	250	150
водонасыщенные	200	100

Примечание – В таблице значения R_0 даны для меньшего значения e . Для большего значения e приведенные в таблице значения R_0 для прочных грунтов следует умножать на 0,9, а для грунтов средней прочности – на 0,8; для промежуточных значений e значение R_0 допускается определять линейной интерполяцией

Условные значения R_0 относятся к фундаментам с шириной подошвы $b_0 = 1,0$ м и глубиной заложения $d_0 = 2,0$ м. При $d_0 < 2$ м табличные значения R_0 , используемые для окончательных расчетов, определяют по формуле

$$R_{01} = R_0 \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0} \right) \cdot \frac{d + d_0}{2d_0}, \quad (2.8)$$

а при $d_0 > 2$ м – по формуле

$$R_{02} = R_0 \left(1 + k_1 \cdot \frac{b - b_0}{b_0} \right) + k_2 \gamma'_{II} (d - d_0), \quad (2.9)$$

где b и d – ширина и глубина заложения проектируемого фундамента соответственно, м. В зданиях с подвалами шириной $B \leq 20$ м и высотой $h \geq 2$ м глубина заложения фундаментов $d = d_1 + 2$, при $B > 20$ м $d = d_1$;

γ'_{II} – расчетный удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³;

k_1 – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков – 0,125; пылеватыми песками, супесями, суглинками и глинами – 0,050;

k_2 – коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами – 0,25; супесями, суглинками – 0,20; глинами – 0,15.

Результаты расчетов сводятся в таблицу 2.10.

Таблица 2.10 – Физико-механические характеристики свойств грунтов

Номер слоя	Наименование грунта	Физические характеристики												Прочностные и деформационные характеристики			
		$\rho_s,$ г/см ³	$\rho,$ г/см ³	$\rho_d,$ г/см ³	$\gamma_{sb},$ кН/м ³	$w,$ %	$w_L,$ %	$w_p,$ %	I_p	I_L	e	S_r	$\varphi_n,$ град	$c_n,$ кПа	$R_0,$ кПа	$E_n,$ МПа	
		$\gamma_s,$ кН/м ³	$\gamma,$ кН/м ³	$\gamma_d,$ кН/м ³													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	

2.2 Построение инженерно-геологического разреза

Оформление инженерно-геологического разреза выполняется согласно требованиям СТБ 21.302–99 [8, приложения 9.6 и 10].

Инженерно-геологический разрез представляет собой схему напластования грунтов, полученную по данным проходки инженерно-геологических выработок (скважин). Мощности слоев грунта по скважинам, отметки устья скважин, уровень грунтовых вод указаны в задании на курсовое проектирование.

Расстояние между скважинами принимается на основе ситуационного плана, приведенного в исходных данных. Расстояние от скважин 1 и 3 до контура проектируемого здания принимается не более 5 м.

Разрезы строятся строго в масштабе (вертикальный М1:100, горизонтальный М1:100, М1:200). Тип, вид и разновидность грунтов принимается по результатам расчетов подраздела 2.1.

На разрезе необходимо нанести:

– штриховое обозначение каждого слоя с учетом условных обозначений (СТБ 21.302–99 [8, приложения 9.6 и 10]);

- относительные отметки границ между слоями (в том числе и на уровне грунтовых вод);
- уровень грунтовых вод (отметка WL);
- уровень планировки (отметка DL) – принимается с учетом баланса земляных работ как средняя отметка устья скважин;
- условные обозначения:
- контуры фундамента в проектируемом сечении.

Образец оформления условных обозначений приведен в СТБ 21.302–99 [8, приложения 9.6 и 10].

Пример выполнения анализа инженерно-геологических условий площадки строительства подробно рассмотрен в [14].

3 Расчет и конструирование плитного фундамента на естественном основании

3.1 Назначение глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундаментов исчисляется от поверхности планировки или пола подвала до подошвы фундамента (при наличии бетонной подготовки под фундаментом глубина заложения принимается до ее низа).

Минимальная глубина заложения подошвы фундамента должна быть, как правило, на 0,5 м ниже уровня планировки или пола подвала, и гарантировать недопущение предельных состояний основания (конструкций сооружения), назначается исходя из:

- 1) назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения (нагрузок, воздействий), сопряжения фундамента с надземными конструкциями и его расположения по отношению к существующим фундаментам, коммуникациям и рельефу территории;
- 2) инженерно-геологических условий площадки;
- 3) гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружения;
- 4) глубины и условий сезонного промерзания и оттаивания грунтов, приводящих к их пучению (устанавливаются исходя из вида, состояния и влажности грунта, а также уровня подземных вод в период промерзания).

К пучинистым грунтам относят пески мелкие и пылеватые, а также глинистые и крупнообломочные с глинистым заполнителем.

Допускается не учитывать пучинистость грунтов в случаях:

- если подземные воды находятся ниже глубины промерзания не менее чем на 2 м – для песков, 3 м – для супесей и суглинков и 4 м – для глин;
- если глина и суглинок находятся в твердом или полутвердом состоянии, супесь – в твердом.

Глубину заложения фундамента назначают по большему значению одной из основных величин d_1 , d_2 , d_3 и не менее глубины, полученной при рассмотрении вышеперечисленных факторов.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_1 = k_h \cdot d_f, \quad (3.1)$$

где k_h – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений по таблице 3.1; для неотапливаемых сооружений – $k_h = 1,1$;

d_f – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по данным наблюдений местной гидрометеорологической станции за период не менее 10 лет (в курсовой работе нормативная глубина сезонного промерзания грунтов указана в задании).

Таблица 3.1 – Рекомендуемые значения коэффициента k_h для наружных фундаментов отапливаемых зданий [1]

Особенность сооружения	Коэффициент k_h при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала с полами, устраиваемыми					
по грунту	<u>1,30</u> 1,00	<u>1,10</u> 0,80	<u>0,90</u> 0,70	<u>0,80</u> 0,60	<u>0,80</u> 0,60
на лагах по грунту	<u>1,10</u> 0,90	<u>1,00</u> 0,80	<u>1,00</u> 0,70	<u>0,90</u> 0,70	<u>0,90</u> 0,70
по утепленному цокольному перекрытию	<u>1,05</u> 0,80	<u>1,00</u> 0,80	<u>1,00</u> 0,80	<u>1,00</u> 0,70	<u>0,90</u> 0,70
С подвалом или техническим подпольем	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Приведенные значения коэффициента k_h относятся: в числителе – к сечениям ленточных фундаментов под наружные стены, расположенным у углов сооружения на расстоянии не более 5,0 м от них, в знаменателе – к сечениям оставшейся средней части длины наружных стен.</p> <p>2 Для столбчатых и свайных фундаментов коэффициент k_h принимается: при расчетной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам, не более 10 °С – по таблице 3.1; при температуре воздуха выше 10 °С – по таблице 3.1 с увеличением соответствующих значений в 1,15 раза, но не более чем 1,00.</p> <p>3 Приведенные значения k_h относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края подошвы фундамента $a_f \leq 0,5$ м; при значении $a_f \geq 0,5$ м значения k_h увеличиваются на 0,10, но не более чем $k_h = 1,00$.</p> <p>4 К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа сооружений.</p> <p>5 При промежуточных значениях температуры воздуха помещений значения k_h принимаются с округлением до ближайшего большего значения, указанного в таблице 3.1</p>					

Для внутренних рядов фундаментов глубина их заложения назначается без учета глубины промерзания грунта.

Глубину заложения фундаментов неотопливаемых и крайних рядов фундаментов отопливаемых зданий следует принимать:

- независимо от глубины промерзания грунта d_1 по формуле (3.1) в случае залегания ниже подошвы фундамента скальных крупнообломочных грунтов (в том числе с песчаным заполнителем), песков (кроме мелких и пылеватых) или супесей с $I_L \leq 0$ при уровне расположения подземных вод $d_w \leq d_1 + 2$, а также мелких и пылеватых песков при $d_w \geq d_1 + 2$;

- не менее d_1 в случае залегания ниже подошвы фундамента песков и глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \geq 0,25$ и супеси с $I_L > 0$, а также крупнообломочных грунтов с глинистым заполнителем с $I_L \geq 0,25$ независимо от уровня расположения подземных вод d_w ;

- не менее $0,5d_1$ в случае залегания ниже подошвы фундамента суглинков и глин, в том числе в качестве заполнителя с $I_L \leq 0,25$.

Глубина заложения фундаментов по условию недопущения морозного пучения d_2 назначается не менее d_1 для песков мелких и пылеватых, глинистых грунтов при $I_L \geq 0,25$, а также для фундаментов неотопливаемых и крайних рядов фундаментов отопливаемых сооружений. При $I_L < 0,25$ допускается принимать $d_2 \geq 0,5d_1$.

Глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям d_3 назначаемая в зависимости от глубины заделки колонн, высоты фундамента из условия продавливания, несущей способности грунта, наличия подземных помещений и т. п.

Фундаменты под сборные колонны проектируют с устройством стакана для установки колонны. Зазоры между стенками стакана и колонной должны составлять: по низу – не менее 50 мм и по верху – не менее 75 мм (рисунок 3.1).

Минимальная глубина заделки колонны в фундамент определяется типом и размерами колонны. При этом учитывается, что:

- по конструктивным требованиям расстояние от уровня пола до обреза фундамента в бесподвальных зданиях принимается равным 0,15 м;

- между нижней гранью колонны и фундаментом предусматривают зазор 50 мм;

- толщина дна стакана должна назначаться по расчету на продавливание и составлять не менее 200 мм;

- размеры подколонника (стакана) в плане назначаются исходя из размеров колонны с учетом конструктивных зазоров – 75 мм; минимальной толщины стенок стакана $0,2 \cdot l_k$, но не менее 175 мм (l_k – наибольший размер сечения колонны);

- глубина стакана подколонника назначается исходя из глубины заделки колонны ($1 \dots 1,5l_k$) и конструктивных зазоров 50 мм;

- плитная часть фундамента может быть одно-, двух-, трехступенчатой. Высота ступеней принимается равной 300 мм. Вылет ступеней может быть равен 150, 300, 450, 600 мм;

- все размеры фундамента должны соответствовать минимальному строительному модулю 50 мм, а размеры плитной части в плане – укрупненному модулю 300 мм.

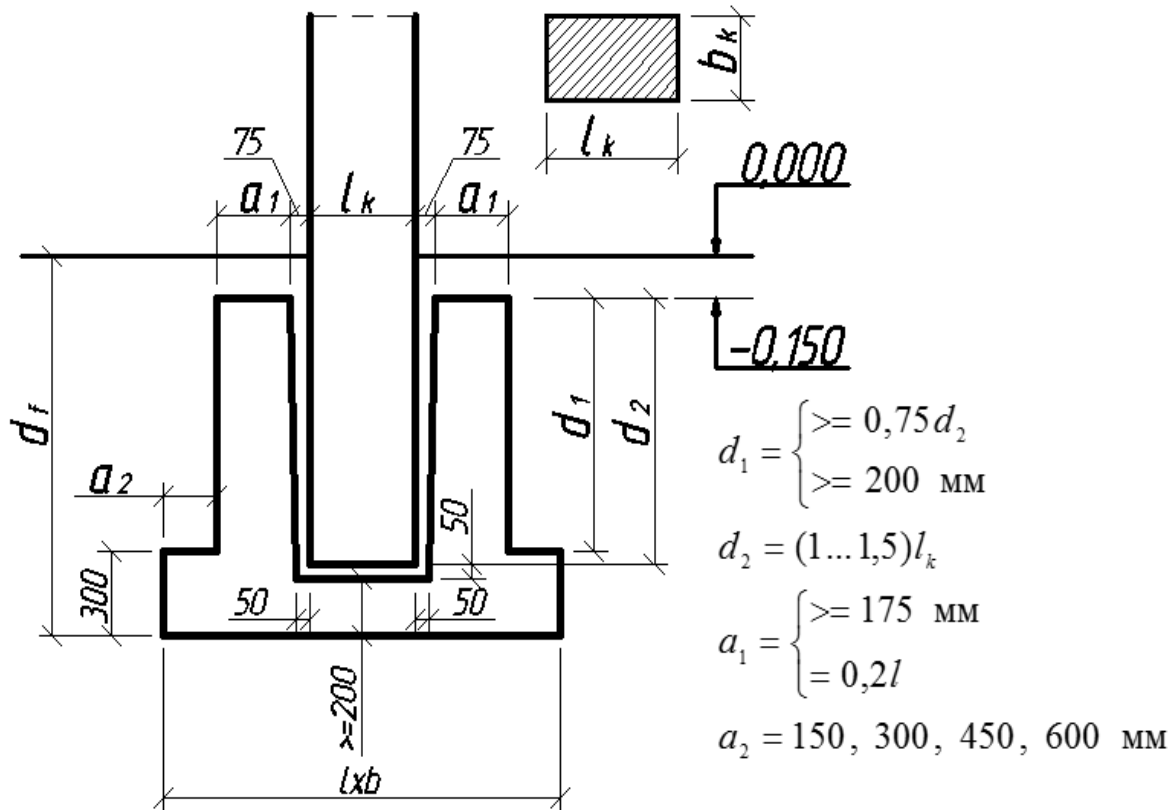


Рисунок 3.1 – Схема к определению величины глубины заложения фундамента

Смежные фундаменты следует, как правило, устраивать в одном уровне. Если это по каким-либо причинам невозможно, переход от одной отметки заложения подошвы фундамента к другой определяется расчетом. Допустимую разность отметок смежных фундаментов Δh следует назначать из условия

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 / p), \quad (3.2)$$

где a – расстояние между фундаментами в свету, м;

φ_1 и c_1 – расчетные угол внутреннего трения, град, и удельное сцепление грунта, МПа;

p – среднее или максимальное давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчетных центральной или внецентренной нагрузок (для расчета основания по несущей способности), МПа.

В случае расположения смежных плитных фундаментов на разных отметках переход от одной отметки к другой осуществляется ступенями при соотношении между высотой и длиной ступени, равном 1:2 в связных грунтах и 1:3 – в несвязных.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий площадки. Данный фактор оказывает влияние на выбор глубины заложения фундаментов в случае, если верхние слои грунта являются слабыми и не могут служить надежным основанием фундаментов без проведе-

ния специальных мероприятий по их упрочнению. Если при этом толщина слабого слоя не превышает 3 м, целесообразно глубину заложения фундамента назначить в зависимости от глубины залегания более прочных слоев грунта.

При толщине слабого слоя более 3 м применение ленточных фундаментов на естественном основании будет не целесообразным и в этом случае предусматривают какой-либо из методов упрочнения грунтов. При этом глубина заложения фундаментов назначается независимо от инженерно-геологических условий.

При выборе глубины заложения фундаментов по инженерно-геологическим условиям рекомендуется:

- не использовать в качестве основания илы, торфы, рыхлые песчаные и текучепластичные глинистые грунты;
- фундаменты под большие нагрузки, в целях уменьшения их размеров, рационально основывать на малосжимаемых грунтах;
- предусмотреть заглубление фундамента в несущий слой грунта на 10...50 см;
- не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если строительные свойства грунта этого слоя значительно хуже свойств подстилающего слоя.

Глубина заложения фундаментов в зависимости от гидрогеологических условий площадки строительства. При проектировании плитных фундаментов сооружений необходимо учитывать гидрогеологические условия площадки и возможность их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения. Рекомендуется закладывать фундаменты по возможности выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водоотлива и сохранения естественной структуры грунта при производстве работ.

Глубина заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений. Фундаменты проектируемого здания, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке.

В курсовой работе *ленточные фундаменты* выполняются сборными. Марки и соответствующие им размеры фундаментных блоков и плит ленточных фундаментов принимают по СТБ 1076 или из таблицы А.1. *Столбчатые фундаменты* под железобетонные колонны выполняются монолитными. В связи с тем, что выполнение расчета тела фундаментов (расчет на продавливание и раскалывание, проверку прочности нижней ступени и подбор армирования) проводится в рамках курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», и для сокращения объема курсового проектирования в рамках данной дисциплины, расчет тела фундаментов не выполняется. При проектировании фундаментов необходимо ориентироваться на типовые монолитные фундаменты под железобетонные колонны, габаритные размеры и армирование которых отображены в серии 1.412.1–6 «Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании под типовые железобетонные колонны одноэтажных и многоэтажных производственных зданий» (СТБ 1076 или таблицы А.2 и А.3).

Пример 1 – Определить глубину заложения фундамента для отапливаемого здания без подвала, с полами, устраиваемыми на лагах по грунту.

Район строительства – г. Полоцк Витебской области. Среднесуточная температура в помещениях, примыкающих к наружным стенам здания, 5 °С. Согласно расчету надежность фундамента для данного грунта обеспечена при его ширине 1,4 м на глубине $d_3 = 0,9$ м, толщина стены – 51 см. Грунт основания – супесь с показателем текучести $I_L = 0,34$. Уровень подземных вод находится на глубине $d_w = 5$ м от поверхности земли.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов $d_{fn} = 1,22$ м.

Определяем вылет наружного ребра фундамента от внешней грани стены:

$$a_f = (1,4 - 0,51)/2 = 0,445 < 0,5 \text{ м.}$$

Для здания с полами на лагах по таблице 3.1 находим значение коэффициента влияния теплового режима здания $k_h = 0,8$. Расчетная глубина промерзания грунта по формуле (3.1): $d_1 = 0,8 \cdot 1,22 = 0,98$ м.

Так как $I_L = 0,34 > 0,25$, глубина заложения подошвы фундамента d_2 по условию недопущения морозного пучения должна назначаться не менее расчетной глубины промерзания, которая, с учетом округления в большую сторону, составит: $d_1 = d_2 = 1,0$ м. Проверяем условие: $d_f + 2 = 1,22 + 2 = 3,22$ м, что меньше $d_w = 5$ м. Окончательно назначаем глубину заложения подошвы фундамента по большему значению величин d_1, d_2, d_3 равной 1,0 м.

3.2 Определение размеров подошвы центрально и внецентренно нагруженного фундамента

Размеры подошвы фундамента определяются в зависимости от нагрузок относительно его оси и характера эпюры контактных давлений, которую принимают (рисунок 3.2): прямоугольной (*a*), если эксцентриситет равнодействующей нагрузки $e = 0$; трапецеидальной (*b*) при $0 < e < r$; треугольной (*в*) при $e = r$ и двузначной (*г*), если $e > r$ (где e – относительный эксцентриситет нагрузки; $e = M/N$; r – радиус ядра сечения; $r = W/A$; M – момент, действующий в уровне подошвы фундамента, кН·м; N – расчетная равнодействующая вертикальная нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), определяемая как для случая расчета основания по деформациям, кН (кН/м); W – момент сопротивления подошвы фундамента относительно его менее нагруженной стороны, м³; A – площадь подошвы фундамента, м²).

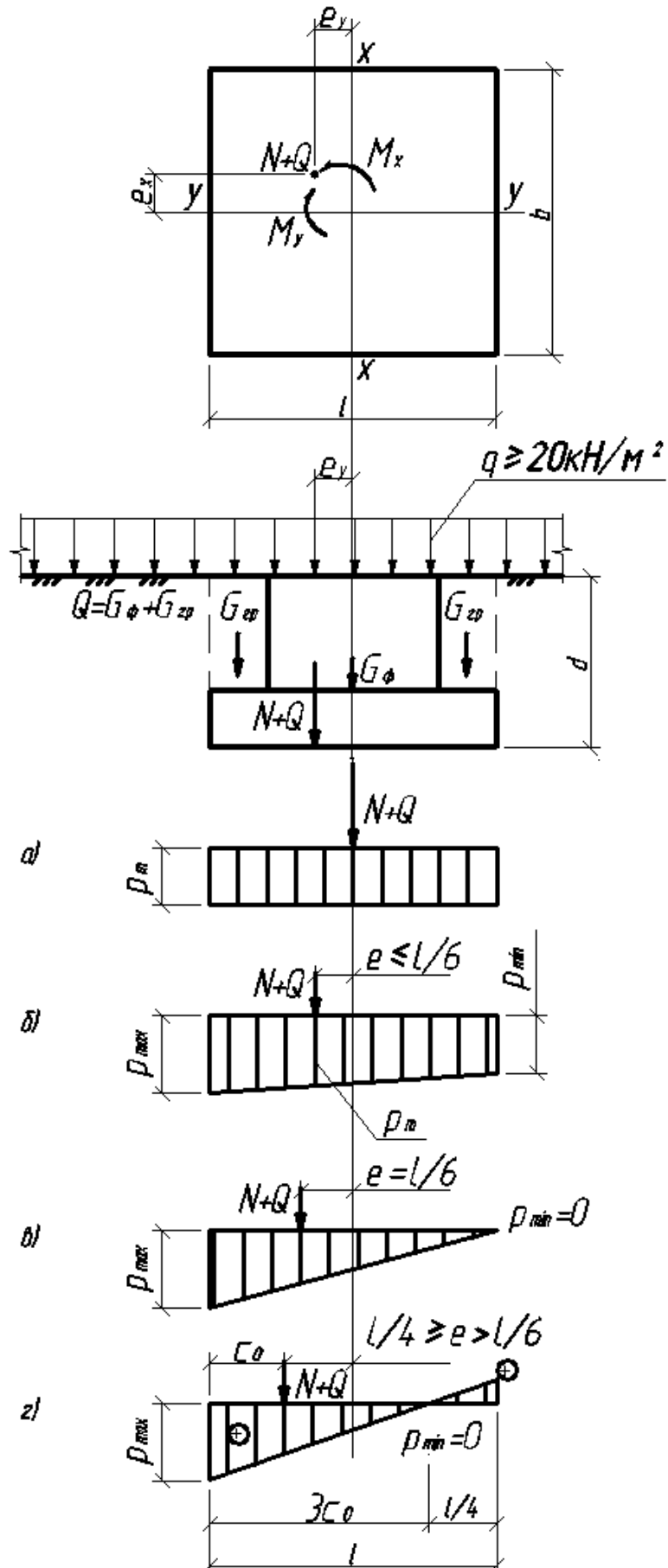


Рисунок 3.2 – Схема действия сил на фундамент и эпюры контактных давлений на грунт в уровне подошвы фундамента при центральной и внецентренной нагрузках

Предварительные минимальные размеры подошвы фундамента назначаются не менее размеров опорных частей надфундаментных конструкций исходя из условий

$$p_m \leq R; \quad (3.3)$$

$$p_{\max} \leq 1,2R; \quad (3.4)$$

$$p_{\max.C} \leq 1,5R; \quad (3.5)$$

$$p_{\min.x} \geq 0 \text{ (при внецентренной нагрузке),} \quad (3.6)$$

где p_m – среднее давление грунта под подошвой фундамента, МПа;

R – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, МПа;

p_{\max} , p_{\min} , $p_{\max.C}$ – максимальные краевые давления вдоль каждой оси и в угловой точке C фундамента при действии на него изгибающих моментов взаимно перпендикулярных направлений (внецентренно приложенной вертикальной нагрузки) соответственно, определяемые по рисунку 3.2, МПа.

На рисунке 3.2 изображены эпюры: a – прямоугольная эпюра при центрально приложенной нагрузке $N + Q$; b – трапециевидальная эпюра при $N + Q$, приложенной с эксцентриситетом $e \leq l/6$ (в пределах ядра сечения подошвы); v – треугольная эпюра при $N + Q$ с $e = l/6$; z – двузначная эпюра при $N + Q$ с $l/4 \geq e > l/6$ (за пределами ядра сечения подошвы).

Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p_m = \frac{N + Q}{A} + q\alpha, \quad (3.7)$$

где Q – нагрузка от веса фундамента G_ϕ и грунта на его обрезах G_{gp} , кН (кН/м); $Q = G_\phi + G_{gp}$;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый только в случае односторонней полосовой нагрузки (если временная нагрузка расположена лишь с одной стороны от фундамента $\alpha = 0,5$; если с двух сторон от фундамента – $\alpha = 1$);

q – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов (допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м², в остальных случаях – 10 кН/м²).

Для внецентренно нагруженных фундаментов с моментами M_x и M_y относительно главных осей x и y и сплошной или местной равномерно распределенной нагрузкой q краевые давления на гранях фундамента и в угловой точке C определяются по формуле

$$p_{\min}^{\max(max.C)} = \frac{N + Q}{A} + q\alpha \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}, \quad (3.8)$$

где M_x, M_y – моменты, действующие в уровне подошвы фундамента относительно осей x и y , определяемые с учетом заглубления фундамента в грунте и перераспределяющего влияния верхних конструкций, кН·м;

W_x и W_y – моменты сопротивления для опорной части подошвы фундамента относительно осей x и y , м³.

Размеры подошвы фундамента рекомендуется определять методом последовательного подбора.

Для прямоугольных центрально нагруженных фундаментам при первой подстановке предварительную ширину подошвы фундамента допускается принимать минимальной, как правило, $b \approx 1,0$ м. При расчете ленточных фундаментам параметр l следует принимать равным 1 м.

Для определения предварительных размеров подошвы фундамента принимаем значение расчетного сопротивления грунта под подошвой равным условному расчетному сопротивлению слоя грунта, принятого в качестве несущего, т. е. $R = R_0$.

С учетом конструктивных и эксплуатационных требований назначаются глубина заложения d и предварительные размеры фундамента b, l по следующим формулам:

$$b = \sqrt{\frac{(N + Q) + q\alpha}{n(R_0 - \gamma_{mt}d)}}; \quad (3.9)$$

$$n = b/l, \quad (3.10)$$

где n – коэффициент (отношение сторон подошвы прямоугольного фундамента); для центрально нагруженного фундамента, как правило, $n = 1$, для прямоугольных внецентренно нагруженных – $1,2 \leq n \leq 1,5$;

γ_{mt} – усредненный нормативный удельный вес материала фундамента и грунта на его обрезах (для предварительных расчетов бетонных фундаментам допускается принимать усредненный удельный вес бетона и грунта $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³);

d, l, b – глубина заложения и размеры подошвы фундамента, м.

Эксцентриситет приложения нагрузки на подошву фундамента e , м, определяется по формуле

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{mt}d_f lb + q\alpha lb}. \quad (3.11)$$

Если значение эксцентриситета для внецентренной нагрузки e_0 , м, удовлетворяет условию

$$e_0 = \frac{M}{N + \gamma_{mt}h lb + q\alpha lb} \leq \frac{1}{30}, \quad (3.12)$$

то размеры подошвы фундамента следует принимать как для центрально нагруженного фундамента по формулам (3.9) и (3.10).

Расчетное сопротивление грунта основания осевому сжатию R , МПа, устанавливается исходя из линейной зависимости между напряжениями и деформациями основания, жесткости, конструктивных особенностей объекта и наличия заглубленных помещений по формуле

$$R = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (3.13)$$

где γ_1 и γ_2 – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3.2; для малопрочных песков и слабых глинистых грунтов $\gamma_1 = 1$ и $\gamma_2 = 1$;

k – коэффициент; $k = 1$, если прочностные характеристики грунта φ и c определены непосредственными испытаниями, и $k = 1,1$, если они приняты по таблицам [1];

M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 3.3;

k_z – коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м, $k_z = 1$; при $b \geq 10$ м, $k_z = z_0/b + 0,2$ ($z_0 = 8$ м; b – ширина подошвы фундамента, м);

γ_{II} – среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи, но не менее $2b$ при $b \leq 1$ м и не менее $0,5b$ при $b > 1$ м, кН/м³; при наличии подземных вод определяется с учетом их взвешивающего действия по формуле (2.6);

γ'_{II} – среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (для засыпок $\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}$ по [1]), кН/м³;

c_{II} – расчетное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_b – глубина подвала, от уровня планировки до верха пола (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной более 2 м допускается принимать $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м или отсутствии подвала $d_b = 0$), м;

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

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma_{II}}, \quad (3.14)$$

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

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

γ_{cf} – расчетный удельный вес конструкции пола подвала, кН/м³.

Для полученных размеров фундамента определяется значение R по формуле (3.13) и проверяются условия (3.3)–(3.6). При этом недонапряжение грунта, как правило, не должно превышать 10 %. Если указанные требования не выполняются, следует изменить размеры b и d и повторить расчет. Обычно

требуется не более двух-трех подстановок для получения размеров подошвы фундамента, удовлетворяющих условиям.

Среднее арифметическое расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента на глубину сжимаемой толщи,

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} h_i E_i}{\sum_{i=1}^n h_i E_i}. \quad (3.15)$$

где E_i – модуль деформации, кПа.

Расчетные значения удельного веса грунтов допускается принимать равными их нормативным значениям ($\gamma_{II} = \gamma_n$).

Таблица 3.2 – Значения коэффициентов γ_1 и γ_2 [1]

Грунт основания	Коэффициент γ_1	Коэффициент γ_2 для сооружений с жесткой и ограниченно-жесткой конструктивными схемами при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
Пески пылеватые: насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем и показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Таблица 3.3 – Значения коэффициентов M_γ , M_q , M_c [1]

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

Пример 2 – Определить основные размеры и рассчитать конструкцию ленточного сборного фундамента под наружную стену гражданского семиэтажного кирпичного здания прямоугольной формы длиной $L = 36$ м, высотой $H = 24,65$ м, с техническим подвалом. Расчетная схема и конструкции фундамента под наружную стену показаны на рисунке 3.3. Глубина заложения подошвы фундамента $h = 2,95$ м.

Дано: нормативная вертикальная нагрузка от конструкций здания на 1 м стены подвала $N = 0,253$ МН/м, расчетная – $N_p = 0,305$ МН/м (без учета веса фундамента и грунта Q , нагрузки с прилегающей территории q). Основание II категории сложности (однородное – $\alpha_E < 3$, необводненное, без специфических грунтов в сжимаемой зоне). Природный грунт под подошвой фундамента, согласно инженерным изысканиям, – суглинок влажный средней прочности с характеристиками: $\gamma_{II} = 0,0185$ МН/м³; $c_{II} = 0,00368$ МПа; $e = 0,56$; $\varphi_{II} = 29,36^\circ$;

$E = 20$ МПа; $I_L = 0,23$, грунт засыпки – суглинок и песок мелкий с $\gamma'_{II} = 0,0195$ МН/м³. Усредненный нормативный вес фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_{mt} = 0,02$ МН/м³, нагрузка с прилегающей территории $q = 10$ кПа/м.

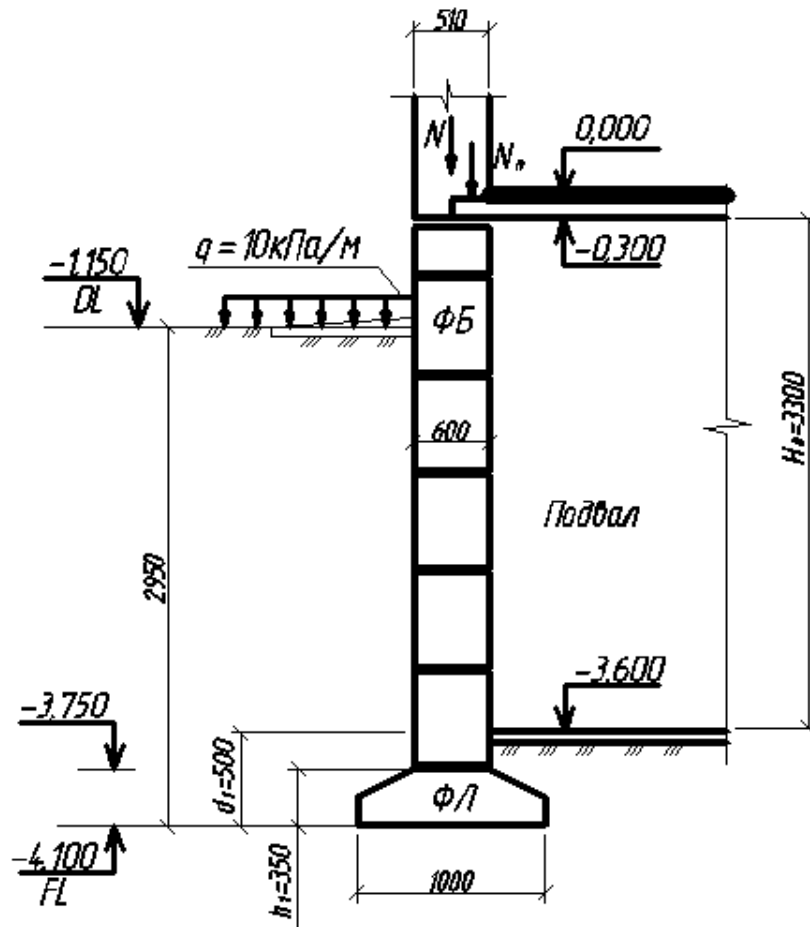


Рисунок 3.3 – Расчетная схема и конструкция фундамента к примеру 2

Решение

Расчет на устойчивость (опрокидывание) стены подвала не производим, так как, согласно [1], она обеспечена за счет наличия перекрытия и пола подвала.

Расчет размеров подошвы фундамента по грунту. Для первой подстановки ширину фундамента назначаем $b = 1,4$ м, что по СТБ 1076 соответствует фундаментной плите марки ФЛ14.24.

В рассматриваемом случае основным расчетом по грунту является расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям), т. е. с использованием нормативных нагрузок, нагрузку считаем приложенной в центре фундамента.

Вычисляем дополнительные характеристики, необходимые для определения расчетного давления на грунт основания, если пол в подвале бетонный с удельным весом $\gamma_{\phi} = 0,022$ МН/м³, то приведенная глубина заложения фундамента по формуле (3.14):

$$d_1 = 0,4 + 0,1 \cdot \frac{0,022}{0,0185} = 0,519 \text{ м};$$

$$d_b = 2,95 - 0,5 = 2,45 > 2 \text{ м.}$$

Допускается принимать $d_b = 2$ м (см. формулу (3.13)).

По таблице 3.3 для песка мелкого с $\varphi_{II} = 29,36^\circ$ по интерполяции находим коэффициенты $M_\gamma = 1,096$, $M_q = 5,379$, $M_c = 7,774$. Для соотношения $L/H = 36/24,65 = 1,46$ по таблице 3.2 назначаем коэффициенты условий работы $\gamma_1 = 1,25$, $\gamma_2 = 1,1$. Так как характеристики грунта найдены посредством прямых испытаний, $k = 1$. По формуле (3.13) вычисляем расчетное сопротивление грунта основания под фундаментной плитой марки ФЛ14:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} \left[1,096 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + \right. \\ \left. + (5,379 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0195 + 7,774 \cdot 0,00368 \right] = 0,385 \text{ МПа.}$$

Найдем среднее давление под подошвой фундамента от вертикальной нагрузки, веса фундамента и грунта на его обрезах.

Вес 1 м фундаментной плиты марки ФЛ14, согласно СТБ 1076, $G_\phi = 0,008$ МН. Вес 1 м стены подвала, состоящей из пяти блоков ФБС24.6.6 массой по 1960 кг (СТБ 1076) и доборного блока ФБС 9.6.6 массой 490 кг,

$$G_\phi = 5 \cdot 10 \cdot \frac{1960}{2,38} + 10 \cdot \frac{490}{1,18} = 45\,329 \text{ Н} = 0,0453 \text{ МН.}$$

Найдем вес грунта на одном обрезе фундамента:

$$G_{cp} = 0,4 \cdot 2,60 \cdot 0,0195 = 0,0203 \text{ МН.}$$

Нагрузка от пола $q = 10$ кПа/м.

Тогда среднее фактическое давление под подошвой фундамента от внешних усилий по формуле (3.7):

$$p_m = \frac{0,253 + 0,008 + 0,0453 + 0,00203}{1,4 \cdot 1} + 0,5 \cdot 0,010 = 0,332 < R = 0,385 \text{ МПа.}$$

Условие $p_m < R$ выполнено, однако недонапряжение в основании фундамента составляет $14\% > 10\%$, т. е. фундамент запроектирован недостаточно экономично, поэтому выберем в качестве подушки фундамента плиту ФЛ10 с меньшей шириной – $b = 1,0$ м.

Определим по формуле (3.13) расчетное сопротивление грунта под фундаментной плитой ФЛ10:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} \left[1,096 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,0185 + 5,379 \cdot 0,519 \cdot 0,0185 + \right. \\ \left. + (5,379 - 1) \cdot 2,0 \cdot 0,0195 + 7,774 \cdot 0,00368 \right] = 0,373 \text{ МПа.}$$

Вес 1 м фундаментной плиты ФЛ10.24 массой 1380 кг по СТБ 1076:

$$G_{\phi} = 10 \cdot \frac{1380}{2,38} = 5798 \text{ Н} = 0,0058 \text{ МН.}$$

Вес 1 м стены подвала и фундамента останется прежним: $G_{\phi} = 0,0453 \text{ МН}$.
Вес насыпного грунта на обресе фундамента:

$$G_{gp} = 0,2 \cdot 2,60 \cdot 0,0195 = 0,010 \text{ МН.}$$

Среднее фактическое давление под подошвой фундамента:

$$p_m = \frac{0,253 + 0,0058 + 0,0453 + 0,0010}{1 \cdot 1} + 0,005 = 0,319 < R = 0,373 \text{ МПа.}$$

Условие $p_m < R$ выполнено, и хотя недонапряжение грунта основания превышает 10 %, по конструктивным соображениям окончательно принимаем ширину подушки фундамента $b = 1 \text{ м}$.

Исходя из того, что условия (3.3)–(3.6) выполняются, расчет по деформациям согласно [1] допускается не выполнять.

3.3 Расчет оснований плитных фундаментов по деформациям

Целью расчета по деформациям оснований является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций проектируемых и существующих сооружений такими пределами, при которых гарантируется их нормальная эксплуатация и долговечность (вследствие появления деформаций, изменения проектных уровней и т. п.).

Расчет оснований по деформациям производится из условия совместной работы сооружения и основания, где значения деформаций не должны превышать допустимых (предельных) значений

$$\varepsilon < \varepsilon_u, \tag{3.16}$$

где ε – совместная деформация основания и сооружения от действия внешних нагрузок и воздействий, определяемая по опытным данным или расчетом;

ε_u – предельная совместная деформация основания и сооружения, устанавливаемая в соответствии с [1].

3.4 Расчет осадок оснований плитных фундаментов

Осадка – вертикальное смещение основания фундамента в результате уплотнения под действием внешних нагрузок, воздействий и собственного веса грунта, не сопровождающееся коренным изменением его структуры.

Абсолютная конечная осадка основания отдельного фундамента s определяется как среднее вертикальное перемещение отдельной точки или всего жесткого сооружения от нагрузки, передаваемой от него на основание, или от природных и техногенных явлений. Значения s используются для вычисления средней осадки основания сооружения и для оценки неравномерности деформаций оснований фундаментов и связанных с ними конструкций.

Средняя осадка основания сооружения s_m определяется как среднее арифметическое значений абсолютных конечных, как правило, неравномерных осадок основания отдельных фундаментов или точек сооружения.

Расчет конечных абсолютных осадок уплотнения основания фундамента методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства производится в предположении, что сжимаемый грунт ниже подошвы фундамента подчиняется закону линейно-деформируемой среды, т. е. его деформация (осадка) линейно зависит от давления (нагрузки). При этом допустимое давление на грунт назначается из следующих условий:

- область развития предельного равновесия (сдвигов) под подошвой фундамента по его краям не превышает $1/4$ ширины (т. е. соблюдается условие $p_m \leq R$);

- осадка фундамента зависит только от вертикального давления по его оси.

Метод послойного суммирования рекомендуется применять для определения конечной абсолютной осадки уплотнения основания фундаментов шириной $b \leq 10$ м, возводимых на основаниях с глубоким залеганием прочного слоя ($E_i \geq 100$ МПа) за пределами сжимаемой толщи грунта H_c .

Осадка s при использовании расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемой толщи H_c по методу послойного суммирования определяется как сумма осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи при ширине фундамента $b \leq 5$ м и условии, что в уровне подошвы фундамента среднее давление на основание p_m больше вертикального напряжения от собственного веса вышележащего грунта ($p_m > \sigma_{zg,0}$), по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (3.17)$$

где β – безразмерный коэффициент, $\beta = 0,8$;

h_i – толщина i -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толща грунта; значение h_i принимается не более $0,4b$ (b – ширина фундамента), м;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта, МПа;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

$\sigma_{zp.i}$ – среднее дополнительное вертикальное нормальное напряжение в i -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, равное полусумме указанных напряжений на верхней (z_{i-1}) и нижней (z_i) границах рассматриваемого слоя,

$$\sigma_{zp.i} = \frac{\sigma_{z_i} + \sigma_{z_{i-1}}}{2}. \quad (3.18)$$

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в i -м слое основания на глубине z ниже подошвы фундамента вдоль вертикали, проходящей через ее центр, $\sigma_{zp.i}$ и $\sigma'_{zp.i}$ определяются по следующим формулам:

$$\sigma_{zp.i} = \alpha p_0; \quad (3.19)$$

$$\sigma'_{zp.i} = \alpha p_m, \quad (3.20)$$

где α – коэффициент затухания напряжений, принимаемый по таблице 3.4 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон $\eta = l/b$ и относительной глубины $\xi = 2z/b$;

p_0 – дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента, МПа;

p_m – среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки, определяемое по формуле (3.7), МПа.

Таблица 3.4 – Коэффициент затухания напряжений α [1]

Относительная глубина $\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточ- ных
		1, 0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280

Окончание таблицы 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9
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
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Обозначения: b – ширина или диаметр фундамента; l – длина фундамента.</p> <p>2 Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется линейной интерполяцией</p>								

Дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента

$$p_0 = p_m - p_{zg,0}, \quad (3.21)$$

где $p_{zg,0}$ – вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащего грунта (при планировке срезкой-подсыпкой принимают $p_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки – $p_{zg,0} = \gamma' d_n$), МПа;

γ' – удельный вес грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, МПа/м³;

d и d_n – глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа, м.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания по методу послойного суммирования ограничивается глубиной $z = H_c$, при $b \leq 5$ м из условия

$$\sigma_{zp} = 0,2 p_{zg}, \quad (3.22)$$

где σ_{zp} – дополнительное вертикальное нормальное напряжение на глубине $z = H_c$, определяемое по формуле (3.19);

p_{zg} – вертикальное давление от собственного веса грунта, МПа.

Если в пределах глубины H_c , определенной по указанным выше условиям, залегает слой грунта с модулем деформации $E > 100$ МПа, толщина сжимаемого слоя принимается до верхней кровли этого грунта.

Если найденная нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое слабого грунта с модулем деформации $E < 5$ МПа или такой слой залегает за пределами указанной границы на глубине, не превышающей ширины фундамента b , найденное значение H_c увеличивается на толщину этого слоя, а за H_c принимается минимальное из значений, соответствующее подошве слабого слоя или глубине, на которой выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,1p_{zg}$.

Вертикальное давление от собственного веса грунта в любой точке основания на расстоянии z от подошвы фундамента $p_{zg,i}$, МПа, определяется по формуле

$$p_{zg,i} = \gamma'_{II}d + \sum_{i=1}^n \gamma_{II}h_i, \quad (3.23)$$

где γ'_{II} – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, МПа/м³;

d – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности земли, м;

γ_{II} и h_i – удельный вес, МПа/м³, и толщина, м, i -го слоя грунта на расстоянии z от подошвы фундамента соответственно.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды по формуле (2.6). При определении p_{zg} в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Надежность основания фундамента по деформациям считается обеспеченной, если осадка фундаментов не превышает предельную осадку для рассматриваемого типа сооружения ($s \leq s_u$). Значения предельно допустимых деформаций основания приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Предельные деформации основания [4]

Вид сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Средняя $s_{u,m}$ (максимальная $s_{u,max}$) осадка, см
1 Производственные и гражданские сооружения: с полным каркасом: железобетонным железобетонным при наличии железобетонных поясов или монолитных перекрытий стальным монолитные	0,0020	–	8 (10)
	0,0050	–	15 (18)
	0,0040	–	12
	0,0030	–	12 (15)
2 Многоэтажные бескаркасные сооружения с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием	0,0016	0,0050	10 (12)
	0,0020	0,0050	10 (12)
	0,0024	0,0050	15 (18)

Пример 3 – Определить методом элементарного суммирования осадку фундамента под колонну пятиэтажного здания с неполным железобетонным каркасом.

Дано: ширина фундамента $b = 1,8$ м, длина $l = 1,8$ м, глубина заложения $d = 0,9$ м. Среднее давление под подошвой фундамента $p_m = 0,352$ МПа. Основание фундамента слоистое, с выдержанным залеганием слоев II категории сложности. Грунт несущего 1-го слоя – песок средней крупности средней плотности мощностью 3,9 м, водонасыщенный плотностью $\rho_{II} = 2000$ кг/м³, коэффициент пористости $e = 0,663$; $s_r = 0,9$; $E = 25$ МПа; 2-й слой – суглинок тугопластичный мощностью 4,5 м, плотностью $\rho_{II} = 1870$ кг/м³; $e = 0,805$; $I_L = 0,462$; $E = 12$ МПа; 3-й слой на всю разведанную глубину – глина полутвердая $\rho_{II} = 2000$ кг/м³; $e = 0,746$; $I_L = 0,20$; $E = 20,5$ МПа. Уровень подземных вод – на глубине 2,9 м от поверхности земли.

Решение

Определяем удельный вес грунтов 1–3-го слоев, залегающих в основании фундамента:

$$\gamma_1 = \gamma_3 = 2000 \cdot 10 = 20\,000 \text{ МН/м}^3 = 0,020 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_2 = 1870 \cdot 10 = 18\,700 \text{ МН/м}^3 = 0,0187 \text{ МН/м}^3.$$

Удельный вес песка 1-го слоя и суглинка 2-го слоя с учетом взвешивающего действия воды найдем по формуле (2.7), исходя из того, что плотность частиц песка $\rho_s = 2660$ кг/м³, суглинка $\rho_s = 2700$ кг/м³.

$$\gamma_{sb.1} = \frac{0,0266 - 0,01}{1 + 0,663} = 0,01 \text{ МН/м}^3;$$

$$\gamma_{sb.1} = \frac{0,027 - 0,01}{1 + 0,805} = 0,0094 \text{ МН/м}^3.$$

Грунт 3-го слоя представляет собой глину полутвердую, которая является водоупорным слоем, поэтому в ней взвешивающее действие воды проявляться не будет. Определим ординаты эпюры вертикальных давлений от действия собственного веса грунта по формуле (3.23) и вспомогательной эпюры ($0,2 \cdot p_{zg}$):

– на поверхности земли $p_{zg} = 0$; $0,2p_{zg} = 0$;

– на уровне подошвы фундамента $p_{zg.0} = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018$ МПа;
 $0,2p_{zg.0} = 0,004$ МПа;

– в 1-м слое на уровне грунтовых вод $p_{zg.1} = 0,02 \cdot 2,9 = 0,058$ МПа;
 $0,2p_{zg.1} = 0,012$ МПа;

– на контакте 1-го и 2-го слоев с учетом взвешивающего действия воды
 $p_{zg.2} = 0,058 + 0,01 \cdot 1 = 0,068$ МПа; $0,2p_{zg.2} = 0,014$ МПа;

– на подошве суглинка с учетом взвешивающего действия воды
 $p_{zg.3} = 0,068 + 0,0094 \cdot 4,3 = 0,108$ МПа; $0,2p_{zg.3} = 0,022$ МПа.

Ниже слоя суглинка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на ее кровлю добавятся:

– гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной
 $p_{гидр} = 0,01 \cdot 5,3 = 0,053$ МПа;

– полное давление на кровлю глины $p_{zg.4} = 0,053 + 0,108 = 0,161$ МПа;
 $0,2p_{zg.4} = 0,032$ МПа;

– давление в 3-м слое на глубине 3,3 м от его кровли
 $p_{zg.5} = 0,161 + 0,02 \cdot 3,3 = 0,228$ МПа; $0,2 \cdot p_{zg.5} = 0,045$ МПа.

Полученные значения ординат природного давления и вспомогательной эпюры $0,2 \cdot p_{zg}$ приведены на рисунке 3.4.

Определяем дополнительное вертикальное давление в уровне подошвы фундамента: $p_0 = 0,352 - 0,018 = 0,334$ МПа.

Соотношение $\eta = l/b = 1,8/1,8 = 1$. Чтобы избежать интерполяции по таблице 3.4, зададимся соотношением $\xi = 0,4$, тогда высота элементарного слоя грунта $h_i = 0,4 \cdot 1,8/2 = 0,36$ м.

Условие $h_i = 0,36 < 0,4 \cdot b = 0,72$ м удовлетворяется.

Строим эпюру дополнительных напряжений (см. рисунок 3.4) от внешней нагрузки в пределах сжимаемой толщи основания рассчитываемого фундамента, используя формулу (3.19) и данные таблицы 3.4. Вычисления представлены в табличной форме (таблица 3.6).

Нижнюю границу сжимаемой толщи назначаем в точке пересечения вспомогательной эпюры давления грунта с эпюрой дополнительных напряжений (см. рисунок 3.4), что соответствует мощности сжимаемой толщи $H_c = 5,76$ м.

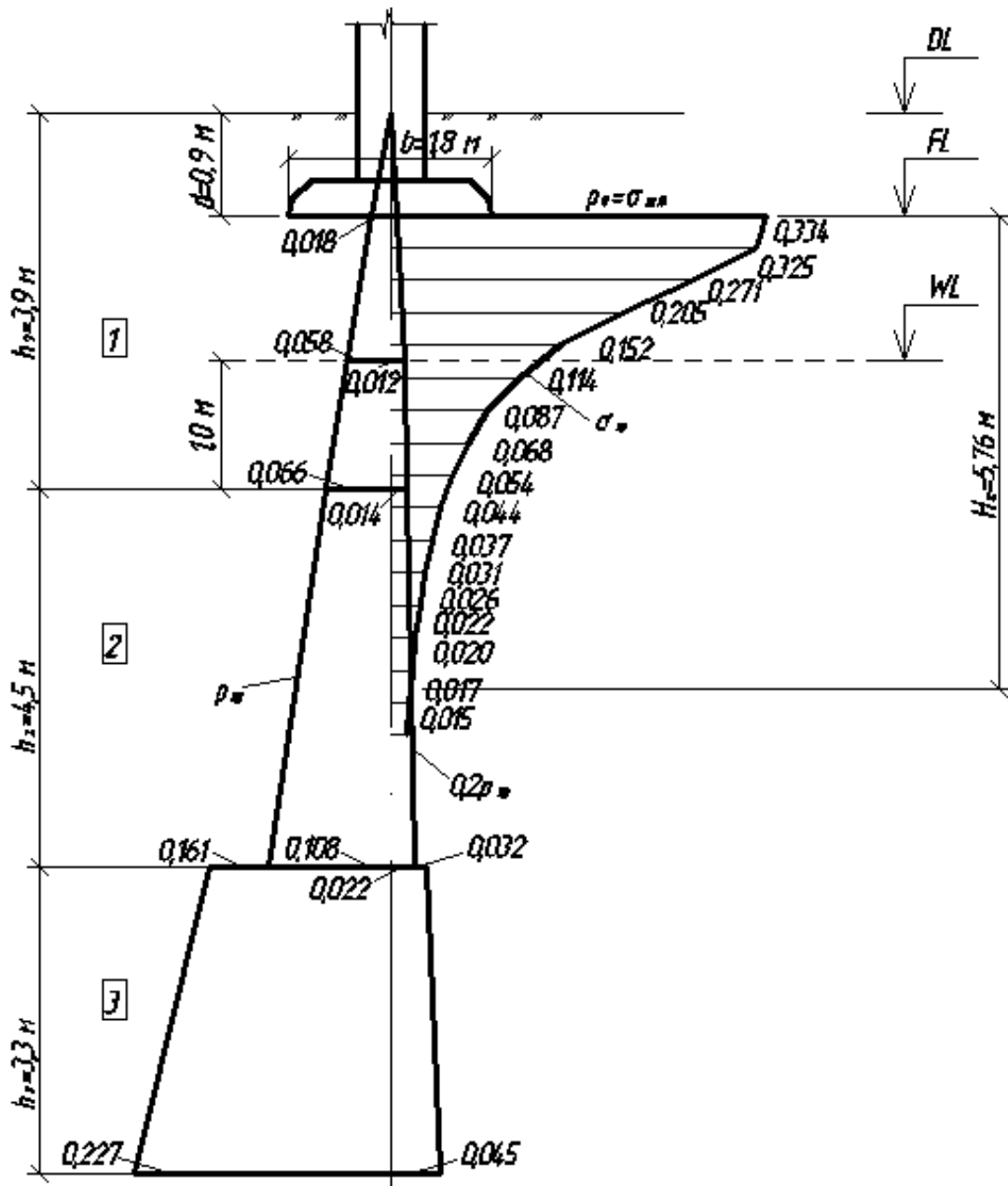


Рисунок 3.4 – Расчетная схема основания фундамента к примеру 3

Таблица 3.6 – Результаты расчета данных к примеру 3

Грунт	z , м	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, МПа	E , МПа
Песок средней плотности	0	0	1,000	0,334	25
	0,36	0,4	0,960	0,325	
	0,72	0,8	0,800	0,271	
	1,08	1,2	0,606	0,205	
	1,44	1,6	0,449	0,152	
	1,80	2,0	0,336	0,114	
	2,16	2,4	0,257	0,087	
	2,52	2,8	0,201	0,068	
	2,88	3,2	0,160	0,054	

Окончание таблицы 3.6

Грунт	z , м	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, МПа	E , МПа
Суглинок тугопластичный	3,24	3,6	0,130	0,044	12
	3,60	4,0	0,108	0,037	
	3,96	4,4	0,091	0,031	
	4,32	4,8	0,077	0,026	
	4,68	5,2	0,066	0,022	
	5,04	5,6	0,058	0,020	
	5,40	6,0	0,051	0,017	
	5,76	6,4	0,045	0,015	

Используя формулу (3.17), вычисляем осадку фундамента, пренебрегая различием значений модуля общей деформации на границах слоев грунта, так как это незначительно сказывается на результатах расчета:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,8 - 0,36}{25} \cdot \left(\frac{0,339 + 0,25}{2} + \frac{0,325 + 0,271}{2} + \frac{0,271 + 0,205}{2} + \frac{0,205 + 0,152}{2} + \frac{0,152 + 0,114}{2} \right) + \\
 &+ \left(\frac{0,114 + 0,087}{2} + \frac{0,087 + 0,068}{2} + \frac{0,068 + 0,054}{2} \right) + \frac{0,8 \cdot 0,36}{12} \cdot \left(\frac{0,054 + 0,044}{2} + \frac{0,044 + 0,037}{2} \right) + \\
 &+ \left(\frac{0,037 + 0,031}{2} + \frac{0,031 + 0,026}{2} + \frac{0,026 + 0,022}{2} + \frac{0,022 + 0,020}{2} + \frac{0,020 + 0,017}{2} + \frac{0,017 + 0,015}{2} \right) = \\
 &= 0,016 + 0,0067 = 0,0227 \text{ м} = 2,3 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Согласно данным, приведенным в таблице 3.5, предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения $s_u = 8 \text{ см} > s = 2,3 \text{ см}$, т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

3.5 Проверка прочности подстилающего слоя

Если в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента (рисунок 3.5) имеется слой грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, размеры фундамента должны назначаться с соблюдением условия

$$\sigma_{zp.i} + \sigma_{zg.i} \leq R_z, \quad (3.24)$$

где $\sigma_{zp.i}$ и $\sigma_{zg.i}$ — дополнительное вертикальное напряжение в грунте от внешней нагрузки и давление от собственного веса грунта по оси фундамента на глубине z ниже его подошвы соответственно, МПа;

R_z – расчетное сопротивление подстилающего грунта пониженной прочности на глубине z , МПа, вычисленное по формуле (3.13) для условного фундамента $ABCD$ шириной b_z (см. рисунок 3.5), м.

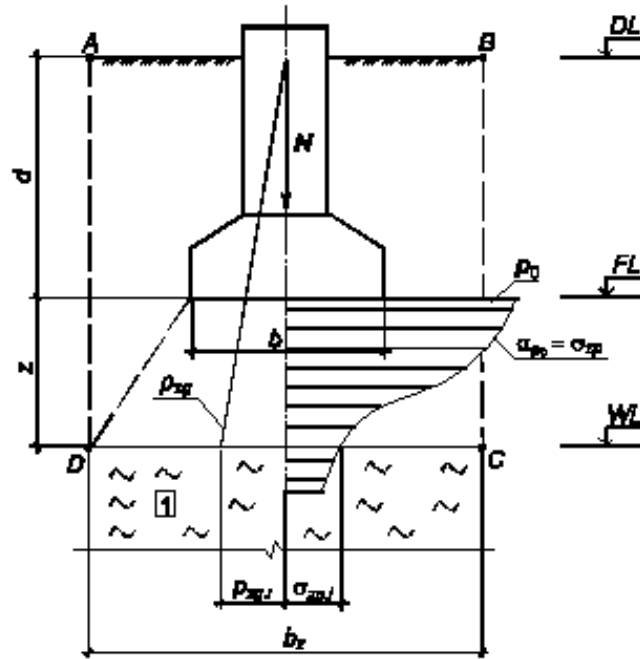


Рисунок 3.5 – Расчетная схема для проверки прочности слабого подстилающего слоя грунта

Для прямоугольного фундамента

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a; \quad (3.25)$$

для ленточного фундамента

$$b_z = A_z / l, \quad (3.26)$$

где $A_z = \frac{N + Q}{\sigma_{zp.i}};$

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

$N + Q$ – вертикальная нагрузка на основание в уровне подошвы фундамента с учетом веса фундамента, МН;

$\sigma_{zp.i}$ – давление на кровлю подстилающего слоя, МПа;

l и b – длина и ширина фундамента соответственно, м.

Пример 4 – Выполнить проверку подстилающего слоя, имеющего меньшую прочность, чем вышележащий несущий слой основания ленточного фундамента (рисунок 3.6).

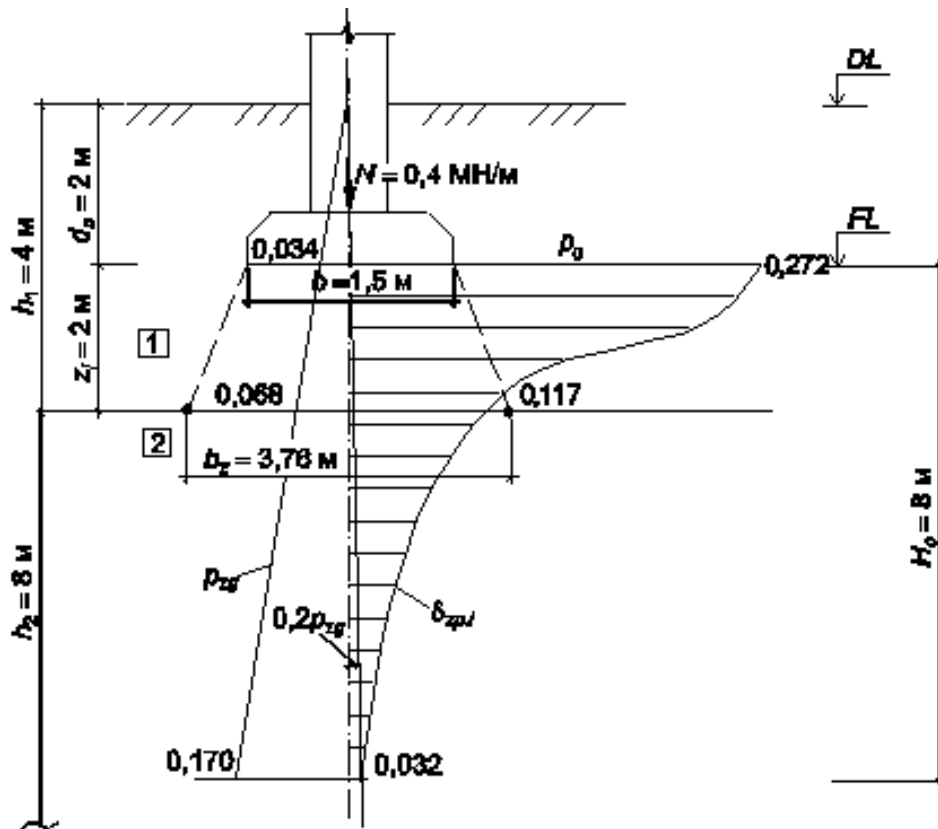


Рисунок 3.6 – Расчетная схема основания фундамента к примеру 4

Дано: ленточный фундамент под несущие стены гражданского здания без подвала с ограниченно-жесткой конструктивной схемой, отношение его длины к высоте равно 5. Глубина заложения фундамента $d_n = 2$ м. Нагрузка, передаваемая на обреза фундамента, $N = 0,4$ МН/м. Основание II категории сложности – слоистое, с выдержанным залеганием грунтов (сверху вниз): слой 1 – песок мелкий средней прочности мощностью 4 м (согласно инженерно-геологическим изысканиям: расчетный угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 32^\circ$, расчетное удельное сцепление $c_{II} = 0,002$ МПа, модуль деформации $E = 27,5$ МПа, коэффициент пористости $e = 0,60$, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 17$ кН/м³), слой 2 – супесь пластичная слабая мощностью 8 м (показатель текучести $I_L = 0,73$; коэффициент пористости $e = 0,95$; расчетный угол внутреннего трения $\varphi_{II} = 14^\circ$, расчетное удельное сцепление $c_{II} = 0,0014$ МПа, модуль деформации $E = 6$ МПа, удельный вес грунта $\gamma_{II} = 17$ кН/м³, сопротивление грунта статическому зондированию $q_c = 0,9$ МПа).

Решение

По таблице 2.9 определяем условное расчетное сопротивление грунта основания $R_0 = 0,3$ МПа. Принимаем усредненный нормативный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_{mt} = 0,02$ МН/м³. Находим предварительную ширину фундамента при $l = 1$ м:

$$b = \sqrt{N / (R_0 - \gamma_{mt} d)} = \sqrt{0,4 / (0,3 - 0,02 \cdot 2)} \approx 1,24 \text{ м.}$$

При заданных размерах фундамента по формуле (3.13) определяется расчетное сопротивление грунта основания с учетом данных таблиц 3.2 и 3.3: $\gamma_1 = 1,3$, $\gamma_2 = 1,1$, $k = 1$ (так как характеристики грунта найдены прямыми методами), $M_\gamma = 1,34$, $M_q = 6,34$; $M_c = 8,55$.

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1} \cdot (1,34 \cdot 1,24 \cdot 0,017 + 6,34 \cdot 2 \cdot 0,017 + 8,55 \cdot 0,022) = 0,38 \text{ МПа.}$$

Окончательно ширина фундамента $b = 1,3$ м.

Для полученной ширины фундамента выполняем проверку прочности подстилающего грунта. Находим дополнительное вертикальное давление на кровлю слабого подстилающего слоя супеси, т. е. на глубине 2 м ниже подошвы фундамента. Дополнительное давление под подошвой фундамента (с учетом веса фундамента и грунта на его обрезах $\gamma_{mt} = 0,02 \text{ МН/м}^3$)

$$p_0 = p_m - \gamma_{mt} d = (0,4/1,3 + 0,02 \cdot 2) - 0,017 \cdot 2 = 0,313 \text{ МПа.}$$

На глубине 2 м от подошвы фундамента дополнительное напряжение $\sigma_{z.p.i} = \alpha p_0 = 0,313 \cdot 0,4 = 0,125 \text{ МПа}$, где $\alpha = 0,4$ по таблице 3.4 (при $\xi = 2z/b = 2 \cdot 2/1,3 = 3,07$).

Определим ширину условного фундамента по расчетной схеме рисунка 3.6:

$$b_z = (N + \gamma_c d) / \sigma_{z.p} = (0,4 + 0,02 \cdot 2) / 0,125 = 3,52 \text{ м.}$$

Проверяем условие $p_m \leq R$ для слабой супеси.

При ширине условного фундамента b_z на глубине z (см. рисунок 3.6) расчетное сопротивление грунта основания по формуле (3.13), с учетом данных таблиц 3.2 и 3.3 ($\gamma_{c1} = 1,1$, $\gamma_{c2} = k = 1$; $M_\gamma = 0,29$; $M_q = 2,17$; $M_c = 4,69$), составляет:

$$R_z = 1,1 \cdot (0,29 \cdot 3,52 \cdot 0,017 + 2,17 \cdot 4 \cdot 0,017 + 4,69 \cdot 0,0014) = 0,188 \text{ МПа.}$$

Действующее давление на кровлю слабой супеси по оси фундамента от нагрузки и собственного веса грунта

$$p_z = \sigma_{z.p} + \sigma_{z.g} = 0,125 + 0,017 \cdot 4 = 0,193 \text{ МПа.}$$

Условие $p_m \leq R$ не выполняется, так как давление p_z на кровлю слабой супеси больше ее расчетного сопротивления R : $0,193 > 0,188$. В связи с этим необходимо увеличить размеры подошвы фундамента. Принимаем ширину фундамента $b = 1,5$ м. Тогда среднее давление по его подошве

$$p_m = N/b + \gamma_{mt} d = 0,4/1,5 + 0,02 \cdot 2 = 0,306 \text{ МПа.}$$

Дополнительное давление по подошве фундамента

$$p_0 = p_m - \sigma_{zg,0} = 0,306 - 0,017 \cdot 2 = 0,272 \text{ МПа.}$$

Дополнительное напряжение на глубине 2 м ниже подошвы фундамента, с учетом данных таблицы 3.4, на кровле слабого слоя супеси при $\xi = 2 \cdot 2 / 1,5 = 2,66$, $\alpha = 0,43$, $\sigma_{zp,i} = \alpha p_0 = 0,43 \cdot 0,272 = 0,117 \text{ МПа}$.

Тогда ширина условного фундамента $b_z = (0,4 + 0,02 \cdot 2) / 0,117 = 3,76 \text{ м}$.

Для условного фундамента шириной $b_z = 3,76 \text{ м}$ на глубине z (см. рисунок 3.6) определяется расчетное сопротивление R_z , давление от фундамента на кровлю слабой супеси и проверяется условие $p_m \leq R$:

$$R_z = 1,1 \cdot (0,29 \cdot 3,76 \cdot 0,017 + 2,17 \cdot 4 \cdot 0,017 + 4,69 \cdot 0,0014) = 0,189 \text{ МПа};$$

$$p_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 0,117 + 0,017 \cdot 4 = 0,185 \text{ МПа} < R_z = 0,189 \text{ МПа,}$$

т. е. прочность подстилающего грунта обеспечена. Однако, в соответствии с [1], в данном случае необходимо выполнить расчет осадок фундамента и предусмотреть мероприятия по увеличению прочности и жесткости надземной части здания. Так как ширина фундамента $b < 5 \text{ м}$ и $p_m > \sigma_{zg,0}$ (см. выше), расчет конечной осадки производится по формуле (3.17). Вспомогательные величины для расчета конечной осадки рассматриваемого фундамента приведены в таблице 3.7.

Нижнюю границу сжимаемой толщи H_c назначаем согласно [1] – $\alpha p_0 = 0,2 p_{zg}$, что составляет 8 м.

Таблица 3.7 – Данные для расчета осадки фундамента к примеру 4

Слой грунта	$z, \text{ м}$	$\xi = 2z/b$	α	$\alpha p_0, \text{ МПа}$	$p_{zg} = \gamma_{II}(d_n + z_i), \text{ МПа}$	$0,2 p_{zg}, \text{ МПа}$
1 Песок мелкий, $E = 27,5 \text{ МПа}$	0	0,00	1,00	0,272	0,034	–
	1	1,33	0,68	0,185	0,051	–
	2	2,66	0,43	0,117	0,068	–
2 Супесь пластичная, $I_L = 0,73,$ $E = 6 \text{ МПа}$	3	4,00	0,30	0,082	0,085	–
	4	5,33	0,23	0,062	0,102	–
	5	6,66	0,19	0,051	0,119	–
	6	8,00	0,16	0,043	0,136	–
	7	9,33	0,13	0,035	0,153	–
	8	10,66	0,12	0,032	0,170	0,034

Определяем осадку:

$$s = \frac{0,8 \cdot 1}{27,5} \cdot \frac{0,272 + 2 \cdot 0,185 + 0,117}{2} + \frac{0,8 \cdot 1}{6} \times$$

$$\times \frac{0,117 + 2 \cdot 0,082 + 2 \cdot 0,062 + 2 \cdot 0,051 + 2 \cdot 0,043 + 2 \cdot 0,035 + 0,032}{2} \approx$$

$$\approx 0,057 \text{ м} = 5,7 \text{ см.}$$

Согласно данным (см. таблицу 3.7), предельная осадка для рассматриваемого типа сооружения $s_u = 8 \text{ см} > s = 5,7 \text{ см}$, т. е. надежность основания фундамента по деформациям обеспечена.

3.6 Конструирование фундаментов мелкого заложения

Конструирование плитных фундаментов должно производиться в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-254–2012 [4, раздел 7], СНБ 5.03.01 [10, раздел 11 и 12] и ТКП 45-5.01-67–2012 [1, раздел 6.4].

Фундаменты мелкого заложения применяются в различных инженерно-геологических условиях как в монолитном, так и в сборном варианте.

В качестве основных конструктивных материалов для плитных фундаментов следует применять бетон и железобетон, а стены заглубленных помещений (подвалов), как правило, проектировать сборными из крупных бетонных блоков и железобетонных панелей.

Виды, классы, марки материалов плитных фундаментов и стен подвалов назначаются расчетом с учетом условий эксплуатации конструкций. Так как аналогичные расчеты выполняются обучающимися в курсовом проекте по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», то в данной курсовой работе марки материалов плитных фундаментов принимаются конструктивно и должны, соответствовать: для бетона и железобетона – классу не менее $C^{16}/_{20}$ и $C^{25}/_{30}$ (если возможны коррозионные повреждения в средах XD, XF, XA, XM) при плотности $2,2 \dots 2,5 \text{ т/м}^3$.

Фундаменты сооружения, как правило, должны закладываться на одном уровне. Переход от одной отметки заложения подошвы фундамента к другой следует производить по [1]. Допустимую разность отметок смежных фундаментов следует назначать из условия (3.2).

Форму монолитных столбчатых фундаментов в плане при центральной нагрузке следует принимать квадратную, а при внецентренной нагрузке – прямоугольную с соотношением сторон подошвы $n = b / l$ в пределах $0,6 \dots 0,85$ (где b, l – меньшая и большая стороны подошвы фундамента).

Монолитные фундаменты под сборные и монолитные железобетонные опоры надземных конструкций необходимо проектировать ступенчатого типа с размерами в плане подошвы, ступеней и подколонника, кратными 100 мм.

Высоту ступеней монолитных фундаментов рекомендуется назначать кратной 50 мм, а при высоте плитной части фундамента более 1,5 м – 150 мм.

Под сборными фундаментами в глинистых грунтах необходимо устраивать песчаную подготовку, а под монолитными, в любых грунтах, – бетонную, из бетона класса не ниже $C^{6/8}$ толщиной 100 мм с размерами в плане, превышающими размеры подошвы фундамента на 100 мм (для каждой стороны).

Для заделки зазора между сборной колонной и стенкой стакана должен применяться бетон на мелком заполнителе, как правило, соответствующий классу бетона стакана фундамента и не ниже класса $C^{16/20}$.

Армирование фундаментов следует назначать по расчету (в данной курсовой работе расчет не выполняется, армирование следует принять конструктивно) согласно [1] сварными или вязаными сетками.

Расстояние между осями стержней сеток рекомендуется принимать равным 200 мм. Размеры (диаметр) рабочей арматуры следует назначать не менее:

- для монолитных фундаментов при длине стержня до 3 м – 10 мм, более 3 м – 12 мм;
- для сборных фундаментов – 4 мм.

Для изготовления сеток в качестве рабочей арматуры рекомендуется применять стержни периодического профиля из стали класса S500 и, при соответствующем обосновании, арматуру класса S400. Арматурные сетки должны быть сварены или связаны вязальной проволокой диаметром 1,4...1,6 мм во всех точках пересечения стержней.

Площадь сечения нерабочих (конструктивных) стержней и поперечной арматуры следует принимать из стали классов S240, S400, S500, но не менее 10 % от площади сечения рабочей арматуры. Шаг поперечной арматуры назначается по [10, подраздел 7.2], но не более 300 мм. Для монтажных (подъемных) петель сборных железобетонных фундаментов следует применять горячекатаную арматурную сталь класса S240 марки Ст 3сп.

Толщину защитного слоя бетона подошвы фундаментов, работающих в неагрессивных средах, следует устанавливать:

- для монолитных фундаментов – 80 мм (при наличии бетонной подготовки – 45 мм);
- для сборных фундаментов – не менее 45 мм;
- во всех случаях – не менее диаметра рабочей арматуры и максимального диаметра заполнителя бетона.

Список литературы

- 1 **ТКП 45-5.01-67–2007 (02250)**. Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 2007-04-02. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2008. – 136 с.
- 2 **СТБ 943–2007**. Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 943–93; введ. 2007-07-18. – Минск: Госстандарт Респ. Беларусь, 2007. – 20 с.
- 3 **ГОСТ 25100–2011**. Грунты. Классификация. – Взамен ГОСТ 25100–95; введ. 2012-07-12. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 38 с.
- 4 **ТКП 45-5.01-254–2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования. – Введ. 2012-01-05. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 102 с.
- 5 **ТКП 45-5.01-255–2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-01-05. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 32 с.
- 6 **ТКП 45-5.01-256–2012 (02250)**. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства. – Введ. 2012-01-05. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.
- 7 **ТКП 45-5.09-128–2009 (02250)**. Полы. Правила устройства. – Введ. 2009-04-14. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2009. – 12 с.
- 8 **СТБ 21.302–99**. Система проектной документации для строительства. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Основные требования к составлению и оформлению документации, условные графические обозначения. – Введ. 1999-02-15. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1999. – 59 с.
- 9 **ГОСТ 20522–2012**. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – Взамен ГОСТ 20522–96; введ. 2013-07-01. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 19 с.
- 10 **СНБ 5.03.01**. Бетонные и железобетонные конструкции. Изменения 1, 2, 3, 4. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 166 с.
- 11 **ГОСТ 2.316–2008**. Правила нанесения на чертежах надписей, технических требований и таблиц. – Введ. 2009-07-01. – Москва: Стандартинформ, 2009. – 10 с.
- 12 **Талецкий, В. В.** Проектирование фундаментов промышленных и гражданских зданий: учебно-методическое пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий, М. В. Маркова. – Гомель: БелГУТ, 2018. – 85 с.
- 13 **Пойта, П. С.** Механика грунтов : учебное пособие / П. С. Пойта, П. В. Шведовский, Д. Н. Клебанюк – Минск: Вышэйшая школа, 2019. – 280 с.
- 14 Механика грунтов, основания и фундаменты: методические рекомендации к практическим занятиям / Сост. И. В. Гомелюк, Е. В. Кожемякина. – Могилев: Белорус.-Рос. ун-т, 2018. – Ч. 1. – 48 с.

Приложение А (справочное)

Таблица А.1 – Марки плит ленточных фундаментов (серия Б1.012.1-2.08) [12]

Марка плиты по серии Б1.012.1-2.08	Габаритные размеры, мм			Масса m , кг
	ширина b	длина l	высота h	
ФЛ 6.24	600	2380	300	930
ФЛ 6.12		1180		450
ФЛ 8.24	800	2380		1150
ФЛ 8.12		1180		550
ФЛ 10.30	1000	2980		1750
ФЛ 10.24		2380		1380
ФЛ 10.12		1180		650
ФЛ 10.8		780		420
ФЛ 12.30	1200	2980		2050
ФЛ 12.24		2380		1630
ФЛ 12.12		1180		780
ФЛ 12.8		780		500
ФЛ 14.30	1400	2980	2400	
ФЛ 14.24		2380	1900	
ФЛ 14.12		1180	910	
ФЛ 14.8		780	580	
ФЛ 16.30	1600	2980	2710	
ФЛ 16.24		2380	2150	
ФЛ 16.12		1180	1030	
ФЛ 16.8		780	650	
ФЛ 20.30	2000	2980	500	5100
ФЛ 20.24		2380		4050
ФЛ 20.12		1180		1950
ФЛ 20.8		780		1250
ФЛ 24.30	2400	2980		5980
ФЛ 24.24		2380		4750
ФЛ 24.12		1180		2300
ФЛ 24.8		780		1450
ФЛ 28.24	2800	2380		5900
ФЛ 28.12		1180		2820
ФЛ 28.8		780		1800
ФЛ 32.12	3200	1180		3230
ФЛ 32.8		780	2050	

Примечания

1 Данные плиты предназначены для устройства ленточных фундаментов зданий и сооружений, эксплуатируемых при расчетной температуре наружного воздуха до минус 40 °С включительно в грунтах и грунтовых водах с неагрессивной степенью воздействия на железобетонные конструкции. В противном случае проектная документация на конкретное здание или сооружение должна содержать дополнительные требования на изготовление плит.

2 Пример маркировки плиты ФЛ шириной 1200 мм, длиной 2400 мм, первой группы по несущей способности: ФЛ 12.24-1

Таблица А.2 – Марки монолитных фундаментов под железобетонные колонны (серия 1.412.1-6) [12]

Марка фунда-мента	Размер фундамента, м								Марка фунда-мента	Размер фундамента, м											
	a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n		a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n				
Ф1.1.1.X	1,5	–	–	0,9	1,5	–	–	0,9	Ф6.2.3.X	2,7	2,1	–	1,5	2,1	1,5	–	0,9				
Ф2.1.1.X	1,8	–	–		1,5	–	–		Ф7.2.3.X	3,0	2,4	–		2,4	1,8	–					
Ф3.1.1.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф8.2.3.X	3,3	2,4	–		2,7	2,1	–					
Ф4.1.1.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.3.X	3,6	2,7	–		3,0	2,1	–					
Ф2.1.2.X	1,8	–	–	1,2	1,5	–	–	0,9	Ф10.2.3.X	3,9	2,7	–	1,2	3,3	2,1	–	1,2				
Ф3.1.2.X	1,8	–	–		1,8	–	–		Ф5.2.4.X	2,4	1,8	–		1,8	1,2	–					
Ф4.1.2.X	2,1	–	–		1,8	–	–		Ф6.2.4.X	2,7	2,1	–		2,1	1,2	–					
Ф5.1.2.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф7.2.4.X	3,0	2,4	–		2,4	1,8	–					
Ф4.1.3.X	2,1	–	–	1,5	1,8	–	–	1,2	Ф8.2.4.X	3,3	2,7	–	1,2	2,7	1,8	–	1,2				
Ф5.1.3.X	2,4	–	–		1,8	–	–		Ф9.2.4.X	3,6	2,4	–		3,0	2,1	–					
Ф6.1.3.X	2,7	–	–		2,1	–	–		Ф10.2.4.X	3,9	2,7	–		3,3	2,1	–					
Ф3.1.4.X	1,8	–	–		1,2	1,8	–		–	1,2	Ф6.2.5.X	2,7		2,1	–	1,5		2,1	1,2	–	1,2
Ф4.1.4.X	2,1	–	–	1,8		–	–	Ф7.2.5.X	3,0		2,4	–	2,4	1,8	–						
Ф5.1.4.X	2,4	–	–	1,8		–	–	Ф8.2.5.X	3,3		2,4	–	2,7	2,1	–						
Ф4.1.5.X	2,1	–	–	1,8		–	–	Ф9.2.5.X	3,6		2,7	–	3,0	2,1	–						
Ф5.1.5.X	2,4	–	–	1,5	1,8	–	–	1,2	Ф10.2.5.X	3,9	3,0	–	1,5	3,3	2,1	–	1,2				
Ф6.1.5.X	2,7	–	–		2,1	–	–		Ф11.2.5.X	4,2	2,7	–		3,6	2,4	–					
Ф5.1.6.X	2,4	–	–		1,8	1,8	–		–	1,8	Ф7.2.6.X	3,0		2,4	–	1,8		2,4	1,8	–	1,2
Ф6.1.6.X	2,7	–	–			2,1	–		–		Ф8.2.6.X	3,3		2,4	–			2,7	2,1	–	
Ф7.1.6.X	3,0	–	–	2,4		–	–	Ф9.2.6.X	3,6		2,7	–	3,0	2,1	–						
Ф4.2.1.X	2,1	1,5	–	0,9		1,8	0,9	–	0,9		Ф10.2.6.X	3,9	3,0	–	0,9		3,3	2,4	–	0,9	
Ф5.2.1.X	2,4	1,5	–		1,8	0,9	–	Ф11.2.6.X		4,2	3,0	–	3,6	2,4		–					
Ф6.2.1.X	2,7	2,1	–		2,1	1,5	–	Ф6.3.1.X		2,7	2,1	1,5	2,1	1,5		1,5					
Ф7.2.1.X	3,0	2,1	–		2,4	1,5	–	Ф7.3.1.X		3,0	2,4	1,5	2,4	1,8		0,9					
Ф8.2.1.X	3,3	2,4	–	1,2	2,7	1,5	–	0,9	Ф8.3.1.X	3,3	2,7	1,5	0,9	2,7	2,1	1,5	0,9				
Ф5.2.2.X	2,4	1,8	–		1,8	0,9	–		Ф9.3.1.X	3,6	2,7	1,8		3,0	2,4	1,5					
Ф6.2.2.X	2,7	2,1	–		2,1	1,5	–		Ф10.3.1.X	3,9	3,0	1,8		3,3	2,4	1,5					
Ф7.2.2.X	3,0	2,1	–		2,4	1,8	–		Ф11.3.1.X	4,2	3,3	2,1		3,6	2,7	1,5					
Ф8.2.2.X	3,3	2,4	–	1,2	2,7	1,8	–	0,9	Ф12.3.1.X	4,5	3,3	2,4	1,5	3,9	2,7	1,8	0,9				
Ф9.2.2.X	3,6	2,4	–		3,0	1,8	–		Ф13.3.1.X	4,8	3,6	2,1		4,2	3,3	1,8					
Ф7.3.2.X	3,0	2,4	1,8		2,4	1,8	–		Ф14.3.5.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	1,8					
Ф8.3.2.X	3,3	2,7	1,8		2,7	2,1	–		Ф15.3.5.X	5,4	4,2	2,4		4,8	3,6	1,8					
Ф9.3.2.X	3,6	3,0	2,1	1,2	3,0	2,4	–	0,9	Ф9.3.6.X	3,6	3,0	2,4	1,8	3,0	2,1	1,8	0,9				
Ф10.3.2.X	3,9	3,0	2,1		3,3	2,7	–		Ф10.3.6.X	3,9	3,0	2,4		3,3	2,4	1,8					
Ф11.3.2.X	4,2	3,3	2,4		3,6	2,7	–		Ф11.3.6.X	4,2	3,0	2,4		3,6	2,7	1,8					
Ф12.3.2.X	4,5	3,3	2,1		3,9	3,0	–		Ф12.3.6.X	4,5	3,3	2,4		3,9	2,7	1,8					

Окончание таблицы А.2

Марка фунда-мента	Размер фундамента, м								Марка фунда-мента	Размер фундамента, м														
	a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n		a_1	a_2	a_3	a_n	b_1	b_2	b_3	b_n							
Ф13.3.2.X	4,8	3,6	2,4	1,2	4,2	3,0		0,9	Ф13.3.6.X	4,8	3,6	2,4	1,8	4,2	3,0	1,8	0,9							
Ф14.3.2.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3			Ф14.3.6.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	1,8								
Ф13.3.2.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0			Ф13.3.6.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0	1,8								
Ф14.3.2.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3			Ф14.3.6.X	5,1	3,9	2,4		4,5	3,3	1,8								
Ф8.3.3.X	3,3	2,4	1,5		2,7	2,1			Ф15.3.6.X	5,4	4,2	2,4		4,8	3,6	1,8								
Ф9.3.3.X	3,6	2,7	2,1		3,0	2,1			Ф16.3.6.X	5,7	4,5	2,7		5,1	3,9	2,1								
Ф10.3.3.X	3,9	3,0	2,1	1,5	3,3	2,4		0,9	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Фундамент</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>План фундамента</p> </div> </div>															
Ф11.3.3.X	4,2	3,0	2,1		3,6	2,7																		
Ф12.3.3.X	4,5	3,3	2,4		3,9	2,7																		
Ф13.3.3.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0																		
Ф14.3.3.X	5,1	4,2	2,4		4,5	3,6																		
Ф15.3.3.X	5,4	4,2	2,7		4,8	3,6																		
Ф7.3.4.X	3,0	2,4	1,8	1,2	2,4	1,8		1,2	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Фундамент</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>План фундамента</p> </div> </div>															
Ф8.3.4.X	3,3	2,7	1,8		2,7	2,1																		
Ф9.3.4.X	3,6	3,0	2,1		3,0	2,4																		
Ф10.3.4.X	3,9	3,3	2,1		3,3	2,7																		
Ф11.3.4.X	4,2	3,3	2,4		3,6	2,7																		
Ф12.3.4.X	4,5	3,3	2,4		3,9	3,0																		
Ф13.3.4.X	4,8	3,6	2,4	4,2	3,0																			
Ф14.3.4.X	5,1	3,9	2,4	4,5	3,3																			
Ф8.3.5.X	3,3	2,7	2,1	1,5	2,7	2,1		1,2									<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Фундамент</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>План фундамента</p> </div> </div>							
Ф9.3.5.X	3,6	3,0	2,1		3,0	2,1																		
Ф10.3.5.X	3,9	3,0	2,1		3,3	2,4																		
Ф11.3.5.X	4,2	3,3	2,1		3,6	2,7																		
Ф12.3.5.X	4,5	3,3	2,1		3,9	2,7																		
Ф13.3.5.X	4,8	3,6	2,4		4,2	3,0																		

Таблица А.3 – Подбор сечения подколонников под железобетонные колонны (серия 1.412.1-6) [12]

Размер колонн, мм		Размер подколонника, м		Размер колонн, мм		Размер подколонника, м		Размер колонн, мм		Размер подколонника, м					
a_k	b_k	a_n	b_n	a_k	b_k	a_n	b_n	a_k	b_k	a_n	b_n				
300	300	0,9	0,9	400	400	0,9	0,9	600	400	1,2	0,9				
		1,2	0,9			1,2	0,9			1,5	0,9				
400	300	0,9	0,9			1,5	0,9			1,2	1,2	1,2	1,2		
		1,2	0,9			1,2	1,2			1,5	1,2				
500	300	1,2	0,9			500	400			1,2	0,9	—	—	—	—
		1,5	0,9							1,5	0,9	—	—	—	—