

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет
Кафедра строительного производства

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к курсовому проекту
В пяти частях

Часть V

Составитель
К.А. ДУБОВ

«В печать»:

Авторы –	К.А. Дубов
Зав. кафедрой –	Б.Г. Ким
Редактор –	И.А. Арефьева
Начальник РО –	Е.П. Викулова.
Ответственный секретарь Издательства	Е.А. Амирсейидова
Директор Издательства –	Ю.К. Жулев.

Владимир 2006

УДК 624.15
ББК 38.58
О-75

Рецензент
Кандидат технических наук, доцент
Владимирского государственного университета
В.Б. Акимов

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Владимирского государственного университета

Основания и фундаменты : метод. указания к курсовому про-
О-75 ектору. В V ч. Ч. V / сост. К. А. Дубов ; Владим. гос. ун-т. – Владимир :
Изд-во Владим. гос. ун-та, 2006. – 84 с.

Содержат сведения о требованиях к оформлению курсового проекта, приведены примеры расчета оснований и фундаментов промышленного здания в соответствии с заданием, изложенным в I части, и оформления графической части; программы расчета оснований и фундаментов.

В частях I – IV были даны задания на курсовой проект, исходные данные для его выполнения, сведения о принципах расчета и конструирования столбчатых, ленточных и свайных фундаментов; содержались сведения о принципах расчета и конструирования при усилении оснований и фундаментов и изменении условий работы грунтов в основании.

Предназначены для студентов дневной и заочной форм обучения специальностей 270102 «Промышленное и гражданское строительство» и 270105 «Городское строительство и хозяйство» в соответствии с программой курса «Основания и фундаменты».

Табл. 17. Ил. 35. Библиогр.: 17 назв.

УДК 624.15
ББК 38.58

ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Расчетно-пояснительная записка общим объемом 45 – 55 страниц выполняется на листах формата А4 с рамкой (слева – 20 мм, справа – 5 мм, сверху и снизу – 5 мм), включает 8 разделов согласно заданию на курсовой проект и приложение.

Исходные данные для проектирования студенты выбирают в соответствии с шифром, выданным преподавателем.

Шифр задания:

№ п/п	Вариант геологических условий	Схема сооружения
7	7	7 ч

Примечание. Геологические условия – табл. 1 [1]. Схема сооружения – четный (ч) и нечетный (нч) вариант нагрузок и размеров.

Титульный лист расчетно-пояснительной записки оформляется в соответствии с прил. 1. На первом листе после титульного располагаются шифр задания и задание на курсовой проект. На втором листе – содержание расчетно-пояснительной записки и штамп по форме 5 ГОСТ 21.101–97 (прил. 4). Если содержание не помещается на одном листе, второй лист содержания выполняется со штампом по форме 6 ГОСТ 21.101–97 (см. прил. 4). На третьем и последующих листах излагается выполнение соответствующих разделов, указанных в задании, и выполняется штамп по форме 6 ГОСТ 21.101–97. Расчетно-пояснительная записка заканчивается библиографическим списком использованной литературы.

Последовательность проектирования проводится в соответствии с заданием на курсовой проект и методическими указаниями [3]. Разделы 1 и 2 выполняются согласно указаниям, изложенным на страницах 49 – 53 методических указаний [3].

В разделе 3 выбирается не менее 3 вариантов одного фундамента, который принимается по максимальной величине N_{II} и соответствующих значениях M_{II} и T_{II} . По двум из них проводят полный расчет, определяют стоимость, сравнивают рассмотренные варианты по технико-экономическим показателям и выбирают основной (наилучший для заданных условий).

В разделе 4 приводят по принятому варианту полный расчет и конструирование фундаментов, указанных на схеме здания. Раздел 4 допускается выполнять на ЭВМ с использованием программ «Листопад», «Улисс» (прил. 2, 3) и «Фундамент».

Разделы 5 – 8 оформляют в соответствии с требованиями содержания задания на курсовой проект методических указаний [3].

Приложение включает листы расчета фундаментов на ЭВМ со штампом по форме 6 ГОСТ 21.101–97 (см. прил. 4).

Графическая часть выполняется на одном листе формата А1 со штампом по форме 3 ГОСТ 21.101–97 (прил. 5 на вклейке) и включает: план расположения выработок, разрез 1-1 – поперечный разрез здания, варианты фундаментов, план фундаментов (в случае свайного фундамента – план свайного поля), 4 – 5 сечений, развертки фундаментов, спецификацию сборных и монолитных элементов, примечание.

Задание на курсовой проект

1. Оценить характер нагрузок и конструктивных особенностей сооружения.

2. Оценить инженерно-геологические условия строительной площадки и разместить проектируемое сооружение.

3. Разработать не менее 3 вариантов одного фундамента. По каждому из них:

а) выбрать и обосновать глубину заложения фундамента, тип основания;

б) определить размеры фундамента;

в) сделать дополнительные расчеты основания, если они требуются (например, расчет песчаной подушки, поверхностного и глубинного уплотнения и др.);

г) рассчитать конечную осадку фундамента (при модуле деформации рабочего слоя $E \leq 15$ МПа или при больших нагрузках на фундамент);

д) определить стоимость варианта.

Сравнить рассмотренные варианты по технико-экономическим показателям и выбрать основной (наилучший для заданных условий).

4. По принятому варианту выполнить полный расчет и конструирование фундаментов, указанных на схеме здания, а при необходимости – искусственных оснований.

5. Определить осадки фундаментов (абсолютные, относительные) и осадки во времени одного из них. Сравнить полученные осадки с допускаемыми. Решить вопрос о необходимости устройства осадочных швов.

6. Запроектировать один свайный фундамент, если он не исследовался в стадии выбора вариантов.

7. Разработать конструкцию гидроизоляции (при высоком уровне грунтовых вод и наличии подвала).

8. Дать рекомендации по производству работ.

1. ОЦЕНКА ХАРАКТЕРА НАГРУЗОК И КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ЗДАНИЯ

Задачей курсового проекта является разработка наиболее экономичного варианта оснований и фундаментов здания «Химический корпус», план и разрез которого представлены на рис. 1. Расчетные усилия на обрезах фундаментов от расчетных нагрузок в двух наиболее невыгодных сочетаниях, полученные в результате статического расчета, приведены в табл. 1.

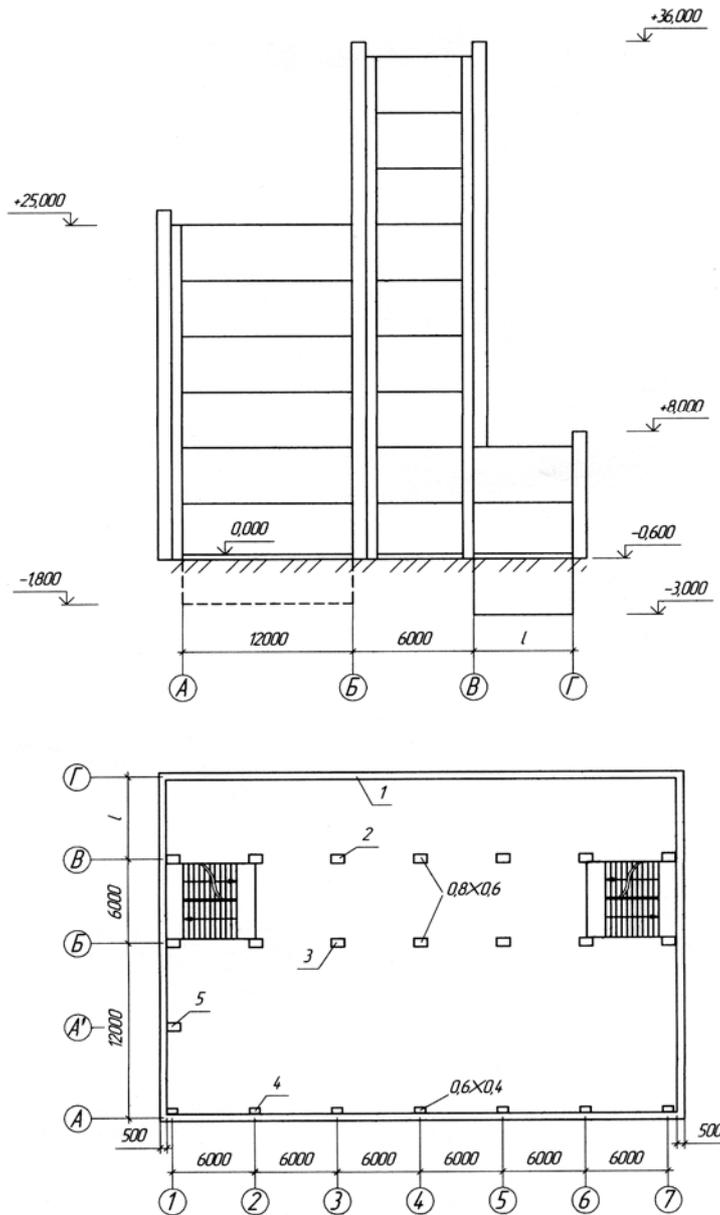


Рис. 1. Разрез и план здания «Химический корпус»

Таблица 1

Усилия на обрезах фундаментов от расчетных нагрузок в наиболее невыгодных сочетаниях

Номер схемы, сооружение	Вариант	Номер фундамента	I сочетание			II сочетание		
			$N_{II}, \text{т}$	$M_{II}, \text{т} \odot \text{м}$	$Q_{II}, \text{т}$	$N_{II}, \text{т}$	$M_{II}, \text{т} \odot \text{м}$	$Q_{II}, \text{т}$
Схема 7, химический корпус	Нечетный $l = 6 \text{ м}$ $h = 1,8 \text{ м}$	1	20,7	2,0	–	16,8	2,1	–
		2	319	5,2	–	304	6,2	–
		3	389	–	–	380	–	–
		4	229	–7,9	–	189	–11,8	–
		5	126	–6,8	–	118	–6,9	–

Номер схемы принимается в соответствии с индивидуальным заданием на проектирование, схема сооружения принимается по [3]; усилия на обресе выписываются из табл. 1.2 [3].

На основе оценки расчетных усилий на обрезах фундаментов здания «Химический корпус» (см. рис. 1) можно сделать следующие выводы:

1. Наиболее загруженным по силе N_{max} является фундамент № 3, для которого $N_{II} = 389 \text{ т}$, $M_{II} = 0 \text{ т} \odot \text{м}$, $Q_{II} = 0 \text{ т}$ (I сочетание).
2. Фундаменты № 1,2,4,5 являются внецентренно загруженными.
3. Фундамент № 3 – центрально-загруженный (на уровне обреза).

Анализ конструктивных особенностей здания «Химический корпус» позволяет установить:

1. Здание 6-этажное в осях А – Б с отметкой верха +25,000, 8-этажное в осях Б – В с отметкой верха +36,000, 2-этажное в осях В – Г с отметкой верха +8,000.

2. Здание каркасное (А – Б, Б – В) с самонесущими и навесными стенами (в местах перепада высот) и частично с неполным каркасом (В – Г) с одной несущей стеной.

3. Имеется техническое подполье в осях А – Б на всю ширину, глубиной 1,8 м; в осях В – Г запроектирован подвал с отметкой пола –3,000, шириной 6 м.

4. Расчет выбранных вариантов производится для наиболее загруженного фундамента № 3 (под колонну каркаса), для которого $N_{II, \text{max}} = 389 \text{ т}$, $M_{II} = 0 \text{ т} \odot \text{м}$, $Q_{II} = 0 \text{ т}$ (I сочетание).

Конструктивный расчет выбранных фундаментов производится по двум группам предельных состояний:

– Расчет по I группе предельных состояний (по несущей способности) производится в соответствии с [1].

– Расчет по II группе предельных состояний (по деформациям) производится в полном объеме в соответствии с требованиями [1].

На основании анализа конструктивных особенностей здания, его назначения и значения расчетных усилий, приведенных на рис 1 и в табл. 1, а также прил. 4 [1] можно сделать следующие выводы:

1) здание обладает чувствительностью к возможным неравномерным осадкам;

2) Здание «Химический корпус» относится к зданиям конечной жесткости.

Неравномерные деформации будут учтены при расчете фундаментов по II группе предельных состояний.

2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И РАЗМЕЩЕНИЕ ПРОЕКТИРУЕМОГО СООРУЖЕНИЯ

2.1. Инженерно-геологические условия площадки

Площадка строительства здания «Химический корпус» находится в г. Иркутске; ее инженерно-геологические условия установлены бурением пяти скважин на глубину от 17,8 м. (скв. 3) до 21,7 м. (скв. 1). План размещения скважин на местности, выбранный по [3] в соответствии с индивидуальным заданием, приведен на рис. 2. Инженерно-геологические разрезы, построенные по данным бурения, изображены на рис. 3.

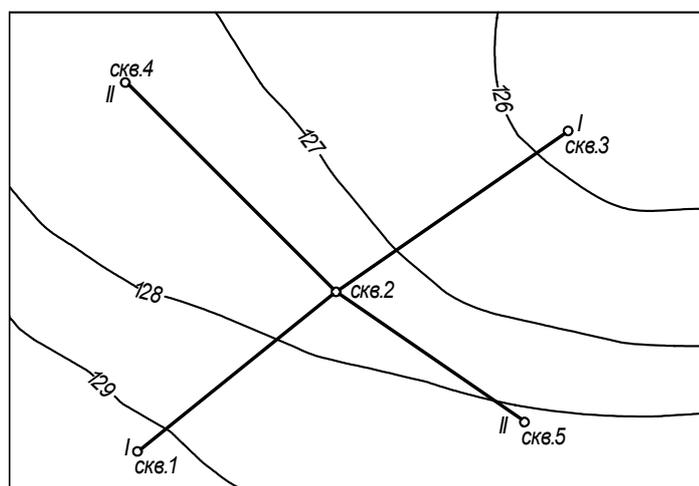


Рис. 2. Площадка строительства здания «Химический корпус»

Без учета почвенно-растительного слоя вскрыты следующие напластования инженерно-геологических элементов (ИГЭ):

1. ИГЭ-1: супесь серая, легкая, с редкими гнездами песка мощностью от 3,6 м (скв. 4) до 5,0 м (скв. 5).

2. ИГЭ-2: суглинок темно-серый, пылеватый, мощностью от 3,6 м (скв. 3) до 6,4 м (скв. 5).

3. ИГЭ-3: глина коричнево-серая, мощностью от 2,2 м (скв. 3) до 7,6 м (скв. 1).

4. ИГЭ-4: песок мелкий, желтовато-серый с включениями гальки, мощность не установлена.

Уровень грунтовых вод встречен на глубине от 1,2 м (скв. 3) до 4,3 м (скв. 1), считая от отметки устья скважины. За планировочную отметку строительной площадки принимаем отметку $DL = 127,3$ м.

Расчетные характеристики физико-механических свойств ИГЭ, принятых по табл. 1 [3], приведены в табл. 2.

Таблица 2

Расчетные характеристики физико-механических свойств грунтов

ИГЭ	Грунт	По несущей способности			По деформациям			Плотность твердых частиц ρ_s , г/см ³	Влажность W , д.е.	Предел текучести W_L , д.е.	Предел раскатывания W_p , д.е.	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент фильтрации K_f , см/с
		Плотность ρ_1 , г/см ³	Угол внутр. трения ϕ_1	Удельное сцепление c_1 , кПа	Плотность ρ_2 , г/см ³	Угол внутр. трения ϕ_2	Удельное сцепление c_2 , кПа						
ИГЭ-1	Супесь	1,70	18	8	1,83	20	11	2,64	0,33	0,36	0,32	7	$7,2 \cdot 10^{-5}$
ИГЭ-2	Суглинок	1,70	10	14	1,78	12	21	2,68	0,41	0,45	0,31	5	$4,7 \cdot 10^{-7}$
ИГЭ-3	Глина	1,70	13	15	1,82	15	18	2,71	0,40	0,46	0,28	7	$2,8 \cdot 10^{-8}$
ИГЭ-4	Песок	1,82	33	1	1,93	36	2	2,66	0,21	-	-	26	$2,0 \cdot 10^{-2}$

2.2. Определение недостающих показателей физико-механических свойств инженерно-геологических элементов

Недостающие показатели физико-механических свойств инженерно-геологических элементов (см. рис. 3) определяем расчетным путем по следующим формулам.

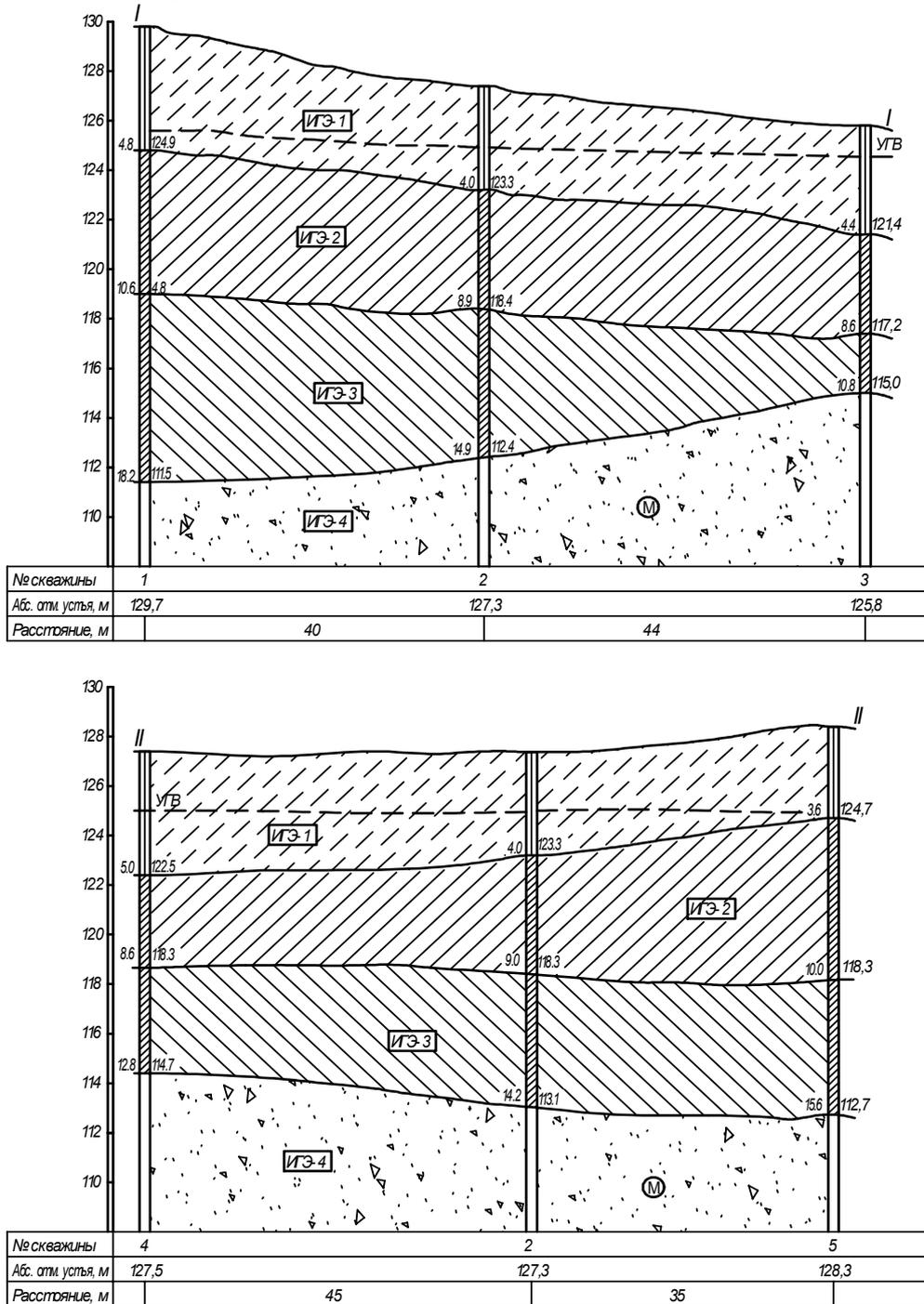


Рис. 3. Инженерно-геологические условия площадки (место строительства г. Иркутск)

ИГЭ-1 – супесь серая, легкая, с редкими гнездами песка:

а) плотность сухого грунта (скелета грунта):

$$\rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{1,83}{1+0,33} = 1,38 \text{ г/см}^3;$$

б) коэффициент пористости: $e = \frac{(\rho_s - \rho_d)}{\rho_d} = \frac{(2,64 - 1,38)}{1,38} = 0,91;$

в) степень влажности: $S_r = \frac{W\rho_s}{(e\rho_w)} = \frac{0,33 \cdot 2,64}{0,91 \cdot 1} = 0,96;$

г) коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,72}{7} = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{кН}, \text{ где } \beta = 0,72 \text{ для супеси [3];}$$

д) удельный вес грунта: $\gamma = \rho g = 1,83 \cdot 10 = 18,3 \text{ кН/м}^3;$

е) удельный вес твердых частиц: $\gamma_s = \rho_s g = 2,64 \cdot 10 = 26,4 \text{ кН/м}^3;$

ж) удельный вес сухого грунта (скелета грунта):

$$\gamma_d = \rho_d g = 1,38 \cdot 10 = 13,8 \text{ кН/м}^3;$$

з) удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,4 - 10}{1+0,91} = 8,59 \text{ кН/м}^3,$$

где $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ и $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$ – удельный вес и плотность воды.

Характеристики консистенции супеси:

и) число пластичности: $I_p = W_L - W_p = 0,36 - 0,32 = 0,04;$

к) показатель консистенции (текучести):

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,33 - 0,32}{0,36 - 0,32} = 0,25.$$

Аналогичным образом определим необходимые характеристики остальных ИГЭ

ИГЭ-2 – суглинок темно-серый, пылеватый:

а) $\rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{1,78}{1+0,41} = 1,26 \text{ г/см}^3;$ б) $e = \frac{(\rho_s - \rho_d)}{\rho_d} = \frac{(2,68 - 1,26)}{1,26} = 1,13;$

$$\text{в) } m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,57}{5} = 0,114 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{кН}, \quad \text{д) } \gamma_s = \rho_s g = 2,68 \cdot 10 = 26,8 \text{ кН/м}^3;$$

где $\beta = 0,57$ для суглинка [3];

$$\text{г) } \gamma = \rho g = 1,78 \cdot 10 = 17,8 \text{ кН/м}^3; \quad \text{е) } \gamma_d = \rho_d g = 1,26 \cdot 10 = 12,6 \text{ кН/м}^3.$$

Характеристики консистенции суглинка:

$$\text{ж) } I_p = W_L - W_p = 0,45 - 0,31 = 0,14; \quad \text{з) } I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,41 - 0,31}{0,45 - 0,31} = 0,714.$$

ИГЭ-3 – глина коричнево-серая:

$$\text{а) } \rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{1,82}{1+0,4} = 1,3 \text{ г/см}^3; \quad \text{г) } \gamma = \rho g = 1,82 \cdot 10 = 18,2 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{б) } e = \frac{(\rho_s - \rho_d)}{\rho_d} = \frac{(2,71 - 1,3)}{1,3} = 1,09; \quad \text{д) } \gamma_s = \rho_s g = 2,71 \cdot 10 = 27,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{в) } m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,43}{7} = 0,06 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{кН}; \quad \text{е) } \gamma_d = \rho_d g = 1,3 \cdot 10 = 13,0 \text{ кН/м}^3.$$

Характеристики консистенции глины:

$$\text{ж) } I_p = W_L - W_p = 0,46 - 0,28 = 0,18; \quad \text{з) } I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,4 - 0,28}{0,46 - 0,28} = 0,67.$$

ИГЭ-4 – песок мелкий желтовато-серый:

$$\text{а) } \rho_d = \frac{\rho_{II}}{1+W} = \frac{1,93}{1+0,21} = 1,6 \text{ г/см}^3; \quad \text{д) } \gamma_s = \rho_s g = 2,66 \cdot 10 = 26,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{б) } e = \frac{(\rho_s - \rho_d)}{\rho_d} = \frac{(2,66 - 1,6)}{1,6} = 0,66; \quad \text{е) } \gamma_d = \rho_d g = 1,6 \cdot 10 = 16,0 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{в) } m_v = \frac{\beta}{E} = \frac{0,76}{26} = 0,029 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{кН}; \quad \text{ж) } \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_W}{1+e} = \frac{26,6 - 10}{1+0,66} = 10 \text{ кН/м}^3;$$

$$\text{г) } \gamma = \rho g = 1,93 \cdot 10 = 19,3 \text{ кН/м}^3; \quad \text{з) } S_r = \frac{W\rho_s}{(e\rho_W)} = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,66 \cdot 1} = 0,85.$$

2.3. Размещение сооружения на местности и определение расчетного сопротивления грунтов основания для фундамента шириной $b = 1$ м

В курсовом проекте при выборе размещения здания будем руководствоваться тем, чтобы инженерно-геологические условия площадки

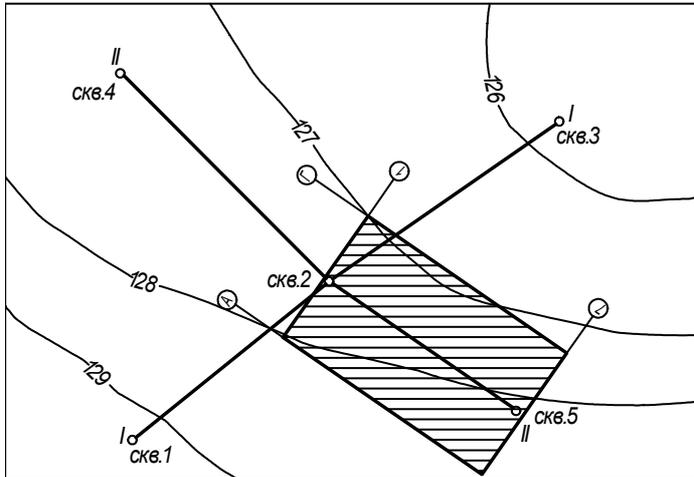


Рис. 4. Расположение здания на строительной площадке

строительства здания «Химический корпус» были определены бурением не менее чем двух скважин. Разместим здание «Химический корпус» так, как это показано на рис. 4.

Мысленно делая разрез между скв. 2 и скв. 5, по рис. 3 определяем мощность каждого вскрытого ИГЭ до максимальной глубины бурения. На основании этих измерений вы-

черчиваем схему, изображенную на рис. 5.

Далее производим определение расчетного сопротивления грунтов R основания по II группе предельных состояний для фундамента шириной $b = 1$ м и переменной глубине заложения d_i (см. рис. 5), фундамент дважды заглублен в каждый инженерно-геологический элемент:

$$d_1 = 1 \text{ м}; \quad d_2 = h_1 - 1 = 3,3 - 1,0 = 2,3 \text{ м}; \quad d_3 = h_1 + 1 = 3,3 + 1,0 = 4,3 \text{ м};$$

$$d_4 = h_1 + h_2 - 1 = 3,3 + 6,0 - 1,0 = 8,3 \text{ м};$$

$$d_5 = h_1 + h_2 + 1 = 3,3 + 6,0 + 1,0 = 10,3 \text{ м};$$

$$d_6 = h_1 + h_2 + h_3 - 1 = 3,3 + 6,0 + 5,4 - 1,0 = 13,7 \text{ м};$$

$$d_7 = h_1 + h_2 + h_3 + 1 = 3,3 + 6,0 + 5,4 + 1,0 = 15,7 \text{ м};$$

$$d_8 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 - 1 = 3,3 + 6,0 + 5,4 + 4,6 - 1,0 = 18,3 \text{ м}.$$

Кроме того, определим положение грунтовых вод каждого элемента на глубине 2,3 м, предполагая, что суглинок является водоупором.

Расчетное сопротивление каждого ИГЭ на каждой глубине определяем по формуле 7 [1]. Наличие подвала в этом случае не учитываем, поэтому формула 7 [1] принимает вид:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_i \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right],$$

где $k = 1$; $\gamma_{c2} = 1$ (здание с гибкой конструктивной схемой); $k_z = 1$, так как

$b = 1 \ll 10$ м; M_γ, M_q, M_c – по табл. 4 [1] в зависимости от φ ; γ_{II} и γ'_{II} – осредненные значения удельного веса грунтов, залегающих ниже и выше подошвы соответственно; $d_i = d_1 \dots d_8$; $b = 1$ м; γ_{c1} – по табл. 3 [1].

1. ИГЭ-1 – супесь (по табл. 3 [1], при $I_L = 0,25$ $\gamma_{c1} = 1,25$):

а) на глубине $d_1 = 1$ м:

$$\gamma_{II} = \frac{(18,3 \cdot 1,3 + 8,59 \cdot 1,0 + 17,8 \cdot 6,0 + 18,2 \cdot 5,4 + 10 \cdot 4,6)}{1,3 + 1,0 + 6,0 + 5,4 + 4,6} = 14,69 \text{ кН/м}^3,$$

где учитываем взвешивающее действие воды в ИГЭ-1 ниже WL до водопора, а также в ИГЭ-4,

$$\gamma'_{II} = 18,3 \text{ кН/м}^3.$$

$$R = 1,25 \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 14,69 + 3,06 \cdot 1 \cdot 18,3 + 5,66 \cdot 11] = 157,19 \text{ кПа};$$

б) на глубине $d_2 = 2,3$ м:

$$\gamma_{II} = \frac{(8,59 \cdot 1,0 + 17,8 \cdot 6,0 + 18,2 \cdot 5,4 + 10 \cdot 4,6)}{1,0 + 6,0 + 5,4 + 4,6} = 15,27 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = 1,25 \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 15,27 + 3,06 \cdot 2,3 \cdot 18,3 + 5,66 \cdot 11] = 248,55 \text{ кПа}.$$

2. ИГЭ-2 – суглинок (по табл. 3 [1], при $I_L = 0,714 > 0,5$; $\gamma_{c1} = 1,1$):

а) на глубине $d_3 = 4,3$ м:

$$\gamma_{II} = \frac{(17,8 \cdot 5,0 + 18,2 \cdot 5,4 + 10 \cdot 4,6)}{5,0 + 5,4 + 4,6} = 15,55 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = \frac{(17,8 \cdot 1,0 + 8,59 \cdot 1,0 + 18,3 \cdot 2,3)}{1,0 + 1,0 + 2,3} = 15,93 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = 1,1 \cdot [0,23 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 15,55 + 1,94 \cdot 4,3 \cdot 15,93 + 4,42 \cdot 21] = 252,21 \text{ кПа}.$$

б) на глубине $d_4 = 8,3$ м:

$$\gamma_{II} = \frac{(17,8 \cdot 1,0 + 18,2 \cdot 5,4 + 10 \cdot 4,6)}{1,0 + 5,4 + 4,6} = 14,73 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = \frac{(17,8 \cdot 5,0 + 8,59 \cdot 1,0 + 18,3 \cdot 2,3)}{5,0 + 1,0 + 2,3} = 16,83 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = 1,1 \cdot [0,23 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,73 + 1,94 \cdot 8,3 \cdot 16,83 + 4,42 \cdot 21] = 403,93 \text{ кПа}.$$

3. ИГЭ-3 – глина (по табл. 3 [1], при $I_L = 0,67 > 0,5$; $\gamma_{c1} = 1,1$):

а) на глубине $d_5 = 10,3$ м:

$$\gamma_{II} = \frac{(18,2 \cdot 4,4 + 10 \cdot 4,6)}{4,4 + 4,6} = 14,01 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = \frac{(18,2 \cdot 1,0 + 17,8 \cdot 6,0 + 8,59 \cdot 1,0 + 18,3 \cdot 2,3)}{3,3 + 6,0 + 1,0} = 17,06 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = 1,1 \cdot [0,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,01 + 2,3 \cdot 10,3 \cdot 17,06 + 4,84 \cdot 18] = 545,33 \text{ кПа.}$$

б) на глубине $d_6 = 13,7$ м:

$$\gamma_{II} = \frac{(18,2 \cdot 1,0 + 10 \cdot 4,6)}{1,0 + 4,6} = 11,46 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = \frac{(18,2 \cdot 4,4 + 17,8 \cdot 6,0 + 8,59 \cdot 1,0 + 18,3 \cdot 2,3)}{4,4 + 6,0 + 1,0 + 2,3} = 17,34 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = 1,1 \cdot [0,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 11,46 + 2,3 \cdot 13,7 \cdot 17,34 + 4,84 \cdot 18] = 700,89 \text{ кПа.}$$

4. ИГЭ-4 – песок (по табл. 3 [1], для мелких песков $\gamma_{c1} = 1,3$):

а) на глубине $d_7 = 15,7$ м:

$$\gamma_{II} = \gamma_{sb} = 10 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = \frac{(10 \cdot 1,0 + 17,8 \cdot 6,0 + 18,2 \cdot 5,4 + 8,59 \cdot 1,0 + 18,3 \cdot 2,3)}{1,0 + 6,0 + 5,4 + 1,0 + 2,3} = 16,93 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = 1,3 \cdot [1,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10 + 8,24 \cdot 15,7 \cdot 16,93 + 9,97 \cdot 2] = 2896,71 \text{ кПа.}$$

б) на глубине $d_8 = 18,3$ м:

$$\gamma_{II} = \gamma_{s6} = 10 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma'_{II} = \frac{(10 \cdot 3,6 + 18,2 \cdot 5,4 + 17,8 \cdot 6,0 + 8,59 \cdot 1,0 + 17,8 \cdot 2,3)}{3,6 + 5,4 + 6,0 + 1,0 + 2,3} = 15,88 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = 1,3 \cdot [1,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10 + 8,24 \cdot 18,3 \cdot 15,88 + 9,97 \cdot 2] = 3162,40 \text{ кПа.}$$

По полученным данным, а также по данным табл. 2 строим эпюры $R = f(h)$ и $E = f(h)$, которые приведены на рис. 6.

2.4. Выводы и заключение

На основании оценки инженерно-геологических условий строительной площадки, значений физико-механических характеристик ИГЭ и выполненных расчетов можно сделать следующие выводы:

1. Поверхностный почвенно-растительный слой является непригодным и снимается на глубину 20 см.

2. Проведем классификацию грунтов (ИГЭ) по разным свойствам:

а) ИГЭ-1 – супесь: $I_p = 0,04 = 4 \%$ [2, табл. 11]; $I_L = 0,25 < 1$ – супесь находится в пластическом состоянии [2, табл. 13] $e = 0,91 < 1$ – пригодный грунт в качестве естественного основания [3, с. 53];

б) ИГЭ-2 – суглинок: $I_p = 0,14 = 14 \%$ [2, табл. 11]; $I_L = 0,714$ – суглинок

в мягкопластичном состоянии, [2, табл. 13]; $e = 1,13 > 1$ – менее пригоден в качестве естественного основания [3, с. 53];

в) ИГЭ-3 – глина: $I_p = 0,18 = 18 \% > 17$; $I_L = 0,67$ – глина в мягкопластичном состоянии; $e = 1,09 > 1$ – менее пригоден в качестве естественного основания;

г) ИГЭ-4 – песок: $e = 0,6 < 0,66 < 0,8$ – средней плотности сложения [2, табл. 10]; $S_r = 0,85 > 0,8$ – песок насыщен водой [2, табл. 7].

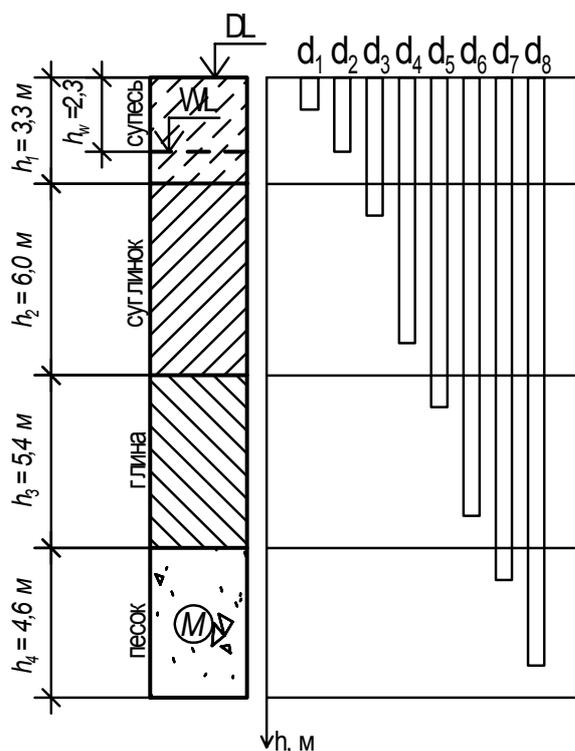


Рис. 5. Схема заглубления условного фундамента при определении R

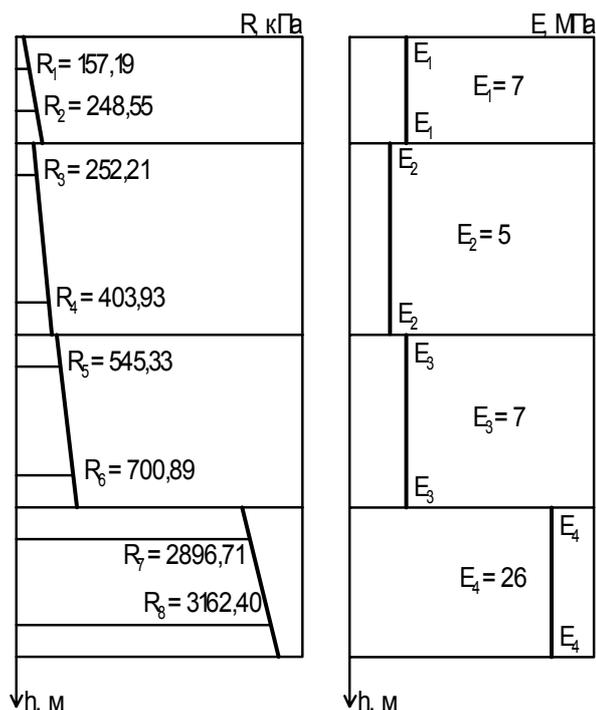


Рис. 6. Этюры изменений R (а) и E (б) по глубине основания

3. Определяем степень морозной пучинистости грунтов: пучиноопасными являются ИГЭ-1 (супесь) и ИГЭ-2 (суглинок). Оценку производим по п. 2.136 [2].

а) ИГЭ-1 – супесь.

Для того чтобы найти R_f по формуле (21) [2], определим исходные данные: $W = 0,33$, $W_L = 0,36$, $W_P = 0,32$ (см. табл. 2); $I_p = 0,04$.

Определим значение W_{cr} расчетной критической влажности, ниже значения которой прекращается перераспределение влаги в промерзающем грунте. По графику на рис. 5 [2] $W_{cr} = 27,2 \% = 0,272$.

Коэффициент $M_0 = M_t$ (см. выражение (2) п. 2.27 [1]). Из [7] для

г. Иркутска из таблицы «Температура наружного воздуха» определим среднемесячную температуру по зимним месяцам:

$$M_0 = M_t = |-20,9| + |-18,3| + |-9,7| + |-10,8| + |-18,7| = 78,4, \text{ тогда}$$

$$R_f = \frac{0,012 \cdot (W - 0,1) + \left[W(W - W_{cr})^2 \right]}{W_L W_P \sqrt{M_0}} =$$

$$= \frac{0,012 \cdot (0,33 - 0,1) + \left[0,33 \cdot (0,33 - 0,272)^2 \right]}{0,36 \cdot 0,32 \cdot \sqrt{78,4}} = 0,00385 = 0,385 \cdot 10^{-2}.$$

Согласно примечанию к табл. 39 [2], так как $\rho_{\text{ИГЭ-1}} = 1,38 \text{ т/м}^3 \neq 1,5 \text{ т/м}^3$, то уточняем значение R_f : $R_f = R_f \frac{\rho}{1,5} = 0,385 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{1,38}{1,5} = 0,354 \cdot 10^{-2}$, в этом случае, согласно поз. 2 табл. 39 [2], супесь с $I_p = 0,04$ является среднепучинистым грунтом, но, учитывая п. 2.137 [2] и то, что $S_r = 0,96$, ИГЭ-1 можно считать сильнопучинистым грунтом.

б) ИГЭ-2 – суглинок:

$$W = 0,41, W_L = 0,46, W_P = 0,31, \rho_d = 1,26 \text{ г/см}^3 \text{ (т/м}^3), I_p = 0,14, W_{cr} = 28,5 \% = 0,285.$$

$$R_f = \frac{0,012 \cdot (0,41 - 0,1) + \left[0,41 \cdot (0,41 - 0,285)^2 \right]}{0,45 \cdot 0,31 \cdot \sqrt{78,4}} = 0,00891 = 0,891 \cdot 10^{-2}.$$

$$\text{Уточнение } R_f: R_f = R_f \frac{\rho}{1,5} = 0,891 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{1,26}{1,5} = 0,748 \cdot 10^{-2}.$$

По табл. 39 (поз. 3 и 4) [2] суглинок $I_p = 0,04$ является сильнопучинистым.

4. Производим оценку сжимаемости грунтов согласно [3, с. 53].

а) ИГЭ-1: $E = 7 \text{ МПа}$, $m_v = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ 1/кПа}$ – грунт среднесжимаемый;

б) ИГЭ-2: $E = 5 \text{ МПа}$, $m_v = 0,144 \cdot 10^{-3} \text{ 1/кПа}$ – среднесжимаемый;

в) ИГЭ-3: $E = 7 \text{ МПа}$, $m_v = 6 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа}$ – среднесжимаемый;

г) ИГЭ-4: $E = 26 \text{ МПа}$, $m_v = 2,9 \cdot 10^{-5} < 4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа}$ – среднесжимаемый.

Проведем предварительную оценку слоев основания:

а) ИГЭ-1: супесь серая, легкая, с редкими гнездами песка, насыщенная водой, в пластичном состоянии, сильнопучинистая, средней сжимаемости, $E = 7 \text{ МПа}$, пригодна в качестве естественного основания;

б) ИГЭ-2: суглинок темно-серый, пылеватый, мягкопластичный, сильно-пучинистый, средней сжимаемости, $E = 5$ МПа, условно пригоден в качестве естественного основания;

в) ИГЭ-3: глина коричнево-серая, в мягкопластичном состоянии, средней сжимаемости, $E = 7$ МПа пригодна в качестве естественного основания.

5. Произведем оценку инженерно-геологических условий площадки строительства в целом. Инженерно-геологические условия при предварительном анализе являются удовлетворительными, площадка в целом пригодна для возведения заданного здания.

Благоприятным фактором является отсутствие слабых грунтов (с $R < 150$ МПа, $E < 5$ МПа), а также равномерное залегание слоев без линз, прогибов, значительная их мощность. При строительстве подземной части здания «Химический корпус» в качестве естественного основания возможно использование ИГЭ-1 и ИГЭ-2.

Неблагоприятными факторами являются: достаточно высокий уровень грунтовых вод (УГВ) и наличие пучиноопасных грунтов, поэтому необходимы дополнительные расчеты и мероприятия.

Возможные типы фундаментов с учетом инженерно-геологических условий и действующих нагрузок определяются в дальнейшем.

3. ВЫБОР ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ РАСЧЕТ

На основании анализа инженерно-геологических условий строительной площадки (см. рис. 3), конструктивных особенностей здания (см. рис. 1), выводов и заключений, изложенных в п. 2.4, выбираем варианты фундаментов для наиболее нагруженного фундамента № 3, для которого $N_{\max} = 389$ т, $M = 0$, $Q = 0$.

Варианты фундаментов:

1) монолитный железобетонный столбчатый фундамент с опиранием на ИГЭ-1 (ИГЭ-2);

2) монолитный железобетонный столбчатый фундамент с промежуточной бетонной подготовкой;

3) монолитный железобетонный столбчатый фундамент с использованием в качестве основания уплотненного щебня;

4) свайный фундамент с использованием висячих забивных свай различного сечения с заглублением в ИГЭ-4 (песок) на 2 – 3 м.

3.1. Расчет монолитного железобетонного столбчатого фундамента (№ 3) под сборную колонну с использованием ИГЭ-1 в качестве естественного основания

3.1.1. Исходные данные

Фундамент № 3 является центрально-загруженным по результатам статического расчета: нагрузки на обресе $N_{II} = 3890$ кН, $M_{II} = 0$, $Q = 0$ (см. табл. 1).

Сечение колонны 800×600 (см. рис. 1). К фундаменту примыкает техническое подполье с отметкой $-1,800$ от уровня чистого пола первого этажа ($0,000$), который поднят над уровнем планировки на $0,600$ (см. рис. 1).

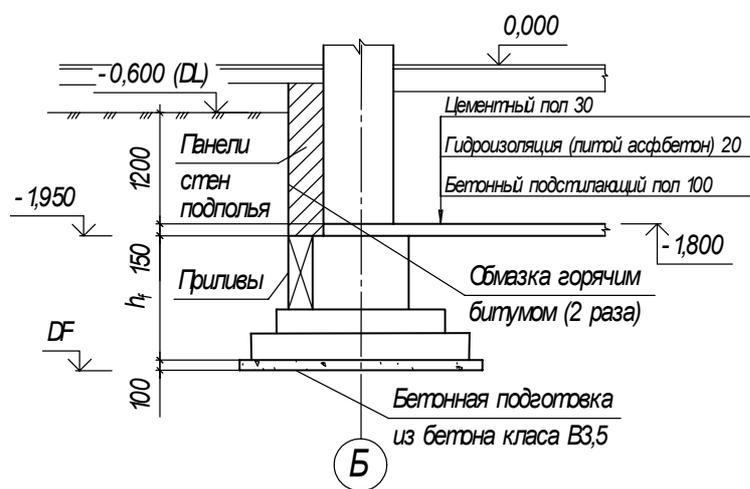
Назначим конструкцию пола техподполья. Учитывая, что уровень грунтовых вод располагается ниже пола техподполья, примем конструкцию, изображенную на рис. 7.

Фундамент вследствие неблагоприятных гидрогеологических условий выполняем на бетонной подготовке из бетона В3,5 толщиной 100 мм. В качестве стен техподполья использованы легкобетонные панели толщиной 300 мм, которые опираются на бетонные столбики (приливы).

3.1.2. Выбор глубины заложения фундамента

а) Учет геологического разреза территории

Имея в виду небольшую глубину технического подполья, желатель-



но использовать в качестве естественного основания ИГЭ-1, поэтому глубина заложения фундамента должна быть около 3 м ($d_{\phi} \leq 3$ м).

б) Учет конструктивных требований

Отметка обреза фундамента вследствие наличия техподполья равна $-1,950$ м (см. рис. 7). Глубину стакана под сборную колонну сечением

Рис. 7. Конструкция столбчатого фундамента

$0,8 \times 0,6$ м назначаем $0,9$ м [4, табл. 1.1]. Толщину дна стакана принимаем (в первом приближении), исходя из условия прочности на продавливание,

650 мм. Толщину защитного слоя бетона до стенки в подошве принимаем $a = 35$ мм [8, п. 5.5]. Тогда глубина заложения фундамента (рис 8):

$$d_{\text{ф}} = 1,2 + 0,15 + 0,9 + 0,65 + 0,035 = 2,935 \text{ м.}$$

Кроме этого отметка подошвы фундамента должна быть на 50 см ниже отметки пола технического подполья [4], т.е.

$$d_{\text{ф}} \geq 1200 + 150 + 500 = 1850 \text{ мм.}$$

в) Учет возможного промерзания грунта

Определим расчетную глубину промерзания для г. Иркутска [1, п. 2.28]:

$$d_f = k_h d_{fn},$$

где $k_h = 0,6$ – при температуре воздуха в техподполье $+10$ °С [1, табл. 1];
 $d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}$ – нормативное значение глубины промерзания [1, п. 2.27];
 $d_0 = 0,28$ м (супесь), $M_t = 78,4$: $d_{fn} = 0,28 \sqrt{78,4} = 2,48$ м, таким образом,
 $d_f = 0,6 \cdot 2,48 = 1,49 \approx 1,5$ м.

По табл. 2 [1] для наружных фундаментов при $I_L > 0$ (супесь) и $d_w = 2,3$ м $< d_f + 2 = 1,5 + 2 = 3,5$ м, глубина их заложения принимается не менее d_f , т.е. $d_{\text{ф}} \geq 1,5$ м. Внутренние фундаменты закладываются на той же отметке.

г) Способ производства работ по отрывке котлована и возведения фундаментов не учитываем. Принимаем максимальное из полученных значений: $d_{\text{ф}} = 2,935$ м.

3.1.3. Определение размеров подошвы фундамента

Так как на уровне обреза фундамент нагружен центрально, подошву принимаем квадратной в плане: $\eta = a/b = 1$. Расчет выполняем методом последовательных приближений:

а) I приближение, $b_1 = 1,0$ м.

В формуле (7) [1] примем следующие значения коэффициентов:

$\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$, $k = 1,0$, $k_2 = 1,0$; M_γ , M_q , M_c – из табл. 4 [1];

$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}' = 1,585 + 0,15 \cdot 22 / 16,19 = 1,79$ м, где $h_s = 0,035 + 0,65 + 0,9 = 1,585$ м,

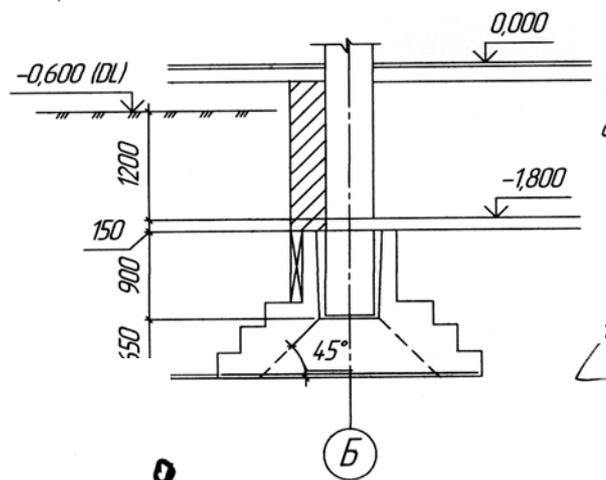


Рис. 8. Глубина заложения столбчатого фундамента

$$h_{cf} = 0,15 \text{ м}, \quad \gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3, \quad \gamma'_{II} = \frac{0,64 \cdot 8,59 + 2,3 \cdot 18,3}{0,64 + 2,3} = 16,19 \text{ кН/м}^3; \quad d_{в} =$$

$$= 1,2 \text{ м} - \text{расстояние от уровня планировки до пола техподполья (см. рис. 8);}$$

$$\gamma_{II} = \frac{0,36 \cdot 8,59 + 6,0 \cdot 17,8 + 5,4 \cdot 18,2 + 4,6 \cdot 10}{0,36 + 6,0 + 5,4 + 4,6} = 15,54 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_1 = 1,25 \cdot [0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 15,54 + 3,06 \cdot 1,79 \cdot 16,19 + (3,06 - 1) \cdot 1,2 \cdot 16,19 + 5,66 \cdot 11] =$$

$$= 248,61 \text{ кПа};$$

б) II приближение

Находим b_2 при $R_1 = 248,61 \text{ кПа}$, примем $d_{\phi} = 2,94 \text{ м}$.

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_1 - \gamma_{cp} d_{\phi})}} = \sqrt{\frac{3890}{248,61 - 18 \cdot 2,94}} = 4,46 \text{ м},$$

где $\gamma_{cp} = 18 \text{ кН/м}^3$ – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях для зданий с подвалами [4].

$$R_2 = 1,25 \cdot [0,51 \cdot 1,0 \cdot 4,46 \cdot 15,54 + 3,06 \cdot 1,79 \cdot 16,19 +$$

$$+ (3,06 - 1) \cdot 1,2 \cdot 16,19 + 5,66 \cdot 11] = 282,89 \text{ кПа};$$

в) III приближение.

$$\text{Находим } b_3 \text{ при } R_2 = 282,89 \text{ кПа}, \quad b_3 = \sqrt{\frac{3890}{282,89 - 18 \cdot 2,94}} = 4,11 \text{ м}.$$

Среднее значение: $b_{cp} = (b_2 + b_3) / 2 = (4,46 + 4,11) / 2 = 4,29 \text{ м}$.

Учитывая, что размеры подошвы должны быть кратны 0,3 (унифицированная опалубка), примем $b = 4,2 \text{ м}$, тогда

$$R_1 = 1,25 \cdot [0,51 \cdot 1,0 \cdot 4,2 \cdot 15,54 + 3,06 \cdot 1,79 \cdot 16,19 + (3,06 - 1) \cdot 1,2 \cdot 16,19 +$$

$$+ 5,66 \cdot 11] = 280,31 \text{ кПа}.$$

Длина подошвы:

$$a = \frac{N_{II}}{b(R - \gamma_{cp} d_{\phi})} = \frac{3890}{4,2 \cdot (280,31 - 18 \cdot 2,94)} = 4,07 \text{ м}.$$

Полученное значение округляем с учетом модуля в большую сторону: $a = 4,2 \text{ м}$.

Однако, учитывая возможность значительной осадки основания (у суглинка $E = 5000 \text{ кПа}$), назначим размеры подошвы $a \times b = 4,8 \times 4,8 \text{ м}$.

3.1.4. Конструирование фундамента минимального объема

В качестве материала фундамента назначим тяжелый бетон класса В12,5 с $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$ [8, табл.13]. Фундамент принимаем трехступенчатым, размеры вылета и высоты ступеней показаны на рис. 9, а. Размеры подколонника $l_{II} \times b_{II} = 1,5 \times 1,2 \text{ м}$; толщина стенок стакана принята рав-

ной 275 мм. Размеры стакана в плане: по верху – 950×750, по низу – 900×700 мм.

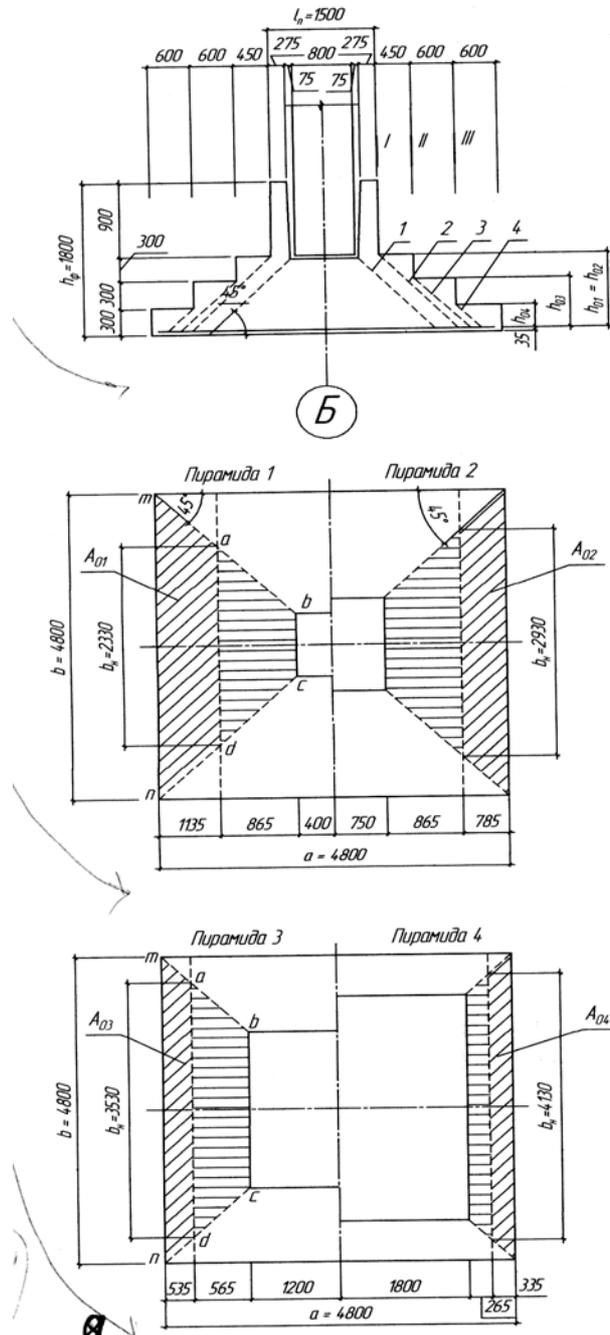


Рис. 9. Проверка прочности столбчатого фундамента на продавливание

а) Проверим, достаточна ли из условия прочности на продавливание принятая толщина фундамента ниже дна стакана. Расчет выполним по пирамиде 1 (рис. 9, а, б), используя выражение (1.12) [4].

В первом приближении (см. п. 3.1.2) высота пирамиды продавливания была принята $h_{01} = h_{\Pi} = 650$ мм.

$$p_{\max I} = \frac{N_{0I\max}}{ab} = \frac{4668}{4,8 \cdot 4,8} = 202,6 \text{ кН/м}^2,$$

где $N_{0I\max} = 1,2N_{0\Pi\max} = 1,2 \cdot 3890 = 4668$ кН [4];

$l_p = 800$ мм, $b_p = 600$ мм, $h_0 = 0,65$ м;

$$h_0 \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(a-l_p) - (b-b_p)^2}{1 + R_{bt} / p_{\max I}} + b_p^2} - \frac{b_p}{2} =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 4,8 \cdot (4,8 - 0,8) - (4,8 - 0,6)^2}{1 + 0,66 \cdot 10^3 / 202,6} + 0,6^2} - \frac{0,6}{2} = 0,844 \text{ м.}$$

Условие не выполняется, поэтому увеличиваем высоту пирамиды таким образом, чтобы условие выполнялось и высота фундамента h_{ϕ} была кратна 0,15 (0,3) м: $h_{01} = 900 - 35 = 865 = 0,865$ м, т.е. $h_{01} = 0,865 > 0,844$. Прочность на продавливание обеспечена.

б) Проверим необходимую суммарную высоту ступеней из условия прочности на продавливание по пирамидам 2 и 3 (по подколонику) (рис. 9, в). Тогда в формуле (1.12) [4] $l_p = 1,5$ м, $b_p = 1,2$ м.

$$h_0 = 0,865 \text{ м} \geq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 4,8 \cdot (4,8 - 1,5) - (4,8 - 1,2)^2}{1 + 0,66 \cdot 10^3 / 202,6} + 1,2^2} - \frac{1,2}{2} = 0,608 \text{ м.}$$

Прочность на продавливание обеспечена.

3.1.5. Проверка давления на грунт на уровне подошвы фундамента

Определим нагрузки, действующие на фундамент. Учитываем нагрузку от рамы на обресе ($N_{0\Pi}$), вес грунта обратной засыпки (N_{Γ}), вес тела фундамента (N_{ϕ}), боковое давление грунта со стороны стен техподполья (активное E_a). В качестве грунта обратной засыпки используем песок с $\varphi_{\Pi} = 30^\circ$ и $\gamma_{\Pi} = 18$ кН/м³ [4]. Допуская некоторое смещение фундамента вследствие действия активного давления, учтем также и реактивное (пас-

сивное) сопротивление грунта $E_{\text{п}}$ со стороны техподполья (рис. 10).

а) Для определения давления на стену подполья используем теорию подпорных стенок [4].

Активное давление E_a : принимаем $d_q = 0,4$ м, $d_{\text{ф}} = 3,15$ м. (см. рис. 10).

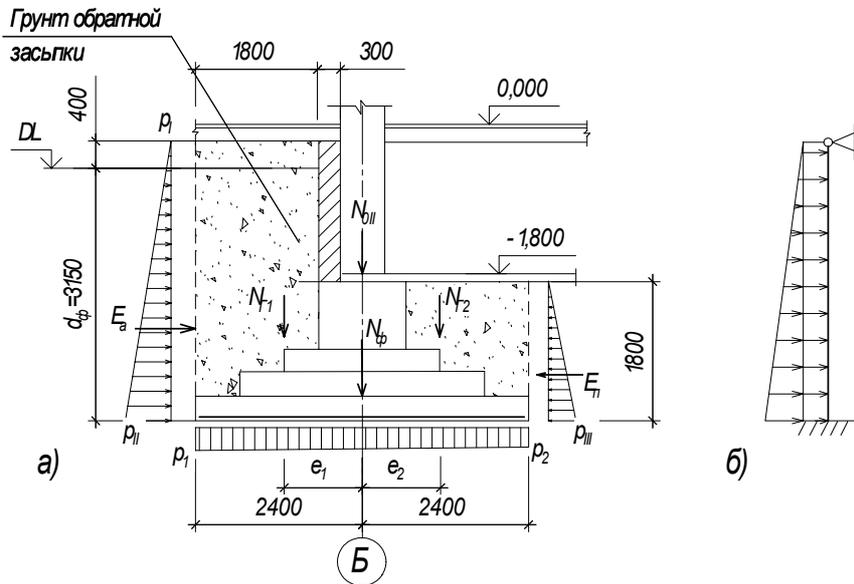


Рис. 10. Нагрузки, действующие на фундамент

$$p_I = \gamma_{\text{II}} d_q \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{\text{II}}}{2} \right) = 18 \cdot 0,4 \text{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 2,4 \text{ кН/м}^2.$$

$$p_{\text{II}} = \gamma_{\text{II}} (d_q + d_b) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_{\text{II}}}{2} \right) = 18(0,4 + 3,15) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 21,3 \text{ кН/м}^2.$$

Пассивное давление $E_{\text{п}}$: согласно [12, с. 50] используем те же формулы:

$$p_{\text{III}} = 18 \cdot 1,8 \text{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 10,8 \text{ кН/м}^2.$$

Фундамент и стенку в пределах техподполья считаем защемленными в грунте [6, с. 43] с шарнирным опиранием наверху. Активную трапециевидную нагрузку раскладываем на равномерную и треугольную. При шаге колонн $B = 6$ м интенсивность активной нагрузки

$$q_1^a = p_I B = 2,4 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м},$$

$$q_1^{\text{II}} = (p_{\text{II}} - p_I) B = (21,3 - 2,4) \cdot 6 = 113,4 \text{ кН/м}.$$

Используя выражения (2.10) и (2.11) [4] при $\xi = c/h = 1,0$, определяем момент и горизонтальную силу на уровне подошвы (в заделке) в принятой

приближенной схеме (рис. 10, б).

$$M_{\Phi}^a = M_1 + M_2 = q_1^a d_{\Phi}^2 / 8 + q_2^a d_{\Phi}^2 / 15 = 14,4 \cdot 3,15^2 / 8 + 113,4 \cdot 3,15^2 / 15 = 92,87 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\Phi}^a = Q_1 + Q_2 = q_1^a d_{\Phi} / 2 + q_1^a d_{\Phi} / 8 + q_2^a d_{\Phi} / 2 = 14,4 \cdot 3,15 / 2 + 14,4 \cdot 3,15 / 8 + 113,4 \cdot 3,15 / 2 = 206,96 \text{ кН}.$$

Для давления со стороны техподполья (при аналогичной расчетной схеме):

$$q_3^{\Pi} = p_m B = 10,8 \cdot 6 = 64,8 \text{ кН/м},$$

$$M_{\Phi}^{\Pi} = q_3^{\Pi} h_{\Phi}^2 / 15 = 64,8 \cdot 1,8^2 / 15 = -14,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\Phi}^{\Pi} = q_3^{\Pi} h_{\Phi} / 2 = 64,8 \cdot 1,8 / 2 = -58,32 \text{ кН}.$$

б) Определим объемы фундамента и грунта на его ступенях.

$$\text{Объем тела фундамента } V_{\Phi} = V_{\text{ст}} + V_{\Pi} - V_{\text{ст}} = 12,288 - 0,604 = 11,68 \text{ м}^3,$$

объем грунта, вытесненный с внешней стороны техподполья (см. рис. 10, а):

$$V_{\Gamma 1} = 1,8 \cdot 3,55 \cdot 4,8 - (1,65 \cdot 0,3 + 1,05 \cdot 0,3 + 0,45 \cdot 0,3) \cdot 4,8 = 30,67 - 4,536 = 26,134 \text{ м}^3,$$

объем грунта с внутренней стороны техподполья:

$$V_{\Gamma 2} = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 4,8 - 4,536 = 11,02 \text{ м}^3.$$

Вычисляем вес фундамента и грунта на ступенях. Принимая объемный вес железобетона $\gamma_b = 24 \text{ кН/м}^3$, находим вес фундамента:

$$N_{\Phi} = V_{\Phi} \gamma_b = 11,68 \cdot 24 = 280,32 \text{ кН}.$$

Вес грунта обратной засыпки:

$$N_{\Gamma 1} = V_{\Gamma 1} \gamma_{\Pi} = 26,134 \cdot 18 = 470,412 \text{ кН},$$

$$N_{\Gamma 2} = V_{\Gamma 2} \gamma_{\Pi} = 11,02 \cdot 18 = 198,36 \text{ кН}.$$

Последние две силы приложены с эксцентриситетами:

$$e_1 = e_2 = 2400 / 2 = 1200 \text{ мм} = 1,2 \text{ м}.$$

$$M_{\Gamma 1} = N_{\Gamma 1} e_1 = 47,412 \cdot 1,2 = -564,49 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{\Gamma 2} = N_{\Gamma 2} e_2 = 198,36 \cdot 1,2 = 238,03 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Составим таблицу усилий на уровне подошвы фундамента (табл. 3).

При принятой глубине заложения $d_{\Phi} = 3,15 \text{ м}$ и ширине подошвы

$b = 4,8$ м по формуле (7) [1] уточним расчетное сопротивление грунта:

$$h_s = 1,8 \text{ м (см. рис. 10, а), } \gamma'_{II} = (0,85 \cdot 8,59 + 2,3 \cdot 18,3) / 3,15 = 15,68 \text{ кН/м}^3,$$

$$d_1 = 1,8 + 0,15 \cdot 22 / 15,68 = 2,01 \text{ м,}$$

$$\gamma_{II} = (0,15 \cdot 8,59 + 6,0 \cdot 17,8 + 5,4 \cdot 18,2 + 4,6 \cdot 10) / (0,15 + 6,0 + 5,4 + 4,6) = 15,63 \text{ кН/м}^3.$$

$$R = 1,25 \cdot [0,51 \cdot 1,0 \cdot 4,8 \cdot 15,63 + 3,06 \cdot 2,01 \cdot 15,68 + (3,06 - 1) \cdot 1,2 \cdot 15,68 + 5,66 \cdot 11] = 294,66 \text{ кН/м}^2.$$

Таблица 3

Усилия на уровне подошвы фундамента

Вид нагрузки	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	Q_{II} , кН
1. Нагрузка от рамы (по I сочетанию)	3890	0	0
2. Вес фундамента	280,32	0	0
3. Вес грунта обратной засыпки			
а) с внешней стороны техподполья	470,41	-564,49	0
б) с внутренней стороны техподполья	198,36	236,03	0
4. Боковое давление грунта			
а) активное	0	92,87	206,96
б) пассивное	0	-14,0	-58,32
Итого	4839,09	-247,59	148,64

Примечание. Согласно принятому правилу знаков, за положительные величины принимается сила, направленная слева направо, и момент, направленный по часовой стрелке (см. рис. 10).

в) Проверяем величину среднего давления на грунт:

$$p_{II} = p_{m_{II}} = \frac{\sum N_{II}}{ab} = \frac{4839,09}{4,8 \cdot 4,8} = 210,03 \text{ кПа} < R = 294,66 \text{ кПа.}$$

Условие (5.50) [10] выполняется, недогрузка $\Delta = 28,2\% \gg 5\%$.

Проверим величины крайних давлений согласно п. 2.206 [2]. Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_0 = |\sum M_{II}| / \sum N = |-247,59| / 4839,09 = 0,051 \text{ м.}$$

Величина максимального давления согласно (1.23) [4]

$$p_2 = p_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{ab} \left(1 + \frac{6e_0}{a} \right) = \frac{4839,09}{4,8 \cdot 4,8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,051}{4,8} \right) = 223,42 \text{ кПа,}$$

$$p_2 = 223,42 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 294,66 = 353,59 \text{ кПа.}$$

Величина минимального давления

$$p_2 = p_{\min} = \frac{\sum N_{II}}{a \cdot b} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{a} \right) = \frac{4839,09}{4,8 \cdot 4,8} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,051}{4,8} \right) = 196,64 \text{ кПа} > 0.$$

Условия, изложенные в п. 2.206 [2], выполняются, эпюра давлений распределена по трапеции, отрыва подошвы не произойдет.

3.1.6. Расчет прочности фундамента с учетом действия моментов

а) Расчет на продавливание

Прочность фундамента на продавливание требуется проверить для пирамид № 1, 2, 3 и 4 (см. рис. 9). Для расчетов используем выражение (1.24) [4]:

$$p_{\max I} A_{0i} \leq R_{bt} U_{mi} h_{oi}.$$

Давление на грунт находим без учета веса фундамента и грунта на его ступенях (не участвуют в продавливании).

$$\text{Эксцентриситет } e_1 = \sum M / N_{oII} = |-247,59| / 3890 = 0,064 \text{ м.}$$

$$p_{\max I} = \frac{1,2 \cdot 3890}{4,8 \cdot 4,8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,064}{4,8} \right) = 218,81 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет по пирамиде № 1 :

$$\text{Площадь многоугольника } madn : A_{01} = 2,33 \cdot 1,135 + 1,135 \cdot 1,135 = 3,93 \text{ м}^2.$$

$$\text{Средняя линия наклонной грани } abcd : U_{m1} = b_k + h_{01} = 0,6 + 0,865 = 1,465 \text{ м.}$$

$$218,81 \cdot 3,93 = 859,92 \text{ кН} \leq 0,66 \cdot 10^3 \cdot 1,465 \cdot 0,865 = 836,37 \text{ кН} -$$

условие прочности не выполняется. Примем класс бетона фундамента В15

с $R_{bt} = 0,75$ МПа [8], тогда условие прочности:

$$218,81 \cdot 3,93 = 859,92 \text{ кН} \leq 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1,465 \cdot 0,865 = 950,42 \text{ кН} - \text{выполняется.}$$

Расчет по пирамиде № 2 :

$$A_{02} = 2,93 \cdot 0,785 + 0,785 \cdot 0,785 = 2,92 \text{ м}^2.$$

$$U_{m2} = b_k + h_{02} = 1,2 + 0,865 = 2,065 \text{ м.}$$

$218,81 \cdot 2,92 = 638,93 \text{ кН} \leq 0,75 \cdot 10^3 \cdot 2,065 \cdot 0,865 = 1339,67 \text{ кН} -$ условие прочности выполняется.

Расчет по пирамиде № 3 :

$$A_{03} = 3,53 \cdot 0,635 + 0,635 \cdot 0,635 = 2,64 \text{ м}^2.$$

$$U_{m2} = b_k + h_{03} = 2,4 + 0,565 = 2,965 \text{ м.}$$

$218,81 \cdot 2,64 = 577,66 \text{ кН} \leq 0,75 \cdot 10^3 \cdot 2,965 \cdot 0,565 = 1256,42 \text{ кН} -$ условие прочности выполняется.

Расчет по пирамиде № 4 :

$$A_{04} = 4,13 \cdot 0,335 + 0,335 \cdot 0,335 = 1,496 \text{ м}^2.$$

$$U_{m2} = b_k + h_{04} = 3,6 + 0,265 = 3,865 \text{ м.}$$

$218,81 \cdot 1,496 = 327,34 \text{ кН} \leq 0,75 \cdot 10^3 \cdot 3,865 \cdot 0,265 = 768,17 \text{ кН} -$ условие прочности выполняется.

б) Расчет ступеней на поперечную силу

Проверим необходимость расчета на поперечную силу по сечениям I-I, II-II и III-III (см. рис. 9, а). Используем условие (1.25) [4]: $l_k \leq h_0/0,6$, где l_k – длина консоли ступени.

$$\text{Сечение III-III: } l_k = 0,6 \text{ м} > h_{04}/0,6 = 0,265/0,6 = 0,44 \text{ м.}$$

$$\text{Сечение II-II: } l_k = 1,2 \text{ м} > h_{03}/0,6 = 0,565/0,6 = 0,94 \text{ м.}$$

$$\text{Сечение I-I: } l_k = 1,65 \text{ м} > h_{02}/0,6 = 0,865/0,6 = 1,44 \text{ м.}$$

Таким образом, расчет на поперечную силу не требуется.

3.1.7. Подбор арматуры в подошве

Расчетную схему фундамента назначим в виде консольной балки переменной жесткости, нагруженной равномерно распределенной осредненной нагрузкой без учета веса фундамента и грунта (рис. 11).

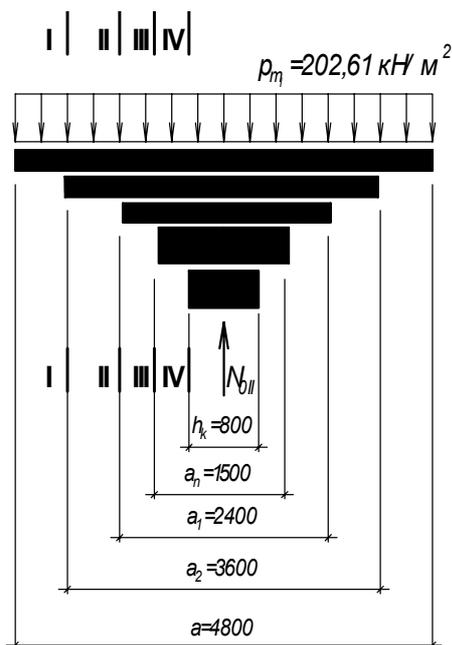


Рис. 11. Расчетная схема фундамента

$$p_{\max I} = 218,81 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{\min I} = \frac{1,2 \cdot 3890}{4,8 \cdot 4,8} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,064}{4,8} \right) = 186,40 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{mI} = 0,5 \cdot (218,81 + 186,4) = 202,61 \text{ кН/м}^2.$$

Определим усилия в сечениях I-I, II-II, III-III и IV-IV (см. рис. 11):

$$\begin{aligned} \text{I-I: } M_I &= 1/8(a - a_2)^2 p_{mI} b = \\ &= 1/8(4,8 - 3,6)^2 202,61 \cdot 4,8 = 175,06 \text{ кН} \cdot \text{м}, \\ \text{II-II: } M_{II} &= 1/8(a - a_1)^2 p_{mI} b = \\ &= 1/8(4,8 - 2,4)^2 202,61 \cdot 4,8 = 700,22 \text{ кН} \cdot \text{м}, \\ \text{III-III: } M_{III} &= 1/8(a - a_n)^2 p_{mI} b = \\ &= 1/8(4,8 - 1,5)^2 202,61 \cdot 4,8 = 1323,85 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

$$\text{IV-IV: } M_{IV} = 1/8(a - R_k)^2 p_{mI} b = 1/8(4,8 - 0,6)^2 \cdot 202,61 \cdot 4,8 = 2144,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Произведем подбор арматуры в подошве. В качестве рабочей арматуры при $a = b = 4,8 \text{ м} > 3 \text{ м}$ назначаем в обоих направлениях арматуру класса АШ $\varnothing > 12 \text{ мм}$ [13, с. 393] с $R_s = 365 \text{ МПа}$.

$$\text{I-I: } A_{sI} = \frac{M_I}{0,9R_s h_{0I}} = \frac{175,06}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,265} = 20,11 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 20,11 \text{ см}^2,$$

$$\text{II-II: } A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9R_s h_{0II}} = \frac{700,22}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,565} = 37,73 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 37,73 \text{ см}^2,$$

$$\text{III-III: } A_{sIII} = \frac{M_{III}}{0,9R_s h_{0III}} = \frac{1323,85}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,865} = 46,59 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 46,59 \text{ см}^2,$$

$$\text{IV-IV: } A_{sIV} = \frac{M_{IV}}{0,9R_s h_{0IV}} = \frac{2144,42}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,865} = 75,47 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 75,47 \text{ см}^2.$$

Принимаем по наибольшему значению $A_{sIV} = 75,47 \text{ см}^2$ в качестве рабочей арматуры в обоих направлениях по $25\varnothing 20$ АШ с $A_s = 25 \cdot 3,142 = 78,55 \text{ см}^2$.

Процент армирования:

$$\mu_I = \frac{A_{sI} \cdot 100}{b_2 h_{oI}} = \frac{78,55 \cdot 10^{-4} \cdot 100}{3,6 \cdot 0,265} = 0,82 \% > \mu_{\min} = 0,05 \%,$$

$$\mu_{II} = \frac{A_{sII} \cdot 100}{b_1 h_{oII}} = \frac{78,55 \cdot 10^{-4} \cdot 100}{2,4 \cdot 0,565} = 0,58 \% > \mu_{\min} = 0,05 \%.$$

Подобше фундамента армируем типовыми унифицированными сварными сетками [13, табл. 5.13], укладываемыми в 2 слоя (так как $a = b = 4,8 \text{ м} > 3 \text{ м}$) с рабочей арматурой во взаимоперпендикулярных направлениях (рис. 12). Так как стенки стакана приняты толщиной $275 \text{ мм} > 125 \text{ мм}$, подколонник не армируем.

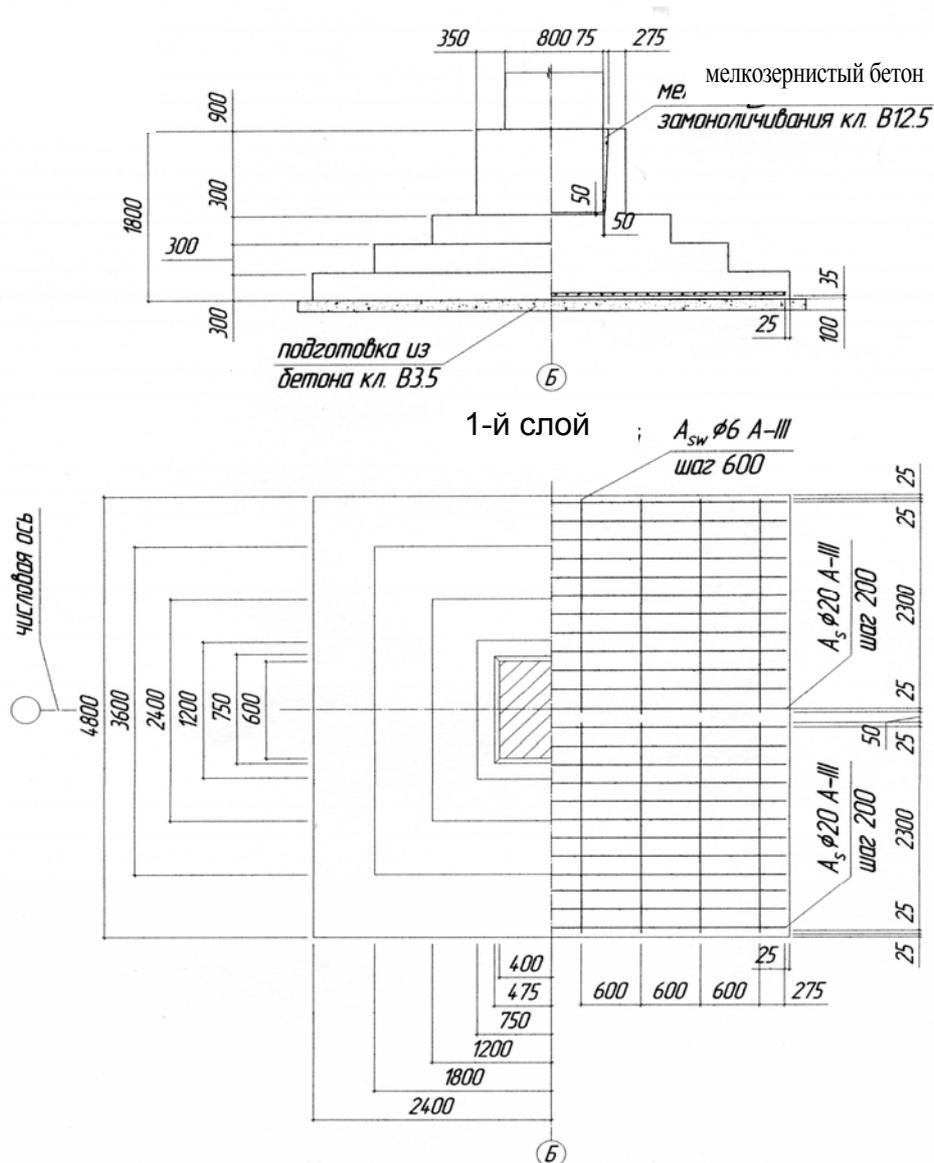


Рис. 12. Армирование монолитного железобетонного столбчатого фундамента. 2-й слой состоит из двух аналогичных сеток, уложенных перпендикулярно сеткам 1-го слоя. Сетки имеют длину $L = 4750 \text{ мм}$, ширину $B = 2200 (2400) \text{ мм}$; попе-

речная арматура назначена из условия свариваемости: $A_{sw} \text{ } \emptyset 6 \text{ АIII}$ с шагом 600 мм. Расстояние между сетками 1-го слоя – 100 мм [13, рис. 6.6].

Найдем расход арматуры.

$m_{ст} = 4,75 \text{ м} \cdot 25 \cdot 2 \cdot 2,466 \text{ кг/м} + (2,25 \cdot 8 + 2,45 \cdot 8) \cdot 2 \cdot 0,222 \text{ кг} = 585,675 \text{ кг}$,
т.е. при $V_{\phi} = 11,68 \text{ м}^3$, $Q_{ст} = m_{ст} / V_{\phi} = 585,675 / 11,68 = 50,143 \text{ кг/м}^3$.

3.1.8. Расчет осадки основания методом послойного суммирования

Осадку вычисляем по выражению (1) прил. 1 [1]:

$$S = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i},$$

где h_i – толщина элементарных слоев основания, на которые разделяем грунты ниже подошвы фундамента; максимальное значение $h_{i_{\max}} = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 4,8 = 1,92 \text{ м}$ [4], для нашего случая принимаем $h_{i_{\max}} = 1,5 \text{ м}$ (рис. 13); $\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i -м слое.

Определим дополнительное вертикальное напряжение на уровне подошвы [1]. При $p = p_{II m} = 210,03 \text{ кН/м}^2$ (см п. 3.1.5 в) $\sigma_{zg_0} = 0,85 \cdot 8,59 + 2,3 \cdot 18,3 = 49,39 \text{ кН/м}^2$ (при планировке срезкой) – от веса грунта; $p_0 = p - \sigma_{zg_0} = 210,03 - 49,39 = 160,64 \text{ кН/м}^2$.

Строим эпюры давлений σ_{zp} и σ_{zg} (см. рис. 13). $\sigma_{zg} = \gamma' d + \sum \gamma_i h_i$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, где $\gamma' d = 49,39 \text{ кН/м}^2$, γ_i – удельный вес грунта i -го слоя. Коэффициент α определяем по табл. 1 прил. 2 [1]; $\eta = a/b = 1,0$. Расчеты сведены в табл. 4.

Найдем положение нижней границы сжимаемой толщи. Для этого используем следующее условие [1, прил. 2, п. 6]: $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$.

Точка 5: $0,2 \sigma_{zg} = 0,2 \cdot 157,48 = 31,50 \text{ кПа} < \sigma_{zp} = 37,59 \text{ кПа}$.

Точка 6: $0,2 \sigma_{zg} = 0,2 \cdot 173,86 = 34,77 \text{ кПа} > \sigma_{zp} = 30,04 \text{ кПа}$.

Точка 7: $0,2 \sigma_{zg} = 0,2 \cdot 201,16 = 40,23 \text{ кПа} > \sigma_{zp} = 21,53 \text{ кПа}$.

Таким образом, приближенное положение границы сжимаемой толщи примем в точке 6, т.е. на глубине $z = H_6 = 7,05 \text{ м}$. Суммирование производим до этой границы.

$$S = 0,8 \cdot \left[\frac{1}{7000} \cdot 160,16 \cdot 0,15 + \frac{1}{5000} \cdot 1,5 \cdot (147,71 + 112,13 + 72,69 + 47,23) + \frac{1}{7000} \cdot 33,82 \cdot 0,9 \right] = 0,097 \text{ м} = 9,7 \text{ см.}$$

Таблица 4

Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования

Грунт, E	Номер точки	z_i , м	σ_{zg} , кН/м ²	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, кН/м ²	σ_{zp_i} , кН/м ²
Супесь серая, $E = 7000$ кПа	0	0	49,39	0,000	1,000	160,64	160,16
	1	0,15	50,68	0,063	0,994	159,68	147,71
Суглинок темно-серый, $E = 5000$ кПа	2	1,65	77,33	0,688	0,845	135,74	112,13
	3	3,15	104,08	1,313	0,551	88,51	72,69
	4	4,65	130,78	1,938	0,354	56,87	47,23
	5	6,15	157,48	2,563	0,234	37,59	33,82
Глина коричнево-серая, $E = 7000$ кПа	6	7,05	173,86	2,938	0,187	30,04	25,79
	7	8,55	201,16	3,563	0,134	21,53	18,80
	8	10,05	228,46	4,188	0,100	16,06	14,22
	9	11,55	255,75	4,813	0,077	12,37	

По прил. 4 [1] находим предельную осадку для заданного (многоэтажного производственного с полным каркасом) здания – $S_{\max_u} = 8$ см. Поскольку основание сложено горизонтальными по мощности слоями грунтов с незначительным уклоном (см. рис. 13), воспользуемся п. 3 примечания к прил. 4 [1] и увеличим предельную осадку на 20 %, т.е. $S_{\max_u} = 1,2 \cdot 8 = 9,6$ см.

Таким образом, можно допустить, что осадка основания $S = 9,7$ см $\approx S_{\max_u} = 9,6$ см.

3.1.9. Проверка прочности слабого подстилающего слоя основания

Считаем, что этим слабым грунтом является суглинок. Проверка производится в соответствии с п. 2.48 [1]. По рис. 13 находим: $z = 0,15$ м и $d_c = 3,3$ м – глубина заложения кровли слабого грунта от подошвы фундамента и от планировочной отметки соответственно.

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 2,3 \cdot 18,3 + 8,59 \cdot 1,0 = 50,68 \text{ кПа,}$$

$$\sigma_{zp} = dp_0 = 0,994 \cdot 160,64 = 159,68 \text{ кПа (на глубине } z = 0,15 \text{ м) –}$$

по табл. 4.

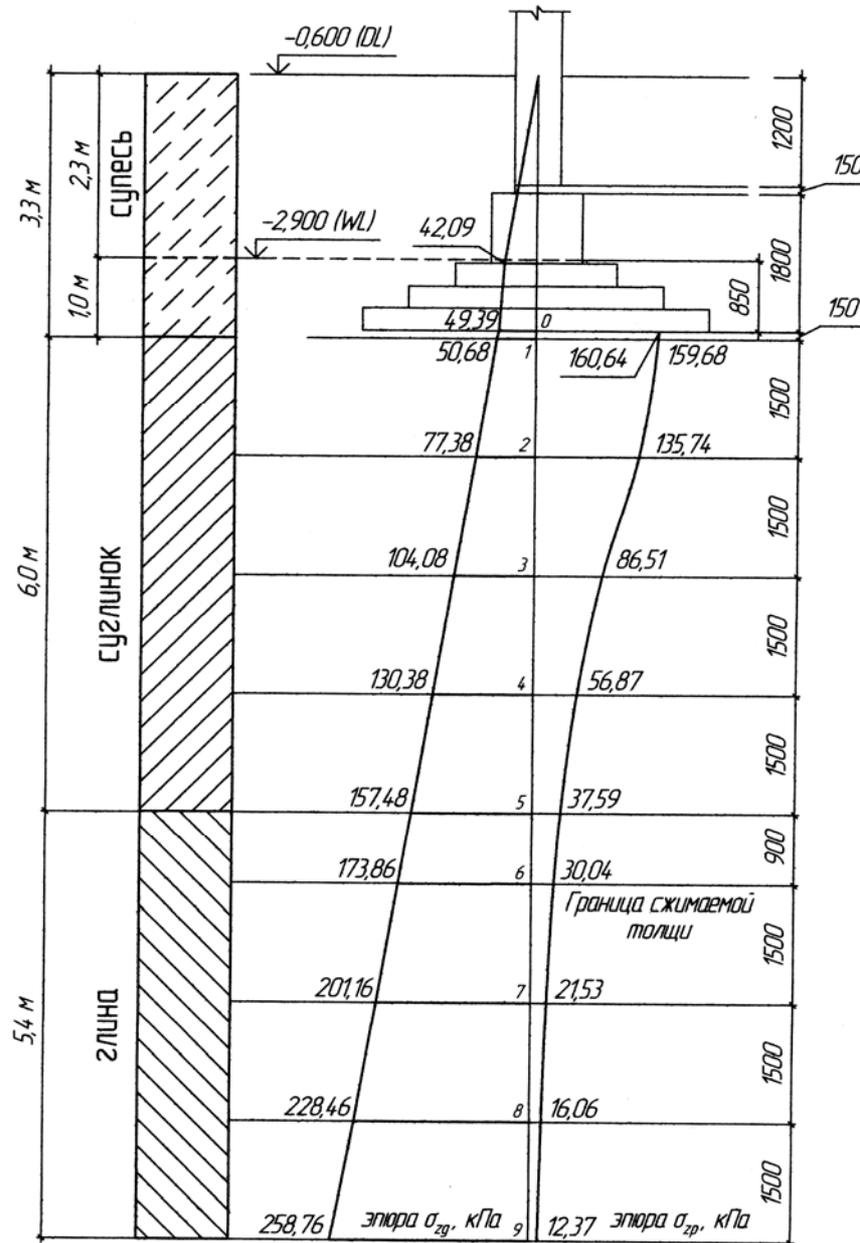


Рис. 13. Расчетная схема определения осадки методом послойного суммирования

Определим величину расчетного сопротивления суглинка для условного фундамента. По п. 2.48 [1] его ширина

$$b_z = \sqrt{\frac{N_{II} + \frac{a-b}{2} - \frac{a-b}{2}}{\sigma_{zp}}} = \sqrt{\frac{4839,09}{159,68}} = 5,505 \text{ м.}$$

R_z вычисляем по формуле (7) [1]: при $d_1 = 2,0$ м, $\gamma_{II} = 15,68$ кН/м³ (п. 3.1.5 б), $\gamma_{II} = 17,8$ кН/м³, $b = b_z = 5,505$ м; $\gamma_{c_1} = 1,1$ [1, табл. 3]; коэффициенты M_γ , M_q и M_c – по табл. 4 [1] по $\varphi_{II} = 12^\circ$ (см. табл. 2).

$$R_z = 1,1 \cdot [0,23 \cdot 1,0 \cdot 5,505 \cdot 17,8 + 1,94 \cdot 2,01 \cdot 15,68 + (1,94-1) \cdot 1,2 \cdot 15,68 + 4,42 \cdot 21] = 213,61 \text{ кПа.}$$

Таким образом, $\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 159,68 + 50,68 = 210,36 < R_z = 213,61$ кПа.

Условие (9) [1] выполняется, суглинок выдержит передаваемое давление.

3.1.10. Уточнение варианта

Если исходить из задания на курсовое проектирование (см. рис. 1), фундаменты № 3 и № 2 будут закладываться на разных отметках, и это позволит несколько уменьшить расход бетона и объем земляных работ. Для того чтобы выполнялось условие (4) [1], увеличим высоту фундамента: $h_\phi = 2,4$ м (рис. 14), тогда отметка подошвы $FL = -4,350$ м, $d_\phi = 3750$ мм. Объем фундамента $V_\phi = 14,084$ м³, класс бетона В12,5. Осадку вновь принятого фундамента рассчитаем, используя метод эквивалентного слоя (Н.А. Цытовича), который более полно изложен в п. 3.2.8.

$$h_3 = A_{\omega, \text{const}} b = 1,08 \cdot 4,8 = 5,182; \quad H = 2h_3 = 2 \cdot 5,182 = 10,360 \text{ м;}$$

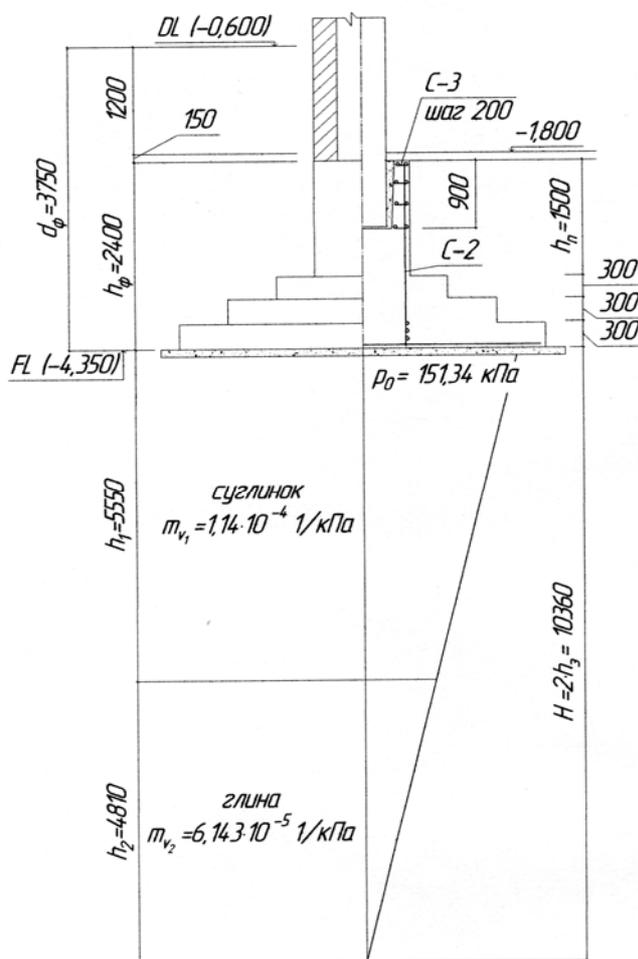
$$m_{vm} = \frac{1}{2 \cdot 5,182^2} (5,550 \cdot 1,14 \cdot 10^{-4} \cdot 7,585 + 4,81 \cdot 6,143 \cdot 10^{-5} \cdot 2,405) = 1,025 \cdot 10^{-4} \text{ 1/кПа.}$$

Осадка $S = h_3 m_{vm} p_0$, где при $\sigma_{zg_0} = 2,3 \cdot 18,3 + 1,8,59 + 0,45 \cdot 17,8 = 58,69$ кПа,

$$p_0 = p_{II m} - \sigma_{zg_0} = 210,05 - 58,69 = 151,34 \text{ кПа:}$$

$$S = 5,182 \cdot 1,025 \cdot 10^{-4} \cdot 151,34 = 0,08 \text{ м} \approx S_{u,\max} = 0,08 \text{ м.}$$

Кроме того, учитывая наличие высокого подколонника, назначим его



продольное и поперечное армирование конструктивно (см. п. 3.3.9).

1) Продольная арматура:

$$A_s = A'_s = 0,0005bh_0 = 0,0005 \cdot 120 \cdot 142 = 8,52 \text{ см}^2.$$

Принимаем $6\varnothing 14$ АП с $A_s = A'_s = 9,23 \text{ см}^2$ (по коротким сторонам). Высота сетки C-2 – 2300 мм, масса 1-й сетки C-2 $m_{C-2} = 17,44 \text{ кг}$.

2) Поперечная арматура стакана: 4 сетки C-3 с шагом 200 мм и с $d_s = 8$ мм. Масса сетки C-3 $m_{C-3} = 3,95 \text{ кг}$. Общая масса арматуры:

$$m_{ст} = 585,675 + 17,44 \cdot 2 + 3,95 \cdot 4 = 636,36 \text{ кг.}$$

Рис. 14. Расчетная схема определения осадки методом эквивалентного слоя

3.1.11. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта определяем в ценах 1984 г. с учетом стоимости подготовительных работ и материалов. В качестве подготовительных работ определим планировку площадки бульдозером и водопонижение.

Примем глубину котлована $h_k = 3750 + 100 = 3850 \text{ м}$.

Стоимость разработки грунта под 1 фундамент объемом $V_{гр} = 6 \cdot 6 \cdot 3,85 = 138,6 \text{ м}^3$ находим (см. прил. 1 [9]) при $h_k = 3,85 > 2 \text{ м}$ и $b_k = 6 > 1 \text{ м}$ следующим образом: $C_{\text{Т/М}^3} = 3,6 \cdot 1,37 + 3,6 \cdot 0,07 = 5,184 \text{ руб.}$

Стоимость водоотлива определяем при отношении мокрого грунта (ниже

УГВ) к глубине котлована: $h_{гр}/h_k = 1,0/3,85 = 0,26 < 0,5$. Стоимость арматуры принимаем 250 руб./т. Все расчеты сведены в табл. 5 и 6.

Таблица 5

Объемы работ

Вид работ	Ед. изм.	Объем работ
1. Планировка площадки бульдозером	1000 м ²	$6 \cdot 6 \cdot 10^{-3} = 0,036$
2. Водоотлив	1 м ³	$6 \cdot 6 \cdot 3,85 = 138,60$
3. Разработка котлована под 1 фундамент	1 м ³	138,60
4. Устройство бетонной подготовки	1 м ³ бет.	$5 \cdot 5 \cdot 0,1 = 2,5$
5. Устройство железобетонного фундамента под колонну	1 м ³ бет.	14,084

Таблица 6

Определение стоимости варианта

Вид работ	Объем работ	Стоимость, руб.		Ссылка
		единицы	общая	
1. Планировка площадки бульдозером	0,036 м ²	0,86	0,031	Табл. 1.14 [12]
2. Водоотлив	138,6 м ³	0,95	131,67	Прил.1 [9]
3. Разработка котлована $h_k = 3,85$, $b_k = 6$ м.	138,6 м ³	5,184	718,50	»»
4. Устройство бетонной подготовки (В3,5)	2,5 м ³	29,40	78,50	Табл. 1.14 [12]
5. Устройство монолитного ж/б фундамента	14,08 м ³	34,40	484,49	»»
6. Стоимость бетона подготовки (В3,5)	2,5 м ³	25,60	64,0	Табл. 1.15 [12]
7. Стоимость бетона фундамента (В12,5)	14,08 м ³	28,45	400,69	»» -
8. Стоимость арматуры	0,636 м ³	250	159,0	
Итого	-	-	2031,88	

3.2. Расчет монолитного столбчатого железобетонного фундамента № 3 под сборную колонну каркаса на песчаной подушке

3.2.1. Исходные данные. Выбор глубины заложения фундамента

Нагрузки на уровне обреза фундамента № 3 по заданию (см. табл. 1):

$$N_{II} = 3890 \text{ кН}, M_{II} = 0, Q = 0.$$

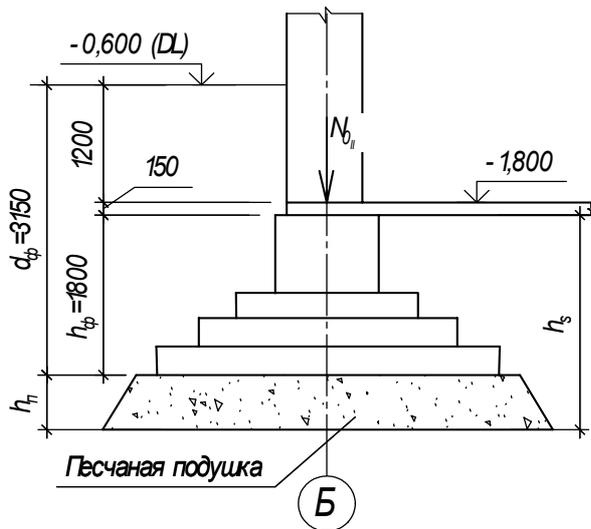


Рис. 15. Выбор глубины заложения фундамента на песчаной подушке

Глубину его заложения определим с учетом техподполья, а также предварительных и произведенных выше расчетов высоты требуемой пирамиды продавливания. Принимая $h_{\phi} = 1,8$, найдем (см. п. 3.1.2)

$$d_{\phi} = 1200 + 150 + 1800 = 3150 \text{ мм}$$

(рис. 15), $d_{\phi} = 3,15 \text{ м} > d_f = 1,5 \text{ м}$.

Под подошвой фундамента выполняем песчаную подушку как наиболее распространенную: в качестве материала подушки принимаем песок средней крупности, средней плотности ($e = 0,55$) с условным расчетным сопротивлением $R_0 = 400 \text{ кПа}$. Нормативные значения прочностных и деформационных характеристик песка определяем по табл. 1 прил. 1 [1]:

$$c_n = 2 \text{ кПа}, \varphi = 38^\circ, E = 40 \text{ МПа}; \text{ объемный вес принимаем } \gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3.$$

3.2.2. Определение площади подошвы фундамента

Используя значение $R_0 = 400 \text{ кПа}$ [1, табл. 2 прил. 3] и назначая $\gamma_{срII} = 18 \text{ кН/м}^3$, определим ориентировочные размеры подошвы при $\eta = a/b = 1,0$:

$$A_{\phi} = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{ср} d_{\phi}} = \frac{3890}{400 - 18 \cdot 3,15} = 11,33 \text{ м}^2, \text{ тогда } a = b = \sqrt{A_{\phi}} = 3,3 \text{ м}.$$

Для окончательного назначения размеров подошвы производим уточнение величины R согласно п. 3 прил. 3 [1], поскольку $d = 3,15 \text{ м} > d_0 = 2 \text{ м}$ и $b = 3,3 \text{ м} > b_0 = 1 \text{ м}$ $k_1 = 0,125$, $k_2 = 0,25$ (для песчаных грунтов); $\gamma'_{II} = (2,3 \cdot 18,3 + 0,85 \cdot 8,59) / 3,15 = 15,68 \text{ кН/м}^3$ – грунт выше подошвы

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b_0] + k_2 \gamma'_{II} (d - d_0) =$$

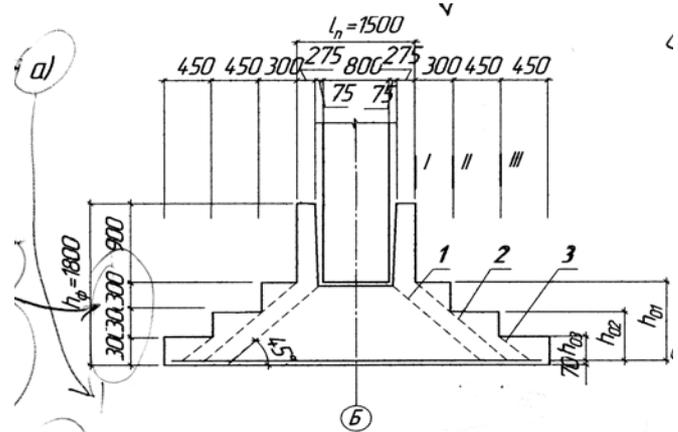
$$= 400 \cdot [1 + 0,125 \cdot (3,3 - 1)/1] + 0,25 \cdot 15,68 \cdot (3,15 - 2) = 519,51 \text{ кПа.}$$

$$A_{\phi} = \frac{3890}{519,51 - 18 \cdot 3,15} = 8,41 \text{ м}^2, \text{ т.е. } a = b = \sqrt{A_{\phi}} = 2,89 \approx 3,0 \text{ м (кратно 0,3 м),}$$

но, основываясь на предыдущих расчетах и учитывая наличие толщи относительно слабого суглинка ($E = 5 \text{ МПа}$), окончательно принимаем $a \times b = 3,9 \times 3,9 \text{ м}$.

3.2.3. Конструирование фундамента минимального объема

Материалом фундамента назначаем тяжелый бетон плотной структуры класса В12,5 с $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$ [8, табл. 13]. Фундамент назначаем трехступенчатым, его размеры приведены на рис. 16, а. В случае песчаной подушки бетонную подготовку допускается не устраивать, поэтому защитный слой арматуры подошвы принимается $a = 70 \text{ мм}$ [8, п. 5,5]. Размеры подколонника в плане $l_n \times b_n = 1500 \times 1200 \text{ мм}$.



а) Проведем проверку достаточности принятой толщины дна стакана исходя из условий продавливания по пирамиде № 1 (рис. 16, б) по выражению (1.12) [4]: при $h_{01} = 900 - 70 = 830 \text{ мм}$; $l_p = 800 \text{ мм}$, $b_p = 600 \text{ мм}$;

$$p_{\max I} = \frac{1,2 \cdot 3890}{3,9 \cdot 3,9} = 306,9 \text{ кН/м}^2,$$

получаем $h_{01} = 0,83 >$

$$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{2b(a - l_p) - (b - b_p)^2}{1 + R_{bt}/p_{\max I}}} + b_p^2 - \frac{1}{2} b_p =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,9 \cdot (3,9 - 0,8) - (3,9 - 0,6)^2}{1 + 0,66 \cdot 10^3 / 306,9}} + 0,6^2 - \frac{1}{2} \cdot 0,6 = 0,77 \text{ м.}$$

Прочность на продавливание обеспечена с запасом.

б) Проведем также проверку суммарной высоты ступеней из условия на

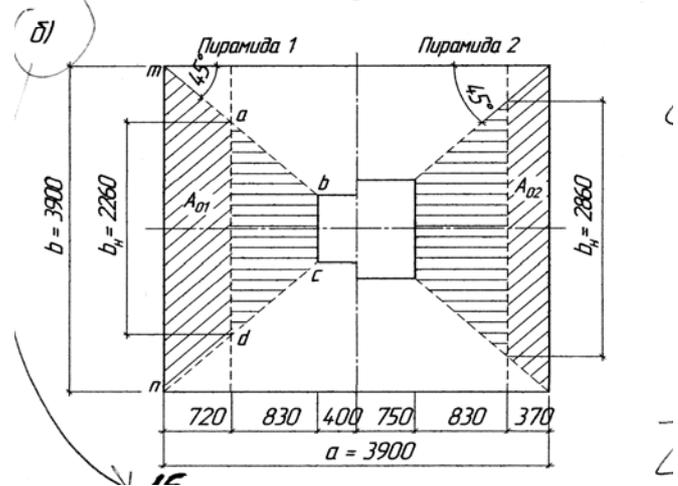


Рис. 16. Расчетная схема для сбора нагрузок

продавливание по пирамиде № 2 (по подколонику): при $h_{02} = h_{01} = 830$ мм; $l_p = l_n = 1500$ мм, $b_p = b_n = 1200$ мм;

$$h_{02} = 0,83 > \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot 3,9 \cdot (3,9 - 1,5) - (3,9 - 1,2)^2}{1 + 0,66 \cdot 10^3 / 306,9} + 1,2^2} - \frac{1}{2} \cdot 1,2 = 0,526 \text{ м,}$$

т.е. прочность обеспечена.

3.2.4. Проверка давления на грунт в уровне подошвы

Выполним сбор нагрузок, действующих в уровне подошвы фундамента, в качестве грунта обратной засышки предполагаем песок с $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $\varphi_{II} = 30^\circ$.

Расчетную схему для сбора нагрузок принимаем аналогичной изображенной на рис. 10 (рис. 17), где:

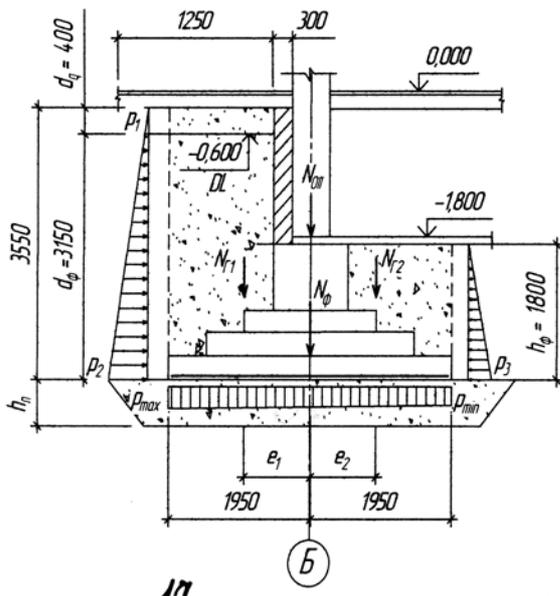


Рис. 17. Расчетная схема для сбора нагрузок

а) усилия от активного давления грунта: $M_{\Phi}^a = 92,87$ кН·м;

$$Q_{\Phi}^a = 206,96 \text{ кН,}$$

б) усилия от пассивного давления грунта: $M_{\Phi}^a = -14,0$ кН·м;

$$Q_{\Phi}^a = -58,32 \text{ кН.}$$

в) объемы фундамента и грунта:

$$V_{\Phi} = V_{\text{ст}} + V_{\text{II}} - V_{\text{ст}} = 8,586 + 1,62 - 0,604 = 9,602 \text{ м}^3;$$

– объем грунта, вытесненный с внешней стороны техподполья

$$V_{\Gamma 1} = 1,25 \cdot 3,55 \cdot 3,9 - (0,3 \cdot 0,3 + 0,75 \cdot 0,3 + 1,2 \cdot 0,3) \cdot 3,9 = 14,67 \text{ м}^3,$$

– объем грунта, вытесненный с внутренней стороны техподполья:

$$V_{\Gamma 2} = 1,25 \cdot 1,8 \cdot 3,9 - 2,6325 + 2 \cdot [1,5 \cdot (0,9 \cdot 0,45 + 0,9 \cdot 1,2 + 1,35 \cdot 1,5)] = 16,32 \text{ м}^3,$$

в том числе $V_{\Gamma 2, \text{внеш}} = 5,792 \text{ м}^3$ (см. рис. 17).

Вычисляем вес фундамента и грунта на ступенях. Принимая объемный вес железобетона $\gamma_b = 24$ кН/м³, находим вес фундамента:

$$N_{\Phi} = V_{\Phi} \gamma_b = 9,602 \cdot 24 = 230,45 \text{ кН.}$$

Вес грунта:

$$N_{Г1} = V_{Г1}\gamma_{II} = 14,67 \cdot 18 = 264,06 \text{ кН},$$

$$N_{Г2} = V_{Г2}\gamma_{II} = 16,32 \cdot 18 = 293,76 \text{ кН, в том числе}$$

$$N'_{Г2} = 5,792 \cdot 18 = 104,26 \text{ кН.}$$

Усилия $N_{Г1}$ и $N_{Г2}$ приложены с эксцентриситетами:

$$e_1 = e_2 = \frac{1,95 - 0,75}{2} + 0,75 = 1,35 \text{ м.}$$

Поэтому имеют место моменты:

$$M_{Г1} = N_{Г1}e_1 = 264,06 \cdot 1,35 = -356,481 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Г2} = N_{Г2}e_2 = 104,26 \cdot 1,35 = 140,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Правило знаков такое же, как и в п. 3.1.5.

Определенные выше усилия сведем в табл. 7.

Проверяем величину среднего давления на грунт.

$$p_{mII} = \frac{\sum N_{II}}{ab} = \frac{4678,27}{3,9 \cdot 3,9} = 307,58 \text{ кПа} \ll R_{гр} = 519,51 \text{ кПа (п. 3.2.2)}.$$

Проверим величины краевых давлений при

$$e_0 = \frac{|\sum M_{II}|}{\sum N_{II}} = \frac{133,86}{4678,27} = 0,029 \text{ м:}$$

$$p_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{ab} \left(1 + \frac{6e_0}{a} \right) = \frac{4678,27}{3,9 \cdot 3,9} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,029}{3,9} \right) = 321,30 \text{ кПа},$$

$$p_{\max} = 321,30 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 519,51 = 623,412 \text{ кПа}.$$

Таблица 7

Нагрузки в уровне подошвы фундамента

Вид нагрузки	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	Q_{II} , кН
1. Нагрузка от рамы (по I сочетанию)	3890	0	0
2. Вес фундамента	230,45	0	0
3. Вес грунта на ступенях фундамента			
а) с внешней стороны техподполья	264,06	-356,48	0
б) с внутренней стороны техподполья	239,76	140,75	0
4. Боковое давление грунта			
а) активное	0	92,87	206,96
б) пассивное	0	-14,0	-58,32
Итого	4678,27	-133,86	148,64

$$p_2 = p_{\min} = \frac{4678,27}{3,9 \cdot 3,9} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,029}{3,9} \right) = 293,86 \text{ кПа} > 0, \text{ таким образом условия}$$

расчета по II группе предельных состояний выполняются, отрыва не произойдет.

Определим природное давление на отметке подошвы фундамента (п. 3.1.8): $\sigma_{zg_0} = 2,3 \cdot 18,3 + 0,85 \cdot 8,59 (\gamma_{s6}) = 49,39 \text{ кН/м}^2$, тогда дополнительное давление на подошве фундамента $\sigma_{zp_0} = 307,58 - 49,39 = 258,19 \text{ кН/м}^2 = p_0$.

3.2.5. Конструирование подушки

Из предварительных расчетов, которые здесь не приводятся, назначаем в первом приближении толщину подушки $h_{\text{II}} = 1,8 \text{ м}$.

Необходимо проверить прочность относительно слабого слоя – суглинка, залегающего под подушкой на глубине $z = h_{\text{II}} = 1,8 \text{ м}$ от подошвы фундамента. При $\eta = a/b = 1,0$ и $\xi = 2 \cdot z/b = 2 \cdot 1,8/3,9 = 0,923$ по табл. 1 прил. 2 [1] находим коэффициент $\alpha = 0,74$, тогда уплотняющее напряжение на кровле суглинка по формуле (2) прил. 2 [1]

$$\sigma_{zp} = \alpha 2 p_0 = 0,74 \cdot 258,19 = 191,061 \text{ кН/м}^2.$$

По выражению (10) [1] определим ширину условного фундамента при: $A_z = N_{\text{II}}/\sigma_{zp} = 4678,27/191,061 = 24,49 \text{ м}^2$: $b_z = \sqrt{A_z} = 4,95 \text{ м}$.

Расчетное давление на суглинок (условно слабый грунт) по формуле (7) [1] при $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \dot{\gamma}_{\text{II}} = (1,8 + 1,8) + 0,15 \cdot 22/16,52 = 3,80 \text{ м}$; $\varphi_{\text{II}} = 12^\circ$; $d_b = 1,2 \text{ м}$; $\dot{\gamma}_{\text{II}} = (2,3 \cdot 18,3 + 0,85 \cdot 8,59 + 1,8 \cdot 1,8) / (2,3 + 0,85 + 1,8) = 16,52 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_{\text{II}} = 17,8 \text{ кН/м}^3$ (суглинок); $b = b_z = 4,95 \text{ м}$; $c_{\text{II}} = 21 \text{ кПа}$; $\gamma_{c1} = 1,1$ (при $I_L = 0,714 > 0,5$ [1]):

$$R_z = 1,1 \cdot [0,23 \cdot 1,0 \cdot 4,95 \cdot 17,8 + 1,94 \cdot 3,8 \cdot 16,52 + (1,94 - 1) \cdot 1,2 \cdot 16,52 + 4,42 \cdot 22] = 278,86 \text{ кПа}.$$

Кроме этого определим природное давление на кровле подстилающего суглинка: $\sigma_{zg} = 2,3 \cdot 18,3 + 0,85 \cdot 8,59 \cdot (\gamma_{s6}) + 1,8 \cdot 1,8 = 81,79$ кПа.

Проверим условие (9) [1]:

$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 191,061 + 81,79 = 272,85$ кПа $< R_z = 278,86$ кПа – условие выполняется с недогрузкой $\Delta = 2,2\% \ll 5\%$, поэтому расчет можно не уточнять.

Определим ширину подушки понизу. Исходя из опыта проектирования, назначаем угол $\alpha = 31^\circ$ [5, с. 44] для обеспечения устойчивости подушки. Тогда ширина песчаной подушки понизу (рис. 18)

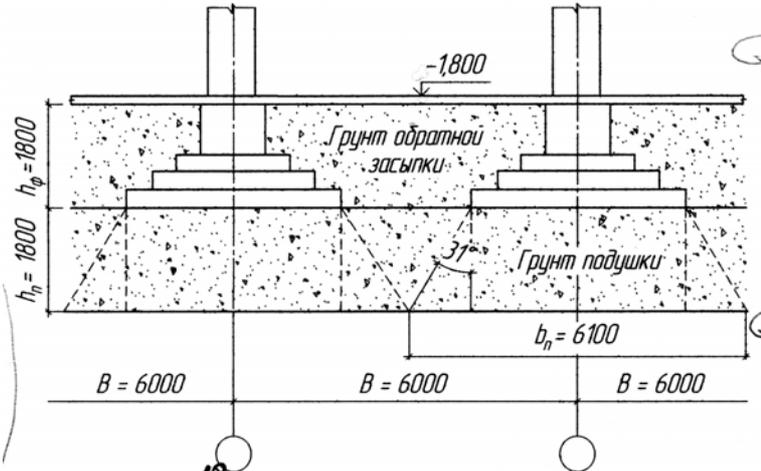


Рис. 18. Конструкция песчаной подушки

$b_{п} = b(a) + 2h_{п} \operatorname{tg}(\alpha) = 3,9 + 2 \cdot 1,8 \operatorname{tg}(31^\circ) = 6,1$ м (в двух направлениях).

Подсчитаем объем песчаной подушки над одним фундаментом:

размер подушки поверху $b_{пв} = 6,1 + 2 \operatorname{tg}(31^\circ) \cdot 1,8 = 8,3$ м,

$$V_{п} = 1/3 \cdot 8 \cdot (6 \cdot 8,3 + 6,1 \cdot 6 + \sqrt{6 \cdot 8,3 \cdot 6,1 \cdot 6}) = 77,46 \text{ м}^3.$$

3.2.6. Расчет прочности фундамента с учетом действия моментов

а) Расчет на продавливание колонной

Прочность фундамента на продавливание необходимо проверить по пирамидам № 1, 2 и 3.

При эксцентриситете $e_1 = \sum M / N_{oп} = 133,86 / 3890 = 0,034$ м

$$p_{\max I} = \frac{1,2 \cdot 3890}{3,9^2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,034}{3,9} \right) = 322,96 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет по пирамиде № 1 :

$$A_{01} = 2,26 \cdot 0,72 + 0,72 \cdot 0,72 = 2,146 \text{ м}^2; h_{01} = 900 - 70 = 830 \text{ мм};$$

$$U_{m1} = b_k + h_{01} = 0,6 + 0,83 = 1,43 \text{ м},$$

$$p_{\max I} A_{01} \leq R_{bt} U_{m1} h_{01}$$

$$322,96 \cdot 2,146 = 693,072 \text{ кН} \leq 0,66 \cdot 10^3 \cdot 1,43 \cdot 0,83 = 783,35 \text{ кН} -$$

условие прочности выполняется.

Расчет по пирамиде № 2 :

$$A_{02} = 2,86 \cdot 0,37 + 0,37^2 = 1,195 \text{ м}^2; h_{02} = 0,83 \text{ м}; U_{m2} = 1,2 + 0,83 = 2,03 \text{ м}.$$

$322,96 \cdot 1,195 = 385,94 \text{ кН} \leq 0,66 \cdot 10^3 \cdot 2,03 \cdot 0,83 = 1112,034 \text{ кН}$ –
условие прочности выполняется.

Расчет по пирамиде № 3 :

$$A_{03} = (3,0 + 2 \cdot (0,3 - 0,07)) \cdot 0,23 + 0,23^2 = 0,849 \text{ м}^2;$$

$$h_{03} = 300 - 70 = 230 \text{ мм}; U_{m3} = 3,0 + 0,23 = 3,23 \text{ м}.$$

$322,96 \cdot 0,849 = 274,19 \text{ кН} \leq 0,66 \cdot 10^3 \cdot 3,23 \cdot 0,23 = 490,31 \text{ кН}$ –
условие прочности выполняется.

Таким образом, прочность на продавливание колонной обеспечена.

б) Расчет ступеней на поперечную силу

Проверим необходимость расчета на поперечную силу по сечениям I-I, II-II и III-III (см. рис. 16, а). Из условия $l_k \leq h_{0i}/0,6$:

$$\text{Сечение III-III: } l_k = 0,45 \text{ м} > 0,23/0,6 = 0,383 \text{ м}.$$

$$\text{Сечение II-II: } l_k = 0,9 \text{ м} > (0,6 - 0,07)/0,6 = 0,883 \text{ м}.$$

$$\text{Сечение I-I: } l_k = 1,2 \text{ м} < 0,83/0,6 = 1,38 \text{ м}.$$

Таким образом, расчет необходим по сечению I-I. Условие прочности (выражение (1.26) [4])

$$Q_{\max} = p_{\max I} dl_k = 322,96 \cdot 1,8 \cdot 1,2 = 697,59 \text{ кН} <$$

$$< 2,5 R_{bt} b h_{01} = 2,5 \cdot 0,66 \cdot 10^3 \cdot 3,9 \cdot 0,83 = 5341,05 \text{ кН}$$

выполняется, прочность по наклонному сечению обеспечена.

3.2.7. Подбор арматуры в подошве

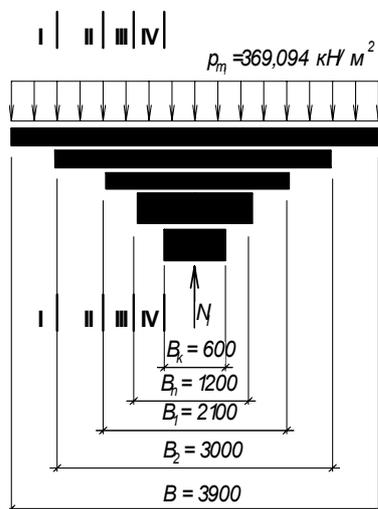


Рис. 19. Расчетная схема фундамента

Назначим расчетную схему фундамента и загрузим ее равномерно распределенной осредненной нагрузкой (рис. 19):

при $e_0 = 0,029$ (см. п. 3.2.4)

$$p_{\max I} = \frac{1,2 \cdot 4678,27}{3,9 \cdot 3,9} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,029}{3,9} \right) = 385,56 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{\min I} = \frac{1,2 \cdot 4678,27}{3,9 \cdot 3,9} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,029}{3,9} \right) = 352,627 \text{ кН/м}^2,$$

$$p_{mI} = 0,5 (p_{\max I} + p_{\min I}) = 369,094 \text{ кН/м}^2.$$

Найдем усилия в сечениях I-I, II-II, III-III и IV-IV (см. рис. 19):

$$M_I = 1/8 \cdot (b - b_2)^2 \cdot p_{mI} a = 1/8 \cdot (3,9 - 3,0)^2 \cdot 369,094 \cdot 3,9 = 145,75 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 1/8 \cdot (b - b_I)^2 \cdot p_{m_I} a = 1/8 \cdot (3,9 - 2,1)^2 \cdot 369,094 \cdot 3,9 = 582,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = 1/8 \cdot (b - b_{II})^2 \cdot p_{m_I} a = 1/8 \cdot (3,9 - 1,2)^2 \cdot 369,094 \cdot 3,9 = 1311,71 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = 1/8 \cdot (b - b_K)^2 \cdot p_{m_I} a = 1/8 \cdot (3,9 - 0,6)^2 \cdot 369,094 \cdot 3,9 = 1959,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В качестве рабочей арматуры в подошве принимаем арматуру класса АIII $\varnothing > 12$ мм с $R_s = 365$ МПа.

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9R_s h_{0I}} = \frac{145,75}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,23} = 19,29 \text{ см}^2,$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9R_s h_{0II}} = \frac{582,98}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,53} = 33,48 \text{ см}^2,$$

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{0,9R_s h_{0III}} = \frac{1311,71}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,83} = 48,19 \text{ см}^2,$$

$$A_{sIV} = \frac{M_{IV}}{0,9R_s h_{0IV}} = \frac{1959,47}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 1,77} = 33,70 \text{ см}^2.$$

Подбор арматуры производим по наибольшему из полученных значений $A_{sIII} = 48,19 \text{ см}^2$. В качестве рабочей арматуры в обоих направлениях [12, табл. V.4] принимаем по 20 \varnothing 18 АIII с $A_s = 50,9 \text{ см}^2$.

В соответствии со схемой раскладки сеток в подошвах фундаментов [13, рис. 6.6] армирование производим сварными унифицированными сетками [13, табл. 5.13] в 2 слоя. Поперечная арматура $A_{sw} \varnothing 6$ АI установлена с шагом 600 мм (рис. 20). Масса арматуры на 1 фундамент:

$$m_{ст} = (3,85 \cdot 20 \cdot 1,998 \text{ кг/м}) \cdot 2 + (1,85 \cdot 7 \cdot 0,222) \cdot 4 = 319,192 \text{ кг} = 0,3192 \text{ т}.$$

Расход арматуры:

$$Q_{ст} = m_{ст} / V_{\phi} = 319,192 / 9,602 = 33,24 \text{ кг/м}^3 > Q_{\min} = 30 \text{ кг/м}^3. \text{ Стенки стакана не армируем: } t_{ст} = 275 \text{ мм} > 200 \text{ мм}.$$

3.2.8. Расчет осадки основания методом эквивалентного слоя (метод Н. А. Цытовича)

Осадка вычисляется по выражению (6.20) [9]: $S = h_{\text{э}} m_{\gamma_m} p_0$, где $h_{\text{э}} = A_{w_{\text{const}}} b$ – мощность эквивалентного слоя, согласно (6.21) [9], где,

принимая $K_{II} = \eta = a/b = 1,0$ и $\nu_0 = 0,3$ для пластичного суглинка, который имеет наибольшую мощность в пределах сжимаемой толщи, по табл. 6.8 [9] находим коэффициент $A_{w_{const}} = 1,08$ (как для жесткого фундамента):

$$h_3 = 1,08 \cdot 3,9 = 4,21 \text{ м.}$$

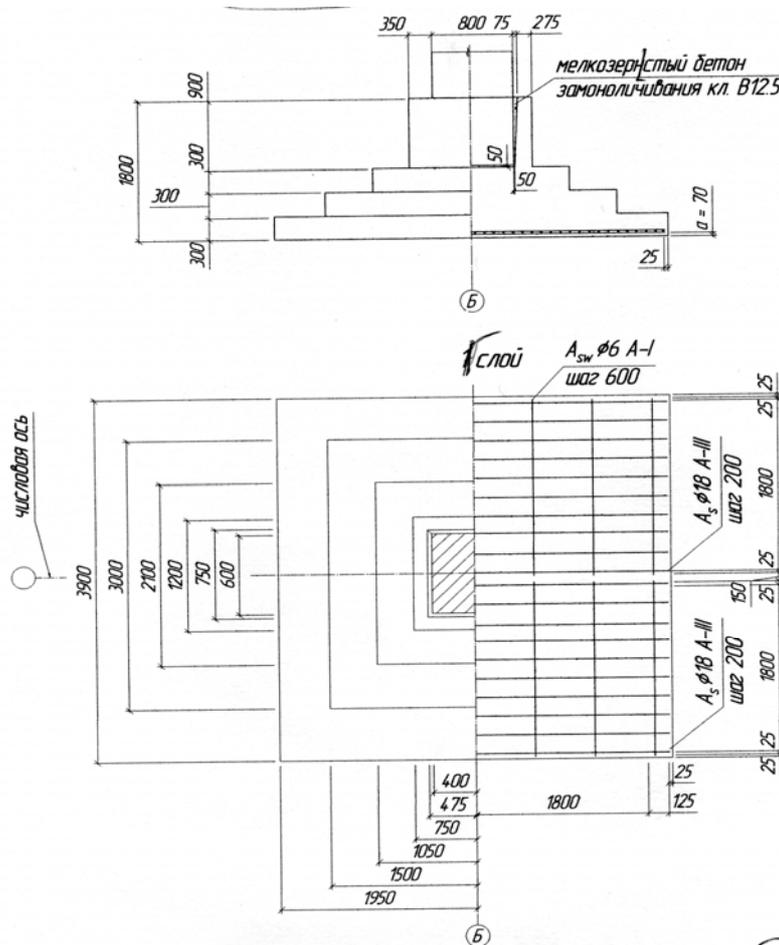


Рис. 20. Армирование монолитного железобетонного столбчатого фундамента на песчаной подушке. 2-й слой состоит из двух аналогичных сеток, уложенных перпендикулярно сеткам 1-го слоя

Тогда мощность сжимаемой толщи можно приблизительно определить по выражению $H = 2h_3 = 2 \cdot 4,21 = 8,42$ м, в пределах ее, учитывая слоистое залегание грунтов, по выражению (6.22) [9] найдем средний коэффициент относительной сжимаемости m_{ν_m} , разобьем сжимающую толщу на слои (рис. 21):

1-й слой: песок средней крупности, $E = 40000$ кПа,

при $\beta = 0,76$ [3, с. 51], $m_{v1} = \beta/E = 0,76/40000 = 1,9 \cdot 10^{-5}$ 1/кПа,
 $h_1 = 1,8$ м, $z_1 = 7,52$ м.

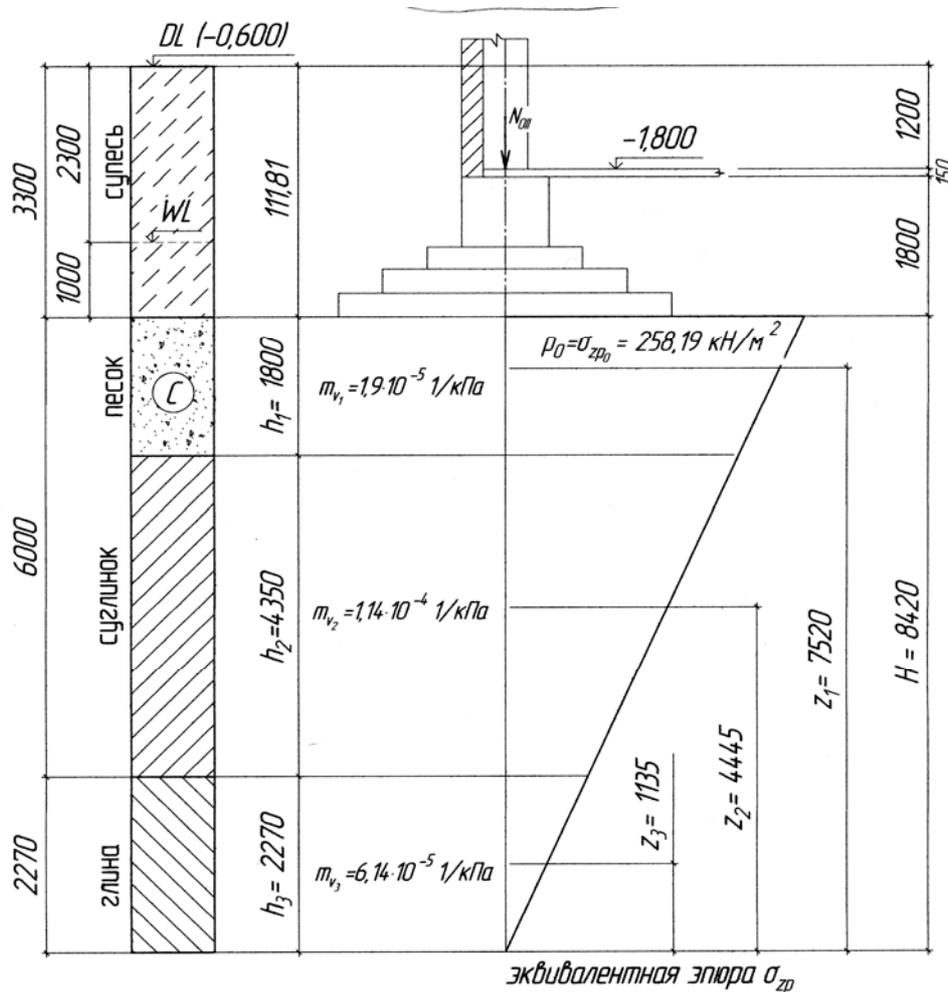


Рис. 21. Расчетная схема определения осадки методом эквивалентного слоя

2-й слой: суглинок серый, $E = 5000$ кПа,

$m_{v2} = 1,44 \cdot 10^{-4}$ 1/кПа (см. п. 2.2), $h_2 = 4,35$ м, $z_2 = 4,445$ м.

3-й слой: глина коричнево-серая, $E = 7000$ кПа,

$m_{v3} = 6,14 \cdot 10^{-5}$ 1/кПа (см. п. 2.2), $h_3 = 2,27$ м, $z_3 = 1,135$ м.

В соответствии с методом эпюру давлений σ_{zp} принимаем треугольной в пределах сжимаемой толщи. Величины z_i при этом – расстояния от нижней точки эквивалентной эпюры до середины i -го слоя.

В формуле (6.20) [9] $p_0 = \sigma_{2p_0} = 258,19 \text{ кН/м}^2$ (см. п. 3.2.4) – дополнительное давление на подошве фундамента. Тогда при

$$m_{v_m} = \frac{1}{2h_3} \sum_{i=1}^3 h_i m_{v_i} z_i = \frac{1}{2 \cdot 4,21^2} (1,8 \cdot 1,9 \cdot 10^{-5} \cdot 7,52 + 4,35 \cdot 1,14 \cdot 10^{-4} \cdot 4,445 + 2,27 \cdot 6,14 \cdot 10^{-5} \cdot 1,135) = 7,39 \cdot 10^{-5} \text{ 1/кПа}$$

осадка $S = h_3 m_{v_m} p_0 = 4,21 \cdot 7,39 \cdot 10^{-5} \cdot 258,19 = 0,080 \text{ м} = 8 \text{ см} = S_{u_{\max}}$, где $S_{u_{\max}}$ – допустимая максимальная осадка для многоэтажных промзданий с железобетонным каркасом [1, прил. 4]. Таким образом, основное условие расчета по II группе предельных состояний выполняется.

3.2.9. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта также определяем в ценах 1984 г. с учетом стоимости работ и материалов по укрупненным показателям.

В качестве подготовительных работ необходимо выполнить планировку площадки путем снятия слоя грунта на 50 мм и минимум временное водопонижение, необходимое для качественного производства работ.

Стоимость водоотлива определяем при отношении мокрого грунта (ниже УГВ) к глубине котлована: $h_{\text{гр}}/h_{\text{к}} = 1,0/3,2 = 0,313 < 0,5$ при глубине котлована $h_{\text{к}} = 3,2 \text{ м}$. Стоимость разработки котлована под 1 фундамент объемом $V_{\text{гр}} = 6 \cdot 6 \cdot 3,2 = 115,2 \text{ м}^3$ определяем [9, прил. 1] при $h_{\text{к}} = 3,2 \text{ м} > 2 \text{ м}$ и $b_{\text{к}} = 6 \text{ м} > 1 \text{ м}$ следующим образом: $C_{\text{т/м}^3} = 3,6 \cdot 1,25 + 3,6 \cdot 0,07 = 4,752 \text{ руб.}$ Стоимость разработки грунта под подушку при $b_{\text{п}} = 6,0 \text{ м} > 1 \text{ м}$: $3,6 \cdot 1,07 = 3,852 \text{ руб./м}^3$. Стоимость арматуры принимаем 250 руб./т. Все расчеты сведены в табл. 8 и 9.

Таблица 8

Объемы работ

Вид работ	Ед. изм.	Объем работ
1. Планировка площадки бульдозером	1000 м ²	$6 \cdot 6 \cdot 10^{-3} = 0,036$
2. Водоотлив	1 м ³	$6 \cdot 6 \cdot 3,2 = 115,20$
3. Разработка котлована под 1 фундамент	1 м ³	115,20
4. Разработка грунта под подушку	1 м ³	77,46
5. Устройство песчаной подушки	1 м ³	77,46
6. Устройство ж.-б. фундамента под колонну	1 м ³ бет.	9,602

Вариант монолитного столбчатого железобетонного фундамента с промежуточной бетонной подготовкой не рассматриваем, поскольку ана-

логичным расчетом, а также расчетом по методике, приведенной в п. 4.4 [11], установлено, что при использовании эффекта концентрации напряжений для выполнения условий (5) и (9) [1] потребуется песчаная подушка высотой $h_{\text{п}} = 2,5$ м, что увеличит стоимость варианта в конечном итоге.

Таблица 9

Определение стоимости варианта

Вид работ	Объем работ	Стоимость, руб.		Ссылка
		единицы	общая	
1. Планировка площадки бульдозером	0,036 м ²	0,86	0,031	Табл. 1.14 [12]
2. Водоотлив	115,2 м ³	0,95	109,44	Прил.1 [9]
3. Разработка котлована под фундамент	115,2 м ³	4,752	547,43	»»
4. Разработка грунта под подушку	77,46 м ³	3,852	298,38	»»
5. Устройство песчаной подушки	77,46 м ³	7,20	557,71	»»
6. Устройство ж.-б. фундамента	9,602 м ³	34,40	330,31	Табл. 1.14 [12]
7. Стоимость бетона фундамента (В12.5)	9,602 м ³	28,45	273,18	Табл. 1.15 [12]
8. Стоимость арматуры	0,3192 т	250	79,80	–
9. Стоимость песка подушки (средняя фракция)	77,46 м ³	3,00	232,38	Табл. 6 [18]
Итого	–	–	2428,66	–

3.3. Расчет свайного фундамента № 3 под сборную железобетонную колонну

3.3.1. Исходные данные. Выбор глубины заложения фундамента

Свайный фундамент состоит из заглубленных в грунт свай и свайного ростверка. Исходя из опыта проектирования, принимаем монолитный ростверк [13, с. 314], который является центрально загруженным на уровне верха с усилиями: $N_{0\text{п}} = 3890$ кН – для расчета по деформациям, $N_{0\text{I}} = 1,2 \cdot 3890 = 4668$ кН – для расчета по несущей способности (рис. 22). Предполагая, что сваи также условно центрально загружены, принимаем условно шарнирное их соединение с ростверком путем заделки головы сваи в ростверк на 100 мм. Кроме того, поскольку ростверк будет опираться на пластичные глинистые грунты, то согласно рекомендациям [9, с. 166]

под подошвой ростверка выполняем бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона В3,5 (см. рис. 22).

Глубину заложения ростверка определим с учетом техподполья, а также высоты ростверка, обеспечивающей его прочность на продавливание колонной. По предварительным подсчетам, которые здесь не приводятся, принимаем $h_p = 1950$ мм (кратно 150 мм), тогда $d_p = 1200 + 150 + 1950 = 3300$ мм $> d_f = 1,5$ м (см. п. 3.1.2в).

3.3.2. Выбор типа, материала и конструкции свай

По геологическим условиям принимаем тип свай – висячая. Расчет будем выполнять для варианта длинной сваи со значительным заглублением в песок. Выбираем сваи железобетонные цельные со стержневой ненапрягаемой арматурой сплошного квадратного сечения С15-35 [14, табл. 3.111]. Длина сваи $L = 15$ м, длина острия $l = 300$ мм, сечение $B \times B = 350 \times 350$ мм; изготовлена из тяжелого бетона класса В15 с $R_b = 8,5$ МПа [8, табл. 13], армирована продольной арматурой $8\varnothing 16$ АIII [9, табл. 9.1] с $R_s = 365$ МПа. Расход бетона на 1 сваю составляет $V_{бс} = 1,86$ м³, масса $m_c = 4,65$ т.

По технологии свайных работ сваи являются забивными.

3.3.3. Определение несущей способности одиночной висячей сваи по грунту

Несущую способность сваи по грунту определяем по формуле (8) [15]:

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{CR} R A + \left(\sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right) u \right],$$

где $\gamma_c = 1$ [15, п. 4.2.], $\gamma_{CR} = 1,0$ – при забивке свай механическими средствами (молотами) [15]; $A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225$ м²; $u = 4B = 4 \cdot 0,35 = 1,4$ м.

При глубине погружения нижнего конца сваи $d_{погр.св} = 1200 + 150 + 1950 + 14900 + 300 = 18500$ мм = 18,5 м от уровня планировки (см. рис. 22) по табл. 1 [15] найдем расчетное сопротивление под нижним концом сваи: для мелких песков средней крупности $R = 3110$ кПа (по интерполяции).

Далее толщу грунтов, прорезанных свай, разбиваем на слой толщиной не более 2 м [15, прил. 2 к табл. 2] и находим расчетные сопротивления по боковой поверхности сваи f_i при средней глубине слоя:

Суглинок $I_L = 0,714$	$z_1 = 4,25 \text{ м}, f_1 = 8,65 \text{ кПа}$ $z_2 = 6,20 \text{ м}, f_2 = 10 \text{ кПа}$ $z_3 = 8,20 \text{ м}, f_3 = 10 \text{ кПа}$	h_i – толщина i -го слоя, соприкасающегося с поверхностью свай
Глина $I_L = 0,67$	$z_4 = 10,20 \text{ м}, f_4 = 12,74 \text{ кПа}$ $z_5 = 12,20 \text{ м}, f_5 = 13,14 \text{ кПа}$	
Песок мелкий	$z_6 = 14,20 \text{ м}, f_6 = 13,54 \text{ кПа}$ $z_7 = 16,20 \text{ м}, f_7 = 52,2 \text{ кПа}$ $z_8 = 17,70 \text{ м}, f_8 = 53,7 \text{ кПа}$	

Таким образом, $F_d = 3110 \cdot 0,1225 + 1,4(8,65 \cdot 1,9 + 10 \cdot 2,0 + 12,74 \cdot 2,0 + 13,14 \cdot 2,0 + 13,54 \cdot 2,0 + 52,2 \cdot 2,0 + 53,7 \cdot 1,0) = 791,70 \text{ кН}$.

3.3.4. Определение несущей способности одиночной висячей сваи по материалу

Несущую способность сваи по материалу определим по формуле (9.3) [9]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_b R_b A_b + R_s A_s) \varphi,$$

где $\gamma_c = 1$ (при $B = 350 > 200 \text{ мм}$); $\gamma_b = 1,0$; $A_b = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225 \text{ м}^2$; $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; $A_s = 4 \cdot 2 \cdot 2,011 \cdot 10^{-4} = 1,609 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$ (для $8\text{Ø}16$); $R_s = 365 \text{ МПа}$; $\varphi = 1,0$ для свай полностью находящихся в грунте (согласно п. 9.3 [9]).

$$F_d = 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1225 + 365 \cdot 10^3 \cdot 1,609 \cdot 10^{-3} = 1628,54 \text{ кН}.$$

3.3.5. Выбор несущей способности одиночной висячей сваи.

Определение количества свай

Для дальнейших расчетов выбираем наименьшее из 2 полученных значений несущей способности сваи: $F_{d_{\min}} = F_d^{\text{TP}} = 791,70 \text{ кН}$.

Согласно выражению (2) [15] найдем расчетную нагрузку, допускаемую на 1 сваю, при $\gamma_k = 1,4$ (несущая способность F_d определена расчетом): $N = F_d / \gamma_k = 791,70 / 1,4 = 565,5 \text{ кН}$.

Определим предварительное количество свай под фундаментом по выражению (3.14) [12] при $a = 3B = 3 \cdot 0,35 = 1,05 \text{ м}$ – расстояние между осями свай ($\gamma_g = 1,4$, $\gamma_f = 1,15$ – коэффициенты надежности, $\gamma_{m_I} = 20 \text{ кН/м}^3$)

$$n = \frac{\gamma_g N_{0I}}{F_d - \gamma_f a^2 d_p \gamma_{m_I}} = \frac{1,4 \cdot 4668}{791,7 - 1,15 \cdot 1,05^2 \cdot 3,3 \cdot 20} = 9,23.$$

Принимаем $n = 9$ свай.

3.3.6. Конструирование ростверка. Уточнение нагрузки на сваю

По табл. 8.21 [10] для многоэтажных промзданий и получившегося количества свай выбираем свайный куст по схеме 9 с $a = b = 1,05$ м. Размеры подошвы ростверка назначаем кратными 300 мм: $a \times b = 2700 \times 2700$ мм, таким образом, свес ростверка составит $125 \text{ мм} > 100 \text{ мм}$ (min) [13].

Глубину стакана и размеры подколонника назначим, как и в случае монолитного столбчатого фундамента. Сконструированный ростверк показан на рис. 22.

Определим фактическую нагрузку на сваю. Для этого произведем сбор нагрузок в уровне низа ростверка. Будем учитывать давление (активное) грунта на стену техподполья (рис. 23) по аналогичной расчетной схеме (п. 3.1.5).

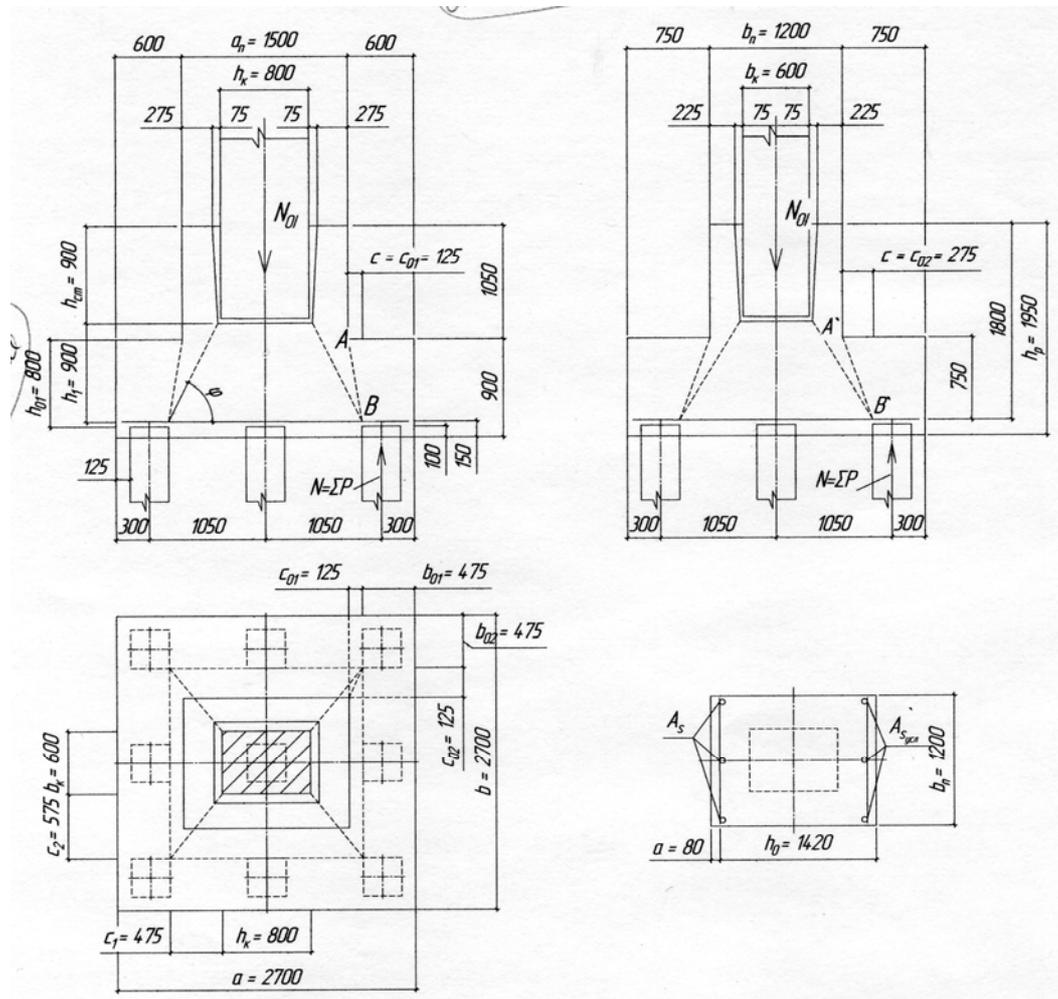


Рис. 22. Конструкция ростверка

При $d_p = 33$ м, $d_q = 0,4$ м; грунт обратной засыпки – песок с $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$, $\varphi_{II} = 30^\circ$; $p_1 = 2,4 \text{ кН/м}^2$, $p_2 = 18 \cdot (0,4 + 3,3) \cdot \text{tg}^2(45 - 30/2) = 22,2 \text{ кН/м}^2$.

Интенсивность активной нагрузки: $q_1 = p_1 B = 2,4 \cdot 6 = 14,4 \text{ кН/м}$,
 $q_2 = (p_2 - p_1) B = (22,2 - 2,4) \cdot 6 = 118,8 \text{ кН/м}$.

Момент и горизонтальная сила в заделке (на уровне подошвы ростверка):

$$M = 14,4 \cdot 3,3^2 / 8 + 118 \cdot 3,3^2 / 15 = 105,851 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Q = 14,4 \cdot 3,3 / 2 + 14,4 \cdot 3,3 / 8 + 118,8 \cdot 3,3 / 2 = 225,72 \text{ кН}.$$

Найдем объемы фундамента и грунта на его ступенях.

Объем тела ростверка:

$$V_p = V_{CT} + V_{II} - V_{CT} = 2,7^2 \cdot 0,9 + 1,5 \cdot 1,2 \cdot 4,05 - 0,604 = 7,847 \text{ м}^3.$$

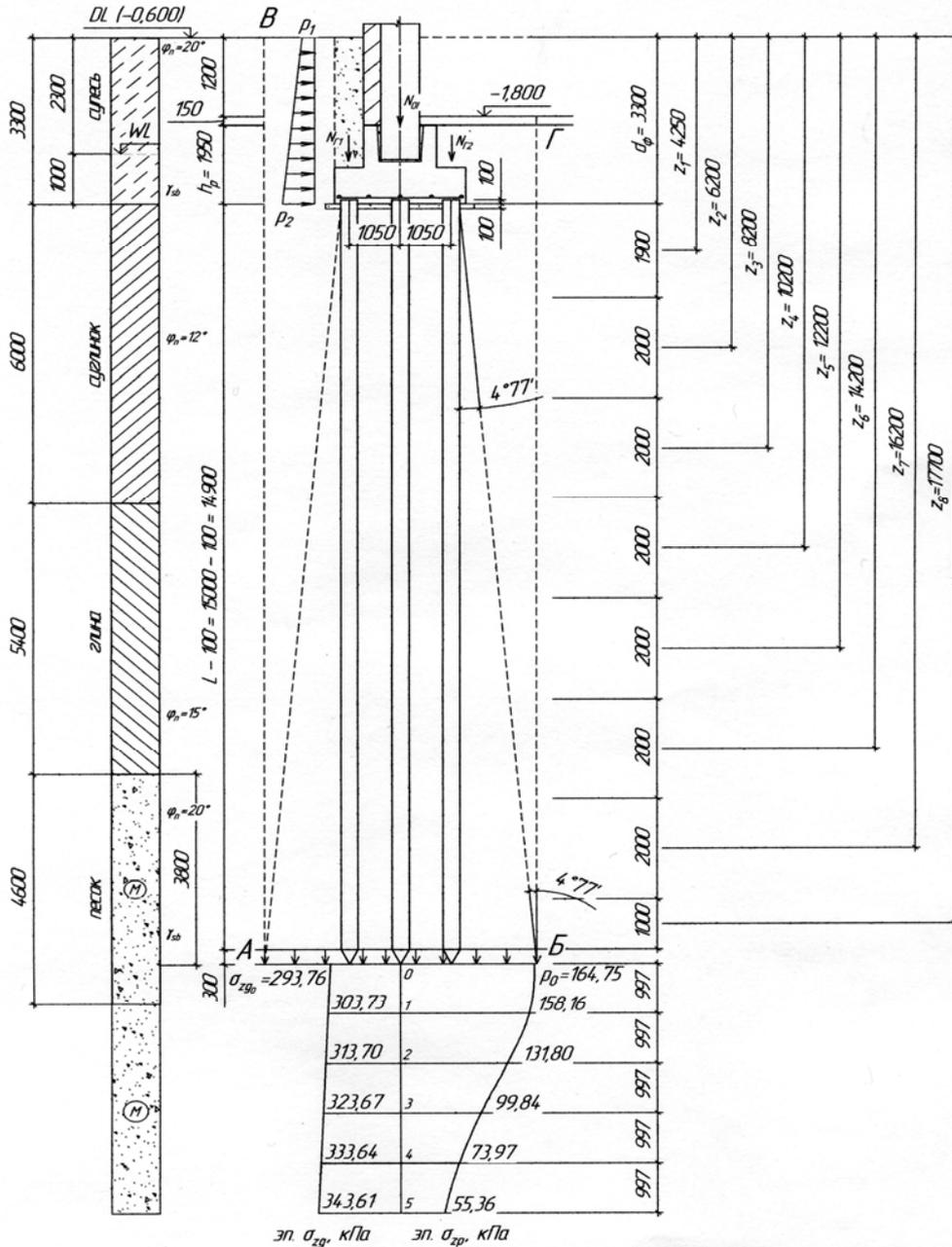


Рис. 23. Расчетная схема определения осадки свайного фундамента

Объем грунта, вытесненный с внешней стороны техподполья:

$$V_{Г1} = 0,6 \cdot 2,7 \cdot (3,3 - 0,9) = 3,888 \text{ м}^3.$$

Объем грунта на внутренних ступенях:

$$V_{Г2} = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 2,7 + 2 \cdot (1,5 \cdot 1,05 \cdot 0,75) = 4,064 \text{ м}^3, \text{ из него}$$

$$V_{Г2}^{\cdot} = 0,6 \cdot 1,05 \cdot 2,7 = 1,701 \text{ м}^3.$$

Вычисляем вес фундамента (ростверка) и грунта на ступенях. Принимая объемный вес железобетона $\gamma_{б} = 24 \text{ кН/м}^3$, вес тела ростверка

$$N_p = V_p \gamma_{б} = 7,847 \cdot 24 = 188,33 \text{ кН.}$$

Вес грунта с наружной стороны:

$$N_{Г1\Pi} = V_{Г1\Pi} \gamma_{\Pi} = 3,888 \cdot 18 = 69,98 \text{ кН,}$$

$$N_{Г2\Pi} = V_{Г2\Pi} \gamma_{\Pi} = 4,064 \cdot 18 = 73,152 \text{ кН, в том числе}$$

$$N_{Г2\Pi}^{\cdot} = V_{Г2\Pi}^{\cdot} \gamma_{\Pi} = 1,701 \cdot 18 = 30,618 \text{ кН.}$$

Силы $N_{Г1\Pi}$ и $N_{Г2\Pi}$ приложены с эксцентриситетами:

$$e_1 = e_2 = 300 + 750 = 1050 \text{ мм} = 1,05 \text{ м,}$$

значит

$$M_{Г1\Pi} = N_{Г1\Pi} e_1 = 69,98 \cdot 1,05 = -73,48 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

$$M_{Г2\Pi}^{\cdot} = N_{Г2\Pi}^{\cdot} e_2 = 30,618 \cdot 1,05 = 32,15 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Все полученные усилия сведем в табл. 10. Правило знаков – такое же, как в п. 3.1.5. Для выполнения последующих расчетов по I группе предельных состояний (по несущей способности) значения вышенайденных усилий вносим в таблицу умноженными на $\gamma_m = 1,1$ [5, с. 27].

Таблица 10

Усилия на уровне подошвы фундамента

Вид нагрузки	N_{Π} , кН	M_{Π} , кН·м	Q_{Π} , кН
1. Нагрузка от рамы (по заданию)	4668	0	0
2. Вес ростверка	207,16	0	0
3. Вес грунта			
а) с внешней стороны техподполья	76,98	-84,68	0
б) с внутренней стороны техподполья	80,47	35,37	0
4. Боковое давление грунта	0	116,44	248,29
Итого	5032,61	67,13	248,29

Поскольку имеет место действие момента, крайние (правые) сваи будут нагружены сильнее. Поэтому для определения фактической нагрузки на сваи воспользуемся выражением (9.28) [9], где

$$y = 1,05 \text{ м, } \sum y_i^2 = 1,05^2 \cdot 4 + 1,05 \cdot 2 \cdot 4 = 13,23 \text{ м}^2,$$

$$P_{\Phi} = \frac{N_I}{n} + \frac{M_{Iy}}{\sum y_i^2} = \frac{5032,61}{9} + \frac{67,13 \cdot 1,05}{13,23} = 564,51 \text{ кН} < N = 565,5 \text{ кН}.$$

Таким образом, условие (2) [15] выполняется: фактическая нагрузка на наиболее загруженную сваю не превышает ее расчетного сопротивления (несущей способности). Следовательно, фундамент запроектирован верно.

3.3.7. Проверка давления на грунт по II группе предельных состояний

Проверку давления в плоскости нижних концов свай производим по подошве условного фундамента согласно п. 6 [15]. Для определения границ условного фундамента найдем средний угол внутреннего трения грунта по формуле (29):

$$\varphi_{\Pi, mt} = \frac{\sum \varphi_{\Pi_i} h_i}{\sum h_i} = \frac{12 \cdot 6,0 + 15 \cdot 5,4 + 36 \cdot 3,8}{6,0 + 5,4 + 3,8} = 19,07^\circ, \text{ тогда}$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{\Pi, mt}}{4} = 4,77^\circ.$$

Согласно схеме п. 6.1 [15] определяем вертикальные границы условного фундамента, откладывая от вертикали (наружной грани крайних рядов свай) угол $\alpha = 4,77^\circ$ (см. рис. 23). Таким образом, условный фундамент ограничен в объеме АБВГ. Размеры подошвы условного фундамента: при $h = 15,2 \text{ м}$ [15, п. 6.1] $l_y = b_y = 1,05 \cdot 2 + 0,35 + 2 \cdot 15,2 \cdot \text{tg}(4,77^\circ) = 4,987 \text{ м}$.

$$\text{Площадь подошвы: } A_y = l_y b_y = 4,987^2 = 24,87 \text{ м}^2.$$

При проверке давления учитываем вес условного фундамента, он равен весу грунта в объеме АБВГ (см. рис. 23).

$$N_{y\Pi} = N_{zр\Pi} = (3,8 \cdot 10 + 5,4 \cdot 18,2 + 6,0 \cdot 17,8) \cdot 24,87 + 1,0 \cdot 8,59 \cdot 24,87 + 0,95 \cdot 18,3 \cdot 24,87 + 1,35 \cdot 18,3 \cdot 1,744 \cdot 4,987 = 6,906,265 \text{ кН}.$$

$$\text{Вес ростверка: } N_{р\Pi} = 188,33 \text{ кН}.$$

$$\text{Вес свай: } N_{с\Pi} = nm_c g = 9 \cdot 4,65 \cdot 10 = 418,5 \text{ кН}.$$

Среднее фактическое давление по подошве условного фундамента

$$p_{\Pi} = \frac{N_{0\Pi} + N_{р\Pi} + N_{y\Pi} + N_{с\Pi}}{A_y} = \frac{3890 + 188,33 + 6906,265 + 418,5}{24,87} = 458,51 \text{ кН}.$$

Определим расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента (уровень АБ) по формуле (7) [1], где грунт – песок мелкий, $\varphi_{II} = 36^\circ$, $c_{II} = 2$ кПа, $\gamma_{c_1} = 1,3$, $\gamma_{c_2} = 1,0$, $M_\gamma = 1,81$, $M_q = 8,24$, $M_c = 9,97$, $k = k_z = 1,0$, $\gamma_{II} = 10$ кН/м³ = γ_{s6} , $d_6 = 1,2$ м.

$$\gamma_{II}^{\cdot} = (3,8 \cdot 10 + 6,0 \cdot 17,8 + 5,4 \cdot 18,2 + 1,0 \cdot 8,59 + 2,3 \cdot 18,3) / 18,5 = 15,88 \text{ кН/м}^3,$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}^{\cdot} = (3,8 + 6,0 + 5,4) + 1,95 + 0,15 \cdot 22 / 15,88 = 17,36 \text{ м};$$

$$b = b_y = 4,987 \text{ м.}$$

$$R = 1,3 \cdot [1,81 \cdot 1,0 \cdot 4,987 \cdot 10 + 8,24 \cdot 17,36 \cdot 15,88 + (8,24 - 1) \cdot 1,2 \cdot 15,88 + 9,97 \cdot 2] = 3275,67 \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, $p_{II} = 458,51$ кН/м² < $R = 3275,67$ кН/м², т.е. основное требование расчета по II группе предельных состояний выполняется.

3.3.8. Определение осадки свайного фундамента с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства методом послойного суммирования

Расчет производим, как и в п. 3.1.8, по выражениям прил. 2 [1]. Напряжения от собственного веса грунта на уровне подошвы условного фундамента

$$\sigma_{zg_0} = \sum \gamma_i h_i = 3,8 \cdot 10 + 5,4 \cdot 18,2 + 6,0 \cdot 17,8 + 1,0 \cdot 8,59 + 2,3 \cdot 18,3 = 293,76 \text{ кН/м}^2.$$

Дополнительное давление в уровне подошвы условного фундамента

$$p_0 = p_{II} - \sigma_{zg_0} = 458,51 - 293,76 = 164,75 \text{ кН/м}^2.$$

Назначим толщину элементарного слоя таким образом, чтобы избежать интерполяции при определении коэффициента α : по таблице прил. 2 [1] $h_i = \zeta b_y / 2 = 0,4 \cdot 4,987 / 2 = 0,997$ м.

При определении осадки предполагаем, что ниже подошвы условного фундамента до границы сжимаемой толщи залегает тот же песок мелкий, что и ИГЭ-4.

Все необходимые величины находим и сводим в табл. 11.

Таблица 11

Расчет осадки свайного фундамента методом послойного суммирования

Грунт, E	Номер точки	z_i , м	σ_{zg} , кН/м ²	$\xi = \frac{2z}{b_y}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha p_0$, кН/м ²	σ_{zpi} , кН/м ²
Песок мелкий, $E = 26000$ кПа	0	0	293,76	0,0	1,000	164,75	161,46
	1	0,997	303,73	0,4	0,960	158,16	144,98
	2	1,994	313,70	0,8	0,800	131,80	115,82
	3	2,991	323,67	1,2	0,606	99,84	86,91
	4	3,998	333,64	1,6	0,449	73,97	64,67
	5	4,985	343,61	2,0	0,336	55,36	

Определяем положение границы сжимаемой толщи [1, прил. 2, п. 6]:

Точка 4: $\sigma_{zp} = 73,97$ кПа $>$ $0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 333,64 = 66,73$ кПа.

Точка 5: $\sigma_{zp} = 55,36$ кПа $<$ $0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 343,61 = 68,72$ кПа.

По наименьшему расхождению принимаем, что граница сжимаемой толщи проходит через точку 4 ($z = H_c = 3,988$), до которой и производим суммирование по выражению (1) прил. 2 [1].

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i} = \frac{0,8 \cdot 0,997}{26000} \cdot (161,46 + 144,98 + 115,82 + 86,91) = 0,0156 \text{ м} = 1,56 \text{ см} < S_{u_{\max}} = 8 \text{ см} [1, \text{прил. 4}].$$

Таким образом, фактическая осадка не превышает допустимую.

3.3.9. Расчет ростверка по прочности

Рассчитаем монолитный железобетонный ростверк, изображенный на рис. 22, по прочности (несущей способности). Материалом ростверка назначаем бетон тяжелый класса В12,5 с $R_b = 7,5$ МПа, $R_{bt} = 0,66$ МПа [8, табл. 13]. Выполним следующие расчеты:

а) Расчет на продавливание колонной

Для нашего случая схему образования пирамиды продавливания примем по рис. III.15 [19] и чертежу 16б [8] (до внутренних граней свай). Согласно выражению (9.37) [9] условие прочности имеет вид

$$N \leq [\alpha_1 (b_k + c_2) + \alpha_2 (h_k + c_1)] h_1 R_{bt},$$

где N – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций свай за пределами пирамиды продавливания:

при нагрузке на 1 сваю

$$N_{c1} = N_{01} / n = 4668 / 9 = 518,67 \text{ кН},$$

$$N_I = 8N_{c1} = 8 \cdot 518,67 = 4149,36 \text{ кН (см. рис. 22)},$$

$$b_k = 600 \text{ мм}, h_k = 800 \text{ мм}, c_1 = 475 \text{ мм}, c_2 = 575 \text{ мм}, h_1 = 1050 - 150 = 900 \text{ мм}.$$

Коэффициенты α_1 и α_2 определяем по табл. 9.7 [9]:

$$\text{при } k_1 = c_1 / h_1 = 0,475 / 0,9 = 0,53 \quad \alpha_1 = 3,185;$$

$$\text{при } k_2 = c_2 / h_1 = 0,575 / 0,9 = 0,64 \quad \alpha_1 = 2,77.$$

Таким образом, $N_I = 4149,4 \text{ кН} < [3,185 \cdot (0,6 + 0,575) + 2,77 \cdot (0,8 + 0,475)] \cdot 0,9 \cdot 0,66 \cdot 10^3 = 4320,8 \text{ кН}$, условие прочности выполняется, прочность на продавливание колонной обеспечена.

б) Расчет на продавливание угловой сваей

Реактивному давлению со стороны угловой сваи ростверк сопротивляется только по 2 граням опрокинутой пирамиды продавливания (см. рис. 22). Расчетную нагрузку на угловую сваю будем определять с учетом действия момента в уровне низа ростверка (п. 3.3.6). Условие прочности в этом случае имеет вид [9, п. 9.39]:

$$P_{\phi_i} \leq [\beta_1 (b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta_2 (b_{01} + 0,5c_{01})] h_{01} R_{bt},$$

где P_{ϕ_i} – расчетная нагрузка на угловую сваю в уровне низа ростверка (с учетом веса ростверка и грунта на его обрезах): $P_{\phi_I} = 564,51 \text{ кН}$ (п. 3.3.6).

$$b_{01} = 475 \text{ мм}; b_{02} = 475 \text{ мм}; c_{01} = 125 \text{ мм}; c_{02} = 275 \text{ мм (см. рис. 22)};$$

$$h_{01} = 900 - 100 = 800 \text{ мм} - \text{высота нижней ступени от верха свай. Коэффици-}$$

циенты β_1 и β_2 определим по табл. 9.8 [9]:

$$\text{при } k_{01} = c_{01} / h_{01} = 125 / 800 = 0,16 \quad \beta_1 = 1,05;$$

$$\text{при } k_{02} = c_{02} / h_{01} = 275 / 800 = 0,34 \quad \beta_2 = 0,96.$$

Таким образом, $P_{\phi_I} = 564,51 \text{ кН} < [1,05 \cdot (0,475 + 0,5 \cdot 0,275) + 0,96 \cdot 0,475 + 0,5 \cdot 0,125] \times 0,8 \cdot 0,66 \cdot 10^3 = 612,02 \text{ кН}$, условие выполняется, прочность на продавливание угловой сваей обеспечена.

в) Расчет на поперечную силу

Согласно рекомендациям [13, с. 321] в монолитных железобетонных ростверках на действие поперечной силы необходимо проверять наклонные сечения, проходящие от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника (см. сечения АВ и А`В` на рис. 22). Расчет производим по выражению (8.15) [10]:

$$\sum N_p \leq mbh_{01}R_{bt},$$

где $\sum N_p$ – расчетная нагрузка на все находящиеся за пределами сечения свай от нагрузок в уровне низа ростверка, т.е. $\sum N_p = 3P_{\phi I} = 3 \cdot 564,51 = 1693,53$ кН.

Коэффициент m определяем из таблицы на с. 184 [10]: при $h_0/c_{01} = 0,75/0,125 = 6 > 1,67$ и $h_0/c_{02} = 0,75/0,275 = 2,73 > 1,67$ (сечение А`В`) $m = 2,5$, тогда получаем: $1693,53 \text{ кН} < 2,5 \cdot 2,7 \cdot 0,75 \cdot 0,66 \cdot 10^3 = 3341,25 \text{ кН}$, условие выполняется, прочность по наклонному сечению обеспечена.

г) Расчет на местное сжатие

Расчет ростверка на местное сжатие под торцом сборной железобетонной колонны прямоугольного сечения производим по условию (III.83) [19]:

$$N \leq 1,5R_b A_c,$$

где $A_c = 0,6 \cdot 0,8 = 0,48 \text{ м}^2$ – площадь сечения колонны,

$$N = N_{0I} = 4668 \text{ кН} < 1,5 \cdot 7,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 = 5400 \text{ кН},$$

таким образом, условие выполняется, прочность ростверка на местное сжатие обеспечена.

д) Расчет на изгиб

Расчет ростверка на изгиб производим аналогично расчету монолитного железобетонного фундамента. Необходимо подобрать арматуру в подошве, продольную арматуру в подколоннике и заармировать стакан.

1) Для определения количества арматуры в подошве назначим следующую расчетную схему (рис. 24), где сечения сделаем по грани колонны (I-I) и подколонника (II-II). Расчетный изгибающий момент в каждом сечении определим как сумму моментов от реакции свай; будем учитывать более нагруженные свай из-за действия момента в уровне низа ростверка: $N_{c_i} = 564,51 \text{ кН}$.

Сечение I-I: $M_I = 3N_{c_i} (b - 0,5b_k) = 3 \cdot 564,51 \cdot (1,05 - 0,5 \cdot 0,6) = 1270,15 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

Сечение II-II: $M_{II} = 3N_{c_i} (b - 0,5b_{II}) = 3 \cdot 564,51 \cdot (1,05 - 0,5 \cdot 0,2) = 762,09 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуемая площадь сечения арматуры:

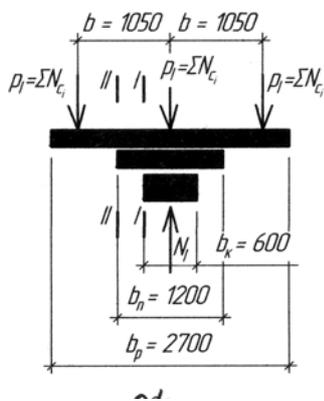


Рис. 24. Расчетная схема ростверка

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9R_s h_{0I}} = \frac{1270,15}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 1,8} = 2,148 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 21,48 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9R_s h_{0II}} = \frac{762,09}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,75} = 3,093 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 30,93 \text{ см}^2.$$

В соответствии с рекомендациями [13, с. 314], подошву ростверка армируем в каждом направлении одинаково отдельными сварными унифицированными сетками [13, табл. 5.13] в 2 слоя: для одной сетки принимаем рабочую арматуру $14\text{Ø}18$ АIII с $A_s = 35,63 \text{ см}^2$, поперечную $A_{sw} \text{Ø}6$ АI с шагом 600 мм (рис. 25).

2) Определим необходимость установки продольной арматуры подколонника: в нашем случае имеется высокий подколонник с $\delta_{ст} = 275 \text{ мм} > > 200 \text{ мм}$, $h_{ст} = 900 \text{ мм} < h_{II} = 1050 \text{ мм}$, но $\delta_{ст} = 275 \text{ мм} < < 0,75h_{ст} = 0,75 \cdot 900 = 675 \text{ мм}$. Значит согласно рекомендациям [9, с. 136; 13, с. 296] стенки стакана необходимо армировать. Так как ростверк по обрезу загружен центрально, арматуру назначаем конструктивно. Согласно [13, с. 294] $\mu_{\min} = 0,05 \%$. Сделаем сечения III-III и IV-IV по подколоннику (см. рис. 24) и определим количество A_s и $A_{s_{\text{усл}}}$:

по коротким сторонам $A_s = A_{s_{\text{усл}}} = 0,0005bh_0 = 0,0005 \cdot 120 \cdot 142 = 8,52 \text{ см}^2$.

По табл. V.4 [12] принимаем по короткой стороне $6\text{Ø}14$ АIII с $A_s = A_{s_{\text{усл}}} = 9,23 \text{ см}^2$. По длинным сторонам подколонника арматуру не устанавливаем. Армирование см. на рис. 25.

3) Произведем подбор поперечной арматуры подколонника. Поскольку проектный эксцентриситет $e_0 = M_I/N_I = 0$, найдем случайный эксцентриситет из 2 значений: $e_a = 1/30 h_k = 1/30 \cdot 800 = 0,027 \text{ м}$ и $e_a = 0,01 \text{ м}$, т.е. принимаем $e_0 = e_a = 0,027 \text{ м} < h_k/6 = 0,8/6 = 0,133 \text{ м}$.

В этом случае согласно [13, с. 301] стенки стакана армируем конструктивно двумя сетками [13, с. 184], шаг которых принимаем $S = 150$ мм. Схема армирования ростверка приведена на рис. 25.

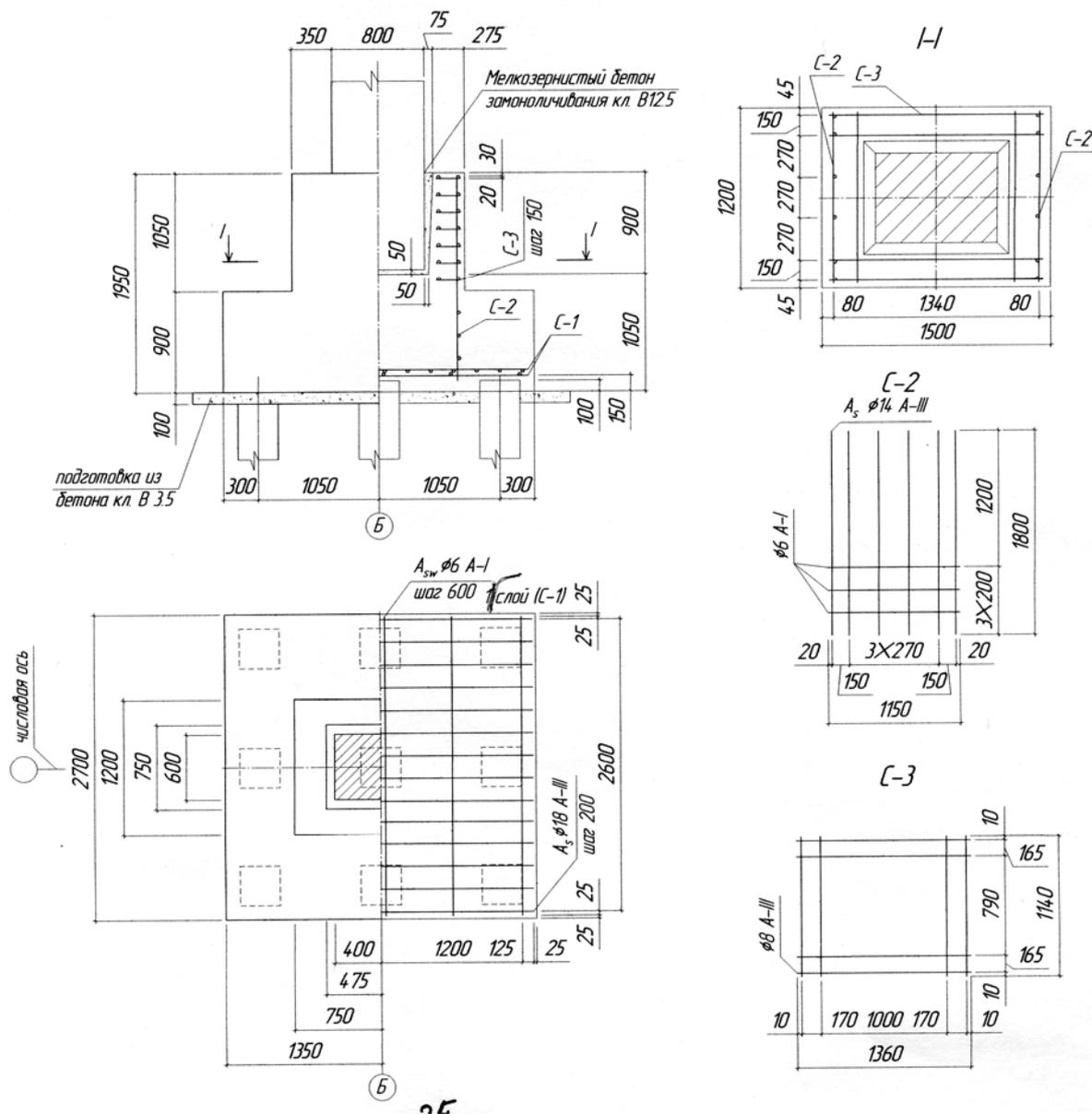


Рис. 25. Армирование ростверка. 2-й слой состоит из двух аналогичных сеток, уложенных перпендикулярно сеткам 1-го слоя

3.3.10. Определение проектного отказа для заданных условий погружения свай

а) Подбор молота для погружения свай

Определим исходные данные: сваи С15-35, $m_{св} = 4,65$ т, масса наголовника $m_H = 0,1$ т, расчетная нагрузка на сваю $N_c = 565,5$ кН. Согласно выражению (8.21) [10] определим минимальную энергию удара:

$$E_{\min} = 1,75aN_c = 1,75 \cdot 25 \cdot 565,5 = 24,74 \text{ кДж},$$

где $a = 25 \text{ Дж/кН}$ – коэффициент, принятый по п. 8.5.2 [10].

Учитывая значительные массу и длину свай, для забивки выбираем трубчатый дизель-молот С-996 с энергией удара $E = 27 \text{ кДж}$ [10, табл. 8.31]. Его характеристики: масса ударной части $m_{y.ч} = 1800 \text{ кг}$, полная масса молота $m_M = 3650 \text{ кг}$.

Производим проверку пригодности принятого молота по выражению (8.22) [10], где

$$G_h = m_M g = 3650 \cdot 10 = 36500 \text{ Н} = 36,5 \text{ кН} \text{ – полный вес молота};$$

$$G_b = (m_{св} + m_n) \cdot 10 = (4,65 + 0,1) \cdot 10 = 47,5 \text{ кН} \text{ – вес свай и наголовника};$$

$$E_p = 0,9G'_h h_m = 0,9 \cdot 1,8 \cdot 2,8 \cdot 10 = 45,36 \text{ кДж} \text{ – расчетная энергия удара},$$

где G'_h – вес ударной части;

$h_m = 2,8 \text{ м}$ – фактическая высота падения ударной части молота (п. 8.5.2) [10];

$k_m = 6$ – коэффициент [10, табл. 8.33] при забивке железобетонных свай.

$$(G_h + G_b)/E_p = (36,5 + 47,5)/45,36 = 1,85 < k_m = 6,$$

таким образом, условие (8.22) [10] выполняется, выбранный молот можно использовать при забивке свай. В качестве копрового оборудования можно использовать установку КО-16 на базе трактора Т-130 БГ-1 [17, табл. 7.1].

б) Определение проектного отказа

Определение проектного отказа свай, т.е. величины ее погружения при достижении проектного положения за 1 мин работы дизель-молота, производим по выражению (9.10) [9], где $N = 565,5 \text{ кН}$; $E_p = 45,36 \text{ кДж}$; $A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225 \text{ м}^2$. Коэффициенты: $\eta = 1500 \text{ кН/м}^2$ [15, табл. 10]; $\gamma_9 = 1,4$ [5, с. 30]; $M = 1,0$ – молоты ударного действия [15, п. 5.7]; $\varepsilon^2 = 0,2$ – коэффициент восстановления удара [9, с. 154]: $m_1 = m_{y.ч} = 18 \text{ кН}$, $m_2 = (m_{св} + m_n)g = G_b = 47,5 \text{ кН}$; $m_3 = 0$ (подбавок).

$$S_{\text{пр}} = \frac{\eta A E_p (m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3))}{(\gamma_9 \cdot N/M)(\gamma_9 \cdot N/M + \eta A)(m_1 + m_2 + m_3)} =$$

$$= \frac{1500 \cdot 0,1225 \cdot 45,36 \cdot (18 + 0,2 \cdot 47,5)}{(1,4 \cdot 565,5/1) \cdot (1,4 \cdot 565,5 + 1500 \cdot 0,1225) \cdot (18 + 47,5)} = 0,00453 \text{ м} = 0,453 \text{ см}.$$

3.3.11. Определение стоимости варианта

Стоимость варианта также определяем в ценах 1984 г; в нее включаем стоимость материалов и работ с учетом рыночных переводных коэффициентов. Все сводим в табл. 12 и 13.

Таблица 12

Объемы работ

Вид работ	Ед. изм.	Объем работ
1. Планировка площадки бульдозером	1000 м ²	$6 \cdot 6 \cdot 10^{-3} = 0,036$
2. Водоотлив при $h_M/h_K = 1,0/3,4 = 0,29$	1 м ³	$6 \cdot 6 \cdot 3,4 = 122,4$
3. Разработка котлована под 1 фундамент	1 м ³	122,4
4. Забивка железобетонных свай $L = 15$ м	1 м ³ бет.	$9 \cdot 1,86 = 16,74$
5. Устройство бетонной подготовки В3,5	1 м ³ бет.	$2,8 \cdot 2,8 \cdot 0,1 = 0,784$
6. Устройство монолитного ростверка	1 м ³ бет.	7,847

Таблица 13

Определение стоимости варианта

Вид работ / материалов	Объем работ	Стоимость, руб.		Ссылка
		единицы	общая	
1. Планировка площадки бульдозером	0,036 м ²	0,86	0,031	Табл. 1.14 [12]
2. Водоотлив при $h_M/h_K = 0,29$	122,4 м ³	0,95	116,28	Прил.1 [9]
3. Разработка котлована $h_K = 3,4 \text{ м} > 2, b_K = 6 \text{ м} > 1 \text{ м}$	122,4 м ³	5,01	613,22	»»»
4. Забивка железобетонных свай $L = 15$ м	16,74 м ³	86,10	1441,314	»»»
5. Устройство бетонной подготовки (В3,5)	0,784 м ³	29,4	23,05	Табл. 1.14 [12]
6. Устройство монолитного ростверка	7,847 м ³	34,4	269,94	Табл. 1.14 [12]
7. Стоимость бетона ростверка (В12,5)	7,847 м ³	28,45	223,25	Табл. 1.15 [12]
8. Стоимость бетона подготовки (В12,5)	0,784 м ³	25,6	20,07	»»»
9. Стоимость арматуры	0,2094 т	250	52,35	—
10. Стоимость свай квадратного сечения $u = 1,4 \text{ м}, L = 15 \text{ м}$	16,74 м ³	12,12	202,89	Табл. 1.15 [12]
Итого	—	—	2962,40	—

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ, УКАЗАННЫХ НА СХЕМЕ ЗДАНИЯ

Сравнивая стоимость рассмотренных выше вариантов по табл. 6, 9, 13, определяем, что наиболее экономичен вариант монолитного столбчатого железобетонного фундамента с использованием в качестве естественно-го основания одного из ИГЭ (см. табл. 6). Очевидно, что при расчете фундаментов № 2, 4 и 5 (см. рис. 1) за основу следует взять именно этот вариант. Однако для фундамента № 4 выгодным и целесообразным оказывается вариант с использованием песчаной подушки.

Расчеты фундаментов № 1, 2, 4 и 5 выполняются аналогичным образом по методике, изложенной выше. Результаты расчета в целях уменьшения объема методических указаний приведены в пп. 4.1, 4.2 и 4.3 в итоговом виде. В курсовом проекте расчет фундаментов, указанных на схеме здания, производится полностью.

Расчет и конструирование фундаментов, указанных на схеме здания, после выбора наиболее экономичного варианта можно выполнить и на ЭВМ по программам «Листопад», «Улисс», «Фундамент» и др. Формы для расчета ленточных, столбчатых и свайных фундаментов по программам «Листопад», «Улисс» приведены в прил. 2, 3.

Расчет ленточных фундаментов по программе «Листопад» проводится по 2 группам предельных состояний и сводится к следующему:

- 1) вводятся исходные данные;
- 2) в результате расчета получаем размеры подошвы фундамента b и l , конструкцию фундамента минимального объема (размеры и количество ступеней, армирование и др.), осадку фундамента.

Поскольку фундаменты соседних рядов закладываются на разных отметках (рис. 26), необходимо проверить выполнение условия (4) [1]:

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_I + c_I / p_{m_I} \right),$$

где p_{mI} – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента, значения φ_I и c_I – из табл. 1, 2 прил. 1 [1].

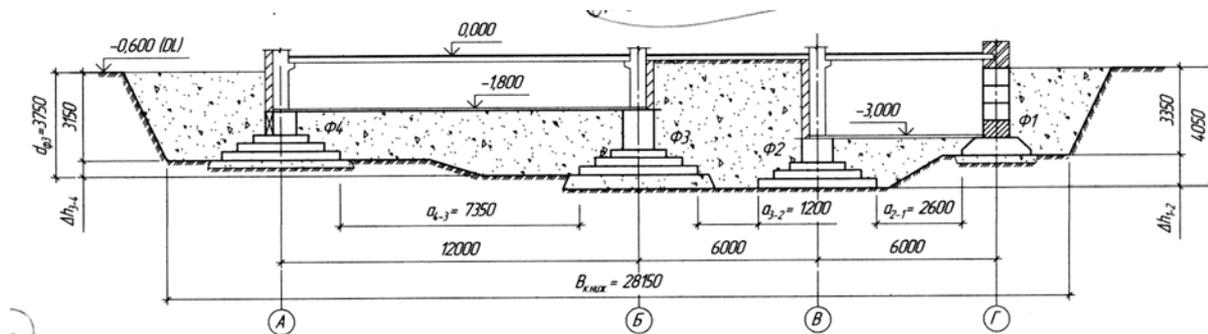


Рис. 26. Расположение фундаментов, указанных на схеме здания

Фундаменты № 4 и № 3: грунт – суглинок, $p_{mI} = 1,2 \cdot 22580 = 27096$ кПа,
 $\Delta h_{3-4} = 3750 - 3150 = 600$ мм = 0,6 м < $7,35 \left(\operatorname{tg} 10 + 14/270,96 \right) = 1,68$ м.

Фундаменты № 3 и № 2: грунт – песок мелкий, $c_n = 2$ кПа, $\varphi_{II} = 32^\circ$;
 $p_{mI} = 1,2 \cdot 210,03 = 252,04$ кПа, $\Delta h_{3-2} = 4,05 - 3,75 = 0,3$ м < $1,2 \left(\operatorname{tg} (1,1 \times \right.$
 $\times 3,2) + 2 \cdot 1,5/252,04) = 0,86$ м.

Фундаменты № 2 и № 1: грунт – суглинок, $p_{mI} = 154,4$ кПа,
 $\Delta h_{1-2} = 4,05 - 3,35 = 0,7$ м $\approx 2,6 \left(\operatorname{tg} 10 + 14/154,4 \right) = 0,694$ м.

Таким образом, условие (4) [1] выполняется, фундамент можно закладывать на разных отметках.

4.1. Расчет и конструирование монолитного столбчатого фундамента № 2

Схемы приложения нагрузок и армирования показаны на рис. 27 и 28, усилия на уровне подошвы даны в табл. 14.

Нагрузки на обресе: $N_{0II} = 3190$ кН, $M_{0II} = 52$ кН·м (I комбинация).

Размеры колонны: $h_K \times b_K = 800 \times 600$ мм.

Глубина заложения фундамента: $d_{ф} = 4,05$ м.

Размеры подошвы: $a \times b = 4,8 \times 4,8$ м.

Расчетное сопротивление грунта под подошвой: $R = 221,253$ кПа.

Грунт обратной засыпки – песок: $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $\varphi = 30^\circ$.

Максимальное давление под подошвой: $p_{II_{max}} = 199,256$ кПа.

Минимальное давление под подошвой: $p_{II_{min}} = 161,39$ кПа.

Среднее давление: $p_{m_{II}} = 180,32$ кПа.

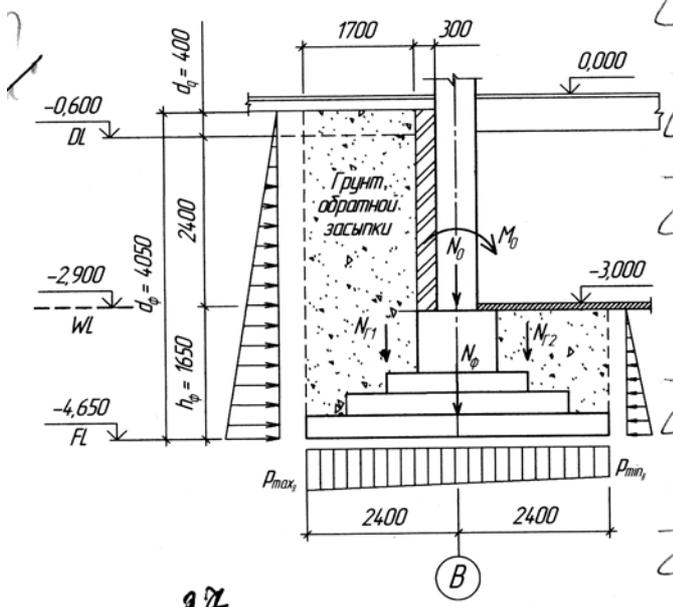


Рис. 27. Схема приложения нагрузок к столбчатому фундаменту № 2

Осадка (по методу Н.А. Цытовича): $S = 0,068$ м.

Глубина сжимаемой толщи: $H = 10,37$ м.

Материал фундамента: тяжелый бетон плотной структуры В20 с $R_{bt} = 0,9$ МПа (из условия прочности на продавливание).

Класс рабочей арматуры АIII, $R_s = 365$ МПа ($d > 10$ мм), 2 слоя сеток.

Объем бетона фундамента: $V_{\Phi} = 13,27$ м³.

Масса арматуры фундамента: $m_{CT} = 535,70$ кг.

Расход арматуры: $Q_{CT} = 40,37$ кг/м³.

Таблица 14

Усилия на уровне подошвы фундамента № 2

Вид нагрузки	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	Q_{II} , кН
1. Нагрузка от рамы	3190	52	0
2. Вес фундамента	318,58	0	0
3. Вес грунта на ступенях фундамента			
а) с внешней стороны подвала	508,36	-800,66	0
б) с внутренней стороны подвала	137,70	216,88	0
4. Боковое давление грунта			
а) активное	0	188,96	331,70
б) пассивное	0	-7,32	-37,85
Итого	4154,64	-350,14	293,85

4.2. Расчет и конструирование монолитного столбчатого фундамента № 4

Схемы приложения нагрузок и армирования показаны на рис. 29 и 30, усилия на уровне подошвы даны в табл. 15.

Нагрузки на обресе: $N_{0II} = 2290$ кН, $M_{0II} = -79$ кН·м (I комбинация).

Размеры колонны: $h_k \times b_k = 600 \times 400$ мм.

Глубина заложения фундамента: $d_{\phi} = 3,15$ м.

Размеры подошвы: $a \times b = 4,5 \times 4,2$ м.

Высота песчаной подушки: $h_n = 0,3$ м.

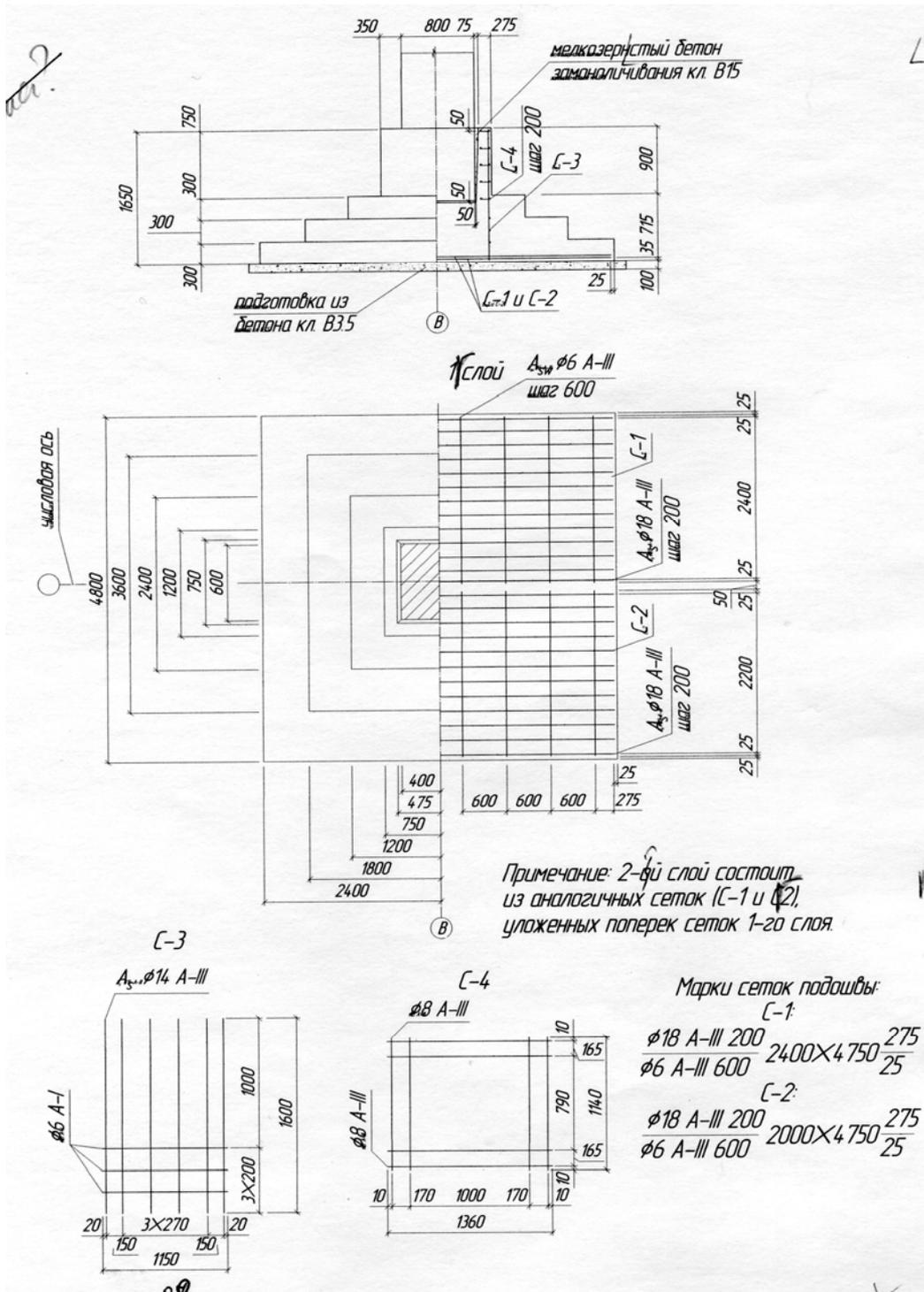


Рис. 29. Схема армирования монолитного столбчатого фундамента № 2

4.3. Расчет и конструирование монолитного столбчатого фундамента № 5

Схемы приложения нагрузок и армирования показаны на рис. 31 и 32, усилия на уровне подошвы даны в табл. 16.

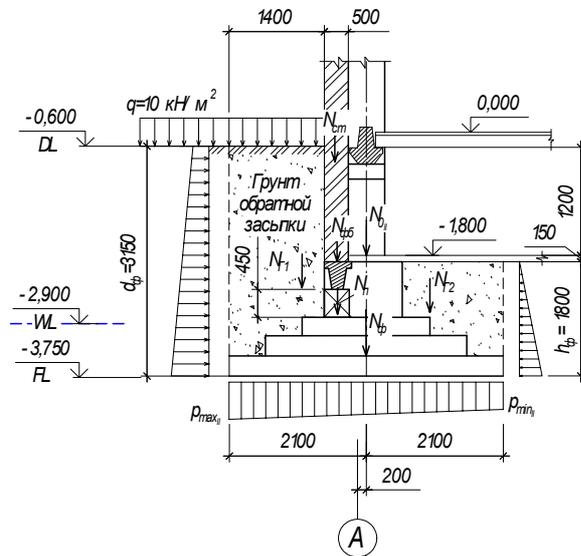


Рис. 31. Схема приложения нагрузок к столбчатому фундаменту № 5

$h_{ф.б} = 450$ мм, вес $G_{ф.б} = 18$ кН.

Нагрузки на обресе: $N_{0II} = 1260$ кН, $M_{0II} = -68$ кН·м (I комбинация).

Размеры колонны: $h_K \times b_K = 600 \times 400$ мм.

Глубина заложения фундамента: $d_{ф} = 3,15$ м.

Размеры подошвы: $a \times b = 4,2 \times 3,9$ м.

Расчетное сопротивление грунта под подошвой: $R = 321,56$ кПа

Грунт обратной засыпки: песок с $\gamma_{II} = 18$ кН/м³, $\varphi_{II} = 30^\circ$.

Стены: армокаменные самонесущие, $\gamma = 19$ кН/м³.

Тип фундаментной балки: ФБ 6-37, $l = 4750$ мм, высота сечения

Таблица 16

Нагрузки в уровне подошвы фундамента (из плоскости)

Вид нагрузки	N_{II} , кН	M_{II} , кН·м	Q_{II} , кН
1. Нагрузка от рамы	1260	0	0
2. Вес фундамента	238,27	0	0
3. Вес приливов	11,02	-5,51	0
4. Вес стенового ограждения и фунда. балки	1442,43	-721,22	0
5. Вес грунта обратной засыпки			
а) с внешней стороны техподполья	262,44	-380,54	0
б) с внутренней стороны техподполья	164,52	222,1	0
6. Боковое давление грунта			
а) активное	0	99,86	218,05
б) пассивное	0	-14,01	-58,32
Итого	3378,68	-799,31	159,73

Максимальное давление на грунт: $p_{II_{max}} = 275,99$ кПа.

Минимальное давление под подошвой: $p_{II_{min}} = 136,96$ кПа.

Среднее давление: $p_{mII} = 206,27$ кПа.

Объем бетона фундамента: $V_{\text{ф}} = 9,928 \text{ м}^3$.

Масса арматуры фундамента: $m_{\text{ст}} = 417,19 \text{ кг}$.

Расход арматуры: $Q_{\text{ст}} = 42,02 \text{ кг/м}^3$.

5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет позволяет определить степень неравномерности осадок соседних фундаментов и влияние этого явления на эксплуатационные свойства здания. Согласно таблице прил. 4 [1] для производственных многоэтажных зданий с полным железобетонным каркасом предельно допустимая относительная разность осадок основания $(\Delta S/L)_u = 0,002$, таким образом, должно выполняться условие

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_i - S_{i+1}}{L} \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u,$$

где S_i, S_{i+1} – осадки соседних фундаментов (п. 3.1, пп. 4.1 – 4.3); L – расстояние между центрами соседних фундаментов (см. рис. 1):

1) фундамент № 1 – № 2: $S_1 = 0,068 \text{ м}$, $S_2 = 0,068 \text{ м}$,

$$\Delta S/L = (S_1 - S_2)/L = (0,068 - 0,068)/6 = 0 < 0,002;$$

2) фундамент № 2 – № 3: $S_2 = 0,068 \text{ м}$, $S_3 = 0,08 \text{ м}$,

$$\Delta S/L = (S_3 - S_2)/L = (0,08 - 0,068)/6 = 0,002 = 0,002;$$

3) фундамент № 3 – № 5: $S_3 = 0,08 \text{ м}$, $S_5 = 0,075 \text{ м}$,

$$\Delta S/L = (S_3 - S_5)/L = (0,08 - 0,075)/6 = 0,00083 < 0,002;$$

4) фундамент № 5 – № 4: $S_5 = 0,075 \text{ м}$, $S_4 = 0,081 \text{ м}$,

$$\Delta S/L = (S_4 - S_5)/L = (0,081 - 0,075)/6 = 0,001 < 0,002;$$

5) фундамент № 3 – № 4: $S_3 = 0,08 \text{ м}$, $S_4 = 0,081 \text{ м}$.

$$\Delta S/L = (S_4 - S_3)/L = (0,081 - 0,08)/12 = 0,000083 < 0,002.$$

Во всех случаях условие выполняется, для данных грунтовых условий имеющаяся неравномерность осадок соседних фундаментов допустима.

6. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА № 3 ВО ВРЕМЕНИ

Для расчета затухания осадок во времени воспользуемся методом эквивалентного слоя Н.А. Цытовича, когда слои грунта будут испытывать

уплотнение в пределах расчетной мощности сжимаемой толщи [9, с. 106], т.е. $H = 2h_3 = 10,36$ м (см. п. 3.1.10).

Поскольку уплотняющие напряжения уменьшаются с глубиной, водопроницаемость нижнего слоя (глины) меньше водопроницаемости верхнего слоя (суглинок) и ниже $H = 10,36$ м нет слоев со свободным выходом воды, то по рис. 6.24 [9] выбираем вид уплотняющего давления по эюре 2 с односторонней фильтрацией воды (рис. 33).

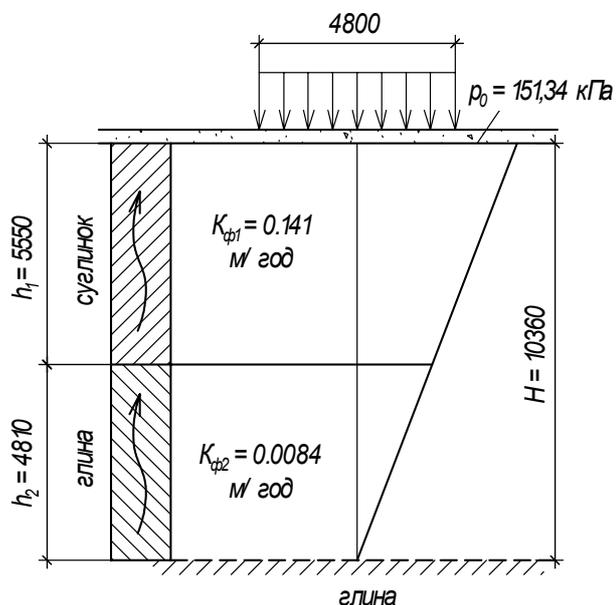


Рис. 33. Характер фильтрации воды

Так как имеется слоистое (2 слоя) напластование грунтов, произведем их замену условно однородным грунтом со средними характеристиками.

1) Средний коэффициент относительной сжимаемости $m_{V_m} = 1,025 \cdot 10^{-4}$ 1/кПа (см. п. 3.1.10).

2) Средний коэффициент фильтрации: согласно выражению (6.73) [9] определяется

$$k_{\phi m} = h_a / \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{\phi i}}, \text{ где } h_a = H = 10,360 \text{ м,}$$

где $k_{\phi i}$ – коэффициент фильтрации i -го слоя (табл. 2).

$$k_{\phi m} = 10,36 / \left(\frac{5,550}{0,141} + \frac{4,810}{0,0084} \right) = 0,0169 \text{ м/год.}$$

По выражению (6.75) [9] найдем средний коэффициент консолидации:

$$G_{V_m} = k_{\phi m} / (m_{V_m} \gamma_w) = 0,0169 / (1,025 \cdot 10^{-4} \cdot 10) = 16,49 \text{ м}^2/\text{год,}$$

тогда время, необходимое для уплотнения грунта до заданной степени U по формуле (6.74) [9], находим следующим образом [для эюры 2 ($N = N_2$)]:

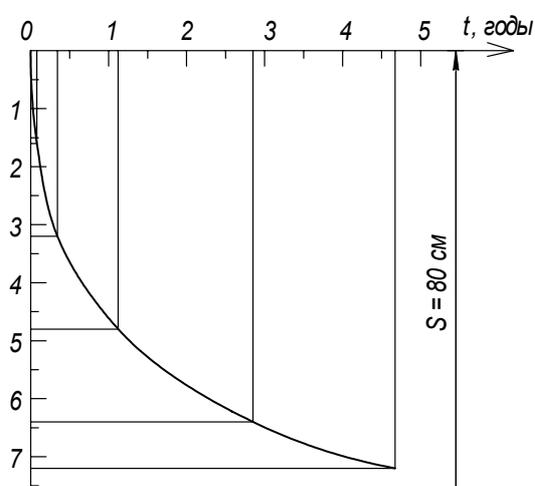


Рис. 34. График затухания осадки фундамента № 3 во времени

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 C_{V_m}} N = \frac{4 \cdot 10,360^2}{3,14^2 \cdot 16,49} N_2 = 2,64 N_2,$$

где N_2 – величина в условиях односторонней фильтрации воды, определяемая в зависимости от степени уплотнения U по табл. 6.15 [9].

Таким образом, принимая за стабилизационную осадку $S = 0,08$ м (см. п. 3.1.10) и задаваясь значениями U_i , можно найти осадку за время t : $S_t = US$.

Все расчеты сведены в табл. 17, на основе которых построена кривая затухания осадок (рис. 34).

Таблица 17

Расчет осадки во времени (фундамент № 3)

U (табл. 6.15) [9]	N_2 (табл. 6.15) [9]	S_t , см	t , годы
0,2	0,02	$0,2 \cdot 8 = 1,6$	$2,64 \cdot 0,02 = 0,053$
0,4	0,13	$0,4 \cdot 8 = 3,2$	$2,64 \cdot 0,13 = 0,343$
0,6	0,42	$0,6 \cdot 8 = 4,8$	$2,64 \cdot 0,42 = 1,109$
0,8	1,08	$0,8 \cdot 8 = 6,4$	$2,64 \cdot 1,08 = 2,851$
0,9	1,77	$0,9 \cdot 8 = 7,2$	$2,64 \cdot 1,77 = 4,673$

Согласно рекомендациям [9, с. 108] определяем время полного затухания осадки при $U = 0,9$, что соответствует 4,673 года.

7. ВЫБОР ТИПА ГИДРОИЗОЛЯЦИИ

Конструкцию гидроизоляции принимаем типовой в зависимости от положения уровня грунтовых вод относительно разных частей здания: пола подвала и техподполья. Принимаем, что глубина залегания грунтовых вод 2,3 м.

Грунтовые воды не поднимаются над полом техподполья, поэтому в осях А-Б назначим гидроизоляцию пола в виде слоя литого асфальтобетона по подстилающему слою (см. рис. 6). Наружные поверхности фундаментов и стен для защиты от влаги необходимо обмазать горячей битумной мастикой 2 раза (слой 2...4 мм). Подвал (в осях В-Г) заглублен ниже техподполья, УГВ находится на $\Delta w = 100$ мм выше пола подвала. С учетом капиллярного поднятия (в супеси – 0,3 м) назначим $\Delta w = 400$ мм.

Для восприятия гидростатического давления в конструкции пола подвала предусмотрим пригрузочный бетонный слой, толщина которого вычисляется по формуле [9, с. 31]:

$$h_{\delta} = h_u \gamma_{\omega} / (\gamma_{\delta} - \gamma_{\omega}) = 0,4 \cdot 10 / (24 - 10) = 0,285 \text{ м, примем } h_{\delta} = 280 \text{ мм,}$$
 где $h_u = \Delta w = 0,4 \text{ м}$, $\gamma_{\omega} = 10 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_{\delta} = 24 \text{ кН/м}^3$.

В качестве гидроизоляции пола подвала назначим литой асфальтобетон, а подстилающим слоем служит втопленный в грунт щебень, пролитый битумом. Вертикальную гидроизоляцию стен подвала также выполним обмазочной. Кроме того, поверх обмазки выкладывается защитная (прижимная) стенка для восприятия

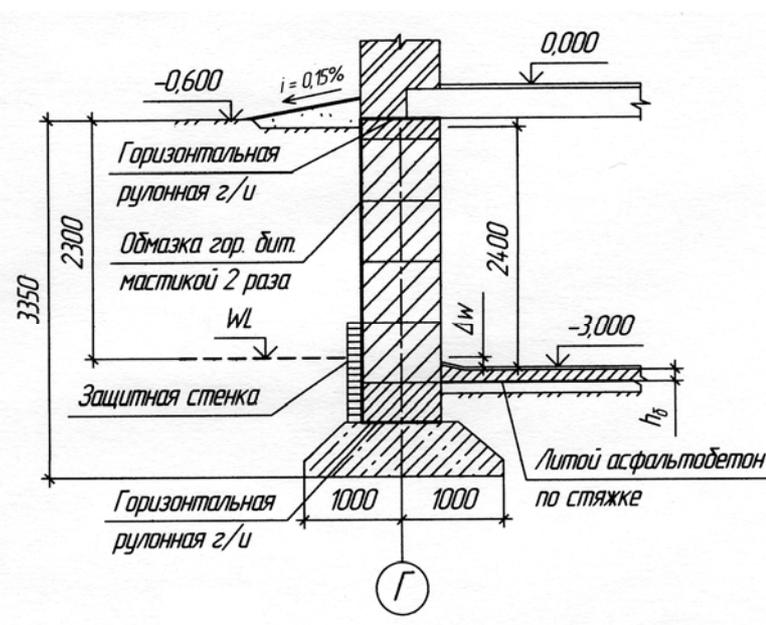


Рис. 35. Устройство гидроизоляции

гидростатического давления, верх которой расположен выше пола подвала на высоту капиллярного поднятия (рис. 35).

Для противодействия капиллярному подсосу влаги сквозь конструкции используем и горизонтальную гидроизоляцию в 2 уровнях: на уровне цоколя и в сопряжении блоков стен с фундаментной плитой; выполняется из 2 слоев рулонного материала (изола) на мастике. Поверх фундаментных балок горизонтальная гидроизоляция укладывается аналогично или в виде цементно-песчаного раствора.

Для отвода поверхностных вод вокруг здания устраивается отмостка шириной 1 м из асфальта, уложенного по утепленному щебню.

8. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ

Основные работы «нулевого цикла» производятся в соответствии со СНИП 3.03.01-87 и СНИП 3.02.01-87 и другими нормативными документами.

1. Подготовительные работы

Помимо внутрипостроечных подготовительных работ, связанных с созданием разбивочной геодезической основы, прокладкой дорог и прочим, необходимо произвести работы по водопонижению и удалению растительного слоя. Поскольку работы «нулевого цикла» чаще всего производятся в зимнее время, последние 2 вида работ по подготовке площадки желательно провести за 2 – 3 месяца до холодов. Кроме того, возможны мероприятия по предохранению грунта от промерзания. Водопонижение осуществляется инфильтровыми установками.

2. Разработка котлована

Размеры котлована понизу назначим из условия возможности перемещения в пазах людей при выполнении гидроизоляции: при ширине проходов 0,6 м $b_k \times a_k = 28,15 \times 40,10$ м. Размеры поверху определяются из условия назначения крутизны откосов.

В поперечнике котлован имеет форму, представленную на рис. 26; наибольшая глубина котлована -4,200 м. Грунт разрабатывается одноковшовым экскаватором, оборудованным прямой лопатой, с отгрузкой в автосамосвалы. Планировка дна котлована осуществляется бульдозером. Отрывка котлована производится на всех участках на глубину, меньше проектной на 50...100 мм. Кроме того, котлован разрабатывается не по всей площади сразу, а по частям во избежание увеличения глубины промерзания.

3. Устройство фундаментов

Ленточный сборный фундамент устанавливается на выравнивающей песчаной подготовке. Монтаж плит и блоков производится с помощью самоходного стрелового крана с приобъектной площадки (склада). Замоноличивание стыков выполняется с их предварительным отоплением. Метод производства бетонных работ в зимних условиях (по устройству монолитных фундаментов) выбирается отдельно в зависимости от наличия на строительной площадке необходимого оборудования, вида цементов, по-

годных условий и прочего. Бетонирование желательно осуществлять непрерывно, все открытые поверхности по мере бетонирования должны быть укрыты теплоизоляционными материалами (по расчету). Уплотнение бетонной смеси производится обычными методами, но более тщательно, используя внутренние вибраторы. В бетоне обязательны пластифицирующие добавки.

4. Гидроизоляция

Обмазочная гидроизоляция выполняется механизированным газопламенным способом с предварительным обогревом поверхности форсункой. Мастика используется в виде порошкообразного состава. Асфальтовая гидроизоляция подвальных помещений при $t_{н.в.} \geq -20$ °С осуществляется без особых технологических мер, но с очисткой и осушением изолируемых поверхностей. Выполнение горизонтальной рулонной гидроизоляции может производиться с помощью наплавления на горячих мастиках с предварительным обогревом поверхности. Кладка защитных (прижимных) стенок выполняется на цементно-песчаном растворе с противоморозными добавками.

5. Обратная засыпка

Работы по обратной засыпке начинаются после завершения всех предшествующих работ. Количество возможных мерзлых комьев в грунте не должно превышать 15 % общего объема засыпки. Грунт отсыпают и уплотняют слоями, причем грунт в непосредственной близости от фундамента (0,8 м) уплотняют слоями 15 – 20 см пневмотрамбовками, а дальнейшие слои – малогабаритными самоходными катками. После выполнения части работ по обратной засыпке (или всего объема) устанавливаются колонны и ригели.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет
Кафедра строительного производства

РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ»

Тема _____

Руководитель (должность, ФИО)

Разработал студент (ФИО)

_____ факультета

_____ курса _____ группы

_____ ГОД

**Программа «Л И С Т О П А Д»
Расчет сборных и монолитных ленточных фундаментов**

Номер объекта 7, фамилия

**ОБЩИЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ОБЪЕКТА
(размерности в тс и м)**

Удельный вес	Y1= 1.7 , 1.7 , 1.7 , 1.82 , ,
	Y2= 1.83 , 1.78 , 1.82 , 1.93 , ,
Сцепление	C1= 0.8 , 1.4 , 1.5 , 0.1 , ,
	C2= 1.1 , 2.1 , 1.8 , 0.2 , ,
Угол внутр.трения	F1= 18 , 10 , 13 , 33 , ,
	F2= 20 , 12 , 15 , 36 , ,
Кoeff.пористости	e= 0.91 , 1.13 , 1.09 , 0.66 , ,
Модуль деформации	E= 700 , 500 , 700 , 2600 , ,
Нач.просад.давл.	Rпд= , , , , ,
Кoeff.относительной просадочн. при давлении 5,10,20,30т/кв.м	I (5)= , , , , ,
	I (10)= , , , , ,
	I (20)= , , , , ,
	I (30)= , , , , ,
Грунт засыпки	Y11=1.65 Y21=1.80 C11=0.09 C21=0.10 F11=28.0
	F21=30.00 e=0.00
Нормат.нагрузки на верх стены фундамента (на 1 пог.м)	{ N=20.70 , , , , ,
	{ M=2.00 , , , , ,
	{ Q=0.00 , , , , ,

Y1, C1, F1 - расчетное значение характеристик грунтов по несущей способности;

Y2, C2, F2 - расчетное значение характеристик грунтов по деформациям;

Y11, C11, F11 - то же для засыпки по несущей способности;

Y21, C21, F21 - то же для засыпки по деформациям;

И С Х О Д Н Ы Е Д А Н Н Ы Е

Номер расчета	7
Отм.планировки	OPL= -0.60 м
Отм.верха фундам.плиты	OVF= -3.15 м
Отм.поверхн.грунта справа (или пола подвала)	OPP= -3.00 м
Отм.верха стены фундамента (или низа перекрыт.)	ONP= -0.50 м
Признак наличия перекрытия (есть- 1 , нет- 0 или 2)	PP= 1 -
Толщина стены фундам. (BS) , толщ.стены 1-го этажа (BSE)	
BS=0.60 м , BSE=0.50 м	
Ширина подвала	BP= 6.00 м

Нагрузка на грунт слева	QG= 1.00 т/кв.м
Нагрузка на грунт справа	
(или на пол подвала)	QGP= 0.00 т/кв.м
Материал стены фундам.:сопрот.кладки сжатию	RS= 1280 т/кв.м
модуль упругости кладки	ESZ= 2300 т/кв.м
растяж.при изгибе по неперев.сечен.	RTB= 7500 т/кв.м
Отметка природного рельефа	OPR= -0.60 м
Отм.уровня грунтов.вод	OGV= -2.30 м
Номер грунта: 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; ; ; ; ;	
Высота слоя : 3.3 ; 6.0 ; 5.4 ; 4.6 ; ; ; ; ;	
Привед.коэфф.для определ.расч.сопрот.основания	YC1*YC2/K= 1.1
Коэфф.условий работы основания на коэфф.надежн.	YC/YN= 1.0
Коэфф.повыш.расч.сопрот.основан.(если S<0.4*Spред.)	KR= 1.0
Индекс нагрузок	IN=
Наличие констр. препятств. повороту фундам.(есть-1,нет-0)	= 0
Длина фундамента	LF= 37.00 м

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

Ширина фундамента	BF - 2.00
Расч.сопрот.грунта под подошвой	R - 17.25 т/кв.м
Среднее давление под подошвой	PS - 14.99 т/кв.м
Максимальное давление под подошвой	PMAX - 16.65 т/кв.м
Осадка	S - 0.068 м
Просадка	SP - 0.000 м
Глубина сжимаемой толщи	HST - 8.65 м
По устойчивости :	
Расчетная нагрузка на основание	F - 27.11 т
Сила предельного сопротивления основания	NU*YC/YN - 28.76 т
Сдвигающая сила	TSD - 4.32 т
Удерживающая сила	TUD*YC/YN - 9.64 т
Среднее сечение стены подвала:	
расстояние до сечения от верха стены	1.49 м
момент в сечении	-0.34 тм
вертикальная сила	25.13 т
максимально возможное усилие по прочности	746.05 т
максимально возможное усилие по трещиностойк.	746.05 т
Нижнее сечение стены подвала :	
момент в сечении	0.21 тм
вертикальная сила	26.97 т
максимально возможное усилие по прочности	756.34 т
максимально возможное усилие по трещиностойк.	756.34 т
Марка фундаментного блока	ФЛ20.24-1
Ширина раскрытия трещин в сечении у края стены	a= 0.00 мм
Ширина раскрытия трещин в сечении посередине вылета	a= 0.00 мм

НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТ ОТ КОЛОННЫ

N , т	M _x , тм	Q _x , т	M _y , тм	Q _y , т

N , т	M _x , тм	Q _x , т	M _y , тм	Q _y , т

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ НА ФУНДАМЕНТ

Вертикальная сила, т	Эксцентриситет, м	
	по оси X	по оси Y

Приложение 4

Форма 3

ВЛГУ. 270102. 07. 01 0Ф										
Расчет и проектирование подземной части здания Химического корпуса										
Химический корпус										
План расположения выработок. Разрез 1-1. Варианты фундаментов. План фундаментов. Спецификация. Узлы.										
Изм.	Колуч	Лист	№ док	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов		
						КП	1	1		
Н. контр.						ПГС-198				
Проверил		Дубов К.А.								
Разработал		Иванов И.И.								

Форма 5

ВЛГУ. 270102. 07. 00 ПЗ										
Расчет и проектирование подземной части здания Химического корпуса										
Расчетно-пояснительная записка										
Изм.	Колуч	Лист	№ док	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов		
						КП	3	55		
Н. контр.						ПГС-198				
Проверил		Дубов К.А.								
Разработал		Иванов И.И.								

Форма 6

ВЛГУ. 270102. 07. 00 ПЗ										
Изм.	Кол. уч	Лист	№ док	Подпись	Дата	Лист				

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1985. – 40 с.
2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
3. Механика грунтов, основания и фундаменты : метод. указания и задания на курсовой проект В V ч. Ч. I / сост.: К. А. Дубов [и др.] ; Владим. гос. техн. ун-т. – Владимир : [б.и.], 1995. – 56 с.
4. Основания и фундаменты : метод. указания к курсовому проекту. В V ч. Ч. II / сост. К. А. Дубов ; Владим. гос. ун-т. – Владимир : Ред.-издат. комплекс ВлГУ, 2002. – 28 с.
5. Основания и фундаменты : метод. указания к курсовому проекту. В V ч. Ч. III / сост. К. А. Дубов ; Владим. гос. ун-т. – Владимир : Ред.-издат. комплекс ВлГУ, 2003. – 48 с.
6. Механика грунтов, основания и фундаменты : метод. указания к изучению курса и выполнению курсового проекта / сост. : А. Н. Кудрявцев [и др.] ; Владим. политехн. ин-т. – Владимир : [б.и.], 1978. – 56 с.
7. *СНиП 23.01-99*. Строительная климатология и геофизика / Госстрой России. – М. : ГУП ЦПП, 2000. – 136 с.
8. *СНиП 2.03.01-84**. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 79 с.
9. *Далматов, Б. И.* Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. / Б.И. Далматов, Н. Н. Морарескул, В. Г. Науменко. – М. : Высш. шк. 1986. – 239 с.
10. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справ. проектировщика / под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Профименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 470 с.
11. *Сорочан, Е. А.* Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.
12. *Берлинов, М. В.* Расчет оснований и фундаментов / М. В. Берлинов, Б. А. Ягупов. – М. : Стройиздат, 2001. – 267 с. – ISBN 5-274-01917-X.
13. Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / под ред. А. Б. Голышева. – Киев : Будивэльник, 1990. – 496 с.
14. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства : справ. проектировщика / под ред. Г. И. Бердичевского. – М. : Стройиздат, 1981. – 303 с.
15. *СНиП 2.02.03-85*. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
16. *Суворов, А. В.* Машины и оборудование для погружения свай / А. В. Суворов, В. В. Лубнин, В. З. Замкина. – М. : Высш. шк., 1986. – 187 с.
17. *Штоль, Т. М.* Технология возведения подземной части зданий и сооружений / Т. М. Штоль, В. И. Теличенко, В. И. Феклин. – М. : Стройиздат, 1990. – 202 с. – ISBN 5-274-00998-0.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ.....	3
1. ОЦЕНКА ХАРАКТЕРА НАГРУЗОК И КОНСТРУКТИВНЫХ ОСОБЕННОСТЕЙ ЗДАНИЯ.....	5
2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ И РАЗМЕЩЕНИЕ ПРОЕКТИРУЕМОГО СООРУЖЕНИЯ.....	7
2.1. Инженерно-геологические условия площадки.....	7
2.2. Определение недостающих показателей физико-механических свойств инженерно-геологических элементов.....	9
2.3. Размещение сооружения на местности и определение расчетного сопротивления грунтов основания для фундамента шириной $b = 1$ м.....	12
2.4. Выводы и заключение.....	15
3. ВЫБОР ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ И ИХ РАСЧЕТ.....	17
3.1. Расчет монолитного железобетонного столбчатого фундамента (№ 3) под сборную колонну с использованием ИГЭ-1 в качестве естественного основания.....	18
3.2. Расчет монолитного столбчатого железобетонного фундамента № 3 под сборную колонну каркаса на песчаной подушке.....	36
3.3. Расчет свайного фундамента № 3 под сборную железобетонную колонну.....	47
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ, УКАЗАННЫХ НА СХЕМЕ ЗДАНИЯ.....	62
4.1. Расчет и конструирование монолитного столбчатого фундамента № 2.....	63
4.2. Расчет и конструирование монолитного столбчатого фундамента № 4.....	64
4.3. Расчет и конструирование монолитного столбчатого фундамента № 5.....	68
5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ.....	70
6. РАСЧЕТ ОСАДКИ ФУНДАМЕНТА № 3 ВО ВРЕМЕНИ.....	70
7. ВЫБОР ТИПА ГИДРОИЗОЛЯЦИИ.....	72
8. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ.....	74
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	76
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	82

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания к курсовому проекту

Часть V

Составитель

ДУБОВ Константин Алистархович

Ответственный за выпуск – зав. кафедрой профессор Б.Г. Ким

Редактор И.А. Арефьева

Технический редактор Н. В. Тупицына

Корректор В.В. Гурова

Компьютерная верстка С.В. Павлухиной

ЛР № 020275. Подписано в печать 04.04.06.

Формат 60x84/16. Бумага для множит. техники. Гарнитура Таймс.

Печать на ризографе. Усл. печ. л. 5,35. Уч.-изд. л. 5,71. Тираж 200 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета.

600000, Владимир, ул. Горького, 87.