

Министерство образования Российской Федерации

Казанская государственная архитектурно-строительная академия

Кафедра оснований, фундаментов, динамики сооружений
и инженерной геологии

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Методические указания

Пример расчета для выполнения курсового и дипломного проекта по дисциплине "Механика грунтов, основания и фундаменты" для студентов 4 курса специальности 2903 – "Промышленное и гражданское строительство"

Казань
2001

Авторы: А.А.Воронов, И.Т.Мирсяпов
УДК 624.15
ББК 38.58

Расчет фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов. Методические указания. Пример расчета для выполнения курсового и дипломного проекта по дисциплине "Механика грунтов, основания и фундаменты" для студентов 4 курса специальности 290300 – "Промышленное и гражданское строительство". Сост.: Воронов А.А., Мирсяпов И.Т. – Казань, КГАСА, 2001. – 100 с.

ISBN 5-7829-0058-X

Печатается по решению редакционно-издательского совета Казанской государственной архитектурно-строительной академии

Табл. 8, ил. 37, библ. 14 наим.

Методические указания для выполнения курсового проекта для студентов специальности 290300 – "Промышленное и гражданское строительство".

В данных методических указаниях подробно рассмотрен пример решения типового курсового проекта и вопросы, которые наиболее часто встречаются и, как показала практика приёма и защиты курсовых проектов, наиболее сложны для студентов.

Рецензент: кандидат технических наук, доцент кафедры МК, зам. начальника управления реконструкции при главе администрации г. Казани Замалеев Ф.С.

© Казанская государственная архитектурно-строительная академия, 2001

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДМЕТНОЕ	Стр.
ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ	5
1. ПРИВЯЗКА ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ К СУЩЕСТВУЮЩЕМУ РЕЛЬЕФУ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ	5
2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА	9
2.1. Общие положения	10
2.2. Классификация грунтов	10
3. ПОСТРОЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАЗРЕЗОВ	16
4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ I-I (А-7)	16
4.1. Общие положения	16
4.2. Определение высоты фундамента	18
4.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям	18
4.2.2. Определение расчётной высоты фундамента	19
4.3. Определение глубины заложения фундамента	20
4.4. Определение размеров подошвы фундамента	21
4.5. Вычисление вероятной осадки фундамента	25
4.6. Расчет тела фундамента	29
4.6.1. Конструирование фундамента	29
4.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание	31
4.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание	31
4.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание	32
4.6.3. Расчет фундамента по прочности на раскалывание	33
4.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие	34
4.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе	35
4.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента	35
4.6.7. Расчет подколонтника фундамента	38
4.6.7.1. Конструирование подколонтника	38
4.6.7.2. Расчет прочности подколонтника по нормальным сечениям	39
4.6.7.3. Расчет прочности подколонтника по наклонным сечениям	42
5. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА	43
5.1. Общие положения	43
5.2. Определение несущей способности одиночной свай	44
5.3. Конструирование ростверка	46
5.4. Определение размеров условного фундамента	47
5.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента	49
5.6. Расчет тела ростверка свайного фундамента	51
5.6.1. Расчет прочности ростверка на продавливание колонной	51
5.6.2. Расчет прочности ростверка на продавливание угловой свай	53
5.6.3. Расчет прочности ростверка на смятие	54
5.6.4. Расчет прочности ростверка по поперечной силе	55
5.6.5. Расчет прочности ростверка на изгиб	55
5.6.6. Расчет подколонтника ростверка	58

6. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

7. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ II-II (B-2)	58
7.1. Общие положения	59
7.2. Определение высоты фундамента	59
7.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям	59
7.2.2. Определение расчетной высоты фундамента	59
7.3. Определение глубины заложения фундамента	60
7.4. Определение размеров подошвы фундамента	61
7.5. Вычисление вероятной осадки фундамента	64
7.6. Расчет тела фундамента	68
7.6.1. Конструирование фундамента	68
7.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание	70
7.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание	70
7.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание	71
7.6.3. Расчет фундамента по прочности на раскалывание	71
7.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие	72
7.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе	73
7.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента	73
7.6.7. Расчет подколлонника фундамента	77
7.6.7.1. Конструирование подколлонника	77
7.6.7.2. Расчет прочности подколлонника по нормальным сечениям	77
7.6.7.3. Расчет прочности подколлонника по наклонным сечениям	79
ЛИТЕРАТУРА	81
Приложение 1 Классификационные признаки грунтов	82
Приложение 2 Расчетные сопротивления грунтов	83
Приложение 3 Глубина заложения фундаментов по условиям морозного пучения грунтов	86
Приложение 4 Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}	89
Приложение 5 Значения коэффициентов M_p , M_q и M_c	89
Приложение 6 Коэффициенты α при определении осадки	89
Приложение 7 Коэффициенты условий работы грунта γ_{cR} и γ_{cF} при расчете несущей способности свай	91
Приложение 8 Расчетное сопротивление R	92
Приложение 9 Расчетное сопротивление f	93
Приложение 10 Предельные деформации основания	93
Приложение 11 Нормативные и расчетные сопротивления, модули упругости бетона, стержневой и проволочной арматуры	95
Приложение 12 Маркировка стержневой и проволочной арматуры	96
Приложение 13 Маркировка стержневой и проволочной арматуры с ненапрягаемой арматурой	97
Приложение 14 Образцы оформления листов пояснительной записки	97
Приложение 15 Спецификация арматурных изделий	99

ВВЕДЕНИЕ

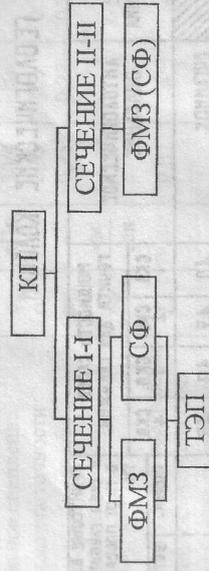
Целью настоящих методических указаний является оказание методологической помощи студенту при выполнении им курсового проекта.

Целью данного курсового проекта является: для заданных конструкций здания и грунтовых условий площадки строительства на основании вариантов подхода запроектировать (расчитать, сконструировать и вычертить) оптимальный тип фундаментов в двух расчетных сечениях, указанных руководителем курсового проекта.

Под вариантным подходом подразумевается выбор двух типов фундаментов (фундамент мелкого заложения ФМЗ или свайный фундамент СФ), приемлемых в заданных грунтовых условиях, определение их основных параметров (габариты, число свай в кусте и т.д.) и технико-экономическое сравнение с выявлением наиболее оптимального варианта.

В случае, если в верхних слоях залегают слабые грунты, которые не могут служить естественным основанием для ФМЗ (глинистые грунты в текучем состоянии, рыхлые пески, чернозем, торфяные прослойки и т.п.), необходимо эти слабые грунты по согласованию с руководителем заменить на другие слои из этого же задания, но с более лучшими прочностными характеристиками, или провести искусственное изменение физико-механических свойств грунтов основания (уплотнение, предварительное замачивание, устройство грунтовых свай и т.д.).

Состав курсового проекта можно представить следующей схемой:



ЗАДАНИЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Студент получает задание на проектирование, которое включает:

1. Бланк задания к курсовому проекту с исходными данными для проектирования, состав задания, график выполнения курсового проекта, список рекомендуемой литературы.
2. Бланк грунтовых условий площадки строительства, включающий схему расположения геологических выработок, геологические колонки и физико-механические характеристики грунтов (образец бланка представлен на с. 7-8 настоящих методических указаний).
3. Бланк с исходными данными о сооружении (план, разрез, фасад), характеристики конструкций, материалов, наличия подвалов и т.п. (образец бланка представлен на с. 9 настоящих методических указаний).

ТАБЛИЦА
нормативных значений физико-механических характеристик грунтов
площадки строительства № 47

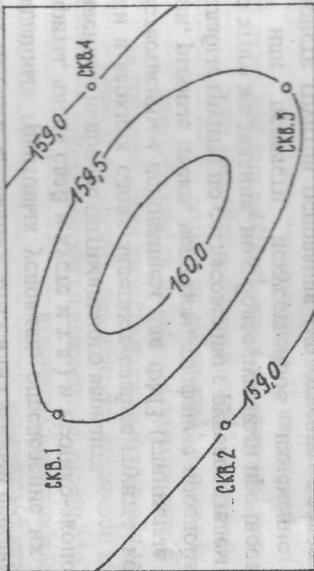
Наименование характеристики	Обозначение	Размерность	Значения характеристик для				
			ИГЭ-1	ИГЭ-2	ИГЭ-3	ИГЭ-4	ИГЭ-5
1. Плотность	ρ	г/см ³	1,75	2,0	1,86	1,95	2,0
2. Показатель точности	ρ_{dl}	—	0,08	0,07	0,05	0,06	0,05
3. Плотность частиц	ρ_{dl}	—	0,04	0,03	0,03	0,02	0,03
4. Влажность природная	ρ_s	г/см ³	2,64	2,68	2,65	2,65	2,68
5. Содержание фракций:	W	%	24	20	17	26	25
6. > 2 мм	—	—	—	—	—	2	—
7. $2 \div 0,5$ мм	—	—	—	2	24	5	—
8. $0,5 \div 0,25$ мм	—	—	7	6	28	21	3
9. $0,25 \div 0,1$ мм	—	—	13	15	25	33	7
10. $0,1 \div 0,05$ мм	—	—	15	20	13	30	20
11. $0,05 \div 0,005$ мм	—	—	45	50	8	8	36
12. $< 0,005$ мм	—	—	20	7	2	1	33
13. Влажность на границе текучести	W_L	%	35	24	—	—	44
14. Влажность на границе раскатывания	W_P	%	20	18	—	—	21
15. Угол внутреннего трения	φ	град.	23/18	23	37	28	23
16. Показатель точности	ρ_{dl}	—	0,35	0,3	0,31	0,25	0,4
17. Удельное сцепление	ρ_{dl}	—	0,25	0,22	0,22	0,15	0,25
18. Показатель точности	c_{II}	кПа	30/4	10	1	2	28
19. Удельное сцепление	ρ_{dl}	—	0,35	0,3	0,31	0,25	0,4
20. Показатель точности	ρ_{dl}	—	0,25	0,22	0,22	0,15	0,25
21. Коэффициент фильтрации	$k_{ф}$	см/сек	$8 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-4}$
22. Относительное содержание органического вещества	I_{on}	—	0,02	—	—	—	—
23. Относительная деформация при просадочности при давлении:	ϵ_{dl}	—	0,027	0,008	—	—	—
24. 100 кПа	—	—	0,038	0,009	—	—	—
25. 200 кПа	—	—	0,042	0,009	—	—	—
26. 300 кПа	—	—	—	—	—	—	—
27. Начальное просадочное давление	P_{dl}	кПа	75	—	—	—	—
28. Относительная деформация набухания без нагрузки	ϵ_{sw}	—	0,01	0,015	—	—	0,03
29. Модуль деформации	E_0	МПа	12/9	20	30	15	25
30. Относительная деформация пучения	$\epsilon_{п}$	—	0,065	0,036	—	—	0,048

Примечание: в знаменателе указаны характеристики грунта в водонасыщенном состоянии.

СТАНЦИЯ
ГРУНТОВЫЕ УСЛОВИЯ № 47

СХЕМА

РАСПОЛОЖЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ВЫРАБОТОК



УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ:

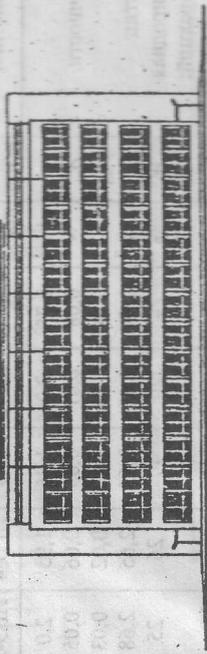
○ - СКВАЖИНА

ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ КОЛОДКИ

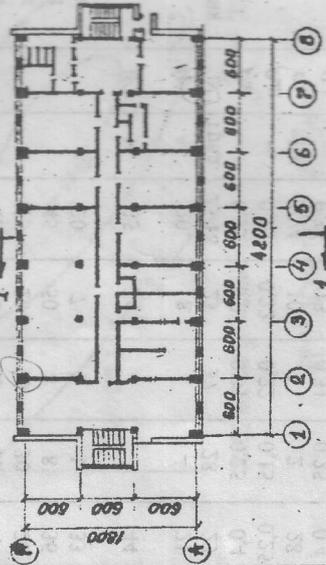
№ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕС. ЭЛЕМЕНТОВ	УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	ЛИТОЛОГИЧЕСКОЕ ОПИСАНИЕ	МОЩНОСТЬ СЛОЕВ ГРИНТА ДЛЯ СКВАЖИН				ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ В СКВ.1 ГЛУБИНА В М. ОТ ПОВЕРХНОСТИ	
			СКВ. 1	СКВ. 2	СКВ. 3	СКВ. 4	ПОВЕРХ. УСТАВ.	ТН
ИГЭ-1	[diagonal hatching]	СУГЛИНОК	4,0	4,5	4,0	4,7		
ИГЭ-2	[diagonal hatching]	СУПЕСЬ	2,0	4,0	2,0	4,0		
ИГЭ-3	[stippled]	ПЕСОК	4,0	4,0	4,0	3,0	10	10
ИГЭ-4	[horizontal lines]	ПЕСОК	5,0	5,0	5,0	5,2		
ИГЭ-5	[vertical lines]	ГЛИНА	5,0	5,7	5,0	5,7		

ЛАБОРАТОРНЫЙ КОРПУС № 14

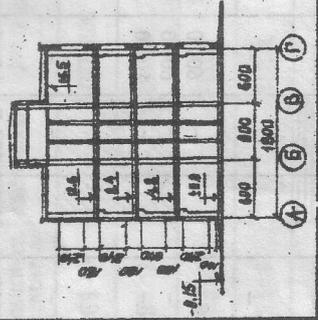
ФАСАД 1-8



П Л А Н I Э Т А Ж А



В А Р И А Н Т I



В А Р И А Н Т II

1. Стены из утепленных ж.б. панелей толщ 30 см $\delta = 1.2 \text{ м}^2/\text{м}^3$
 2. В осях А-В в-в стальные стержни $\delta = 2.0 \text{ м}$
 3. Число стержней - 4
- В А Р И А Н Т I
1. Стены из газобетонных панелей толщ 24 см $\delta = 0.9 \text{ м}^2/\text{м}^3$
 2. Число стержней - 6

1. ПРИВЯЗКА ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ К СУЩЕСТВУЮЩЕМУ РЕЛЬЕФУ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Согласно с. 5-7 [15] привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки осуществляется в два этапа:

Первый этап – **горизонтальная привязка** – контур здания в масштабе наносится на инженерно-топографический план строительной площадки таким образом, чтобы выработки, обозначенные на плане, находились по возможности внутри контура здания или вблизи от него.

Второй этап – **вертикальная привязка** – определение: планировочных отметок углов строительной площадки, “чёрных” и “красных” отметок углов здания и “нулевой” отметки здания, соответствующей уровню чистого пола I-ого этажа.

Природный рельеф строительной площадки с размерами в плане $AB \times CD = 56,6 \times 30 \text{ м}$ (рис. 1.1), имеет возвышенность (холм) с абсолютной отметкой от уровня Балтийского моря, равной 160,00 м. Незначительный перепад высот по абсолютным отметкам в пределах длины здания, который составил $160,00 - 159,40 = 0,60 \text{ м}$, свидетельствует о том, что природный рельеф строительной площадки относительно “спокойный”. Принимаем решение “сгладить” существующий природный рельеф в пределах контура здания срезкой холма, принимая рельеф с постоянной отметкой, т.е. горизонтальным.

Абсолютную отметку планировочной поверхности принимаем равной 159,00 м. Тогда проектные “красные” отметки проектного рельефа углов строительной площадки и углов контура проектируемого здания будут иметь аналогичную отметку – 159,50 м.

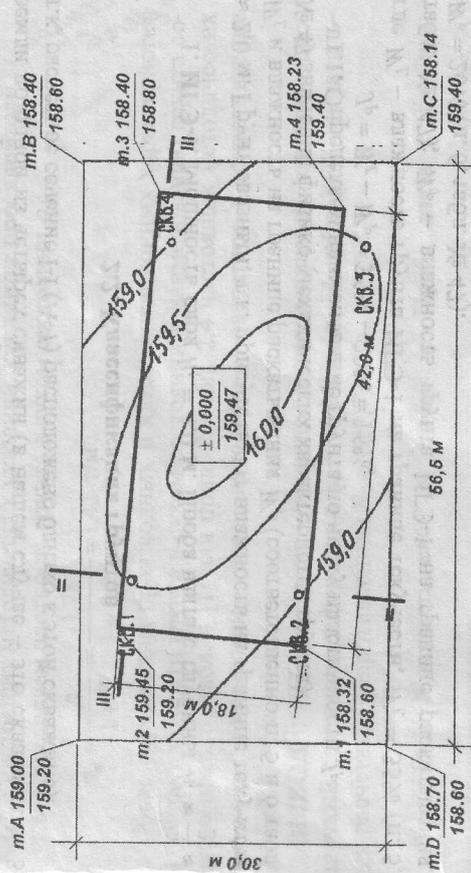


Рис. 1.1. К определению вертикальной привязки проектируемого здания лабораторного корпуса

Полученные проектные "красные" высотные отметки проставляем в числителе выносных полок, в знаменателе - "чёрные" высотные отметки существующего природного рельефа строительной площадки.

Теперь назначаем абсолютную отметку $\pm 0,000$, соответствующую уровню чистого пола 1-го этажа проектируемого здания. Для этого максимальная "красная" отметка угла проектируемого здания складывается с высотой проектного цоколя $h_{ц} = 0,15$ м (задаётся в каждом конкретном случае по бланку задания исходных данных о сооружении)

$$\pm 0,000 = 159,50 + 0,15 = 159,65 \text{ м.}$$

Нулевая и соответствующая ей абсолютная отметки проставляются внутри контура проектируемого здания соответственно в числителе и знаменателе выносной линии, и очерчиваются прямоугольником (рис. 1.1).

2. ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

2.1. Общие положения

Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства заключается в уточнении наименований каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ), представленного на бланке геологических условий площадки строительства (прочерки в таблице указывают на то, что эти показатели для данного типа грунта не определяются.), а также в определении производных и классификационных характеристик грунтов и начального расчетного сопротивления R_0 .

Расчет производится в порядке залегания ИГЭ грунта от поверхности земли по одной из четырех скважин (в нашем случае - это скважина № 3 т.к. расчетное сечение I-I (А-7) расположено близко к этой скважине).

2.2. Классификация грунтов

1. ИГЭ-1. Мощность слоя $h_1 = 4,0$ м. Проба взята с глубины $h'_1 \approx \frac{h_1}{2} \approx 2,0$ м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажность на границе текучести W_L и влажность на границе раскатывания W_P (соответственно п. 5 и 6 табл. № 47 значений физико-механических характеристик грунта).

1.1. Определяем наименование грунта по числу пластичности J_p :

$$J_p = W_L - W_P = 35\% - 20\% = 15\%,$$

где W_L - влажность грунта ИГЭ-1 на границе текучести, $W_L = 35\%$ (п. 5, табл. № 47); W_P - влажность грунта ИГЭ-1 на границе раскатывания, $W_P = 20\%$ (п. 6, табл. № 47).

Так как $7\% < J_p = 15\% < 17\%$, то, согласно табл. 1.8 [6]; табл. 11 [7]; табл. 1.4 [9]; с. 47 [11]; табл. 1.1 [10] или прил. 1, табл. 1.2 настоящих методических указаний, грунт - **суглинок**.

1.2. Определяем разнородность грунта по консистенции по показателю текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{24 - 20}{15} = 0,27,$$

где W - природная влажность грунта ИГЭ-1, $W = 24\%$ (п. 3, табл. № 47).

Так как $0,25 < J_L = 0,27 < 0,5$, то, согласно табл. 1.9 [6]; табл. 13 [7]; табл. 1.5 [9]; табл. 7 [11]; с. 21 [10] или прил. 1, табл. 1.3 настоящих методических указаний, **суглинок тугопластичный**.

1.3. Определяем значение коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,64}{1,75} \cdot (1 + 0,24) - 1 = 0,87,$$

где ρ_s - плотность твердых частиц грунта ИГЭ-1, $\rho_s = 2,64 \text{ г/см}^3$ (п. 2, табл. № 47); ρ - плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1, $\rho = 1,75 \text{ г/см}^3$ (п. 1, табл. № 47).

1.4. Определяем разнородность грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,64}{0,87 \cdot 1} = 0,73,$$

где ρ_w - плотность воды, $\rho_w = 1,0 \text{ г/см}^3$.

Так как $0,5 < S_r = 0,73 < 0,8$, то, согласно табл. 14 [7]; табл. 1.2 [9]; с. 20 [10] или прил. 1, табл. 1.4 настоящих методических указаний, **суглинок влажный**.

1.5. По относительным деформациям просадочности грунта ε_{si} (п. 11, табл. № 47) при $P = 300 \text{ кПа}$, в зависимости от условия $\varepsilon_{si} \leq 0,01$, определяем просадочность грунта. Так как $\varepsilon_{si} = 0,042 > 0,01$, то, согласно прил. 1, табл. 1.6 настоящих методических указаний, **суглинок просадочный**.

1.6. Определяем плотность грунта в сухом состоянии ρ_d :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,75}{1 + 0,24} = 1,41 \text{ т/м}^3.$$

После определения производных и классификационных характеристик ИГЭ-1 по плотности грунта в сухом состоянии и наименованию грунта согласно прил. 3, табл. 4 [1] или прил. 2, табл. 2.4 настоящих методических указаний, определяем его начальное расчетное сопротивление $R_0 \approx 227,77 \text{ кПа}$.

ВЫВОД: ИГЭ-1 - грунт - суглинок тугопластичный, влажный, просадочный с модулем деформации $E_0 = 12 \text{ МПа}$ (п. 14, табл. № 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 227,77 \text{ кПа}$.

2. ИГЭ-2. Мощность слоя $h_2 = 2,0$ м. Проба взята с глубины

Примечания: * Здесь природная влажность грунта W в долях единиц.

** Вывод пишется после анализа каждого ИГЭ. В нем отражаются полученные классификационные характеристики грунта.

$h_2 \approx h_1 + \frac{2,0}{2} \approx 4,0 + 1,0 \approx 5,0$ м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажности W_L и W_P (соответственно п. 5 и 6 табл. № 47).

2.1. Определяем наименование грунта по числу пластичности J_P :

$J_P = W_L - W_P = 24\% - 18\% = 6\%$,
где W_L — влажность грунта ИГЭ-2 на границе текучести, $W_P = 24\%$ (п. 5, табл. № 47); W_P — влажность грунта ИГЭ-2 на границе раскатывания, $W_P = 28\%$ (п. 6, табл. № 47).

Так как $0\% < J_P = 6\% < 7\%$, то, согласно прил. 1, табл. 1.2 настоящих методических указаний, грунт — **супесь**.

2.2. Определяем состояние грунта по показателю текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{J_P}{6} = 0,33,$$

где W — природная влажность грунта ИГЭ-2, $W = 20\%$ (п. 3, табл. № 47).

Так как $0 < J_L = 0,33 < 1,0$, то, согласно прил. 1, табл. 1.3 настоящих методических указаний, **супесь пластичная**.

2.3. Определяем значение коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,68}{2,0} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,608,$$

где $\rho_s = 2,68$ г/см³ (п. 2 табл. № 47); $\rho = 2,0$ г/см³ (п. 1, табл. № 47); $W = 20\%$ (п. 3, табл. № 47).

2.4. Определяем разницу влажности грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W_P}{e \rho_w} = \frac{0,2 \cdot 2,68}{0,608 \cdot 1} = 0,882.$$

Так как $0,8 < S_r = 0,882 < 1,0$, то, согласно прил. 1, табл. 1.4 настоящих методических указаний, **супесь насыщена водой**.

2.5. Так как $\varepsilon_{sL} = 0,009 < 0,01$, то, согласно прил. 1, табл. 1.6 настоящих методических указаний, **супесь непросадочная**.

Начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-2 согласно прил. 3, табл. 3 [1] или прил. 2, табл. 2.3 настоящих методических указаний равно $R_0 \approx 264,00$ кПа.

Вывод: ИГЭ-2 — грунт — супесь пластичная, насыщенная водой, непросадочная с модулем деформации $E_0 = 20$ МПа (п. 14, табл. № 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 264,00$ кПа.

3. ИГЭ-3. Мощность слоя $h_3 = 4,0$ м. Проба взята с глубины $h'_3 \approx \sum_{i=1}^2 h_i +$

$$+ \frac{h_2}{2} \approx 4,0 + 2,0 + \frac{4,0}{2} \approx 8,0 \text{ м. Грунт несвязный, т.к. влажности } W_L \text{ и } W_P \text{ отсутствуют (соответственно п. 5 и 6 табл. № 47).}$$

3.1. По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности. Для этого % содержания частиц исследуемого грунта (п. 4, табл. № 47) последовательно суммируем до тех пор, пока не будет выпол-

ниться первое условие, удовлетворяющее показателю наименования:

$$\begin{array}{r} > 2 \text{ мм} & - \\ 2 \div 0,5 \text{ мм} & + 24\% \\ 0,5 \div 0,25 \text{ мм} & 28\% \\ \hline & \Sigma 52\% > 50\% \end{array}$$

Так как $50\% < 52\%$, то, согласно табл. 1.1 [9] или прил. 1, табл. 1.1 настоящих методических указаний, грунт — **песок средней крупности**.

3.2. Определяем вид грунта по значению коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,65}{1,86} \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,667,$$

где $\rho_s = 2,65$ г/см³ (п. 2, табл. № 47); $\rho = 1,86$ г/см³ (п. 1, табл. № 47); $W = 17\%$ (п. 3, табл. № 47).

Так как $0,55 < e = 0,667 < 0,70$, то, согласно табл. 1.3 [9] или прил. 1, табл. 1.5 настоящих методических указаний, **песок средней плотности**.

3.3. Определяем разницу влажности грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W_P}{e \rho_w} = \frac{0,17 \cdot 2,65}{0,667 \cdot 1} = 0,675.$$

Так как $0,5 < S_r = 0,675 \leq 0,8$, то, согласно прил. 1, табл. 1.4 настоящих методических указаний, **песок влажный**.

3.4. Так как $\varepsilon_{sL} = 0 < 0,01$, то, согласно прил. 2, табл. 2.2 настоящих методических указаний, **песок непросадочный**.

По прил. 3, табл. 2 [1] или прил. 2, табл. 2.2 настоящих методических указаний по виду грунта, плотности сложения и степени влажности определяем начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-3, $R_0 \approx 400,00$ кПа.

Вывод: ИГЭ-3 — грунт — песок средней крупности, средней плотности, влажный, непросадочный с модулем деформации $E_0 = 30$ МПа (п. 14, табл. № 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 400,00$ кПа.

4. ИГЭ-4. Мощность слоя $h_4 = 5,0$ м. Проба взята с глубины $h'_4 \approx \sum_{i=1}^3 h_i +$

$$+ \frac{h_4}{2} \approx 4,0 + 2,0 + 4,0 + \frac{5,0}{2} \approx 12,5 \text{ м. Грунт несвязный, т.к. влажности } W_L \text{ и } W_P \text{ отсутствуют (соответственно п. 5 и 6 табл. № 47).}$$

4.1. По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности. Содержание частиц грунта ИГЭ-3 представлено в п. 4, табл. № 47.

$$\begin{array}{r} > 2 \text{ мм} & 2\% \\ 2 \div 0,5 \text{ мм} & 5\% \\ 0,5 \div 0,25 \text{ мм} & 21\% \\ 0,25 \div 0,1 \text{ мм} & 33\% \\ 0,1 \div 0,05 \text{ мм} & 30\% \\ \hline & \Sigma 93\% > 75\% \end{array}$$

Так как $93\% > 75\%$, то, согласно прил. 1, табл. 1.1 настоящих методиче-

ских указаний **песок пылеватый**.

4.2. Определяем вид грунта по коэффициенту пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,65}{1,95} \cdot (1 + 0,26) - 1 = 0,71,$$

где $\rho_s = 2,65 \text{ г/см}^3$ (п. 2, табл. № 47); $\rho = 1,95 \text{ г/см}^3$ (п. 1, табл. № 47); $W = 26\%$ (п. 3, табл. № 47).

Так как $0,60 < e = 0,71 < 0,80$, то, согласно прил. 1, табл. 1.5 настоящих методических указаний **песок средней плотности**.

4.3. Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,26 \cdot 2,65}{0,71 \cdot 1} = 0,97.$$

Так как $0,8 < S_r = 0,97 < 1,0$, то, согласно прил. 1, табл. 1.4 настоящих методических указаний, **песок насыщен водой**.

4.4. Так как $\varepsilon_{sz} = 0 < 0,01$, то, согласно прил. 1, табл. 1.6 настоящих методических указаний, **песок непросадочный**.

По прил. 3, табл. 2 [1] или прил. 1, табл. 1.7 настоящих методических указаний, по виду грунта, плотности сложения и степени влажности определяем начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-4, $R_0 \approx 100,00 \text{ кПа}$.

Вывод: ИГЭ-4 – грунт – песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой, непросадочный с модулем деформации $E_0 = 15 \text{ МПа}$ (п. 14, табл. № 47) и начальным расчетным сопротивлением $R_0 \approx 100,00 \text{ кПа}$.

5. ИГЭ-5. Мощность слоя $h_s = 5,0 \text{ м}$. Проба взята с глубины $h_s \approx \sum_{i=1}^4 h_i +$

$\frac{h_s}{2} \approx 4,0 + 2,0 + 4,0 + 5,0 + \frac{5,0}{2} \approx 17,50 \text{ м}$. Грунт связный, т.к. присутствуют влажности W_L и W_P (соответственно п. 5 и 6 табл. № 47).

5.1. Определяем наименование грунта по числу пластичности J_P :

$$J_P = W_L - W_P = 44\% - 21\% = 23\%,$$

где W_L – влажность грунта ИГЭ-5 на границе текучести, $W_L = 44\%$ (п. 5, табл. № 47); W_P – влажность грунта ИГЭ-5 на границе раскатывания, $W_P = 21\%$ (п. 6, табл. № 47).

Так как $J_P = 23\% > 17\%$, то, согласно прил. 1, табл. 1.2 настоящих методических указаний, грунт – **глина**.

5.2. Определяем состояние грунта по показателю текучести J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25 - 21}{23} = 0,17,$$

где W – природная влажность грунта ИГЭ-5, $W = 25\%$ (п. 3, табл. № 47).

Так как $0 < J_L = 0,17 < 0,25$, то, согласно прил. 1, табл. 1.3 настоящих методических указаний, **глина полутвердая**.

5.3. Определяем значение коэффициента пористости e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,68}{2,0} \cdot (1 + 0,25) - 1 = 0,675,$$

где $\rho_s = 2,68 \text{ г/см}^3$ (п. 2, табл. № 47); $\rho = 2,0 \text{ г/см}^3$ (п. 1, табл. № 47); $W = 25\%$ (п. 3, табл. № 47).

5.4. Определяем разновидность грунта по степени влажности S_r :

$$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w} = \frac{0,25 \cdot 2,68}{0,608 \cdot 1} = 0,882.$$

Так как $0,8 < S_r = 0,882 < 1,0$, то, согласно прил. 1, табл. 1.4 настоящих методических указаний **глина насыщена водой**.

5.5. Так как $\varepsilon_{sz} = 0 < 0,01$, то, согласно прил. 1, табл. 1.6 настоящих методических указаний, **глина непросадочная**.

По прил. 3, табл. 3 [1] или прил. 2, табл. 2.3 настоящих методических указаний начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-5 равно $R_0 \approx 397,40 \text{ кПа}$.

Вывод: ИГЭ-5 – грунт – глина полутвердая, насыщена водой, непросадочная, модуль деформации $E_0 = 25 \text{ МПа}$ (п. 14, табл. № 47), начальное расчетное сопротивление $R_0 \approx 397,40 \text{ кПа}$.

Для систематизации и удобства обработки, результаты определения производных и классификационных характеристик грунтов записываем в сводную табл. 1.1.

Таблица 1.1

Таблица производных и классификационных характеристик грунтов

№ ИГЭ	Усл. обозначение	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_s , м	Число пластичности, J_P , %	Показатель текучести, e_t , %	Коэффициент пористости, e_t	Степень влажности, S_r	Модуль деформации, E_{0s} , кПа	Расчетное сопротивление, R_{0s} , кПа
1	2		4	5	6	7	8	9	10
ИГЭ-1		Суглинок тугопластичный, влажный, просадочный	4,0	15	0,27	0,870	0,730	12000	227,77
ИГЭ-2		Супесь пластичная, насыщенная водой, непросадочная	2,0	6	0,33	0,608	0,882	20000	264,00
ИГЭ-3		Песок средней крупности, средней плотности, влажный, непросадочный	4,0	*	–	0,667	0,675	30000	400,00
ИГЭ-4		Песок пылеватый, средней плотности, насыщенный водой, непросадочный	5,0	–	–	0,710	0,970	15000	100,00

Примечание: * Прочерки в таблице указывают на то, что эти показатели для данного типа грунта не определяются.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ИГЭ-5	Глина полутвердая, насыщенная водой, непросадочная	5,0	23	0,17	0,675	0,993	25000	397,00	

3. ПОСТРОЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ РАЗРЕЗОВ

Согласно с. 7-8 [15], инженерно-геологические разрезы строятся по направлениям, являющимся наиболее информативными. В нашем случае наиболее информативными будут разрезы I-I – по скважинам I-3 и II-II – по скважинам 2-4. Они дают наибольшую информацию о состоянии рельефа строительной площадки, т.к. разрезы примерно совпадают с направлением главных осей проектируемого здания, а расчетные сечения I-I (А-7) и II-II (В-2) попадают в инженерно-геологический разрез II-II.

Построение инженерно-геологических разрезов I-I и II-II см. на рис. 3.1.

4. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ I-I (А-7)

4.1. Общие положения

Строительство ведется в г. Москве.

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-1) в сечении I-I (А-7) проводим по заданной расчетной нагрузке на обрез фундамента: $N_{\text{п}}^* = 800$ кН и $M_{\text{п}} = 60$ кН·м. В осях А-В и 6-8 имеется отопляемый подвал высотой $h_{\text{подв}} = 2,0$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

Мощность h_1 , начальное расчетное сопротивление R_0 и модуль деформации E_0 ИГЭ-1 являются достаточными, чтобы использовать данный слой грунта в качестве несущего. *Можно использовать в качестве несущего*
 Назначаем класс бетона фундамента В20**. Толщину защитного слоя бетона принимаем*** $a_s = 40$ мм. Принимаем железобетонные колонны квадратного сечения с размерами сторон $b_c \times h_c = 0,3 \times 0,3$ м.

Размеры поперечных сечений колонн, указанные в бланке задания на проектирование, принимаются студентом самостоятельно, принимая во внимание табл. 4.1, или по согласованию с руководителем проекта.

Примечания: * Индекс II означает, что расчет ведется по второй группе предельных состояний. Расчетная нагрузка на фундамент задается руководителем проекта или подсчитывается студентом самостоятельно по общим правилам.

** Монолитные фундаменты изготавливаются из бетона кл. В12,5 или В15, а сборные – В15, В20 или В25.

*** Для сборных фундаментов минимальная толщина защитного слоя бетона $a_s = 30$ мм, для монолитных – $a_s = 35 + 50$ мм если под фундаментом есть подготовка: песчаная или из бетона кл. В5 толщиной 100 мм и $a_s = 70$ мм – если подготовка отсутствует.

Рис. 3.1 Инженерно-геологические разрезы М: верт.: 1:200; гор.: 1:500

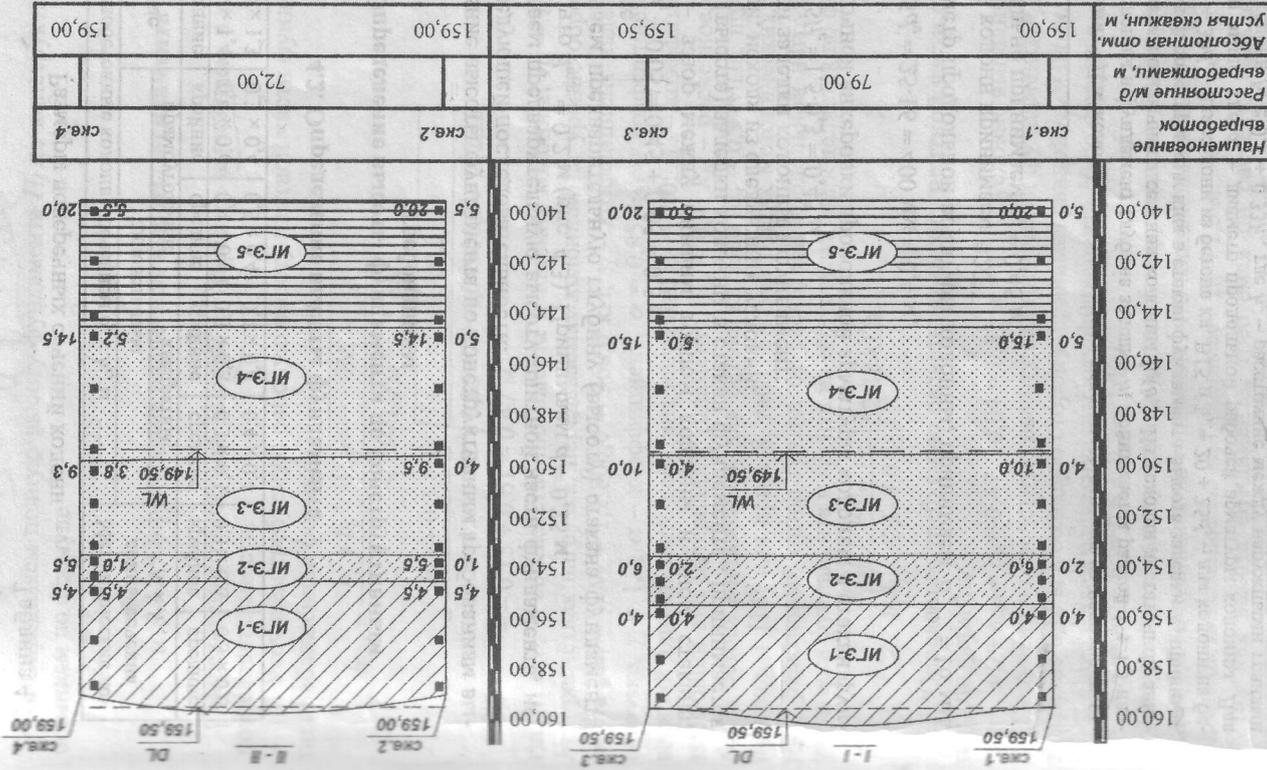


Таблица 4.1.

Размеры поперечных сечений колонн

Железобетонные колонны сечением $b_c \times h_c$, м		Металлические колонны сечения $b_c \times h_c$, м	
двухветвевые		одноветвевые	
		квадратные	
		круглые	
крайние	средние	крайние	средние
$0,5 \times 1,0$	$0,4 \times 0,6$	$0,3 \times 0,3$	$0,3 \times 0,3$
$0,4 \times 1,0$	$0,3 \times 0,4$	$0,4 \times 0,4$	$0,4 \times 0,4$
		крайние	средние
		$0,3 \times 0,6$	$0,3 \times 0,6$
		крайние	средние
		$0,3 \times 0,6$	$0,3 \times 0,6$

4.2. Определение высоты фундамента

4.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям

Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям выполняется в следующей последовательности.

1. Назначаем предварительную высоту плитной части фундамента, исходя из того, что $d_{\min} = 0,2$ м (рис. 4.3). Принимаем $d = 0,25$ м.

2. Назначаем предварительную глубину (высоту) стакана фундамента h_{ef} по формуле

$$h_{ef} = h_s + 0,05 = 0,45 + 0,05 = 0,5 \text{ м,}$$

где $0,05$ м – зазор между нижним торцом колонны и дном стакана; h_s – глубина (высота) заделки колонны в стакан фундамента*, принимается максимальной, исходя из следующих условий:

а) жесткой заделки колонны в фундамент:

$$h_s = 1,5h_c = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м.}$$

б) достаточной анкеровки продольной арматуры колонны в стакан фундамента:

$$h_s = 25d_s = 25 \cdot 16 = 400 \text{ мм} = 0,4 \text{ м,}$$

где d_s – диаметр продольной арматуры колонны, принимаем $d_s^{\min} = 16$ мм.

Класс бетона колонн принимаем В20**.

Окончательно принимаем $h_s = 0,45$ м.

Примечания: * Для колонн прямоугольного сплошного сечения из условия жесткой заделки колонны в фундамент глубина заделки h_s принимается равной $1 \div 1,5$ наибольшего размера поперечного сечения колонны $h_c(b_c)$. Из условия достаточной анкеровки продольной арматуры колонны в стакан фундамента высота заделки h_s принимается равной $25 \div 30d_s$ – для колонн из бетона кл. В15 и $h_s = 20 \div 25d_s$ – для колонн из бетона кл. В20 и выше, где d_s – диаметр продольной рабочей арматуры колонны. Для двухветвевых колонн $h_s \geq 0,5 \div 0,33h_c$, где h_c – расстояние между наружными гранями ветвей колонны, м; а толщина стенок стакана должна быть не менее $0,2h_c$.

** Класс бетона и диаметр продольной рабочей арматуры колонны принимается студентом самостоятельно ($\varnothing_{s,\min} = 16$ мм) или по согласованию с руководителем проекта.

3. Определяем полную высоту фундамента H_f по конструктивным требованиям по формуле

$$H_f = h_{ef} + d = 0,5 + 0,25 = 0,75 \text{ м.}$$

4.2.2. Определение расчетной высоты фундамента

Определение расчетной высоты фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части фундамента h_{opl} по приближенной формуле

$$h_{opl} = \frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt}} + P_{sp}} = \frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{960,0}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 900,0 + 152,38}} = -0,15 + 0,61 = 0,47 \text{ м.}$$

где h_c и b_c – соответствующие высота и ширина колонны, $h_c = b_c = 0,3$ м; N_1 – расчетная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента*, $N_1 = \gamma N_{II} = 1,2 \cdot 800,0 = 960,0$ кН; γ – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma = 1,2$; α – коэффициент, $\alpha = 0,85$; γ_{b2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящих методических указаний; P_{sp} – реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки N_1 без учета веса фундамента и грунта на его уступах, определяется по формуле

$$P_{sp} = \frac{N_1}{b_f l_f} = \frac{960,0}{2,1 \cdot 3,0} = 152,38 \text{ кПа.}$$

2. Определяем требуемую расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} по формуле

$$h_{pl} = h_{opl} + a_s = 0,47 + 0,04 = 0,51 \text{ м} > 0,3 \text{ м,}$$

условие выполняется. Полученную расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} округляем кратно $0,15$ м в большую сторону, принимая равной $h_{pl} = 0,6$ м.

3. Определяем расчетную высоту фундамента H_f по формуле

$$H_f = h_{pl} + h_{ef} = 0,6 + 0,5 = 1,1 \text{ м.}$$

Полученную высоту фундамента H_f округляем в большую сторону кратно $0,3$ м, принимая во внимание, что минимальная высота фундамента должна быть не менее $1,5$ м. Принимаем $H_f = 1,5$ м.

Так как высота фундамента, требуемая по расчету, больше высоты фундамента, требуемой по конструктивным требованиям, то в качестве

Примечание: * Индекс I означает, что расчет ведется по первой группе предельных состояний.

формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_p k_b \gamma_{\Pi} + M_q d_1 \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi}]$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,06$, принимаются по табл. 3 [1] или прил. 2, табл. 1.1 настоящих методических указаний; k — коэффициент, т.к. прочностные характеристики грунта (φ и c_{Π}) определены непосредственными испытаниями, то $k = 1,0$; M_p , M_q , M_c — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ (п. 7, табл. № 47) несущего слоя грунта, для $\varphi = 18^\circ - M_p = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$, принимаются по табл. 4 [1] или прил. 4, табл. 4.2 настоящих методических указаний;

b_f — ширина подошвы фундамента, $b_f = 2,7$ м; k_z — коэффициент, $k_z = 1,0$, т.к. ширина подошвы фундамента $b_f = 2,7 < 10$ м; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до уровня пола подвала; $d_b = h_{подв} - h_y = 2,0 - 0,15 = 1,85$ м (рис. 4.1); c_{Π} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, $c_{\Pi} = 4$ кПа (п. 8, табл. № 47); γ'_{Π} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды), определяется по формуле

$$\gamma'_{\Pi} = \frac{\gamma_1 d}{d} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1,75 \cdot 10 = 17,5 \text{ кН/м}^3$$

здесь γ_1 — удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1; $\rho_1 = 1,75$ г/см³ — плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1 (п. 1, табл. № 47); $g = 9,82 \approx 10$ м/с² — ускорение свободного падения; γ_{Π} — то же, ниже подошвы фундамента. Так как расчетное сечение I-I (А-7) расположено ближе к скважине № 3, следовательно, толщину грунта принимаем по скважине № 3.

Тогда

$$\begin{aligned} \gamma_{\Pi} &= \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \\ &= \frac{17,5 \cdot 0,35 + 20,0 \cdot 2,0 + 18,6 \cdot 4,0 + 9,65 \cdot 5,0 + 20,0 \cdot 5,0}{0,35 + 2,0 + 4,0 + 5,0 + 5,0} = \\ &= 16,44 \text{ кН/м}^3, \end{aligned}$$

где $\gamma_1 = \rho_1 g = 17,5$ кН/м³ — удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1 (см. выше); $\gamma_2 = \rho_2 g = 20,0$ кН/м³ — удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-2. Здесь $\rho_2 = 2,00$ г/см³ — плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-2 (п. 1, табл. № 47); $\gamma_3 = \rho_3 g = 18,6$ кН/м³ — удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-3. Здесь $\rho_3 = 1,86$ г/см³ — плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-3 (п. 1, табл. № 47); γ_{sb4} — удельный вес грунта ИГЭ-4 с учетом взвешивающего действия воды, определяется по формуле

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{s4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,71} = 9,65 \text{ кН/м}^3$$

где γ_w — удельный вес воды, $e_4 = 0,71$ — коэффициент пористости грунта ИГЭ-4; $\gamma_w = 10$ кН/м³; $\gamma_{s4} = \rho_{s4} g = 26,5 \cdot 10 = 265$ кН/м³ — удельный вес твердых частиц грунта ИГЭ-4. Здесь $\rho_{s4} = 2,65$ г/см³ — плотность твердых частиц грунта ИГЭ-4 (п. 2, табл. № 47).

Так как ниже 4-го слоя песка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водонепроницаемой, то удельный вес данного слоя грунта рассчитывается без учета взвешивающего действия воды по формуле

$$\gamma_5 = \rho_5 g = 2,0 \cdot 10 = 20,0 \text{ кН/м}^3$$

где $\rho_5 = 2,0$ г/см³ — плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-5 (п. 1, табл. № 47); d_1 — приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, определяется по формуле

$$d_1 = h_3 + \frac{h_{ef} \gamma_{ef}}{\gamma'_{\Pi}} = 1,7 + \frac{0,1 \cdot 22,0}{17,5} = 1,83 \text{ м}$$

где h_3 — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала (рис. 4.1), $h_3 = 1,7$ м; h_{ef} — толщина конструкции пола подвала, $h_{ef} = 0,1$ м; γ_{ef} — удельный вес конструкции пола подвала, для тощего бетона $\gamma_{ef} = 22,0$ кН/м³; γ'_{Π} — осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента, $\gamma'_{\Pi} = 17,5$ кН/м³. Тогда

$$\begin{aligned} R &= \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 + \\ &+ (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 233,75 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

5. Уточняем размеры подошвы фундамента b_f и l_f с полученным в п. 4 расчетным сопротивлением R , и округляем их кратно 0,3 м в большую сторону:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{\Pi}}{\eta(R - \gamma_{mf} d)}} = \sqrt{\frac{800,0}{0,75 \cdot (233,75 - 20,0 \cdot 3,65)}} = \sqrt{\frac{800,0}{120,56}} = 2,58 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,58}{0,75} = 3,43 \text{ м}.$$

Принимаем окончательно $b_f = 2,7$ м и $l_f = 3,6$ м.

6. Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$R_{\text{max}}^{кр} = \frac{N_{\Pi}}{b_f l_f} + \gamma_{mf} d + \frac{M_{\Pi}}{W} = \frac{800,0}{2,7 \cdot 3,6} + 20,0 \cdot 3,65 + \frac{60,0}{5,832} = 82,30 +$$

$$+ 73,0 + 10,29 = 165,59 \text{ кПа};$$

$$R_{\text{min}}^{кр} = \frac{N_{\Pi}}{b_f l_f} - \gamma_{mf} d - \frac{M_{\Pi}}{W} = \frac{800,0}{2,7 \cdot 3,6} + 20,0 \cdot 3,65 - \frac{60,0}{5,832} = 82,30 -$$

$$+ 73,0 - 10,29 = 145,01 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{P_{max}^{cp} + P_{min}^{cp}}{2} = \frac{165,59 + 145,01}{2} = 155,3 \text{ кПа},$$

где W — момент сопротивления подошвы фундамента, определяется по

$$\text{формуле } W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,6^2}{6} = 5,832 \text{ м}^3.$$

7. Для исключения возникновения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$P_{max}^{cp} = 165,59 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 233,75 = 280,5 \text{ кПа};$$

$$P_{min}^{cp} = 145,01 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 155,3 \text{ кПа} < R = 233,75 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако в основании имеется значительное недонапряжение, составляющее

$$\frac{P_{cp} - R}{R} \cdot 100\% \approx \frac{155,3 - 233,75}{233,75} \cdot 100\% \approx 34\% > 10\%^{**}, \text{ следова-$$

тельно, фундамент запроектирован неэкономично, что недопустимо. Принимаем решение уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части равные: $b_f = 2,4$ м и $l_f = 3,3$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 +$$

$$+ (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 231,05 \text{ кПа}; W = 4,356 \text{ м}^3;$$

$$P_{max}^{cp} = 187,78 \text{ кПа} < 1,2R = 277,26 \text{ кПа};$$

$$P_{min}^{cp} = 160,24 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 174,01 \text{ кПа} < R = 231,05 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет около 25% > 10%, что недопустимо, следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части, равные: $b_f = 2,1$ м и $l_f = 3,0$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,1 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 +$$

$$+ (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 228,35 \text{ кПа}; W = 3,15 \text{ м}^3;$$

Примечания: * В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75 т принимаются $P_{max}^{cp} \geq 0,25 P_{min}^{cp}$, а грузоподъемностью менее 75 т — $P_{min}^{cp} \geq 0$, т.е. не допускается отрыв фундамента от грунта. В зданиях без кранов допускается выключение из работы не более 1/4 подошвы фундамента.

** Идеальным считается тот фундамент, у которого разница между R и P_{cp} составляет не более 10%.

$$P_{max}^{cp} = 219,03 \text{ кПа} < 1,2R = 274,02 \text{ кПа};$$

$$P_{min}^{cp} = 180,93 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 199,98 \text{ кПа} < R = 228,35 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет 12% > 10%, что недопустимо, следовательно, фундамент запроектирован неэкономично. Принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части равные: $b_f = 1,8$ м и $l_f = 2,7$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 16,44 + 2,73 \cdot 1,83 \cdot 17,5 +$$

$$+ (2,73 - 1) \cdot 1,85 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 225,65 \text{ кПа}; W = 2,187 \text{ м}^3;$$

$$P_{max}^{cp} = 265,04 \text{ кПа} < 1,2R = 270,79 \text{ кПа};$$

$$P_{min}^{cp} = 210,18 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 237,61 \text{ кПа} > R = 225,65 \text{ кПа}.$$

Т.к. одно из условий не выполняется, принимаем решение принять в качестве расчетных размеров плитной части равные $b_f = 2,1$ м и $l_f = 3,0$ м.

4.5. Вычисление вероятной осадки фундамента

Вычисление вероятной осадки ФМЗ-1 в сечении I-I (А-7) производится методом последовательного суммирования в следующей последовательности.

1. Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$ по формуле

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{II} h_i,$$

где h_i — толщина i -ого слоя грунта; γ_{II} — удельный вес i -ого слоя грунта (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды).

Точка 0 — на поверхности земли (рис. 4.2)

$$\sigma_{zg0} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 0;$$

точка 1 — на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma_I \cdot h_{1/1} = 17,5 \cdot 3,65 = 63,875 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 12,78 \text{ кПа};$$

точка 2 — на границе 1-го и 2-го слоев

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_I \cdot h_{1/2} = 63,875 + 17,5 \cdot 0,35 = 70,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 14,0 \text{ кПа};$$

точка 3 — на границе 2-го и 3-го слоев

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 70,0 + 20,0 \cdot 2,0 = 110,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 22,0 \text{ кПа};$$

точка 4 — на границе 3-го и 4-го слоев (на уровне подземных вод)

$$\sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 110,0 + 18,6 \cdot 4,0 = 184,4 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg3} = 36,88 \text{ кПа};$$

точка 5 — на границе 4-го и 5-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) + \gamma_{s04} \cdot h_4 = 184,4 + 9,65 \cdot 5,0 = 232,65 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg4} = 9,65 \text{ кПа}.$$

Ниже 4-го слоя песка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водонепроницаемым слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровле глины добавляется гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_4 = 10,0 \cdot 5,0 = 50,0 \text{ кПа};$$

полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины,

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \sigma_w = 232,60 + 50,0 = 282,65 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg5} = 56,53 \text{ кПа};$$

точка 6 и — вертикальное напряжение по подошве 5-го слоя

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_s \cdot h_5 = 282,65 + 20,0 \cdot 5,0 = 382,6 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg6} = 76,52 \text{ кПа}.$$

2. По полученным значениям ординат на геологическом разрезе в масштабе строим эпюру природного давления $\sigma_{zg,i}$ (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру $0,2\sigma_{zg,i}$ (справа от оси OZ) (рис. 4.2).

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента:

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg,0} = 199,98 - 63,875 = 136,11 \text{ кПа},$$

здесь p — среднее давление под подошвой фундамента, $p = 199,98 \text{ кПа}$.

4. Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои толщиной $\Delta_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_f$, где b_f — ширина подошвы фундамента. Принимаем $\Delta_i = 0,2b_f = 0,2 \cdot 2,1 = 0,42 \text{ м}$.

5. Определяем дополнительные вертикальные нормальные σ_{zp} напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0,$$

где α_i — коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы фундамента и соотношений $\xi = 2z_i/b_f$ и $\eta = l_f/b_f$, где z_i — глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента,

$z_i = \sum_{i=1}^n \Delta_i$, определяется по прил. 2, табл. 1 [1] или прил. 5 настоящих методических указаний. Принимаем $\xi = 0,95z_i$ и $\eta = 1,4$.

6. По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента (справа от оси OZ) (рис. 4.2).

7. Определяем высоту сжимаемой толщи основания H_c , нижняя граница которой BC^* принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие

Примечание. * Если нижняя граница сжимаемой толщи основания BC попала в слой грунта с модулем деформации $E_1 > 5 \text{ МПа}$, то положение BC принимается как точка пересечения эпюр σ_{zp} и $0,2\sigma_{zg}$. Если же нижняя граница сжимаемой толщи основания BC попала в слой грунта с модулем деформации $E_1 < 5 \text{ МПа}$ (т.е. грунт — сильно сжимаемый), положение BC корректируется и принимается как точка пересечения эпюр σ_{zp} и $0,1\sigma_{zg}$.

равенства $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (рис. 4.2).

8. Определяем величину общей осадки по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp}}{E_i},$$

где β — безразмерный коэффициент, $\beta = 0,8$; $\sigma_{zp,i}^{cp}$ — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения от подошвы фундамента в i -ом слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамента; Δ_i — толщина i -ого слоя грунта; E_i — модуль деформации i -ого слоя грунта; n — количество слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

9. Для удобства расчета осадки все вычисления ведём в табличной форме следующего вида (табл. 4.2).

Таблица 4.2
Расчет вероятной осадки ФМЗ-1 в сечении I-I (А-7)

№ п/п	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	E_i , кПа
ИГЭ-1	Суглинок тугопластич., влажный, просадоч.	4,0	0,00	0,00	0,0	1,000	136,11	134,68	12000
ИГЭ-2	Супесь пластичная, насыщенная водой, непросадочная	2,0	0,07	0,42	0,4	0,972	132,30	132,78	20000
			0,42	0,84	0,8	0,848	115,42	123,86	
			0,42	1,26	1,2	0,682	92,83	104,13	
			0,42	1,68	1,6	0,532	72,41	82,62	
			0,42	2,10	2,0	0,414	56,35	64,38	
ИГЭ-3	Песок средней крупности, средней плотности, влажный, непросадочный	4,0	0,25	2,35	2,2	0,370	50,36	47,30	30000
			0,17	2,52	2,4	0,325	44,24	39,82	
			0,42	2,94	2,8	0,260	35,39	31,99	
			0,42	3,36	3,2	0,210	28,58	BC	
			0,42	3,78	3,6	0,173	23,55	26,07	
			0,42	4,20	4,0	0,145	19,74	21,65	

$$S_1 = \frac{0,8}{12000} \cdot [134,68 \cdot 0,35] = 0,00314 \text{ м} = 0,314 \text{ см};$$

$$S_2 = \frac{0,8}{20000} \cdot [132,78 \cdot 0,07 + 123,86 \cdot 0,42 + 104,13 \cdot 0,42 + 82,62 \cdot 0,42 + 64,38 \cdot 0,42 + 53,36 \cdot 0,25] = 0,00721 \text{ м} = 0,721 \text{ см};$$

$$S_3 = \frac{0,8}{30000} \cdot [47,30 \cdot 0,17 + 39,82 \cdot 0,42 + 31,99 \cdot 0,42] = 0,00102 \text{ м} = 0,1 \text{ см};$$

Сечение I-I (А-7)

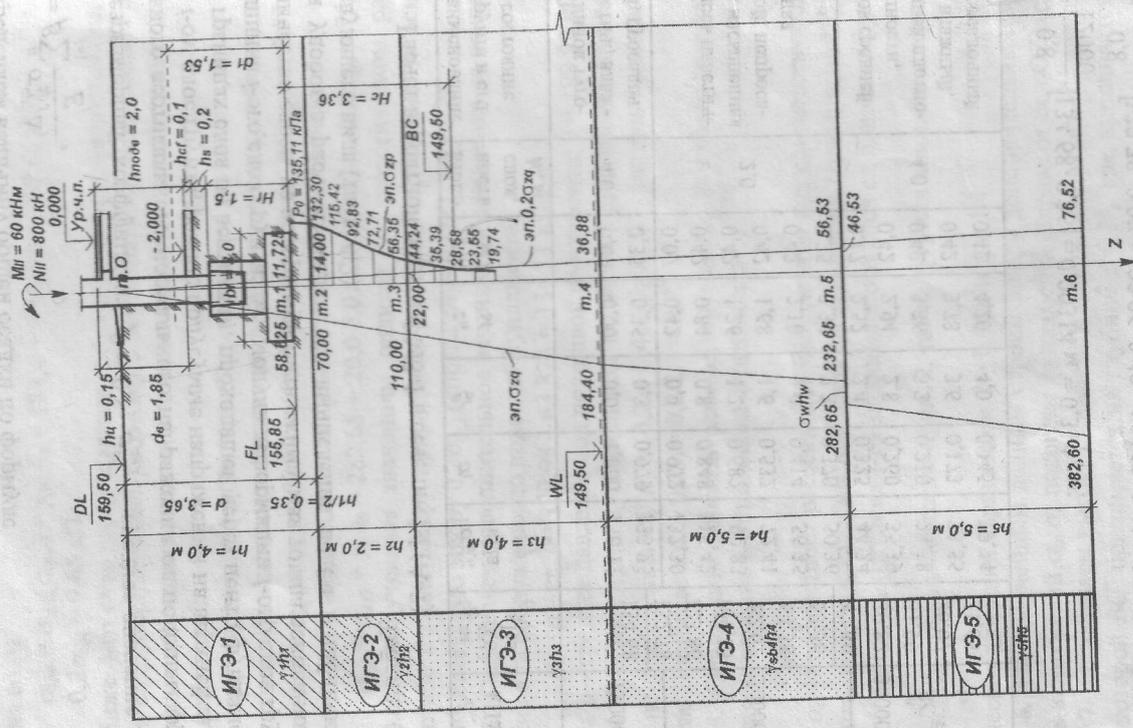


Рис. 4.2. К расчету осадки фундамента ФМЗ-1 в сечении I-I (А-7): DL - отметка планировки; НЛ - отметка природного рельефа; ФЛ - отметка подошвы фундамента; ВЛ - уровень подземных вод; ВС - нижняя граница сжимаемой толщи; Нс - толщина сжимаемой толщи; d₁ - глубина заложения фундамента от уровня планировки; b_f - ширина фундамента; эп.σ_{zg} и эп.0,2σ_{zg} - соответственно основная и вспомогательная эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта; эп.σ_{zg} - эпюра дополнительного вертикального напряжения от подошвы фундамента

$$S_{общ} = S_1 + S_2 + S_3 = 0,314 + 0,721 + 0,102 = 1,137 \text{ см.}$$

Так как данный несущий слой грунта (ИГЭ-1) является просадочным, деформации основания определяются суммированием значений общей осадки $S_{общ}$ и просадки грунта основания S_{st} . При этом просадка грунта основания S_{st} определяется согласно прил. 2, п. 12-17 [1] по формуле

$$S_{st} = \varepsilon_{st} h_{st} k_{st} = 0,042 \cdot 0,35 \cdot 2,37 = 0,035 \text{ м} = 3,5 \text{ см,}$$

где ε_{st} - относительная деформация просадочности при $P = 300 \text{ кПа}$, $k_{st} = 0,042$ (п. 11, табл. 47); h_{st} - толщина просадочного слоя, $h_{st} = 0,35 \text{ м}$; k_{st} - коэффициент, т.к. $b_f = 2,1 \text{ м}$, то значение k_{st} определяется по формуле (16) п. 14. [1]

$$k_{st} = 0,5 + 1,5 \frac{P - P_{st}}{P_0} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{100}{199,98 - 75} = 0,5 + 1,87 = 2,37,$$

где P - среднее давление под подошвой фундамента, $P = 193,98 \text{ кПа}$; P_{st} - начальное просадочное давление грунта ИГЭ-1, $P_{st} = 75 \text{ кПа}$ (п. 12, табл. 47); P_0 - давление, $P_0 = 100 \text{ кПа}$. Тогда

$$S = S_{общ} + S_{st} = 1,137 + 3,5 = 4,64 \text{ м.}$$

10. Сравниваем полученное расчетное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания S_u , принимаемое в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения по прил. 4 [1] или прил. 7 настоящих методических указаний.

$$S = 4,64 \text{ см} < S_u^* = 8 \text{ см,}$$

условие выполняется.

4.6. Расчет тела фундамента

4.6.1. Конструирование фундамента

Конструирование фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента, принимая их кратно 0,15 м (рис. 4.3).

Так как $0,45 \text{ м} < h_{opt} = 0,47 \text{ м} \leq 0,9 \text{ м}$, то принимаем две ступени фундамента**, при этом высоту первой h_1 и второй h_2 ступеней назначаем равной 0,3 м, т.е. $h_1 = h_2 = 0,3 \text{ м}$.

Тогда окончательная высота плитной части фундамента принимается равной $h_{пл} = 0,6 \text{ м}$, а окончательная рабочая высота плитной части фундамента $h_{opt} = h_{пл} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$.

2. Назначаем размеры консолей первой c_1 и второй c_2 ступеней плитной части фундамента, принимая их кратно 0,15 м.

* Если данное условие не выполняется, увеличивается площадь подошвы фундамента или глубина заложения и расчёт повторяется заново.

** В случае если $h_{opt} \leq 450 \text{ мм}$ фундамент проектируют одноступенчатым, при $450 \text{ мм} < h_{opt} \leq 900 \text{ мм}$ - двухступенчатым, при $h_{opt} > 900 \text{ мм}$ - трехступенчатым.

в направлении действия момента — в направлении большей стороны:

$$c_1 = (1 \div 2,5) \cdot h_1 = 2,0, 3 = 0,6 \text{ м, принимаем } c_1 = 0,6 \text{ м;}$$

$$c_2 = (1 \div 2,5) \cdot h_2 = 1,5, 0,3 = 0,45 \text{ м, принимаем } c_2 = 0,45 \text{ м;}$$

в направлении перпендикулярном плоскости действия момента:

$$c_1 = (1 \div 2,5) \cdot h_1 = 1,0, 0,3 = 0,3 \text{ м, принимаем } c_1 = 0,3 \text{ м;}$$

$$c_2 = (1 \div 2,5) \cdot h_2 = 1,0, 0,3 = 0,3 \text{ м, принимаем } c_2 = 0,3 \text{ м,}$$

где h_1 и h_2 — соответственно высота первой и второй ступени фундамента.

4.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание

4.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание

Проверям выполнение условия: $h_n - h_{ef} \geq 0,5(h_n - h_c)$.
 Так как $0,9 - 0,5 > 0,5(0,9 - 0,3)$, условие выполняется, следовательно, при стakanном сопряжении сборной колонны с фундаментом расчет на продавливание следует вести по 1-ой схеме. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа колонны или подколлонника на действующие продольные силы M_1 и изгибающего момента M_1 .

При расчёте плитной части фундамента на продавливание рассматривается условие* прочности только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, боковые грани которой начинаются у колонны и направлены под углом 45° к горизонтالي (рис. 4.3):

$$F \leq \varphi_b R_b b_m h_{opl} = 1,0 \cdot 900,0 \cdot 1,46 \cdot 0,56 = 735,84 \text{ кН,}$$

где φ_b — коэффициент, для тяжелого бетона кл. В20 $\varphi_b = 1,0$; R_b — расчетное сопротивление бетона растяжению принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1. настоящих методических указаний, для бетона кл. В20 $R_b = 0,9$ МПа; h_{opl} — рабочая высота плитной части фундамента, $h_{opl} = 0,56$; b_m — средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания (рис. 4.3), при $b_f - b_c > 2h_{opl}$ определяется по формуле**

$$b_m = b_c + h_{opl} = 0,9 + 0,56 = 1,46,$$

где b_c — размер сечения колонны или подколлонника, являющийся верхней стороной рассматриваемой грани пирамиды продавливания, $b_c = b_n = 0,9$ м (рис. 4.3); F — продавливающая сила, принимаемая равной расчетной продольной силе N_1 , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания за вычетом отпора грунта, приложенного к нижнему основанию и сопротивляющемуся продавливанию, определяется по формуле

$$F = P_{\max} \cdot A_0 = 175,24 \cdot 1,03 = 180,5 \text{ кН,}$$

Примечания: * Если основание пирамиды продавливания выходит за пределы основания фундамента, то расчет на продавливание не производится.

** При $b_f - b_c \leq 2h_{opl}$ $b_m = 0,5(b_c + b_f)$.

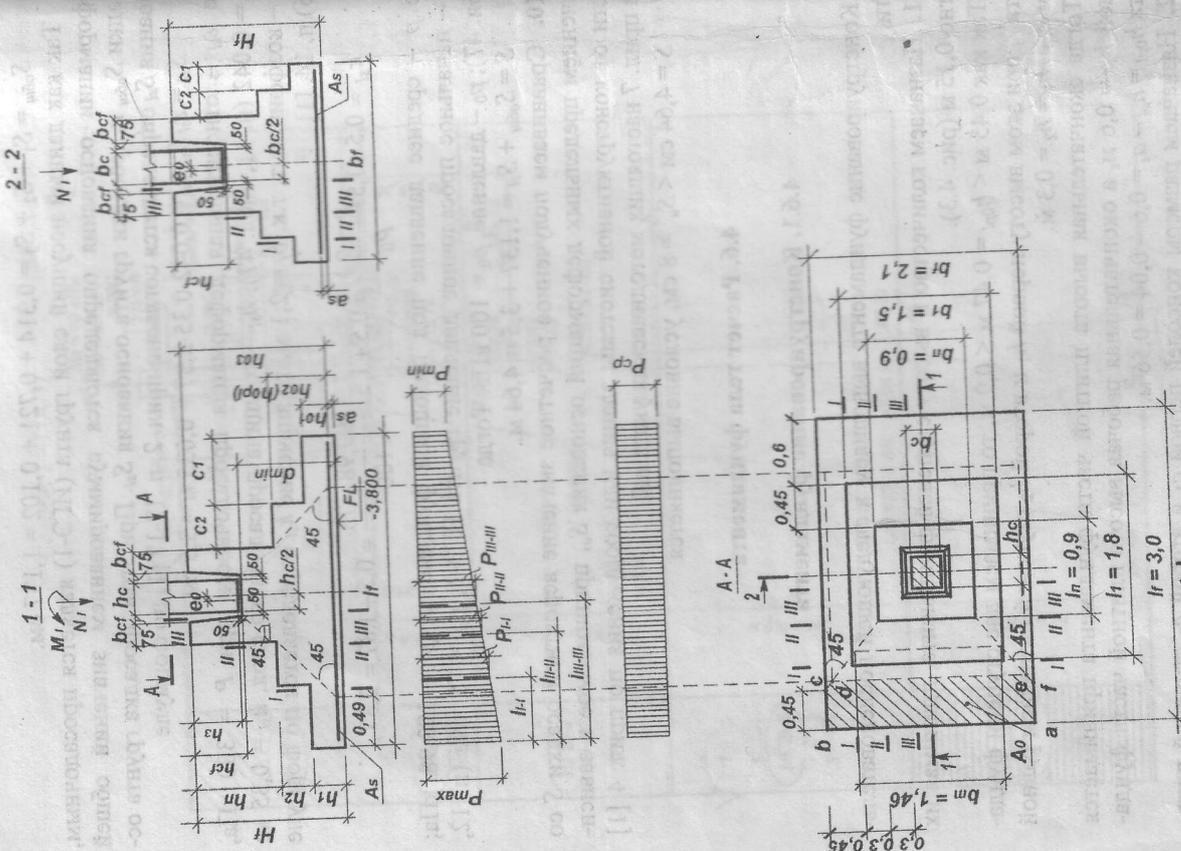


Рис. 4.3. К определению высоты фундамента, конструирование фундамента и для расчета прочности плитной части на продавливание

где P_{\max} — максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле

$$P_{\max} = \frac{N_1}{b_f l_f} + \frac{M_1}{2.1 \cdot 3.0} + \frac{72.0}{3.15} = 152.38 + 22.86 = 175.24 \text{ кН};$$

A_0 — часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием расматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер (прямоугольника $abcdef$, рис. 4.3), определяется по формуле

$$A_0 = 0.5b_f(l_f - l_n - 2h_{оп}) - 0.25(b_f - b_n - 2h_{оп})^2 = 0.5 \cdot 2.1 \cdot (3.0 - 0.9 - 2 \cdot 0.56) - 0.25 \cdot (2.1 - 0.9 - 2 \cdot 0.56)^2 = 1.03 \text{ м}^2.$$

Итак, $F = 180.5$ кН < 735.84 кН, условие выполняется, следовательно, продавливания дна стакана не произойдет и высота плитной части достаточна.

4.6.2.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента на продавливание осуществляется по формуле

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{01} = 1.0 \cdot 900.0 \cdot 1.76 \cdot 0.26 = 411.84 \text{ кН},$$

где F , φ_b , R_{bt} , b_m — см. п. 4.6.2.1; т.к. $b_f - b_1 > 2h_{01}$, то $b_m = b_1 + h_{01} = 1.5 + 0.26 = 1.76$ м, здесь b_1 — верхняя грань пирамиды продавливания, $b_1 = 1.5$ м (рис. 4.4); h_{01} — рабочая высота нижней ступени фундамента, $h_{01} = h_1 - a_s = 0.3 - 0.04 = 0.26$ м.

$$F = P_{\max} A_0 = 175.24 \cdot 0.712 = 124.77 \text{ кН},$$

где A_0 — площадь прямоугольника $abcdef$ (рис. 4.4), определяется по формуле $A_0 = 0.5b_f(l_f - l_1 - 2h_{01}) - 0.25(b_f - b_1 - 2h_{01})^2 = 0.5 \cdot 2.1 \cdot (3.0 - 1.8 - 2 \cdot 0.26) - 0.25 \cdot (2.1 - 1.5 - 2 \cdot 0.26)^2 = 0.712 \text{ м}^2$.

Итак, $F = 124.77$ кН < 411.84 кН, условие выполняется, следовательно, продавливания дна нижней ступени фундамента не произойдет и высота нижней ступени достаточна.

Высоту нижней ступени и плитной части фундамента в направлении большей стороны подошвы фундамента не проверяем, т.к. размеры граней плоскости продавливания больше, чем в рассмотренном выше случае.

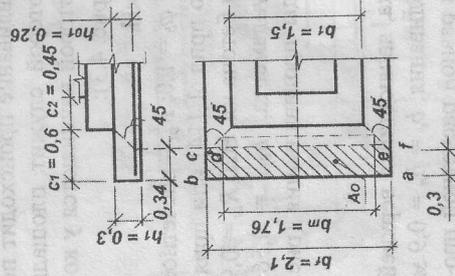


Рис. 4.4. К расчету прочности нижней ступени на продавливание

4.6.3. Расчет фундамента по прочности на раскалывание

Проверка фундамента по прочности на раскалывание от действия продольной силы N_c производится из условий п. 2.22 [8]:

$$\text{при } b_c/h_c \leq A_b/A_l \quad N_c \leq (1 + b_c/h_c) \mu \gamma A_l R_{bt}$$

$$\text{при } b_c/h_c > A_b/A_l \quad N_c \leq (1 + h_c/b_c) \mu \gamma A_b R_{bt}$$

где μ — коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0.75$; γ — коэффициент, учитывающий совместную работу фундамента с грунтом, $\gamma = 1.3$; A_l — площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси стакана колонны, за вычетом площади стакана фундамента, в направлении действия изгибающего момента, $A_l = 2.03 \text{ м}^2$ (рис. 4.5а); A_b — то же, в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента, $A_b = 1.67 \text{ м}^2$ (рис. 4.5б); R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0.9 \text{ МПа}$, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1. настоящих методических указаний; N_c — расчетная продольная сила в уровне торца колонны или ветви двухветвевой колонны, определяется

$$N_c = \alpha N_1 = 0.85 \cdot 960.0 = 816.0 \text{ кПа},$$

где α — коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N_1 на плитную часть фундамента через стенки стакана, но не менее 0.85, определяется по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{0.4 \gamma_{bc}^2 R_{bt} A_c}{N_1} = 1 - \frac{0.4 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \cdot 900 \cdot 0.54}{960.0} = 0.82,$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона замоноличивания стакана растяжению; γ_{bc} — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{bc} = 1.0$.

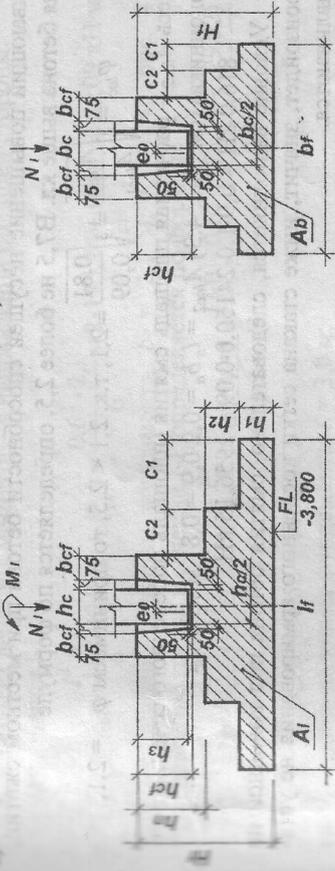


Рис. 4.5. К расчету плитной части фундамента на раскалывание: а) в плоскости действия изгибающего момента; б) в направлении перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента

Примечание: * При отсутствии засыпки фундамента грунтом (напрямер, в подвале) коэффициент принимается равным 1.

4.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном (рис. 4.3), исходя из условия

$$Q \leq \frac{1,5 R_b b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1,5 \cdot 900 \cdot 0,21 \cdot 0,26^2}{0,6} = 319,41 \text{ кН,}$$

где $Q = P_{ep} (c_1 - c_0) b_f = 152,38 (0,6 - 0,3) \cdot 2,1 = 96,0$ кН; c_1 — вылет (длина) нижней ступени фундамента, $c_1 = 0,6$ м; c_0 — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения, $c_0 = 0,3$ м; P_{ep} , b_f и R_b — см. п. 4.2.2.

Правая часть неравенства принимается не менее $0,6 R_b b_f h_{01} = 0,6 \cdot 900 \cdot 0,21 \cdot 0,26 = 294,84$ кН и не более $2,5 R_b b_f h_{01} = 2,5 \cdot 900 \cdot 0,21 \cdot 0,26 = 1228,5$ кН. Все условия выполняются.

Итак, $Q = 96,0$ кН $<$ 319,41 кН, условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

4.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль сторон фундамента l_f и b_f в сечениях, проходящих по граням колонны и подколоники и по граням ступеней фундамента (рис. 4.3).

Расчет выполняется в следующей последовательности.

1. В сечениях I-I, II-II и III-III определяем изгибающие моменты M . В плоскости действия момента — в направлении большей стороны: для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{l^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,6^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 175,24 + 166,1) = 65,09 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

где b_f — ширина подошвы фундамента, $b_f = 2,1$ м; l_{I-I} — см. рис. 4.3;

P_{I-I} — давление грунта в сечении I-I, определяется по формуле

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 129,52 + \frac{3,0}{3,0} (175,24 - 129,52) = 129,52 + 36,58 = 166,1 \text{ кПа,}$$

где l_f — длина подошвы фундамента, $l_f = 3,0$ м;

Примечание. * При действии на фундамент изгибающих моментов в двух направлениях расчет арматуры плитной части производится отдельно для каждого направления.

$\gamma_{62} = 1,0$; γ_{69} — коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{69} = 0,9$; N_1 — продольная сжимающая сила от местной нагрузки, $N_1 = 960,0$ кН; A_c — площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакане фундамента, определяется по формуле

$$A_c = 2(b_c + h_c)h_{ef} = 2 \cdot (0,3 + 0,3) \cdot 0,45 = 0,54 \text{ м}^2.$$

Вследствии того, что $0,82 < 0,85$, принимаем $\alpha = 0,85$.

Так как $0,3/0,3 > 1,67/2,03$, то

$$N_c = 816,0 \text{ кН} < (1 + 0,3/0,3) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 1,67 \cdot 900 = 2930,85 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, следовательно, раскалывания фундамента не произойдет.

4.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие

Расчет прочности фундамента на смятие (местное сжатие) под торцом колонны (или ветви двухветвевой колонны) сводится к проверке следующего условия пп. 3.39, 3.41 [5]:

$$N_c \leq 0,9 \psi_{loc} R_b A_{loc1},$$

где N_c — см. п. 4.6.3; ψ_{loc} — коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия*, при равномерном распределении, как в случае с колонной, $\psi_{loc} = 1,0$; A_{loc1} — фактическая площадь смятия (площадь торца колонны или ветви двухветвевой колонны), $A_{loc1} = b_c \cdot h_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; R_b , loc — расчетное сопротивление бетона смятию, определяется по формуле

$$R_b, loc = \alpha \phi_{loc} R_b = 1,0 \cdot 2,1 \cdot 11500 = 24150,0 \text{ кПа,}$$

где α — коэффициент**, $\alpha = 1,0$; R_b — расчетное сопротивление бетона сжатия, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5$ МПа; ϕ_{loc} — коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии, для бетона выше кл. В7,5 не более 2,5, определяется по формуле

$$\phi_{loc} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{0,81}{0,09}} = 2,1, \text{ т.к. } 2,1 < 2,5, \text{ то принимаем } \phi_{loc} = 2,1,$$

здесь A_{loc2} — расчетная площадь смятия (площадь поперечного сечения под колонника) (см. рис. 4.3) $A_{loc2} = l_n b_n = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ м}^2$. Тогда $816,0 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1,0 \cdot 24150,0 \cdot 0,09 = 1956,15 \text{ кН}$.

Условие выполняется, следовательно, смятия бетона под колонной не произойдет, значит, ниже стакана сетки косвенного армирования не устанавливаются.

Примечания. * При неравномерном распределении местной нагрузки на площадь смятия коэффициент $\psi = 0,75$.

** Для бетона класса ниже В25 $\alpha = 1,0$; для бетона кл. В25 и выше $\alpha = 13,5 \frac{R_b}{R_b}$.

$$P_{\max} = \frac{N_1}{l_f b_f} + \frac{M_1}{W} = \frac{960,0}{3,0 \cdot 2,1} + \frac{72,0}{3,15} = 152,38 + 22,86 = 175,24 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_1}{l_f b_f} - \frac{M_1}{W} = \frac{960,0}{3,0 \cdot 2,1} - \frac{72,0}{3,15} = 152,38 - 22,86 = 129,52 \text{ кПа};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{l^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,05^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 175,24 + 159,24) = 196,69 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где l_{II-II} — см. рис. 4.3; P_{II-II} — давление грунта в сечении II-II,

$$P_{II-II} = \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = \frac{(3,0 - 1,05) \cdot (175,24 - 129,52)}{3,0} = 129,52 + \frac{3,0}{3,0} = 129,52 + 1,0 = 130,52 \text{ кПа};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{l^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1,35^2 \cdot 2,1}{6} \cdot (2 \cdot 175,24 + 154,67) = 322,22 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $l_{III-III}$ — см. рис. 4.3; $P_{III-III}$ — давление грунта в сечении III-III,

$$P_{III-III} = \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = \frac{(3,0 - 1,35) \cdot (175,24 - 129,52)}{3,0} = 129,52 + \frac{3,0}{3,0} = 129,52 + 1,0 = 130,52 \text{ кПа};$$

$l_{III-III} = 129,52 + 25,15 = 154,67 \text{ кПа}.$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, от активного давления (опора) грунта $P_{ap} = 152,38 \text{ кПа}$ (см. п. 4.2.2):

для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{P_{ap}(b_f - b_1)^2 l_f}{8} = \frac{152,38 \cdot (2,1 - 1,5)^2 \cdot 3,0}{8} = 20,58 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{P_{ap}(b_f - b_n)^2 l_f}{8} = \frac{152,38 \cdot (2,1 - 0,9)^2 \cdot 3,0}{8} = 82,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{P_{ap}(b_f - b_c)^2 l_f}{8} = \frac{152,38 \cdot (2,1 - 0,3)^2 \cdot 3,0}{8} = 185,14 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{mp} в плитной части фундамента (рис. 4.3). Подбор арматуры ведется на всю ширину или длину фундамента.

В плоскости действия момента — в направлении большей стороны:

для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{65,09}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,000762 \text{ м}^2 = 7,62 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{196,69}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,001069 \text{ м}^2 = 10,69 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 h_{03} R_s} = \frac{322,22}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000672 \text{ м}^2 = 6,72 \text{ см}^2.$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{20,58}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,000241 \text{ м}^2 = 2,41 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{82,29}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,000447 \text{ м}^2 = 4,47 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 h_{03} R_s} = \frac{185,14}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000386 \text{ м}^2 = 3,86 \text{ см}^2,$$

где h_{01} , h_{02} , h_{03} — расчетная рабочая высота фундамента соответственно в сечении I-I, II-II и III-III: $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м}$, $h_{02} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$, $h_{03} = H_f - a_s = 1,5 - 0,04 = 1,46 \text{ м}$; M_{I-I} , M_{II-II} , $M_{III-III}$ — изгибающие моменты соответственно в сечении I-I, II-II и III-III; R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению, определяется по прил. 5 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящих методических указаний, для арматуры кл. А-III* $R_s = 365 \text{ МПа}.$

3. Из трех значений A_s^{I-I} , A_s^{II-II} и $A_s^{III-III}$ в соответствующем направлении выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количества стержней. Для этого задаемся шагом стержней, обычно $S = 150 \div 200 \text{ мм}$. Принимаем $S = 150 \text{ мм}$. Количество стержней больше числа шагов n . Деля A_s^{\max} на число стержней, получаем требуемую площадь A_s^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры прил. 6 [14] или прил. 9 настоящих методических указаний, подбираем окончательный диаметр одного стержня.

В плоскости действия момента — в направлении большей стороны.

Принимаем шаг стержней $S = 150 \text{ мм}$ (рис. 4.6). $A_s^{\max} = 10,69 \text{ см}^2$. Количество стержней принимаем $n = 14$ шт. Тогда

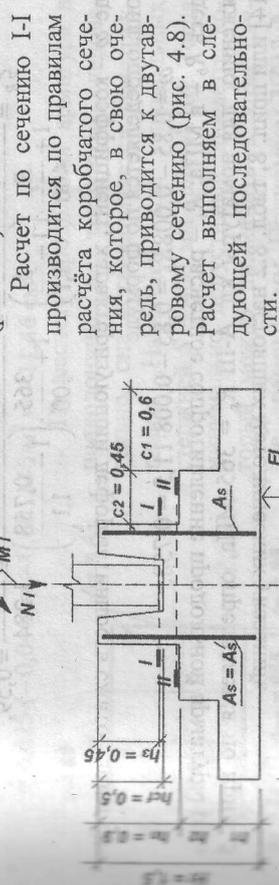
$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{10,69}{14} = 0,76 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 10 \text{ мм}$ ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$). Окон-

Примечание: * Монолитные фундаменты, как и сборные, армируются по подоше сварными сетками кл. А-II или А-III.

4.6.7.2. Расчет прочности подколлонника по нормальным сечениям

Расчет прочности подколлонника по нормальным сечениям сводится к определению требуемой площади продольной рабочей арматуры A_s^{np} . Для этого рассматриваются два нормальных сечения: первое — сечение I-I — по обрезу стакана и второе — сечение II-II — по плитной части фундамента (рис. 4.7).



Расчет по сечению I-I производится по правилам расчета коробчатого сечения, которое, в свою очередь, приводится к двутавровому сечению (рис. 4.8). Расчет выполняем в следующей последовательности.

1. Определяем значение расчетного эксцентриситета e_0 :

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{72,0}{960,0} = 0,075 \text{ м.}$$

2. Проверяем условие:

$$N_1 = 960,0 \text{ кН} < R_b b_n b_{ef} = 11500 \cdot 0,9 \cdot 0,225 = 2328,75 \text{ кН,}$$

где b_n — ширина поперечного сечения стакана фундамента, $b_n = 0,9 \text{ м}$; b_{ef} — ширина (толщина) стенки стакана, $b_{ef} = 0,225 \text{ м}$, R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, принимаем по прил. 1 [14] или прил. 8 настоящих методических указаний.

Условие выполняется, следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки (рис. 4.8), следовательно, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b_n = b'_n = 0,9 \text{ м}$ и толщиной стенки стакана, $b_{ef} = 0,225 \text{ м}$.

3. Определяем высоту сжатой зоны x бетона:

$$x = \frac{N_1}{R_b b_n} = \frac{960,0}{11500 \cdot 0,9} = 0,093 \text{ м} > 2a'_s = 2 \cdot 0,035 = 0,07 \text{ м,}$$

где b_n и R_b — см. п. 2 настоящего раздела.

4. Определяем относительную высоту сжатой зоны ξ бетона:

частально принимаем $14\text{Ø}10$.

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента.

Принимаем шаг стержней $S = 150 \text{ мм}$ (рис. 4.6). $A_s^{\max} = 4,47 \text{ см}^2$. Принимаем количество стержней $n = 20$ шт. $A_s^{np} = \frac{4,47}{20} = 0,224 \text{ см}^2$.

Принимаем диаметр одного стержня $\text{Ø} = 8 \text{ мм}$ ($A_s = 0,503 \text{ см}^2$). Так как минимально допустимый диаметр арматуры должен быть не менее 10 мм , окончательно принимаем $20\text{Ø}10$, $A_s = 0,785 \text{ см}^2$.

Так как размеры подошвы фундамента $l_f(b_f) \leq 3 \text{ м}$, то подошва фундамента армируется одной арматурной сеткой с рабочей арматурой в двух направлениях*. Схема армирования подошвы фундамента арматурной сеткой С-1 представлена на рис. 4.7.

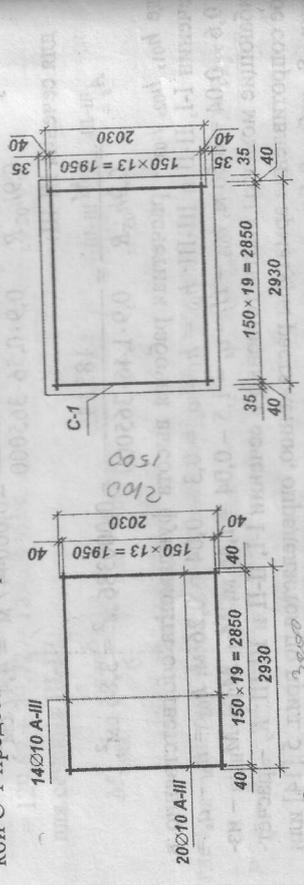


Рис. 4.6. Арматурная сетка С-1

Рис. 4.7. Схема армирования подошвы

4.6.7. Расчет подколлонника фундамента

4.6.7.1. Конструирование подколлонника

Стаканная часть фундамента должна удовлетворять следующим требованиям.

Толщина стенок стакана определяется расчетом на прочность, но принимается не менее $0,15 \text{ м}$. Толщину защитного слоя бетона назначаем равной $a'_s = a'_s = 35 \text{ мм}$. Размеры подколлонника в плане и высоте принимаются кратны $0,15 \text{ м}$. Зазоры между колонной и стенками стакана для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном должны быть понижены не менее 50 мм , а поверху — не менее 75 мм . После монтажа колонны в стакан фундамента зазоры заполняют бетоном кл. В17,5 на мелком заполнителе. Принимаем симметричное армирование.

* Если размеры подошвы фундамента $l_f(b_f) > 3 \text{ м}$, то подошва фундамента армируется четырьмя арматурными сетками с рабочей арматурой $\text{Ø}_{\min} = 12 \text{ мм}$ в одном направлении.

$$\xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,093}{0,865} = 0,11,$$

где h_{0n} — рабочая высота подколлонника, $h_{0n} = l_n - a_s = 0,9 - 0,035 = 0,865$ м, здесь l_n — длина поперечного сечения подколлонника.

5. Определяем граничное значение относительной высоты ξ_R сжатой зоны бетона по формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1,284} = 0,59,$$

где ω — коэффициент, характеризующий деформативность сжатой зоны бетона, определяется по формуле

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758,$$

здесь R_b — в МПа; R_s — расчетное сопротивление продольной арматуры расчетно, для арматуры кл. А-III $R_s = 365$ МПа, определяется по прил. 5 [14] или прил. 8, табл. 8.2 настоящих методических указаний.

6. Проверяем условие $x \leq x_R$:

$$x = 0,093 \text{ м} < x_R = \xi_R h_{0n} = 0,59 \cdot 0,865 = 0,51 \text{ м}, \text{ условие верно, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.}$$

7. Определяем требуемую площадь продольной арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_{0n} \alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi) - B_{0,9}}{R_s} = \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865 \cdot 0,06 - 0,11 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,11) - 0,001}{365000} = 0,025 \cdot (-0,045) = -0,00112 \text{ м}^2 = -11,2 \text{ см}^2.$$

$$\text{где } \delta = \frac{a'_s}{h_{0n}} = \frac{0,035}{0,865} = 0,041; \alpha_m = \frac{N_l e}{R_b b^2 h_{0n}^2} = \frac{960,0 \cdot 0,486}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,06,$$

здесь e — эксцентриситет, определяется по формуле

$$e = e_0 \eta + 0,5l_n - a_s = 0,075 \cdot 0,945 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,486 \text{ м},$$

$$\text{где } \eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,11 = 0,945;$$

$$B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_f}{h_{0n}}\right) = 0,0012 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,001,$$

$$\text{где } \alpha_{0,9} = \frac{A'_{0,f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,009}{0,9 \cdot 0,865} = 0,012, \text{ здесь } A'_{0,f} \text{ — площадь сжатой зоны,}$$

$$A'_{0,f} = b'_f x \xi = 0,9 \cdot 0,93 \cdot 0,11 = 0,009 \text{ м}^2.$$

Примечание: * В случае, если $x > x_R$, площадь продольной арматуры определяется

$$\text{по формуле } A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n} \alpha_m - \xi_1(1 - 0,5\xi_1) - B_{0,9}}{R_s}, \text{ где } \xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m}$$

8. Расчет по сечению II-II производится по правилам расчета прямоугольного сечения с двойной арматурой (рис. 4.9).

Так как $x = 0,093 \text{ м} < x_R = 0,51 \text{ м}$, то

$$A_s = A'_s = \frac{R_s b_n h_{0n} \alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} = \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865 \cdot 0,06 - 0,11 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,11)}{365000} = 0,025 \cdot (-0,046) = -0,001146 \text{ м}^2 = -11,46 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } \delta = \frac{a'_s}{h_{0n}} = \frac{0,035}{0,865} = 0,041.$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{N_l e}{R_b b^2 h_{0n}^2} = \frac{960,0 \cdot 0,486}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,06.$$

$$\text{где } e = e_0 \eta + 0,5l_n - a_s = 0,075 \cdot 0,945 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,486 \text{ м},$$

$$\text{где } \eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,11 = 0,945.$$

$$\text{где } B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_f}{h_{0n}}\right) = 0,0012 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,001.$$

$$\text{где } \alpha_{0,9} = \frac{A'_{0,f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,009}{0,9 \cdot 0,865} = 0,012.$$

$$\text{где } A'_{0,f} = b'_f x \xi = 0,9 \cdot 0,93 \cdot 0,11 = 0,009 \text{ м}^2.$$

$$\text{где } \xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m} = \frac{0,11(1 - 0,59) + 2 \cdot 0,06 \cdot 0,06}{1 - 0,59 + 2 \cdot 0,06} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,093}{0,865} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,59.$$

$$\text{где } \omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758.$$

$$\text{где } R_b = 11,5 \text{ МПа, } R_s = 365 \text{ МПа, } \alpha_m = \frac{N_l e}{R_b b^2 h_{0n}^2} = \frac{960,0 \cdot 0,486}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,06.$$

$$\text{где } e = e_0 \eta + 0,5l_n - a_s = 0,075 \cdot 0,945 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,486 \text{ м},$$

$$\text{где } \eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,11 = 0,945.$$

$$\text{где } B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_f}{h_{0n}}\right) = 0,0012 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,001.$$

$$\text{где } \alpha_{0,9} = \frac{A'_{0,f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,009}{0,9 \cdot 0,865} = 0,012.$$

$$\text{где } A'_{0,f} = b'_f x \xi = 0,9 \cdot 0,93 \cdot 0,11 = 0,009 \text{ м}^2.$$

$$\text{где } \xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m} = \frac{0,11(1 - 0,59) + 2 \cdot 0,06 \cdot 0,06}{1 - 0,59 + 2 \cdot 0,06} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,093}{0,865} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,59.$$

$$\text{где } \omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758.$$

$$\text{где } R_b = 11,5 \text{ МПа, } R_s = 365 \text{ МПа, } \alpha_m = \frac{N_l e}{R_b b^2 h_{0n}^2} = \frac{960,0 \cdot 0,486}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,06.$$

$$\text{где } e = e_0 \eta + 0,5l_n - a_s = 0,075 \cdot 0,945 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,486 \text{ м},$$

$$\text{где } \eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,11 = 0,945.$$

$$\text{где } B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_f}{h_{0n}}\right) = 0,0012 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,001.$$

$$\text{где } \alpha_{0,9} = \frac{A'_{0,f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,009}{0,9 \cdot 0,865} = 0,012.$$

$$\text{где } A'_{0,f} = b'_f x \xi = 0,9 \cdot 0,93 \cdot 0,11 = 0,009 \text{ м}^2.$$

$$\text{где } \xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m} = \frac{0,11(1 - 0,59) + 2 \cdot 0,06 \cdot 0,06}{1 - 0,59 + 2 \cdot 0,06} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,093}{0,865} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,59.$$

$$\text{где } \omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758.$$

$$\text{где } R_b = 11,5 \text{ МПа, } R_s = 365 \text{ МПа, } \alpha_m = \frac{N_l e}{R_b b^2 h_{0n}^2} = \frac{960,0 \cdot 0,486}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,06.$$

$$\text{где } e = e_0 \eta + 0,5l_n - a_s = 0,075 \cdot 0,945 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,486 \text{ м},$$

$$\text{где } \eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,11 = 0,945.$$

$$\text{где } B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \cdot \frac{b'_f}{h_{0n}}\right) = 0,0012 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{0,225}{0,865}\right) = 0,001.$$

$$\text{где } \alpha_{0,9} = \frac{A'_{0,f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,009}{0,9 \cdot 0,865} = 0,012.$$

$$\text{где } A'_{0,f} = b'_f x \xi = 0,9 \cdot 0,93 \cdot 0,11 = 0,009 \text{ м}^2.$$

$$\text{где } \xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m} = \frac{0,11(1 - 0,59) + 2 \cdot 0,06 \cdot 0,06}{1 - 0,59 + 2 \cdot 0,06} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,093}{0,865} = 0,11.$$

$$\text{где } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,59.$$

$$\text{где } \omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758.$$

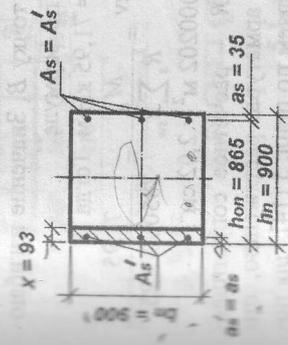


Рис. 4.9. К расчету продольной арматуры подколлонника по сечению II-II

диаметр продольной арматуры. Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 5$ мм кл. Вр-I, либо кл. А-I и устанавливается из условия свариваемости $d_s/4 = 12/4 = 3$ мм, но не менее 5 мм, где d_s — диаметр продольной арматуры. Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 5$ мм кл. Вр-I ($A_s = 0,154 \text{ м}^2$).

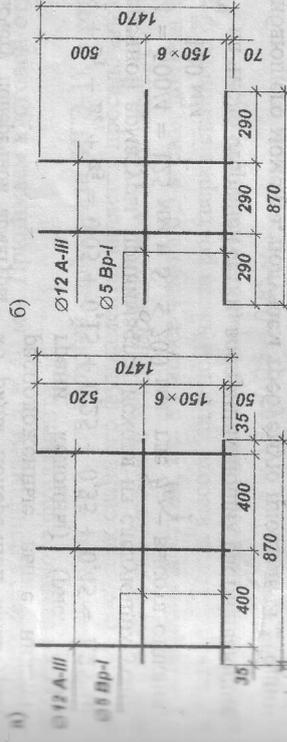


Рис. 4.10. Продольное армирование подколлонника плоскими каркасами:

а) КР-1 — в плоскости действия изгибающего момента; б) КР-2 — в направлении перпендикулярном плоскости действия момента

Примечания: * В случае, если $x > x_R$, площадь продольной арматуры определяется по формуле $A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n} \alpha_m - \xi_1(1 - 0,5\xi_1)}{R_s}$, где $\xi_1 = \frac{\xi(1 - \xi_R) + 2\alpha_m \xi R}{1 - \xi_R + 2\alpha_m}$

** В случае, если шаг продольных стержней $S > 400$ мм, диаметр продольных стержней должен быть не менее 16 мм.

4.6.7.3. Расчет прочности подколлонника по наклонным сечениям

Расчет прочности подколлонника по наклонным сечениям сводится к определению требуемой площади поперечной арматуры A_{sw}^{mp} . Для этого в зависимости от значения расчетного эксцентриситета e_0 в сечениях III-III или IV-IV определяем соответствующие значения изгибающих моментов M_A или M_B (рис. 4.11).
 Так как $h_c/6 = 0,05 \text{ м} < e_0 = 0,075 \text{ м} < 0,5h_c = 0,15 \text{ м}$, расчёт ведём по наклонному сечению IV-IV, проходящему через точку B. Значение изгибающего момента в этой точке будет определяться по формуле**

$$M_B = M_1 + Qh_{cf} - 0,7e_0 = 72,0 - 0,7 \cdot 0,075 = 71,95 \text{ кНм. Тогда}$$

$$A_{sw}^{IV-IV} = \frac{M_B}{R_s \sum z_{sw}^2} = \frac{71,95}{285000 \cdot 1,25} = 0,000202 \text{ м}^2 = 2,02 \text{ см}^2,$$

где R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению, определяем по прил. 5 [14], для поперечной арматуры кл. А-III $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; $\sum z_{sw}^2$ – сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываем только ряды поперечной арматуры, расположенные выше нижней грани колонны) (рис. 4.11);
 $\sum z_{sw}^2 = z_1^2 + z_2^2 + z_3^2 + z_4^2 + z_5^2 = 0,05^2 + 0,15^2 + 0,25^2 + 0,35^2 + 0,45^2 = 1,25 \text{ м}^2$
 S_w – шаг поперечной арматуры, принимается исходя из следующих условий: $S_w \leq h_{cf}/4 = 500/4 = 125 \text{ мм}$ и $S_w \leq 200 \text{ мм}$, где h_{cf} – высота стакана. Принимаем $S_w = 100 \text{ мм}$.

Деля A_{sw}^{IV-IV} на число стержней сетки, воспринимающих растягивающие усилия от изгибающего момента, получаем требуемую площадь A_{sw}^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры по прил. 6 [14] или прил. 9 настоящих методических указаний, подбираем диаметр одного стержня (рис. 4.12). $A_{sw}^{IV-IV} \frac{2,02}{4} = 0,505 \text{ см}^2$, что соответствует $\varnothing 10$

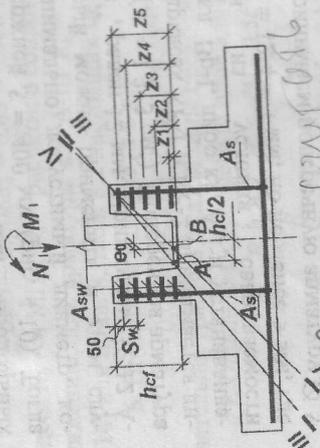


Рис. 4.11. К расчету поперечной арматуры подколлонника

Примечания: * При $e_0 \leq h_c/6$ поперечная арматура ставится конструктивно. При $e_0 \geq 0,5h_c$ расчёт ведется по наклонному сечению III-III, проходящему через точку A при $M_A = 0,8 \cdot (M_1 + Qh_{cf} - 0,5h_{cf} - 0,7e_0)$, где 0,8 – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры, h_{cf} – высота стакана.
 ** В данной задаче значение поперечной силы $Q = 0$, следовательно, второе слагаемое в правой части уравнения будет отсутствовать.

($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$). Здесь n – количество стержней, $n = 4$ шт. Схема армирования подколлонника арматурной сеткой С-2 представлена на рис. 4.13.

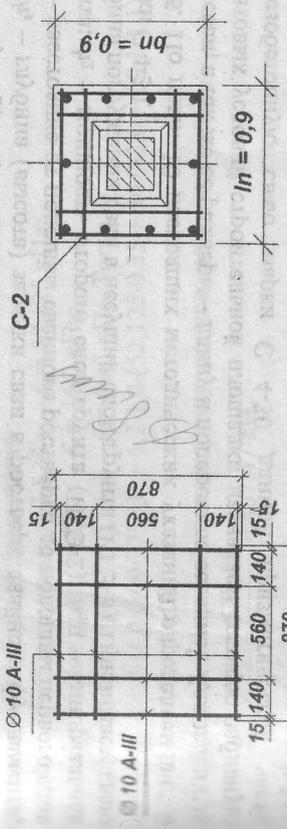


Рис. 4.13. Схема армирования подколлонника арматурной сеткой С-2

5. РАСЧЕТ СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

5.1. Общие положения

1. Глубина заложения подошвы ростверка свайного фундамента принимается такой же, как в случае фундамента мелкого заложения в сечении I-I (А-7), т.е. $d = 3,65 \text{ м}$ (см. п. 4.3).
2. Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона кл. В20*. Толщину защитного слоя бетона свайного фундамента принимаем $a_s = 40 \text{ мм}$. Принимаем кустовой отдельно стоящий тип свайного фундамента.
3. Вследствие того, что верхний слой грунта (ИГЭ-1), в котором расположена ростверк свайного фундамента, является просадочным, и сжимаемая нагрузка приложена с эксцентриситетом, принимаем сопряжение свай с ростверком жестким, т.е. не менее чем на 0,3 м свая должна заделываться в ростверк. Тогда высота плитной части ростверка свайного фундамента по конструктивным соображениям определяется по формуле $h_p = h_{min} + 0,25 = 0,3 + 0,25 = 0,55 \text{ м}$, где h_{min} – минимальная глубина заделки свай в ростверк*, $h_{min} = 0,3 \text{ м}$. Высоту ростверка принимаем кратно 0,15 м, т.е. $h_p = 0,6 \text{ м}$. Причем глубину заделки неразбитой части свай в ростверк принимаем равной 0,1 м.
4. За опорный слой принимаем ИГЭ-3 – песок средней крупности, средней плотности, влажный, непросадочный, $R_0 = 400 \text{ кПа}$ и $E_0 = 30 \text{ кПа}$. В этот слой минимальная глубина погружения свай должна быть не менее 0,5

Примечания: * Железобетонные ростверки свайных фундаментов для всех зданий в сооружении проектируются из тяжелого бетона класса не ниже: для сборных ростверков – В15; для монолитных ростверков – В12,5.
 ** Минимальная высота заделки свай в ростверк равна $h_s = 5 \text{ см}$.

м. Тогда предварительная длина сваи должна составлять (рис. 5.1):

$$h_3 + h_{21} + h_2 + h_{\min} = 0,3 + 0,35 + 2,0 + 0,5 = 3,15 \text{ м,}$$

где h_3 – глубина (высота) заделки сваи в ростверк свайного фундамента; h_{21} – расстояние от подошвы свайного ростверка до подошвы первого слоя грунта; h_2 – мощность второго слоя грунта (ИГЭ-2); h_{\min} – минимальная глубина погружения сваи в несущий слой грунта (ИГЭ-3). Принимаем сваю марки С 4-30.

5. По прил. 10 настоящих методических указаний определяем вид и тип сваи, а так же её размеры – длину и поперечное сечение*. Для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю марки С 4-30 длиной призматической части $L_{ce} = 4,0$ м, с размером стороны квадратного поперечного сечения $b = 0,3$ м, длиной остря $l_o = 0,25$ м. Расчетная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

$$d + h_{21} + h_2 + l_o + h_{31} = 3,65 + 0,35 + 2,0 + 0,25 + 1,1 = 7,35 \text{ м,}$$

где h_{31} – глубина погружения сваи в несущий слой грунта, $h_{31} = 1,1$. Принимаем, что свая погружается с помощью забивки дизель-молотом**.

5.2. Определение несущей способности одиночной висячей сваи

Определение несущей способности одиночной висячей сваи производится в следующей последовательности.

1. Для выбранного типа и размера сваи по формуле (8) п. 4.2 [2] определим расчетную несущую способность одиночной висячей сваи F_d :

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cr} A_{ce} R + n \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} h_i \right),$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1,0$; γ_{cr} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижней и боковой поверхностью сваи, зависят от способа погружения, принимаются по табл. 3 [2], табл. 10.1 [9] или прил. 6, табл. 6.1 настоящих методических указаний, $\gamma_{cr} = 1,0$, $\gamma_{cf} = 1,0$; R – расчетное сопротивление грунта под нижним конком сваи, принимается по табл. 1 [2], табл. 10.2 [9] или прил. 6, табл. 6.2 настоящих методических указаний, для песка средней крупности и средней плотности $R = 3735,0$ кПа; A_{ce} – площадь поперечного сечения сваи, $A_{ce} = 0,3^2 = 0,09 \text{ м}^2$; n – наружный периметр поперечного сечения сваи, $n = 1,2 \text{ м}$; h_i – мощность i -ого однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (принимается не более 2 м); γ – количество слоев прорезаемых свай, $\gamma = 3$ шт.; f_i – расчетное сопротивление сдвигу бо-

Примечания. * Длина сваи назначается в зависимости от глубины заложения подошвы ростверка и положения несущего слоя. Обычно заглубление сваи в несущий слой составляет не менее 1 м, кроме твердых глинистых грунтов гравелистых, крупный и средней крупности песков, в которых оно должно приниматься не менее 0,5 м.

** Способ погружения сваи в грунт выбирается студентом самостоятельно.

конной поверхности сваи по i -му слою грунта, принимается согласно табл. 2 [2]; табл. 10.3 [9] или прил. 6, табл. 6.3 настоящих методических указаний, при средней глубине расположения:

для 1-го слоя грунта $z_1 = 3,825 \text{ м}$ – $f_1 = 52,125 \text{ кПа}$;

для 2-го слоя при $z_2 = 5,0 \text{ м}$ – $f_2 = 56,0 \text{ кПа}$;

для 3-го слоя при $z_3 = 6,55 \text{ м}$ – $f_3 = 59,1 \text{ кПа}$. Тогда

$$F_d = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 0,09 \cdot 3735,0 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot (52,125 \cdot 0,35 + 56,0 \cdot 2,0 + 59,1 \cdot 1,1)) = 570,45 \text{ кПа.}$$

2. Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на сваю N_D :

$$N_D = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{570,45}{1,4} = 407,47 \text{ кН,}$$

где γ_m – коэффициент надёжности по нагрузке, $\gamma_m = 1,4$.

3. Исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваи, расположенные в кусте, определяем требуемое количество сваи в фундаменте, по формуле

$$n \geq \frac{(N_1 + 0,1N_1) \cdot k_1}{N_D} = \frac{(960,0 + 0,1 \cdot 960,0) \cdot 1,2}{407,47} = 3,11 \text{ шт,}$$

где k_1 – коэффициент, для трапециевидных опор $k_1 = 1,0 + 1,2$, принимаем $k_1 = 1,2$; $0,1N_1$ – вес ростверка и грунта на его обрезках.

С учетом наличия изгибающего момента окончательно принимаем $n = 4$ шт.

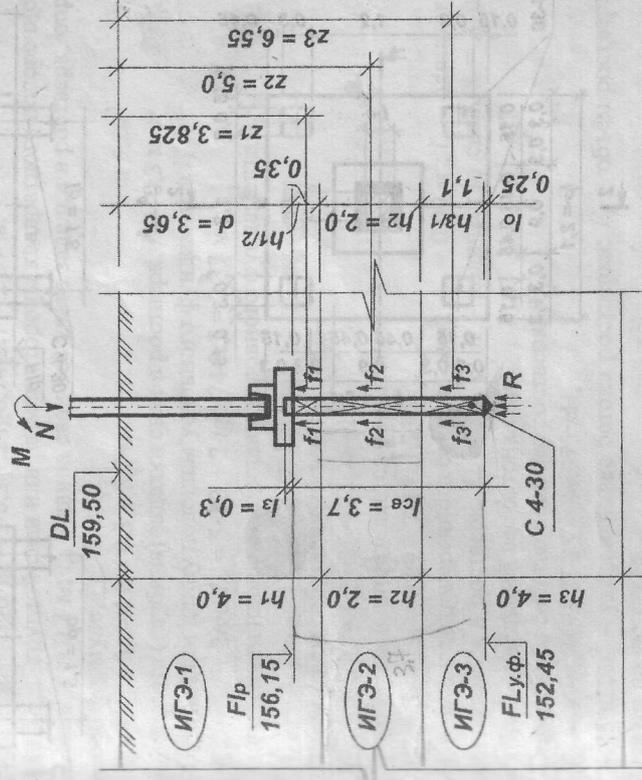


Рис. 5.1. К расчету несущей способности одиночной висячей сваи

5.3. Конструирование ростверка

Размещение свай в плане и конструирование ростверка выполняем конструктивно, руководствуясь следующими требованиями (рис. 5.2):

- равнодействующая от постоянных нагрузок должна проходить как можно ближе к центру тяжести условной подошвы свайного фундамента;
- минимальное расстояние в плане между осями свай должно быть не менее $(3 \div 6)d$, где d — диаметр круглой или размер стороны поперечного сечения квадратной свай, принимаем $5d = 5 \cdot 0,3 = 1,5$ м;
- расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай принимаем равным размеру поперечного сечения свай, т.е. 0,15 м.
- с целью использования унифицированной опалубки габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны 0,3 м, а по высоте — 0,15 м.

Конструирование ростверка свайного фундамента см. рис. 5.2.

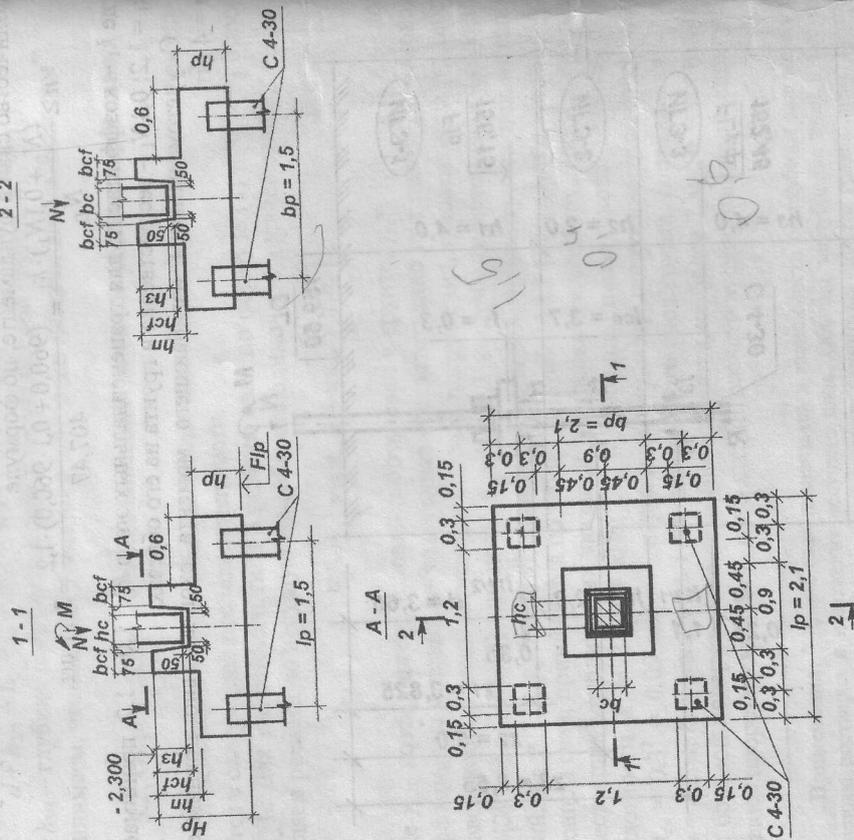


Рис. 5.2. Конструирование ростверка свайного фундамента

5.4. Определение размеров условного фундамента

Определение размеров условного фундамента производится в следующей последовательности.

1. Определяем размеры условного фундамента. Границы условного свайного фундамента определяются следующим образом (рис. 5.3): *снизу* — плоскостью AB , проходящей через нижние концы свай; *сверху* — поверхностью планировки земли; *с боков* — вертикальными плоскостями AB и BB , отстоящими от нагруженных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $h_{y,\phi} \cdot \text{tg} \alpha$, где α — угол распределения напряжений, определяется по формуле

$$\alpha = \frac{\varphi_{п,мг}}{4} = \frac{26,96}{4} = 6,74^\circ,$$

где $\varphi_{п,мг}$ — усредненный угол внутреннего трения в пределах грунта, пробитого свайей (рис. 5.3), определяется по формуле

$$\varphi_{п,мг} = \frac{\varphi_1 h_{12} + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{18 \cdot 0,35 + 23 \cdot 2,0 + 37 \cdot 1,1}{0,35 + 2,0 + 1,1} = \frac{93,0}{3,45} = 26,96^\circ;$$

2. Определяется высота условного фундамента $h_{y,\phi}$, по формуле

$$h_{y,\phi} = \overline{NL} - F_{L,y,\phi} = 159,50 - 155,85 = 3,65 \text{ м},$$

3. Определяем ширину подошвы условного фундамента $b_{y,\phi}$:

$$b_{y,\phi} = 5d + 2 \text{tg} \alpha \cdot l_{ос} = 5 \cdot 0,3 + 2 \cdot \text{tg} 6,74 \cdot 3,7 = 2,37 \text{ м},$$

где d — диаметр круглой свай или размер стороны квадратного поперечного сечения свай, $d = 0,3$ м; $l_{ос}$ — длина свай без учета заделки в ростверк, определяется по формуле

$$l_{ос} = L_{ос} - h_3 = 4,0 - 0,3 = 3,7 \text{ м},$$

где h_3 — высота (глубина) заделки свай в ростверк, $h_3 = 0,3$ м.

4. Определяем длину подошвы условного фундамента $l_{y,\phi}$:

$$l_{y,\phi} = 5d + 2 \text{tg} \alpha \cdot l_{ос} = 5 \cdot 0,3 + 2 \cdot \text{tg} 6,74 \cdot 3,7 = 2,37 \text{ м}.$$

5. Определяем площадь подошвы условного фундамента $A_{y,\phi}$:

$$A_{y,\phi} = b_{y,\phi} \cdot l_{y,\phi} = 2,37 \cdot 2,37 = 5,62 \text{ м}^2.$$

6. Определяем собственный вес свай $G_{ос}$:

$$G_{ос} = V_{ос} \cdot \gamma_m = 1,33 \cdot 25 = 33,25 \text{ кН},$$

где $V_{ос}$ — объем свай, определяется по формуле

$$V_{ос} = A_{ос} \cdot l_{ос} \cdot n = 0,09 \cdot 3,7 \cdot 4 = 1,33 \text{ м}^3,$$

где $A_{ос}$ — площадь поперечного сечения свай, $A_{ос} = 0,09 \text{ м}^2$; $l_{ос}$ — длина свай без учета заделки в ростверк, $l_{ос} = 3,7$ м; n — количество свай, $n = 4$ шт.; $\gamma_m = 25 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес бетона свай.

7. Определяем собственный вес ростверка G_p :

$$G_p = V_p \cdot \gamma_m = 3,375 \cdot 25 = 84,375 \text{ кН},$$

где $\gamma_m = 25 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес бетона ростверка; V_p — объем ростверка, определяется по формуле

$$V_p = l_{ос} \cdot b_{пг} \cdot h_{пг} + l_{ос} \cdot b_{пг} \cdot h_{пг} = 2,1 \cdot 2,1 \cdot 0,6 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 3,375 \text{ м}^3,$$

здесь $l_{нас}$, $b_{нас}$, $l_{на}$, $b_{на}$ и $h_{на}$ — длина, ширина и высота соответственно плиты и подколонтника ростверка.

8. Определяем собственный вес грунта $G_{сп}$ расположенного на уступах ростверка, определяется по формуле

$$G_{сп} = (V_{y,ф} - V_{об}) \cdot \gamma_{II}' = (14,12 - 3,375 - 1,33) \cdot 17,5 = 164,76 \text{ кН,}$$

где $V_{y,ф}$ — объём условного фундамента грунта (прямоугольник ABCD, рис. 5.3), определяется по формуле

$$V_{y,ф} = A \cdot \varphi \cdot l_{об} = 7,1$$

здесь $b_{y,ф}$ — ширина подошвы условного фундамента, $b_{y,ф} = 2,37$ м; b_c — ширина поперечного сечения колонны, $b_c = 0,3$ м; l_0 — длина острия сваи, $l_0 = 0,25$ м; γ_1 , γ_2 и γ_3 — соответственно удельный вес 1-го, 2-го и 3-го слоев грунта (см. п. 4.4); γ_{II}' — осреднённое значение удельного веса грунта расположенного на подошве ростверка (при наличии грунтовых подземных вод определяется с учётом взвешивающего действия воды), принимается равным $\gamma_{II}' = 17,5$ кН/м³.

9. Определяем среднее давление $P_{y,ф}$ под подошвой условного фундамента:

$$P_{y,ф} = \frac{N_{II} + G_p + G_{св} + G_{сп}}{A_{y,ф}} = \frac{800,0 + 84,375 + 33,25 + 164,76}{5,62} = 192,6 \text{ кН.}$$

10. Определяем расчетное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{\gamma_c \gamma_{c2}}{k} [M \gamma_z \gamma_{y,ф} \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II}],$$

где γ_{c1} и γ_{c2} — коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,4$ и $\gamma_{c2} = 1,34$, согласно табл. 3 [1] или прил. 4, табл. 4.1 настоящих методических указаний; k — коэффициент, $k = 1,0$, т.к. прочностные характеристики грунта (ИГЭ-3), залегающего под подошвой условного фундамента (φ и c_{II}), определены непосредственными испытаниями; M_r , M_q , M_c — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ (п. 7, табл. № 47) несущего слоя грунта, принимаются согласно табл. 4 [1] или прил. 5 настоящих методических указаний для $\varphi = 37^\circ$ $M_r = 1,95$, $M_q = 8,81$, $M_c = 10,37$; $b_{y,ф}$ — ширина условного фундамента, $b_{y,ф} = 2,37$ м; k_z — коэффициент, $k_z = 1,0$, т.к. ширина условного фундамента $b_{y,ф} = 2,37 < 10$ м; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, $d_b = 1,85$ м; c_{II} — расчётное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой

условного фундамента, $c_{II} = 1$ кПа; γ_{II}' — осредненное расчетное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы условного фундамента (при наличии грунтовых подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), определяется по формуле

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + 17,5 \cdot 4,0 + 20,0 \cdot 4,0 + 18,6 \cdot 1,1}{h_1 + h_2 + h_3 + 4,0 + 2,0 + 1,1} = 24,01 \text{ кН/м}^3,$$

то же, ниже подошвы условного фундамента, определяется по формуле

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_3 h_3 + \gamma_{св4} h_4 + \gamma_{св5} h_5}{h_3 + h_4 + h_5} = \frac{18,6 \cdot 2,9 + 9,65 \cdot 5,0 + 10,03 \cdot 5,0}{2,9 + 5,0 + 5,0} = 11,81 \text{ кН/м}^3.$$

$$\text{Тогда } R = \frac{1,4 \cdot 1,34}{1,0} \cdot [1,95 \cdot 1,0 \cdot 2,37 \cdot 11,81 + 8,81 \cdot 3,65 \cdot 24,01 + (8,81 - 1) \cdot 1,85 \cdot 24,01 + 10,37 \cdot 1] = 2221,06 \text{ кПа.}$$

11. Проверим условие, по которому среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчетного сопротивления несущего слоя грунта $R_{y,ф}$ под подошвой условного фундамента, т.е. должно выполняться условие $P_{y,ф} + \frac{M_{II}}{W} \leq R_{y,ф}$.

$$192,6 + \frac{60,0}{2,21} = 219,75 \text{ кПа} < 2221,06 \text{ кПа.}$$

Условие выполняется, следовательно, фундамент запроектирован верно.

5.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента

Вычисление вероятной осадки свайного фундамента производится методом последовательного суммирования в следующей последовательности.

1. Вычисляем ординаты эпюр вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта (природное давление) σ_{zg} и вспомогательной точки O — на поверхности земли (рис. 5.3)

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2 \sigma_{zg} = 0;$$
 точка 1 — на границе 1-го и 2-го слоев

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 17,5 \cdot 4 = 70,0 \text{ кПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg1} = 14,0 \text{ кПа};$$
 точка 2 — на границе 2-го и 3-го слоев

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 70,0 + 20,0 \cdot 2,0 = 110,0 \text{ кПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg2} = 22,0 \text{ кПа};$$
 точка 3 — на уровне подошвы условного фундамента

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 + 1 = 110,0 + 18,6 \cdot 1,1 = 130,46 \text{ кПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg0} = 26,09 \text{ кПа};$$
 точка 4 — на границе 3-го и 4-го слоев (на уровне подземных вод)

$$\sigma_{zg3}(\sigma_{zg4}) = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 130,46 + 18,6 \cdot 2,9 = 184,4 \text{ кПа},$$

$$0,2 \sigma_{zg3} = 36,88 \text{ кПа},$$

точка 5 — на границе 4-го и 5-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3}(\sigma_{zg4}) + \gamma_{s64} \cdot h_4 = 184,4 + 9,65 \cdot 5,0 = 232,60 \text{ кПа},$$

$$0,2 \sigma_{zg4} = 46,52 \text{ кПа}.$$

Ниже 4-го слоя песка залегают глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровлю глины добавятся гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_4 = 10,0 \cdot 5,0 = 50,0 \text{ кПа},$$

полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины,

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \sigma_w = 232,60 + 50,0 = 282,60 \text{ кПа}; \quad 0,2 \sigma_{zg5} = 56,52 \text{ кПа},$$

точка 6 — вертикальное напряжение по подошве 5-го слоя

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_5 \cdot h_5 = 282,60 + 10,03 \cdot 5,0 = 332,75 \text{ кПа},$$

$$0,2 \sigma_{zg6} = 66,55 \text{ кПа}.$$

2. По полученным значениям ординат на геологическом разрезе в масштабе строим эпюру природного давления $\sigma_{zg,i}$ (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру $0,2\sigma_{zg,i}$ (справа от оси OZ) (рис. 5.3).

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основание от здания по подошве условного фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 192,6 - 130,46 = 62,14 \text{ кПа},$$

здесь p — среднее давление под подошвой фундамента, $p = 192,6 \text{ кПа}$.

4. Разбиваем толщу грунта под подошвой условного фундамента на элементарные подслои толщиной $\Delta z_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_{y,\phi}$, где $b_{y,\phi}$ — ширина подошвы условного фундамента. Принимаем $\Delta z_i = 0,2 b_{y,\phi} = 0,2 \cdot 2,1 = 0,42 \text{ м}$.

5. Определяем дополнительные вертикальные нормальные напряжения $\sigma_{zp,i}$ на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0,$$

где α_i — коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы условного фундамента и соотношений $\xi = 2z_i / b_{y,\phi}$ и $\eta = l_{y,\phi} / b_{y,\phi}$, где z_i — глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента, $z_i = \sum_{i=1}^n \Delta z_i$ (n — количество элементарных слоев), опре-

деляется по прил. 2, табл. 1 [1] или прил. 5 настоящих методических указаний. Принимаем $\xi = 0,84z_i$ и $\eta = 1,0$. $\xi = 0,885; \eta = 1,12$

6. По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы условного фундамента (справа от оси OZ) (рис. 5.3).

7. Определяется высота сжимаемой толщи основания H_c , нижняя граница которой BC принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие равенства $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$ (рис. 5.3).

8. Определяем величину общей осадки по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \Delta z_i}{E_i},$$

где β — безразмерный коэффициент, $\beta = 0,8$; $\sigma_{zp,i}^{ep}$ — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения от подошвы условного фундамента в i -ом слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамента; Δz_i — толщина i -ого слоя грунта; E_i — модуль деформации i -ого слоя грунта; n — количество слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

10. Для удобства расчета вероятной осадки все вычисления ведём в табличной форме (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Расчет вероятной осадки свайного фундамента СФ-1 в сечении I-I (А-7)

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Δz_i , м	z_i , м	ξ	α_i	$\sigma_{zp,i}^{ep}$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	E_i , кПа	
ИГЭ-3	Песок средней крупности, средней плотности, влажный, непросадочный	4,0	0	0	0	1	60,90	62,14	30000	
			0,42	0,42	0,42	0,4	0,960	59,65	59,65	30000
			0,42	0,84	0,84	0,7	0,840	52,20	52,20	30000
			0,42	1,26	1,26	1,1	0,655	40,70	46,45	30000
			0,42	1,68	1,68	1,4	0,528	32,81	36,76	30000
			0,42	2,10	2,10	1,8	0,393	24,42	28,62	30000
			0,42	2,52	2,52	2,1	0,316	19,64	22,03	30000
		0,13	2,65	2,2	0,297	18,46	19,05	30000		

$$S_{общ} = \frac{0,8}{30000} \cdot [60,90 \cdot 0,42 + 55,93 \cdot 0,42 + 46,45 \cdot 0,42 + 36,76 \cdot 0,42 + 28,62 \cdot 0,42] = 0,00256 \text{ м} = 0,26 \text{ см},$$

11. Сравниваем полученное расчетное значение общей осадки $S_{общ}$ со значением предельных деформаций основания S_{pr} , принимаемой в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения по прил. 4 [1] или прил. 7 настоящих методических указаний.

$$S_{общ} = 0,26 \text{ см} < S_{pr} = 8 \text{ см}, \text{ условие выполняется.}$$

5.6. Расчет тела ростверка свайного фундамента

5.6.1. Расчет прочности ростверка на продавливание колонной

Расчет прочности плитной части внецентренно нагруженного ростверка на продавливание колонной заключается в проверке следующего условия

Сечение I-I (А-7)

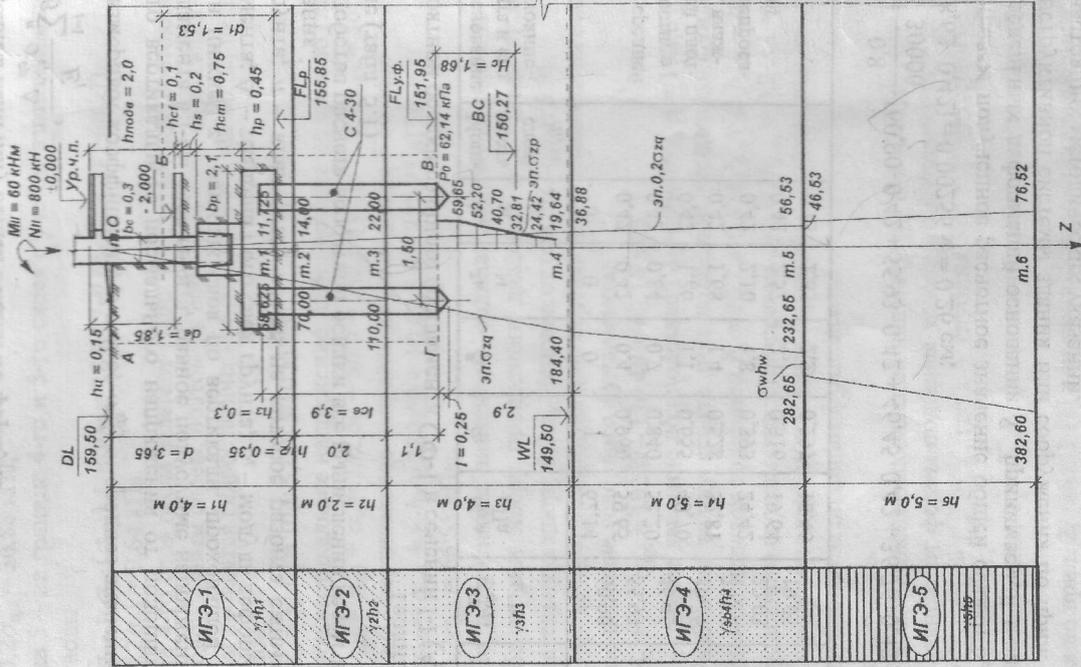


Рис. 5.3. К расчету осадки свайного фундамента СФ-1 в сечении I-I (А-7): DL – отметка планировки; NL – отметка природного рельефа; FLP – отметка подошвы ростверка; FLy.ф. – отметка подошвы условного фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; Hc – толщина сжимаемой толщи; d1 – глубина заложения фундамента от уровня планировки; bf – ширина фундамента; эп. 0,2σzg – соответственно основная и вспомогательная опоры верхних напряжений от собственного веса грунта; эп. 0,2σzg – опора дополнительного вертикального напряжения от подошвы фундамента

$N \leq [\alpha_1(b_c + c_2) + \alpha_2(h_c + c_1)] \cdot h_1 R_{bt}$
 где N – расчетная величина продавливающей силы, равная сумме расчетных усилий, передаваемых на сваи, расположенные с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка, $2 \sum N_{pi} = 2 \cdot (2 \cdot 264,0) = 1056,0$ кН; N_{pi} – расчетное усилие в сваях от нагрузок на уровне верха ростверка, определяется по формуле

$$N_{pi} = \frac{N_1}{n} + \frac{M_1 l_i}{\sum l_i^2} = \frac{960,0}{4} + \frac{72,0 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 240,0 + 24 = 264,0 \text{ кН,}$$

здесь n – количество свай, $n = 4$ шт; l_i – расстояние от центра тяжести свайного поля до оси свай, $l_i = 0,75$ м (рис. 5.4); b_c и h_c – размеры поперечного сечения колонны у нижнего торца, $b_c = h_c = 0,3$ м; c_1 и c_2 – расстояние от плоскости грани колонны до плоскости ближайшей грани свай (рис. 5.4), $c_1 = 0,45$ м и $c_2 = 0,45$ м; α_1 и α_2 – коэффициенты, принимаемые по табл. 9.8 [13] в зависимости от величины коэффициентов $k_1 = c_1/h_1$ и $k_2 = c_2/h_1$; h_1 – рабочая высота сечения ростверка, $h_1 = h_p - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа. Т.к. $k_1 = c_1/h_1 = 0,45/0,56 = 0,8$ и $k_2 = c_2/h_1 = 0,45/0,56 = 0,8$, поэтому $\alpha_1 = \alpha_2 = 2,4$. Тогда

$$N = 1056,0 \text{ кН} < [2,4 \cdot (0,3 + 0,45) + 2,4 \cdot (0,3 + 0,45)] \cdot 0,56 \cdot 900 = 1814,4 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, следовательно, продавливания плитной части ростверка не произойдет.

5.6.2. Расчет прочности ростверка на продавливание угловой свай

Расчет прочности плитной части ростверка на продавливание угловой свай (рис. 5.3) заключается в проверке следующего условия*

$$N_p \leq [\beta_1(b_{02}/2) + \beta_2(b_{02} + c_{01}/2)] \cdot h_{01} R_{bt}$$

где N_p – расчетное усилие в угловой свае (максимально нагруженной), с учетом действия моментов в двух направлениях, определяется по формуле

$$N_p = \frac{N_1}{n} + \frac{M_1 l_{i,\max}}{\sum l_{i,\max}^2} = \frac{960,0}{4} + \frac{72,0 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 240,0 + 24 = 264,0 \text{ кН,}$$

здесь n – количество свай, $n = 4$ шт; $l_{i,\max}$ – расстояние от центра тяжести свайного поля до оси наиболее удаленной свай, $l_{i,\max} = 0,75$ м (рис. 5.4); b_{01} и b_{02} – расстояния от внутренних граней угловой свай до наружных граней ростверка (рис. 5.4), $b_{01} = 0,45$ м и $b_{02} = 0,45$ м; c_{01} и c_{02} – расстояния от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подлонника или ступеней ростверка, $c_{01} = 0,15$ м и $c_{02} = 0,15$ м; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа; β_1 и β_2

*Примечание: * Расчет ростверка на продавливание угловой свай не требуется, если в плане свай не выходят за грани подлонника.

864 215,16
6584 6499

— коэффициенты, принимаемые по табл. 9.9 [13] в зависимости от величин коэффициентов $k_{01} = c_{01}/h_{01}$ и $k_{02} = c_{02}/h_{01}$; h_{01} — рабочая высота нижней ступени (расстояние до верха свай), $h_{01} = 0,3$ м. Так как $k_{01} = c_{01}/h_{01} = 0,15/0,3 = 0,5$ и $k_{02} = c_{02}/h_{01} = 0,15/0,3 = 0,5$, поэтому $\beta_1 = \beta_2 = 0,76$. Тогда $N_p = 264,0 \text{ кН} > [0,76 \cdot (0,45 + 0,15/2) + 0,76 \cdot (0,45 + 0,15/2)] \cdot 0,3 \cdot 900 = 215,46 \text{ кН}$.

Условие выполняется, следовательно, высота плитной части ростверка не достаточна. Принимаем решение увеличить высоту плитной части ростверка, принимая равной $h_p = 0,75$ м. Тогда рабочая высота плитной части ростверка $h_{01} = h_p - a_s = 0,75 - 0,3 = 0,45$ м;

$$N_p = 264,0 \text{ кН} > [0,76 \cdot (0,45 + 0,15/2) + 0,76 \cdot (0,45 + 0,15/2)] \cdot 0,45 \cdot 900 = 323,19 \text{ кН}$$

Условие выполняется, следовательно, высота плитной части ростверка достаточна.

5.6.3. Расчет прочности ростверка на смятие

Расчет прочности ростверка на смятие (местное сжатие) под торцом колонны (или ветви двухветвевой колонны) сводится к проверке следующего условия пп. 3.39-3.41 [5]:

$$N_c \leq 0,9 \psi_{loc} R_{b,loc} A_{loc1}$$

где N_c — расчетная продольная сжимающая сила в уровне торца колонны или ветви двухветвевой колонны, $N_c = 816,0 \text{ кН}$ (см. п. 4.6.3); ψ_{loc} — коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия* (при равномерном распределении, как в случае с колонной, $\psi = 1,0$); A_{loc1} — фактическая площадь смятия (площадь поперечного сечения колонны), $A_{loc1} = b_c \cdot h_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, определяется по формуле

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1,0 \cdot 2,5 \cdot 11500 = 28750 \text{ кПа}$$

где α — коэффициент**, $\alpha = 1,0$; R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящих методических указаний; φ_b — коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии, для бетона выше кл. В7,5 не более 2,5, определяется по формуле

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{1,44}{0,09}} = 2,52, \text{ т.к. } 2,52 > 2,5, \text{ то принимаем } \varphi_b = 2,5,$$

Примечания: * При неравномерном распределении местной нагрузки на площадь смятия коэффициент $\psi = 0,75$.

** Для бетона класса ниже В25 $\alpha = 1,0$; для бетона кл. В25 и выше $\alpha = 13,5 \cdot \frac{R_{pt}}{R_b}$.

здесь A_{loc2} — расчетная площадь смятия (см. рис. 5.4), определяется согласно п. 3.40 [5] $A_{loc2} = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ м}^2$. Тогда

$$816,0 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1,0 \cdot 28750 \cdot 0,09 = 2328,75 \text{ кН}$$

Условие выполняется, следовательно, смятия бетона под колонной не произойдет.

5.6.4. Расчет прочности ростверка по поперечной силе

Расчет прочности плитной части ростверка по поперечной силе в наклонном сечении выполняется в месте изменения высоты ростверка и заключается в проверке следующего условия:

$$Q \leq m b_p h_0 R_{bt}$$

где $Q = \sum N_{pi}$ — сумма расчетных усилий всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения, $Q = \sum N_{pi} = 2 \cdot 264,0 = 528,0 \text{ кН}$; b_p — ширина подошвы ростверка, $b_p = 2,1$ м, h_0 — рабочая высота ростверка в рассматриваемом сечении, $h_0 = h_1 - a_s = 0,75 - 0,04 = 0,71$ м; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящих методических указаний; m — коэффициент, принимаемый по табл. 9.10 [13] в зависимости от отношения c/h_0 — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколлонника или ступеней ростверка, рис. 5.4. Так как $c/h_0 = 0,15/0,71 = 0,21 < 0,3$, поэтому $c/h_0 = 0,3$ и $m = 2,45$. Тогда

$$Q = 528,0 \text{ кН} < 2,45 \cdot 2,1 \cdot 0,71 \cdot 900,0 = 3287,66 \text{ кН}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

5.6.5. Расчет прочности ростверка на изгиб

Расчет прочности ростверка на изгиб производят в сечениях по границам колонны, а также по наружным граням подколлонника и ступеней ростверка.

Расчет выполняется в следующей последовательности.

1. В сечениях I-I и II-II (рис. 5.4) определяем изгибающие моменты.

Расчетные изгибающие моменты для каждого сечения определяют как сумму моментов от расчетных усилий в сваях и от местных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения.

В плоскости действия момента — в направлении большей стороны: для сечения I-I:

$$M_{I-1} = 2 N_p l_1 = 2 \cdot 264,0 \cdot 0,3 = 158,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где l_1 — расстояние от оси свай до ближайшей грани подколлонника, $l_1 = 0,3$ м;

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = 2N_{II-II} l_2 = 2 \cdot 264,0 \cdot 0,6 = 316,8 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где l_2 — расстояние от оси сваи до ближайшей грани колонны $l_2 = 0,6$ м.

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{mp} плитной части ростверка (рис. 5.4). Подбор арматуры ведется на всю ширину или длину ростверка.

В плоскости действия момента — в направлении большей стороны:

для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{158,4}{0,9 \cdot 0,71 \cdot 365000} = 0,000679 \text{ м}^2 = 6,79 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{316,8}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000661 \text{ м}^2 = 6,61 \text{ см}^2;$$

где h_{01} , h_{02} — расчетные рабочие высоты ростверка соответственно в сече-

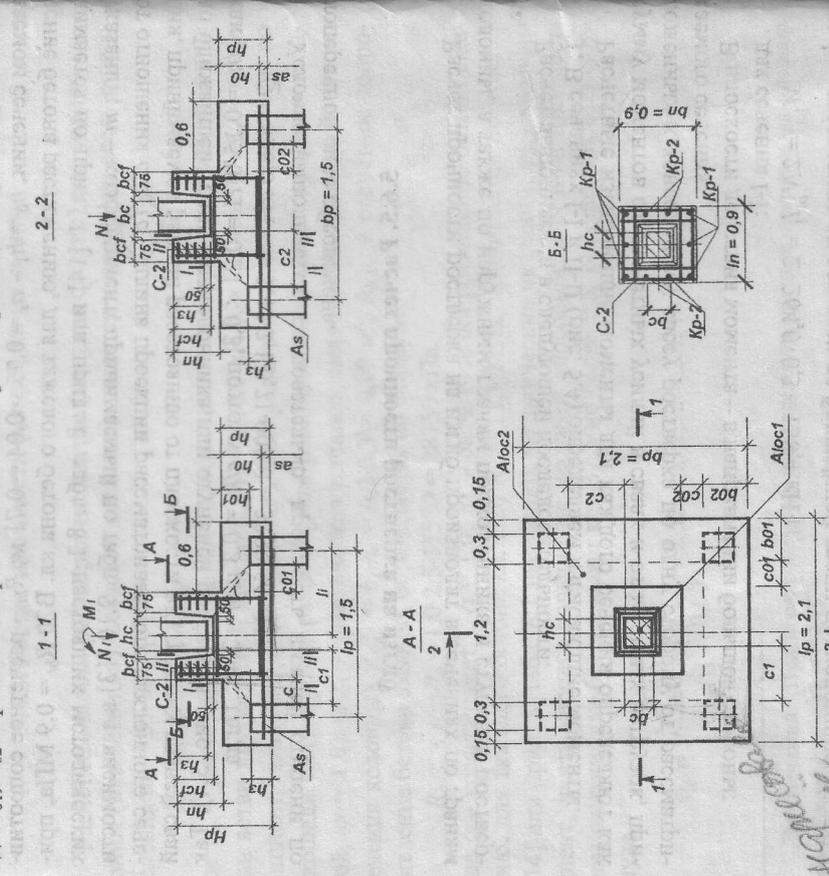


Рис. 5.4. К расчету ростверка свайного фундамента на прочность

нии I-I и II-II, $h_{01} = h_1 - a_s = 0,75 - 0,04 = 0,71$ м, $h_{02} = H_p - a_s = 1,5 - 0,04 = 1,46$ м; M_{I-I} и M_{II-II} — изгибающие моменты соответственно в сечении I-I и II-II; R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению, определяется по прил. 5 [14] или прил. 8, табл. 8.2 настоящих методических указаний, для стержневой арматуры кл. А-III $R_s = 365$ МПа.

3. Из двух значений A_s^{I-I} и A_s^{II-II} выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Для этого задаемся шагом стержней, обычно $S = 150 \div 200$ мм. Принимаем $S = 150$ мм. Количество стержней больше числа шагов на 1. Деля A_s^{max} на число стержней, получаем требуемую площадь A_s^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры прил. 6 [14] или прил. 9 настоящих методических указаний, подбираем окончательный диаметр одного стержня.

Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис. 5.5). $A_s^{max} = 6,79 \text{ см}^2$. Принимаем количество стержней $n = 14$ шт. Тогда

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{max}}{n} = \frac{6,89}{14} = 0,485 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 8$ мм ($A_s = 0,503 \text{ см}^2$). Но так как минимально допустимый диаметр арматуры должен быть не менее 10 мм, окончательно принимаем диаметр одного стержня 10 мм ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$).

Шаг, диаметр и площадь сечения рабочей арматуры плитной части ростверка в плоскости, перпендикулярной направлению действия момента, принимается по конструктивным требованиям* — $S = 150$ мм (рис. 5.5), $\varnothing = 10$ мм ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$).

Схема армирования плитной части ростверка арматурной сеткой С-1 представлена на рис. 5.6.

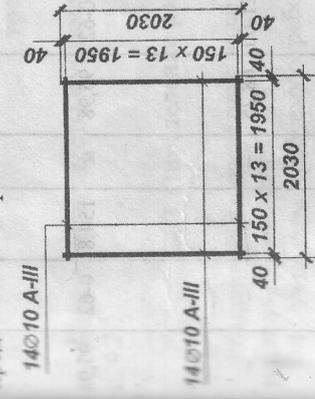


Рис. 5.5. Арматурная сетка С-1

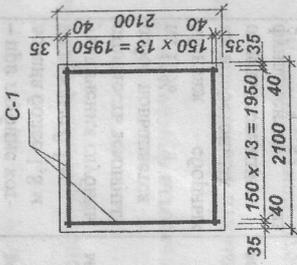


Рис. 5.6. Схема армирования по дошвы свайного фундамента

Примечание: * Минимальный диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны фундамента 3 м и менее — 10 мм при размерах стороны подошвы фундамента более 3 м — 12 мм.

5.6.6. Расчет подколлонника ростверка

Расчет подколлонника ростверка свайного фундамента аналогичен расчету подколлонника фундамента мелкого заложения см. п. 4.6.7.

6. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Технико-экономическое сравнение выбранных вариантов фундаментов производится упрощенно согласно п.11 и прил. 2 [15] или прил. [13] по стоимости двух вариантов фундаментов (ФМЗ-1 и СФ-1) в данной расчетной точке, по упрощенным показателям в табличной форме следующего вида.

Таблица 6.
Технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов

№	Ссылка на приложение	Вид работ	Фундамент мелкого заложения				Свайный фундамент			
			Ед. изм.	Кол.	Стоимость в руб.-коп. в руб.-коп. ед.-цы	Стоимость в руб.-коп. ед.-цы	Ед. изм.	Кол.	Стоимость в руб.-коп. ед.-цы	Стоимость в руб.-коп. ед.-цы
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1		Разработка грунта под фундаментами жилых и гражданских зданий: - при глубине выработки до 1,8 м без водоотлива - при глубине котлована более 1,8 м на каждые 0,1 м увеличения глубины работ повышается на 10%	4	5	6	7	8	9	10	11
A-II-1			м ³	108,0	4-10	442,8	м ³	108,0	4-10	442,8
A-II-2			м ³	154,8	0-62	95,98	м ³	154,8	0-62	95,98
2	B-I-4	Монтаж сборных железобетонных отделенных фундаментов из бетона кл. В20	м ³	3,25	21-00	68,25	-	-	-	-
3	A-IV-1 а)	Крепление стенок котлована досками при глубине выработки более 3 м	м ²	131,4	0-77	101,2	м ²	131,4	0-77	101,2
4	7-85	Забивка железобетонных полногелевых призматических свай до 10 м	-	-	-	-	м ³	1,44	25-91	37,1

2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
B-IV-14	Устройство монолитного железобетонного ростверка	-	-	-	-	м ²	3,92	23-20	90,94
B-I-2	Устройство песчаной подготовки под фундаментами	м ³	0,63	4-80	2,84	м ³	0,44	0,11	0,05

Σ = 768,28

Σ = 711,0

ВЫВОД: В результате сравнения технико-экономических показателей наиболее дешевым оказался фундамент мелкого заложения, поэтому для второго расчетного сечения производим расчет только фундамента мелкого заложения.

7. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ В СЕЧЕНИИ П-II (B-2)

7.1. Общие положения

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-2) в сечении П-II (B-2) производим по заданной нагрузке на обрез фундамента: $N_{II} = 1200$ кН и $M_{II} = 20$ кН·м. Подвал отсутствует.

Назначаем класс бетона фундамента В20. Толщину защитного слоя бетона фундамента принимаем $a_s = 40$ мм.

7.2. Определение высоты фундамента

7.2.1. Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям

Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям см. п. 4.2.1.

7.2.2. Определение расчетной высоты фундамента

Определение расчетной высоты фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части фундамента $h_{опл}$ по приближенной формуле

$$h_{опл} = \frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{bz} \gamma_{bz} R_{bt} + P_{ep}}} = \frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1440,0}{0,85 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 900,0 + 123,08}} = -0,15 + 0,68 = 0,53 \text{ м.}$$

где H_f – высота фундамента, $H_f = 1,5$ м; h_y – высота цоколя, $h_y = 0,15$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

ВЫВОД: Так как расчётная глубина промерзания грунта d_f меньше, чем конструктивная глубина заложения фундамента d_1 , то в качестве расчётного значения глубины заложения фундамента принимаем большую из них, т.е. $d_1 = 1,65$ м.

Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет:

$$FL = DL - d_1 = 159,50 - 1,65 = 157,85 \text{ м.}$$

7.4. Определение размеров подошвы фундамента

Определение размеров подошвы фундамента производится в следующей последовательности.

1. Задаемся соотношением размеров сторон подошвы фундамента. Принимаем $\eta = 0,8$.

2. Исходя из принятого соотношения сторон, определяем предварительные размеры подошвы фундамента. Ширина подошвы фундамента b_f определяется по формуле

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{ml} d_1)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{0,8 \cdot (227,77 - 20,0 \cdot 1,65)}} = \sqrt{155,82}$$

где η – коэффициент соотношения сторон подошвы фундамента, $\eta = 0,8$; R_0 – начальное расчетное сопротивление грунта ИГЭ-1, $R_0 = 227,77$ кПа; γ_{ml} – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта на его участках, $\gamma_{ml} = 20$ кН/м³; d_1 – глубина заложения фундамента, для зданий без подвала – расстояние от уровня планировки земли до подошвы фундамента, $d_1 = 1,65$ м.

Тогда длина подошвы фундамента l_f определяется по формуле

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,78}{0,8} = 3,48 \text{ м.}$$

Полученные размеры подошвы фундамента b_f и l_f округляем кратно 0,3 м в большую сторону. Принимаем $b_f = 3,0$ м и $l_f = 3,6$ м.

3. Определяем соотношение длины здания или сооружения к его высоте $L/H = 42/19 = 2,2$ м (см. бланк задания исходных данных о сооружении).

4. Уточняем расчетное сопротивление несущего слоя грунта согласно п. 2.41 [1] и п. 3.96 [1] по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_f k_z \gamma_{II} + M_q d_f \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_f \gamma'_{II} + M_{c,II}],$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1,06$, принимаются по табл. 3 [1] или прил. 3, табл. 3.1 настоящих методических указаний;

Примечание: В расчетном сечении II-II (В-2) подвал отсутствует, т.е. $d_b = 0$. В этом случае третье слагаемое правой части уравнения в скобках будет отсутствовать.

где h_c и b_c – соответственно высота и ширина колонны, $h_c = b_c = 0,3$ м; M_1 – расчетная нагрузка, передаваемая колонной на фундамент, $M_1 = \gamma_f N_{II} = 1,2 \cdot 1200,0 = 1440,0$ кН; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1,2$; α – коэффициент, $\alpha = 0,85$; γ_{c2} – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{c2} = 1,0$; γ_{s9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{s9} = 0,9$; R_{pl} – расчетное сопротивление бетона растяжению, для бетона кл. В20 $R_{pl} = 0,9$ МПа, определяется по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящих методических указаний; R_{sp} – реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки M_1 без учета веса фундамента и грунта на его уступах, определяется по формуле

$$R_{sp} = \frac{N_1}{b_f l_f} = \frac{1440,0}{3,0 \cdot 3,9} = 123,08 \text{ кПа.}$$

2. Определяем требуемую расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} по формуле

$$h_{pl} = h_{opl} + a_s = 0,53 + 0,04 = 0,57 \text{ м} > 0,3 \text{ м, условие выполняется.}$$

Полученную расчетную высоту плитной части фундамента h_{pl} округляем кратно 0,15 м в большую сторону, принимая равной $h_{pl} = 0,6$ м.

3. Определяем расчетную высоту фундамента H_f по формуле

$$H_f = h_{pl} + h_{ef} = 0,6 + 0,5 = 1,1 \text{ м.}$$

Полученную высоту фундамента H_f округляем в большую сторону кратно 0,3 м, принимая во внимание, что минимальная высота фундамента должна быть не менее 1,5 м. Принимаем $H_f = 1,5$ м.

Так как высота фундамента, требуемая по расчету, больше высоты фундамента, требуемой по конструктивным требованиям, то в качестве расчетной принимаем большую из них, т.е. $H_f = 1,5$ м.

7.3. Определение глубины заложения фундамента

Определение глубины заложения фундамента производим согласно пп. 2.25-2.33 [1] в следующей последовательности.

1. Расчетная глубина промерзания d_f принимается такой же, как для фундамента в сечении I-I (А-7), т.е. $d_f = 0,54$ м.

2. Согласно п. 2.29 [1] глубина заложения для внутреннего фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания грунтов.

3. Глубина заложения фундамента d_1 по конструктивным требованиям определяется по формуле (рис. 7.1):

$$d_1 = H_f + 0,15 = 1,5 + 0,15 = 1,65 \text{ м,}$$

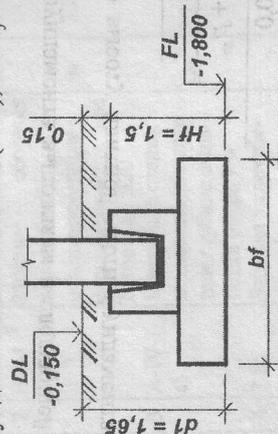


Рис. 6. К определению глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям

ний; k — коэффициент, т.к. прочностные характеристики грунта (φ и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, то $k = 1,0$; M_p, M_{cp}, M_c — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения φ (п. 7, табл. № 47) несущего слоя грунта, для $\varphi = 18^\circ - M_p = 0,43, M_g = 2,73, M_c = 5,31$, принимаются по табл. 4 [1] или прил. 2, табл. 1.3 настоящих методических указаний; b_f — ширина подошвы фундамента, $b_f = 3,0$ м; k_z — коэффициент, $k_z = 1,0$, т.к. ширина подошвы фундамента $b_f = 3,0 < 10$ м; c_{II} — удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, $c_{II} = 4$ кПа (п. 8, табл. № 47); γ'_{II} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды), определяется по формуле

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 d_1}{d_1} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1,75 \cdot 10 = 17,5 \text{ кН/м}^3,$$

где γ_1 — удельный вес грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1; $\rho_1 = 1,75 \text{ г/см}^3$ — плотность грунта ненарушенной структуры ИГЭ-1 (п. 1, табл. № 47); $g = 9,82 \approx 10 \text{ м/с}^2$ — ускорение свободного падения; γ_1 — то же, ниже подошвы фундамента.

Так как фундамент под колонну в сечении II-II (В-2) расположен ближе к скважине № 1, следовательно, толщину грунта принимаем по скважине № 1. Тогда

$$\begin{aligned} \gamma_{II} &= \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \\ &= \frac{17,5 \cdot 2,35 + 20,0 \cdot 2,0 + 18,6 \cdot 4,0 + 9,65 \cdot 5,0 + 20,0 \cdot 5,0}{2,35 + 2,0 + 4,0 + 5,0 + 5,0} = \\ &= 16,55 \text{ кН/м}^3, \end{aligned}$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_{sb4}$ и γ_5 — см. п. 4.2. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 154,44 \text{ кПа}.$$

5. Уточняем ширину b_f и длину l_f подошвы фундамента с уточненным в п. 4 расчетным сопротивлением R и округляем ихкратно 0,3 м в большую сторону:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} d_1)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{0,8 \cdot (157,48 - 20,0 \cdot 1,65)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{98,78}} = 3,51 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,51}{0,8} = 4,39 \text{ м}.$$

Принимаем $b_f = 3,6$ м и $l_f = 4,5$ м.

6. Определяем окончательные расчетные сопротивления несущего слоя грунта с уточненными размерами подошвы фундамента:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,6 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 159,88 \text{ кПа}.$$

7. Определяем окончательные размеры подошвы фундамента b_f и l_f :

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} d_1)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{0,8 \cdot (159,88 - 20,0 \cdot 1,65)}} = \sqrt{\frac{1200,0}{101,5}} = 3,44 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,44}{0,8} = 4,3 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем $b_f = 3,6$ м и $l_f = 4,5$ м.

8. Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$P_{\max}^{xp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{1200,0}{3,6 \cdot 4,5} + 20,0 \cdot 1,65 + \frac{20,0}{12,15} + 1,65 = 108,72 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{xp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{1200,0}{3,6 \cdot 4,5} + 20,0 \cdot 1,65 - \frac{20,0}{12,15} = 74,07 + 33,0 - 1,65 = 105,42 \text{ кПа};$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{xp} + P_{\min}^{xp}}{2} = \frac{108,72 + 105,42}{2} = \frac{214,14}{2} = 107,07 \text{ кПа},$$

где W — момент сопротивления подошвы фундамента, определяется по формуле $W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{3,6 \cdot 4,5^2}{6} = 12,15 \text{ м}^3$.

9. Для исключения возникновения в грунте пластических деформаций проверяем выполнение следующих условий:

$$P_{\max}^{xp} = 108,72 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 159,88 = 191,86 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{xp} = 105,42 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 107,07 \text{ кПа} < R = 159,88 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако в основании имеется значительное недонапряжение, со-

ставляющее $\frac{P_{cp} - R}{R} \cdot 100\% \approx \frac{107,07 - 159,88}{159,88} \cdot 100\% \approx 33\% > 10\%$, следова-

тельно, фундамент запроектирован неэкономично, что недопустимо. Принимаем решение уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части равные: $b_f = 3,3$ м и $l_f = 4,2$ м. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,3 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 157,16 \text{ кПа},$$

$$P_{\max}^{xp} = 121,64 \text{ кПа} \leq 1,2R = 188,59 \text{ кПа}, \text{ где } W = 9,7 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{xp} = 117,52 \text{ кПа} \geq 0;$$

$$P_{cp} = 119,58 \text{ кПа} < R = 157,16 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет около 24% > 10%, что недопустимо, следовательно, принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части равные: $b_f = 3,0 \text{ м}$ и $l_f = 3,9 \text{ м}$. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 154,44 \text{ кПа},$$

$$P_{\max}^{cp} = 138,19 \text{ кПа} < 1,2R = 185,33 \text{ кПа}, \text{ где } W = 7,61 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{cp} = 132,94 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 134,75 \text{ кПа} < R = 154,44 \text{ кПа}.$$

Все условия выполняются, однако недонапряжение составляет около 13% > 10%, что недопустимо, следовательно, принимаем решение снова уменьшить размеры подошвы фундамента, приняв в качестве расчетных размеры плитной части равные: $b_f = 2,7 \text{ м}$ и $l_f = 3,6 \text{ м}$. Тогда

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,06}{1,0} \cdot [0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 16,55 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 17,5 + 5,31 \cdot 4] = 151,73 \text{ кПа},$$

$$P_{\max}^{cp} = 159,89 \text{ кПа} < 1,2R = 182,07 \text{ кПа}, \text{ где } W = 5,83 \text{ м}^3;$$

$$P_{\min}^{cp} = 153,03 \text{ кПа} > 0;$$

$$P_{cp} = 156,45 \text{ кПа} > R = 151,73 \text{ кПа}.$$

Т.к. одно из условий не выполняется, принимаем решение принять в качестве расчетных размеров размеров плитной части, равные $b_f = 3,0 \text{ м}$ и $l_f = 3,9 \text{ м}$.

7.5. Вычисление вероятной осадки фундамента

Вычисление вероятной осадки ФМЗ-2 в сечении II-II (В-2) производится методом послойного суммирования в следующей последовательности.

1. Вычисляем ординаты эпюр вертикальных напряжений от действия собственного веса грунта (природное давление) σ_{zg} и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$.

Точка О — на поверхности земли (рис. 7.2)

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

точка 1 — на уровне подошвы фундамента

$$\sigma_{zg0} = \gamma \cdot d_1 = 17,5 \cdot 1,65 = 28,88 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 5,78 \text{ кПа};$$

точка 2 — на границе 1-го и 2-го слоев

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_1 \cdot h_{1/2} = 28,88 + 17,5 \cdot 2,35 = 70,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 14,0 \text{ кПа};$$

точка 3 — на границе 2-го и 3-го слоев

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 70,0 + 20,0 \cdot 2,0 = 110,0 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 22,0 \text{ кПа};$$

точка 4 — на границе 3-го и 4-го слоев (на уровне подземных вод)

$$\sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 110,0 + 18,6 \cdot 4,0 = 184,4 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg3} = 36,88 \text{ кПа};$$

точка 5 — на границе 4-го и 5-го слоев с учетом взвешивающего действия воды

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3}(\sigma_{zgw}) + \gamma_{sat} \cdot h_4 = 184,4 + 9,65 \cdot 5,0 = 232,60 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg4} = 9,64 \text{ кПа}.$$

Ниже 4-го слоя песка залегает глина в полутвердом состоянии, являющаяся водоупорным слоем, поэтому к вертикальному напряжению на кровле глины добавляется гидростатическое давление столба воды, находящегося над глиной,

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h_4 = 10,0 \cdot 5,0 = 50,0 \text{ кПа};$$

полное вертикальное напряжение, действующее на кровлю глины,

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \sigma_w = 232,60 + 50,0 = 282,60 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg5} = 56,52 \text{ кПа};$$

точка 6 — вертикальное напряжение по подошве 5-го слоя

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_5 \cdot h_5 = 282,60 + 10,03 \cdot 5,0 = 332,75 \text{ кПа};$$

$$0,2\sigma_{zg6} = 66,55 \text{ кПа}.$$

2. По полученным значениям ординат на геологическом разрезе в масштабе строим эпюру природного давления $\sigma_{zg,i}$ (слева от оси OZ) и вспомогательную эпюру $0,2\sigma_{zg,i}$ (справа от оси OZ) (рис. 7.2).

3. Определяем дополнительное вертикальное давление на основание от здания по подошве фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zq0} = 134,75 - 28,88 = 105,87 \text{ кПа},$$

здесь p — среднее давление под подошвой фундамента, $p = 134,75 \text{ кПа}$.

4. Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои толщиной $\Delta_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_f$, где b_f — ширина подошвы фундамента. Принимаем $\Delta_i = 0,2 b_f = 0,2 \cdot 3,0 = 0,6 \text{ м}$.

5. Определяем дополнительные вертикальные нормальные напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0,$$

где α_i — коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависит от формы подошвы фундамента и соотношений $\xi = 2z_i / b_f$ и $\eta = l_f / b_f$, где z_i — глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента, определяется согласно прил. 2, табл. 1 [1] или прил. 5 настоящих методических указаний. Принимаем $\xi = 0,67z_i$ и $\eta = 1,3$.

6. По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента (справа от оси OZ) (рис. 7.2).

7. Определяем высоту сжимаемой толщи основания H_c , нижняя граница которой BC принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие равенства $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (рис. 7.2).

8. Определяем величину общей осадки по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \Delta_i}{E_i},$$

где β — безразмерный коэффициент, $\beta = 0,8$; $\sigma_{zp,i}$ — среднее значение до-

полнительного вертикального нормального напряжения от подошвы фундамента в i -ом слое грунта, равное полусумме напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр фундамент-та; Δ_i – толщина i -ого слоя грунта; E_i – модуль деформации i -ого слоя грунта; n – количество слоев, на которое разбита сжимаемая толщина основания.

9. Для удобства расчета осадки все вычисления ведём в табличной форме следующего вида (табл. 7.1).

Таблица 7.1

Расчета осадки ФМЗ в сечении II-II (B-7)

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i , м	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	E_i , кПа
ИГЭ-1	Суглинок тугопластичный, влажный, просадочный	4,0	0,6	0	0	1	105,87	104,23	12000
ИГЭ-2	Супесь пластичная, насыщенная водой, непросадочная	2,0	0,6	0,6	2,0	0,395	41,82	37,22	20000
		2,0	0,6	3,6	2,4	0,308	32,61	29,28	
		2,0	0,6	4,2	2,8	0,245	25,94	25,31	
ИГЭ-3	Песок средней крупности, средней плотности, влажный, непросадочный	2,0	0,6	0,6	2,9	0,233	24,67	22,82	30000
		2,0	0,6	4,8	3,2	0,198	20,96	19,11	
		2,0	0,6	5,4	3,6	0,163	17,26	15,83	
ИГЭ-5		4,0	0,6	6,0	4,0	0,136	14,40	13,29	
			0,6	6,6	4,4	0,115	12,18	11,28	
			0,6	7,2	4,8	0,098	10,38		

$$S_1 = \frac{0,8}{12000} \cdot [104,23 \cdot 0,6 + 95,55 \cdot 0,6 + 79,32 \cdot 0,6 + 62,17 \cdot 0,55] = 0,0134 \text{ м} = 1,34 \text{ см};$$

$$S_2 = \frac{0,8}{20000} \cdot [54,16 \cdot 0,05 + 47,96 \cdot 0,6 + 37,22 \cdot 0,6 + 29,28 \cdot 0,6 + 25,31 \cdot 0,15] = 0,0032 \text{ м} = 0,32 \text{ см};$$

$$S_3 = \frac{0,8}{30000} \cdot [22,82 \cdot 0,45] = 0,000274 \text{ м} = 0,027 \text{ см};$$

$$S_{общ} = S_1 + S_2 + S_3 = 1,34 + 0,32 + 0,027 = 1,69 \text{ см}.$$

Так как данный несущий слой грунта (ИГЭ-1) является просадочным, то деформации основания определяются суммированием значений общей осадки $S_{общ}$ и просадки грунта основания S_{si} . При этом просадка грунта основания S_{si} определяется согласно прил. 2, п. 12-17 [1] по формуле

Сечение II-II (B-2)

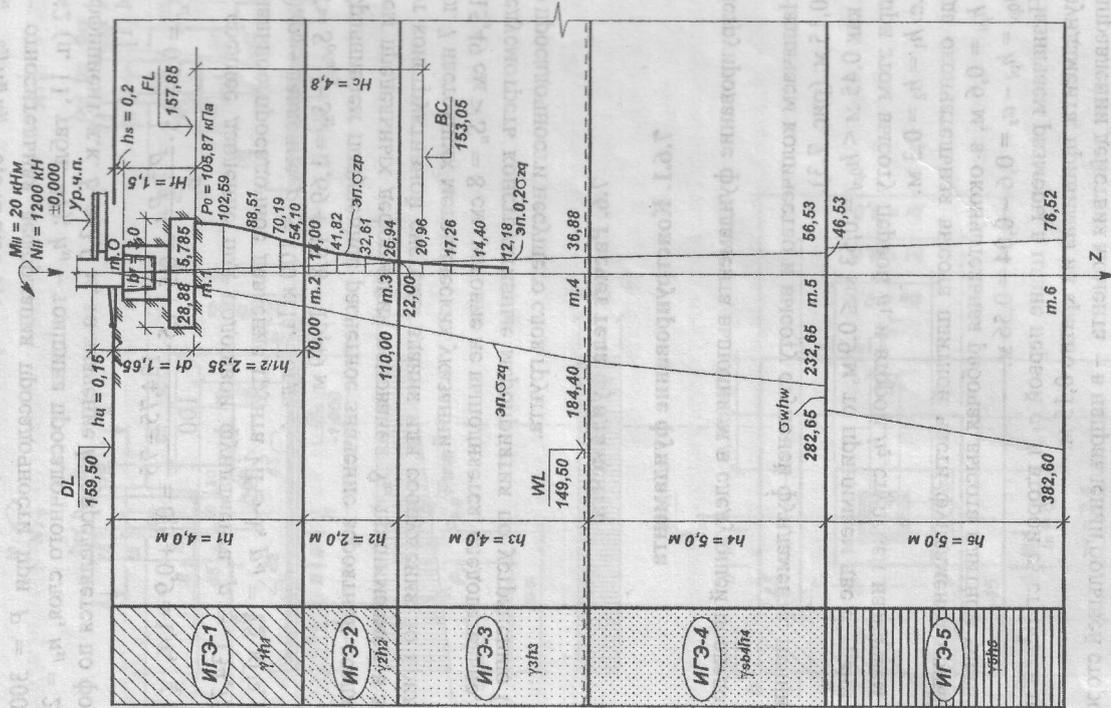


Рис. 7.2. К расчету осадки фундамента ФМЗ-2 в сечении II-II (B-2): DL – отметка планировки; ML – отметка природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; H_c – толщина сжимаемой толщи; d_1 – глубина заложения фундамента от уровня планировки; b – ширина фундамента; σ_{zg} и σ_{zg}^{cp} – соответственно основная и вспомогательная эпюры вертикальных напряжений от собственного веса грунта; σ_{zg} – эпюра дополнительного вертикального напряжения от подошвы фундамента

$$S_{sl} = \varepsilon_{sl} h_{sl} k_{sl} = 0,042 \cdot 2,35 \cdot 1,4 = 0,138 \text{ м} = 13,8 \text{ см},$$

где ε_{sl} — относительная деформация просадочности при $P = 300$ кПа, $\varepsilon_{sl} = 0,042$ (п. 11, табл. 47); h_{sl} — толщина просадочного слоя, $h_{sl} = 2,35$ м; k_{sl} — коэффициент, т.к. $b_f = 3,0$ м, то значение k_{sl} определяется по формуле (16) п. 14 [1]

$$k_{sl} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{P - P_{sl}}{P_0} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{134,75 - 75}{100} = 0,5 + 0,9 = 1,4,$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента, $p = 134,75$ кПа; p_{sl} — начальное просадочное давление грунта ИГЭ-1, $p_{sl} = 75$ кПа (п. 12, табл. 47); p_0 — давление, $p_0 = 100$ кПа. Тогда

$$S = S_{общ} + S_{sl} = 1,69 + 13,8 = 15,49 \text{ м}.$$

10. Сравниваем полученное расчетное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания S_u , принимаемой в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения по прил. 4 [1] или прил. 7 настоящих методических указаний.

$S = 15,49$ см $> S_u = 8$ см, условие не выполняется, следовательно, требуется предусмотреть конструктивные мероприятия по устранению (уменьшению) просадочности несущего слоя грунта.

7.6. Расчет тела фундамента

7.6.1. Конструирование фундамента

Конструирование фундамента выполняем в следующей последовательности.

1. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента, принимая их кратно $0,15$ м (рис. 7.3).

Так как $0,45 \text{ м} < h_{opl} = 0,53 \text{ м} \leq 0,9 \text{ м}$, то принимаем две ступени фундамента, при этом высоту первой h_1 и второй h_2 ступеней назначаем равной $0,3$ м, т.е. $h_1 = h_2 = 0,3$ м.

Тогда окончательная высота плитной части фундамента принимается равной $h_{pl} = 0,6$ м, а окончательная рабочая высота плитной части фундамента $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м.

2. Назначаем размеры в плане первой c_1 и второй c_2 ступеней плитной части фундамента, принимая их кратно $0,15$ м.

в направлении действия момента — в направлении большей стороны:

$$c_1 = (1 + 2,5) \cdot h_1 = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ м, принимаем } c_1 = 0,75 \text{ м;}$$

$$c_2 = (1 + 2,5) \cdot h_2 = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75 \text{ м, принимаем } c_2 = 0,75 \text{ м;}$$

в направлении перпендикулярном плоскости действия момента:

$$c_1 = (1 + 2,5) \cdot h_1 = 2,0 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м, принимаем } c_1 = 0,6 \text{ м;}$$

$$c_2 = (1 + 2,5) \cdot h_2 = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м, принимаем } c_2 = 0,45 \text{ м,}$$

где h_1 и h_2 — соответственно высота первой и второй ступеней фундамента.

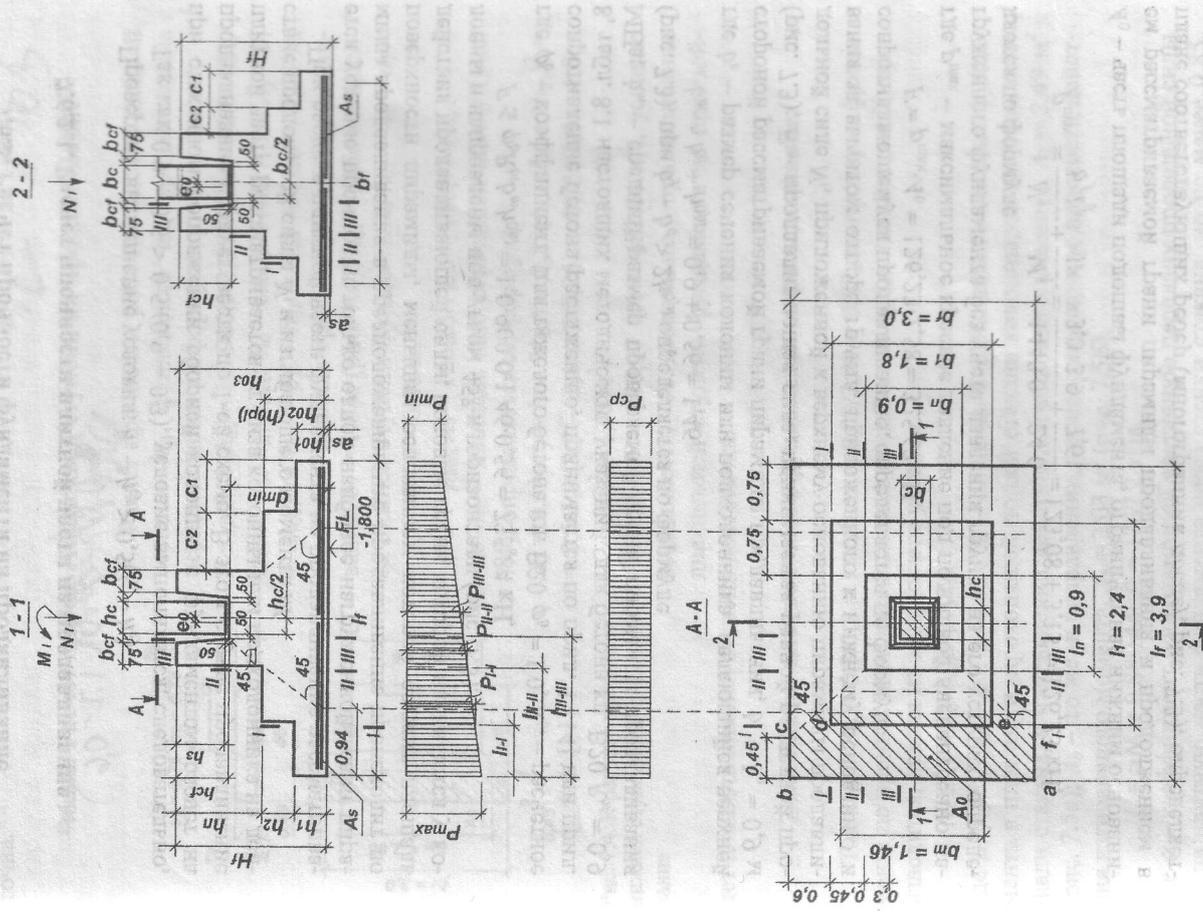


Рис. 7.3. К определению высоты фундамента, конструирование фундамента и для расчета прочности плитной части на продавливание

7.6.2. Расчет прочности фундамента на продавливание

7.6.2.1. Расчет прочности плитной части на продавливание

Проверям выполнение условия: $h_n - h_{ef} \geq 0,5(l_n - h_c)$.
 Так как $0,9 - 0,5 > 0,5 \cdot (0,9 - 0,3)$, условие выполняется, следовательно, при стаканном сопряжении сборной колонны с фундаментом расчет на продавливание следует вести по 1-ой схеме. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа колонны или подколлонника на действии продольной силы N_1 и изгибающего момента M_1 .

При расчете плитной части фундамента на продавливание рассматривается условие прочности только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, боковые грани которой начинаются у колонны и направлены под углом 45° к горизонтали (рис. 7.3):

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{opl} = 1,0 \cdot 900 \cdot 0,146 \cdot 0,56 = 735,84 \text{ кН},$$

где φ_b — коэффициент, для тяжелого бетона кл. В20 $\varphi_b = 1,0$; $R_{bt} =$ расчетное сопротивление бетона растяжению, принимается по прил. 1 [14] или прил. 8, табл. 8.1 настоящих методических указаний, для бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа; b_m — средний размер проверяемой грани пирамиды продавливания (рис. 7.3), при $b_f - b_c > 2h_{opl}$ определяется по формуле

$$b_m = b_c + h_{opl} = 0,9 + 0,56 = 1,46,$$

где b_c — размер сечения колонны или подколлонника, являющийся верхней стороной рассматриваемой грани пирамиды продавливания, $b_n = b_n = 0,9$ м (рис. 7.3); F — продавливающая сила, принимаемая равной расчетной продольной силе N_1 , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания за вычетом опоры грунта, приложенного к нижнему основанию и сопротивляющемуся продавливанию, определяется по формуле

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 126,23 \cdot 2,58 = 325,67 \text{ кН},$$

где p_{\max} — максимальное краевое давление под подошвой внецентренно нагруженного фундамента без учета давления грунта на его уступах, определяется по формуле

$$p_{\max} = \frac{N_1}{b_f l_f} + \frac{M_1}{W} = \frac{1440,0}{3,0 \cdot 3,9} + \frac{24,0}{7,61} = 123,08 + 3,15 = 126,23 \text{ кН};$$

A_0 — часть площади подошвы фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер (многогранник $abcdef$, рис. 7.3), определяется по формуле

$$A_0 = 0,5 b_f (l_f - l_n - 2h_{opl}) - 0,25 (b_f - b_n - 2h_{opl})^2 = 0,5 \cdot 3,0 \cdot (3,9 - 0,9 - 2 \cdot 0,56) - 0,25 \cdot (3,0 - 0,9 - 2 \cdot 0,56)^2 = 2,58 \text{ м}^2.$$

Итак, $F = 325,67 \text{ кН} < 735,84 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания дна стакана не произойдет и высота плитной части доста-

Расчет прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента на продавливание осуществляется по формуле

$$F \leq \varphi_b R_{bt} b_m h_{01} = 1,0 \cdot 900 \cdot 0,206 \cdot 0,26 = 482,04 \text{ кН},$$

где F , φ_b ; R_{bt} ; b_m — см. п. 7.4.2.1; т.к. $b_f - b_1 > 2h_{01}$, то $b_m = b_1 + h_{01} = 1,8 + 0,26 = 2,06$ м, здесь b_1 — верхняя грань пирамиды продавливания, $b_1 = 1,8$ м (рис. 7.4); h_{01} — рабочая высота нижней ступени фундамента, $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м.

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 126,23 \cdot 3,35 = 170,97 \text{ кН},$$

где A_0 — площадь многогранника $abcdef$ (рис. 7.4), определяется по формуле

$$A_0 = 0,5 b_f (l_f - l_1 - 2h_{01}) - 0,25 (b_f - b_1 - 2h_{01})^2 = 0,5 \cdot 3,0 \cdot (3,9 - 2,4 - 2 \cdot 0,26) - 0,25 \cdot (3,0 - 1,8 - 2 \cdot 0,26)^2 = 1,35 \text{ м}^2.$$

Итак, $F = 170,97 \text{ кН} < 482,04 \text{ кН}$, условие выполняется, следовательно, продавливания дна нижней ступени фундамента не произойдет и высота нижней ступени достаточна.

7.6.3. Расчет плитной части фундамента на раскалывание

Так как $b_c / h_c = 0,3 / 0,3 = 1 > A_b / A_l = 2,03 / 2,49 = 0,82$, то проверка фундамента по прочности на раскалывание от действия продольной силы N_c производится, исходя из следующего условия:

$$N_c \leq (1 + h_c / b_c) \mu \gamma_1 A_b R_{bt},$$

где μ , γ_1 , R_{bt} , N_c — см. п. 4.6.3; A_l — площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси стакана колонны, за вычетом площади стакана, в направлении действия изгибающего момента, $A_l = 2,49 \text{ м}^2$ (рис. 7.5а); A_b — то же, в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента, $A_b = 2,03 \text{ м}^2$ (рис. 7.5б).

$$N_c = \alpha N_1 = 0,88 \cdot 1440,0 = 1267,2 \text{ кПа},$$

где α — коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N_1 на плитную часть фундамента через стенки стакана, но не менее 0,85, определяется по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} A_c}{N_1} = 1 - \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 900 \cdot 0,54}{1440,0} = 0,88,$$

где γ_{b2} — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки,

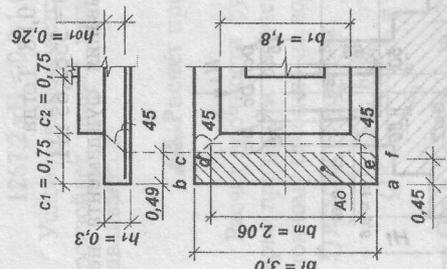


Рис. 7.4. К расчету прочности нижней ступени на продавливание

$\gamma_{b2} = 1,0$; γ_{b9} – коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$; N_1 – продольная сжимающая сила от местной нагрузки, $N_1 = 1440,0$ кН; A_c – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакане фундамента, определяется по формуле

$$A_c = 2(b_c + h_c)h_{cf} = 2 \cdot (0,3 + 0,3) \cdot 0,45 = 0,54 \text{ м}^2.$$

Вследствие того, что $0,88 > 0,85$, принимаем $\alpha = 0,88$. Тогда

$$N_c = 1267,2 \text{ кН} < (1 + 0,3/0,3) \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,03 \cdot 900 = 3562,65 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, раскалывания фундамента не произойдет.

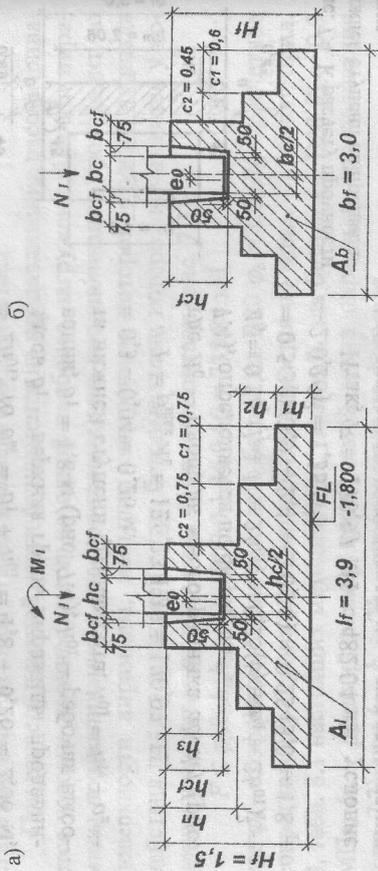


Рис. 7.5. К расчету плитной части фундамента на раскалывание: а) в плоскости действия изгибающего момента; б) в направлении, перпендикулярном плоскости действия изгибающего момента

7.6.4. Расчет прочности фундамента на смятие

Расчет прочности фундамента на смятие (местное сжатие) под торцом колонны сводится к проверке следующего условия пп. 3.39, 3.41 [5]:

$$N_c \leq 0,9 \psi_{loc} R_b A_{loc1},$$

где N_c – см. п. 7.6.3, $N_c = 1267,2$ кН; ψ_{loc} – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия (при равномерном распределении, как в случае с колонной, $\psi_{loc} = 1,0$); A_{loc1} – фактическая площадь смятия (площадь торца колонны), $A_{loc1} = b_c \cdot h_c = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; R_b – расчетное сопротивление бетона смятию, определяется по формуле

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_{loc} R_b = 1,0 \cdot 2,5 \cdot 11500 = 28750 \text{ кПа},$$

где α – коэффициент, $\alpha = 1,0$; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для тяжелого бетона кл. В20 $R_b = 11,5$ МПа; φ_{loc} – коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии, для бетона выше кл. В7,5 не более 2,5, определяется по формуле

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}} = \sqrt[3]{\frac{0,81}{0,09}} = 2,1, \text{ т.к. } 2,1 < 2,5, \text{ то принимаем } \varphi_{loc} = 2,1,$$

здесь A_{loc2} – расчетная площадь смятия (площадь поперечного сечения под колонника) (см. рис. 7.3) $A_{loc2} = l_p b_p = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ м}^2$. Тогда

$$1267,2 \text{ кН} < 0,9 \cdot 1,0 \cdot 28750 \cdot 0,09 = 2328,75 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, следовательно, смятия бетона под колонной не произойдет, значит, ниже стакана сетки косвенного армирования не устанавливаются.

7.6.5. Расчет прочности фундамента по поперечной силе

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном (рис. 7.3) исходя из условия:

$$Q \leq \frac{1,5 R_{bf} b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1,5 \cdot 900 \cdot 0,3 \cdot 0,26^2}{0,75} = 365,04 \text{ кН},$$

где $Q = P_{sp}(c_1 - c_0) b_f = 123,08 \cdot (0,75 - 0,3) \cdot 3,0 = 166,16$ кН, c_1 – вылет (длина) нижней ступени (консоли), $c_1 = 0,75$ м; c_0 – длина проекции рассматриваемого наклонного сечения, $c_0 = 0,3$ м; P_{sp} , b_f и R_{bf} – см. п. 7.2.2.

Правая часть неравенства принимается не менее $0,6 R_{bf} b_f h_{01} = 0,6 \cdot 900 \cdot 0,3 \cdot 0,26 = 1755,0$ кН. Все условия выполняются.

Итак, $Q = 166,16$ кН $< 421,2$ кН, условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

7.6.6. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры плитной части фундамента определяется из расчета на изгиб консольных выступов вдоль сторон фундамента l_j и b_j в сечениях, проходящих по граням колонны и подколоники и по граням ступеней фундамента.

1. В сечениях I-I, II-II и III-III (рис. 7.3) определяем изгибающие моменты.

В плоскости действия момента – в направлении большей стороны: для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{l^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,75^2 \cdot 3,0}{6} \cdot (2 \cdot 126,23 + 125,02) = 106,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где b_f – ширина подошвы фундамента, $b_f = 3,0$ м; l_{I-I} – см. рис. 7.3; P_{I-I} – давление грунта в сечении I-I, определяется по формуле

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 119,93 + \frac{(3,9 - 0,75) \cdot (126,23 - 119,93)}{3,9} = 119,93 + 5,09 = 125,02 \text{ кПа};$$

где l_f — длина подошвы фундамента, $l_f = 3,9$ м;

$$P_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{1440,0}{3,9 \cdot 3,0} + \frac{24,0}{7,61} = 123,08 + 3,15 = 126,23 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N_I}{l_f b_f} - \frac{M_I}{W} = \frac{1440,0}{3,9 \cdot 3,0} - \frac{24,0}{7,61} = 123,08 - 3,15 = 119,93 \text{ кПа};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,5^2 \cdot 3,0}{6} \cdot (2 \cdot 126,23 + 123,81) = 423,3 \text{ кН·м},$$

где l_{II-II} — см. рис. 7.3; P_{II-II} — давление грунта в сечении II-II,

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 119,93 + \frac{(3,9 - 1,5) \cdot (126,23 - 119,93)}{3,9} = 119,93 + 3,88 = 123,81 \text{ кПа};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1,8^2 \cdot 3,0}{6} \cdot (2 \cdot 126,23 + 123,32) = 608,76 \text{ кН·м},$$

где $l_{III-III}$ — см. рис. 7.3; $P_{III-III}$ — давление грунта в сечении III-III,

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 119,93 + \frac{(3,9 - 1,8) \cdot (126,23 - 119,93)}{3,9} = 119,93 + 3,39 = 123,32 \text{ кПа};$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, от активного давления (отпора) грунта $P_{sp} = 123,08$ кПа (см. п. 7.2.2):

для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{P_{sp} (b_f - b_1)^2 l_f}{8} = \frac{123,08 \cdot (3,0 - 1,8)^2 \cdot 3,9}{8} = 86,4 \text{ кН·м};$$

для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{P_{sp} (b_f - b_n)^2 l_f}{8} = \frac{123,08 \cdot (3,0 - 0,9)^2 \cdot 3,9}{8} = 264,61 \text{ кН·м};$$

для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{P_{sp} (b_f - b_c)^2 l_f}{8} = \frac{123,08 \cdot (3,0 - 0,3)^2 \cdot 3,9}{8} = 437,41 \text{ кН·м}.$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{mp} в плитной части фундамента (рис. 7.3). Подбор арматуры

ведется на всю ширину или длину фундамента.

В направлении действия момента — в направлении большей стороны: для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{106,2}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,001243 \text{ м}^2 = 12,43 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{423,3}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,002301 \text{ м}^2 = 23,01 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 h_{03} R_s} = \frac{608,76}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,00127 \text{ м}^2 = 12,7 \text{ см}^2.$$

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента: для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 h_{01} R_s} = \frac{86,4}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,0010116 \text{ м}^2 = 10,12 \text{ см}^2;$$

для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 h_{02} R_s} = \frac{264,61}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,001438 \text{ м}^2 = 14,38 \text{ см}^2;$$

для сечения III-III:

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 h_{03} R_s} = \frac{437,41}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = 0,000912 \text{ м}^2 = 9,12 \text{ см}^2,$$

где h_{01} , h_{02} и h_{03} — расчетная рабочая высота фундамента соответственно в сечениях I-I, II-II и III-III: $h_{01} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м, $h_{02} = h_{pl} - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м, $h_{03} = H_f - a_s = 1,5 - 0,04 = 1,46$ м; M_{I-I} и M_{II-II} — изгибающие моменты соответственно в сечениях I-I, II-II и III-III $R_s = 365$ МПа — см. п. 4.6.5.

3. Из трех значений A_s^{I-I} , A_s^{II-II} и $A_s^{III-III}$ в соответствующем направлении выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Принимаем $S = 150 \div 200$ мм. Количество стержней больше числа шагов на 1. Деля A_s^{max} на число стержней, получаем требуемую площадь A_s^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры прил. 6 [14] или прил. 9 настоящих методических указаний, подбираем окончательный диаметр одного стержня.

В плоскости действия момента — в направлении большей стороны. Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис. 7.6). $A_s^{max} = 23,01 \text{ см}^2$. Количество стержней принимаем $n = 26$ шт. Тогда $A_s^{mp} = \frac{A_s^{max}}{n} = \frac{23,01}{26} = 0,885 \text{ см}^2$. Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 12$ мм ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$). Окончательно принимаем $26\varnothing 12$.

В направлении, перпендикулярном плоскости действия момента.

Принимаем шаг стержней $S = 150$ мм (рис. 7.6). $A_s^{\max} = 14,38$ см². Принимаем количество стержней $n = 20$ шт. $A_s^{np} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{14,38}{20} = 0,719$ см².

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 10$ мм ($A_s = 0,785$ см²). Окончательно принимаем $20\varnothing 10$.

Так как размеры подошвы фундамента $l/(b_f) \geq 3$ м, то подошва фундамента армируется четырьмя арматурными сетками с рабочей арматурой в одном направлении. Схема армирования подошвы фундамента арматурными сетками представлена на рис. 7.7.

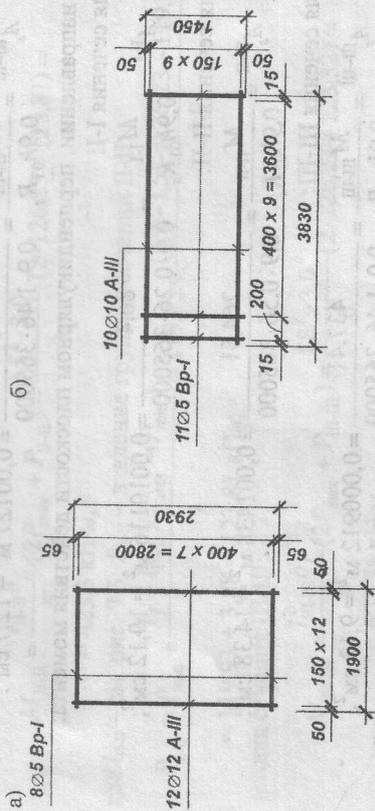


Рис. 7.6. Арматурные сетки: а) сетка С-1; б) сетка С-3

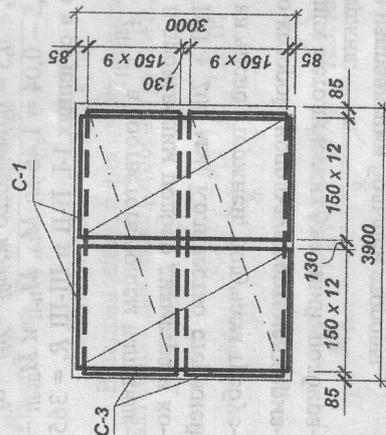


Рис. 7.7. Схема армирования подошвы фундамента

7.6.7. Расчет подколлонника фундамента

7.6.7.1. Конструирование подколлонника

Станная часть фундамента должна удовлетворять следующим требованиям.

Толщина стенок стакана определяется расчетом на прочность, но принимается не менее 0,15 м. Толщину защитного слоя назначаем равной $a_s = a'_s = 35$ мм. Размеры подколлонника в плане и высоте принимаются кратно 0,15 м. Зазоры между колонной и стенками стакана для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном должны быть понизу не менее 50 мм, а поверху — не менее 75 мм. После монтажа колонны в стакан фундамента зазоры заполняют бетоном кл. В17,5 на мелком заполнителе. Принимаем симметричное армирование.

7.6.7.2. Расчет прочности подколлонника по нормальным сечениям

Расчет прочности подколлонника по нормальным сечениям сводится к определению требуемой площади продольной рабочей арматуры A_s^{np} . Для этого рассматриваются два нормальных сечения: первое — сечение I-I — по обрезу стакана и второе — сечение II-II — по плитной части фундамента (рис. 7.8).

Расчет по сечению I-I производится по правилам расчета коробчатого сечения, которое, в свою очередь, приводится к двутавровому сечению (рис. 7.9). Расчет выполняем в следующей последовательности.

1. Определяем значение расчетного эксцентриситета e_0 :

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{24,0}{1440,0} = 0,017 \text{ м.}$$

2. Проверяем условие:

$$N_1 = 1440,0 \text{ кН} < R_b b_f b_{cf} = 11500 \cdot 0,9 \cdot 0,225 = 2328,75 \text{ кН,}$$

где b_n , b_{cf} и R_b — см. п. 4.6.7.2.

Условие выполняется, следовательно, нейтральная ось проходит в пределах полки (рис. 7.9), следовательно, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b_n = b'_n = 0,9$ м и толщиной стенки стакана, $b_{cf} = 0,225$ м.

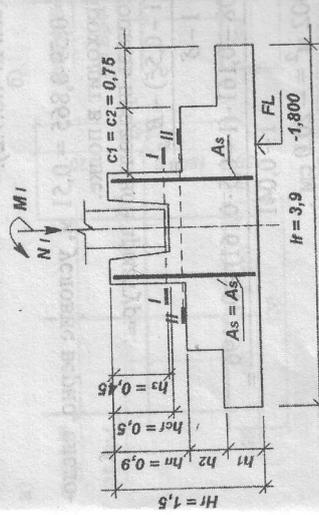


Рис. 7.8. К расчету продольной арматуры подколлонника

3. Определяем высоту сжатой зоны x бетона:

$$x = \frac{N_1}{R_b b_n} = \frac{1440,0}{11500 \cdot 0,9} = 0,139 \text{ м} > 2a'_s = 2 \cdot 0,035 = 0,07 \text{ м.}$$

4. Определяем относительную высоту сжатой зоны ξ бетона:

$$\xi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,139}{0,865} = 0,161 \text{ м,}$$

где h_{0n} — рабочая высота подколлонника, $h_{0n} = l_n - a_s - a'_s = 0,9 - 0,035 = 0,865 \text{ м}$, здесь l_n — длина поперечного сечения подколлонника.

5. Определяем граничное значение относительной высоты ξ_R сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{R_s} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) = \frac{0,758}{365} \left(1 - \frac{0,758}{1,1} \right) = 0,002 \text{ м,}$$

где ω — коэффициент, $\omega = 0,758$ (см. п. 4.6.7.2).

6. Проверяем условие $x \leq x_R$:

$x = 0,139 \text{ м} < x_R = \xi_R h_{0n} = 0,002 \cdot 0,865 = 0,0017 \text{ м}$, условие верно, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке.

7. Определяем требуемую площадь продольной арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \left(\alpha_m - \xi (1 - 0,5\xi) - B_{0,9} \right) = \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865}{365000} \left(0,08 - 0,161 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,161) - 0,0196 \right) = 0,025 (-0,09) = -0,002 \text{ м}^2 = -20,0 \text{ см}^2.$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{0n}} = \frac{0,035}{0,865} = 0,041; \alpha_m = \frac{N_1 e}{R_b b_n h_{0n}^2} = \frac{1440,0 \cdot 0,431}{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865^2} = 0,08,$$

здесь e — эксцентриситет, определяется по формуле

$$e = e_0 \eta + 0,5 l_n - a_s = 0,017 \cdot 0,92 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,035 = 0,431 \text{ м,}$$

$$\eta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,161 = 0,92;$$

$$B_{0,9} = \alpha_{0,9} \left(1 - 0,5 \frac{b'_{ef}}{h_{0n}} \right) = 0,0259 \cdot \left(1 - 0,5 \frac{0,225}{0,865} \right) = 0,0225 \cdot 0,87 = 0,0196,$$

$$\text{где } \alpha_{0,9} = \frac{A'_{0f}}{b_n h_{0n}} = \frac{0,02}{0,9 \cdot 0,865} = 0,0259, \text{ здесь } A'_{0f} \text{ — площадь сжатой зоны,}$$

$$A'_{0f} = b'_n x \xi = 0,9 \cdot 0,139 \cdot 0,161 = 0,02 \text{ м}^2.$$

8. Расчет по сечению II-II производится по правилам расчета прямоугольного сечения с двойной арматурой (рис. 7.9).

Так как $x = 0,139 \text{ м} < x_R = 0,51 \text{ м}$, то

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \left(\alpha_m - \xi (1 - 0,5\xi) \right) = \frac{11500 \cdot 0,9 \cdot 0,865}{365000} \left(0,08 - 0,161 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,161) \right) = 0,025 (-0,07) = -0,0018 \text{ м}^2 = -18,0 \text{ см}^2,$$

По расчету продольная арматура в подколлоннике не требуется, следовательно, она устанавливается конструктивно. Назначаем шаг продольных стержней $S = 400 \text{ мм}$ (рис. 7.10). Тогда минимально допустимый диаметр равен 12 мм. Принимаем $3\varnothing 12$ А-III ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$). Поперечная арматура в каркасах КР-1 и КР-2 принимается либо кл. Вр-1, либо А-1 и устанавливается из условия свариваемости $d_s/4 = 12/4 = 3 \text{ мм}$, но не менее 5 мм, где d_s — диаметр продольной арматуры. Принимаем диаметр поперечных стержней 5 мм кл. Вр-1 ($A_s = 0,154 \text{ м}^2$).

Рис. 7.9. К расчету продольной арматуры подколлонника по сечению II-II

Рис. 7.9. К расчету продольной арматуры подколлонника по сечению II-II

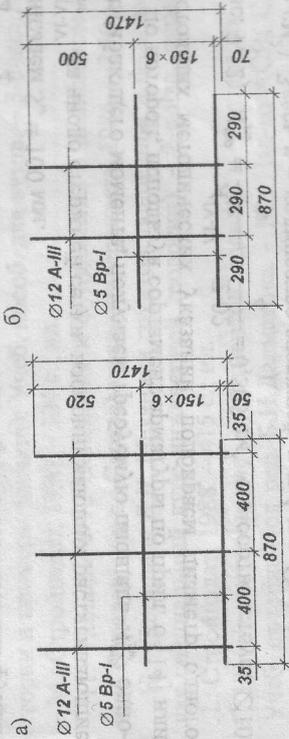


Рис. 7.10. Продольное армирование подколлонника плоскими каркасами:

а) КР-1 — в плоскости действия изгибающего момента; б) КР-2 — в направлении перпендикулярном плоскости действия момента

7.6.7.3. Расчет прочности подколлонника по наклонным сечениям

Расчет прочности подколлонника по наклонным сечениям сводится к определению требуемой площади поперечной арматуры A_{sw}^{np} . Для этого в зависимости от значения расчетного эксцентриситета e_0 в сечениях III-III или IV-IV определяем соответствующие значения изгибающих моментов M_d или M_B (рис. 7.11).

Так как $h_c/6 = 0,05 < e_0 < 0,075 < 0,5h_c = 0,15$, расчёт ведём по наклонному сечению IV-IV, проходящему через точку В. Значение изгибающего момента в этой точке будет определяться по формуле

$$M_B = M_1 - 0,7e_0 = 24,0 - 0,7 \cdot 0,139 = 23,9 \text{ кН}\cdot\text{м. Тогда}$$

$$A_{sw}^{IV-IV} = \frac{M_B}{R_s \sum z_{sw}} = \frac{71,95}{0,000202 \cdot 285000 \cdot 1,25} = 2,02 \text{ см}^2,$$

где R_s — расчётное сопротивление арматуры растяжению, определяем по прил. 5 [14], для поперечной арматуры кл. А-III $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; $\sum z_{sw}$ — сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываем только ряды поперечной арматуры, расположенные выше нижней грани колонны) (рис. 4.11); $\sum z_{sw} = z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + z_5 = 0,05 + 0,15 + 0,25 + 0,35 + 0,45 = 1,25 \text{ м}$; S_w — шаг поперечной арматуры, принимается исходя из следующих условий: $S_w \leq \frac{h_{ef}}{4} = \frac{500}{4} = 125 \text{ мм}$ и $S_w \leq 200 \text{ мм}$, где h_{ef} — высота стакана фундамента. Принимаем $S_w = 100 \text{ мм}$.

Доля A_{sw}^{IV-IV} на число стержней сетки, воспринимающих растягивающие усилия от изгибающего момента, получаем требуемую площадь A_{sw}^{mp} одного стержня, по которой, используя сортамент арматуры по прил. 6 [14] или прил. 9 настоящих методических указаний, подбираем диаметр одного стержня (рис. 7.12). $A_{sw}^{mp} = \frac{A_{sw}^{IV-IV}}{n} = \frac{2,02}{4} = 0,505 \text{ см}^2$, что соответствует $\varnothing 10$ ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$). Здесь n — количество стержней, $n = 4$ шт. Схема армирования подлонника арматурной сеткой С-2 приведена на рис. 7.13.

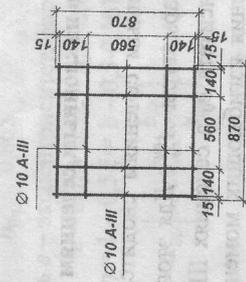


Рис. 7.12. Арматурная сетка С-2

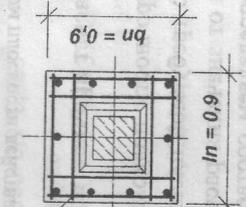


Рис. 7.13. Схема армирования подлонника арматурной сеткой С-2

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. — М.: 1985. — 41 с.
2. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 42 с.
3. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. — М.: Стройиздат, 1983. — 136 с.
4. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. — 362 с.
5. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 79 с.
6. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.04-83)/НИИОСП им. Герсеванова. — М.: Стройиздат, 1986. — 415 с.
8. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны промышленных зданий (к СНиП 2.03.01-84). — М., 1985.
9. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: Учеб. для строит. специальности вузов. 3-е изд., стер. — М.: Высш. шк., 1999. — 319 с.
10. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов: (основы теории и примеры расчета): Учеб. пособ. для вузов. — 3-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1990. — 304 с.; ил.
11. Латшин Ф.К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов: изд-во Саратовского университета, 1986. — 224 с.; ил.
12. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). — 2-е изд., перераб. и доп. — Л.: Стройиздат, 1988. — 415 с.; ил.
13. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. пособие/Под ред. Б.И. Далматова. — М.: Изд-во АСВ, СПб.: СПбГАУ, 1999. — 340 с.; ил.
14. Байков В.А., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов. — 5-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991. — 767 с.; ил.
15. Авазов Р.Р. Основания и фундаменты: Методические указания к курсовому проекту. — Казань, КИСИ, 1989.

КЛАССИФИКАЦИОННЫЕ ПРИЗНАКИ ГРУНТОВ

Таблица 1.1

Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Грунты	Размеры части, мм	Содержание частиц по массе, %
Крупнообломочные		
Валуны	> 200	> 50
Галечниковые	> 10	> 50
Гравийные	> 2	> 50
Песчаные		
Гравелистые	> 2	> 25
Крупные	> 0,5	> 50
Средней крупности	> 0,25	> 50
Мелкие	> 0,1	> 75
Пылеватые	< 0,1	> 75

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

Таблица 1.2

Классификация пылеватоглинистых грунтов по числу пластичности

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

Таблица 1.3

Классификация пылеватоглинистых грунтов по показателю текучести, J_L

Пылеватоглинистый грунт	Показатель текучести, J_L	Пылеватоглинистый грунт	Показатель текучести, J_L
Супеси	$J_L \leq 0$ $0 \leq J_L \leq 1,0$ $J_L > 1,0$	Суглинки и глины	$J_L \leq 0$
			$0 \leq J_L \leq 0,25$
			$0,25 \leq J_L \leq 0,5$
			$0,5 \leq J_L \leq 0,75$
			$0,75 \leq J_L \leq 1,0$
Твердые		Твердые	
Пластичные		Полутвердые	
Текучие		Тугопластичные	
		Мягкопластичные	
		Текучепластичные	
		Текучие	$J_L > 1,0$

Классификация грунтов по степени влажности, S_r

Крупнообломочные и песчаные грунты	Степень влажности, S_r
Маловлажные	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Таблица 1.5

Классификация грунтов по плотности сложения пластов

Пески	Значение e для песков		рыхлых
	плотных	средней плотности	
Гравелистые, крупные, средней крупности	$e < 0,5$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Таблица 1.6

Классификация лессовых грунтов по просадочности

Разновидность лессовых грунтов	Относительная просадочность ϵ_{dl}
Непросадочные	$\epsilon_{dl} < 0,01$
Просадочные	$\epsilon_{dl} \geq 0,01$

Приложение 2

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ

Таблица 2.1

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	Значение R_0 , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнением: песчаным	600
пылеватоглинистым при показателе текучести: $J_L \leq 0,5$	450
$0,5 < J_L \leq 0,75$	400
Гравийные (древяные) с заполнителем: песчаным	500
пылеватоглинистым при показателе текучести $J_L \leq 0,5$	400
$0,5 < J_L \leq 0,75$	350

Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристика насыпи	Значение R_0 , кПа	
	Пески крупные, средней крупности и мелкие шлаки и т.п. при степени влажности S_r	Пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т.п. при степени влажности S_r
Насыпи, равномерно возведенные с уплотнением	$S_r \leq 0,5$	$S_r \leq 0,5$
	$S_r \geq 0,8$	$S_r \geq 0,8$
Отвалы грунтов и отходов производств:	250	200
	250	180
Свалки грунтов и отходов производств:	150	120
	120	100

Примечания: 1. Значения R_0 в настоящей таблице относятся к насыщенным грунтам с содержанием органических веществ $I_{om} \leq 0,1$.
2. Для неслежащих отвалов и свалок грунтов и отходов производств значения R_0 принимаются с коэффициентом 0,8.

Расчетные сопротивления грунтов обратной засыпки R'_0 для выдергиваемых фундаментов опор воздушных линий электропередачи

Относительное заглубление фундамента	Значения R'_0 , кПа	
	Пылево-глинистые грунты при показателе текучести $I_L \leq 0,5$ и плотности грунта обратной засыпки, т/м ³	Пески средней крупности и мелкие маловлажные и влажные при плотности грунта обратной засыпки, т/м ³
0,8	1,55	1,70
1,0	32	36
1,5	40	45
2,0	50	65
2,5	60	85
		100

Примечания: 1. Значения R'_0 для глини и суглинков с показателем текучести $0,5 < I_L \leq 1,0$ и супесей при $0,5 < I_L \leq 1,0$ принимаются по графе "пылево-глинистые грунты" с введением понижающих коэффициентов соответственно 0,85 и 0,7.
2. Значения R'_0 для пылеватых песков принимаются как для песков средней крупности и мелких с коэффициентом 0,85.

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Песчаные грунты	Значение R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
	500	400
Средней крупности	400	300
	300	200
Мелкие:	300	250
	200	150
Пылеватые:	150	100

Расчетные сопротивления R_0 пылево-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылево-глинистые грунты	Коэффициент пористости, e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$J_L = 0$	$J_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
Суглинки	0,7	250	200
	0,5	300	250
Глины	0,7	250	180
	1,0	200	100
	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Примечание: Для промежуточных значений J_L и e значение расчетного сопротивления грунта R_0 определяется по интерполяции.

Расчетные сопротивления R_0 пылево-глинистых (просадочных) грунтов

Грунты	Значение R_0 , кПа, грунтов	
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³
Супеси	1,35	1,55
	300	350
Суглинки	150	180
	350	400
	180	200

Примечание: В числителе приведены значения R_0 , относящиеся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе — значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

Приложение 3
Таблица 3.1
Коэффициент k_f при определении расчетной глубины сезонного промерзания грунта

Особенности сооружения	Коэффициент k_f при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, °С				
	0	5	10	15	20 и выше
Без подвала с полами, устраиваемыми: по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
на лагах по грунту по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подвалами	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примечания: 1. Приведенные значения коэффициента k_f относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента $a_f < 0,5$ м; если $a_f \geq 1,5$ м, значения коэффициента k_f повышаются на 0,1, но не более чем до значения $k_f = 1$; при промежуточном размере a_f значения коэффициента k_f определяются по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии — помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент k_f принимается с округлением до ближайшего меньшего значения.

Таблица 3.2
Глубина заложения фундаментов по условиям морозного пучения грунтов

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундаментов в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод d_w , м, при $d_w < d_f + 2$	
	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не менее d_f	Не менее d_f
Пески мелкие и пылеватые	То же	То же
Супеси с показателем текучести $J_L < 0$	То же	То же
То же, при $J_L > 0$	То же	То же
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылеватоглинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнения $J_L \geq 0,25$	То же	То же
То же, при $J_L < 0,25$	То же	То же

Примечание: В случаях, когда глубина заложения фундаментов не зависит от расчетной глубины промерзания d_f , соответствующие грунты, указанные в настоящей таблице, должны залегать до глубины не менее нормативной глубины промерзания d_{fn} .

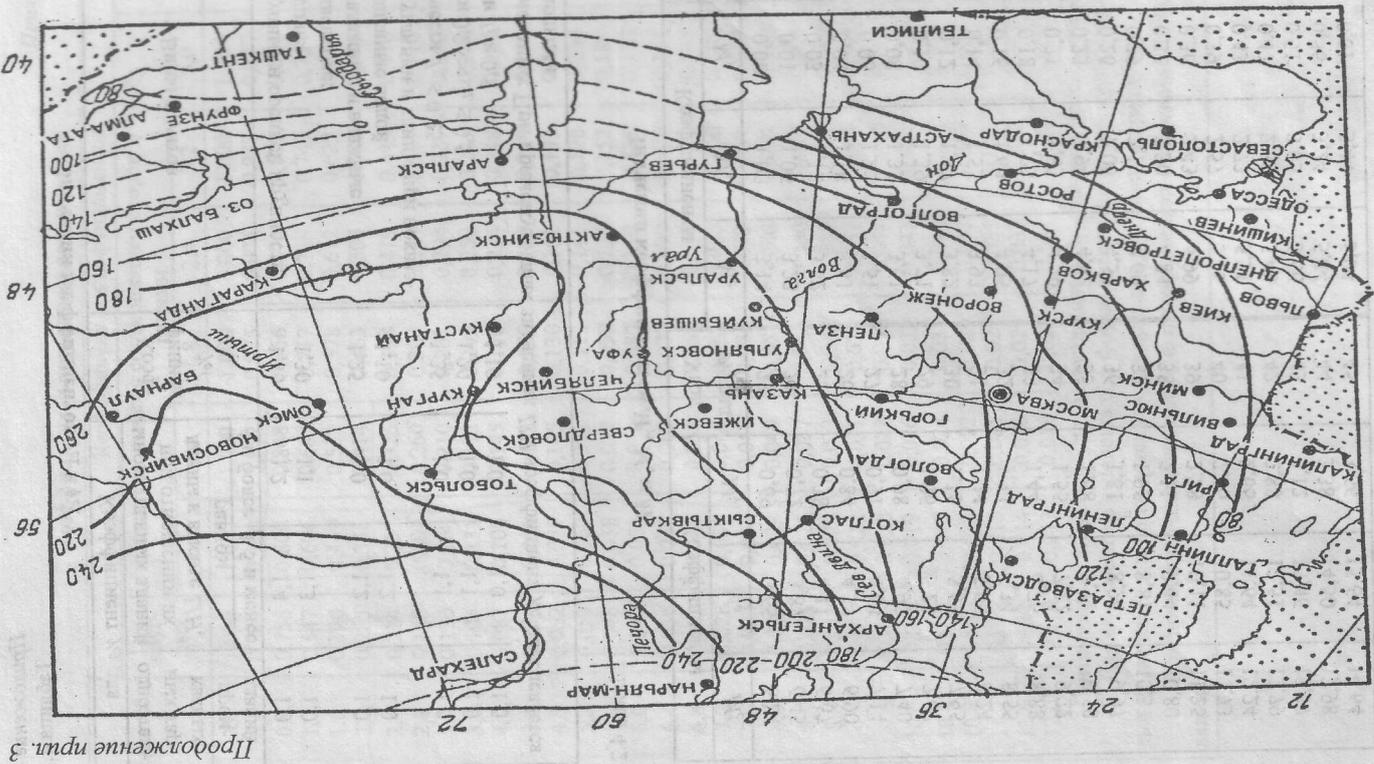


Рис. 1. Карта глубины промерзания глинистых и суглинистых грунтов (для песков и супесей значение глубины промерзания, указанное на карте, следует увеличить в 1,2 раза)

Значения коэффициентов γ_1 и γ_2

Виды грунтов	Коэф-фициент γ_1	Коэффициент γ_2 для	
		многосторонних зданий при отношении их длины к высоте L/H , равном 4 и более	одноэтажных зданий с карнизными пром-зданиями
Пески крупные и средней крупности	1,40	1,2	1,4
Пески мелкие	1,30	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,10	1,0	1,2
Супеси, суглинки и глины при показате- теле текучести $J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < J_L \leq 0,5$	1,20	1,0	1,1
То же, при $J_L > 0,5$	1,10	1,0	1,0

Примечание: При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_2 определяется по интерполяции.

Таблица 4.2

Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

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

Коэффициент α при определении осадки

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

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

0,4883
0,5695
0,517

I		
б) в пески пылеватые	2	3
в) в пылеватоглинистые грунты с показателем текучести $J_L < 0,5$	1,1	0,8
г) то же $J_L \geq 0,5$	1,1	1,0
	1,0	1,0

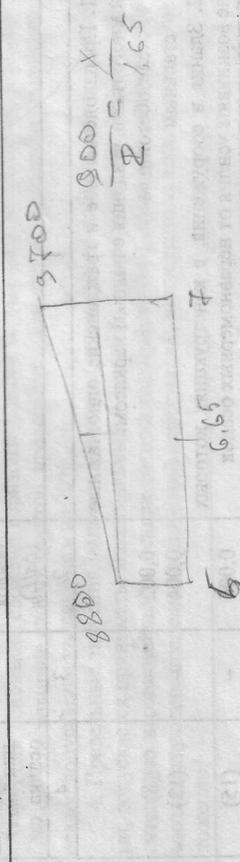
Таблица 6.2

Расчетное сопротивление R

Расчетные сопротивления под нижним концом свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R, кПа

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Песчаных грунтов средней плотности			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6		
	гравелистых	крупных	средней крупности							мелких	пылеватых
3	7500	6600	3100	2000	3000	4000	1200	1100	600		
4	8300	4000	3200	2100	3800	4000	1600	1250	700		
5	8800	5100	2500	1600	4000	3400	2200	1300	80		
6,65	9700	7000	2800	2000	4300	3700	2400	1400	850		
10	10500	7300	4000	2600	5000	3300	2400	1500	900		
15	11700	6900	4400	2900	5600	4000	2400	1650	1000		
20	12600	7700	4800	3200	6200	4500	2400	1800	1100		
25	13400	8500	5200	3500	6800	4800	2400	1950	1200		
30	14200	9000	5600	3800	7400	5000	2400	2100	1300		
35	15000	9500	6000	4100	8000	5200	2400	2250	1400		

Примечания: 1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой — пылеватоглинистых.
 2. Для плотных песчаных грунтов значения R следует увеличивать на 50%.
 3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести J_L пылеватоглинистых грунтов значения R определяются интерполяцией.



Коэффициенты условий работы грунта γ_{cl} и γ_{cr} при расчете несущей способности свай

I	Коэффициенты	
	2	3
Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	1,0	1,0
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	0,5
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:	1,0	0,6
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	1,0
б) на 0,05 м и менее стороны квадратной сваи	1,0	0,9
в) на 0,15 м и менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,2	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,1	1,0
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибро-вдавливание свай в грунты:	1,0	1,0
а) песчаные средней плотности	0,9	0,9
крупные и средней плотности	0,8	0,9
мелкие	0,7	0,9
пылеватые	1,0	1,0
супеси	1,0	1,0
суглинки	0,7	1,0
глины	0,7	1,0
б) пылеватоглинистые с показателем текучести $J_L = 0,5$	1,0	1,0
в) пылеватоглинистые с показателем текучести $J_L < 0$	0,7	1,0
5. Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылеватоглинистых грунтах с показателем текучести $J_L < 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7. Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности, крупные, средней крупности мелкис	1,1	1,0

Таблица 6.3

Расчетное сопротивление f

Средняя глубина на расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек f_s , кПа									
	песчаных грунтов средней плотности					пылеватоглинистых грунтов при показателе текучести J_L , равном				
	крупных и средних крупности	мелких пылеватых	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1	35	23	15	12	8	4	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6	6
30	93	66	47	34	21	12	8	7	6	6
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7	7

Примечания: 1. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_s следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

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

Предельные деформации оснований

Сооружения	Предельные деформации оснований			
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя \bar{s}_u (в скобках максимальная $s_{max,u}$) осадка, см	
I	2	3	4	
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным стальным	0,002 0,004	- -	(8) (12)	
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)	

Приложение 7

1	2	3	4
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из: крупных панелей крупных блоков или кирпичной кладки без армирования то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0016 0,0020 0,0024	0,005 0,005 0,005	10 10 15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: рабочее здание и силовой корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите то же, сборной конструкции отдельно стоящий силовой корпус монолитной конструкции то же, сборной конструкции отдельно стоящее рабочее здание	- - - - -	0,003 0,003 0,004 0,004 0,005 1/(2H) 1/(2H) 1/(2H)	40 30 40 30 25 40 30 20 10
5. Дымовые трубы высотой H , м: $H \leq 100$ $100 < H \leq 200$ $200 < H \leq 300$ $H > 300$	- - - -	- - - -	20 20 10 10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	-	0,004	20
7. Антенные сооружения связи: столбы мачт заземленные то же, электрически изолированные башни радио башни коротковолновых радиостанций башни (отдельные блоки)	- - 0,002 0,0025 0,001	0,001 - - -	- - - -
8. Опоры воздушных линий электропередачи: промежуточные прямые анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств специальные переходные	0,003 - - -	0,003 0,0025 0,002	- - -

Примечания: 1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз. 3 настоящего приложения, принимаются равными $0,5(\Delta s/L)_u$.

2. При определении относительной разности осадок $(\Delta s/L)$ в поз. 8 настоящего приложения за L принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками - расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.

3. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20%.

4. Предельные значения подьема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и соответственно неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50% соответствующих предельных значений деформаций, приведенных в настоящем приложении.

5. Для сооружений, перечисленных в поз. 1-3 настоящего приложения, с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза.
 6. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в настоящем приложении.

Приложение 8
Таблица 8.1

Нормативные и расчётные сопротивления, модули упругости бетона

Класс	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
R_b , МПа	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
$R_{b,р}$, МПа	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,6	1,65
E_b , МПа	21,0	23	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

Таблица 8.2
Нормативные и расчётные сопротивления, модули упругости стержневой и проволоочной арматуры

Класс	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления $R_{сп}$, МПа	Расчётные сопротивления, МПа		Модуль упругости, E_s , МПа
			растяжению	сжатой	
			продольной R_s	поперечной и отогнутой R_{sp}	
A-I		235	225	175	200
A-II		295	280	225	210
A-III	6-8	390	355	285*	200
A-IV	10-40	390	365	290	200
A-V		590	510	405	190
A-VI		785	680	545	190
		980	815	650	190
Вр-I	3	410	375	270	375
	4	405	365	265	365
	5	395	360	260	360
	3	1490	1240	990	400
	4	1410	1180	940	400
В-II	5	1335	1100	890	200
	6	1255	1050	835	200
	7	1175	980	785	200
	8	1100	915	730	200
	3	1460	1205	970	400
	4	1370	1145	915	400
Вр-II	5	1255	1055	835	200
	6	1175	980	785	200
	7	1100	915	730	200
	8	1020	850	670	200

Примечание: * В сварных каркасах для хомутов из арматуры кл. А-III, диаметр которых меньше $1/3$ диаметра продольных стержней, значение R_{sp} принимают равным 255 МПа.

Сортамент стержневой и проволоочной арматуры

Сортамент арматуры проволоки	В-II	Вр-II	Сортамент горячекатаной арматуры		Сортамент периодического профиля из стали класс сов		Диаметр, мм
			А-III	А-VI	А-VI	А-VI	
0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57
0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01
0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57
0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26
0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08
0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02
0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09
0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28
1,011	2,26	3,39	4,25	5,65	6,79	7,92	9,05
1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31
2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08
2,545	5,09	7,73	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36
3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14
3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41
4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27
6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26
8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34
10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44
12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48
15,39	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31
1,578	20,11	2,984	3,801	4,909	6,158	7,592	9,056
2,466	31,42	3,853	4,909	6,158	7,592	9,056	10,520
1,998	25,45	3,142	4,021	5,270	6,519	7,768	9,017
1,578	20,11	2,466	3,142	4,021	5,270	6,519	7,768
1,208	15,39	1,998	2,545	3,314	4,083	4,852	5,621
0,888	11,31	1,539	2,011	2,545	3,079	3,613	4,147
0,617	7,85	1,011	1,256	1,501	1,746	2,000	2,254
0,395	5,03	0,636	0,881	1,126	1,371	1,616	1,861
0,302	3,85	0,503	0,679	0,852	1,025	1,198	1,371
0,222	2,83	0,425	0,565	0,705	0,845	0,985	1,125
0,092	1,26	0,166	0,222	0,278	0,334	0,390	0,446
0,052	0,71	0,092	0,126	0,166	0,211	0,256	0,301

Примечание: Знаком "х" отмечены прокатываемые диаметры арматуры

Маркировка вязких свай квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой

Марка свай	Размеры, мм		Объем бетона, м ³	1 м свай	Масса, т	Расход стали, кг
	l	b				
C 3-20	3000	300	7000	0,64	1,60	36,7
C 4-20	4000	300	9000	0,82	2,05	45,5
C 5-20	5000	300	11000	1,00	2,50	69,3
C 6-20	6000	300	12000	1,24	3,10	44,4
C 4,5-25	4500	250	9000	0,73	2,50	44,4
C 5,5-25	5500	250	11000	1,24	3,10	54,5
C 6-25	6000	250	12000	1,49	3,73	73,5
C 3-30	3000	300	13000	0,61	1,61	105,6
C 3,5-30	3500	300	14000	0,73	1,83	112,9
C 4-30	4000	300	15000	0,82	2,05	129,9
C 4,5-30	4500	250	16000	0,91	2,28	137,2
C 5-30	5000	250	17000	1,00	2,50	151,3
C 5,5-30	5500	250	18000	1,10	2,73	166,3
C 6-30	6000	250	19000	1,20	2,96	180,6

Образцы оформления листов пояснительной записки

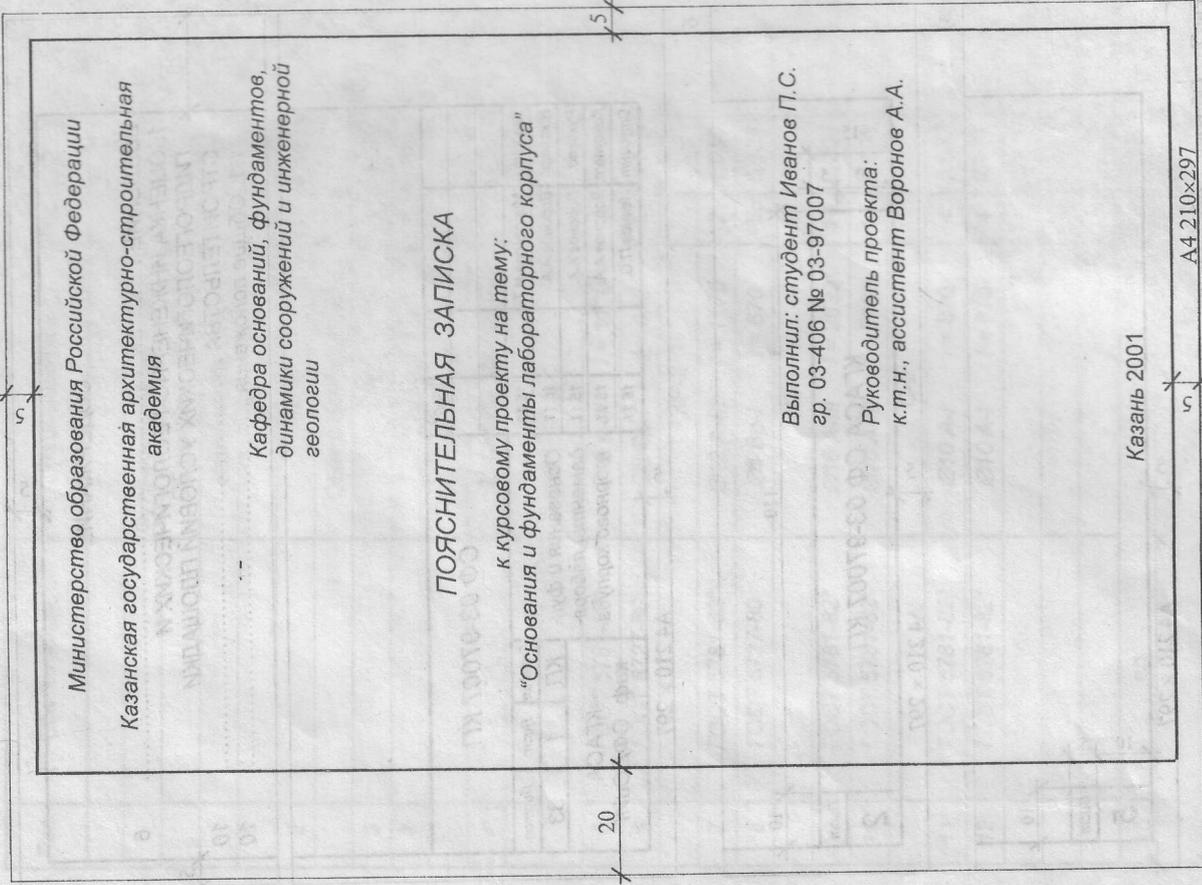


Рис.1. Образец оформления титульного листа пояснительной записки

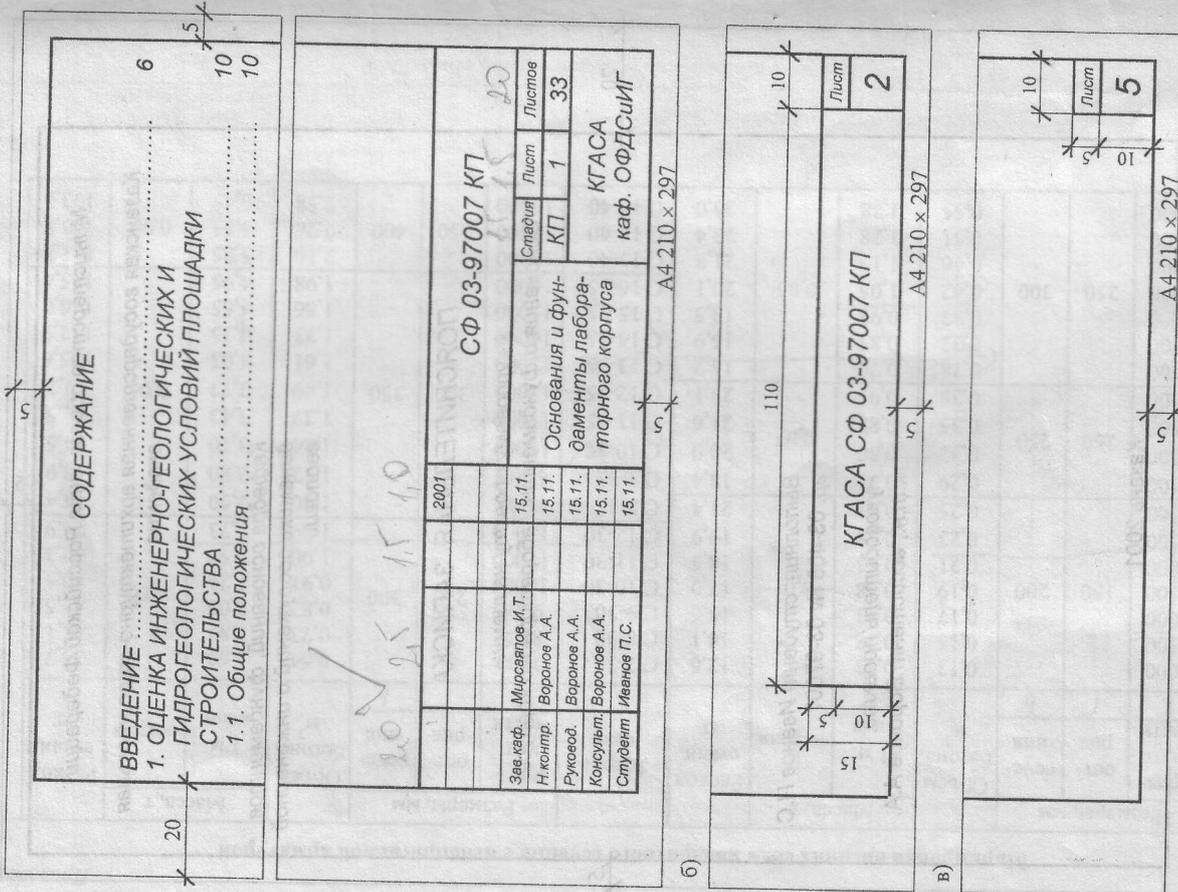


Рис.2 Образец оформления: а) заглавного листа пояснительной записки; б) 2-4 листов пояснительной записки; в) типовых листов пояснительной записки

03009072

СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
		Фундамент ФМЗ-1 (шт.)			
		Сборочные единицы			
		Каркасы плоские			
1		КР-1	2	3,787	
2		КР-2	2	2,748	
		Сетки арматурные			
3		С-1	1	71,962	
4		С-2	5	4,216	
		Материалы			
		Бетон класса В20		3,24	м³
		КР-1			
5	ГОСТ 5781-82*	Ø12 А-III l = 1170	3	1,039	
6	ГОСТ 6727-80	Ø5 Вр-I l = 870	5	0,134	
		КР-2			
7	ГОСТ 5781-82*	Ø12 А-III l = 1170	2	1,039	
8	ГОСТ 6727-80	Ø5 Вр-I l = 870	5	0,134	
		С-1			
9	ГОСТ 5781-82*	Ø16 А-III l = 2030	14	3,203	
10	ГОСТ 5781-82*	Ø10 А-III l = 2930	15	1,808	
		С-2			
11	ГОСТ 5781-82*	Ø10 А-I l = 870	4	0,537	
12	ГОСТ 5781-82*	Ø10 А-I l = 870	4	0,537	
15	60	65	10	15	20
		185			

Рис.1. Форма, размеры и пример заполнения спецификации железобетонных элементов

N=2135 2.4