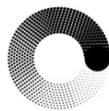


Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Агафонов Александр Викторович
Должность: директор филиала
Дата подписания: 17.06.2026 15:53:34
Уникальный программный ключ:
2539477a8ecf706dc9cff164bc411eb6d3c4ab06

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
"МОСКОВСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ"
Чебоксарский институт (филиал)



**МОСКОВСКИЙ
ПОЛИТЕХ**
Чебоксарский институт

Кафедра строительного производства

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Методические указания для выполнения курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты» для направления подготовки 08.03.01 Строительство и «Основания и фундаменты сооружений» для специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений, студентами очной и заочной форм обучения.

Чебоксары 2025

Проектирование оснований и фундаментов: Методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплине «Геомеханика оснований и фундаментов», «Основания и фундаменты сооружений» /Сост. И.В. Петрова – Чебоксары: ЧИ (Ф) МПУ, 2025. 27 с.

Методические указания соответствуют государственным образовательным стандартам направления 08.03.01 «Строительство» по профилю «Промышленное и гражданское строительство» и специальности 08.05.01. Строительство уникальных зданий и сооружений по специализации «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений»

В методических указаниях отражены требования к курсовому проекту по дисциплине «Геомеханика оснований и фундаментов», даны рекомендации по его оформлению. Приводятся примеры проектирования различных типов оснований и фундаментов. Приведены иллюстрационные, расчетные и справочные материалы, облегчающие студентам принятие грамотных инженерных решений.

Содержание

1. Методические указания к выполнению курсового проекта	4
1.1. Определение нагрузок на фундаменты и оценка конструктивных особенностей здания	4
1.2. Оценка инженерно–геологических условий.	5
1.3. Разработка вариантов фундамента.	5
1.4. Расчет фундаментов	5
1.5. Расчет осадки	6
1.2. Разработка конструкции гидроизоляции.	6
1.2. Рекомендации по производству работ	6
2. Оформление курсового проекта	6
1.2. Пояснительная записка	6
1.3. Чертежи	7
3. Примеры оформления пояснительной записки	7
3.1. Оценка инженерно–геологических условий	7
3.2. Расчет ленточного фундамента на естественном основании	11
3.3. Расчет столбчатого фундамента на естественном основании	14
3.4. Проверка подстилающего слоя	17
3.5. Расчет конечной осадки фундамента	17
3.6. Расчет свайного фундамента	19
3.7. Проектирование фундамента на песчаной подушке	24
Рекомендуемая литература	27

1. МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

1.1. Определение нагрузок на фундаменты и оценка конструктивных особенностей здания

Сбор нагрузок производится до уровня обреза фундаментов. Перед сбором нагрузок необходимо установить, какие элементы конструкции являются несущими и самонесущими, как происходит передача нагрузок от перекрытий. Сбор нагрузок при проектировании оснований и фундаментов по предельным состояниям должен проводиться согласно СП 20.13330.201122 «Нагрузки и воздействия». Основным видом нагрузок от зданий и сооружений является их нормативные значения, установленные по геометрическим размерам и удельному весу материала конструкций.

Расчётные значения нагрузок для расчёта оснований и фундаментов по предельным состояниям определяются умножением их нормативных значений на коэффициент надёжности по нагрузке. Коэффициент надёжности в расчётах оснований по деформациям принимается равным единице, а при расчёте по первой группе предельных состояний – согласно [1].

При определении размеров подошвы фундаментов и расчёте оснований по второй группе предельных состояний необходимо принимать пониженные значения временных нагрузок на перекрытия в соответствии табл. [1], а снеговые нагрузки – с понижающим коэффициентом 0,5.

При расчёте оснований по первой группе предельных состояний принимаются полные значения временных нагрузок на покрытие (снег) и на перекрытия с введением понижающих коэффициентов (Y_{A1} , Y_{A2} , Y_{n1} , Y_{n2}), зависящих от размера грузовой площади и числа перекрытий, передающих нагрузку на рассчитываемый фундамент.

При сборе нагрузок от многоэтажных зданий с включением не менее двух временных нагрузок (снег на покрытие и полезная нагрузка на междуэтажные перекрытия) их расчётные значения умножаются на коэффициент сочетаний, равный для длительных нагрузок $Y_1=0,95$, для кратковременных – $Y_2=0,9$. Для одноэтажных зданий и сооружений с одной временной нагрузкой указанные коэффициенты не применяются.

Значения ветровых нагрузок принимаются согласно [1] в соответствии с расчётной схемой сооружений.

В расчётах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированных материалов и пристраиваемых зданий и сооружений.

Нагрузки от подземных частей здания и бокового давления грунта определяются при расчёте оснований и фундаментов.

Конструктивные особенности здания оцениваются по чувствительности к осадкам. Здесь по табл. 1 прил. 4 [2] устанавливаются величины предельных деформаций s_w , $s_{max.w}$, $(Ds/L)_w$, i_u .

1.2. Оценка инженерно-геологических условий

По заданным характеристикам грунта вычисляются дополнительные: удельный вес сухого грунта g_d , коэффициент пористости e , степень влажности S_r , удельный вес с учётом взвешивающего действия воды g_{sb} , коэффициент относительной сжимаемости m_v , для глинистых грунтов добавляются число пластичности I_p и показатель текучести I_L . По значениям e , S_r , m_v , I_p и I_L производится классификация грунтов и определяется их полное наименование.

При оценке инженерно-геологических условий на основании исходных данных необходимо осветить: географическое положение площадки, расположение и глубину скважин, описание грунтов сверху вниз, толщину отдельных слоёв, особенности залегания, расположение уровня грунтовых вод, оценку грунтов по сжимаемости, изменение расчётного сопротивления с глубиной для каждого слоя грунта при ширине подошвы условного фундамента $b = 1,0$ м, возможность использования грунтов в качестве естественного основания.

Для оценки сжимаемости можно использовать следующую классификацию. Грунт считается слабосжимаемым при $m_v < 0,05$ МПа⁻¹, среднесжимаемым при $m_v = 0,05 \dots 0,5$ МПа⁻¹ и сильносжимаемым при $m_v > 0,5$ МПа⁻¹.

В качестве естественного основания нельзя использовать насыпные грунты, рыхлые пески, водонасыщенные глинистые грунты с $I_L > 1,0$, илы, торф.

Оформление данных по оценке инженерно-геологических условий приведено в разделе 3.1.

1.3. Разработка вариантов фундамента

До разработки вариантов фундамента необходимо разместить сооружение на площадке в наиболее благоприятных геологических условиях. Контур здания не должен выходить за периметр, образованный крайними скважинами.

В курсовом проекте необходимо разработать несколько вариантов наиболее нагруженного фундамента и в качестве обязательных – варианты устройства фундаментов на естественном основании и на забивных железобетонных призматических сваях. При выборе вариантов можно изменять глубину заложения и типы оснований (естественное, искусственное), принимать различные типы фундаментов (отдельные, ленточные, сплошные), разные виды свай и т.п.

Расчёт фундаментов включает в себя определение размеров подошвы, проверку краевых напряжений и определение осадок.

1.4. Расчёт фундаментов

По принятому варианту рассчитываются остальные фундаменты здания. конструкции фундаментов следует принимать с учётом рекомендаций справочника проектировщика «Типовые железобетонные конструкции зданий и

сооружений для промышленного строительства» и книги В.А. Веселова «Проектирование оснований и фундаментов».

Для наиболее нагруженного фундамента необходимо выполнить расчёт основания по первому предельному состоянию в соответствии с указаниями [2].

1.5. Расчёт осадок

До расчёта осадок в некоторых случаях необходимо проверить прочность слабого слоя. Такая проверка требуется только в том случае, если расчётное сопротивление подстилающего слоя меньше расчётного сопротивления несущего слоя. Это устанавливается при оценке инженерно-геологических условий площадки.

Расчёт осадок можно выполнять любым методом, но обязательным является использование методов [2] хотя бы для одного фундамента. Необходимо определить абсолютные и наиболее неблагоприятные относительные осадки, решить вопрос о необходимости устройства осадочных швов.

1.6. Разработка конструкции гидроизоляции

Гидроизоляция разрабатывается при наличии подвалов, приямков и высоком уровне грунтовых вод. Конструкцию гидроизоляции следует принимать по рекомендациям, которые приведены в СН 301-65 (Указания по проектированию гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений) и в справочнике проектировщика «Основания и фундаменты».

Конструкция пола должна быть такой, чтобы выдерживать напор грунтовых вод. Расчёт конструкций на напор воды не требуется. Напор грунтовых вод можно снять устройством кольцевого дренажа. Конструкции гидроизоляции и дренажа показываются в сечениях, приводимых на чертеже.

1.7. Рекомендации по производству работ

В проекте необходимо предусмотреть меры по сохранению свойств грунта в основании при производстве работ. При работе над этим разделом можно воспользоваться «Руководством по производству и приёмке работ при устройстве оснований и фундаментов», справочником проектировщика «Основания и фундаменты» и «Справочником по общестроительным работам. Основания и фундаменты».

2. ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

2.1. Пояснительная записка

В пояснительной записке приводятся все расчёты оснований и фундаментов, обоснование принятых решений со ссылками на литературные источники. В записке необходимо приводить эскизы и расчётные схемы с

необходимыми размерами, привязками и соответствующими исходными данными. Расчёты выполняются с минимальными текстовыми пояснениями или в табличной форме. Записка оформляется на стандартных листах бумаги на обеих её сторонах. Страницы должны быть пронумерованы. В начале записки приводится оглавление, а в конце – список использованной литературы.

2.2. Чертежи

Чертежи выполняются на одном листе формата А1 (841´594 мм).

Состав чертежей:

- 1) план и поперечный разрез сооружения с основанием (масштаб 1:200);
- 2) конструкции рассмотренных вариантов фундаментов, совмещённых с геологическим разрезом (масштаб 1:100);
- 3) план фундаментов с размерами и привязкой к осям (масштаб 1:100);
- 4) сечения фундаментов с размерами, отметками и привязкой к осям (масштаб 1:50);
- 5) детали устройства осадочных швов, гидроизоляции, дренажа, фундаментных балок и др.;
- 6) вариант свайного фундамента (план и сечение в масштабе 1:50);
- 7) примечания о принятых материалах, особенностях производства работ и т.д.

Если в качестве основного варианта принят свайный, то на листе вместо плана фундаментов приводится план ростверков и план свайного поля с нумерацией каждой сваи и привязкой к осям. Масштаб свайного поля 1:200.

За нулевую отметку принимается отметка пола первого этажа. Обязательно соблюдение стандартных обозначений и привязок к разбивочным осям. По возможности следует пользоваться типовыми конструкциями.

3. ПРИМЕРЫ ОФОРМЛЕНИЯ ПОЯСНИТЕЛЬНОЙ ЗАПИСКИ

3.1. Оценка инженерно-геологических условий

Площадка строительства находится в г. Кирове. Рельеф местности ровный. На площадке пробурены 5 скважин глубиной 10...14 м. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов:

1. Насыпной слой – супесь со строительным мусором. Толщина слоя от 0,6 до 1,3 м.
2. Суглинок тёмно-серый, пылеватый. Подошва слоя на глубине 4,2...5,0 м, толщина слоя от 3,4 до 3,7 м.
3. Супесь лёгкая, пылеватая. Подошва слоя на глубине 8,8...11,0 м, толщина слоя от 4,5 до 7,1 м.
4. Песок средней крупности. Толщина этого слоя бурения не установлена. Уровень грунтовых вод находится на глубине 2,0 м от поверхности.

Определение физико-механических свойств грунтов производится по формулам

$$g_d = \frac{g_{II}}{1+w}; \quad e = \frac{g_s - g_d}{g_d}; \quad S_r = \frac{Wg_s}{eg_w}; \quad g_{sb} = \frac{g_s - g_w}{1-n};$$

$$I_P = W_L - W_P; \quad I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}; \quad m_v = \frac{b}{E}.$$

Здесь g_w – удельный вес воды: $g_w=10$ кН/м³; b – коэффициент, принимаемый для глины – $b = 0,43$; суглинка – $b = 0,62$; супеси – $b = 0,7$; песка – $b = 0,8$.

Заданные и вычисленные характеристики приведены в табл. 1.

Определяется ориентировочное значение расчётного сопротивления основания для условного фундамента шириной подошвы $b = 1,0$ м для каждого слоя грунта по формуле (7) [1]

$$R = \frac{g_{C1} \times g_{C2}}{k} \left[M_g k_z b g_{II} + M_q d_1 g_{II} + (M_q - 1) d_b g_{II} + M_c c_{II} \right] \text{Equation.3 .}$$

Здесь подвал можно не учитывать, то есть $d_b = 0$.

Для суглинка $j=24^\circ$, $c=20$ кПа, $g_{II}=21,0$ кН/м³, $I_L = 0,36$.

По табл. 4 [1] имеем $M_g = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$.

По табл. 3 [1] принимаем при $0,25 < I_L \leq 0,5$ и $L/H < 1,5$ $g_{C1} = 1,2$; $g_{C2} = 1,1$.

$k = 1$; $k_z = 1$.

Вычисляем R на поверхности слоя суглинка в точке 1 при $d_1 = 1,0$ м и $g_{II} = 15,0$ кН/м³

$$R = \frac{1,2 \times 1}{1} (0,72 \times 21,0 + 3,87 \times 1,0 + 6,45 \times 20) = 267 \text{ кПа .}$$

Вычисляем g_{II} и R на уровне подошвы слоя суглинка в точке 2 при $d_1 = 4,5$ м

$$g_{II} = \frac{\sum h_i g_{IIi}}{\sum h_i} = \frac{1,0 \times 15,0 + 3,5 \times 21,0}{1,0 + 3,5} = 19,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = \frac{1,2 \times 1}{1} (0,72 \times 21,0 + 3,87 \times 4,5 \times 19,7 + 6,45 \times 20) = 643 \text{ кПа .}$$

Значения R для остальных слоёв грунта приведены в табл. 2.

Заключение. Площадка в целом пригодна для возведения сооружения. Насыпной слой нельзя использовать в качестве естественного основания. В качестве несущего слоя грунта можно использовать суглинок, обладающий значительной величиной расчётного сопротивления. Ниже этого слоя залегает супесь с более низкими прочностными характеристиками и поэтому является слабым слоем по отношению к слою суглинка. При использовании суглинка в качестве несущего слоя требуется проверка расчётного давления на слабый слой грунта (супесь).

Более высоким расчётным сопротивлением обладает песок, который находится на значительной глубине. При опирании подошвы фундамента на песок производство работ будет сложным, а вариант дорогим. Возможно устройство свайного фундамента с погружением нижнего конца свай в песок.







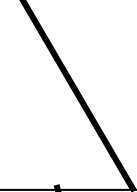

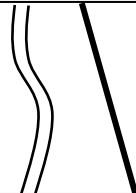
Таблица 1

Характеристики и классификация грунтов

№ сл.	Наименование грунта	Для I п. с.			Для II п. с.			σ_s кН/м ³	E_o МПа	W	W_L	W_P	I_P	I_L	σ_d кН/м ³	e	S_r	m_v МПа ⁻¹	σ_{sb} кН/м ³
		σ_I кН/м ³	ω_I	c_I кПа	σ_{II} кН/м ³	ω_{II} %	c_{II} кПа												
1	Насыпной слой, супесь со строительным мусором	14,0			15,0														
2	Суглинок тёмно-серый пылеватый тугопластичный слабосжимаемый	18,3	20	18	21,0	24	20	26,5	22	0,16	0,25	0,11	0,14	0,36	18,1	0,46	0,91	0,040	11,3
3	Супесь лёгкая пылеватая пластичная среднесжимаемая	15,5	17	4	19,2	20	5	26,4	8	0,29	0,31	0,29	0,06	0,67	14,8	0,77	1,00	0,094	9,3
4	Песок средней крупности плотный водонасыщенный слабосжимаемый	17,8	32	–	20,1	38	1	26,8	35	0,17	–	–	–	–	17,2	0,54	0,84	0,024	10,7

Таблица 2

Ориентировочные значения расчётного давления на основание для условного фундамента шириной подошвы 1м

№ сл.	Наименование грунта	№ точки	 h м	d ₁ м	 кН/м ³	 кН/м ³			 °	M _g	M _q	M _c	c _{II} кПа	R кПа	Эпюра R
1	Насыпной слой		1,0		15,0										
2	Суглинок пылеватый тугопластичный (I _L = 0,36)	1		1,0		15,0								267	
		2		3,5		21,0	1,2	1,1	24	0,72	3,87	6,45	20	643	
3	Супесь легкая пылеватая пластичная (I _L = 0,67)	3		4,5		19,7								340	
		4		4,5		19,2	1,1	1,1	20	0,51	3,06	5,66	5	605	
4	Песок средней крупности плотный, водонасыщенный	5		9,0		18,6								1936	

3.2. Расчёт ленточного фундамента на естественном основании

Требуется рассчитать фундамент под наружную стену жилого дома длиной $L = 32,0$ м. Нагрузка $N_{OH} = 738$ кН/м. Пол подвала на 2,1 м ниже планировочной отметки земли. Геологические условия приняты по примеру раздела 3.1. Место строительства – г. Киров.

Определяем глубину заложения подошвы фундамента. Из геологических условий (прорезка насыпного слоя) минимальная глубина заложения $d = 1,0$ м.

Нормативная глубина промерзания супесей и суглинков вычисляется по формуле (2) [2]

$$d_{fn} = d_o \sqrt{M_t}.$$

Значения температур для вычисления M_t определяем по табл. 1 [3].

$$M_t = 14,2 + 13,1 + 7,1 + 6,0 + 12,0 = 52,4.$$

Для супесей $d_{01} = 0,28$.

$$d_{fn} = 0,28 \sqrt{52,4} = 2,03 \text{ м.}$$

Ниже глубины 1 м залегают суглинки с $d_{02} = 0,23$, поэтому d_{fn} необходимо уточнить по средневзвешенному значению d_o .

$$d_o = \frac{\overset{\circ}{a} d_{oi} h_i}{\overset{\circ}{a} h_i} = \frac{0,28 \times 1,0 + 0,23 \times (2,03 - 1,0)}{2,03} = 0,255;$$

$$d_{fn} = 0,255 \sqrt{52,4} = 1,85 \text{ м.}$$

Расчётная глубина промерзания при $k_h = 0,7$ (табл. 1) [2].

$$d_f = k_h \times d_{fn} = 0,7 \times 1,85 = 1,29 \text{ м.}$$

По табл. 2 [1] для суглинков с $I_L = 0,36$ глубина заложения фундамента не менее d_f , то есть $d = 1,3$ м.

При наличии подвала подошва фундамента должна располагаться ниже пола подвала не менее чем на 0,5 м, то есть $d = 2,1 + 0,5 = 2,6$ м.

Из условия размещения фундаментной подушки высотой 0,5 м, блоков стен подвала высотой 0,6 и 0,3 м и армированного пояса толщиной 0,1 м окончательно принимаем $d = 3 \times 0,6 + 0,3 + 0,5 + 0,1 = 2,7$ м, то есть подошва фундамента находится на отметке $-3,200$ (рис. 1). Принимаем $d_b = 2$ м, так как глубина подвала $2,1 > 2$ м (см. пояснения к формуле (7) [2]).

Для суглинка $j = 24^\circ$, $c = 20$ кПа, $g_{II} = 21,0$ кН/м³, $I_L = 0,36$.

По табл. 4 [2] имеем $M_g = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$.

По табл. 3 [2] принимаем при $0,25 < I_L \leq 0,5$ и $L/H < 1,5$ $g_{c1} = 1,2$; $g_{c2} = 1,1$.

$k = 1$; $k_z = 1$.

$$g_{II} = \frac{\overset{\circ}{a} h_i g_{IIi}}{\overset{\circ}{a} h_i} = \frac{1,0 \times 5,0 + 1,7 \times 21,0}{1,0 + 1,7} = 18,8 \text{ кН/м}^3.$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \times \frac{g_{cf}}{g_H} = 0,4 + 0,2 \times \frac{22,0}{18,8} = 0,64 \text{ м.}$$

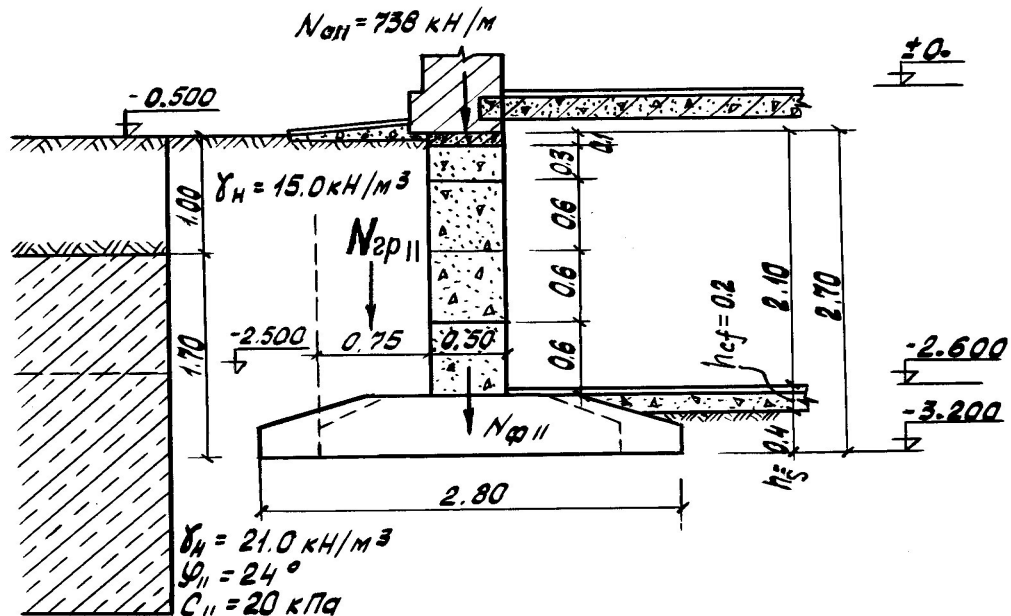


Рис. 1

Определяем расчётное сопротивление грунта при ширине фундамента $b = 1$ м по формуле (7) [2]

$$R = \frac{1,2 \times 1}{1,0} (0,72 \times 1,0 \times 21,0 + 3,87 \times 0,64 \times 8,8 + (3,87 - 1) \times 2,0 \times 8,8 + 6,45 \times 20) = 393 \text{ кПа.}$$

Вычисляем требуемую площадь фундамента при $g_{mt} = 20$ кН/м³

$$A = \frac{N_{OII}}{R - g_{mt}d} = \frac{738}{393 - 20 \times 2,7} = 2,18 \text{ м}^2.$$

Принимаем фундаментные подушки ФЛ 20.12-3 ($b = 2,0$ м) и стеновые блоки ФБС 24.5.6-Т(п).

При $b = 2,0$ м

$$R = \frac{1,2 \times 1}{1,0} (0,72 \times 2,0 \times 21,0 + 3,87 \times 0,64 + (3,87 - 1) \times 2,0 \times 8,8 + 6,45 \times 2,0) = 413 \text{ кПа.}$$

Определяем вес 1 п. м фундамента и грунта на его уступах

$$N_{\phi} = 0,5 \times 2,2 \times 22,0 + 2 \times 0,5 \times 24,0 = 48 \text{ кН/м;}$$

$$N_{cp} = 0,75 \times 1,0 \times 5,0 + 0,75 \times 1,2 \times 21,0 + 0,75 \times 0,1 \times 22 = 32 \text{ кН/м.}$$

Расчётная нагрузка по подошве фундамента

$$N_{II} = N_{OII} + N_{\phi} + N_{cp} = 738 + 48 + 32 = 818 \text{ кН/м.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{b} = \frac{818}{2,0} = 409 \text{ кПа} < R = 413 \text{ кПа.}$$

Пункт (п. 2.45) [2] рекомендует применять прерывистые фундаменты. При этом R определяется как для непрерывного фундамента с повышением его значения на коэффициент k_d .

По табл. 5 [1] для суглинка с $I_L = 0,36$ принимаем $k_d = 1,1$. Площадь подошвы ленточного фундамента длиной $L = 32$ м, подлежащего замене на прерывистый фундамент, $A = L \times b = 32 \times 2 = 64 \text{ м}^2$.

$$\text{Площадь всех блоков } A_{np} = \frac{A}{k_d} = \frac{64}{1,1} = 58,2 \text{ м}^2.$$

Выбираем по каталогу размер подушки (как правило, $b_{np} > b$). Проверим три варианта: а) $b_{np} = 2,0$ м; б) $b_{np} = 2,4$ м; в) $b_{np} = 2,8$ м. Длина блоков $l = 1,18$ м.

Площади подошвы одного блока соответственно:

$$\text{а) } A_{\phi np} = 2,36 \text{ м}^2; \text{ б) } A_{\phi np} = 2,83 \text{ м}^2; \text{ в) } A_{\phi np} = 2,83,33 \text{ м}^2.$$

$$\text{Определяем число необходимых блоков } n = \frac{A_{np}}{A_{\phi np}} + Dn:$$

$$\text{а) } n = \frac{58,2}{2,36} + 0,3 = 25; \text{ б) } n = \frac{58,2}{2,83} + 0,4 = 21; \text{ в) } n = \frac{58,2}{3,33} + 0,5 = 18,$$

где Dn – поправка для округления отношения $A_{np} / A_{\phi np}$ до большего целого числа.

$$\text{Фактическая величина } k_d = \frac{A}{n A_{\phi np}}:$$

$$\text{а) } k_d = \frac{64}{25 \times 2,36} = 1,08 < 1,1 \text{ Equation.3} \quad ; \quad \text{б) } k_d = \frac{64}{21 \times 2,83} = 1,08 < 1,1$$

Equation.3 ;

$$\text{в) } k_d = \frac{64}{18 \times 3,33} = 1,08 < 1,1 \text{ Equation.3} .$$

$$\text{Находим величину просвета между блоками } c = \frac{L - nl}{n - 1}:$$

$$\text{а) } c = \frac{32 - 25 \times 1,18}{25 - 1} = 0,1 \text{ м}; \text{ б) } c = \frac{32 - 21 \times 1,18}{21 - 1} = 0,36 \text{ м};$$

$$\text{в) } c = \frac{32 - 18 \times 1,18}{18 - 1} = 0,63 \text{ м}.$$

Наиболее экономичное решение при использовании блоков ФЛ 28.12-3 в количестве 18 штук, которые устанавливаются с зазором 63 см.

Требуется проверка прочности подстилающего слоя основания, так как ниже залегает слой супеси с меньшим R . Пример расчёта приводится в разделе 3.4.

3.3. Расчёт столбчатого фундамента на естественном основании

Расчётные нагрузки от колонны по верхнему обрезу фундамента (рис. 2) приведены в табл. 4.

Таблица 4

Расчётные нагрузки по верхнему обрезу фундамента

Комбинация	N_{OII}	M_{OII}	T_{OII}	N_{OI}	M_{OI}	T_{OI}
1	2255	-176	10	2593	-202	12
2	1582	-354	10	1819	-407	12

Определяем ширину подошвы фундамента.

Принимаем $d_b = 2$ м, так как глубина подвала $2,2$ м > 2 м.

Для суглинка $j = 24^\circ$, $c = 20$ кПа, $g_{II} = 21,0$ кН/м³, $I_L = 0,36$.

По табл. 4 [1] имеем $M_g = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$.

По табл. 3 [1] принимаем при $0,25 < I_L \leq 0,5$ и $L/H < 1,5$ $g_{c1} = 1,2$;
 $g_{c2} = 1,1$.

$k = 1$; $k_z = 1$.

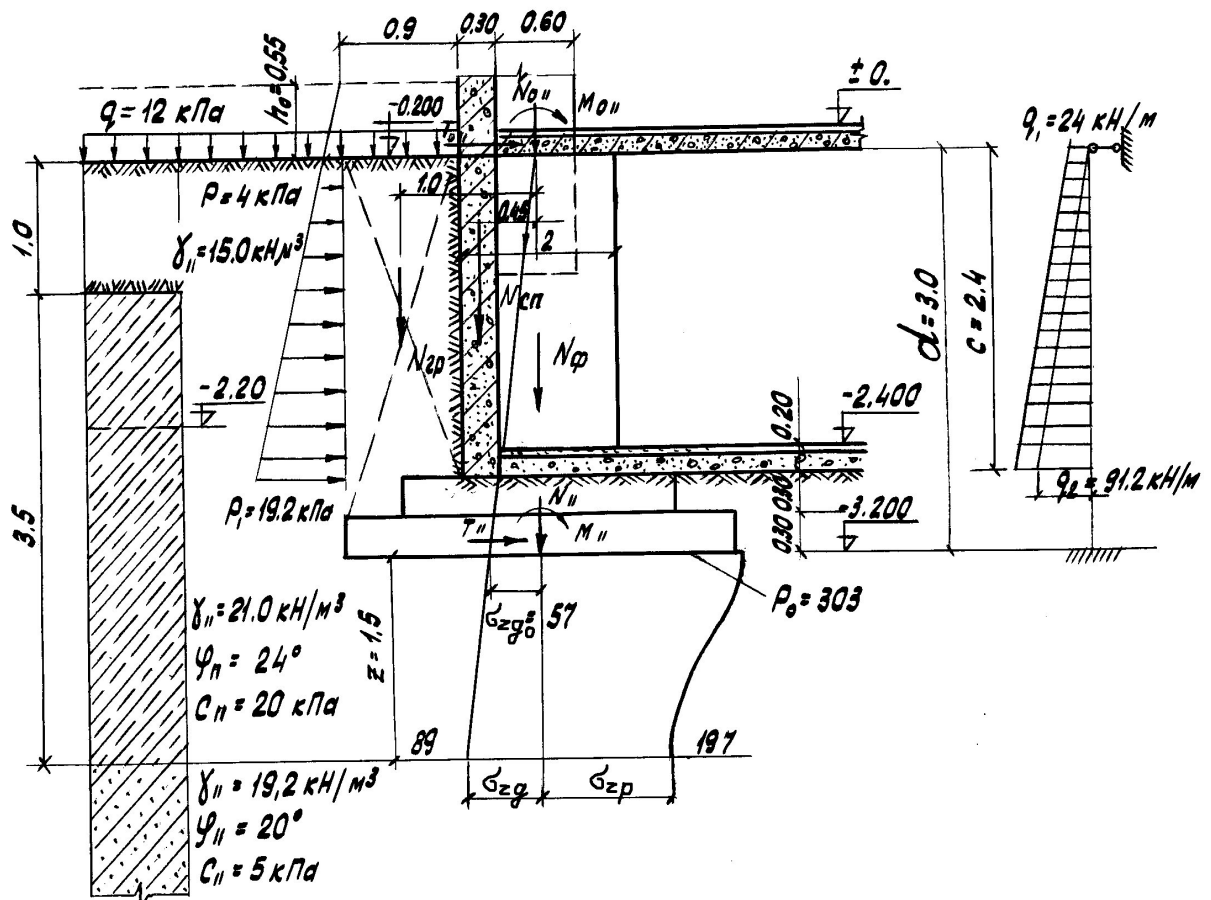


Рис. 2

При глубине заложения подошвы фундамента 3 м получаем

$$g_{II} = \frac{\sum h_i g_{IIi}}{\sum h_i} = \frac{1,0 \times 5,0 + 2,0 \times 19,0}{1,0 + 2,0} = 19,0 \text{ кН/м}^3.$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \times \frac{g_{cf}}{g_{II}} = 0,6 + 0,2 \times \frac{22,0}{19,0} = 0,83 \text{ м.}$$

Определяем расчётное сопротивление грунта при ширине фундамента $b = 1$ м по формуле (7) [1]

$$R = \frac{1,2 \times 1}{1,0} (0,72 \times 1,0 \times 19,0 + 3,87 \times 0,83 \times 19,0 + (3,87 - 1) \times 2,0 \times 19,0 + 6,45 \times 20) = 354$$

кПа.

Вычисляем требуемую площадь фундамента при $g_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$

$$A = \frac{N_{OII}}{R - g_{mt} d} = \frac{2255}{354 - 20 \times 0,83} = 7,67 \text{ м}^2.$$

По справочнику [10] принимаем сборный фундамент Ф 9-4: $l = 3,0$ м; $b = 2,4$ м; $A = 7,2 \text{ м}^2$; $V = 5 \text{ м}^3$.

Уточняем

$$R = \frac{1,2 \times 1}{1,0} (0,72 \times 2,4 \times 19,0 + 3,87 \times 0,83 \times 19,0 + (3,87 - 1) \times 2,0 \times 19,0 + 6,45 \times 20) = 379$$

кПа.

Уточняем нагрузки на основание:

вес фундамента $N_{\phi} = 5 \times 24 = 120 \text{ кН}$;

вес стены подвала $N_{cn} = 0,3 \times 6 \times 2,4 \times 24 = 104 \text{ кН}$;

вес грунта на уступах фундамента $N_{cp} = 0,9 \times 2,4 \times 2,7 \times 19 = 111 \text{ кН}$.

Определяем нагрузки от горизонтального давления грунта на стену подвала. Грунт обратной засыпки – песок с $j = 30^\circ$ и $g_{II} = 19,0 \text{ кН/м}^3$. По поверхности земли приложена нагрузка $q = 12,0 \text{ кПа}$. Расчётная схема показана на рис. 2.

$$\text{Приведённая высота грунта } h_o = \frac{q}{g_{II}} = \frac{12,0}{19,0} = 0,63 \text{ м.}$$

Из теории давления грунтов на подпорные стенки:

$$p_1 = g_{II} h \text{tg}^2 \left(45 - \frac{j}{2} \right) = 19,0 \times 0,63 \times 0,577^2 = 4,0 \text{ кПа};$$

$$p_2 = 19,0 (0,63 + 2,4) 0,577^2 = 19,2 \text{ кПа.}$$

Нагрузку на стену раскладываем на равномерную и треугольную. При шаге колонн 6 м

$$q_1 = p_1 L = 4,0 \times 6,0 = 24,0 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = (p_2 - p_1) L = (19,2 - 4,0) 6 = 91,2 \text{ кН/м.}$$

Фундамент считаем защемлённым в грунте на уровне подошвы. Определяем момент и горизонтальное усилие в заделке как для статически

неопределимой балки по табл. 8.1.3. [11] при $\chi = \frac{c}{d} = \frac{2,4}{3,0} = 0,8$.

$$M = M_1 + M_2 = \frac{q_1 c^2}{8} (2 - x) + \frac{q_2 c^2}{30} (5 - 3x) =$$

$$= \frac{24,4 \times 2,4^2}{8} (2 - 0,8^2) + \frac{91,2 \times 2,4^2}{30} (5 - 3 \times 0,8^2) = 77,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$T = \frac{q_1 c}{2} x + \frac{q_1 c}{8} x (2 - x^2) + \frac{q_2 c}{10} x (5 - x^2) =$$

$$= \frac{24,0 \times 2,4}{2} 0,8 + \frac{24,0 \times 2,4}{8} 0,8 (2 - 0,8^2) + \frac{91,2 \times 2,4}{10} 0,8 (5 - 0,8^2) = 1070 \text{ кН}.$$

Таблица 5

Усилия на уровне подошвы фундамента

Нагрузки	Комбинация 1			Комбинация 2		
	N_{II} , кН	M_{II} , кН×м	T_{II} , кН	N_{II} , кН	M_{II} , кН×м	T_{II} , кН
По обрезу	2255	-176	10	1582	-354	10
Момент $M = T_{OII} h$	–	30	–	–	30	–
Вес фундамента	120	–	–	120	–	–
Вес стены	104	-47	–	104	-47	–
Вес грунта	111	-117	–	111	-117	–
Гориз. давление грунта	–	77	107	–	77	107
Суммарная нагрузка на основание	2590	-233	117	1917	-411	117

Выполняем проверки давлений на грунт.

Среднее давление на грунт

$$p_{II} = \frac{N_{II}}{A} = \frac{2590}{7,2} = 360 \text{ кПа} < R = 379 \text{ кПа}.$$

Краевые давления:

$$\text{– комбинация 1 } e = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{233}{2590} = 0,09 \text{ м};$$

$$p_{\max, \min} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) = \frac{2590}{7,2} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,09}{3,0} \right) = 360 (1 \pm 0,18);$$

$$p_{\max} = 425 \text{ кПа} < R = 455 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 295 \text{ кПа} > 0.$$

$$\text{– комбинация 2 } e = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{411}{1917} = 0,21 \text{ м};$$

$$p_{\max, \min} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) = \frac{1917}{7,2} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,21}{3,0} \right) = 266 (1 \pm 0,43);$$

$$p_{\max} = 380 \text{ кПа} < R = 455 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 152 \text{ кПа} > 0.$$

3.4. Проверка слабого подстилающего слоя

Ниже несущего слоя суглинка залегает супесь с меньшими прочностными характеристиками. Требуется проверка прочности супеси. Исходные данные приведены в разделе 3.3. Расчётная схема показана на рис. 2.

Проверка производится по формуле (9) [1]. Должно удовлетворяться условие $s_{zp} + s_{zg} \leq R_z$.

$$s_{go} = 15,0 \times 1,0 + 21,0 \times 2,0 = 57 \text{ кПа}; \quad p_{II} = 360 \text{ кПа};$$

$$p_o = p_{II} - s_{go} = 360 - 57 = 303 \text{ кПа}.$$

Расстояние от подошвы до подстилающего слоя $z = 1,5 \text{ м}$.

$$h = \frac{l}{b} = \frac{3,0}{2,4} = 1,25; \quad x = \frac{2z}{b} = \frac{2 \times 1,5}{2,4} = 1,25; \quad a = 0,650;$$

$$s_{zp} = a p_o = 0,650 \times 303 = 197 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zg} = s_{go} + g_{II} z = 57 + 21,0 \times 1,5 = 89 \text{ кПа};$$

$$s_{zp} + s_{zg} = 197 + 89 = 286 \text{ кПа}.$$

$$\text{Площадь условного фундамента } A_z = \frac{N_{II}}{s_{zp}} = \frac{2590}{197} = 13,1 \text{ м}^2.$$

$$a = 0,5(l - b) = 0,5(3,0 - 2,4) = 0,3 \text{ м}.$$

$$\text{Ширина условного фундамента } b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{13,1 + 0,09} - 0,3 = 3,63 \text{ м}.$$

Определяем расчётное сопротивление супеси для условного фундамента шириной $b_z = 3,63 \text{ м}$ и глубиной заложения $d = 4,5 \text{ м}$.

$$h_s = 0,6 + 1,5 = 2,1 \text{ м}; \quad d_1 = h_s + h_{cf} \times \frac{g_{cf}}{g_{II}} = 2,1 + 0,2 \times \frac{22,0}{19,7} = 2,32 \text{ м};$$

$$d_b = 2,0 \text{ м}.$$

$$R_z = \frac{1,1 \times 1}{1,0} (0,51 \times 3,63 \times 9,2 + 3,06 \times 2,32 \times 9,7 + (3,06 - 1) \times 2,0 \times 9,7 + 5,66 \times 8) =$$

$$= 312 \text{ кПа} < 286 \text{ кПа}.$$

Супесь выдержит передаваемое на неё давление.

3.5. Расчёт конечной осадки фундамента

Осадку фундамента определяем методом послойного суммирования. Исходные данные приведены в разделе 3.3. Расчётная схема приведена на рис. 3.

Среднее давление под подошвой фундамента $p_{II} = 360 \text{ кПа}$.

Природное давление в грунте на глубине заложения фундамента (в точке 1) $s_{go} = 15,0 \times 1,0 + 21,0 \times 2,0 = 57 \text{ кПа}$.

Дополнительное давление под подошвой фундамента $p_o = p_{II} - s_{go} = 360 - 57 = 303 \text{ кПа}$.

Разбиваем толщу грунта ниже подошвы фундамента на элементарные слои высотой $h = 0,4b = 0,4 \times 2,4 = 0,96 \text{ м}$.

Для вертикали, проходящей через середину подошвы фундамента, находим напряжения от собственного веса грунта s_{zg} и дополнительные давления s_{zp} по формулам $s_{zp} = a p_0$; $s_{zg} = s_{go} + \dot{a} g_{II} h_i$.

Для точки 2: $z = 0,96$ м;

$$h = \frac{l}{b} = \frac{3,0}{2,4} = 1,25; \quad x = \frac{2z}{b} = \frac{2 \times 0,96}{2,4} = 0,8; \quad a = 0,838;$$

$$s_{zp} = 0,838 \times 303 = 254 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zg} = 57 + 21,0 \times 0,96 = 77 \text{ кПа}.$$

Для точки 3: $z = 1,5$ м;

$$x = \frac{2z}{b} = \frac{2 \times 1,5}{2,4} = 1,25; \quad a = 0,650;$$

$$s_{zp} = 0,650 \times 303 = 197 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zg} = 57 + 21,0 \times 1,5 = 89 \text{ кПа}.$$

Для точки 4: $z = 1,92$ м;

$$x = \frac{2z}{b} = \frac{2 \times 1,92}{2,4} = 1,6; \quad a = 0,501;$$

$$s_{zp} = 0,501 \times 303 = 152 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zg} = 57 + 21,0 \times 1,5 + 19,2 \times 0,42 = 97 \text{ кПа}.$$

Для остальных точек значения s_{zg} и s_{zp} приведены в табл. 6.

Таблица 6

Значения s_{zg} и s_{zp}

Грунт	№ точки	h_i , м	z , м	s_{zg} , кПа	x	a	s_{zp} , кПа	$s_{zg, cp}$, кПа	E_0 , кПа
Суглино к $g_{II} = 21,0$ кН/м ³	1		0	57	0	1,000	303		22000
		0,96						279	
	2	0,54	0,96	77	0,80	0,838	254	226	
Супесь $g_{II} = 19,2$ кН/м ³	3	0,42	1,50	89	1,25	0,650	197	175	8000
	4	0,96	1,92	115	1,60	0,501	152	122	
	5	0,96	2,88	133	2,40	0,299	91	75	
	6	0,96	3,84	152	3,20	0,191	58	49	
	7	0,96	4,80	170	4,00	0,131	40	35	
	8	0,96	5,76	189	4,80	0,095	29		

$$s = b \cdot a \cdot \frac{s_{zp, cp} h_i}{E_{oi}} = 0,8 \cdot \frac{279 \cdot 0,96 + 226 \cdot 0,54}{22000} + \frac{175 \cdot 0,42 + 122 \cdot 0,96 + 75 \cdot 0,96 + 49 \cdot 0,96 + 35 \cdot 0,96}{8000} = 0,048 \text{ м} = 4,8 \text{ см.}$$

По табл. 1 приложения 4 [1] $s_u = 8 \text{ см} > 4,8 \text{ см}$.

3.6. Расчет свайного фундамента

Исходя из 3-ех условий, принимаем наибольшую глубину заложения фундамента $d = 2,2 \text{ м}$, учитывая высоту ростверка. В качестве несущего слоя выбираем слой – суглинок полутвердый. Принимаем сваи марки С7-30 длиной 7,0 метров и размером сечения 300 x 300 мм. Глубину заделки свай в ростверке принимаем 0,4 м (шарнирное сопряжение свай с ростверком).

Определение несущей способности свай

Несущая способность свай трения зависит от двух слагаемых, представляющих собой сопротивление грунта под нижним концом и боковой поверхности свай, и определяется из выражения:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i), \text{ где}$$

n – количество слоёв с одинаковыми силами трения по длине свай;

γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1$;

γ_{cr} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы под подошвой свай и по боковой поверхности, зависят от условий изготовления или погружения свай; при погружении свай в грунт дизельными молотами $\gamma_{cr} = 1$ и $\gamma_{cf} = 1$;

A – площадь сечения свай;

R – расчётное сопротивление под подошвой свай, зависит от длины свай и грунта. Под острием свай находится песок, глубина погружения низа свай $H = 9,4 \text{ м} \Rightarrow R = 3700 \text{ кПа}$.

U – периметр сечения свай; f_i – расчётное сопротивление по боковой поверхности свай.

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i) = 1 \cdot (1 \cdot 3700 \cdot 0,09 +$$

$$1,2 \cdot (50 \cdot 0,5 + 55 \cdot 0,55 + 43 \cdot 0,2 + 44 \cdot 0,3 + 63 \cdot 0,5)) = 716,0 \text{ кН}$$

Расчетную нагрузку на сваю определяем по формуле:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{716,0}{1,4} = 511 \text{ кН}, \text{ где}$$

γ_k – коэффициент запаса; для расчёта принимается равным 1,4.

Далее определяем требуемое число свай:

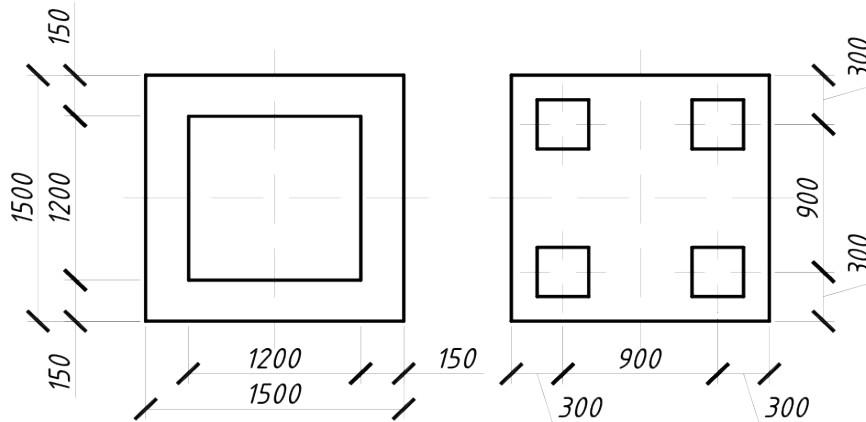
$$n = \frac{\gamma_k \cdot N_{OI}}{F_d - \gamma_f \cdot a^2 \cdot d \cdot \gamma_m} = \frac{1699}{511 - 1,2 \cdot 0,2 \cdot 2,4 \cdot (3 \cdot 0,3)^2} = 3,76 \approx 4, \text{ где}$$

N_{OI} – расчетная нагрузка на фундамент;

a – шаг свай; $a = 3 \cdot 0,3 = 1,2$ м;

d – глубина заложения подошвы ростверка;

γ_m – расчетное значение осредненного удельного веса материала ростверка и грунта.



Уточняем нагрузки на основание:

Вес ростверка $N_{pl} = 2,25 \times 25 \times 1 = 62$ Equation.3 кН;

Проверяем условия:

$$N = \frac{N_I}{n} = \frac{1781}{4} = 445,25 \text{ кН} \leq P = 511 \text{ кН}, \text{ где}$$

$$N_I = N_{OI} + N_{pl} + N_{гpl} = 1887 + 62 = 1781 \text{ кН}$$

Определим осредненный угол внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай:

$$a_{cp} = \frac{j_{cp}}{4} = \frac{1,24 \times 3,7 + 28 \times 3 + 25 \times 0,5}{3,7 + 3,0 + 0,5} = 4,51^\circ$$

Ширина условного фундамента:

$$b_y = 3d + d + 2h_{cv} \times g a_{cp} = 2,4 \text{ м};$$

Длина подошвы условного фундамента:

$$l_y = 3d + d + 2h_{cv} \times g a_{cp} = 2,4 \text{ м};$$

$$h = 7,0 + 0,5 + 0,4 = 7,9 \text{ м}$$

Определяем собственный вес свай:

$$N_{cvII} = V_{cv} \times g_{cv} = (0,09 \times 7 \times 4) \times 25 = 63 \text{ кН};$$

Определяем собственный вес ростверка:

$$N_{plII} = V_p \times g_p = 2,25 \times 25 \times 1 = 62 \text{ кН};$$

Определяем собственный вес грунта:

$$N_{гplII} = (V_y - V_{cv}) \times g'_{II} = (40,32 - 2,52) \times 8,1 = 648,18 \text{ кН}, \text{ где}$$

V_y – объём грунта, приходящегося на условный фундамент (прямоугольник ABCD), определяется по формуле:

$$V_y = b_y \times l_y \times d_y = 2,4 \times 2,4 \times 7 = 40,32 \text{ м}^3.$$

γ'_{II} – усредненное значение удельного веса грунта, располагающегося выше подошвы условного фундамента;

$$g'_{II} = \frac{15 \times 0,6 + 16,6 \times 1,5 + 18,2 \times 3,8 + 19,0 \times 3,0 + 20,6 \times 0,5}{9,4} = 18,1 \text{ кН / м}^3.$$

Давление под подошвой условного фундамента:

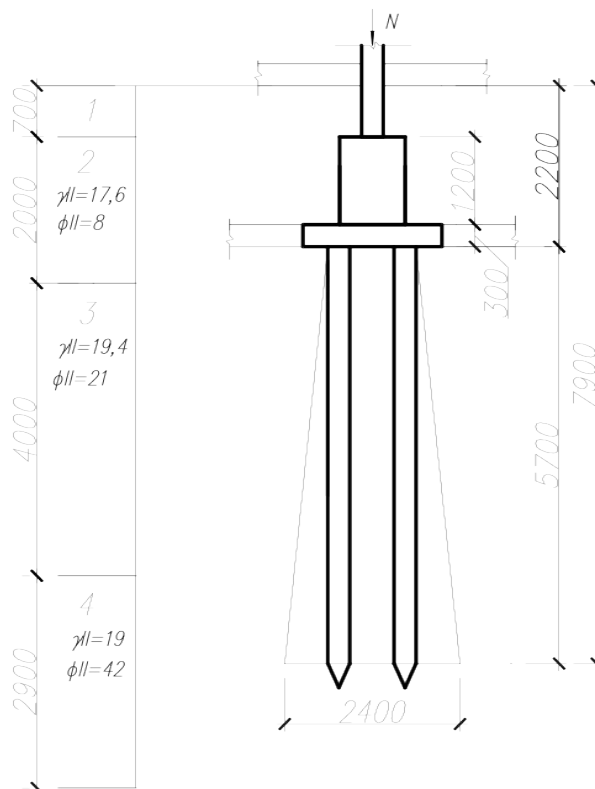
$$p = \frac{N_{II}}{b_y \times l_y} = \frac{1802,68}{2,4 \times 2,4} = 320,96 \text{ кПа, где}$$

$$N_{II} = N_{OII} + N_{свII} + N_{PII} + N_{ГPII} = 1029,5 + 62 + 63 + 648,18 = 1802,68 \text{ кН.}$$

Определяем расчётное сопротивление грунта по формуле:

$$R = \frac{1,4 \times 1,0}{1,0} (1,55 \times 2,6 \times 20,6 + 9,4 \times 1,22 \times 8,1 + 9,22 \times 3) = 1874,7 \text{ кПа.}$$

$p = 320,96 \text{ кПа} < R = 1874,7 \text{ кПа}$. Условие выполняется.



Определение осадки свайного фундамента

Осадку рассчитываем на действие условного фундамента на глубине, соответствующей низу свай. Осадку фундамента определяем методом послойного суммирования.

Среднее давление под подошвой фундамента $p = 320,96 \text{ кПа}$.

Природное давление в грунте на глубине заложения фундамента

$$s_{zg0} = 176,1 \text{ кПа}.$$

Дополнительное давление под подошвой фундамента:

$$p_0 = p - s_{z_{g0}} = 320,96 - 176,1 = 144,86 \text{ кПа} .$$

Разбиваем толщину грунта ниже подошвы условного фундамента на элементарные слои высотой $h = 0,2b = 0,2 \times 2,6 = 0,52$ м.

Таблица 0.1 Определение осадки свайного фундамента

Наименование грунта	№ точки	h_i , м	z , м	S_{zp} , кПа	x	a	S_{zg} , кПа	$S_{zp, ср}$, кПа	E_0 , кПа
Песок средней крупности	0		0	176	0	1,000	144,86		40000
		0,52						141,98	
	1		0,52	186	0,4	0,960	139,1		
		0,52						127,5	
	2		1,04	196	0,8	0,800	115,9		
		0,52						101,84	
	3		1,56	206	1,2	0,606	87,78		
		0,52						76,41	
	4		2,08	216	1,6	0,449	65,04		
		0,52						56,87	
	5		2,6	226	2,0	0,336	48,7		
	0,52						42,96		
6		3,12	236	2,4	0,257	37,23			

$$s_{max u} = 4 \text{ см} > s = 2,2 \text{ см}.$$

3.7. Проектирование фундамента на песчаной подушке

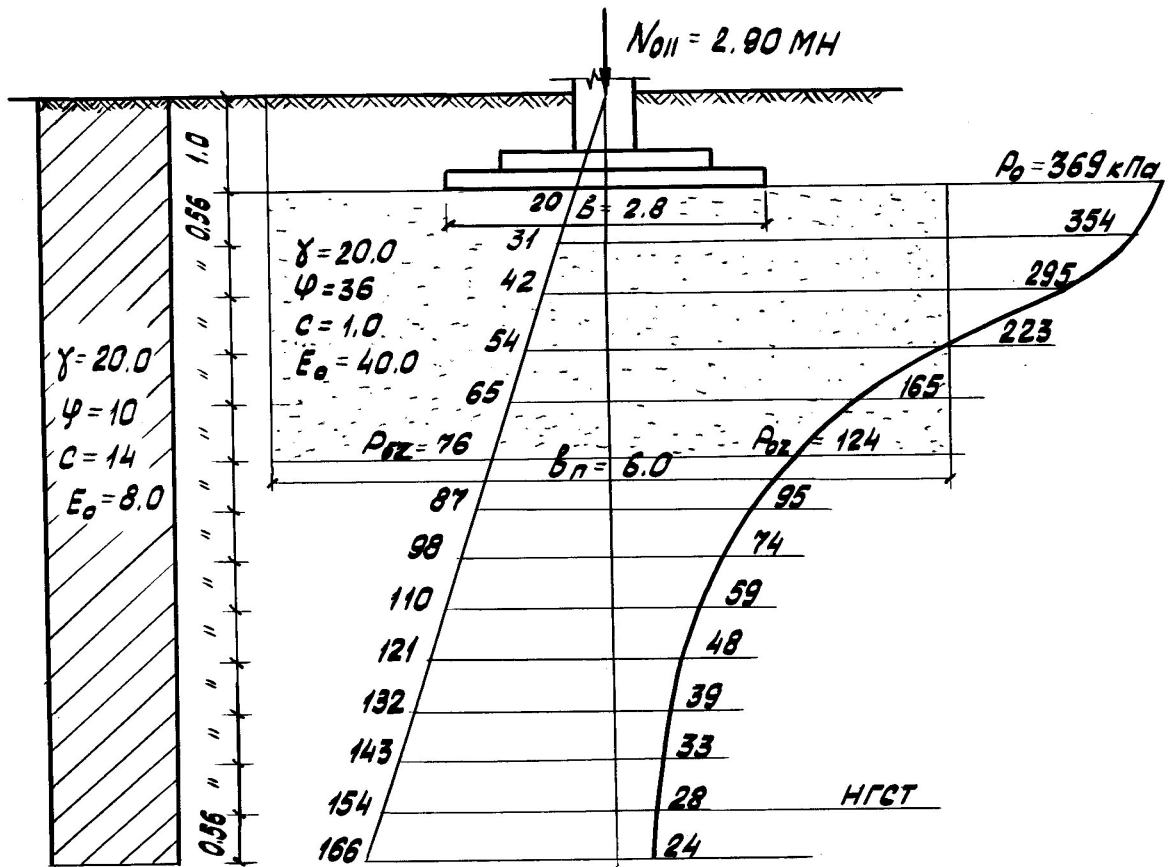


Рис. 5

Требуется определить размеры песчаной подушки под фундамент колонны гибкого сооружения, по верхнему обрезу которого действует расчётная нагрузка $N_{OII} = 2900$ кН. Грунтовые условия: с поверхности до глубины 10 м залегает глина мягкопластичная $\gamma_{II} = 20,0$ кН/м³; $j_{II} = 10^\circ$; $c_{II} = 15$ кПа; $E_o = 8$ МПа. Материал песчаной подушки – крупнозернистый песок $\gamma_{II} = 20,0$ кН/м³; $j_{II} = 36^\circ$; $c_{II} = 1,0$ кПа; $E_o = 40$ МПа. Расчётная схема приведена на рис. 5.

Определим необходимые размеры подошвы фундамента для случая, когда основанием служит мягкопластичная глина. При принятой глубине заложения подошвы фундамента 2 м и размерах в плане 5,2'5,2 м необходимое условие $p_{II} \leq R$ соблюдается.

$$R = \frac{1,1 \times 0}{1,0} (0,18 \times 5,2 \times 20,0 + 1,73 \times 2,0 \times 20,0 + 4,17 \times 5) = 169 \text{ кПа.}$$

$$p_{II} = \frac{N_{OII}}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{2900}{5,2 \times 5,2} + 20 \times 2 = 147 \text{ кПа} < R = 169 \text{ кПа.}$$

Принятые размеры фундамента 5,2'5,2 м достаточно велики, их можно уменьшить путём использования песчаной подушки (замена слабого грунта крупнозернистым песком).

Так как крупнозернистый песок – грунт не пучинистый, целесообразно глубину заложения фундамента принять равной 1 м.

Для крупнозернистого песка $k = 1,1$; $g_{CI} = 1,4$; $g_{CII} = 1,1$; при $j_{II} = 36^\circ$ $M_g = 1,81$; $M_q = 8,25$; $M_c = 9,38$.

Принимаем размеры подошвы фундамента $2,8 \times 2,8$ м.

$$R = \frac{1,4 \times 1}{1,1} (1,81 \times 2,8 \times 20,0 + 8,25 \times 1,0 \times 20,0 + 9,38 \times 1,0) = 396 \text{ кПа.}$$

$$p_{II} = \frac{N_{OII}}{A} + g_{mt}d = \frac{2900}{2,8 \times 2,8} + 20 \times 1 = 389 \text{ кПа} < R = 396 \text{ кПа.}$$

$$s_{go} = g_{II}h = 20 \times 1 = 20 \text{ кПа}; \quad p_o = p_{II} - s_{go} = 389 - 20 = 369 \text{ кПа.}$$

Высота песчаной подушки определяется из условия, чтобы полное давление у основания песчаной подушки $s_{zp} + s_{zg}$ не превышало расчётного сопротивления слабого слоя грунта R_z . Подсчёт напряжений приведён в табл. 9.

Высота песчаной подушки определяется последовательным приближением с проверкой условия $s_{zp} + s_{zg} \leq R_z$.

Принимаем $h_n = 1,68$ м, тогда $s_{zp} + s_{zg} = 223 + 53,6 = 276,6$ кПа.

$$A_z = \frac{N_{OII}}{s_{zp}} = \frac{2900}{223} = 13 \text{ м}^2; \quad b_z = \sqrt{A_z} = \sqrt{13} = 3,6 \text{ м.}$$

$R = \frac{1,1 \times 0}{1,0} (0,18 \times 3,6 \times 20,0 + 1,73 \times (1,68 + 1) \times 20,0 + 4,17 \times 1) = 181$ кПа, то есть условие не выполняется. Необходимо увеличить высоту подушки.

Таблица 9

Подсчёт напряжений

x	z, м	a	s_{zp} , кПа	s_{zg} , кПа
0,0	0,00	1,000	369	20,0
0,4	0,56	0,96	354	31,2
0,8	1,12	0,80	295	42,4
1,2	1,68	0,606	223	53,6
1,6	2,24	0,449	165	64,8
2,0	2,80	0,336	124	76,0
2,4	3,36	0,257	95	87,2
2,8	3,92	0,201	74	98,4
3,2	4,48	0,160	59	109,6
3,6	5,04	0,130	48	120,8
4,0	5,60	0,108	39	132,0
4,4	6,16	0,091	33	143,2
4,8	6,72	0,077	28	154,4
5,2	7,28	0,066	24	165,6

Принимаем $h_n = 2,8$ м, тогда $s_{zp} + s_{zg} = 124 + 76 = 200$ кПа.

$$A_z = \frac{N_{OII}}{s_{zp}} = \frac{2900}{124} = 23,4 \text{ м}^2; \quad b_z = \sqrt{A_z} = \sqrt{23,4} = 4,83 \text{ м.}$$

$R = \frac{1,1 \times 0}{1,0} (0,18 \times 4,83 \times 20,0 + 1,73 \times (2,8 + 1) \times 20,0 + 4,17 \times 5) = 227$ кПа, то есть условие соблюдается.

Осадка фундамента на песчаной подушке может быть подсчитана методом суммирования.

$$s = b \cdot a \cdot \frac{\sum z p_i h_i}{E_{oi}} = 0,8 \frac{0,56 \cdot 369}{40000} + 354 + 295 + 223 + 165 + \frac{124}{2} +$$

$$+ \frac{0,56 \cdot 124}{8000} + 95 + 74 + 59 + 48 + 39 + 33 + \frac{28}{2} = 0,038 \text{ м} = 3,8 \text{ см.}$$

Определяем ширину песчаной подушки. Принимаем угол $\alpha = 30^\circ$
 $b_n = b + 2h_n \times \text{tg} \alpha = 2,8 + 2 \times 2,8 \times \text{tg} 30^\circ = 6,0 \text{ м.}$

Литература

1. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*/Министерство регионального развития России. - М.:, 2016.
2. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*/. Министерство регионального развития России. - М.:, 2016.
3. СП 24.13330.2022 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Изменением N 1). Министерство регионального развития России. - М.:, 2022.
4. СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*/Министерство регионального развития России. - М.:, 2020.
5. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. - М.:, 2004.