

**ГАОУ ВО «ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ НАРОДНОГО ХОЗЯЙСТВА»**

*Утверждена решением
Ученого совета ДГУНХ,
протокол №9
от 21 марта 2025 г.*

Факультет информационных технологий и инженерии

Кафедра инженерных дисциплин

**Методические указания к выполнению курсового про-
екта по дисциплине «Основания и фундаменты зданий, со-
оружений»**

**по теме «Расчет и проектирование основания и фун-
даментов здания»**

**для студентов направления подготовки 08.03.01 Строи-
тельство, профиль «Промышленное и гражданское строи-
тельство» всех форм обучения**

УДК 624.15

Составители – Агаханов Элифхан Керемханович, доктор технических наук, профессор кафедры инженерных дисциплин, ДГУНХ;

Айламматова Дагмара Айламматовна, старший преподаватель кафедры инженерных дисциплин, ДГУНХ.

Внутренний рецензент – Акаев Абдулджафар Имамусейнович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры инженерных дисциплин, ДГУНХ.

Внешний рецензент – Айдаев Агаверди Сердерович, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Транспортные сооружения и строительные материалы», ДГТУ.

Представитель работодателя: Гунашев Назим Закирович, генеральный директор ООО ПСК Строй-дизайн.

Методические указания предназначены для обучающихся по направлению подготовки «Строительство» профилю «Промышленное и гражданское строительство». Изложены основные положения по разработке курсового проекта «Расчет и проектирование основания и фундаментов здания», выполняемого в рамках изучения дисциплины «Основания и фундаменты зданий, сооружений». Дан состав курсового проекта, изложена методика проектирования с подробными рекомендациями последовательности выполнения работы. Указаны требования к содержанию, выполнению и оформлению графической части и пояснительной записки.

Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты зданий, сооружений» по теме «Расчет и проектирование основания и фундаментов здания» для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения размещены на официальном сайте www.dgunh.ru.

Рекомендована к утверждению Учебно-методическим советом ДГУНХ 10 марта 2025 г.

Рекомендована к утверждению руководителем основной образовательной программы высшего образования – программы бакалавриата по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профиль «Промышленное и гражданское строительство», Айламматовой Д.А.

Одобрена на заседании кафедры инженерных дисциплин 24 февраля 2025 г., протокол № 7.

ВВЕДЕНИЕ

В методических указаниях приводится последовательность выполнения курсового проекта.

При выполнении курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты зданий и сооружений» студент должен проанализировать инженерно – геологические условия строительной площадки, климатические условия района, особенности конструкции возводимого сооружения, и, проведя необходимые расчеты, выбрать на основе технико-экономического сравнения оптимальный вариант основания и фундаментов. Детальный расчет и проектирование фундамента (не менее чем в трех сечениях) проводится по указаниям СНиП2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений» и СНиП2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

Оценка за курсовой проект выставляется по результатам защиты проекта. Защита проекта предусматривает умение студента логически обосновывать и доказательно излагать правильность принятого им инженерного решения, знание содержания курса, демонстрировать умение самостоятельно работать с инструктивной и нормативной литературой.

1. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ ПО ДИСЦИПЛИНЕ «ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»

Курсовой проект оформляется в виде чертежей (состав чертежей прилагается), выполненных на одном листе формата А1 с приложением к ним пояснительной записки. Пояснительная записка выполняется на листах формата А4, сброшюрованных, пронумерованных, с титульным листом. Все разделы записки, рисунки и таблицы должны быть пронумерованы и названы в соответствии с требованиями с требованиями ЕСКД.

Текст должен быть написан разборчиво и содержать все необходимые пояснения к расчетам и проектированию, вычисления, размерности величин, ссылки на литературные источники, выводы. Расчеты иллюстрируются эскизами (схемами) с подписями. В конце записки помещается список использованной литературы.

В курсовом проекте студент должен для одного наиболее нагруженного расчетного сечения рассмотреть два типа фундаментов: фундамент на естественном основании (мелкого заложения) и свайный фундамент. Сделав технико-экономическое сравнение вариантов, рациональный в условиях строительной площадки тип фундамента необходимо запроектировать для всех расчетных сечений здания или сооружения. Законструировать фундамент в деталях и в целом, вычертить чертеж.

Состав чертежей на листе формата А1:

1. План ленточного или свайного фундаментов. Раскладка подушек, план фундаментных стен или план свай и ростверка. Положение расчетных сечений. Марка элементов.
2. План котлована, разрезы котлована по большой и малой осям с указанием заложения откосов, схемы прямиков, расположения водопонижающих установок, отметки поверхности и дна котлована, уклонов откосов, положения уровня грунтовых вод и схемы водопонижения.
3. Развертки фундаментов по двум осям (в случае сборных фундаментов). Раскладка фундаментных блоков с перевязкой. Отверстия для ввода коммуникаций и проходы.
4. В расчетных сечениях на геологических разрезах указать положение и необходимые отметки ленточных и свайных фундаментов. Здесь же показать конструкции фундаментов с узлами примыкания фундаментных стен и перекрытий подполья или подвала, отмостки и гидроизоляции.
5. Спецификации сборных элементов.

Содержание пояснительной записки:

1. Содержание

Каждая пояснительная записка должна иметь «Содержание», в котором следует перечислить все основные разделы записки с указанием номеров страниц, на которых они начинаются. Содержание должно иметь, как минимум, все раз-

дела, поименованные в данном методическом электронном издании. При необходимости, «Содержание» следует дополнить новыми разделами и согласовать это с преподавателем.

2. Введение

Пояснительная записка начинается с введения, в котором должны быть отражены общие характеристики проектируемого здания или сооружения, цели его создания, сведения о районе размещения. Необходимо показать место данного раздела (фундаментов) в общем проекте. Введение следует дать непосредственно к своему проекту.

3. Краткое описание условий строительства и проектируемого сооружения

В этом разделе приводятся исходные данные для курсового проекта, которые либо принимаются студентом самостоятельно (из инженерно-геологических отчетов по изысканиям реального места строительства согласно теме дипломного или сквозного проектирования), либо выдаются преподавателем.

Если задание выдается на специальных бланках каждому студенту, то в начале пояснительной записки следует приложить этот бланк. Если задание выдается из методического пособия или иным способом, то следует указать вариант и источник получения задания, а также привести краткое описание условий строительства и проектируемого сооружения:

1. Геологические и гидрогеологические условия строительной площадки. (Основные физические и механические характеристики грунтов. Геологический разрез и мощность залегания слоев. Положение уровня грунтовых вод. Данные приводятся в табличной форме).
2. Климатические условия района строительства (нормативная глубина промерзания грунтов, расчетная величина ветровой нагрузки и т.д.).
3. Данные о конструктивных особенностях проектируемого здания или сооружения с геометрическими и физическими параметрами конструкций, необходимыми для сбора нагрузок (эскизы: плана здания с грузовыми площадями, поперечный разрез здания с разрезами в осях и привязкой по высоте). Краткое описание здания.

Здесь же следует наметить расчетные сечения (или выбрать по варианту) и согласовать с преподавателем.

4. Обработка данных инженерно-геологических изысканий

В задании на курсовой проект исходные данные по грунтам представлены в виде таблицы, в которой даны основные параметры литологического разреза площадки:

- мощность пласта;
- гранулометрический состав;
- удельный вес минеральной части грунта γ_s ;

удельный вес грунта γ ; природная влажность грунта W ;
 влажность на границе пластичности (раскатывания) W_P ;
 влажность на границе текучести W_L ; коэффициент фильтрации K_f .

В результате обработки указанных данных необходимо получить полное название каждого слоя грунта и установить по таблицам СНиП (или по таблицам, приведенным в данном методическом указании) основные механические характеристики:

удельное сцепление c ;
 угол внутреннего трения φ ;
 модуль деформации E ;
 табличное значение расчетного сопротивления грунта R_0 .

Необходимо также оценить особые свойства грунтов: просадку и набухание. Обработка производится с учетом указаний СНиП 2.02.01-83 и ГОСТ 25100-82.

Перед обработкой показателей очередного слоя необходимо выяснить, песчаный грунт или глинистый. Если на месте W_P и W_L стоят прочерки – грунт песчаный, иначе – глинистый.

2. Последовательность операций при обработке данных для песчаного грунта

2.1. Классификация по крупности

Для установления наименования грунта по крупности последовательно суммируются проценты частиц исследуемого грунта: сначала крупнее 200мм, затем крупнее 10мм, далее крупнее 2мм и т.д. Наименование грунта принимают по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований (Таблица 2.1):

Таблица 2.1

Основные разновидности крупнообломочных и песчаных грунтов

Грунты	Размер частиц d , мм	Масса воздушно-сухого грунта, %
<i>Крупнообломочные</i>		
Валунный (при преобладании неокатанных частиц – глыбовый)	$d > 200$	> 50
Галечниковый (при преобладании неокатанных частиц – щебенистый)	$d > 10$	> 50
Гравийный (при преобладании неокатанных частиц – дресвяный)	$d > 2$	> 50
<i>Песчаные</i>		
Песок гравелистый	$d > 2$	> 25
Песок крупный	$d > 0,5$	> 50

Грунты	Размер частиц d , мм	Масса воздушно-сухого грунта, %
Песок средней крупности	$d > 0,25$	> 50
Песок мелкий	$d > 0,1$	≥ 75
Песок пылеватый	$d > 0,1$	< 75

2.2. Классификация по плотности сложения

Удельный вес скелета грунта (сухого грунта) определяем по формуле:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W} \quad (2.1)$$

где γ_d – удельный вес скелета грунта, кН/м³;

γ – удельный вес грунта естественной влажности, кН/м³;

W – влажность грунта в долях единицы (подстановка влажности в процентах приведет к неправильному результату).

Коэффициент пористости грунта, равный отношению объема пор к объему твердых частиц, определяем по формуле:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.2)$$

где γ_s – удельный вес твердых частиц грунта, кН/м³.

Вид песчаного грунта устанавливается по плотности сложения, характеризующей коэффициентом пористости (Таблица 2.2):

Таблица 2.2

Классификация песчаных грунтов по плотности

Песок	Подразделение по плотности сложения		
	плотный	средней плотности	рыхлый
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мелкий	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,6$	$0,7 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

2.3. Классификация по степени влажности

Степень влажности (степень водонасыщения – отношение объема воды в порах грунта к объему пор) определяется по формуле:

(2.3)

где γ_w – плотность воды, принимаемая равной 10 Кн/м^3 .

В зависимости от степени влажности определяют разновидность крупнообломочных и песчаных грунтов (Таблица 2.3).

Таблица 2.3

Классификация по водонасыщенности

Грунт	Степень влажности
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

2.4. Выбор механических характеристик

Основываясь на большом количестве данных, в приложении 1 СНиП 2.02.01-83 приведены таблицы нормативных значений прочностных и деформационных характеристик некоторых разновидностей грунтов. Табличные значения применяют для предварительных расчетов оснований зданий и сооружений II и III-го классов. В данном методическом пособии выборка из таблиц СНиП приведена в табл. 2.4, 2.5, 2.6, 2.9, 2.10, ...

В случае, если рассчитанные физические характеристики грунта выходят за пределы данных таблицы (это бывает при выдаче учебных геологических условий из различных методических указаний), в учебных целях и только в рамках курсового проектирования допускается принимать ближайшее значение.

При промежуточных значениях входных значений таблицы, искомые величины определяем путем линейной интерполяции.

Удельное сцепление, угол внутреннего трения и модуль общей деформации песчаных грунтов четвертичных отложений принимаем по установленным ранее показателям физических свойств (Таблица 2.4).

Таблица 2.4

Нормативные значения удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ и модуля общей деформации E песчаных грунтов четвертичных отложений

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c , кПа	2	1	—	—
	φ , град.	43	40	38	—
	E , МПа	50	40	30	—
Средней круп-	c , кПа	3	2	1	—

ности	φ , град.	40	38	35	—
	E , МПа	50	40	30	—
Мелкие	c , кПа	6	4	2	—
	φ , град.	38	36	32	28
	E , МПа	48	38	28	18
Пылевые	c , кПа	8	6	4	2
	φ , град.	36	34	30	26
	E , МПа	39	28	18	11

Аналогично определяем табличное значение расчетного сопротивления грунтов (Таблица 2.5 и Таблица 2.6).

Таблица 2.5

Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	R_0 , кПа
<u>Галечниковые</u> (щебенистые) с заполнителем:	
песчаным	600
пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравийные (дресвяные) с заполнителем:	
песчаным	500
пылевато-глинистым при показателе текучести:	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблица 2.6

Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	Значения R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	500
Мелкие:		
• маловлажные	400	300
• влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
• маловлажные	300	250
• влажные	200	150
• насыщенные водой	150	100

2.5. Последовательность операций при обработке данных глинистого грунта

Аналогично обработке данных песчаного слоя определяем физические характеристики глинистого грунта – γ_d , e , S_r ., после чего приступаем к дальнейшим действиям.

Классификация по видам

Определяем число пластичности грунта (разность между границей текучести и границей раскатывания):

$$I_p = W_L - W_p, \quad (2.4)$$

где W_L – верхний предел пластичности (влажность на границе текучести), %;
 W_p – нижний предел пластичности (влажность на границе раскатывания), %.

Определяем вид грунта в зависимости от числа пластичности (Таблица 2.7).

Таблица 2.7

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности I_p , %
Супесь	$1 < I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$17 < I_p$

2.6. Классификация по разновидностям

Определим значение показателя текучести грунта (коэффициента консистенции):

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

По величине показателя текучести определим разновидность глинистого грунта (Таблица 2.8).

Таблица 2.8

Подразделение пылевато-глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
<u>Супесь:</u>	
твердая	$I_L < 0$
пластичная	$0 < I_L \leq 1$
текучая	$I_L > 1$
<u>Суглинок и глина:</u>	
твердые	$I_L < 0$
полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
текучие	$I_L > 1$

2.7. Выбор механических характеристик

Вычислив значение коэффициента пористости и показателя текучести определяем механические характеристики грунта (Таблица 2.9, Таблица 2.10 и Таблица 2.11)

Таблица 2.9

Нормативные значения удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ четвертичных пылевато-глинистых грунтов

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
<u>Супеси</u>								
$0 \leq I_L \leq 0,25$	c , кПа	21	17	15	13	—	—	—
	φ , град	30	29	27	24			
	E , МПа	32	24	16	10			
$0,25 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	19	15	13	11	9	—	—
	φ , град	28	26	24	21	18		
	E , МПа	32	24	16	10	7		
<u>Суглинки</u>								
$0 < I_L \leq 0,25$	c , кПа	47	37	31	25	22	19	—
	φ , град	26	25	24	23	22	20	
	E , МПа	34	27	22	17	14	11	
$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	39	34	28	23	18	15	—
	φ , град	24	23	22	21	19	17	
	E , МПа	32	25	19	14	11	8	
$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	—	—	25	20	16	14	12
	φ , град			19	18	16	14	12
	E , МПа			17	12	8	6	5
<u>Глины</u>								
$0 < I_L \leq 0,25$	c , кПа	—	81	68	54	47	41	36
	φ , град		21	20	19	18	18	14
$0,25 < I_L \leq 0,5$	c , кПа	—	—	57	50	43	37	32
	φ , град			18	17	16	14	11
$0,5 < I_L \leq 0,75$	c , кПа	—	—	45	41	36	33	29
	φ , град			15	14	12	10	7

Таблица 2.10

Нормативные значения модулей деформации E пылевато-глинистых нелессовых грунтов

Возраст и проис-	Грунт	Показатель	Значения E , МПа, при коэффициенте пористости e
------------------	-------	------------	---

хождение грунтов		теку- чести	0, 35	0, 45	0, 55	0, 56	0, 75	0, 85	0, 95	1, 05	1, 20	1, 40	1, 60
<u>Четвер-</u> <u>тичные</u> <u>отложе-</u> <u>ния:</u> аллюви- альные, делюви- альные, озерно- аллюви- альные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	—	32	24	16	10	7	—	—	—	—	—
	Сугли- нок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	34	27	22	17	14	11	—	—	—	—
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	32	25	19	14	11	8	—	—	—	—
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	—	—	—	17	12	8	6	5	—	—	—
	Глина	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	—	28	24	21	18	15	12	—	—	—
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	—	—	21	18	15	12	9	—	—	—
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	—	—	—	—	15	12	9	7	—	—	—
флювио- гляци- альные	Супесь	$0 \leq I_L \leq 0,75$	—	33	24	17	11	7	—	—	—	—	—
	Сугли- нок	$0 \leq I_L \leq 0,25$	—	40	33	27	21	—	—	—	—	—	—
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	—	35	28	22	17	14	—	—	—	—	—
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	—	—	—	17	13	10	7	—	—	—	—
моренные	Супесь и сугли- нок	$I_L \leq 0,5$	75	55	45	—	—	—	—	—	—	—	—
<u>Юрские</u> <u>отложе-</u> <u>ния</u> окс- фордско- го яруса	Глина	- $0,25 \leq I_L \leq 0$ $0 < I_L \leq 0,25$ $0,25 < I_L \leq 0,5$	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	27 24 —	25 22 —	22 19 16	— 15 12	— — 10

Таблица 2.11

Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Наименование грунта	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$I_L=0$	$I_L=1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глины	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

3. Оценка возможных просадочных свойств глинистого грунта

В подгруппе пылевато-глинистых грунтов выделяются лессовые грунты, как обладающие специфическими и неблагоприятными свойствами. Ими могут обладать и нелессовые глинистые грунты. Чаще всего к ним относят грунты, содержащие более 50% пылеватых частиц с наличием солей, в основном карбонатов кальция, и обладающие преимущественно макропористой структурой. Под действием внешней нагрузки или собственного веса при замачивании в этих грунтах происходит просадка.

По предварительной оценке к просадочным относят грунты со степенью влажности $S_r \leq 0,8$ и при соблюдении критерия: величина I_{ss} должна быть меньше значений, приведенных в Таблица 2.12:

$$, \quad (2.6)$$

где e – коэффициент пористости грунта в природном состоянии;

e_L – коэффициент пористости при влажности на границе текучести:

$$(2.7)$$

Таблица 2.12

Значение показателя I_{ss}

Число пластичности	$1 \leq I_p \leq 10$	$10 < I_p \leq 14$	$14 < I_p \leq 22$
Показатель I_{ss}	10	17	22

Для предварительной оценки несущей способности просадочных грунтов используется Таблица 2.13:

Таблица 2.13

Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов

Грунты	Расчетное сопротивление просадочных грунтов R_0 , кПа			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	300/150	350/180	200	250
Суглинки	350/180	400/200	250	300

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.

4. Анализ инженерно-геологических условий

После обработки каждого слоя необходимо построить геологический разрез с указанием названий слоев и положения уровня грунтовых вод (УГВ).

Результаты обработки данных по каждому геологическому слою заносят в сводную таблицу механических характеристик (Таблица 4.).

Таблица 4.1

Сводная таблица механических характеристик грунтов

№ п/п	Полное наименование грунта	Мощность, м	Удельное сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения, φ , град.	Модуль общей деформации E , МПа	Табличное значение расчетного сопротивления грунта R_0 , кПа
1	Растительный слой	0,5	—	—	—	—
2	Песок средней крупности средней плотности сложения маловлажный	2,4	3	32	20	250
3	Глина полутвердая	3,6	47	18	18	300
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—

Используя полученные данные, необходимо проанализировать инженерно-геологический разрез с целью выбора геологического слоя, который будет служить основанием для фундаментов мелкого заложения

Кроме того, необходимо дать прогнозный анализ грунтовых условий с учетом их изменения в период и после строительства фундаментов. При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо учитывать изменение гидрогеологических условий площадки как в период строительства, так и в процессе эксплуатации; учитывать наличие или возможность образования верховодки.

При строительстве основными факторами подтопления являются изменение условий поверхностного стока воды при вертикальной планировке, засыпке естественных дренажей, большой разрыв между земляными и строительными работами и т.п.; при эксплуатации – инфильтрация утечек производственных вод, полив зеленых насаждений, уменьшение атмосферного испарения под зданиями и покрытиями и т.д.

Наибольшей подтопляемостью обладают территории, сложенные слабопроницаемыми, просадочными и фильтрационно-анизотропными грунтами и застроенные сооружениями с потреблением большого количества воды.

Меньшей подтопляемостью характеризуются территории с глубоким залеганием подземных вод, сложенные хорошо проницаемыми породами и застроенные предприятиями с сухим технологическим процессом.

5. Сбор нагрузок, действующих на основание в расчетных сечениях

5.1. Общие положения

Основные положения и правила по определению и учету всех видов нагрузок и воздействий, а также их сочетаний определяются по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

При проектировании оснований зданий и сооружений необходимо учитывать нагрузки, которые возникают при их строительстве и эксплуатации, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, устанавливаемые СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Расчетные величины действующих нагрузок определяются как произведение нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке γ_F , которые должны соответствовать рассматриваемому предельному состоянию и учитывать возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений.

При расчете оснований зданий и сооружений по первой группе предельных состояний коэффициент надежности принимается (Таблица 5.1):

Таблица 5.1

Значения коэффициентов надежности для основных видов нагрузок

Виды нагрузок	Коэффициент надежности γ_f
Металлоконструкции	1,05
Железобетонные, каменные, деревянные конструкции, изоляционные, выравнивающие и отделочные слои, выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Грунты природные	1,1
Грунты насыпные	1,15
Стационарное оборудование	1,05
Заполнители оборудования и резервуаров:	
жидкости	1.0
сыпучие	1.1
Для равномерно распределенных нагрузок величина принимается:	
–при полном нормативном значении до 2,0 кПа (200 кгс/м ²)	1.3
–при полном нормативном значении 2,0 кПа (200 кгс/м ²) и более	1.2
В случае передачи крановых нагрузок	1.1
Для снеговой нагрузки и ветровой нагрузки	1.4
Для температурных климатических воздействий	1.1

Примечания:

1. При расчете на опрокидывание, а также если уменьшение веса может ухудшить условия работы конструкций, коэффициент надежности по нагрузке следует принимать равным 0,9.

2. При определении нагрузок от грунта учитывают нагрузки от складированных материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.

Все нагрузки в зависимости от продолжительности их действия подразделяются на постоянные и временные.

К постоянным относятся нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно: вес частей зданий и сооружений и давление грунтов и т.п.

К временным относят нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать.

Временные нагрузки подразделяются на:

длительные – вес временных перегородок, стационарного оборудования (станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорными

частями и др.), давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов, нагрузки от людей, животных на перекрытия, вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов и др.;

кратковременные – нагрузки от оборудования в пускоустановочном, переходном и испытательном режимах, веса людей и ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования, нагрузки от подвижного подъемно – транспортного оборудования, снеговые нагрузки с полным нормативным значением, ветровые, гололедные нагрузки и др.;

особые – статические, взрывные воздействия, нагрузки, вызванные резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования, воздействия вызванные деформациями основания с коренным изменением структуры грунта (при замачивании лессовых просадочных грунтов) или оседании его в карстовых районах или районах горных выработок. Расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям первой и второй групп должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают следующие сочетания:

основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

При учете основных сочетаний, включающих постоянные и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты Ψ_1 и Ψ_2 вводить не следует.

Если учитываются сочетания, включающие постоянные и не менее двух кратковременных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок необходимо умножать на коэффициенты сочетаний Ψ :

а) в основных сочетаниях:

для длительных нагрузок $\Psi_1=0,95$;

для кратковременных $\Psi_2=0,9$;

б) в особых сочетаниях:

для длительных нагрузок $\Psi_1=0,95$;

для кратковременных $\Psi_2=0,8$.

В основных сочетаниях при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения допускается умножать на коэффициент сочетания Ψ_2 , принимаемый для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки – 1, для второй – 0,8, для остальных – 0,6.

При учете сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку принимают:

* нагрузку от одного источника (снеговую, ветровую...);

* нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчетном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складироваемых материалов на одно или несколько пере-

крытий с учетом коэффициентов Ψ_A и Ψ_n , принимаемых по формулам (5.1) - (5.4)).

Основания зданий и сооружений рассчитывают по деформациям на основное сочетание нагрузок, по несущей способности – на основное сочетание, а при наличии особых нагрузок – на основное и особое сочетание.

Нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки могут относиться как к длительным (при расчете по деформациям), так и к кратковременным (при расчете оснований по несущей способности).

Степень ответственности зданий и сооружений учитывается коэффициентом надежности по назначению Ψ_n . (Таблица 5.2), на который умножается расчетное значение нагрузок после определения наиболее невыгодного сочетания:

Таблица 5.2

Коэффициент надежности γ_n	
Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надежности по назначению γ_n
Класс I Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение: крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. д.	1
Класс II Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы)	0,95
Класс III Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение: теплицы, одноэтажные жилые дома, ограды, временные здания и сооружения и т. д.	0,9

Постоянная нагрузка

При подсчете веса конструкций, передающих нагрузку на фундаменты, необходимо знать собственный вес их составных элементов.

Нормативная плотность наиболее употребимых материалов (кг/м³):

железобетон монолитный	2400
железобетон сборный	2500
бетон	2100
кладка из керамического кирпича	1800
цементно-песчаный раствор	2000...2200
асфальтобетон песчаный	2000
асфальтобетон среднезернистый	2300
сталь	7850
алюминиевый сплав	2700
дерево	500
<u>утеплители:</u>	
из ячеистых бетонов (пенобетон, газобетон, пеносиликат и др.)	400...600
минераловатные плиты	300...500
перлитовые и вермикулитовые плиты на цементном вяжущем	300...500
пеностекло и газостекло	200...300
шлаки гранулированные, пемза, керамзит, диатомиты (трепел)	300...700
плиты из пористых пластмасс (пенопласт, сотопласт и др.)	20...150

Масса некоторых листовых конструкций, кг/м²:

рулонный ковер из рубероида на битумной мастике:	
в один слой	3...5
в три слоя	10...15
пароизоляция (два слоя пергамина на битумной мастике)	5...6
асбоцементные волнистые листы усиленного профиля (ВУ) толщиной 8мм	15...16

Нормативная нагрузка подсчитывается умножением удельного веса, выраженного в кг/м³, на объем конструкции или, для листовых конструкций, массы одного квадратного метра на грузовую площадь.

5.2. Временная полезная нагрузка

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в СНиП по нагрузкам и воздействиям, выборка из которых в Табл.5.2:

Таблица 5.2

Значение нормативных нагрузок на перекрытия.

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, p ., кПа	
	полное	пониженное
1.Квартиры жилых зданий; спальня помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5	0,3
2.Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала; классные помещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные)	2	0,7
3.Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения для электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи: подвальные помещения	≥ 2	≥ 1
4.Залы:		
а) читальные	2	0,7
б) обеденные (в кафе, ресторанах)	3	1
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4	1,4
г) торговые, выставочные и экспозиционные	≥ 4	$\geq 1,4$
5.Книгохранилища, архивы	≥ 5	≥ 5
6.Сцены зрелищных предприятий	≥ 5	$\geq 1,8$
7.Трибуны:		
а) с закрепленными сиденьями	4	1,4
б) для стоящих зрителей	5	1,8
8.Чердачные помещения	0,7	—
9.Покрытия на участках:		
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. д.)	4	1,4
б) используемых для отдыха	1,5	0,5
в) прочих	0,5	—
10.(Балконы лоджий) с учетом нагрузки:		

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, p , кПа	
	полное	пониженное
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4	1,4
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии) воздействие которой неблагоприятные, чем определяемое по поз. 10а	2	0,7
11. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	$\geq 1,5$	—
12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2 и 3 б) 4, 5, 6 и 11 в) 7	3 4 5	1 1,4 1,8
13. Перроны вокзалов	4	1,4
14. Сельскохозяйственные помещения: для мелкого скота для крупного скота	≥ 2000 ≥ 5000	700 1800

Примечания:

1. Нагрузки, указанные в поз. 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами.
2. Нагрузки, указанные в поз. 9, следует учитывать без снеговой нагрузки.
3. Нагрузки, указанные в поз. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов (лоджий) и участков стен в местах защемления этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы (лоджии) следует принимать равными нагрузкам примыкающих основных помещений зданий и снижать их с учетом коэффициентов, определяемых по формулам (5.1) и (5.2).
4. Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в поз. 3, 4г, 5, 6 и 11, принимают по технологическому проекту.

При расчете фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок (Таблица 5.) снижают в зависимости от грузовой площади A , м^2 , рассчитываемого элемента умножением на коэффициент сочетаний ψ_A , равный:

* для помещений, указанных в поз. 1, 2, 12а Таблица 5. (при $A < A_1 = 9\text{м}^2$)

(5.1)

* для помещений, указанных в поз. 4, 11, 12б Таблица 5. (при $A < A_2=36\text{м}^2$)

(5.2)

При определении продольных усилий для расчета фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок снижают умножением на коэффициент сочетания ψ_n :

* для помещений, указанных в поз. 1, 2, 12а Таблица 5.

(5.3)

* для помещений, указанных в поз. 4, 11, 12б Таблица 5.

(5.4)

где n – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения фундамента.

5.2.1. Снеговая нагрузка

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия S определяют по формуле:

$$S=S_0\mu, \quad (5.5)$$

где S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1м^2 горизонтальной поверхности земли (Таблица 5.3);

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (

Таблица 5.5). Промежуточные значения коэффициентов определяют линейной интерполяцией.

Таблица 5.3

Нормативные значения веса снегового покрова S_0 на 1м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговой район (Рисунок 5.1)	I	II	III	IV	V	VI
S_0 , кПа	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5

5.2.2. Ветровая нагрузка

Ветровую нагрузку определяют как сумму средней и пульсационной составляющих.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли определяют по формуле:

$$\omega_m = \omega_0 k c, \quad (5.6)$$

где ω_0 – нормативное значение ветрового давления (Таблица 5.4);

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

c – аэродинамический коэффициент.

При расчете многоэтажных зданий высотой до 40м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36м при отношении высоты к пролету менее 1,5 размещаемых в местностях А и В (Таблица 5.6), пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Таблица 5.4

Нормативное ветровое давление ω_0 в зависимости от ветрового района

Район (Рисунок 5.2)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
Давление ветра Н/м ² (кг/м ²).	17.0 (17)	230 (23)	300 (30)	380 (38)	480 (48)	600 (60)	730 (73)	850 (85)

Таблица 5.5

Значения коэффициентов μ для определения снеговой нагрузки на некоторые виды покрытий (по СНиП2.01.07-85)

Номер схемы по СНиП	Профиль покрытия и схемы снеговой нагрузки	Коэффициенты μ и условия их применения
1		$\mu=1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu=0$ при $\alpha \geq 60^\circ$ вариант 2 (по схеме б) учитывается для двускатных кровель при $200 \leq \alpha \leq 300^\circ$; вариант 3—при $100 \leq \alpha \leq 300^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия
2		Для сводчатых покрытий, по сегментным фермам и т.п. $\mu_1 = 1/8 f \leq 1$ и не менее 0,4. Вариант 2 учитывается при $f/l \geq 1/8$ так: $f/l \dots 1/8 \quad 1/6 \geq 1/5;$ $\mu_2 \dots 1,6 \quad 2 \quad 2,2$ Для железобетонных плит покрытий $\mu \leq 1,4$
3		Вариант 2 учитывается при $\alpha \geq 15^\circ$. Приведенные схемы распространяются на покрытия многопролетных зданий с подобным профилем
4		Вариант 2 учитывается при $f/l > 0,1$. Для железобетонных плит покрытий $\mu \leq 1,4$. Приведенные схемы распространяются на покрытия многопролетных зданий с подобным профилем
5	б) То же, для двускатных сводчатых покрытий двух или трех пролетных зданий с фонарями в середине здания	$\mu_1 = 0,8$; $\mu_2 = 1 + 0,1a/b_c$; $\mu_3 = 1 + 0,5a/b_c$, но не более: 4—для ферм и балок при весе покрытия $g^n \leq 1,5 \text{ кПа}$; 2,5— то же, при $g^n > 1,5 \text{ кПа}$; 2—для железобетонных плит покрытий пролетом $l \leq 6 \text{ м}$; 2,5—то же при $l > 6 \text{ м}$ и для прогонов; $b_l = h_l$ и $\leq b$; 2—для стального профилированного настила

Таблица 5.6

Значение коэффициента k .

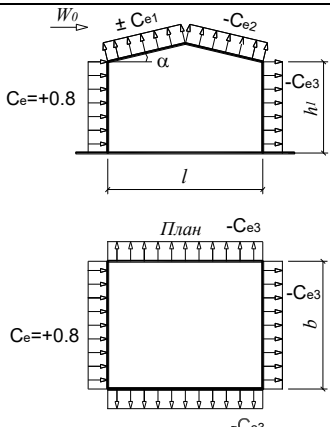
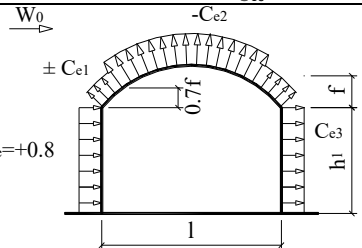
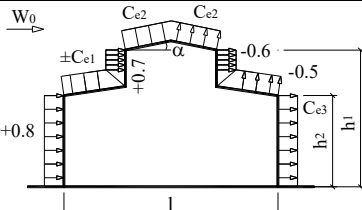
Тип местности	Характеристика местности	При высоте над поверхностью земли, м								
		≤5	10	20	40	60	100	200	300	≥480
A	Открытые степи, лесостепи, пустыни, открытые набережные морей, озер, водохранилищ, тундра.	0,75	1	1,25	1,5	1,7	2	2,45	2,75	2,75
B	Городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10м.	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,6	2,1	2,5	2,75
C	Городские районы с застройкой зданиями высотой более 25м.	0,4	0,4	0,55	0,8	1	1,25	1,8	2,2	2,75

Примечание:

сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ – при высоте h сооружения до 60м и 2км – при большей высоте.

Таблица 5.8

Значения аэродинамических коэффициентов c_e для покрытий разных профилей

№ схемы по СНиП	Профиль здания или сооружения и схема ветровой нагрузки	Коэффициент c_e					
1	Вертикальные сплошные поверхности (например стена, забор и т.п.)	Суммарный коэффициент $c_e=1,4$					
		Коэффициент	α^0	h_1/l			
				0	0,5	1	≥2
		c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
		c_{e1}	20 40 60	+0,2 +0,4 +0,8	-0,4 +0,3 +0,8	-0,7 -0,2 +0,8	-0,8 -0,4 +0,8
2		c_{e2}	≤60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8
		Коэффициент c_{e3}					
		b/l	f/l				
			≤0,5	1	≥2		
3		Коэффициент	h_1/l	f/l			
		c_{e1}	0	0,1	0,2	0,3	0,4
			0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5
			≥1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3
4		c_{e2}	произвольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1
		Коэффициент c_{e3} принимать по схеме 2					
		Коэффициенты c_{e1} , c_{e2} и c_{e3} принимать по схеме 2. Значение $c_e=-0,8$ для наветренной стороны ската фанаря дано при $\alpha < 20^0$. Схема применяется для зданий с продольными фанарями. Коэффициент c_e для торцов фанарей равен -0,7.					

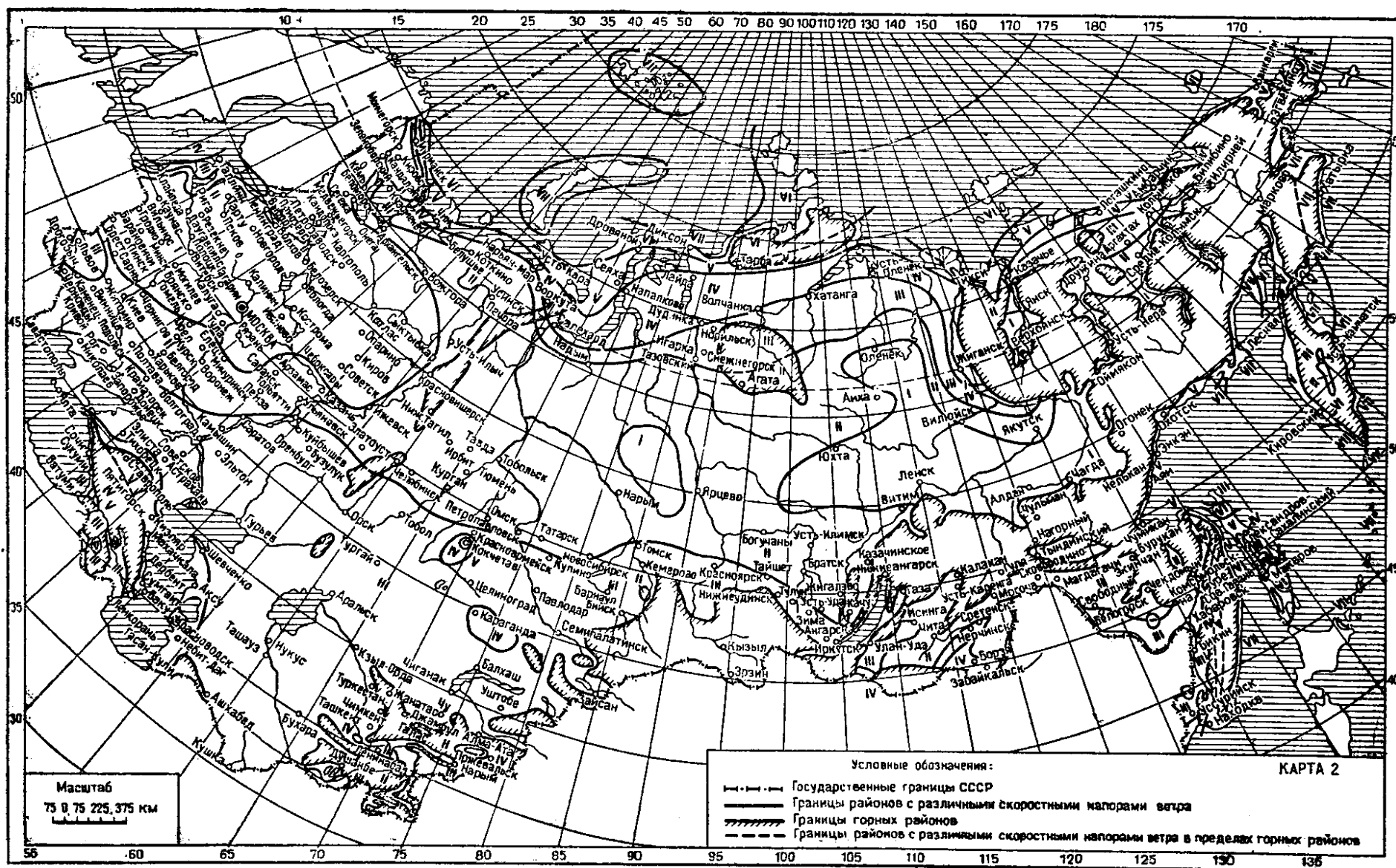


Рисунок 5.2: Районирование территории России и стран ближнего зарубежья по скоростным напорам ветра

5.3. Порядок определения нагрузок

Нагрузки удобно собирать до уровня планировочной отметки грунта или до уровня чистого пола первого этажа. Перед сбором нагрузок в каждом сечении необходимо выделить грузовую площадку, т.е. площадь, с которой собирают все распределенные и сосредоточенные нагрузки, действующие в данном сечении.

Если в заданном сечении проектируется фундамент под колонну, то собирается сосредоточенная нагрузка. Если проектируется фундамент под стену, то собирается погонная нагрузка на 1 м.

Для того, чтобы облегчить составление возможных комбинаций и расчетных сочетаний нагрузок, рекомендуется собирать нагрузки по каждому виду в отдельности.

В общем случае можно рекомендовать следующую последовательность при определении величин нагрузок:

1. Внимательно изучить сооружение, выделить несущие и самонесущие конструкции, определить, как передается нагрузка от перекрытий, лестничных маршей и кровли.

2. Выделить грузовую площадку (показать на эскизе).

3. Рассчитать постоянную нагрузку от собственного веса несущих и ограждающих конструкций в пределах грузовой площадки. Для каждого вида конструкций из Таблица 5.1 выписать коэффициент надежности.

4. Рассчитать временные длительные нагрузки:

- а) от веса оборудования и складываемых материалов и определить для них коэффициенты надежности (Таблица 5.1).

- б) от равномерно распределенной полезной нагрузки (вес людей, мебели, оборудования и т.д.) по Таблица 5. с учетом снижающих коэффициентов ψ_A и ψ_n ;

- в) от мостовых и подвесных кранов, если таковые имеются.

- г) от веса снега. Величина нагрузки зависит от грузовой площади,

- д) от ветра.

5. Рассчитываем временные кратковременные нагрузки.

6. Определяем расчетное сочетание нагрузок. В качестве основного расчетного принимается наиболее неблагоприятное сочетание всех выше перечисленных нагрузок.

7. Учитываем степень ответственности зданий и сооружений (Таблица 5.2). Для этого РАСЧЕТНЫЕ значения нагрузок умножаем на соответствующий коэффициент надежности (Таблица 5.2).

Сбор нагрузок удобно проводить в табличной форме.

Таблица 5.7

Сбор нагрузок в расчетном сечении

№ п\п	Наименование и вычисление нагрузок	Нормативная величина нагрузки N_{II} , кН или кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная величина нагрузки N_I , кН или кН/м
<u>Постоянные нагрузки:</u>				
1				
2				
<u>Временные нагрузки:</u>				

6. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ ФУНДАМЕНТОВ

6.1. Общие положения расчета

Проектирование оснований является неотъемлемой составной частью проектирования сооружений в целом. Основания рассчитывают по двум группам предельных состояний:

- * по первой группе – по несущей способности;
- * по второй группе – по деформациям (по осадкам, прогибам, подъемам и т.д.).

Расчет оснований по деформациям должен выполняться всегда, в то время, как расчет по несущей способности и устойчивости выполняется в особых случаях, оговариваемых СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений».

Целью расчета оснований по деформациям является ограничение абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций такими пределами, при которых гарантируется нормальная эксплуатация сооружения и не снижается его долговечность.

В деформациях основания выделяют:

осадки – деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и, в отдельных случаях, собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки – деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов, таких, как, например, замачивание макропористого просадочного грунта, оттаивание ледовых прослоек в замерзающем грунте и т.п.;

подъемы и оседания – деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта).

Совместная деформация основания и сооружения может характеризоваться:

- * абсолютной осадкой основания S отдельного фундамента;
- * средней осадкой основания сооружения $\bar{S}$;
- * относительной неравномерностью осадок двух фундаментов $\Delta S/L$;
- * креном фундамента (сооружения) i ;
- * относительным прогибом или выгибом f/L ;
- * кривизной изгибаемого участка сооружения ρ ;
- * относительным углом закручивания сооружения ϑ ;
- * горизонтальным перемещением фундамента u .

Расчет основания по деформациям производится исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (6.1)$$

где S – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

Предельные значения совместных деформаций основания и сооружения устанавливаются исходя из необходимости соблюдения:

- * технологических или архитектурных требований к деформациям сооружения;
- * требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения.

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать по Таблица 6.1, если конструкции сооружений не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием, и в задании на проектирование не установлены значения предельных деформаций.

Таблица 6.1

Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относи-тельная разность осадок ($\Delta S/L$)	Крен i	Средняя (максимальная) осадка, [см]
1.Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	—	(8)
стальным	0,004	—	(12)
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	—	(15)
3.Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относи-тельная разность осадок ($\Delta S/L$)	Крен i	Средняя (максимальная) осадка, [см]
крупных панелей	0,0016	0,003	10
крупных блоков или кирпич- ной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же, с армированием, в том числе с устройством железо- бетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Сооружения элеваторов из железобетонных конструк- ций:			
рабочие здания и силосный корпус монолитной кон- струкции на одной фунда- ментной плите	—	0,003	40
то же, сборной конструкции	—	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной кон- струкции	—	0,004	40
то же, сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	—	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой H , [м]:			
$H \leq 100$	—	0,005	40
$100 < H \leq 200$	—	$0,5H$	30
$200 < H \leq 300$	—	$0,5H$	20
$H > 300$	—	$0,5H$	10
6. Жесткие сооружения высо- той до 100м, кроме указан- ных в поз. 4 и 5	—	0,004	20
7. Антенные сооружения свя- зи:			
стволы мачт заземленные	—	0,002	20
то же, электрически изолиро- ванные	—	0,001	10
башни радио	0,002	—	—
башни коротковолновых ра- диостанций	0,0025	—	—
башни (отдельные блоки)	0,001	—	--
Опоры воздушных линий			

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относи-тельная разность осадок ($\Delta S/L$)	Крен i	Средняя (максимальная) осадка, [см]
электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	0,003	—
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	0,0025	—
специальные переходные	0,002	0,002	—

Примечания:

1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз.3 данной таблицы, принимаются равными $0,5(\Delta S/L)$.
2. При определении относительной разности осадок ($\Delta S/L$) в поз. 8 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 основания сложены 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 подъема основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъем в размере 25% и относительную 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.

6.2. Проектирование фундамента на естественном основании

6.2.1. Конструкции фундаментов мелкого заложения

Фундаментом называют подземную часть здания, предназначенную для передачи нагрузки от здания на залегающие на некоторой глубину грунты основания. **Подошвой** фундамента называется его нижняя поверхность, соприкасающаяся с основанием; верхняя плоскость фундамента, на которую опираются наземные конструкции, называется **обрезом**. За **ширину** фундамента принимается минимальный размер подошвы b , а за **длину** – наибольший ее размер l . **Высота** фундамента h_f есть расстояние от подошвы до обреза, а расстояние от поверхности планировки до подошвы называется **глубиной заложения** d .

К фундаментам мелкого заложения относятся фундаменты, передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву. Они применяются в различных областях и инженерно-геологических условиях как в сборном, так и в монолитном вариантах (Таблица 6.2).

Таблица 6.2

Области применения фундаментов мелкого заложения

Тип фундамента	Вид надземной конструкции
Отдельные	Колонны, углы зданий, балки, фермы, арки, опоры рам и др.
Ленточные	Стены зданий и сооружений, опорные рамы оборудования и др.
Сплошные (плитные)	Высотные здания, заводские (фабричные) трубы, насосные станции и др.
Массивные	Башни, мачты, мостовые опоры, колонны, станки и другое оборудование

При центральной нагрузке форму отдельных фундаментов в плане рекомендуется принимать квадратной, а при внецентренной нагрузке – прямоугольной (с отношением сторон 0,6...0,85).

Независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов) под фундаментами устраивают подготовку толщиной 100мм: под монолитными – бетонную, из бетона класса В3,5; а под сборными – из песка средней крупности. При возведении фундаментов на скальных грунтах по грунтовому основанию устраивают выравнивающий слой бетона класса В3,5.

6.2.1.1. Каменные и бетонные фундаменты

Каменные и бетонные фундаменты устраиваются монолитными и проектируются как жесткие. Они бывают сплошными массивными под все сооружение, сплошными ленточными под стены зданий и одиночными под отдельные опоры, столбы и колонны.

Каменные фундаменты выполняются из камня марки не ниже 100 и раствора не ниже 10, бетонные – из бетона не ниже В7,5. При соблюдении вышеперечисленных требований (марок по прочности и соотношений уступов) проверка прочности материала фундамента не требуется.

Фундаменты уширяются к подошве уступами, размеры которых определяются углом жесткости α , т.е. предельным углом наклона, при котором в теле

фундамента скалывающие усилия равны расчетным значениям. Угол жесткости и отношение между шириной b_y и высотой h_y уступов (Рисунок 6.1) назначают по Таблица 6.3 и

Таблица 6.4:

Таблица 6.3

Углы жесткости и минимальные отношения b_y к h_y каменных фундаментов

Марка раствора	Давление на грунт p , кПа	α	$b_y/h_y = tg \alpha$
50-100	≤ 250	$38^\circ 30'$	0,80
	< 250	$33^\circ 30'$	0,67
10-35	≤ 250	$33^\circ 30'$	0,67
	< 250	$29^\circ 44'$	0,57
< 10	≤ 250	$29^\circ 44'$	0,57
	< 250	$26^\circ 30'$	0,50

Таблица 6.4

Углы жесткости и минимальные отношения b_y к h_y бетонных фундаментов

Класс бетона	Давление на грунт p , кПа	Ленточный фундамент		Отдельный фундамент	
		α	$b_y/h_y = tg \alpha$	α	$b_y/h_y = tg \alpha$
$\geq B15$	≤ 150	$36^\circ 30'$	0,74	$33^\circ 30'$	0,67
	> 150	$33^\circ 30'$	0,67	$31^\circ 13'$	0,61
$< B15$	≤ 150	$33^\circ 30'$	0,67	$31^\circ 13'$	0,61
	> 150	$29^\circ 44'$	0,57	$26^\circ 30'$	0,50

Рисунок 6.1 :Конструкции жестких фундаментов
а – минимальной ширины; б – обычной; в – уширенной

6.2.1.2. Железобетонные монолитные фундаменты

Отдельные монолитные железобетонные фундаменты проектируются из тяжелого бетона класса В15 и В20 в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84. Они состоят из плитной части ступенчатой формы, передающей нагрузку на грунт, и подколонника, который стыкуется с колонной. Конструктивное решение и размеры фундамента одинаковы для сопряжения его со сборными и монолитными колоннами, за исключением верхней части подколонника.

Основные размеры фундаментов назначаются кратными 300мм. Высоту фундаментов (от подошвы до обреза) принимают равной 1500, 1800, 2400, 3000, 3600 и 4200мм. Верхний обрез фундамента должен быть на 150мм ниже уровня чистого пола. Ширину подошвы квадратных (при центральных нагрузках) и прямоугольных фундаментов принимают 1500...6600мм, длину – 1500...8400мм. Принятые размеры фундаментов необходимо увязывать с конструкциями и оборудованием заглубленных помещений.

При сопряжении фундамента со сборными колоннами в верхней части подколонника устраивается стакан. Размеры подколонника назначаются конструктивно и принимаются типовыми (Таблица 6.5). Толщина дна стакана фундамента принимается по расчету, но не менее 200мм.

Высота плитной части фундамента и высота ступеней назначаются кратными 150мм. Плита может иметь до трех ступеней (h_1 , h_2 и h_3), размеры которых принимаются конструктивно в зависимости от высоты (Таблица 6.6).

Таблица 6.5

Размеры, мм, подколонников

Сечение колонны	Размеры в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане
400х400	900х900	800	550х550
500х500	1200х1200	800	650х650
400х600		900	550х750
500х600		800	650х750
400х800		900	550х950

Сечение колонны	Размеры в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане
500x800	1200x1500	900	650x950

Таблица 6.6

Высота, мм, ступеней плитной части фундамента

Высота плитной части h	h_1	h_2	h_3
300	300	—	—
450	450	—	—
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

6.2.1.3. Железобетонные сборные фундаменты

Ленточные сборные фундаменты состоят из бетонных блоков стен подвалов и железобетонных фундаментных плит (

Рисунок 6.2). Размеры и марки фундаментных плит приведены в Таблица 6.7, а блоков в Таблица 6.10. При строительстве зданий, к которым не предъявляются требований повышенной жесткости, на прочных грунтах при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента допускается применение прерывистых ленточных фундаментов, которые устраивают из плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга (в тех случаях, когда полученная в расчетах ширина оказывается меньше стандартных плит).

Рисунок 6.2: Сборный ленточный фундамент

а – для здания с подвалом; б – для здания без подвала

1 – поверхность грунта; 2 – бетонные блоки; 3 – фундаментные плиты

В целях экономии материалов разработаны пустотелые стеновые блоки (применяются в маловлажных грунтах), ребристые плиты (Таблица 6.9) и плиты с угловыми вырезами (Таблица 6.8).

При значительных нагрузках допускается применение ребристых железобетонных блоков (Таблица 6.9), рассчитанных на давление под подошвой 300кПа при толщине опираемой на них стены 400мм. По условиям трещинообразования блоки рассчитаны на применение выше уровня подземных вод.

Таблица 6.7

Плиты железобетонных ленточных фундаментов

Марки плиты	Основные размеры плиты, мм				Расход матери- алов		Масса плиты, т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	бетон, м ³	сталь, кг	
ФЛ6.24	600	2380	300	—	0,37	1,84	0,93
ФЛ6.12		1180			0,18	0,91	0,45
ФЛ8.24	800	2380	300	150	0,46	2,5	1,15
ФЛ8.12		1180			0,22	1,24	0,55
ФЛ10.30	1000	2980	300	250	0,69	4,71	1,75
ФЛ10.24		2380			0,55	3,76	1,38
ФЛ10.12		1180			0,26	1,87	0,65
ФЛ10.8		780			0,17	1,24	0,42
ФЛ12.30	1200	2980	300	350	0,82	7,88	2,05
ФЛ12.24		2380			0,65	6,30	1,63
ФЛ12.12		1180			0,31	3,13	0,78
ФЛ12.8		780			0,20	2,08	0,50
ФЛ14.30	1400	2980	300	400	0,96	12,43	2,40
ФЛ14.24		2380			0,76	9,85	1,90
ФЛ14.12		1180			0,36	4,38	0,91
ФЛ14.8		780			0,23	3,11	0,58
ФЛ16.30	1600	2980	300	500	1,09	15,82	2,71
ФЛ16.24		2380			0,86	12,55	2,15
ФЛ16.12		1180			0,41	6,02	1,03
ФЛ16.8		780			0,26	3,84	0,65
ФЛ20.30	2000	2980	500	700	2,04	15,60	5,10
ФЛ20.24		2380			1,62	12,47	4,05

Марки плиты	Основные размеры плиты, мм				Расход матери- алов		Масса плиты, т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	бетон, м ³	сталь, кг	
ФЛ20.12		1180			0,78	6,19	1,95
ФЛ20.8		780			0,50	4,04	1,25
ФЛ24.30	2400	2980	500	900	2,39	27,44	5,98
ФЛ24.24		2380			1,90	21,80	4,75
ФЛ24.12		1180			0,91	10,69	2,30
ФЛ24.8		780			0,58	7,10	1,45
ФЛ28.24	2800	2380	500	1000	2,36	32,01	5,90
ФЛ28.12		1180			1,13	15,03	2,82
ФЛ28.8		780			0,72	10,30	1,80
ФЛ32.12	3200	1180	500	1200	1,29	23,24	3,23
ФЛ32.8		780			0,82	15,76	2,05

Таблица 6.8

Плиты с угловыми вырезами

Марка плиты	Размеры, мм			Расход материалов		Масса плиты, т
	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	бетона, м ³	стали, кг	
Ф20.24-25в	2380	2000	500	1,80	32,70	4,50
Ф20.24-35в					39,28	
Ф20.24-45в					47,15	
Ф24.24-25в	2380	2400	500	2,11	48,00	5,28
Ф24.24-35в					60,58	
Ф24.24-45в					78,80	
Ф28.24-25в	2380	2800	500	2,53	72,06	6,32
Ф28.24-35в					97,70	
Ф28.24-45в					125,31	
Ф32.24-25в	2380	3200	500	2,91	125,29	7,27
Ф32.24-35в					141,85	

Примечания:

1. Длина плитной части 1800мм для всех типоразмеров.
2. Расшифровка обозначений следующая: Ф28.24-35в – плита с угловыми вырезами длиной 2380мм, шириной 2800мм, рассчитанная на давление под подошвой 350кПа

Таблица 6.9

Ребристые железобетонные блоки

Марка блока	Размеры, мм			Расход материалов		Масса блока, т
	l	b	h	бетона, м ³	стали, кг	
Ф40-24	4000	2400	600	3,04	704	7,96
Ф40-16	4000	1600	600	2,34	429	5,85

Таблица 6.10

Стеновые блоки для ленточных фундаментов

Марка блока	Размеры блока, мм			Объем бетона, м ³	Масса блока, т
	длина l	ширина b	высота h		
ФБС 24.3.6	2380	300	580	0,41	0,97
ФБС 24.4.6		400		0,54	1,30
ФБС 24.5.6		500		0,70	1,63
ФБС 24.6.6		600		0,81	1,96
ФБС 12.4.6	1180	400	280	0,26	0,64
ФБС 12.5.6		500		0,33	0,79
ФБС 12.6.6		600		0,40	0,96
ФБС 12.4.3		400		0,13	0,31
ФБС 12.5.3	880	500	580	0,16	0,38
ФБС 12.6.3		600		0,19	0,46
ФБС 9.3.6		300		0,15	0,35
ФБС 9.4.6		400		0,20	0,47
ФБС 9.5.6		500		0,24	0,59
ФБС 9.6.6		600		0,29	0,70
ФБВ 9.4.6	2380	400	580	0,18	0,39
ФБВ 9.5.6		500		0,20	0,49
ФБВ 9.6.6		600		0,24	0,58
ФБП 24.4.6		400		0,44	1,05
ФБП 24.5.6	2380	500	580	0,53	1,26
ФБП 24.6.6		600		0,58	1,40

Примечания:

1. Масса блока приведена для тяжелого бетона.

2. Марка блоков: ФБС – фундаментный блок сплошной; ФБВ – фундаментный блок сплошной с вырезом (240х300мм) для укладки перемычек, плит перекрытий и пропуска коммуникаций под потолком в подполье; ФБП – пустотелый.

Все элементы сборных фундаментов укладываются на цементном растворе с толщиной швов 20мм. Пространственная жесткость зданий осуществляется перевязкой стеновыми блоками продольных и поперечных стен (Рисунок 6.3, а) и закладкой в горизонтальные швы сеток из арматуры диаметром 8...10мм (Рисунок 6.3, б).

При возведении сборных фундаментов на сильносжимаемых, просадочных и других структурно-неустойчивых грунтах, а также при неравномерном напластовании слоев для увеличения жесткости здания предусматриваются армированные швы или пояса поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания с соблюдением следующих требований:

- * армированный шов из раствора марки не ниже М50 имеет толщину 3...5см;
- * армированный пояс высотой 10...15см из бетона В7.5 и выше;
- * швы армируются плоскими сетками, а пояса – каркасами из стержней диаметром не менее 10мм.

Рисунок 6.3: Перевязка наружных и внутренних стен

а – блокам; б --арматурными сетками

1 – поверхность грунта; 2 – арматурная сетка; 3 – надземная стена; 4 – бетонные блоки; 5 – ввод трубопровода; 6 – фундаментные плиты; 7 – монолитный бетон

Стены подвала, а также фундаменты, передающие на основание небольшие нагрузки, выполняются из фундаментных стеновых блоков (Таблица 6.10). При малосжимаемых грунтах, а также при малой изменчивости сжимаемости основания ширина блоков принимается равной (или меньше) толщине надземных стен, но не менее 300мм. Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15см. Расстояние между вертикальными швами расположенных друг над другом блоков должно быть не менее 0,4 высоты блока в малосжимаемых грунтах ($E > 10 \text{ МПа}$) и не менее высоты блока в сильносжимаемых, просадочных, насыпных и набухающих грунтах. В прерывистых фундаментах вертикальный шов между стеновыми блоками нижнего ряда должен располагаться в пределах фундаментных плит, при этом зазоры между плитами заполняются уплотненным грунтом. Допускается располагать этот шов в промежутках между плитами при условии, что величина консоли фундаментного стенового блока не превышает 0,2 его длины.

Рисунок 6.4: Примыкание кирпичной стены к стене из бетонных блоков (а) и устройство вводов (б)

1 – поверхность грунта; 2 – кирпичная стена; 3 – арматурные сетки; 4 – фундаментные плиты; 5 – бетонные блоки

Для устройства вводов коммуникаций в здание, а также уменьшения типоразмеров фундаментных стеновых блоков в стенах фундаментов оставляются проемы шириной не более 0,6м, которые при необходимости заполняются цокольным кирпичом или бетоном. При этом лежащий выше блок должен перекрывать проемы. Проемы в углах здания не допускаются.

Для гражданских и небольших промышленных зданий с квадратными колоннами разработаны одnobлочные железобетонные фундаменты (Таблица 6.11):

- * 1Ф и 1ФС – для колонн 300х300мм;
- * 2Ф и 2ФС – для колонн 400х400мм.

Сборные фундаменты стаканного типа

Типоразмер	Размеры фундаментов, мм						Масса, т
	b	h_f	A	B	C	D	
1Ф13	1300	105	450	275	150	200	3,19
1Ф17	1700				50	400	4,17
1Ф21	2100					650	5,49
2Ф13	1300		550	225	150	200	3,05
2Ф17	1700				50	400	4,04
2Ф21	2100					650	5,35
1ФС13	1300		450	275	150	200	3,19
2ФС13			550	225			3,05

6.2.2. Выбор глубины заложения подошвы фундамента

Требования к выбору глубины заложения подошвы фундамента подробно изложены в п.п. 2.25-2.33 СНиП2.02.01-83.

Чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения, поэтому нужно стремиться принять глубину заложения как можно меньшей. Однако в силу того, что верхние слои грунта не всегда обладают необходимой несущей способностью или же конструктивные особенности сооружения (например, наличие подвала) требуют его заглубления, при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов, основными из которых являются инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительной площадки, глубина сезонного промерзания грунтов, конструктивные особенности возводимого сооружения, включая глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов.

Учет инженерно-геологических условий строительной площадки заключается, главным образом, в выборе несущего слоя грунта, который может служить естественным основанием для фундаментов. При этом придерживаются следующих общих правил:

- * следует заглублять подошву в несущий слой на глубину не менее 0,1–0,3м (вследствие того, что слои не имеют четко очерченных границ, они как бы «размыты»);
- * не рекомендуется оставлять тонкие прослой (30...50см) прочного грунта между подошвой фундамента и нижележащим «слабым» слоем (к несущим «прочным» относятся грунты с высокими характеристиками c , φ , E , R_0);
- * не допускается располагать фундаменты на растительном слое;

* минимальная глубина заложения принимается не менее 0,5м от спланированной поверхности территории, а при расчетной сейсмичности площадки более 6 баллов – 1м;

* по возможности закладывать фундаменты выше уровня подземных вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ. По санитарно-техническим требованиям в зданиях с подвалами уровень пола должен быть на 0,5...1м выше уровня подземных вод;

* в слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью.

Глубина заложения фундамента из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания (Таблица 6.12).

Таблица 6.12

Глубина заложения d в зависимости от расчетной глубины промерзания

Грунты под подошвой фундамента	Глубина заложения фундамента при глубине поверхности подземных вод d_w , м	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности	Не зависит от d_f	Не зависит от d_f
Пески мелкие и пылеватые	Не менее d_f	То же
Супеси с показателем текучести $I_L < 0$	То же	—//—
То же, при $I_L \geq 0$	—//—	Не менее d_f
Суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести грунта или заполнителя $I_L \geq 0,25$	—//—	То же
То же, при $I_L < 0,25$	—//—	Не менее $0,5d_f$

Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по формуле:

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (6.2)$$

где d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания, определяемая по карте нормативных глубин промерзания (Рисунок 6.5), м;

k_h – коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунтов у наружных фундаментов отапливаемых сооружений (Таблица 6.13); для наружных и внутренних фундаментов неотапливаемых сооружений $k_h = 1,1$.

Значения коэффициента k_h

Сооружение	Коэффициент k_h при расчетной среднемесячной температуре воздуха в помещении				
	0°	5°	10°	15°	≥20°
Без подвала с полами:					
• по грунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
• на лагах по грунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
• по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Основными конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются: наличие и размеры подвальных помещений, приямков или фундамента под оборудование; глубина заложения фундамента примыкающих сооружений; наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций и конструкций самого фундамента. При определении глубины заложения необходимо придерживаться следующих основных правил:

* в зданиях с подвалом и полуподвалом, а также около приямков или каналов, примыкающих к фундаментам, глубина заложения фундамента принимается на 0,2...0,5 м ниже отметки пола в этих помещениях;

* при необходимости заложения смежных фундамента на разных отметках требуется выполнение следующего условия. Разность отметок заложения расположенных рядом отдельных фундамента (или отдельного и ленточного) при расстоянии в свету a между наиболее близкими точками не должна превышать величину Δh :

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1/p), \quad (6.3)$$

где φ_1 – расчетное значение угла внутреннего трения грунта, град;

p – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента, кПа.

* переход от одной отметки заложения ленточного фундамента к другой осуществляется ступенями. В случае сборного фундамента высота уступа принимается равной высоте фундаментного стенового блока. При устройстве монолитного ленточного фундамента соотношение между высотой и длиной уступа в связных грунтах принимается равным 1:2, а в несвязных – 1:3 при высоте уступа, не превышающей 0,5...0,6 м;

* при наличии коммуникаций (трубы водопровода, канализации и т.д.) подошва фундамента должна быть заложена ниже их ввода, либо коммуникации необходимо прокладывать в специальных железобетонных футлярах.

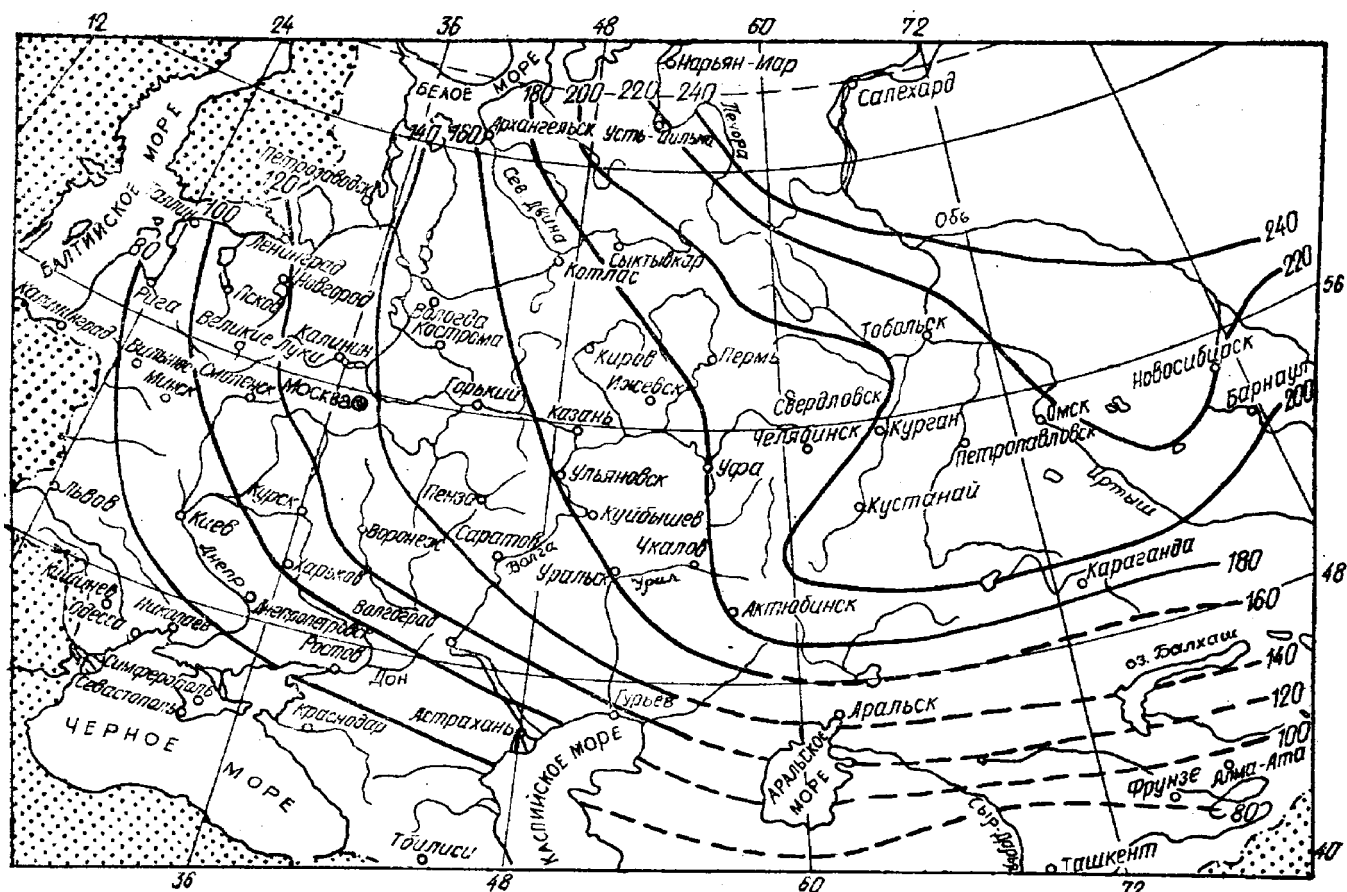


Рисунок 6.5: Схематическая карта нормативных глубин промерзания (изолинии нормативных глубин промерзания, обозначенные пунктиром, даны для малоисследованных районов)

6.2.3. Подбор размеров подошвы фундамента

В соответствии со СНиП 2.02.01-83 условием проведения расчетов по деформациям (по второму предельному состоянию) является ограничение среднего по подошве фундамента давления p величиной расчетного сопротивления R :

$$p \leq R, \quad (6.4)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

Данное условие должно выполняться с недогрузом: для монолитных фундаментов – $\leq 5\%$, для сборных – $\leq 10\%$.

Выполнение условия осложняется тем, что обе части неравенства содержат искомые геометрические размеры фундамента, в результате чего расчет приходится вести методом последовательных приближений за несколько итераций.

Предлагается такая последовательность операций при подборе размеров фундамента:

⇒ задаются формой подошвы фундамента:

Если фундамент ленточный, то рассматривается участок ленты длиной 1 м и шириной b .

Если фундамент прямоугольный, то задаются соотношением сторон прямоугольника в виде $\eta = b/l = 0,6 \dots 0,85$. Тогда $A = bl = b^2/\eta$, где A – площадь прямоугольника, l – длина, b – ширина прямоугольника. Отсюда . Частным случаем прямоугольника является квадрат, в этом случае

⇒ вычисляют предварительную площадь фундамента по формуле:

$$, \quad (6.5)$$

где N_{II} – сумма нагрузок для расчетов по второй группе предельных состояний, кПа. В случае ленточных фундаментов это погонная нагрузка, в случае прямоугольных и квадратных – сосредоточенная нагрузка;

R_0 – табличное значение расчетного сопротивления грунта, где располагается подошва фундамента, кПа;

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м³;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала:

$$(6.6)$$

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

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

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

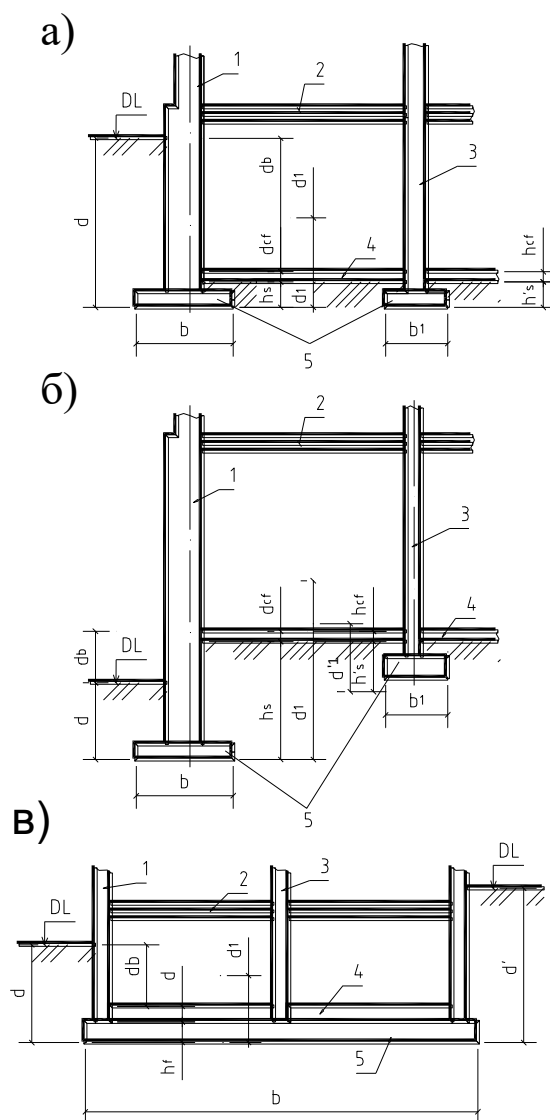


Рисунок 6.6: К определению глубины заложения фундаментов

a – при $d_1 < d$; *б* – при $d_1 > d$; *в* – для плитных фундаментов

1 – наружная стена; 2 – перекрытие; 3 – внутренняя стена; 4 – пол подвала; 5 – фундамент

⇒ по известной форме фундамента вычисляют ширину фундамента:

в случае ленточного фундамента $b = A'$;

в случае квадратного фундамента ;

в случае прямоугольного и $l = \eta/b$.

После определения требуемых размеров фундамента необходимо в пояснительной записке запроектировать тело фундамента в виде эскиза с проставлением размеров. При этом размерами фундамента можно в небольших пределах варьировать из конструктивных соображений, изложенных в п.6.2.1. Только после уточнения всех размеров фундамента можно переходить к следующему пункту.

⇒ по формуле (7) СНиП 2.02.01-83 вычисляют расчетное сопротивление грунта основания R :

$$, \quad (6.7)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, учитывающие особенности работы разных грунтов в основании фундаментов и принимаемые по Таблица 6.14 ;

k – коэффициент, принимаемый: $k=1$ – если прочностные характеристики грунта (c и φ) определены непосредственными испытаниями и $k=1,1$ – если они приняты по таблицам СНиП;

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

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} и γ'_{II} – усредненные расчетные значения удельного веса грунтов, залегающих соответственно ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды) и выше подошвы, кН/м³;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

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

M_γ , M_q , M_c – безразмерные коэффициенты, принимаемые по Таблица 6.15;

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала (см. предыдущий пункт), м.

Таблица 6.14

Значения коэффициентов γ_{c1} и γ_{c2}

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении их длины (или отдельного отсека) к высоте L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1	1,2
	1,1	1	1,2

Грунты	γ_{c1}	γ_{c2} для зданий и сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении их длины (или отдельного отсека) к высоте L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Пылевато-глинистые и крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем, с показателем текучести грунта или заполнителя: $I_L \leq 0,25$	1,25	1	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1	1	1

Примечания:

1. Жесткими считаются здания и сооружения, конструкции которых приспособлены к восприятию дополнительных усилий от деформаций основания.
2. В зданиях с гибкой конструктивной схемой принимают $\gamma_{c2}=1$.
3. При промежуточных значениях отношения длины здания или сооружения к высоте L/H коэффициент γ_{c2} определяется интерполяцией.

Таблица 6.15

Значения коэффициентов M_γ , M_q и M_c

φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c	φ_{II} , град	M_γ	M_q	M_c
0	0	1	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,1	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,5	12,77
20	0,51	3,06	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

⇒ определяем фактические напряжения под подошвой фундамента:

Реактивное давление грунта по подошве жесткого центрально нагруженного фундамента принимается равномерно распределенным, кПа:

$$p = \frac{N_{II} + G_{fII} + G_{gII}}{A}, \quad (6.8)$$

где N_{II} – нормативная вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;
 G_{fII} и G_{gII} – вес фундамента и грунта на его уступах (для определения веса необходимо определить объем тела фундамента или грунта и умножить его на удельный вес), кН;
 A – площадь подошвы фундамента, м².

Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы. Такое нагружение является следствием передачи на него момента или горизонтальной составляющей нагрузки. При расчете давление по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимают изменяющимся по линейному закону, а его крайние значения при действии момента сил относительно одной из главных осей определяют, как для случая внецентренного сжатия:

$$p_x = \frac{M_y}{W_x} + p, \quad (6.9)$$

где M_x, M_y – изгибающие моменты, относительно главных осей подошвы фундамента, кНм;

W_x, W_y – моменты сопротивления сечения подошвы фундамента относительно соответствующей оси, м³.

Эпюра давлений под подошвой фундамента, полученная по данной формуле должна быть однозначной, т.е. по всей ширине сечения напряжения должны быть сжимающими. Это вызвано тем, что растягивающие напряжения, в случае их возникновения, могут привести к отрыву подошвы фундамента от основания и будет необходим специальный расчет, который не входит в предусмотренный объем курсового проекта.

⇒ Зависимость «нагрузка–осадка» для фундаментов мелкого заложения можно считать линейной только до определенного предела давления на основание. В качестве такого предела принимается расчетное сопротивление грунтов основания R . Выполнение условия $p=R$ соответствует образованию в однородном основании под краями фундамента незначительных, глубиной $z_{max} \cong b/4$, областей предельного напряженного состояния (областей пластических деформаций) грунта, допускающих, согласно СНиП применение модели линейно-деформируемой среды для определения напряжений в основании.

Применимость модели линейно-деформируемой среды обеспечивается выполнением следующих условий:

* для центрально нагруженных фундаментов:

$$p < R, \quad (6.10)$$

* для внецентренно нагруженных фундаментов:

$$p < R,$$

$$p_{\max} < 1,2R \quad (6.11)$$

* для внецентренно нагруженных фундаментов с изгибающими моментами в двух направлениях:

$$p < R,$$

$$p_{\max} < 1,2R$$

$$p^c_{\max} < 1,5R \quad (6.12)$$

В большинстве случаев после первой итерации это условие не выполняется с требуемым допуском (превышение R над p до 5%). Все операции необходимо полностью повторить, подставив в формулу для A' вместо R_0 величину расчетного сопротивления R . Вычислить A , b , подобрать фундамент с новой величиной b , определить новую величину R , рассчитать p и снова проверить условие $p < R$.

Обычно в результате второй итерации условие $p < R$ выполняется в 70% случаев. В случае невыполнения условия расчет еще раз повторить.

При ленточных фундаментах, когда ширина плит совпадает с расчетной шириной, допускается замена прямоугольных плит плитами с угловыми вырезами. При этом плиты (любой формы) укладываются в виде непрерывной ленты. При несовпадении расчетной ширины с шириной плиты проектируются прерывистые фундаменты.

По установленной глубине заложения, форме и размерам подошвы фундамента конструируют фундамент, используя сборные железобетонные и бетонные фундаментные конструкции или конструкции из монолитного бетона.

Расчеты сопровождать необходимыми эскизами.

Особенности расчета прерывистых фундаментов:

При строительстве зданий, к которым не предъявляется требований повышенной жесткости, на прочных грунтах (плотных и средней плотности песках; твердых, полутвердых, тугопластичных пылевато-глинистых) при уровне подземных вод ниже подошвы фундамента допускается применение прерывистых ленточных фундаментов, которые устраивают из плит, расположенных на некотором расстоянии друг от друга. Особенно целесообразно применение таких фундаментов в тех случаях, когда полученная в расчетах ширина оказывается меньше стандартных плит.

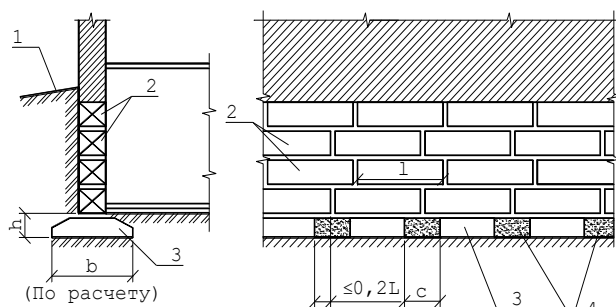


Рисунок 6.7: Прерывистый фундамент

1 – поверхность грунта; 2 – бетонные блоки; 3 – фундаментные плиты; 4 – промежутки между плитами, заполненные грунтом

Прерывистые фундаменты из плит прямоугольной формы и с угловыми вырезами не рекомендуется применять:

- * в грунтовых условиях II типа по просадочности;
- * при залегании под подошвой фундамента рыхлых песков;
- * при сейсмичности района 7 баллов или более; в этом случае нужно применять плиты с угловыми вырезами, укладывая их в виде непрерывной ленты;
- * при залегании ниже подошвы фундамента пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L > 0,5$.

Вследствие распределительной способности грунтов и арочного эффекта давление под подошвой прерывистых фундаментов на небольшой глубине выравнивается и можно считать, что они работают как сплошные. Поэтому их ширину определяют, расчетное сопротивление назначают и расчет осадок производят как для сплошных ленточных фундаментов без вычета площадей промежутков.

Оптимальный интервал между плитами C назначают из условия равенства расчетного сопротивления грунта R , полученного для ленточного фундамента шириной b , сопротивлению грунта, полученному для прерывистого фундамента R_n с шириной плиты b_n , длиной l_n , с коэффициентом условий работы k_d :

$$, \quad (6.13)$$

Коэффициент условий работы зависит от состояния грунтов (для промежуточных значений определяется интерполяцией):

- * $k_d = 1,3$ – для песков с коэффициентом пористости $e \leq 0,55$ и пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \leq 0$;
- * $k_d = 1$ – для песков с коэффициентом пористости $e \leq 0,7$ и пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $I_L = 0,5$;

Из условий работы грунтов основания и стеновых блоков интервал между плитами должен быть $C \leq (0,9 \dots 1,2) \text{ м}$ и не более $0,7 \cdot l_n$, а ширина плиты должна быть $b_n \leq 1,4b$. Для более эффективного использования прерывистых фундамен-

тов число интервалов можно увеличить, применяя укороченные плиты (1180 и 780мм), если это не повлечет неоправданного увеличения трудовых затрат.

6.2.4. Проверка прочности подстилающего слабого слоя

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы фундамента слоя грунта с меньшими прочностными характеристиками (ориентировочно оценивать по R_0), необходимо уточнить возможность применения при расчете формул теории линейно деформируемых тел. Для этого следует провести проверку прочности слабого подстилающего слоя. Проверка проводится по методике п.2.48 СНиП2.02.01-83: полное давление на кровлю слабого подстилающего слоя на глубине z не должно превышать расчетного сопротивления.

$$\sigma_{g(d+z)} + \sigma_{zp} \leq R_{d+z}, \quad (6.14)$$

где $\sigma_{g(d+z)}$ – природное давление на кровлю слабого слоя;

σ_{zp} – дополнительное давление на кровлю слабого слоя от нагрузки на фундамент.

Величину R_{d+z} определяют по формуле (6.7) как для условного фундамента шириной $b_{усл}$ и глубиной заложения $d+z$. Ширину условного фундамента $b_{усл}$ назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Площадь подошвы условного фундамента определяем по формуле:

$$A_{усл} = (N_{II} + G_{II}) / \sigma_{zp}, \quad (6.15)$$

где $(N_{II} + G_{II})$ – расчетная нагрузка на подошву фундамента, кПа;

σ_{zp} – дополнительное напряжение на кровлю слабого слоя от фундамента (определяется по указаниям п.6.2.5), кПа.

Зная величину $A_{усл}$ найдем ширину условного прямоугольного фундамента по формуле:

$$, \quad (6.16)$$

$$a = (l - b) / 2 ,$$

где l и b – длина и ширина подошвы проектируемого фундамента.

Для ленточных фундаментов $b_{усл} = A_{усл} / 1$.

Рисунок 6.8: К проверке прочности слабого подстилающего слоя

a – напряжения на кровле подстилающего слоя; площадь условного фундамента;

1 – несущий слой; 2 – подстилающий слой

6.2.5. Определение конечных деформаций основания

6.2.5.1. Определение осадок основания

В соответствии с заданием в курсовом проекте необходимо рассчитать осадки основания, т.е. деформации, происходящие под действием внешних нагрузок в результате уплотнения и сдвигов частиц грунта, не сопровождающихся коренным изменением его структуры.

Расчет оснований по деформациям производится исходя из условия (6.1):

$$S \leq S_u,$$

где S – совместная конечная деформация (осадка) основания и сооружения, определяемая расчетом по указаниям приложения 2 СНиП 2.02.01-83, методика которого излагается ниже.

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое по указаниям п.6.1.

Расчетная схема основания применяется в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c . Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформированном полупространстве приведена на рис.6.9.

Рисунок 6.9: Схема распределения верти-

кальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве:

DL – отметка планировки; NL – отметка поверхности природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; WL – уровень подземных вод; $B.C$ – нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b – ширина фундамента; p – среднее давление под подошвой фундамента; p_0 – дополнительное давление на основание; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы.

Для расчета S используется метод послойного суммирования осадок, который допустимо применять в случаях, когда давление под подошвой фундамента p не превышает расчетное сопротивление грунта основания R .

Последовательность расчета осадок по методу послойного суммирования следующая:

а) на фоне геологического разреза (выполненного в масштабе) показать контуры проектируемого фундамента;

б) слева от оси фундамента построить эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта (эпюру σ_{zg}), используя формулу:

$$\sigma_{zg} = \gamma' z, \quad (6.17)$$

где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента;

d_n – глубина заложения фундамента;

γ_i, h_i – соответственно удельный вес и толщина i -го слоя грунта;

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды:

(6.18)

Если в толще основания находится водонепроницаемый слой – **глины твердые, полутвердые, тугопластичные, суглинки твердые и скальные не-трещиноватые** породы, то на его кровлю передается давление от вышележащих грунта и подземных вод. Тогда на кровле водоупора возникает скачок напряжений на величину $h_w \gamma_w$.

в) грунтовую толщу от подошвы фундамента вниз разбить на элементарные слои, мощность которых удобно принимать равной $0,2b$ или $0,4b$. При разбивке не надо обращать внимание на границы слоев различных грунтов и на уровень грунтовых вод;

г) справа от оси от уровня подошвы фундамента построить эпюру дополнительных вертикальных напряжений (эпюру σ_{zp}). Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента, определяются по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \quad (6.19)$$

где α – коэффициент, принимаемый по табл.6.17 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, равной $\xi = 2z/b$;

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – дополнительное вертикальное давление на основание (для фундаментов шириной $b \geq 10$ м принимается $p_0 = p$);

p – среднее давление под подошвой фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (при планировке срезкой принимается $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при отсутствии планировки и планировке подсыпкой $\sigma_{zg,0} = \gamma' d_n$, где γ' – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы, d и d_n обозначены на рис.6.6).

Расчет удобно проводить в табличной форме (Табл.6.16).

Таблица 6.16

Расчет эпюры дополнительных напряжений

z	$\xi = 2z/b$	α	σ_{zp}
0	0	1,000	256,0
0,55	0,4	0,977	250,1

Таблица 6.17

Коэффициенты рассеивания напряжений:

$\xi = 2z/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с отношением сторон $\eta = l/b$, равным						лен- точных $\eta 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,233
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания:

1. В табл. Обозначено: b - ширина или диаметр фундамента, l - длина фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом .
3. Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

д) определить нижнюю границу сжимаемой толщи (НГСТ), которая находится на уровне, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$. НГСТ удобно определять графическим способом, для чего справа от оси достаточно построить эпюру $0,2\sigma_{zg}$ в том же масштабе, в котором построена эпюра σ_{zp} . Точка пересечения эпюр σ_{zp} и $0,2\sigma_{zg}$ определит НГСТ;

е) рассчитать осадку по формуле:

$$, \quad (6.20)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -том слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границ слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента;

h_i , E_i – соответственно толщина и модуль деформации i -того слоя грунта; если в i -тый слой входит два геологических слоя, то E_i принимать по тому слою, мощность которого в i -том слое больше;

n – число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

Вычисленную величину S сравнить с S_u (Таблица 6.1) и сделать выводы. Если величина осадки окажется больше предельного значения, необходимо перепроектировать фундамент.

На кафедре оснований и фундаментов КГАУ разработана программа расчета конечных деформаций основания с учетом просадочных свойств. Этой программой можно воспользоваться в компьютерном классе инженерно-строительного факультета для расчетов в рамках курсового и дипломного проектирования.

6.2.5.2. Определение крена фундамента

Крен фундамента может быть вызван внецентренным приложением равнодействующей внешних сил (действием изгибающего момента), влиянием соседних фундаментов или неоднородностью грунтов основания.

В рамках курсового проекта рассматривается случай крена, вызванного внецентренным приложением нагрузки и определяется по формуле, рекомендованной СНиП2.02.01-83:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (6.21)$$

где E и ν – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта основания (среднее значение коэффициента Пуассона ν составляет для песков и супесей – 0,30, для суглинков – 0,35, для глин – 0,42.

k_e – коэффициент, принимаемый по Таблица 6.18;

N – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы. Если ширина фундамента $b < 10$ м принимается $N = p_0 A$, при $b \geq 10$ м – $N = p A$, где p_0 и p – соответственно дополнительное и полное давление на основание, и A – площадь подошвы фундамента;

e – эксцентриситет приложения равнодействующей $e = M/N$;

a – диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, в направлении которой действует изгибающий момент.

Крен фундаментов не определяется, если конструкция надземной части сооружения исключает их поворот.

Таблица 6.18

Значения коэффициента k_e

Форма фундамента в направлении действия момента	$m = l/b$	Коэффициент k_e при $2H/b$, равном						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны $a = l$	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,56	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны $a = b$	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый $a = 2r$	–	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75

Примечание: H_c – мощность сжимаемой толщи

6.2.6. Особенности расчета фундаментов на просадочных грунтах

Основными характеристиками лессовых просадочных грунтов являются:

- * относительная просадочность ε_{sl} , представляющая собой относительное сжатие грунтов при заданном давлении после их замачивания;
- * начальное просадочное давление p_{sl} , рассматриваемое как минимальное давление, при котором проявляются просадочные свойства пород при их полном водонасыщении;
- * начальная просадочная влажность W_{sl} – минимальная влажность, при которой лессовый грунт проявляет просадочные свойства.

Расчет оснований зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах производится, как правило, по второй группе предельных состояний.

Расчетное сопротивление основания R при возможном замачивании лессовых просадочных грунтов принимается равным:

начальному просадочному давлению p_{sl} , при этом устраняется возможность просадки грунтов от внешней нагрузки за счет снижения давления под подошвой фундамента;

рассчитанной по формуле 6.7 величине с использованием значений прочностных характеристик грунтов c_{II} и ϕ_{II} , определенных в условиях полного замачивания.

Деформации оснований зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах определяются суммированием осадок и просадок:

$$S + S_{sl} \leq S_u \quad (6.22)$$

Расчет просадки основания ведется параллельно с расчетом осадки по подобной методике.

Просадка грунтов S_{sl} основания при увеличении их влажности вследствие замачивания сверху больших площадей, а также замачивания снизу при подъеме уровня подземных вод, определяется по формуле:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i} \quad (6.23)$$

где $\varepsilon_{sl,i}$ – относительная просадочность i -го слоя грунта при давлении, равном сумме природных и дополнительных напряжений; принимается в соответствии с данными инженерно-геологических испытаний грунтов строительной площадки;

h_i – толщина i -го слоя;

$k_{sl,i}$ – коэффициент условий работы основания, принимаемый для фундаментов шириной от 12м и более, равным 1, а для ленточных фундаментов шириной до 3м по формуле:

$$k_{sl,i}=0,5+1,5(p-p_{sl,i})/p_0, \quad (6.24)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$p_{sl,i}$ – начальное просадочное давление грунта i -го слоя, кПа;

p_0 – давление, равное 100кПа.

При $3\text{м} < b < 12\text{м}$ – определяется по интерполяции между значениями $k_{sl,i}$, полученными при $b=3\text{м}$ и $b=12\text{м}$. При определении просадки от собственного веса грунта принимается $k_{sl,i}=1$.

Суммирование просадки по предложенной формуле производится в пределах зоны просадки h_{sl} , принимаемой равной:

- а) толщине верхней зоны просадочной толщи при определении просадки от внешней нагрузки; нижняя граница зоны определяется глубиной, где соблюдается условие $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} = p_{sl}$, или глубиной, где значение σ_z имеет минимальное значение и $\sigma_{z \min} > p_{sl}$;
- б) толщине нижней зоны просадки при определении просадки от собственного веса грунта $S_{sl,q}$, начиная с глубины z_q , где $\sigma_z > p_{sl}$ или величина σ_z имеет минимальное значение при $\sigma_{z \min} > p_{sl}$;

При расчете просадки рассматриваются только те слои грунта, у которых значение относительной просадочности при фактическом напряжении $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ (т.е. фактическое напряжение больше начального просадочного давления).

Проектирование оснований, сложенных лессовыми просадочными грунтами, в случае их возможного замачивания должно осуществляться с применением мероприятий, исключающих или снижающих просадки оснований до допустимых значений и уменьшающих их влияние на эксплуатационную пригодность зданий и сооружений. При этом следует предусматривать одно из следующих мероприятий:

- 1) устранение просадочных свойств лессовых грунтов в пределах всей просадочной толщи (глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием лессовых грунтов, термическим и химическим укреплением);
- 2) прорезку просадочных грунтов глубокими фундаментами всех видов, в том числе свайными и массивами из закрепленного грунта;
- 3) комплекс водозащитных (устройство сплошных водонепроницаемых экранов из уплотненного лессового грунта, отмосток шириной не менее 2м, перекрывающих пазухи котлована; прокладка водонесущих коммуникаций в железобетонных лотках) и конструктивных мероприятий (увеличение прочности и жесткости конструкций; применение гибких конструкций), а также предусматривающих частичное устранение просадочных свойств (устройство песчаных подушек, вытрамбовывание котлованов, укрепление грунтов).

6.2.7. Фундаменты на основаниях, сложенных набухающими грунтами

Ряд глинистых грунтов обладает способностью набухать при повышенной влажности и, наоборот, давать усадку при последующем снижении влажности. Способность к набуханию имеют также некоторые виды шлаков и пылевато-глинистых грунтов при замачивании химическими отходами производства.

Набухающие грунты характеризуются следующими параметрами, определяемыми на основе опытов:

- * давлением набухания p_{sw} ;
- * влажностью набухания W_{sw} ;
- * относительным набуханием при заданном давлении ε_{sw} ;
- * относительной усадкой при высыхании ε_{sh} .

Расчет оснований, сложенных набухающими грунтами производится следующим образом. Деформации уплотнения грунтов основания от внешней нагрузки и возможная осадка от уменьшения влажности набухающего грунта должны суммироваться. Подъем основания при набухании грунтов рассчитывается в предположении полной стабилизации осадок уплотнения грунтов от внешней нагрузки.

Осадку основания в результате высыхания набухающих грунтов определяется по формуле:

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i, \quad (6.25)$$

где $\varepsilon_{sh,i}$ – относительная линейная усадка грунта i -го слоя;

h_i – толщина i -го слоя грунта;

$K_{sh}=1,3$ – коэффициент;

n – число слоев в пределах зоны усадки.

Нижняя граница зоны усадки, как правило, должна определяться опытным путем. При отсутствии таковой величина H_{sh} принимается равной 5м.

Подъем основания при набухании грунта определяется по формуле:

$$s_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i, \quad (6.26)$$

где $\varepsilon_{sw,i}$ – относительное набухание i -го слоя грунта;

h_i – толщина i -го слоя грунта;

$K_{sw,i}$ – коэффициент принимаемый равным 0,8 при $\sigma_{z,tot}=0,05\text{МПа}$; 0,6 – при $\sigma_{z,tot}=0,3\text{МПа}$; при промежуточных значениях $\sigma_{z,tot}$ $K_{sw,i}$ принимается по интерполяции;

n – число слоев, на которое разбита зона набухания грунта.

Положение нижней границы зоны набухания H_{sw} находится из следующих условий:

- 1) при инфильтрации влаги – горизонтом грунта, где суммарное давление $\sigma_{z,tot}$ равно давлению набухания p_{sw} ;
- 2) при экранировании поверхности и изменении водно-теплового режима – опытным путем или равным $H_{sw}=5\text{м}$ при отсутствии опытных данных.

Если расчетные деформации оснований, сложенных набухающими грунтами, оказываются больше предельных, предусматривают следующее:

- * водозащитные мероприятия;
- * предварительное замачивание набухающих грунтов в пределах всей зоны или ее части;
- * проектирование компенсирующих песчаных подушек;
- * замену набухающего грунта ненабухающим полностью или частично;
- * прорезку фундаментами слоя набухающих грунтов (полную или частичную).

В качестве конструктивных мероприятий принимается увеличение жесткости зданий и сооружений путем разбивки на отдельные отсеки осадочными швами, устройство железобетонных непрерывных поясов толщиной не менее 15см, выполняемых в нескольких уровнях по высоте.

6.3. Расчет и конструирование свайных фундаментов.

6.3.1. Общие указания

Сваями называются погружаемые или сформированные в грунте в вертикальном или наклонном положении относительно длинные стержни, передающие нагрузки на основание за счет лобового сопротивления и трения грунта по боковой поверхности.

Свайным фундаментом считают группу свай, объединенных сверху специальной конструкцией в виде плит или балок, называемых **ростверками**, которые предназначены для передачи и равномерного распределения нагрузки на сваи. Ростверки, являясь несущими конструкциями, служат для опирания надземных конструкций зданий.

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен производиться по предельным состояниям двух групп.

1. По первой группе:

- по прочности конструкций свай, свайных ростверков;
- по несущей способности грунта основания свайных фундаментов и свай;
- по устойчивости (несущей способности) оснований свайных фундаментов в целом, если на них передаются горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.) или если основания ограничены откосами либо сложены крутопадающими слоями грунта.

2. По второй группе:

- по осадкам оснований свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;

- по перемещениям свай (вертикальным, горизонтальным перемещениям, углам поворота головы сваи) совместно с грунтом оснований от действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов;
- по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

6.3.2. Выбор типа и размера свай

Тип свай выбирается в зависимости от метода производства работ (забивные или изготавливаемые в грунте), формы поперечного сечения (квадратные, прямоугольные, круглые, квадратные с круглой полостью и др.), вида армирования (напряженно-армированные, и ненапряженно-армированные) и т.д.

Размеры свай и глубина их забивки назначаются проектировщиком и зависят от ряда факторов: геологических условий, действующих нагрузок, типа ростверка, имеющегося оборудования для изготовления свай.

Для забивных железобетонных свай квадратного сечения поперечные размеры изменяются от 20х20см до 45х45см (Таблица 6.19).

При проектировании свайного фундамента из таких свай в качестве первого приближения рекомендуется применять размер 30х30см. В зависимости от положения подошвы относительно поверхности земли ростверки бывают высокие (подошва расположена над поверхностью грунта), пониженные (подошва расположена на поверхности грунта, или незначительно заглублена) и низкие (полностью расположены в грунте). Положение ростверка обычно назначает проектировщик надземной части здания или сооружения. В курсовом проекте студент назначает положение ростверка самостоятельно в зависимости от конструктивных решений подземной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья). Глубина заложения ростверка определяется аналогично глубине заложения фундамента на естественном основании (см. п.6.2.2).

Сопряжение свай с ростверком может быть свободным (шарнирным) и жестким.

Свободное опирание ростверка на сваи при монолитных ростверках должно выполняться путем заделки головы сваи в ростверк на глубину 5...10см. Заделка выпусков арматуры в ростверк в этом случае необязательна.

Жесткое сопряжение обеспечивается заделкой свай в ростверк на глубину не менее d (d – сторона квадратной сваи или диаметр круглой). Жесткое сопряжение следует предусматривать в случаях когда:

- стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.д.);
- сжимающая нагрузка, передаваемая на сваи, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;
- на сваи действуют горизонтальные нагрузки, величины перемещений от которых при свободном опирании (определенные расчетом) оказываются более предельно допускаемых для проектируемого здания или сооружения;

- г) в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи;
 д) сваи работают на выдергивающие нагрузки.

В остальных случаях назначается свободное сопряжение сваи с ростверком.

Таким образом, назначив тип ростверка (т.е. геометрическое положение его относительно поверхности грунта) и сопряжение сваи с ростверком, мы определили положение верхней части (оголовка) сваи.

Острые сваи следует располагать в прочных малосжимаемых грунтах. При этом заглубление нижних концов свай в грунты, принятые за основание должно быть не менее:

* в крупнообломочные грунты, гравелистые, крупные и средней крупности песчаные грунты, а также глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$ не менее 0,5 м;

* в прочие виды нескальных грунтов – 1 м.

Назначив ориентировочное положение нижнего конца сваи на геологическом разрезе, устанавливают длину сваи (для забивных по соответствующим каталогам и ГОСТ) и уточняют положение нижнего конца сваи.

Таблица 6.19

Основные размеры и масса железобетонных свай квадратного сечения

Марка	Сторона поперечного сечения	Длина, мм		Масса, т	
		призматической части L	острия l	1м сваи	острия
С	200	3000...6000	150	0,10	0,01
	250	4500...6000	250	0,16	0,03
	300	3000...12000	250	0,22	0,05
	350	8000...16000	300	0,30	0,06
	400	13000...16000	350	0,40	0,08
СН	300	9000...15000	250	0,22	0,04
	350	10000...20000	300	0,30	0,06
	400	13000...20000	350	0,40	0,08
СНпр	200	3000...6000	150	0,10	0,01
	250	4500...6000	250	0,16	0,03
	300	2000...15000	250	0,22	0,05
	350	8000...20000	300	0,30	0,06
	400	13000...20000	350	0,40	0,08
СНп	300	11000...15000	250	0,22	0,04
	350	10000...20000	300	0,30	0,06
	400	13000...20000	350	0,40	0,08

Примечания:

1. Длина забивных свай L измеряется от оголовка сваи до начала острия.

2. Длина забивных свай до 6м изменяется в каталогах через 0,5м, свыше 6м – через 1м.
3. Обозначение свай: С4,5-30 – сплошная свая с поперечным армированием и с ненапрягаемой арматурой длиной 4,5м и сечением 30×30см (по ГОСТ 19804.1-79) (С – свая с ненапрягаемой арматурой; СН – с напрягаемой арматурой; СНпр – с напрягаемой проволочной арматурой; СНп – с напрягаемой прядевой арматурой.)

6.3.3. Расчет несущей способности одиночной сваи

По условиям работы сваи в грунте сваи делятся на сваи-стойки и висячие сваи.

Сваи-стойки передают нагрузку на практически несжимаемые породы (скальные и полускальные, сланцы, мергели, очень плотные грунты). Их вертикальные перемещения ничтожны, силы трения по боковой поверхности не развиваются и в расчете не учитываются. Несущая способность таких свай зависит от сопротивления грунтов, залегающих под нижним концом свай ($F_d = R_s$).

Рисунок 6.10: Расчетная схема к определению несущей способности одиночной сваи

z_i – глубина до середины слоя грунта, для которого определяется сопротивление на боковой поверхности; h_i – толщина i -го слоя грунта; h – полная глубина погружения сваи

Несущую способность F_d (кН) висячей забивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов оснований под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

где $\gamma_c=1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по Таблица 6.20;

A – площадь опирания на грунт сваи, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, определяемое по **Ошибка! Источник ссылки не найден.**;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м;

γ_{cR} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения на расчетные сопротивления грунта, определяемые по Таблица 6. и принимаемые независимо друг от друга.

Для того, чтобы воспользоваться предложенной формулой необходимо вычертить расчетную схему сваи на фоне геологического разреза (Рисунок 6.10).

Грунтовую толщу в пределах сваи разбивают на элементарные однородные слои, мощность которых не должна превышать 2м. При этом на уровень грунтовых вод внимания не обращать, а растительный слой не учитывать. Рекомендуемая схема разбивки геологических слоев на элементарные: 2м+...+2м+остаток.

Таблица 6.20

Расчетное сопротивление под нижним концом сваи

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погруженных без выемки грунта, R , кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых		
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6000</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погруженных без выемки грунта, R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых		
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

См. примечания к Таблица 6.

Таблица 6.21

Коэффициенты условий работы для расчета несущей способности забивных свай

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	Под нижним концом γ_{cr}	На боковой поверхности γ_{cf}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными) паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1м ниже забоя скважины при ее диаметре:	1,0	0,5
а) равной стороне квад-	1,0	0,6

ратной сваи б) на 0,05м менее стороны квадратной сваи в) на 0,15м меньше стороны квадратной или диаметра круглой сваи	1,0	1,0
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре погружения без применения подмыва	1,0	0,9
Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты: а) песчаные средней плотности: крупные и средней крупности мелкие пылеватые б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L=0,5$: супеси суглинки глины в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 1,0	1,0 1,0 1,0 0,9 0,9 0,9 1,0
Погружение вдавливанием сплошных свай: а) в пески средней плотности, крупные, средней крупности и мелкие б) в пески пылеватые в) пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0$ г) то же $I_L > 0$	1,1 1,1 1,1 1,0	1,0 0,8 1,0 1,0

Примечания:

1. В случаях, когда в Таблица 6.20 значения R указаны дробные, числитель относится к пескам, а знаменатель – к глинам.
2. В Таблица 6.20 и **Ошибка! Источник ссылки не найден.** глубину погружения нижнего конца сваи и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10м – от условной отметки, расположенной соответственно на 3м выше уровня срезки или на 3м ниже уровня подсыпки.
3. Для промежуточных глубин погружения свай и свай-оболочек и промежуточных значений текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и f_i определяются интерполяцией.
4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по материалам статического зондирования, значения по Таблица 6.20 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличивать на 100%. При определении степени плотности грунта по материалам других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков по Таблица 6.20 следует увеличить на 60%, но не более чем до 20МПа.
5. Значения расчетных сопротивлений R по Таблица 6.20 допускается использовать при условии, если заглубление сваи в неразмываемый и несмываемый грунт составляет не менее 3м.
6. Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15х0,15м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается повышать на 20%.
7. Для забивных свай, опирающихся нижним концом на рыхлые песчаные грунты или на пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, несущую способность следует определять по результатам статических испытаний свай.
8. При определении по **Ошибка! Источник ссылки не найден.** расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай-оболочек и свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2м.
9. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30% против значений, приведенных в **Ошибка! Источник ссылки не найден..**
10. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% против значений, приведенных в **Ошибка! Источник ссылки не найден.** при любых значениях показателя текучести.

6.3.4. Определение количества свай, размещение их в плане и конструирование ростверка

Число свай определяется из допущения, что ростверк осуществляет равномерное распределение нагрузки на свайный куст или свайный ряд (полученное значение округляется до ближайшего большего целого числа):

$$n = \frac{\gamma_k (N_I + G_{fl})}{F_d}, \quad (6.28)$$

где γ_k – коэффициент надежности, назначаемый в зависимости от способа определения несущей способности свай. Если она определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой, $\gamma_k=1,2$; по результатам статического зондирования грунтов $\gamma_k=1,25$; определенная с использованием табличных значений R и f – $\gamma_k=1,4$;

N_I – расчетная нагрузка, действующая по обрезу фундамента, кН;

G_{fl} – ориентировочный вес ростверка и грунта на его обрезах, кН;

F_d – несущая способность одиночной сваи, кН.

6.3.4.1. Размещение свай в кустовом фундаменте

В случае центральной нагрузки, сваи располагают наиболее компактным образом симметрично относительно оси нагрузки. Минимальное расстояние между сваями в осях $3d$ (d – сторона квадратной или диаметр круглой сваи).

При небольших эксцентриситетах с краевыми напряжениями на ростверке $\sigma_{max} \leq 1,4\sigma_{min}$ для упрощения производства работ сваи можно размещать равномерно. При больших эксцентриситетах у нагруженного края устанавливают большее количество свай. Для того, чтобы все сваи были нагружены одинаково, их следует размещать по эпюре давлений в сечении, проходящем по подошве ростверка. Эпюру делят на равные площади и в центре тяжести каждого участка располагают оси свай.

Нагрузку N , приходящуюся на каждую сваю во внецентренно нагруженном фундаменте можно определить по формуле:

$$N = \frac{(N_I + G_I)}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (6.29)$$

где M_x, M_y – расчетные моменты относительно главных центральных осей подошвы ростверка;

x_i, y_i – расстояния, м, от главных осей до оси каждой сваи;

x, y – расстояния, м, от главных осей до оси сваи, для которой определяется нагрузка;

n – число свай в фундаменте.

Максимальное усилие на сваю, найденное по формуле 6.29, должно удовлетворять условию:

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (6.30)$$

При кратковременных (ветровых, крановых и т.д.) нагрузках допускается перегрузка крайних свай до 20%. Разница между максимально и минимально нагруженными сваями не должна превышать 3:1.

Если условие не выполняется, необходимо увеличить число свай в фундаменте или расстояние между ними.

6.3.4.2. Размещение свай в ленточном свайном фундаменте

Свайные фундаменты в виде лент под стены зданий и сооружений могут быть со сваями, расположенными в один, два и более рядов в линейном и шахматном порядке (Рисунок 6.11).

Минимальное расстояние между сваями в осях $3d$, максимальное – $6d$. В ленточном свайном фундаменте в случае, если $3d \leq a \leq 6d$ сваи располагают по оси стены в один ряд через расстояние a (в осях).

Если a незначительно меньше $3d$, используют шахматное расположение свай. Расстояние между рядами свай c_p в этом случае определяется по формуле:

$$c_p = \frac{a + 3d}{2} \quad (6.31)$$

Если a существенно меньше $3d$, то используют двухрядное или даже трехрядное расположение (что для гражданских зданий не очень удобно). В таких случаях рекомендуется произвести перерасчет фундамента, приняв сваи с большей несущей способностью.

Если $a > 6d$, это свидетельствует о том, что сваи для данного случая приняты очень мощные и следует произвести перерасчет для более коротких свай или же выбрать сваи меньшего сечения.

Рисунок 6.11: Расположение свай в плане под стенами

а – линейное в один ряд; б – линейное в два ряда; в – шахматное;
 b_p – ширина ростверка, назначаемая конструктивно или по расчету

6.3.4.3. Конструирование ростверка

Разместив сваи в плане, необходимо наметить основные размеры ростверка. Ростверки выполняют из монолитного или сборного железобетона.

Высоту ростверка назначают по расчету или конструктивно. По конструктивным соображениям высота ростверка должна быть равна $h_0 + 0,25$ м, но не менее 0,3 м (h_0 – величина заделки свай, м).

Расстояние от края ростверка до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается:

- при однорядном их размещении $0,2d + 5$ см,
- при двух- и трехрядном $0,3d + 5$ см и большем числе рядов $0,4d + 5$ см (здесь d – в см).

В пучинистых грунтах между подошвой ростверка и поверхностью грунта предусматривается зазор не менее 0,2 м.

6.3.5. Определение конечных деформаций основания свайного фундамента. Окончательный выбор параметров свайного фундамента.

Наряду с расчетом по несущей способности свайные фундаменты из висячих свай рассчитывают по второй группе предельных состояний, т.е. по деформациям.

Сложность определения осадок свайных фундаментов связана с тем, что они передают нагрузку на грунт основания одновременно через боковую поверхность и нижние концы свай. В связи с этим при расчете осадок принимаются упрощающие допущения – свайный фундамент рассматривается как условный массивный фундамент на естественном основании. Это означает, что сваи, грунт межсвайного пространства, а также некоторый объем грунта, примыкающего к наружным сторонам свайного фундамента, рассматриваются как единый массив.

Рисунок 6.12: Схемы условных фундаментов для расчета по второй группе предельных состояний

Первоначально определяют среднее давление, передаваемое на грунт в плоскости нижних концов свай по площади, через которую это давление передается на основание. Эта площадь называется площадью условного фундамента. Тогда среднее давление по подошве условного фундамента можно определить по формуле:

$$p_{II} = \frac{N_{II} + G_{yф}}{l_{yф} b_{yф}}, \quad (6.32)$$

где N_{II} – нормативная нагрузка по обрезу фундамента, кН;

$G_{yф}$ – вес ростверка, свай и грунта в пределах объема условного фундамента, кН;

$l_{yф}$, $b_{yф}$ – ширина и длина подошвы условного фундамента, м.

В собственный вес условного фундамента при определении его осадки включаются вес свай и ростверка а также вес грунта в объеме условного фундамента (без вычета объема свай).

Границы условного фундамента определяются следующим образом:

- * снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай;
- * сверху – поверхность планировки грунта;
- * с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $c = h \times \operatorname{tg}(\varphi_{mi}/4)$, а при наличии

наклонных свай – проходящих через нижние концы этих свай, где φ_{mt} – средневзвешенное расчетное значение угла внутреннего трения грунта в пределах длины свай, определяемое по формуле:

$$\varphi_{mt} = \frac{\sum_0^n \varphi h_i}{\sum_0^n h_i}, \quad (6.33)$$

где $h = h_1 + h_2 + \dots + h_n$ – глубина погружения свай в грунт, считая от подошвы ростверка (или подошвы растительного слоя), м.

Размеры подошвы условного фундамента при определении его границ по этим правилам, находим по формулам (для ленточного свайного фундамента на длине $l_y = 1$ м):

$$b_y = a_b(m_b - 1) + d + 2c \quad (6.34)$$

$$l_y = a_l(m_l - 1) + d + 2c, \quad (6.35)$$

где a_b и a_l – расстояния между осями свай соответственно по поперечным и продольным осям, м;

m_b и m_l – количество рядов свай по ширине и длине фундамента;

d – диаметр круглого или сторона квадратного сечения свай, м.

Значение p_{II} не должно превышать расчетного сопротивления на грунт основания R для условного фундамента, т.е. должно выполняться условие

$$p_{II} \leq R,$$

Если данное условие не выполняется, то увеличивают количество свай, изменяют расстояние между сваями или изменяют размеры свай.

Осадку свайного фундамента определяем как для условного фундамента на естественном основании по указаниям п.6.2.5.1.

Обязательным контролем расчета по второму предельному состоянию являются условия:

$$S < [S]_u$$

$$\Delta S/L < [\Delta S/L]_u$$

7. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ

При реальном проектировании оснований и фундаментов зданий и сооружений приходится учитывать много факторов, влияющих на выбор проектного решения, и разрабатывать несколько (не менее трех) вариантов.

Следует иметь в виду, что выполнение оценок целесообразности того или иного типа фундаментов следует производить, как правило, для здания и сооружения в целом. Нельзя судить о преимуществе конструкции фундамента, например, по анализу технико-экономических показателей, полученных для одного фундамента, так как оптимальное решение для этого фундамента может не

отражать оптимальность решения различных фундаментов, имеющих в здании.

Однако, только в рамках курсового проекта, для предварительной оценки технико-экономических показателей фундаментов различных видов в Таблица 7.1 приведены удельные показатели стоимости и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов.

Таблица 7.1

Удельные показатели стоимости (в ценах 1985г) и трудоемкости основных видов работ при устройстве фундаментов

Наименование работ	Стоимость, руб	Трудоем- кость, чел.- дни
Разработка грунтов глубиной до 3м: песчаных глинистых влажных	1,8 2,0 2,3	0,23 0,28 0,32
Устройство подготовки под фундаменты: песчаной щебеночно-гравийной бетонной	4,8 11,5 23,7	0,11 0,13 0,58
Устройство монолитных железобетонных фунда- ментов и ростверков из бетона марки М200: столбчатых ленточных	29,6 26,1	0,72 0,38
Устройство сборных железобетонных фундаментов из бетона марки М200	59,2	0,55
Устройство ленточных фундаментов и стен подва- лов из сборных бетонных блоков марки М100	53	0,42
Погружение железобетонных свай из бетона марки М300 в грунты I группы: длинной до 12м длинной до 16м составных длинной до 20м	85,2 93,8 105,3	1,05 1,68 1,6
Погружение железобетонных свай из бетона марки М300 в грунты II группы: длинной до 12м длинной до 16м составных длинной до 20м	90,3 103,7 111,2	1,05 1,68 1,6

Наименование работ	Стоимость, руб	Трудоем- кость, чел.- дни
Бурение лидерных скважин в грунтах: I группы II группы	1,85 2,15	0,09 0,11
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М200 без уширения диаметром мм: ≤630 ≤720 ≤820 ≤1020	58,3/90,8 54/84,8 53,7/82,4 50/74,3	1,32/1,97 1,02/1,41 0,91/1,25 0,76/1,04
Устройство буронабивных железобетонных свай из бетона марки М200 с уширением	87,6/125,8	2,36/2,56
Устройство набивных свай из бетона марки М200 с уплотнением скважин (в деле): пробивкой вытрамбовыванием	45,0 37,2	1,12 1,32

Примечания:

1. Показатели по всем видам работ (за исключением бурения лидерных скважин) даны на 1м³, а по бурению лидерных скважин – на 1м.
2. Над чертой даны значения для связных грунтов, под чертой – для несвязных.
3. Показатели по земляным работам учитывают транспортировку, обратную за-
сыпку и уплотнение грунта.
4. Затраты труда даны только для строительной площадки.

8. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ И СТЕН ПОДВАЛЬНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ

8.1. Общие положения

Ленточные фундаменты под стены выполняются в монолитном или сборном варианте. Размеры подошвы фундамента определяются по указаниям п.6.2.3 как для внецентренного сжатия. Порядок определения силовых факторов в уровне подошвы излагается ниже.

По конструктивному решению стены подвалов зданий подразделяются на массивные (кирпич, бетонные блоки) и гибкие (железобетонные навесные панели)

Наружные стены подвалов рассчитываются на нагрузки, передаваемые наземными конструкциями, и на давление грунта.

Усилия в стенах подвала, опертых на перекрытие, определяются как балочных плит с защемлением на уровне сопряжения с фундаментом и с шарнирной опорой в уровне опирания на перекрытие с учетом возможного перераспределения усилий от поворота (крена) фундамента или смещения стен при загрузке территории, прилегающей к подвалу.

8.2. Определение активного давления грунта на подпорные стены

Наружные стены подвалов рассчитываются на нагрузки, передаваемые наземными конструкциями, и на давление грунта, определяемое по нижеизложенным рекомендациям.

Полезная нагрузка на прилегающей к подвалу территории по возможности заменяется эквивалентной равномерно распределенной. При отсутствии данных об интенсивности полезной нагрузки она может быть принята равной $q=10\text{кПа}$.

Усилия в стенах подвала, опертых на перекрытие, определяются как для балочных плит с защемлением на уровне сопряжения с фундаментом, так и с шарнирной опорой в уровне опирания на перекрытие с учетом возможного перераспределения усилий от поворота (крена) фундамента или смещения стен при загрузке территории, прилегающей к подвалу.

8.2.1. Давление от собственного веса грунта

В случае свободной от нагрузки наклонной поверхности засыпки и наклонной тыловой грани стены горизонтальная σ_{ah} и σ_{av} вертикальная составляющие активного давления грунта на глубине z (Рисунок 8.1) определяются по формулам:

для несвязного грунта

$$\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a \quad (8.1)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (8.2)$$

для связного грунта

$$\sigma_{ah}' = \sigma_{ah} - \sigma_{ch} \quad (8.3)$$

$$\sigma_{av}' = \sigma_{ah}' \operatorname{tg}(\alpha + \delta), \quad (8.4)$$

$$\sigma_{ch} = cK \quad (8.5)$$

где γ – расчетное значение удельного веса грунта;

σ_{ch} – давление связности;

c – удельное сцепление грунта;

α – угол наклона тыловой грани стены к вертикали, принимаемый со знаком плюс при отклонении от вертикали в сторону стены;

δ – угол трения грунта на контакте со стенкой, принимаемый для стен с повышенной шероховатостью равным φ , для водонасыщенных мелкозернистых песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок

равным 0, в остальных случаях равным $0,5 \varphi$ (здесь φ – расчетное значение угла внутреннего трения грунта)

λ_a – коэффициент активного давления грунта.

(8.6)

где ρ – угол наклона поверхности грунта к горизонту принимаемый со знаком плюс при отклонении этой поверхности от горизонтали вверх.

В частном случае для гладкой вертикальной тыловой грани и горизонтальной поверхности грунта коэффициент активного бокового давления грунта вычисляется по формуле:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (8.7)$$

Значение коэффициента K определяется по формуле (если полученное значение меньше нуля, то в расчетах принимается $K=0$):

(8.8)

В частном случае при горизонтальной поверхности засыпки ($\rho=0$) и вертикальной задней грани ($\alpha=0$) горизонтальная составляющая активного давления грунта на глубине z , определяется по формуле:

$$\sigma_{ah}' = \gamma z \lambda_a + c(\lambda_a - 1)/\operatorname{tg} \varphi \quad (8.9)$$

Рисунок 8.1: К определению активного давления грунта на стенку

а – несвязного; б – связного

8.2.2. Давление от нагрузки на поверхности засыпки

Определим давление на стены от сплошной равномерно распределенной нагрузки q . Горизонтальная σ_{qh} и σ_{qv} вертикальная составляющие активного давления грунта от этой нагрузки на глубине z для связных и несвязных грунтов определяются по формулам:

$$\sigma_{qh} = q\lambda_a \quad (8.10)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\alpha + \delta) \quad (8.11)$$

Рисунок 8.2: К определению давления грунта от нагрузки на поверхности засыпки

8.3. Определение силовых факторов в стене подвала

Изгибающие моменты и поперечные силы в стенах подвалов определяются по формулам:

* при перекрытии подвала, расположенным ниже уровня планировки (рис.6.17)

$$M_{inf} = m_2(v_1\sigma_{sup} + v_2\sigma_{inf})lH^2; \quad (8.12)$$

$$(8.13)$$

$$(8.14)$$

$$(8.15)$$

расстояние от верхней опоры до максимального пролетного момента:

$$(8.16)$$

* при перекрытии подвала, расположенном выше уровня планировки,

$$(8.17)$$

$$(8.18)$$

$$(8.19)$$

$$(8.20)$$

$$(8.21)$$

где σ_{sup} и σ_{inf} – горизонтальные давления на верхнюю и нижнюю части стены подвала от собственного веса грунта и от равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта:

$$\sigma_{sup} = \sigma_{ah}^{sup} + \sigma_{qh} - \sigma_{ch}; \quad (8.22)$$

$$\sigma_{inf} = \sigma_{ah}^{inf} + \sigma_{qh} - \sigma_{ch}; \quad (8.23)$$

где σ_{ah}^{sup} , σ_{ah}^{inf} , σ_{qh} и σ_{ch} – определяются по указаниям, приведенным ниже (индексы «*sup*» и «*inf*» относятся соответственно к верхней и нижней частям стены);

M_{inf} – изгибающий момент на уровне нижней опоры;

M_x – изгибающий момент в сечении стены, расположенным на расстоянии X от верхней опоры;

Q_{sup} – поперечная сила на уровне верхней опоры;

Q_{inf} – поперечная сила на уровне нижней опоры (на уровне сопряжения стены с фундаментом);

l – размер сечения стены (в продольном направлении);

H – расстояние от низа перекрытия до верха фундамента;

H_1 – толщина слоя грунта, вводимая в расчет при определении бокового давления грунта (см. рис. 6.17);

m_1 – коэффициент, учитывающий поворот фундамента;

m_2 – коэффициент, учитывающий податливость верхней опоры;

k_1 и k_2 – коэффициенты, учитывающие изменение жесткости стеновых панелей (для стен с переменной толщиной по высоте), принимаются по Таблица 8.1 в зависимости от отношения толщины стеновой панели в верхней части δ_{sup} к толщине ее в нижней части δ_{inf} на уровне сопряжения с фундаментом;

$n = H_1/H$.

Таблица 8.1

Значения коэффициента жесткости

$\sigma_{sup}/\sigma_{ihf}$	k_1	k_2
1	0,0583	0,0667
0,7	0,0683	0,0747
0,6	0,0753	0,0787
0,5	0,0813	0,0837
0,4	0,0883	0,0907
0,3	0,0993	0,0977

Коэффициент m_1 , учитывающий поворот ленточного фундамента, принимается при наличии конструкций, препятствующих повороту фундамента (перекрестных лент или сплошной фундаментной плиты), равным 0,8; в остальных случаях m_1 определяется по формуле:

$$m_1 = \frac{E_{m\omega} b \delta_{inf}}{E h_f^3}, \quad (8.24)$$

где $E_{m\omega}$ – модуль упругости материала стены;

E – модуль деформации грунта основания;

b – ширина подошвы фундамента;

δ_{inf} – толщина стены в сечении по обрезу фундамента;

h_f – высота фундамента.

Если значение m_1 по данной формуле окажется более 0,8, то принимается $m_1=0,8$.

Рисунок 8.3: К определению расчетных усилий в стенах подвалов

а – при перекрытии выше уровня планировки; б – при перекрытии ниже уровня планировки

Коэффициент m_2 в случае, когда перекрытие подвала расположено ниже уровня планировки, принимается:

* при невозможности горизонтального смещения верхней опоры стены (опирание перекрытия на массивные фундаменты, поперечные стены и т.п.):

$$m_2 = m_1 + 0,2;$$

* при возможности упругого смещения верхней опоры стены:

$$m_2 = 1,2(m_1 + 0,2).$$

Если перекрытие подвала расположено выше уровня планировки:

$$m_2 = 1,4(m_1 + 0,2).$$

9. ТРЕБОВАНИЯ ЕСКД К ОФОРМЛЕНИЮ ЧЕРТЕЖЕЙ ФУНДАМЕНТОВ

Планом фундамента называют разрез здания горизонтальной плоскостью на уровне обреза фундамента. На этом плане показывают конфигурацию фундаментов под несущие стены, отдельно стоящие столбы и колонны, технологическое оборудование и т.п. Планы фундаментов могут быть вычерчены в масштабе 1:100, 1:200, 1:400.

Выполнять план фундаментов начинают с нанесения разбивочных осей. У отдельно стоящих столбов и колонн пересечение осей обязательно должно быть сохранено на контуре столба.

На плане фундаментов показывают конфигурацию подошвы фундаментов, подбетонки под фундаменты, уступы для перехода одной глубины заложения к другой и их размеры, а также фундаментные балки, марки сборных элементов и монолитные участки. Кроме того, на плане фундаментов изображают отверстия для инженерных коммуникаций с привязкой их к осям и отметкой низа отверстия. Иногда на плане фундаментов указывают только порядковый номер отверстия, а размеры и отметки приводят в экспликации.

Глубину заложения фундаментов на плане обозначают геодезической отметкой. Геодезические отметки употребляют для обозначения глубины заложения каждого уступа. Когда глубина заложения фундамента одинакова, отметку подошвы приводят в примечании, а на плане фундаментов указывают только отметки элементов, имеющих другую глубину заложения.

Уступы и отверстия показывают линиями невидимого контура.

На плане указывают ширину обреза и подошвы фундамента с привязкой к осям.

У фундаментов из отдельно стоящих столбов показывают длину и ширину тела фундамента на высоте каждого уступа с привязкой этих размеров к осям.

Для полного выявления конструкции фундамента дают поперечные сечения. След секущей плоскости наносят на плане в виде разомкнутых штрихов со стрелками. Сечения фундаментов изображают в масштабе 1:50, 1:25, 1:20. На сечении изображают контуры фундамента, низа стены или цоколя, а также пол помещения, поверхность земли и гидроизоляцию. При вычерчивании сечения фундаментов наружных стен дают изображение отмостки.

На сечении проставляют размеры уступов, отдельных элементов фундаментов, ширину подошвы и обреза фундаментов, а также толщину стены с привязкой к осям. На сечении рекомендуется обозначать марку бетона. Кроме размеров, на сечениях ставят следующие отметки: отметка 0.000 (уровень пола первого этажа), обреза, подошвы фундамента, уровень поверхности земли. Отметки желательно размещать на одной линии, полочки отметок рекомендуется повернуть в сторону от сечения.

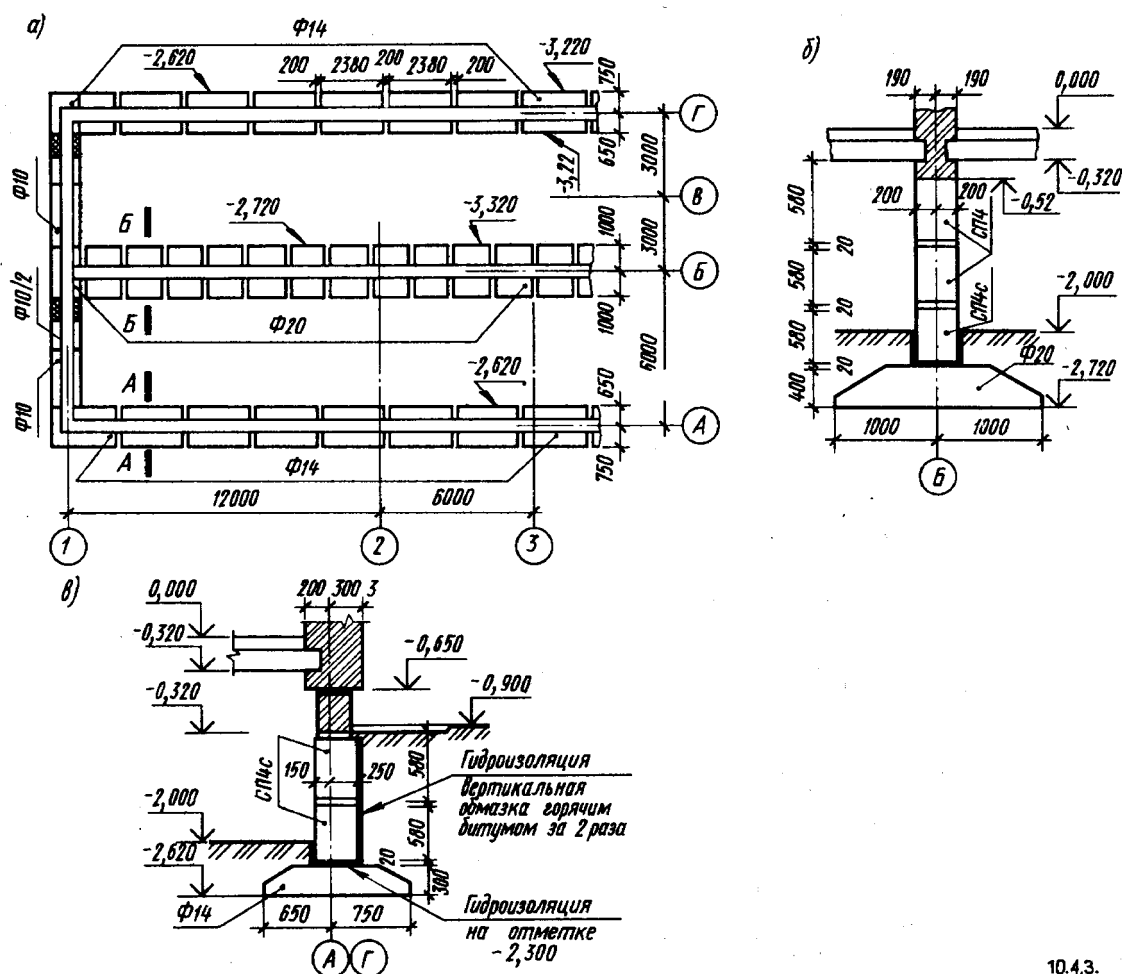
Чертежи планов фундаментов сопровождают примечаниями, характеризующими конструкцию фундаментов, подготовку поверхности основания, устройства гидроизоляции, армированных швов и т.д.

На чертежах приводятся также таблица нормативных нагрузок на фундаменты и сводную спецификацию железобетонных, бетонных и металлических элементов, расположенных ниже пола первого этажа.

Фундаменты и стены технического подполья из крупных блоков выполняются по специальным чертежам. Эти чертежи представляют собой монтажные схемы или развертки. Развертки сборных фундаментов делают по осям и соответственно именуют «Развертка по оси 1» и т.п. На развертке показывают расположение и контуры блоков, их марки, контуры ниш, отверстий и других элементов, гидроизоляцию и другие данные. Гидроизоляцию изображают сплош-

ной линией толщиной 0,6...0,8мм. Контур блока, представляющий на данной развертке торец его, выделяют тонкими диагональными линиями толщиной 0,3...0,4мм. Обычно такие блоки маркируют на другой проекции.

На развертке наносят размеры участков заделки монолитным бетоном, а также размеры отверстий и отметки их низа. Кроме того, указывают расстояние между крайними блоками с привязкой их к осям. Если блок изображен на развертке торцовой частью, то оба или один его край могут при необходимости быть привязаны к оси. На развертке также дают размер между разбивочными осями и марку осей. Отметки могут указывать высоту нижней плоскости каждого камня или подошву и обрез фундамента. Развертку сопровождают поясняющими надписями.



10.4.3.

Рисунок 9.3: Образец выполнения чертежей сборных фундаментов

Свободная спецификация бетонных, железобетонных и металлических элементов

а)

Марка	Обозначение	Наименование	Кол-во, шт	Масса, кг	Примечание
		Сборные железобетонные элементы			
Ф20	Серия 1.112-1, вып.1	Плита фундаментная	65	2440	
Ф28	" 1.112-1, " 1		91	3420	
		Сборные бетонные элементы			
ФС5	Серия 1.116-1, вып.1	Блок стеновой подвала	65	1630	
ФСН5	" 1.116-1, " 1	" " "	87	380	
20	60	60	10	15	20
185					

б)

Таблица нормативных нагрузок на фундаменты

Маркировка осей	Нагрузка, кН/м
4,11	35,5
5,10	51,0
6,9	47,5
7,8	56,4
А,Б,В,Г	25,0

Рисунок 9.4: Образцы таблиц, заполняемых в чертежах

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. М.: СИ, 1978.
2. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. М.: СИ, 126 с.
3. СНиП II-17-77. Свайные фундаменты. М.: СИ, 1973.
4. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.: ВШ, 1963, 1973, 1978, с. илл.
5. Цытович Н.А. и др. Основания и фундаменты. М.: ВШ, 1970.
6. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. М.: СИ, 1978.
7. Далматов В.И. и др. Проектирование фундаментных зданий и промышленных сооружений. М.: ВШ, 1968.
8. Мулин В.И. Механика грунтов для инженеров-строителей. М.: СИ, 1978.
9. Сваи и свайные фундаменты. Справочное пособие. М.: СИ, 1977.
10. Основания, фундаменты и подземные сооружения, Справочник проектировщика, М., СИ, 1985
11. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М.: СИ, 1980.
12. Руководство по выбору проектных решений в строительстве, М.: СИ, 1982.
13. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. -М.: СИ, 1984.
14. Шадунц К.Ш., Ещенко О.Ю., Дерябин А.В., Летягин А.В. Основания и фундаменты: Методические указания. – Краснодар, КубГАУ, 1998, XXXс.

Таблица грунтовых условий

№ вар.	№ сло- я	Глу- би- на УГВ	Глубина отбора, м		Физические свойства					Гранулометрический состав грунта, мм													
					γ _s	γ _i	W	W _p	W _L	≥5,0	5,0- 2,0	2,0- 1,0	1,0- 0,5	0,5- 0,25	0,25- 0,1	0,1- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	0,005- 0,001	< 0,001			
			от	до	кН/м ³	кН/м ³																	
1	1		0	0,70	растительный слой																		
	2	3,50	0,70	5,30	27,2	19,0	0,29	0,17	0,32	–	–	1,5	1,7	3,8	16,0	29,2	31,0	15,4	1,2	2,0			
	3		5,30	7,70	27,0	18,6	0,26	0,28	0,38	–	–	0,5	2,4	1,5	1,2	24,0	16,4	16,0	25,0	13,0			
	4		7,70	12,0	27,1	16,2	0,15	0,17	0,28	–	–	0,4	1,5	1,5	20	40,0	10,0	4,4	10,2	12,0			
	5		12,2	15,0	26,5	20,8	0,19	–	–	2,0	21	25	27	12	4,8	2,7	2,0	1,8	1,2	–			
2	1		0	0,90	растительный слой																		
	2	4,90	0,90	6,20	27,2	13,3	0,10	0,20	0,31	–	–	2,0	3,0	16,0	20,0	30,0	11,0	10,0	6,0	2,0			
	3		6,20	9,60	27,0	16,9	0,17	0,23	0,32	–	–	–	1,0	10,0	10,0	19,0	15,0	12,0	20,0	13,0			
	4		9,60	13,4	26,5	19,0	0,23	0,21	0,27	–	–	2,0	4,0	10,0	36,0	23,0	8,0	10,0	6,0	1,0			
	5		13,4	15,0	26,5	20,7	0,19	–	–	–	5,0	3,0	25	27,0	20,0	8,0	8,0	3,0	1,0	–			
3	1		0	1,00	растительный слой																		
	2	1,50	1,00	5,00	27,8	14,5	0,08	0,20	0,32	–	–	–	0,3	0,4	6,3	28,0	26,0	18,4	10,6	10,0			
	3		5,00	8,50	28,2	15,4	0,11	0,24	0,32	–	–	–	1,0	1,0	3,0	20,0	25,0	24,0	14,0	12,0			
	4		8,50	13,2	27,8	16,6	0,13	0,18	0,28	–	–	–	1,0	1,0	7,0	10,0	18,0	35,0	21,0	7,0			
	5		13,2	15,0	26,5	20,4	0,21	–	–	–	1,2	1,3	23	28,0	37,6	2,7	2,5	2,0	1,2	0,5			
4	1		0	0,4	растительный слой																		
	2	3,70	0,4	3,50	26,6	17,0	0,12	–	–	–	1,2	5,0	12	20,0	45,3	13,0	2,0	0,9	0,6	–			
	3		3,50	7,70	27,0	19,3	0,18	0,20	0,29	–	–	–	0,3	0,6	16,8	39,9	21,0	7,0	12,3	2,1			
	4		7,70	10,7	27,2	19,1	0,20	0,20	0,28	–	–	–	0,8	1,2	12,8	32,2	28,6	15,4	5,6	2,4			
	5		10,7	13,5	26,6	19,7	0,26	–	–	–	1,2	2,8	23	28,9	39,0	2,8	11,0	1,0	0,3	–			
	6		13,5	15,0	27,3	19,0	0,20	0,26	0,33	–	–	–	1,5	1,6	2,8	10,1	27,0	15,0	35,0	7,0			
5	1		0	0,40	растительный слой																		
	2		0,40	4,20	26,7	19,1	0,30	–	–	–	–	3,0	4,0	21,0	25,0	28,0	2,0	9,0	5,0	3,0			
	3		4,20	7,50	27,0	17,8	0,26	0,17	0,28	–	–	0,5	1,4	1,6	20,0	39,8	10,1	4,4	10,2	12,0			
	4		7,50	12,1	27,1	19,0	0,25	0,21	0,39	–	–	0,8	2,1	1,9	1,3	20,5	15,4	14,8	25,2	18,0			
	5		12,1	15,0	26,5	20,3	0,30	–	–	2,0	23,0	25,0	29,5	10,5	4,0	1,7	1,2	1,4	1,2	–			
6	1		0	1,00	растительный слой																		
	2	7,20	1,00	4,50	26,6	19,0	0,31	–	–	–	2,0	16,0	19,0	21,0	18,0	12,0	7,5	2,5	2,0	–			
	3		4,50	8,60	27,1	18,9	0,27	0,18	0,33	–	1,2	0,8	7,7	10,5	29,8	17,0	14,0	15,0	3,5	–			
	4		8,60	11,1	27,2	18,8	0,26	0,23	0,32	0,8	2,3	2,1	2,0	8,0	19,2	11,8	13,5	21,5	14,6	4,4			
	5		11,1	15,0	27,5	18,7	0,19	0,22	0,30	–	–	–	0,9	9,7	11,3	15,4	18,6	11,0	20,1	13,0			
7	1		0	0,7	растительный слой																		
	2	2,00	0,7	4,40	27,2	17,1	0,21	0,19	0,31	1,0	2,0	3,0	3,5	8,0	15,5	13,0	12,0	22,5	14,0	5,5			
	3		4,40	7,30	27,1	18,5	0,20	0,28	0,35	–	2,5	2,6	4,0	7,8	16,1	11,0	14,5	23,0	13,0	3,5			
	4		7,30	11,7	26,5	18,3	0,24	0,22	0,28	–	–	2,0	7,0	11,0	31,5	15,0	16,5	13,0	4,0	–			
	5		11,7	15,0	26,4	18,7	0,28	–	–	2,0	20,0	23,0	24,0	15,0	6,8	4,7	2,5	0,9	1,1	–			
8	1		0	0,7	растительный слой																		
	2	3,30	0,7	3,30	26,5	19,6	0,25	–	–	–	1,0	3,0	23,5	29,0	27,5	9,5	4,5	2,0	–	–			
	3		3,30	8,10	27,0	19,0	0,24	0,19	0,28	1,0	3,0	1,5	9,5	17,0	14,0	15,0	21,0	15,0	3,0	–			
	4		8,10	11,9	26,7	19,3	0,28	–	–	3,0	11,0	14,0	27,0	12,0	13,5	11,0	6,5	–	–	–			
	5		11,9	15,0	27,5	19,2	0,30	0,24	0,41	–	2,5	3,0	9,5	16,0	13,0	17,0	16,0	18,0	5,0	–			
9	1		0	0,80	растительный слой																		
	2		0,80	4,60	26,6	17,1	0,22	0,18	0,29	–	–	0,5	0,7	2,2	6,3	19,0	26,7	38,6	4,0	2,1			
	3	5,10	4,60	8,70	26,7	18,5	0,16	0,18	0,28	–	–	–	1,0	1,5	7,5	16,5	21,0	42,0	7,5	2,0			
	4		8,70	11,1	26,7	19,2	0,25	0,16	0,22	–	2,0	0,5	7,5	9,0	3,2	16,0	14,0	15,0	4,0	–			
	5		11,1	15,0	27,5	19,1	0,29	0,27	0,35	–	–	–	1,5	2,0	4,0	8,0	27,0	25,0	12,0	2,0			
10	1		0	0,40	растительный слой																		
	2		0,40	3,50	26,7	19,1	0,26	–	–	–	–	2,0	3,0	12,0	35,0	20,0	10,0	8,0	6,0	4,0			
	3	2,10	3,50	7,10	26,9	17,5	0,26	0,22	0,36	–	–	1,0	2,0	2,0	3,0	15,0	21,0	28,0	15,0	12,0			
	4		7,10	12,6	26,7	19,6	0,27	–	–	–	1,2	2,8	23,0	28,5	33,0	2,5	1,0	1,0	0,8	–			
	5		12,6	15,0	27,3	19,4	0,20	0,30	0,33	–	–	–	1,0	1,5	2,5	10,0	27,0	15,0	35,0	7,0			
1		0	0,30	растительный слой																			

№ вар.	№ сло я	Глу- би- на УГВ	Глубина отблора, м		Физические свойства					Гранулометрический состав грунта, мм													
					γ _s	γ _i	W	W _p	W _L	≥5,0	5,0- 2,0	2,0- 1,0	1,0- 0,5	0,5- 0,25	0,25- 0,1	0,1- 0,05	0,05- 0,01	0,01- 0,005	0,005- 0,001	< 0,001			
			от	до	кН/М ₃	кН/М ₃																	
11	2	1,50	0,30	1,80	26,6	19,8	0,16	—	—	—	2,0	18,0	19,0	19,0	20,0	10,0	7,0	3,0	2,0	—			
	3		1,80	4,20	27,0	19,8	0,18	0,16	0,27	—	1,0	1,0	8,0	10,0	30,0	17,0	16,0	14,0	3,0	—			
	4		4,20	6,70	27,2	19,3	0,21	0,23	0,32	1,5	1,5	2,0	2,0	8,0	18,0	13,0	14,0	27,0	14,0	5,0			
	5		6,70	15,0	27,6	18,8	0,20	0,20	0,32	—	—	—	0,9	9,8	11,2	15,6	18,4	12,0	19,0	13,0			
12	1		0	0,30	растительный слой																		
	2	0,50	0,30	1,90	26,8	19,0	0,32	0,17	0,22	—	—	1,5	1,7	5,2	15,0	29,2	31,0	11,4	4,2	2,0			
	3		1,90	6,40	27,2	18,6	0,30	0,28	0,38	—	—	0,5	2,4	1,5	1,2	21,0	15,4	15,0	25,0	18,0			
	4		6,40	15,0	27,0	16,2	0,15	0,17	0,28	—	—	0,4	1,5	1,5	20,0	40,0	10,0	4,4	10,2	12,0			
13	1		0	0,90	растительный слой																		
	2		0,90	7,10	27,6	14,3	0,08	0,32	0,38	—	—	0,5	2,0	5,0	20,0	18,0	11,0	13,0	16,0	15,5			
	3	8,70	7,10	9,80	27,4	17,9	0,17	0,22	0,34	—	—	2,0	8,0	10,0	12,0	15,0	20,0	15,0	12,0	6,0			
	4		9,80	12,3	26,8	19,3	0,20	0,17	0,22	—	—	4,0	10,0	18,0	28,0	10,1	9,9	14,0	5,0	2,0			
	5		12,3	15,0	26,4	20,5	0,21	—	—	—	5,0	7,0	12,0	27,0	25,0	12,0	7,0	3,4	1,6	—			
14	1		0	1,00	растительный слой																		
	2		1,00	5,00	27,8	14,5	0,08	0,30	0,36	—	—	—	0,3	0,4	6,3	28,0	26,0	18,4	10,6	10,0			
	3	12,0	5,00	8,50	28,2	15,4	0,11	0,29	0,42	—	—	—	1,0	1,0	3,0	20,0	25,0	24,0	14,0	12,0			
	4		8,50	13,2	27,9	16,5	0,13	0,28	0,38	—	—	—	1,0	1,0	7,0	10,0	18,0	35,0	21,0	7,0			
	5		13,2	15,0	26,5	20,4	0,21	—	—	—	1,2	1,3	23,0	28,0	37,0	2,8	2,5	2,0	1,2	0,5			
15	1		0	0,40	растительный слой																		
	2	3,10	0,40	3,50	26,7	19,1	0,31	—	—	—	—	2,0	3,0	12,0	35,0	20,0	10,0	8,0	6,0	4,0			
	3		3,50	7,10	26,9	17,5	0,46	0,22	0,36	—	—	1,0	2,0	2,0	3,0	18,0	21,0	28,0	15,0	12,0			
	4		7,10	12,6	26,7	19,6	0,27	—	—	—	1,2	2,8	23,0	28,9	23,0	2,8	1,0	1,0	0,3	—			
	5		12,6	15,0	27,3	19,4	0,21	0,30	0,33	—	—	—	1,6	1,5	2,8	10,1	27,0	15,0	15,0	7,0			
16	1		0	0,9	растительный слой																		
	2	2,80	0,9	7,1	27,6	14,3	0,08	0,22	0,30	—	—	0,5	2,0	5,0	20,0	18,0	10,0	13,0	16,0	15,5			
	3		7,1	9,8	27,4	17,9	0,17	0,22	0,34	—	—	2,0	8,0	10,9	12,0	15,0	20,0	15,0	12,0	6,0			
	4		9,8	12,3	26,8	19,3	0,29	0,11	0,22	—	—	4,0	10,0	18,0	28,0	10,0	9,0	14,0	5,0	2,0			
	5		12,3	15,0	26,4	20,6	0,21	—	—	—	5,0	7,0	12,0	27,0	25,0	12,0	7,0	3,3	1,7	—			
17	1		0	1,20	растительный слой																		
	2	2,00	1,20	4,50	26,6	19,8	0,25	—	—	—	2,0	18,0	19,0	19,0	20,0	10,0	7,0	3,0	2,0	—			
	3		4,50	8,70	27,0	19,8	0,27	0,16	0,22	—	1,0	1,0	8,0	10,0	30,0	17,0	16,0	14,0	3,0	—			
	4		8,70	11,2	27,2	19,3	0,31	0,23	0,37	1,5	1,5	2,0	2,0	8,0	18,0	13,0	14,0	21,0	14,0	5,0			
	5		11,2	15,0	27,6	18,8	0,20	0,23	0,47	—	—	—	0,9	9,8	11,2	15,6	18,4	12,0	19,0	13,0			
18	1		0	0,8	растительный слой																		
	2	4,50	0,8	4,7	27,0	18,2	0,23	0,18	0,28	—	—	—	0,5	1,5	7,0	20,0	25,0	40,0	4,0	2,0			
	3		4,7	9,2	27,3	18,2	0,25	0,18	0,29	—	—	—	1,0	1,0	8,0	17,0	23,0	41,0	6,0	3,0			
	4		9,2	11,5	27,5	19,6	0,27	0,21	0,32	—	—	—	0,5	0,5	4,0	10,0	29,0	25,0	13,0	18,0			
	5		11,5	15,0	27,5	19,9	0,28	0,22	0,36	—	—	—	0,5	0,5	3,0	10,0	30,0	24,0	15,0	17,0			
19	1		0	1,10	растительный слой																		
	2	1,80	1,10	3,60	26,6	19,7	0,26	—	—	—	—	1,5	3,0	24,5	26,5	28,5	8,5	3,5	2,0	—			
	3		3,60	8,60	26,9	19,5	0,29	0,21	0,35	—	3,0	1,0	2,0	9,0	19,0	12,0	15,0	20,0	15,0	4,0			
	4		8,60	12,0	26,6	20,2	0,24	—	—	2,0	2,0	13,0	13,0	23,0	14,0	12,0	10,0	6,0	—	—			
	5		12,0	15,0	26,9	19,4	0,29	0,22	0,39	—	—	2,0	4,0	10,0	15,0	14,0	15,0	18,0	17,0	5,0			
20	1		0	0,90	растительный слой																		
	2	1,80	0,90	4,70	27,0	18,2	0,23	0,18	0,28	—	—	—	0,5	1,5	7,0	20,0	25,0	40,0	4,0	2,0			
	3		4,70	9,20	27,3	18,2	0,25	0,18	0,29	—	—	—	2,0	1,0	8,0	17,0	23,0	41,0	6,0	3,0			
	4		9,20	11,2	27,5	19,6	0,27	0,21	0,44	—	—	—	0,5	0,5	4,0	10,0	29,0	25,0	13,0	18,0			
	5		11,2	15,0	27,5	19,9	0,28	0,29	0,46	—	—	—	0,5	0,5	3,0	10,0	30,0	24,0	15,0	17,0			
21	1		0	1,10	растительный слой																		
	2	1,90	1,10	3,60	26,6	19,7	0,26	—	—	—	—	1,5	3,0	24,5	28,5	28,5	8,5	3,5	2,0	—			
	3		3,60	8,60	26,9	19,5	0,29	0,35	0,21	—	3,0	1,0	2,0	9,0	19,0	12,0	15,0	20,0	15,0	4,0			
	4		8,60	12,0	26,6	20,2	0,24	—	—	2,0	2,0	13,0	13,0	28,0	14,0	12,0	10,0	6,0	—	—			
	5		12,0	15,0	26,9	19,4	0,26	0,39	0,22	—	—	2,0	4,0	10,0	15,0	14,0	15,0	18,0	17,0	5,0			
1		0	0,40	растительный слой																			

№ вар.	№ сло я	Глу- би- на УГВ	Глубина отбора, м		Физические свойства					Гранулометрический состав грунта, мм												
					γ_s	γ	W	W_p	W_L	≥5,0	5,0-2,0	2,0-1,0	1,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	0,005-0,001	<0,001		
			от	до	кН/м ³	кН/м ³																
22	2	25,0	0,40	3,50	26,6	17,0	0,12	—	—	—	1,2	5,0	12,0	20,0	45,3	13,0	2,0	0,9	0,6	—		
	3		3,50	7,10	27,0	19,3	0,30	0,28	0,20	—	—	—	0,3	0,6	16,8	39,4	21,0	7,0	12,3	2,1		
	4		7,10	10,7	27,2	19,1	0,31	0,28	0,19	—	—	—	0,8	1,2	12,8	32,2	28,6	15,4	5,6	2,4		
	5		10,7	13,5	26,6	19,7	0,26	—	—	1,2	2,8	23,0	28,9	39,0	2,8	1,0	1,0	0,3	—	—		
	6		13,5	15,0	27,3	19,0	0,29	0,33	0,28	—	—	—	1,5	1,6	2,8	10,1	27,0	15,0	35,0	7,0		
23	1		0	0,80	растительный слой																	
	2	2,30	0,80	3,60	26,5	16,4	0,09	—	—	—	—	1,5	3,0	28,0	45,5	10,0	7,0	3,0	2,0	—		
	3		3,60	6,50	26,7	15,7	0,06	0,40	0,27	—	—	—	0,5	1,5	7,0	10,0	35,0	20,0	14,0	12,0		
	4		6,50	8,70	27,4	15,1	0,08	0,38	0,27	—	—	—	0,5	0,5	4,0	10,0	34,0	29,0	13,0	9,0		
	5		8,70	11,6	27,1	16,6	0,12	0,29	0,18	—	—	—	0,5	1,0	6,5	18,3	26,2	41,5	4,0	2,0		
	6		11,6	15,0	26,9	19,5	0,25	0,38	0,23	—	—	2,9	4,0	10,0	15,0	14,0	15,0	18,0	17,0	5,0		
24	1		0	0,45	растительный слой																	
	2	1,70	0,45	4,25	26,7	19,1	0,30	—	—	—	—	3,0	4,0	21,0	25,0	28,0	2,0	9,0	5,0	3,0		
	3		4,25	7,65	27,0	17,8	0,25	0,28	0,16	—	—	0,5	1,4	1,6	20,0	39,8	10,1	4,4	10,2	12,0		
	4		7,55	12,1	27,2	19,0	0,21	0,38	0,21	—	—	0,8	2,1	1,9	1,3	30,5	15,4	14,8	25,2	18,0		
	5		12,1	15,0	26,5	20,3	0,20	—	—	2,0	23,0	25,0	29,5	10,5	4,0	1,7	1,2	1,4	1,2	—		
25	1		0	1,00	растительный слой																	
	2	2,00	1,00	4,50	26,6	19,0	0,31	—	—	—	2,0	16,0	19,0	21,0	18,0	12,0	7,5	2,5	2,0	—		
	3		4,50	8,60	27,1	18,9	0,26	0,23	0,18	—	1,2	0,8	7,7	10,5	29,8	17,0	14,0	15,0	3,5	—		
	4		8,60	11,1	27,2	18,8	0,33	0,32	0,23	—	2,3	2,1	2,0	8,0	19,2	11,8	13,5	21,5	14,6	4,4		
	5		11,1	15,0	27,5	18,7	0,19	0,46	0,22	—	—	0,9	9,7	11,3	15,4	18,6	11,9	20,1	13,0			
26	1		0	0,70	растительный слой																	
	2	2,80	0,70	4,40	27,2	17,1	0,21	0,31	0,19	1,0	2,0	3,0	3,5	8,0	15,5	13,0	12,0	22,5	14,0	5,5		
	3		4,40	7,30	27,1	18,5	0,24	0,35	0,22	—	2,5	2,5	4,0	7,8	16,1	11,0	14,0	23,5	13,0	6,5		
	4		7,30	11,7	26,5	18,3	0,29	0,28	0,21	—	—	2,0	7,0	11,0	31,5	15,0	15,5	13,0	4,0	—		
	5		11,7	15,0	26,4	18,7	0,28	—	—	2,0	20,0	23,0	24,0	15,0	6,8	4,7	2,5	7,0	1,5	—		
27	1		0	0,70	растительный слой																	
	2	4,50	0,70	3,30	26,5	19,6	0,25	—	—	—	—	1,0	3,0	23,5	29,0	27,5	9,5	4,5	2,0	—		
	3		3,30	8,10	27,0	19,0	0,29	0,28	0,19	—	1,0	3,0	1,5	9,5	17,0	14,0	15,0	21,0	15,0	3,0		
	4		8,10	11,9	26,7	19,3	0,28	—	—	2,0	3,0	11,0	14,0	22,0	12,0	13,5	11,0	6,5	—	—		
	5		11,9	15,0	27,1	19,2	0,30	0,31	0,24	—	—	2,5	3,0	9,5	16,0	13,0	17,0	16,0	18,0	5,0		
28	1		0	0,80	растительный слой																	
	2	3,10	0,80	4,60	26,6	17,1	0,22	0,29	0,18	—	—	0,5	0,7	2,2	6,5	19,0	26,7	38,6	4,0	2,0		
	3		4,60	8,70	26,7	18,5	0,28	0,27	0,18	—	—	—	1,0	1,5	8,5	16,5	21,0	42,0	7,5	2,0		
	4		8,70	11,1	26,7	19,2	0,25	0,22	0,16	—	2,0	0,5	7,5	9,0	38,0	16,0	14,0	15,0	4,0	—		
	5		11,1	15,0	27,5	19,1	0,29	0,34	0,27	—	—	—	1,5	2,0	4,0	8,0	27,0	25,0	12,0	20,0		