ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

НОРМЫ
И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

(НиТУ 127-55)

Заменены СНиП II-Б.1-62
с 1/VII – 1962 г.

МОСКВА—1955

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

НОРМЫ И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

(НиТУ 127-55)

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
25 июля 1955 г.

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Москва — 1955

Нормы и технические условия проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений разработаны в развитие главы II-Б.6 «Основания зданий и сооружений» II части «Строительных норм и правил».

Текст «Строительных норм и правил» отмечен на полях чертой. Номера параграфов, пунктов таблиц и формул норм указаны в круглых скобках; первое число обозначает номер параграфа норм, второе — номер пункта норм.

Настоящие нормы и технические условия разработаны Научно-исследовательским институтом оснований и фундаментов Министерства строительства СССР.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
I. Общие указания	3
II. Номенклатура грунтов	4
III. Грунтовые воды	7
IV. Глубина заложения фундаментов	9
V. Расчет оснований	13
Общие указания	13
Расчет по деформациям	15
Расчет по устойчивости	35
1. Приложение I	37
2. Приложение II	39
3. Приложение III	40

Государственный комитет Совета Министров СССР
по делам строительства

НОРМЫ И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ
ЗДАНИЙ И ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

* * *

Государственное издательство
литературы по строительству и архитектуре
Москва, Третьяковский пр., д. 1

* * *

Редактор — инж. *А. Н. Шкинев*
Редактор издательства *А. С. Певзнер*
Технический редактор *В. С. Волков*

Сдано в набор 8/IX 1955 г. Подписано к печати 2/XI 1955 г.
Т-08192. Бумага 84×108$^{1}/_{32}$ = 0,75 бум. л.—2,46 печ. л. (2,4 уч.-изд. л.)
Тираж 50 000 экз. Изд. № XVIII—1580 Зак. № 1203 Цена 1 р. 20 к.

Типография № 2 Государственного издательства литературы
по строительству и архитектуре
Ленинград, ул. Марата, 58

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства	Нормы и технические условия проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений	НиТУ 127-55 Взамен НиТУ 6-48

I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1. Настоящие нормы и технические условия распространяются на проектирование естественных оснований зданий и промышленных сооружений, за исключением зданий и сооружений, возводимых на макропористых и вечномерзлых грунтах.

Примечания. 1. Нормы и технические условия не распространяются на проектирование оснований уникальных зданий и сооружений, зданий и сооружений, возводимых на геологически неустойчивых площадках, подверженных оползням и карстам, в районах горных выработок без целиков, а также на проектирование оснований под фундаменты с динамическими нагрузками.

2. Проектирование оснований зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах, должно осуществляться с учетом требований «Положения по строительству в сейсмических районах».

2(1.2). Основания зданий и промышленных сооружений надлежит проектировать на основе данных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий и исследований грунтов.

Примечание. Объем и методика изысканий и исследований грунтов устанавливаются техническими условиями на исследование грунтов.

Внесены Министерством строительства СССР	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 25 июля 1955 г.	Срок введения 1 ноября 1955 г.

II. НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТОВ

3(2.1). Грунты, используемые в качестве оснований зданий и сооружений, подразделяются на:

глинистые — связные грунты, для которых число пластичности $W_п$ больше единицы;

Примечание. Числом пластичности грунта $W_п$ называется разность весовых влажностей, выраженных в процентах, соответствующих двум состояниям грунта: на границе текучести $W_т$ и на границе раскатывания $W_р$, определяемым по действующим инструкциям.

песчаные — сыпучие в сухом состоянии грунты, не обладающие свойством пластичности ($W_п < 1$), содержащие менее 50% по весу частиц крупнее 2 *мм*;

крупнообломочные — несцементированные грунты, содержащие более 50% по весу обломков кристаллических или осадочных пород с размерами более 2 *мм*;

скальные — изверженные, метаморфические и осадочные породы с жесткой связью между зернами (спаянные и сцементированные), залегающие в виде сплошного массива или трещиноватого слоя, образующего подобие сухой кладки.

4(2.2). Глинистые грунты в зависимости от числа пластичности подразделяются на виды согласно табл. 1(1).

Виды глинистых грунтов

Таблица 1(1)

№ п/п	Наименование видов грунтов	Число пластичности
1	Супесь	$1 \leqslant W_п \leqslant 7$
2	Суглинок	$7 < W_п \leqslant 17$
3	Глина	$W_п > 17$

Глинистые грунты, обладающие в природном сложении видимыми невооруженным глазом порами, значительно превосходящими размеры частиц, составляющих скелет грунта, называются макропористыми грунтами.

Глинистые грунты в начальной стадии своего формирования, образовавшиеся в виде структурного осадка в воде при наличии микробиологических процессов, обладающие в природном сложении влажностью, превышаю-

щей влажность на границе текучести, и коэффициентом пористости более 1,0 для супесей и суглинков и более 1,5 для глин, называются и л а м и.

Примечание. Коэффициентом пористости грунта называется отношение объема пор к объему минеральной части грунта.

5(2.3). Песчаные и крупнообломочные грунты в зависимости от гранулометрического состава подразделяются на виды согласно табл. 2(2).

Виды песчаных и крупнообломочных грунтов

Таблица 2(2)

№ п/п	Наименование видов грунтов	Распределение частиц грунта по крупности в % от веса сухого грунта
	А. Крупнообломочные грунты	
1	Щебенистый грунт (при преобладании окатанных частиц—галечниковый)	Вес частиц крупнее 10 *мм* составляет более 50%
2	Дресвяный грунт (при преобладании окатанных частиц—гравийный)	Вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 50%
	Б. Песчаные грунты	
3	Гравелистый песок	Вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 25%
4	Крупный песок	Вес частиц крупнее 0,5 *мм* составляет более 50%
5	Средней крупности песок	Вес частиц крупнее 0,25 *мм* составляет более 50%
6	Мелкий песок	Вес частиц крупнее 0,1 *мм* составляет более 75%
7	Пылеватый песок	Вес частиц крупнее 0,1 *мм* составляет менее 75%

Примечание. Для установления наименования грунта последовательно суммируются проценты содержания частиц исследуемого грунта сначала крупнее 10 *мм*, затем крупнее 2 *мм*, далее крупнее 0,5 *мм* и т. д. Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице.

6(2.4). Скальные грунты различаются по пределу прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии, а также по растворимости и размягчаемости их в воде.

Скальные грунты, обладающие пределом прочности при сжатии в водонасыщенном состоянии менее 50 *кг/см*^{2} (мергели, окремненные глины, песчаники с глинисто-кремневым цементом и т. п.), а также размягчаемые и растворимые гипс, гипсовые песчаники и т. п., называются полускальными грунтами.

Скальные грунты, имеющие коэффициент размягчения $K_{1\,зм} < 0{,}75$, называются размягчаемыми.

Примечания. 1. Коэффициентом размягчения $K_{рзм}$ называется отношение пределов прочности при сжатии в водонасыщенном и воздушносухом состояниях.

2. Определение пределов прочности грунта при сжатии, а также деление грунтов на растворимые и нерастворимые производятся по действующим инструкциям.

7(2.5). Песчаные, а также глинистые макропористые грунты называются маловлажными, если вода заполняет не более 50% всего объема пор; очень влажными, если вода заполняет от 50 до 80% всего объема пор; насыщенными водой, если вода заполняет более 80% всего объема пор.

8. Песчаные грунты разделяются на плотные, средней плотности и рыхлые, в зависимости от величины коэффициентов пористости ε, приведенных в табл. 3.

Коэффициенты пористости ε песчаных грунтов

Таблица 3

Виды песчаных грунтов	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$\varepsilon < 0{,}55$	$0{,}55 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}65$	$\varepsilon > 0{,}65$
Пески мелкие	$\varepsilon < 0{,}60$	$0{,}60 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}70$	$\varepsilon > 0{,}70$
Пески пылеватые	$\varepsilon < 0{,}60$	$0{,}60 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}80$	$\varepsilon > 0{,}80$

Примечание. Плотность песчаных грунтов допускается определять по образцам, отобранным без нарушения природного сложения грунта или тарированным зондом.

9. Степень влажности g (доля заполнения объема пор водой) грунта определяется по формуле

$$g = \frac{W\gamma_y^ч}{\varepsilon\gamma_y^в}, \qquad 1$$

где W — природная весовая влажность грунта в долях единицы;

$\gamma_y^ч$ — удельный вес материала частиц грунта;

e — коэффициент пористости грунта природного сложения;

$\gamma_y^в$ — удельный вес воды, принимаемый равным 1,0 $т/м^3$.

10(2.7). Данные исследований песчаных и глинистых грунтов должны дополняться указаниями о наличии растительных остатков (торфа, перегноя и т. п.), если в образцах этих грунтов, высушенных при температуре 105°, содержание растительных остатков более 3% по весу от минеральной части для песчаных грунтов и более 5% — для глинистых.

11(2.9). Данные исследований всех видов грунтов оснований должны сопровождаться указаниями геологических периодов их образования, генезиса (морские, пресноводные, ледниковые и т. д.), местного наименования грунта, а в необходимых случаях и данных по петрографии, цвету, запаху, засоленности, гранулометрическому составу глинистых грунтов и т. п.

III. ГРУНТОВЫЕ ВОДЫ

12. При проектировании фундаментов необходимо учитывать сезонное колебание уровня грунтовых вод, а также возможность его понижения или повышения, связанное с проведением технических мероприятий (дренаж, водоводная и канализационная сеть на площадке, подпор воды плотинами и т. п.).

13. Степень агрессивности грунтовых природных вод для материала фундаментов, а также возможность их загрязнения агрессивными производственными водами учитываются при расположении уровня грунтовых вод выше подошвы фундаментов.

Агрессивность воды по отношению к материалу фундамента определяется на основании результатов химического анализа воды (приложение I).

В случае агрессивности грунтовых или производственных вод должны быть предусмотрены мероприятия, обеспечивающие фундаменты от разрушения.

14. Если грунты, окружающие фундамент, подвергаются воздействию текучих вод со скоростями, при которых возможно размывание грунтов, а также в случаях, когда

в основаниях, состоящих из песчаных грунтов или супесей, грунтовые воды движутся со скоростями, способными вымывать частицы грунта, должны приниматься надлежащие меры защиты основания (дренаж, шпунт и т. д.).

15. Проектирование фундаментов или подземных частей сооружений, закладываемых ниже уровня грунтовых вод, должно выполняться с учетом мероприятий, предупреждающих прорыв, взрыхление, размыв или другие повреждения восходящими токами воды слоев грунта, залегающих в основании.

16. Проверка возможности прорыва напорными водами вышележащего слоя, если в основании проектируемого сооружения залегают водоупорные слои глины, суглинка или ила, подстилаемые слоями с напорными водами, производится по формуле

$$\gamma_y^в H_0 < \gamma_0 h_0, \qquad 2$$

где H_0 — высота напора воды, отсчитываемая от подошвы проверяемого водоупорного слоя;

h_0 — расстояние от дна котлована до подошвы проверяемого слоя;

γ_0 — объемный вес грунта проверяемого слоя с учетом веса воды в порах;

$\gamma_y^в$ — удельный вес воды.

Для приближенных подсчетов можно пользоваться условием:

$$H_0 \leqslant 2h_0.$$

Если это условие не удовлетворяется, необходимо искусственное понижение напора водоносного слоя (откачка или устройство самоизливающихся скважин).

Примечания. 1. Искусственное понижение напора должно проводиться до момента окончания работ по устройству фундаментов и обратной засыпки грунта в «пазухи».

2. Формула 2 не распространяется на случаи устройства котлованов со шпунтовым ограждением.

17. Если в основании залегают водоносные, песчаные или супесчаные слои со свободным горизонтом грунтовых вод, то понижение уровня воды следует проектировать, как правило, до отметки, расположенной на 0,5 *м* ниже дна котлована.

18. Если в основании залегают слои пылеватых или мелких песков, подстилаемых слоем песка средней круп-

ности, крупным, гравелистым или слоем крупнообломочного грунта, водопроницаемость которого в несколько раз больше, чем вышележащей толщи, то фильтры водопонизительных скважин следует закладывать в наиболее водопроницаемом слое.

IV. ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

19(3.1). Глубина заложения фундаментов должна назначаться с учетом:

а) назначения зданий и сооружений, наличия подвалов, подземных коммуникаций и фундаментов под оборудование;

б) геологических и гидрогеологических условий строительной площадки (виды грунтов и их физическое состояние, уровень грунтовых вод и возможные колебания и изменения его в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений);

в) величины и характера нагрузок, действующих на основание;

г) возможности пучения грунтов при промерзании;

д) глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений.

20(3.2). Глубина заложения фундаментов под наружные стены и колонны зданий, возводимых на всех грунтах, за исключением скальных, должна быть не менее 0,5 *м* от поверхности планировки.

21(3.3). Глубина заложения фундаментов из условий учета возможности пучения грунтов при промерзании назначается по табл. 4(3).

Глубина заложения фундаментов из условий возможности пучения грунтов при промерзании

Таблица 4(3)

№ п/п	Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки
1	Скальные и крупнообломочные грунты, а также пески гравелистые крупные и средней крупности	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Не зависит от глубины промерзания

Продолжение табл. 4(3)

№ п/п	Вид грунта	Расстояние от поверхности планировки до уровня грунтовых вод в период промерзания грунтов	Глубина заложения фундаментов от поверхности планировки
2	Пески мелкие и пылеватые, а также супеси с природной влажностью, не превышающей влажности на границе раскатывания	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	Не зависит от глубины промерзания
3	Пески мелкие и пылеватые и супеси независимо от влажности	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м*	Не менее расчетной глубины промерзания
4	Супеси, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Не менее расчетной глубины промерзания
5	Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания не более чем на 50% числа пластичности	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	Не зависит от глубины промерзания
6	Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания более чем на 50% и менее чем на 75% числа пластичности	Превышает расчетную глубину промерзания на 2 *м* и более	Назначается согласно п. 22 настоящих НиТУ
7	Суглинки и глины, природная влажность которых превышает влажность на границе раскатывания более чем на 75% числа пластичности	Независимо от глубины залегания грунтовых вод	Не менее расчетной глубины промерзания
8	Суглинки и глины независимо от влажности	Менее расчетной глубины промерзания или превышает ее менее чем на 2 *м*	Не менее расчетной глубины промерзания

Примечание. Глубина заложения фундаментов внутренних стен и колонн отапливаемых зданий назначается без учета промерзания грунтов при условии выполнения требований пп. 27 (3.7) и 28 с начала строительства до ввода здания или сооружения в эксплуатацию.

22. Глубина заложения фундаментов при грунтовых условиях, предусмотренных в п. 6 табл. 4(3), при соответствующем экономическом обосновании может назначаться менее расчетной глубины промерзания при соблюдении требований пп. 27(3.7) и 28.

23(3.4). Расчетную глубину промерзания H следует определять по формуле

$$H = m_t H^н, \qquad 3(6.2)$$

где $H^н$ — нормативная глубина промерзания;

m_t — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен.

24(3.5). Нормативная глубина промерзания грунта $H^н$ принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным многолетних наблюдений за фактическим промерзанием грунтов под открытой, оголенной от снега, поверхностью в районе строительства, а при отсутствии данных наблюдений — на основе теплотехнических расчетов или по схематической карте (рис. 1).

Примечания. 1. Карта (рис. 1) не распространяется на горные районы.

2. Для супесей и песков мелких и пылеватых нормативная глубина промерзания принимается по рис. 1 с коэффициентом 1,2.

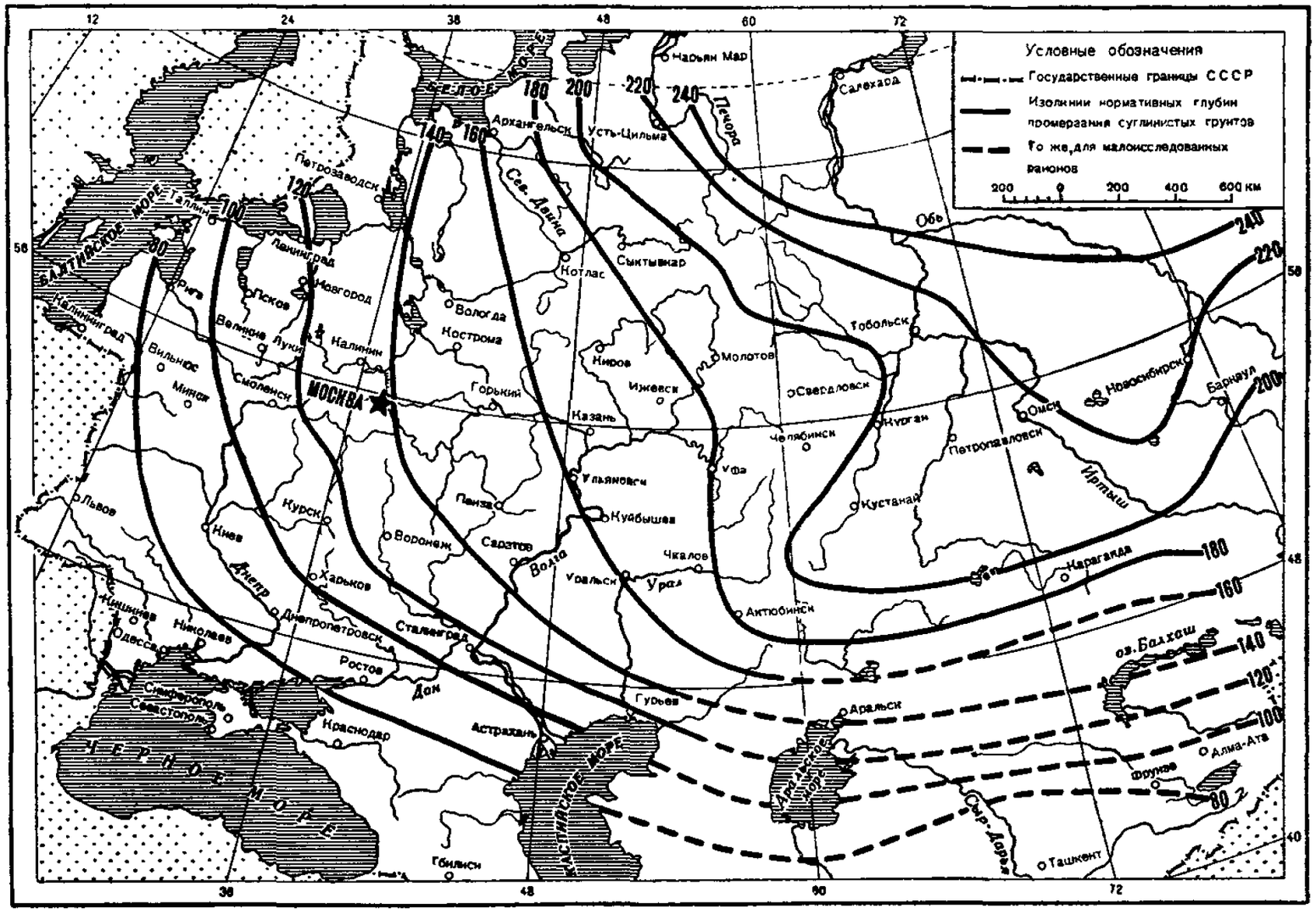
25(3.6). Коэффициент влияния теплового режима m_t здания на промерзание грунта у наружных стен здания принимается по табл. 5(4).

Коэффициенты влияния теплового режима m_t здания на промерзание грунта

Таблица 5(4)

№ п/п	Тепловой режим здания и конструкция полов	Коэффициент m_t
1	Регулярно отапливаемые здания с расчетной температурой воздуха в помещении не ниже 10°:	
	а) полы на грунте	0,7
	б) полы на лагах по грунту	0,8
	в) полы на балках	0,9
2	Прочие здания	1,0

Примечание. Глубина промерзания грунтов у холодильников определяется специальными расчетами.


Условные обозначения
Государственные границы СССР
Изолинии нормативных глубин промерзания суглинистых грунтов
То же, для малоисследованных районов
200 0 200 400 600 км
12
24
38
48
60
72
56
48
40
Белое
Баренцево
Балтийское
Черное
Каспийское
Аральское
Архангельск
Усть-Цильма
Нарьян Мар
Салехард
Печора
Сев. Двина
Обь
Иртыш
Петрозаводск
Ленинград
Таллин
Рига
Псков
Новгород
Калининград
Вильнюс
Минск
Великие Луки
Калинин
Смоленск
МОСКВА
Вологда
Кострома
Горький
Котлас
Сыктывкар
Киров
Ижевск
Молотов
Свердловск
Тобольск
Челябинск
Курган
Петропавловск
Омск
Новосибирск
Барнаул
Кустанай
Караганда
Уфа
Ульяновск
Куйбышев
Пенза
Саратов
Воронеж
Волга
Чкалов
Уральск
Урал
Актюбинск
Курск
Харьков
Киев
Днепр
Днепропетровск
Сталинград
Ростов
Дон
Одесса
Николаев
Симферополь
Севастополь
Краснодар
Астрахань
Гурьев
Аральск
оз. Балхаш
Джезказган
Алма-Ата
Фрунзе
Сыр-Дарья
Ташкент
Тбилиси
Львов
Нижний
Ирбит
Тюмень
Ишим
Павлодар
Семипалатинск
Целиноград
Актюбинск
Чкалов
Уральск
Урал
Гурьев
Аральск
Джезказган
Алма-Ата
Фрунзе
Сыр-Дарья
Ташкент
Тбилиси
Краснодар
Астрахань
Ростов
Дон
Сталинград
Днепропетровск
Харьков
Киев
Днепр
Курск
Воронеж
Саратов
Волга
Пенза
Ульяновск
Куйбышев
Уфа
Челябинск
Курган
Петропавловск
Омск
Новосибирск
Барнаул
Кустанай
Караганда
Тобольск
Свердловск
Молотов
Киров
Ижевск
Горький
Казань
Котлас
Сыктывкар
Архангельск
Усть-Цильма
Нарьян Мар
Салехард
Печора
Сев. Двина
Обь
Иртыш
Петрозаводск
Ленинград
Таллин
Рига
Псков
Новгород
Калининград
Вильнюс
Минск
Великие Луки
Калинин
Смоленск
МОСКВА
Вологда
Кострома
Горький

26. Нормативную глубину промерзания $H^н$ для горных и не указанных на карте районов разрешается определять для суглинков и глин по формуле

$$H^н = 23\sqrt{\Sigma T_м + 2}\ (\text{в } см), \qquad 4$$

где $\Sigma T_м$ — сумма среднемесячных отрицательных температур воздуха за зиму, принятая по многолетним данным наблюдений местной метеорологической станции (данные вставляются в формулу со знаком плюс).

При отсутствии таких данных величина $\Sigma T_м$ может быть определена ориентировочно по данным справочника гидрометеорологической службы для ближайшей метеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях со строительной площадкой.

27(3.7). Грунты основания, перечисленные в пп. 2—8 табл. 4(3), должны быть защищены от увлажнения поверхностными водами, а также и от промерзания их в период строительства.

28. Способ защиты грунтов основания от промерзания принимается в зависимости от характера здания или сооружения и от местных условий строительства.

29. Помимо пучения грунтов, залегающих в основании, необходимо считаться с возможностью выпучивания фундамента вследствие бокового смерзания последнего с окружающим его пучащимся грунтом, учитывая при этом нагрузки, действующие на фундамент. Возможность такого явления устанавливается на основе исследований в процессе изысканий.

30. Для предупреждения пучинных явлений застраиваемая площадка должна быть ограждена нагорными канавами, тщательно спланирована с устройством поверхностных водоотводных канав и лотков, а при необходимости — и глубоких дренажей.

V. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ

Общие указания

31(4.1). Расчет оснований зданий и сооружений производится:

по деформациям — для всех зданий и сооружений;

по устойчивости — для зданий и сооружений при наличии регулярно действующих горизонтальных нагрузок (подпорные стенки и др.), а также для всех зданий и сооружений, основания которых ограничены откосами.

32(4.2). Расчет оснований по деформациям производится на воздействие нормативных нагрузок, а по устойчивости — на воздействие расчетных нагрузок.

33. Величины нормативных нагрузок на основание определяются согласно указаниям главы II-Б.1 СНиП. В типовых проектах зданий и промышленных сооружений в рабочих чертежах фундаментов должны приводиться таблицы величин усилий, действующих на основание.

Примечание. При расчете фундаментов промышленных зданий нагрузки по этажам не снижаются.

34(4.3). Вертикальные деформации оснований зданий или сооружений подразделяются на:

а) осадки — деформации, не сопровождающиеся коренным изменением сложения грунта;

б) просадки — деформации, вызываемые коренным изменением сложения грунта, например уплотнением макропористых грунтов при их замачивании; уплотнением рыхлых песчаных грунтов вследствие сотрясения; выпиранием грунта из-под сооружения и т. п.

35. Деформации основания характеризуются:

а) абсолютной осадкой отдельного фундамента;

б) средней осадкой здания или сооружения, определяемой только при малой изменчивости сжимаемости основания (см. п. 41) по данным абсолютных осадок не менее чем трех отдельных фундаментов, расположенных в пределах здания или сооружения (при сплошных плитных фундаментах не менее чем по данным трех буровых колонок);

в) разностью осадок двух соседних опор, отнесенной к расстоянию между ними — перекосом или креном, если разность осадок отнесена к ширине (длине) подошвы фундамента (диаметр круглого фундамента);

г) относительным прогибом — стрелой прогиба, отнесенной к длине изогнувшейся части здания или сооружения.

Примечание. В необходимых случаях разрешается учитывать осадки, происходящие за строительный период (см. п. 39).

Расчет по деформациям

36. Задачей расчета оснований по деформациям является ограничение деформаций надфундаментных конструкций (происходящих в результате осадок грунтов) такими пределами, которые гарантируют от появления в конструкциях недопустимых для нормальной эксплуатации трещин и повреждений.

Кроме того, определение осадок и кренов фундаментов зданий и сооружений производится в следующих основных случаях:

а) при необходимости учета разности осадок близко расположенных сооружений, резко различающихся между собой по весу, размерам и форме подошв фундаментов (например, дымовая труба у стены здания, башня, конструктивно входящая в состав здания, и т. п.);

б) при наличии в основании здания или сооружения одного из видов грунтов, перечисленных в п. 68; в этом случае расчет осадки, если последняя оказывается недопустимой, служит обоснованием для перехода на искусственное основание;

в) при загрузке территории в непосредственной близости к существующим фундаментам (насыпями, навалом шлака, руды и т. п.); в этом случае расчет должен выяснить величину дополнительных осадок и кренов (при односторонней засыпке) существующих фундаментов;

г) при необходимости учета изменений отметок самого сооружения и объектов, связанных с ним в процессе эксплуатации (отметки рельсовых путей транспортеров, конвейеров, технологического оборудования, трубопроводов и т. п.).

37 (4.4). Расчет оснований по деформациям производится по формуле

$$\Delta \leqslant f, \qquad 5(6.3)$$

где Δ — расчетная величина деформации основания;
f — предельная величина деформации основания.

38 (4.8). Предельные величины деформации основания f устанавливаются с учетом влияния осадок, прогибов, горизонтальных смещений и поворотов фундаментов на напряженное состояние конструкций, а также на условия эксплуатации зданий и сооружений и связанных с ними устройств.

39. Предельная величина деформации основания f устанавливается проектной организацией в соответствии с указаниями пп. 36 и 38 (4.8) с учетом, в случае необходимости, строительного и эксплуатационного периодов, а также допустимой разницы в отметках элементов сооружений и оборудования, имеющих между собой кинематическую связь либо связанных габаритами для мостовых кранов, подвижного состава и т. п.

При назначении величины f допускается считать осадки фундаментов на песчаных грунтах и глинистых грунтах в твердом состоянии закончившимися за период строительства. Осадки фундаментов на глинистых грунтах в пластичном состоянии допускается считать за период строительства в половинном размере от полной осадки; остальную часть осадки следует учитывать для периода эксплуатации сооружения.

40. При малой изменчивости сжимаемости основания (см. п. 41) предельные величины деформации основания f могут приниматься по табл. 6. При большей изменчивости сжимаемости основания следует дополнительно учитывать разности осадок и крены фундаментов, которые не должны превышать предельных величин (табл. 7).

Примечания. 1. При соответствующем обосновании (с учетом условий эксплуатации зданий и сооружений) могут быть допущены отклонения от величин, приведенных в табл. 6 и 7.

2. Величины осадок и разностей осадок, приведенные в табл. 6 и 7, не распространяются на расчет оснований зданий и сооружений, к которым предъявляются специальные требования в части неравномерности осадки фундаментов.

3. Указания по определению состояния глинистых грунтов по влажности приведены в п. 58.

41. В пределах площади здания или сооружения изменчивость сжимаемости основания характеризуется отношением модулей деформаций (сжимаемости) E:

$$\frac{E_{\text{макс}}}{E_{\text{мин}}}.$$

Численные величины модулей деформации определяются путем испытания статической нагрузкой грунтов, непосредственно залегающих под подошвой фундаментов, если наименьший размер подошвы фундамента не превышает 3 *м* и по геологическим данным на глубину до 2 *м* залегают грунты, однородные по своей сжимаемости.

При размерах подошвы фундамента, больших 3 *м*, проводятся глубинные испытания и берутся средневзвешенные значения модулей деформаций.

Предельные величины осадок оснований f фундаментов зданий и промышленных сооружений

Таблица 6

№ п/п	Конструкции зданий и тип фундамента	Величины f в *см*	Характер осадок
1	Здания с неармированными кирпичными стенами на ленточных и отдельно стоящих фундаментах при отношении длины стены L к ее высоте H (считая H от подошвы фундамента)		
	$\frac{L}{H} \geqslant 2{,}5$	8	Средние осадки
	$\frac{L}{H} \leqslant 1{,}5$	10	То же
2	Здания с кирпичными стенами, армированными железобетонными или железокирпичными поясами (вне зависимости от отношения $\frac{L}{H}$)	15	Средние осадки
3	Здания с каркасом по полной схеме	10	То же
4	Сплошные железобетонные фундаменты доменных печей, дымовых труб, силосных корпусов, водонапорных башен и т. п.	30	»
5	Фундаменты одноэтажных промышленных зданий:		
	шаг колонн 6 *м*	8	Абсолютные осадки
	шаг колонн 12 *м*	12	То же

Предельные величины разности осадок оснований фундаментов зданий и промышленных сооружений

Таблица 7

№ п/п	Наименование нормируемых величин	Грунты основания	
		песчаные и глинистые в твердом состоянии	глинистые в пластичном состоянии
1	2	3	4
1	Уклон подкрановых путей, а также пути для тележки мостового крана	0,003	0,003
2	Разность осадок фундаментов колонн гражданских и промышленных зданий:		
	а) для стальных и железобетонных рамных конструкций	$0{,}002l$	$0{,}002l$
	б) для крайних рядов колонн с кирпичным заполнением . . .	$0{,}0007l$	$0{,}0010l$
	в) для конструкций, в которых не возникает дополнительных усилий при неравномерной осадке фундаментов	$0{,}005l$	$0{,}005l$
	(l — расстояние между осями фундаментов)		
3	Относительный прогиб неармированных кирпичных стен:		
	а) для многоэтажных жилых и гражданских зданий при $\frac{L}{H} \leqslant 3$	0,0003	0,0004
	при $\frac{L}{H} \geqslant 5$	0,0005	0,0007
	(L — длина изгибаемого участка стен; H — высота стены от подошвы фундамента)		
	б) для одноэтажных промышленных зданий	0,0010	0,0010
4	Крен сплошных или кольцевых фундаментов высоких жестких сооружений (дымовые трубы, водонапорные башни, силосные корпуса и т. п.) при наиболее невыгодном сочетании нагрузок	0,004	0,004

Разрешается использование имеющихся у проектных организаций опытных данных по испытанию грунтов, аналогичных тем, изменчивость сжимаемости которых определяется.

Малая изменчивость сжимаемости основания считается в том случае, если выполняется одно из условий:

а) $E_{мин} \geqslant 200$ *кг/см²*;

б) $1{,}8 \leqslant \frac{E_{макс}}{E_{мин}} \leqslant 2{,}5$ при $200 > E_{мин} \geqslant 150$ *кг/см²*;

в) $1{,}3 \leqslant \frac{E_{макс}}{E_{мин}} \leqslant 1{,}6$ при $150 > E_{мин} \geqslant 75$ *кг/см²*.

Примечание. При отношениях $\frac{E_{макс}}{E_{мин}}$, меньших приведенных в пп. «б» и «в», допускается считать основание однородным в отношении сжимаемости.

42(4.5). Расчетную величину деформации основания, если глубины зон основания, в которых имеет место предельное равновесие, не превосходят для зданий и промышленных сооружений $^1/_4$ ширины фундамента при центральной нагрузке и $^1/_3$ при внецентренной, допускается определять со следующими упрощениями:

а) распределение напряжений в толще основания принимается по теории однородного, изотропного, линейно-деформируемого тела;

б) деформации отдельных слоев неоднородного основания определяются по напряжениям и модулям деформаций, установленным для каждого слоя.

43(4.6). Глубину зон оснований, в которых имеет место предельное равновесие, допускается определять со следующими упрощениями:

а) давление на грунт от фундамента принимается распределенным по прямоугольной эпюре от центральной нагрузки и по трапецевидной от внецентренной нагрузки;

б) напряженное состояние основания определяется по теории однородного изотропного линейно-деформируемого тела и удовлетворяет условию:

для песчаных грунтов

$$\tau \geqslant \sigma \operatorname{tg} \varphi^{н}, \qquad 6\,(6.4)$$

для глинистых грунтов

$$\tau \geqslant \sigma \operatorname{tg} \varphi^{н} + c^{н}. \qquad 7\,(6.5)$$

В формулах 6(6.4) и 7(6.5):

τ и σ — касательное и нормальное напряжения по площадке;

$\varphi^{н}$ и $c^{н}$ — нормативный угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта, принимаемые согласно п. 44(4.7).

44(4.7). Характеристики грунтов, входящие в расчет деформации основания (модуль сжатия, коэффициент бокового расширения, угол внутреннего трения, удельное сцепление), определяются с учетом природного напряженного состояния грунта на основе исследований грунтов.

Нормативные значения углов внутреннего трения песчаных грунтов оснований зданий и сооружений, за исключением подверженных вибрации, при отсутствии данных исследований допускается принимать по табл. 8(5).

Нормативные и расчетные углы внутреннего трения песчаных грунтов (независимо от влажности грунта)

Таблица 8(5)

№ п/п	Наименование грунта	Коэффициент пористости ε	Нормативный угол внутреннего трения $\varphi^{н}$ в град.	Расчетный угол внутреннего трения φ в град
1	2	3	4	5
1	Песок гравелистый и крупный	0,7 0,6 0,5	38 40 43	36 38 41
2	Песок средней крупности	0,7 0,6 0,5	35 38 40	33 36 38
3	Песок мелкий	0,7 0,6 0,5	32 36 38	30 34 36
4	Песок пылеватый	0,7 0,6 0,5	30 34 36	28 32 34

Примечание. Приведенные в табл. 8(5) значения углов внутреннего трения не относятся к известковым (ракушечным) пескам, а также песчаным грунтам, содержащим примеси слюды, глины или растительных остатков (торф, перегной и т. п.) вколичестве более 3% от веса сухой минеральной части грунта.

45. Расчетная величина деформации Δ определяется в соответствии с указаниями п. 50.

Распределение давлений в толще основания фундаментов с размером меньшей стороны прямоугольной подошвы менее 3 *м* (круглых с диаметром 3 *м*) определяется от расчетных сопротивлений, назначаемых по табл. 10(6), 11(8) и 12(9).

Размеры подошвы фундаментов назначаются в зависимости от усилий, передаваемых на фундаменты, и расчетных сопротивлений грунтов основания.

В необходимых случаях расчетная схема для определения величины Δ принимается с учетом совместной работы основания, фундамента и надфундаментной конструкции или только основания и фундамента, при этом допускается учитывать свойство пластичности и ползучести материалов несущих конструкций и фундаментов.

46. Для фундаментов, меньшая сторона прямоугольной подошвы которых более 3 *м*, среднее давление, передаваемое фундаментом на грунт основания, удовлетворяющее требованиям п. 42(4.5), определяется по формуле:

а) при центральной нагрузке

$$p_{1/4} = \frac{\pi\gamma_0}{\operatorname{ctg}\varphi^{н} - \frac{\pi}{2} + \varphi^{н}}\left(0{,}25a + h + \frac{c^{н}}{\gamma_0 \operatorname{tg}\varphi^{н}}\right) + \\ + \gamma_0 h = (Aa + Bh)\gamma_0 + Dc^{н}, \qquad 8$$

б) при внецентренной нагрузке

$$p_{1/3} = \frac{\pi\gamma_0}{\operatorname{ctg}\varphi^{н} - \frac{\pi}{2} + \varphi^{н}}\left(0{,}33a + h + \frac{c^{н}}{\gamma_0 \operatorname{tg}\varphi^{н}}\right) + \\ + \gamma_0 h = (A_1 a + Bh)\gamma_0 + Dc^{н}. \qquad 9$$

В формулах 8 и 9:

$p_{1/4}$ — среднее давление на грунт основания, при котором размеры условных зон пластических деформаций, образующихся у краев фундамента, не превосходят 0,25 ширины a для центрально нагруженного фундамента;

$p_{1/3}$ — то же, не превосходят 0,33 ширины a для внецентренно нагруженного фундамента;

$\varphi^{н}$ — нормативный угол внутреннего трения грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента;

$c^н$ — нормативное удельное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, в $т/м^2$;

γ_0 — объемный вес грунта, залегающего выше отметки заложения фундамента, в $т/м^3$;

a — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в $м$;

h — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта до подошвы фундамента в $м$.

$$A = 0{,}25\,\frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н}\;;\quad D = \frac{\pi}{\left(\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н\right)\operatorname{tg}\varphi^н}\;;$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н}\;;\quad A_1 = 0{,}33\,\frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi^н - \frac{\pi}{2} + \varphi^н}\,.$$

Значения безразмерных величин A, A_1, B и D приведены в табл. 9.

При наличии подвальных помещений среднее давление определяется по формуле

$$p = \left[Aa + \frac{B(2h + h_п)}{3}\right]\gamma_0 + Dc^н, \qquad 10$$

где $h_п$ — приведенная глубина заложения фундамента в подвальном помещении, определяемая по формуле

$$h_п = c_1 + c_2\,\frac{\gamma_0^п}{\gamma_0}\,, \qquad 11$$

где c_1 — толщина слоя грунта выше подошвы фундаментов в $м$;

c_2 — толщина конструкции пола подвала в $м$;

$\gamma_0^п$ — объемный вес конструкции пола подвала в $т/м^3$;

γ_0 — объемный вес грунта в $т/м^3$.

Примечания. 1. Формулы 8 и 9 допускается применять при любой форме фундамента в плане. При прямоугольной форме подошвы фундамента за a принимается размер меньшей стороны.

2. Для внецентренно нагруженного фундамента величина a в формуле 9 принимается равной удвоенному расстоянию от точки приложения равнодействующих внешних сил до ближайшего края фундамента.

3. При соответствующем обосновании разрешается определять $p_{1/4}$ и $p_{1/3}$ по другим формулам механики грунтов при соблюдении требований п. 42 (4,5).

Коэффициенты A, A_1, B и D

Таблица 9

$\varphi^н$	A	A_1	B	D	$\varphi^н$	A	A_1	B	D	$\varphi^н$	A	A_1	B	D
0	0	0	1	3	16	0,4	0,5	2,4	5,0	32	1,4	1,8	6,3	8,5
2	0	0	1,1	3,3	18	0,4	0,6	2,7	5,3	34	1,6	2,1	7,2	9,2
4	0	0,1	1,2	3,5	20	0,5	0,7	3,1	5,6	36	1,8	2,4	8,2	10,0
6	0,1	0,1	1,4	3,7	22	0,6	0,8	3,4	6,0	38	2,1	2,8	9,4	10,8
8	0,1	0,2	1,6	3,9	24	0,7	1,0	3,9	6,5	40	2,5	3,3	10,8	11,8
10	0,2	0,2	1,7	4,2	26	0,8	1,1	4,4	6,9	42	2,9	3,8	12,7	12,8
12	0,2	0,3	1,9	4,4	28	1,0	1,3	4,9	7,4	44	3,4	4,5	14,5	14,0
14	0,3	0,4	2,2	4,7	30	1,2	1,5	5,6	8,0	45	3,7	4,9	15,6	14,6

47. Расчетная схема распределения давлений на горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента принимается в соответствии с рис. 2.

В этой схеме приняты следующие обозначения расчетных величин:

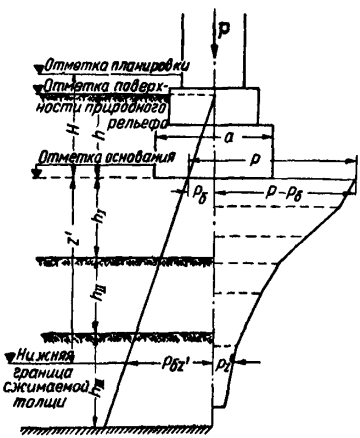


Рис. 2

a — меньшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в *см*;

b — бо́льшая сторона прямоугольной подошвы фундамента в *см* (на рис. 2 не показана);

H — глубина заложения фундамента от отметки планировки (подсыпки или срезки) в *см*;

p — среднее давление на грунт под подошвой фундаментов в *кг/см²*, определенное по пп. 45 и 46;

$p_б$ — бытовое давление в грунте на отметке подошвы фундамента в *кг/см²* (давление от веса грунтов, лежащих между отметками подошвы фундамента и отметкой природного рельефа);

$p_{бz}$ — бытовое давление в грунте в *кг/см²* в горизонтальном сечении, расположенном на глубине z ниже подошвы фундамента (давление от веса грунтов, лежащих в пределах глубины $h + z$ от поверхности природного рельефа);

p_z — дополнительное (к бытовому) давление (напряжение) в грунте в *кг/см²* в горизонтальном сечении, расположенном на глубине z ниже подошвы фундамента, определяемое по формуле

$$p_z = \alpha (p - p_б), \qquad 12$$

где α — коэффициент изменения дополнительного давления в грунте, учитывающий форму подошвы фундамента, определяемый по приложению II в зависимости от

$$m = \frac{2z}{a} \text{ и } n = \frac{b}{a}.$$

48. Сжимаемая толща основания для фундамента (с заданными размерами в плане, глубиной заложения и установленным давлением на грунт) принимается при определении величины деформации основания Δ до той глубины z' ниже подошвы фундамента, на которой удовлетворяется условие

$$p_{z'} = 0{,}2\, p_{6z'}$$

(с точностью до $\pm$ 0,05 *кг/см*^{2}).

49. Расчетная схема распределения нормальных давлений по вертикали, проходящей через любую точку основания M, определяемых по методу угловых точек, принимается в соответствии с рис. 3.

При этом рассматриваются два случая:

а) M_1 — проекция точки основания M, для которой определяется давление на плоскость подошвы фундамента, лежит в пределах его контура (рис. 3, *а*);

б) M_1 — проекция точки основания M лежит вне контура подошвы фундамента.

В первом случае давление в точке M определяется как сумма угловых давлений от четырех загруженных прямоугольников; AGM_1E; $GBFM_1$; EM_1LD и LM_1FC по формуле

$$p_z = \sum_{i=1}^{4} \frac{\alpha (p - p_6)}{4} = \sum_{i=1}^{4} p_{z_i}, \qquad 13$$

где α — принимается по приложению II в зависимости от

$$m = \frac{z}{a} \text{ и } n = \frac{b}{a};$$

a — меньшая сторона рассматриваемой части подошвы фундамента в *см;*

b — бо́льшая сторона той же части подошвы фундамента в *см.*

Во втором случае давление в точке M складывается из суммы давлений от действия нагрузки по прямоугольникам AEM_1L и $GCFM_1$, взятых со знаком плюс, и давлений от действия нагрузки по прямоугольникам BEM_1G и DFM_1L, взятых со знаком минус.

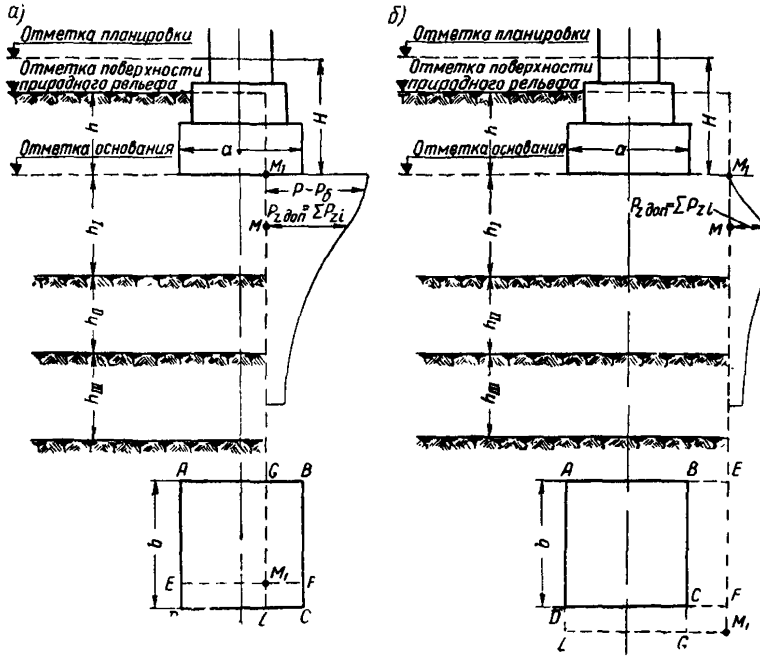


Рис. 3

Примечание. Отношение $m = \frac{z}{a}$ определяется с точностью до 0,1.

50. Определение расчетной величины осадки отдельных фундаментов или фундамента с учетом влияния давлений в основании, вызванном нагрузкой от соседних фундаментов, проводится в следующем порядке:

а) контуры фундамента наносятся на геологический разрез основания;

б) основание фундаментов разделяется на горизонтальные слои, однородные по сжимаемости, мощность кото-

рых не должна превышать 0,4 минимальной ширины рассчитываемых фундаментов;

в) пользуясь расчетными схемами, приведенными на рис. 2 и 3, вычисляются нормальные давления p_i, возникающие в точках пересечения вертикальной оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, с границами выделенных слоев основания (как от рассматриваемого фундамента, так и от соседних, в случае учета влияния последних);

г) в соответствии с указаниями п. 48 устанавливается мощность сжимаемой толщи (принимая суммарное давление в случае учета влияния соседних фундаментов);

д) расчет осадки отдельного фундамента производится по формуле

$$\Delta = \sum_{i=1}^{n} p_i h_i \frac{\beta_i}{E_i} \text{ (в } см\text{)}, \qquad 14$$

где n — число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания;

p_i — полусумма вертикальных нормальных давлений в $кг/см^2$, возникающих на верхней и нижней границах слоя i от давления, передаваемого фундаментом.

Величины p_i вычисляются по формуле 12, а в случае учета влияния соседних фундаментов — по формуле 13.

h_i — мощность слоя i в $см$;

E_i — модуль деформации слоя i в $кг/см^2$;

β_i — безразмерный коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона слоя i, принимаемый: для песков — 0,76, для супесей — 0,72, для суглинков — 0,57, для глин — 0,43.

51. Осадки отдельных фундаментов, вычисляемые с учетом влияния нагрузок от соседних фундаментов, рекомендуется определять в тех случаях, когда в нижней части сжимаемой толщи (см. п. 48) основания залегают грунты с модулем деформации, меньшем 75 $кг/см^2$, и при расстоянии между осями фундаментов L (в $м$), удовлетворяющем условию

$$L \leqslant 2\sqrt{\frac{P}{p_б}},$$

где $P = F_р$ — усилие, действующее на соседний фундамент, в $т$;

F — площадь подошвы этого фундамента в $м^2$;
p — давление под подошвой фундамента в $т/м^2$;
$p_б$ — бытовое давление в плоскости нижней границы сжимаемой толщи основания рассчитываемого фундамента в $т/м^2$.

Во всех остальных случаях определение расчетных величин осадок может производиться без учета взаимного влияния соседних фундаментов.

52. Крен отдельного фундамента при эксцентричном его загружении определяется по формулам:

при крене в направлении большей стороны фундамента

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1-\nu_{ср}^2}{E_{ср}} k_2 \frac{Pe}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \qquad 15$$

при крене в направлении меньшей стороны фундамента

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1-\nu_{ср}^2}{E_{ср}} k_1 \frac{Pe}{\left(\frac{a}{2}\right)^3}, \qquad 16$$

где
P — вертикальное усилие, приложенное к фундаменту с эксцентриситетом, в *кг*;
b — бóльшая сторона фундамента в *см*;
a — меньшая сторона фундамента в *см*;
e — расстояние точки приложения усилия P от центра фундамента в *см*;
$E_{ср}$, $\nu_{ср}$ — модуль деформации в $кг/см^2$ и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи;
k_1 и k_2 — безразмерные коэффициенты, определяемые в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента;

$\frac{b}{a} = \alpha$ — по графикам на рис. 4.

53. Крены фундаментов, получаемые в результате их взаимного влияния, надлежит определять путем расчета осадок их краев, пользуясь указанием п. 45.

В этих целях вертикальные нормальные давления вычисляются для точек основания, лежащих на пересечении горизонтальных границ выделенных слоев основания с вертикалями, проходящими через края рассчитываемых фундаментов. Вычисление осадки по формуле 12 произ-

водится отдельно для каждой вертикали, а крен фундамента определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{b}, \qquad 17$$

где Δ_1 и Δ_2 — осадки, подсчитанные у краев фундамента, в *см*;

b — ширина фундамента в направлении крена в *см*.

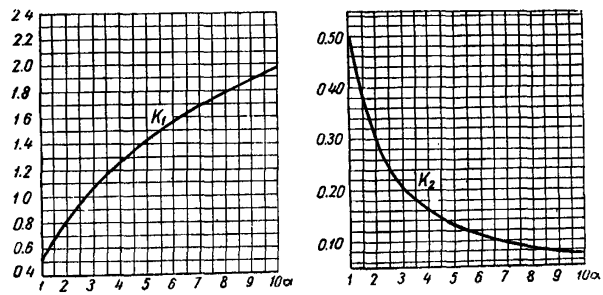


Рис. 4

54 (4.9). Требование расчета оснований зданий и промышленных сооружений по деформациям [формула 5 (6.3)] считается удовлетворенным, если среднее давление на основание от нормативных нагрузок не превосходит условных расчетных сопротивлений и если при этом одновременно соблюдаются следующие условия:

а) основание сложено по всей площади здания или сооружения из грунтов однородного горизонтального напластования, сжимаемость которых по глубине до 5 *м* от подошвы фундамента не увеличивается;

б) здания и сооружения имеют конструкции, получившие широкое применение в строительстве.

Примечание. Требование расчета оснований по деформациям считается удовлетворенным во всех случаях, если здание или сооружение, независимо от их конструкций, возводится на скальных грунтах.

55. Расчет по расчетным сопротивлениям основания производится по формуле

$$p \leqslant R, \qquad 18$$

где p — среднее давление по подошве фундамента в $кг/см^2$, передаваемое на грунты основания;

R — расчетное сопротивление в $кг/см^2$ грунтов основания, определяемое по табл. 10(6), 11(8) и 12(9).

56. Однородность грунтов основания определяется по данным геологических изысканий. Выдержанность горизонтальности напластований определяется с точностью $\pm 0{,}5$ *м*.

Если в пределах здания или сооружения в основании залегают грунты различных наименований (различного литологического состава), то их однородность оценивается изменчивостью сжимаемости основания, согласно п. 41.

57(4.10). Расчетные сопротивления оснований при глубине заложения фундамента 1,5—2,0 *м* и ширине фундамента 0,6—1,0 *м* при расчете оснований по указаниям п. 54(4.9) на основные сочетания нагрузок для глинистых, песчаных и крупнообломочных грунтов принимаются по табл. 10(6), 11(8) и 12(9).

Примечание. Глубина заложения фундамента H измеряется: при планировке срезкой — от планировочной отметки; при планировке подсыпкой — от природного уровня грунта.

Расчетные сопротивления R в $кг/см^2$ оснований из глинистых (не макропористых) грунтов с малой структурной связностью

Таблица 10(6)

№ п/п	Наименование грунта	Коэффициент пористости e	Состояние грунта в основании	
			твердое	пластичное
1	Супеси	0,5	3,0	3,0
		0,7	2,5	2,0
2	Суглинки	0,5	3,0	2,5
		0,7	2,5	1,8
		1,0	2,0	1,0
3	Глины	0.5	6,0	4,0
		0,6	5,0	3,0
		0,8	3,0	2,0
		1,1	2,5	1,0

Примечания. 1. Твердое состояние глинистых грунтов характеризуется природной влажностью $W \leqslant 1{,}2\ W_p$, а пластичное — $W > 1{,}2\ W_p$.

2. Для промежуточных значений e расчетные сопротивления глинистых (не макропористых) грунтов допускается определять по линейной интерполяции.

Расчетные сопротивления R в $кг/см^2$ песчаных оснований

Таблица 11(8)

№ п/п	Наименование грунта	Грунты основания	
		плотные	средней плотности
1	Пески гравелистые и крупные независимо от их влажности	4,5	3,5
2	Пески средней крупности независимо от их влажности	3,5	2,5
3	Пески мелкие:		
	а) маловлажные	3,0	2,0
	б) очень влажные и насыщенные водой	2,5	1,5
4	Пески пылеватые:		
	а) маловлажные	2,5	2,0
	б) очень влажные	2,0	1,5
	в) насыщенные водой	1,5	1,0

Расчетные сопротивления R в $кг/см^2$ оснований из крупнообломочных грунтов

Таблица 12(9)

№ п/п	Наименование грунта	R
1	Щебенистый (галечниковый) с песчаным заполнением пор	6,0
2	Дресвяный (гравийный) из обломков кристаллических пород	5,0
3	Дресвяный (гравийный) из обломков осадочных пород	3,0

58. Определение состояния глинистых (не макропористых) грунтов по влажности производится, если $W \leqslant W_т$ и выполнено условие

$$g \geqslant 0{,}80.$$

Примечание. Степень влажности грунта g определяется по формулам 1 п. 9.

59(4.11). Расчетное сопротивление скального основания, независимо от размеров и глубины заложения фундамента, определяется по формуле

$$R = kR^н, \qquad 19\,(6.6)$$

где $R^н$ — предел прочности на одноосное сжатие грунта в водонасыщенном состоянии в *кг/см²* [п.6(2.4)];

k — коэффициент однородности грунта по пределу прочности на одноосное сжатие, устанавливаемый на основе исследований грунта.

При расчете оснований зданий и промышленных сооружений коэффициент k принимается равным 0,17.

60(4.12). Расчетные сопротивления оснований для зданий и сооружений, имеющих фундаменты примерно одинаковой формы и различающихся по площади не более чем на 50%, а также для зданий и сооружений с одним сплошным фундаментом принимаются:

а) при ширине фундамента 5 *м* и более — по табл. 10(6), 11(8) и 12(9) с увеличением на 50% для крупнообломочных и песчаных грунтов, за исключением пылеватых песков, и на 20% для пылеватых песков и глинистых грунтов;

б) при ширине фундамента от 1 до 5 *м* — по линейной интерполяции между величинами, указанными в п. «а» и табл. 10(6), 11(8) и 12(9).

61. При наличии в пределах здания или сооружения фундаментов, различающихся по форме и размерам в большей мере, чем указано в п. 60 (4.12), расчетные сопротивления могут быть изменены при условии расчета основания по деформациям.

62(4.13). Расчетное сопротивление основания при глубине заложения фундаментов, большей 2 *м* или меньшей 1,5 *м*, определяется путем умножения расчетного сопротивления оснований по табл. 10(6), 11(8) и 12(9) на коэффициент m, вычисляемый по формулам:

при $H > 2$ *м*

$$m = 1 + \frac{\gamma_0}{R}\,[k\,(H - 200) - h], \qquad 20\,(6.7)$$

при $H < 1{,}5$ *м*

$$m = 0{,}5 + 0{,}0033\,H. \qquad 21\,(6.8)$$

В формулах 20(6.7) и 21(6.8):

H — глубина заложения фундамента в *см*, принимаемая согласно примечанию к п. 57(4.10);

h — разность отметок природного уровня грунта и пола подвала в *см*;

γ_0 — среднее значение объемного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента, в *кг/см²*;

R — расчетное сопротивление основания в *кг/см²*, принимаемое по табл. 10(6), 11(8) и 12(9);

k — коэффициент, принимаемый по табл. 13(10).

Коэффициенты k

Таблица 13(10)

№ п/п	Наименование грунта под подошвой фундамента	Коэффициент k
1	Песок и крупнообломочный грунт	2,5
2	Супесь, суглинок	2,0
3	Глина	1,5

Примечание. В необходимых случаях допускается при возрасте насыпи 5 лет и более принимать при расчете по формуле 20(6.7) глубину заложения H от отметки планировки насыпи.

63(4.14). Расчетные сопротивления оснований при расчете на дополнительные сочетания нагрузок увеличиваются на 20%.

64. Расчетные сопротивления оснований из щебенистых и галечниковых грунтов с глинистым заполнением пор принимаются в зависимости от состояния по влажности глинистого заполнителя.

65. Расчетные сопротивления оснований, устраиваемых из песчаных подушек, выполненных из песков гравелистых, крупных и средней крупности, укладываемых слоями с последующим уплотнением, принимаются как для песчаных грунтов по табл. 11(8).

66. Разрешается использовать в качестве естественных оснований искусственно намытые грунты. Расчетные сопротивления оснований из намытых грунтов назначаются в каждом отдельном случае в зависимости от их наименования, плотности и качества намыва.

67. Расчетные сопротивления оснований из глин и суглинков, обладающих большой структурной связностью (что встречается преимущественно в грунтах более древнего возраста, чем четвертичный), могут быть повышены пропорционально отношению сопротивления раздавливанию образцов грунта ненарушенного сложения и нару-

шенного сложения при одинаковой влажности грунта.

68. При наличии в основании видов грунтов, не предусмотренных табл. 10(6), 11(8) и 12(9), как-то:

а) скальных сильно выветрившихся (рухляк);

б) полускальных неводостойких;

в) песчаных рыхлых;

г) глинистых в текучем состоянии;

д) глинистых с коэффициентом пористости, превышающим для супесей $\varepsilon > 0{,}7$, суглинков $\varepsilon > 1{,}0$ и глинистых $\varepsilon > 1{,}1$;

е) песчаных и глинистых с большим содержанием органических остатков, а также насыпных грунтов.

Вопрос об их использовании в качестве естественного основания и назначение величины расчетного сопротивления должны решаться для каждого отдельного случая в соответствии с результатами исследования грунтов строительной площадки.

Рекомендуется для песчаных рыхлых и насыпных грунтов проводить опытные работы по выяснению возможности их искусственного уплотнения падающими плитами.

69. При наличии под несущим слоем грунта в пределах сжимаемой толщи более слабого по несущей способности подстилающего слоя грунта полное давление на кровле этого подстилающего слоя не должно превышать расчетное сопротивление для подстилающего слоя, определенное по п. 57(4.10), т. е. должно соблюдаться условие

$$p_{бh} + \alpha (p - p_б) \leqslant R, \qquad 22$$

где $p_{бh}$ — бытовое давление на кровлю слабого подстилающего слоя на глубине h ниже природного рельефа местности;

$\alpha (p - p_б)$ — дополнительное давление на кровле подстилающего слоя, вызванное приложением давления p (п. 55) на грунт несущего слоя;

R — расчетное сопротивление подстилающего грунта, принимаемое по п. 57(4.10).

70(4.15). Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента, при расчете на основные, а также дополнительные сочетания

нагрузок, не должно быть более 1,2 R, где R — расчетное сопротивление.

71 (4.16). Расчетные сопротивления оснований под существующими фундаментами (при надстройке зданий, изменений нагрузок на перекрытие, повышение грузоподъемности кранов и т. п.) повышаются против давлений от существующих зданий и сооружений в соответствии с состоянием плотности и влажности грунтов под фундаментами, а также состоянием конструкций сооружений, которые будут выявлены при их освидетельствовании.

72 (4.17). Расчетные сопротивления оснований повышаются, если в процессе производства строительных работ обеспечивается искусственное увеличение плотности и связности грунтов основания путем глубинного водопонижения, электроосушения, трамбования и т. п.

Расчет по устойчивости

73 (4.18). Расчетное состояние по устойчивости основания определяется образованием в грунте поверхности скольжения, охватывающей всю подошву сооружения. При этом считается, что нормальные и касательные напряжения σ и τ по всей поверхности скольжения достигают соотношения, соответствующего предельному равновесию (прочности грунта), определяемого по формуле

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \qquad 23\,(6.9)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта;
c — удельное сцепление грунта.

Примечание. Величины φ и c определяются в соответствии с указаниями п. 44 (4.7).

74 (4.19) Расчет оснований по устойчивости производится по формуле

$$N \leqslant \Phi, \qquad 24\,(6.10)$$

где N — заданная расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации;
Φ — несущая способность основания для данного направления нагрузки N.

75 (4.20). Несущая способность Φ основания определяется:

а) при песчаных или крупнообломочных грунтах — по расчетному значению угла внутреннего трения грунта, принимаемому по данным исследований грунтов, а для расчета оснований сооружений II и III классов — по табл. 8(5);

б) при глинистых грунтах — из условия, что касательные напряжения вдоль поверхности скольжения равны расчетному сопротивлению глинистого грунта срезу, принимаемому по данным исследования грунтов с учетом изменения природного состояния грунтов вследствие их уплотнения за период возрастания нагрузки на основание, а также возможного изменения структуры верхнего слоя основания при производстве работ.

76. Определение величины Φ производится на основе теории предельно напряженного состояния грунтовой среды. Разрешается применять расчеты, основанные на кругло-цилиндрической форме поверхности.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Таблица 1

Признаки агрессивности воды

Признаки агрессивности воды	Сильно фильтрующие грунты (крупнообломочные, песчаные)				Слабо фильтрующие грунты	
	Бетон, железобетон и бутобетон				Бетон, железобетон, бутобетон, бутовая и кирпичная кладки	
	Портландцемент		Пуццолановый портландцемент и шлако-портландцемент			
	рядовой $C_3A > 5\%$	сульфатостойкий C_3A не более 5%	рядовой (C_3A в клинкере более 8%)	сульфатостойкий (C_3A в клинкере менее 8%)	Рядовой портландцемент и пуццолановый портландцемент	Сульфатостойкие: портландцемент, пуццолановый портландцемент и шлако-портландцемент
Величина pH	pH < 7,0				pH < 5,0	
Временная (карбонатная) жесткость в градусах	3		Не нормируется			
Содержание сульфатов в пересчете на ион SO_4''	а) Более 250, но не выше 1 000 *мг/л* при содержании хлоридов $Cl < 3000$ *мг/л*	Не нормируется			То же, что и в сильно фильтрующих грунтах	Не нормируется
	б) Более 500 *мг/л*, но не выше 1000 *мг/л* при содержании хлоридов $Cl > 3000$ *мг/л*					
	в) Более 1000 *мг/л* при любом содержании хлоридов	Более 3 000 *мг/л*	Более 1 500 *мг/л*	Более 4 000 *мг/л*	Более 1 500 *мг/л*	Более 4 000 *мг/л*
Содержание магнезиальных солей в пересчете на ион магния	Более 2 000 *мг/л*				Более 5 000 *мг/л*	
Содержание свободной углекислоты в *мг/л*	Более: $[a(Ca) + b]$, где a и b — коэффициенты, принимаемые по табл. 2				Не нормируется	

Значения коэффициентов *a* и *b*

Таблица 2

Временная (карбонатная) жесткость в град.	Содержание $(SO_4'' + Cl')$ в *мг/л*											
	0—200		201—400		401—600		601—800		801—1 000		более 1 000	
	a	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*
6	0,07	19	0,06	19	0,05	18	0,04	18	0,04	18	0,04	18
7	0,10	21	0,08	20	0,07	19	0,06	18	0,06	18	0,05	18
8	0,13	23	0,11	21	0,09	19	0,08	18	0,07	18	0,07	18
9	0,16	25	0,14	22	0,11	20	0,10	19	0,09	18	0,08	18
10	0,20	27	0,17	23	0,14	21	0,12	19	0,11	18	0,10	18
11	0,24	29	0,20	24	0,16	22	0,15	20	0,13	19	0,12	19
12	0,28	32	0,24	26	0,19	23	0,17	21	0,16	20	0,14	20
13	0,32	34	0,28	27	0,22	24	0,20	22	0,19	21	0,17	21
14	0,36	36	0,32	29	0,25	26	0,23	23	0,22	22	0,19	22
15	0,40	38	0,36	30	0,29	27	0,26	24	0,24	23	0,22	23
16	0,44	41	0,40	32	0,32	28	0,29	25	0,27	24	0,25	24
17	0,48	43	0,44	34	0,36	30	0,33	26	0,30	25	0,28	25
18	0,54	46	0,47	37	0,40	32	0,36	28	0,33	27	0,31	27
19	0,61	48	0,51	39	0,44	33	0,40	30	0,37	29	0,34	28
20	0,67	51	0,55	41	0,48	35	0,44	31	0,41	30	0,38	29
21	0,74	53	0,60	43	0,53	37	0,48	33	0,45	31	0,41	31
22	0,81	55	0,65	45	0,58	38	0,53	34	0,49	33	0,44	32
23	0,88	58	0,70	47	0,63	40	0,58	35	0,53	34	0,48	33
24	0,96	60	0,76	49	0,68	42	0,63	37	0,57	36	0,52	35
25	1,04	63	0,81	51	0,73	44	0,67	39	0,61	38	0,56	37

Значение коэффициента α

m	Отношение сторон прямоугольной подошвы фундамента $n = \frac{b}{a}$											
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более (ленточный фундамент)
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,449	0,496	0,532	0,558	0,518	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,469	0,462	0,470	0,477
2,8	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
4,4	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
6,0	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
6,8	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
8,4	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10,0	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Примечания. 1. Для промежуточных значений m и n величина коэффициента α определяется по интерполяции.

2. Для подошвы фундаментов в форме круга или правильного многоугольника значения α принимаются как для квадратной подошвы со стороной $a=b=\sqrt{F}$, где F —площадь подошвы фундамента данной формы.

ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИН ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

Пример I. Определение величин осадок фундаментов промышленного здания.

Поперечный разрез подземной части здания приведен на рис. 5.

По данным инженерно-геологических изысканий на рис. 5 нанесен геологический разрез с выделением характерных по сжимаемости слоев грунта. Непосредственно под подошвой фундаментов залегают пески пылеватые, маловлажные, средней плотности. Эти пески подстилаются песками пылеватыми, заиленными, очень влажными.

Модули деформации (сжимаемости) определены:

$$\text{для верхнего слоя } E_{\text{I}} = 150 \ кг/см^2$$

$$\text{нижнего } E_{\text{II}} = 70$$

Отношение

$$\frac{E_{\text{макс}}}{E_{\text{мин}}} = \frac{150}{70} = 2{,}1 > 1{,}6.$$

Изменчивость сжимаемости основания более допустимой по п. 41 НиТУ.

Среднее давление под подошвой фундаментов $p = 2{,}5 \ кг/см^2$.

Размеры фундаментов принимаются:

ширина подошвы ленточных фундаментов на осях *9* и *12* $a = 1{,}0 \ м$,

размеры фундаментов на осях *10* и *11* $a = b = 2{,}80 \ м$.

Бытовое давление в грунте на отметке подошвы фундаментов

$$p_б = \gamma_0 H = 1{,}7 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}1 = 0{,}5 \ кг/см^2.$$

Расчетная схема распределения давлений на горизонтальных сечениях в грунте на глубине z ниже подошвы фундамента составляется согласно указаниям п. 47 НиТУ по следующим данным:

$$m = \frac{2z}{a}; \ n = \frac{b}{a}; \ p_z = \alpha (p - p_б).$$

Коэффициент α изменения дополнительного давления в грунте, учитывающий форму подошвы фундамента, определяется по приложению II в зависимости от величин m и n.

I. Построение расчетной схемы распределения давлений для фундамента на оси *9*.

Порядок вычисления величин давлений приведен в табл. 1.

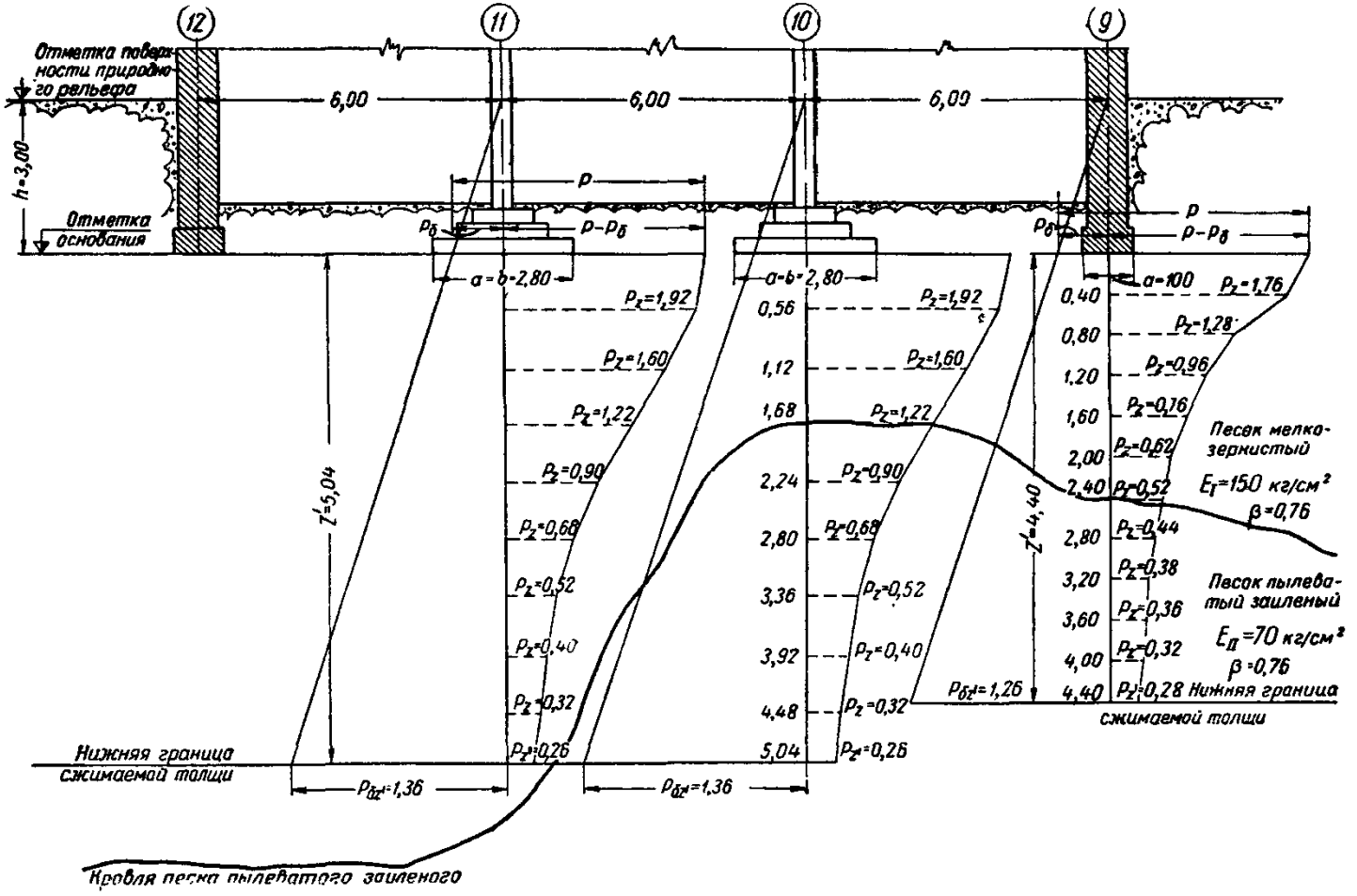

12
11
10
9
Отметка поверхности природного рельефа
h=3,00
Отметка основания
6,00
6,00
6,00
p
p
p
$p_б$
$p-p_б$
$p_б$
$p-p_б$
a=b=2,80
a=b=2,80
a=100
$p_z=1,92$
$p_z=1,60$
$p_z=1,22$
$p_z=0,90$
$p_z=0,68$
$p_z=0,52$
$p_z=0,40$
$p_z=0,32$
$p_z=0,26$
0,56
1,12
1,68
2,24
2,80
3,36
3,92
4,48
5,04
$p_z=1,92$
$p_z=1,60$
$p_z=1,22$
$p_z=0,90$
$p_z=0,68$
$p_z=0,52$
$p_z=0,40$
$p_z=0,32$
$p_z=0,26$
$p_z=1,76$
$p_z=1,28$
$p_z=0,96$
$p_z=0,76$
$p_z=0,62$
$p_z=0,52$
$p_z=0,44$
$p_z=0,38$
$p_z=0,36$
$p_z=0,32$
$p_z=0,28$
0,40
0,80
1,20
1,60
2,00
2,40
2,80
3,20
3,60
4,00
4,40
Песок мелкозернистый
$E_I=150$ кг/см²
β=0,76
Песок пылеватый заиленый
$E_{II}=70$ кг/см²
β=0,76
Нижняя граница сжимаемой толщи
Z=5,04
Z=4,40
Нижняя граница сжимаемой толщи
$p_{bz}=1,36$
$p_{bz}=1,36$
$p_{bz}=1,26$
Кровля песка пылеватого заиленого

Рис. 5

Таблица 1

$m=\frac{2z}{a}$	z в *см*	α	$p_z=\alpha\times(p-p_б)=$ $=\alpha(2{,}5-0{,}5)$	$p_б$	E в *кг/см²*
1	2	3	4	5	6
0,0	0,0	1,00	2,00	—	$E_{\text{I}}=150$
0,8	40	0,88	1,76	—	150
1,6	80	0,64	1,28	—	150
2,4	120	0,48	0,96	—	150
3,2	160	0.38	0,76	—	150
4,0	200	0,31	0,62	—	150
4,8	240	0,26	0,52	—	150
5,6	280	0,22	0,44	—	$E_{\text{II}}=70$
6,4	320	0,19	0,38	—	70
7,2	360	0,18	0,36	—	70
8,0	400	0,16	0,32	1,20	70
8,8	440	0,14	0.28	1,26	70

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине, где удовлетворяется условие п. 48 НиТУ:

$$p_{z'}=0{,}2p_{бz'}$$ (с точностью до $\pm 0{,}05$ *кг/см²*).

Таким образом, нижняя граница сжимаемой толщи будет находиться на глубине 4,40 *м*,

где $p_{z'}=0{,}28\approx 0{,}2p_б=0{,}2\cdot 1{,}26=0{,}25$ *кг/см²*.

II. Построение расчетной схемы распределения давлений для фундамента на оси *10*.

Порядок вычисления величин давлений приведен в табл. 2.

Таблица 2

$m=\frac{2z}{a}$	z в *см*	α	$p_z=\alpha\times(p-p_б)=$ $=\alpha\,(2{,}5-0{,}5)$	$p_б$	E в *кг/см²*
1	2	3	4	5	6
0,0	0,0	1,00	2,00	—	$E_{\text{I}}=150$
0,4	56	0,96	1,92	—	150
0,8	112	0,80	1,60	—	150
1,2	168	0,61	1,22	—	150
1,6	224	0,45	0,90	—	$E_{\text{II}}=70$
2,0	280	0,34	0,68	—	70
2,4	336	0,26	0,52	—	70
2,8	392	0,20	0,40	—	70
3,2	448	0,16	0,32	1,28	70
3,6	504	0,13	0,26	1,36	70

Нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине 5,04 *м*

$$p_z = 0{,}26 \approx 0{,}2 \cdot 1{,}36 = 0{,}27 \ кг/см^2.$$

Данные табл. 2 применимы и для фундамента на оси *11*, но с одним значением величины модуля деформации $E = 150$ *кг/см*^{2}.

III. Определение осадок фундаментов производится по формуле 14 НиТУ

$$\Delta = \sum_{i=1}^{n} p_i h_i \frac{\beta_i}{E_i} \text{ (в } см).$$

1. Осадка фундамента на оси *9* (см. табл. 1).

а) Осадка верхнего слоя основания:

$$\Delta_1 = (1{,}0 + 1{,}76 + 1{,}28 + 0{,}96 + 0{,}76 + 0{,}60 + 0{,}26) \times \times 40 \frac{0{,}76}{150} = 1{,}35 \ см.$$

б) Осадка нижнего слоя основания:

$$\Delta_2 = (0{,}26 + 0{,}44 + 0{,}38 + 0{,}36 + 0{,}32 + 0{,}14) \times \times 40 \frac{0{,}76}{70} = 0{,}83 \ см.$$

Полная осадка

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 1.35 + 0{,}83 = 2{,}18 \ см \sim 2{,}2 \ см.$$

2. Осадка фундамента на оси *10* (см. табл. 2).

а) Осадка верхнего слоя основания:

$$\Delta_1 = (1{,}0 + 1{,}92 + 1{,}60 + 0{,}61)\, 56 \frac{0{,}76}{150} = 1{,}45 \ см.$$

б) Осадка нижнего слоя основания:

$$\Delta_2 = (0{,}61 + 0{,}90 + 0{,}68 + 0{,}52 + 0{,}40 + 0{,}32 + 0{,}13) \times \times 56 \frac{0{,}76}{70} = 2{,}16 \ см.$$

Полная осадка

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 1{,}45 + 2{,}16 = 3{,}61 \ см \sim 3{,}6 \ см.$$

3. Осадка фундамента на оси *11*:

$$\Delta = (1{,}0 + 1{,}92 + 1{,}60 + 1{,}22 + 0{,}90 + 0{,}68 + 0{,}52 + 0{,}40 + + 0{,}32 + 0{,}13)\, 56 \frac{0{,}76}{150} = 2{,}46 \ см \sim 3{,}5 \ см.$$

Пример II. Определение величин осадок фундаментов многоэтажного здания с учетом влияния соседних фундаментов.

Поперечный разрез подземной части здания приведен на рис. 6. Основанием фундаментов служат суглинки и супеси. Модуль деформации $E = 100$ *кг/см*^{2} принят средним для всей толщи грунтов основания.

Среднее давление под подошвой фундаментов $p = 2{,}0$ *кг/см*^{2}.

Фундаменты под наружные стены и внутренние парные колонны приняты ленточные с размерами:

под наружные стены $a = 2{,}80$ *м*;

под внутренние парные колонны $a = 5{,}60$ *м*.

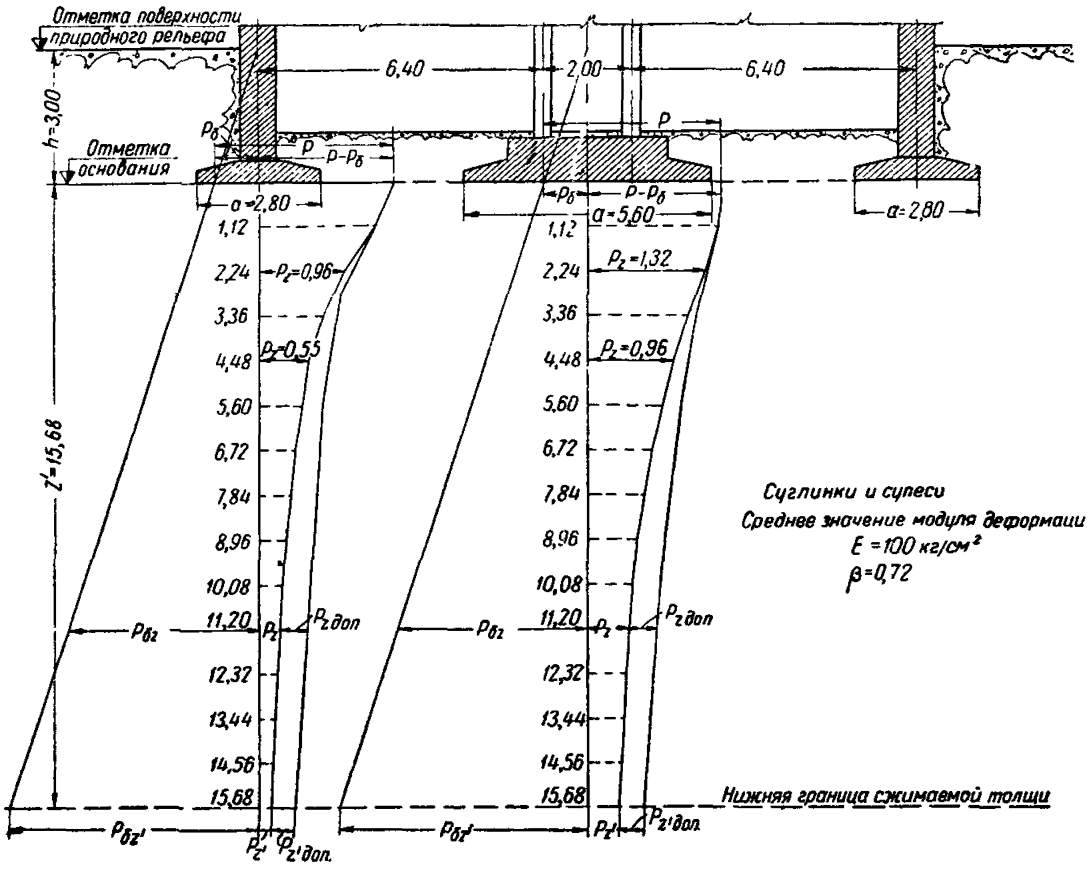

Отметка поверхности природного рельефа
Отметка основания
h=3,00
6,40
2,00
6,40
P
P-Pб
Pб
a=2,80
a=5,60
a=2,80
1,12
2,24
3,36
4,48
5,60
6,72
7,84
8,96
10,08
11,20
12,32
13,44
14,56
15,68
Pz=0,96
Pz=0,55
Pz=1,32
Pz=0,96
Pбz
Pz
Pz доп
Pбz'
Pz'
Pz' доп.
Z'=15,68
Суглинки и супеси
Среднее значение модуля деформации
E=100 кг/см²
β=0,72
Нижняя граница сжимаемой толщи

Рис. 6

Бытовое давление в грунте на отметке подошвы фундамента $p_б = 0{,}5$ *кг/см*^{2}.

I. Расчетная схема распределения давлений в основании фундамента под наружной стеной приведена в табл. 3.

Таблица 3

$m=\frac{2z}{a}$	z в *см*	α	p_z	$p_{доп}$	$p_z+p_{доп}$	$p_б$
1	2	3	4	5	6	7
0,0	0	1,00	1,50			
0,4	56	0,98	1,47			
0,8	112	0,88	1,32			
1,2	168	0,75	1,12			
1,6	224	0,64	0,96			
2,0	280	0,55	0,82	0,06	0,88	
2,4	336	0,48	0,72			
2,8	392	0,42	0,63			
3,2	448	0,37	0,55			
3,6	504	0,34	0,51			
4	560	0,31	0,47	0,15	0,62	
6	840	0,21	0,32	0,21	0,53	
8	1 120	0,16	0,24	0,22	0,48	2,41
10	1 400	0,13	0,20	0,23	0,43	
11,2	1 568	0,10	0,15	0,23	0,38	

Столбец 5 табл. 3 заполняется данными из табл. 5.

II. Расчетная схема распределения давлений в основании фундамента под внутренними колоннами приведена в табл. 4.

Таблица 4

$m=\frac{2z}{a}$	z в *см*	α	p_z	$p_{доп}$	$p_z+p_{доп}$	$p_{бz}$
1	2	3	4	5	6	7
0,0	0	1,00	1,50			
0,4	112	0,98	1,47			
0,8	224	0,88	1,32			
1,2	336	0,75	1,12			
1,6	448	0,64	0,96			
2,0	560	0,55	0,82	0,15		
2,4	672	0,48	0,72			
2,8	784	0,42	0,63			
3,2	896	0,37	0,55			
3,6	1 008	0,34	0,51			
4,0	1 120	0,31	0,47	0,21	0,68	
5,6	1 568	0,23	0,35	0,24	0,59	3,17

Столбец 5 табл. 4 заполняется данными из табл. 6.

Нижняя граница сжимаемой толщи принимается общей для основания здания (наибольшая) на глубине 15,68 *м*.

III. Дополнительные давления в основании фундамента наружной стены от нагрузки фундамента внутренних колонн (рис. 7), определяемые согласно п. 49 НиТУ, приведены в табл. 5.

Таблица 5

z в *см*	Отношение сторон прямоугольника $n = \frac{b}{a}$	Отношение заданной глубины к ширине прямоугольника $m = \frac{z}{a}$	$\frac{\alpha}{4}$	$p_{доп} = 2p\frac{\alpha}{4}$ *кг/см²*
280	∞	$\frac{2,80}{10,20} = 0,27$ $\frac{2,80}{4,60} = 0,6$	$\begin{array}{r} 0,25 \\ -\ 0,23 \\ \hline 0,02 \end{array}$	$2 \cdot 1,5 \cdot 0,020 = 0,06$
560	∞	$\frac{5,60}{10,20} = 0,55$ $\frac{5,60}{4,60} = 1,2$	$\begin{array}{r} 0,240 \\ -\ 0,190 \\ \hline 0,050 \end{array}$	$3 \cdot 0,050 = 0,15$
840	∞	$\frac{8,40}{10,20} = 0,8$ $\frac{8,40}{4,60} = 1,8$	$\begin{array}{r} 0,220 \\ -\ 0,150 \\ \hline 0,070 \end{array}$	0,21
1 400	∞	$\frac{14,00}{10,20} = 1,4$ $\frac{14,00}{4,60} = 3,0$	$\begin{array}{r} 0,175 \\ -\ 0,100 \\ \hline 0,075 \end{array}$	0,23
1 680	∞	$\frac{16.80}{10,20} = 1,7$ $\frac{16,80}{4,60} = 3,7$	$\begin{array}{r} 0,155 \\ -\ 0,080 \\ \hline 0,075 \end{array}$	0,23

IV. Дополнительные давления в основании фундамента внутренних колонн от нагрузок фундаментов наружных стен (рис. 8) приведены в табл. 6.

Таблица 6

$\frac{z}{b}$ в *см*	$n = \frac{b}{a}$	$m = \frac{z}{a}$	$\frac{\alpha}{4}$	$p_{доп}$ в *кг/см²*
560	∞	$\frac{5,6}{8,8} = 0,60$ $\frac{5,6}{6,0} = 0,9$	0,235 −0,210 0,025	4·1,5·0,025 = 0,15
1 120	∞	$\frac{11,20}{8,80} = 1,30$ $\frac{11,20}{6,00} = 1,90$	0,180 −0,145 0,035	6,0 · 0,035 = 0,21
1 680	∞	$\frac{16,80}{8,80} = 1,90$ $\frac{16,80}{6,00} = 2,80$	0,145 −0,105 0,040	0,24

1 *Для наружных фундаментов*

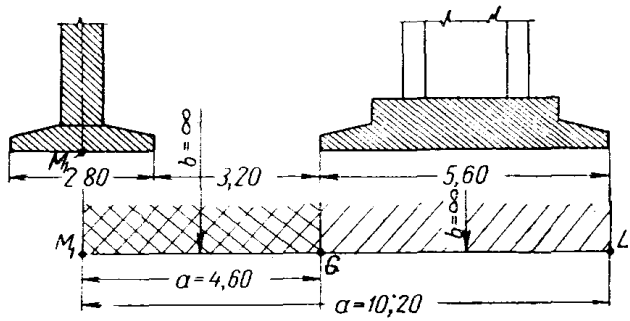


Рис. 7

V. Определение осадок фундаментов.

Осадка фундамента наружной стены. Осадка слоя основания от подошвы фундамента до глубины 5,6 *м* без учета влияния соседнего фундамента

$$\Delta_1 = (0,75 + 1,47 + 1,32 + 1,12 + 0,96 + 0,82 + 0,72 + 0,63 + 0,55 + 0,51 + 0,24)\frac{56 \cdot 0,72}{100} = \frac{9,09 \cdot 56 \cdot 0,72}{100} = 3,66\ см.$$

То же, от глубины 5,6 до 14,0 *м*

$$\Delta_2 = (0,24 + 0,32 + 0,24 + 0,10)\frac{280 \cdot 0,72}{100} = 1,81\ см.$$

То же, от глубины 14,0 до 15,68 *м*

$$\Delta_3 = \frac{0,20 + 0,15}{2} 168 \cdot 0,72 = 0,21\ см.$$

г Для внутреннего фундамента

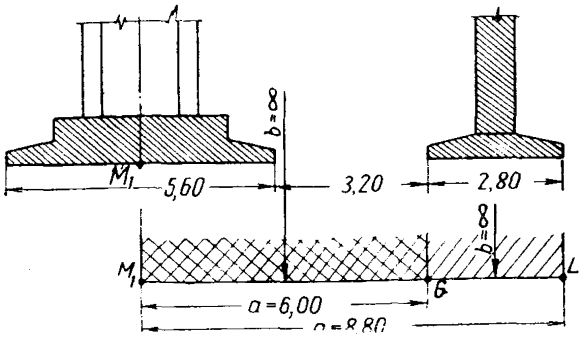


Рис. 8

Полная осадка

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = 3{,}66 + 1{,}81 + 0{,}21 = 5{,}68 \text{ см} \sim 5{,}7 \text{ см}.$$

Дополнительная осадка от нагрузки двух фундаментов наружных колонн

$$\Delta_д = (0{,}06 + 0{,}15 + 0{,}21 + 0{,}22 + 0{,}12)\frac{280 \cdot 0{,}72}{100} + \\ + \frac{0{,}23 \cdot 168 \cdot 0{,}72}{100} = 1{,}50 + 0{,}28 = 1{,}78 \text{ см}.$$

Полная осадка

$$\Delta = 5{,}68 + 1{,}78 = 7{,}46 \text{ см} \sim 7{,}5 \text{ см}.$$

Осадка фундамента внутренних колонн. Осадка слоя основания от подошвы фундамента до глубины 11,2 *м* без учета влияния соседних фундаментов

$$\Delta_1 = \frac{9{,}09 \cdot 112 \cdot 0{,}72}{100} = 7{,}32 \text{ см}.$$

То же, от глубины 11,20 до 15,68 *м*

$$\Delta_2 = \frac{0{,}47 + 0{,}35}{2} \cdot \frac{448 \cdot 0{,}72}{100} = 1{,}32 \text{ см}.$$

Полная осадка

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 7{,}32 + 1{,}32 = 8{,}64 \text{ см} \sim 8{,}6 \text{ см}.$$

Дополнительная осадка от нагрузки двух фундаментов наружных стен

$$\Delta_1 = (0{,}15 + 0{,}11)\frac{560 \cdot 0{,}72}{100} = 1{,}05 \text{ см};$$

$$\Delta_2 = \frac{0{,}21 + 0{,}24}{2} \cdot \frac{448 \cdot 0{,}72}{100} = 0{,}72 \text{ см};$$

$$\Delta_д = \Delta_1 + \Delta_2 = 1{,}05 + 0{,}72 = 1{,}77 \text{ см}.$$

3. Полная осадка

$$\Delta = 8{,}64 + 1{,}77 = 10{,}41 \text{ см} \sim 10 \text{ см}.$$

gost.e-ecolog.ru