

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**Институт сферы обслуживания и предпринимательства (филиал)  
федерального государственного бюджетного образовательного учреждения  
высшего образования «Донской государственной технической университет»**

**в г. Шахты Ростовской области  
(ИСОиП (филиал) ДГТУ в г. Шахты)**

## **ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**

### **Учебное пособие**

**Рекомендовано редакционно-издательским советом  
ДГТУ в качестве учебного пособия  
для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство  
(профиль «Промышленное и гражданское строительство»)  
очной и заочной форм обучения**

### **Учебное электронное издание**

**И.Н. Кокунько, М.В. Прокопова, С.А. Масленников,  
В.А. Дмитриенко, О.В. Пашкова**

**ШАХТЫ**

**ИСОиП (филиал) ДГТУ в г. Шахты**

**2018**

УДК 624-15  
ББК 38.58

**Рецензенты:**

д.т.н., профессор, зав. кафедрой «Инженерная геология, основания и фундаменты» ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет» **А.Ю. Прокопов**

д.т.н., профессор кафедры «Изыскания, проектирование и строительство железных дорог», ФГБОУ ВО «Ростовский государственный университет путей сообщения» **М.С. Плешко**

директор ООО «Дизайнстройпроект» **И.А. Капралова**

**Основания и фундаменты** [Электронный ресурс] : учеб. пособие : учеб. электрон. изд. / И.Н. Кокунько [и др.] ; Ин-т сферы обслуж. и предпринимательства (филиал) федер. гос. бюджет. образоват. учреждения высш. образования «Донской гос. техн. ун-т» в г. Шахты Рост. обл. (ИСОиП (филиал) ДГТУ в г. Шахты). – Электрон. дан. (3,30 Мб). – Шахты : ИСОиП (филиал) ДГТУ в г. Шахты, 2018. – 1 электрон. опт. диск (CD-ROM). – Систем. требования : Pentium III 866 МГц ; 256 Мб RAM ; Windows XP ; Adobe Reader 7.0 (или аналогичный продукт для чтения файлов PDF) ; CD-ROM дисковод ; мышь. – Загл. с экрана.  
ISBN 978-5-906786-56-2

В пособии описаны методы расчёта оснований и фундаментов по первой и второй группам предельных состояний, а также основы их конструирования.

Пособие предназначено для обучающихся по направлению 08.03.01 Строительство (профиль «Промышленное и гражданское строительство»), изучающих курс «Основания и фундаменты».

Приведены порядок расчёта оснований и принципы выбора типа фундаментов. Даны пояснения и рекомендации по расчёту фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов.

Использование данных, приведённых в учебном пособии, позволит студентам выполнить расчётно-конструктивный раздел выпускной квалификационной работы.

© ИСОиП (филиал) ДГТУ в г. Шахты, 2018

---

Подписано к использованию 14.02.2018  
Объём 3,30 Мб

Институт сферы обслуживания и предпринимательства (филиал) ДГТУ  
в г. Шахты Ростовской области

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	4
1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ .....	5
Контрольные вопросы .....	10
2. ГРУНТЫ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ.....	10
2.1. Основные характеристики грунтов оснований .....	10
2.2. Типы грунтов и их характеристики.....	13
2.3. Инженерно-геологические элементы и расчётные грунтовые элементы .....	22
Контрольные вопросы .....	23
3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ .....	24
Контрольные вопросы .....	30
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ.....	31
4.1. Инженерно-геологические изыскания на строительной площадке .....	31
4.2. Нормативные и расчётные значения характеристик грунтов .....	34
4.3. Оценка грунтовой толщи будущего основания .....	35
4.4. Работа грунтов в основаниях .....	38
4.5. Напряжения в грунтах оснований .....	43
4.6. Расчётные модели оснований .....	48
4.7. Деформации оснований .....	50
Контрольные вопросы .....	56
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ, ВОЗВОДИМЫХ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ.....	57
5.1. Конструкции фундаментов мелкого заложения .....	57
5.2. Определение глубины заложения фундаментов.....	62
5.3. Определение размеров подошвы фундамента .....	65
5.4. Расчёт оснований по деформациям.....	69
5.5. Определение крена фундамента .....	77
Контрольные вопросы .....	78
6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ .....	80
6.1. Конструкции свайных фундаментов .....	80
6.2. Расчёт свай .....	86
6.3. Определение несущей способности свай расчётными методами .	88
6.4. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний.....	93
6.5. Конструирование свайных фундаментов .....	98
6.6. Расчёт свайных фундаментов по деформациям.....	100
Контрольные вопросы .....	102
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	102
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ .....	103
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....	105

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование оснований и фундаментов является неотъемлемой составной частью проектирования сооружения в целом.

Работу оснований и фундаментов необходимо рассматривать как единую систему «основание-фундамент-сооружение». При проектировании оснований и фундаментов решаются две задачи: первая – выбор типа основания и фундамента и определение основных размеров фундаментов, вторая – подбор и расчёт отдельных элементов фундаментов.

Проектирование начинают с изучения факторов, определяющих выбор проектных решений. Среди них первостепенную значимость имеют следующие:

- уровень ответственности здания или сооружения, их конструктивные и архитектурно-планировочные особенности;
- нагрузки, учитываемые в расчётах;
- данные инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий на строительной площадке;
- местные условия строительства.

В курсе «Основания и фундаменты» освещаются вопросы проектирования и устройства различных типов оснований и фундаментов. Для успешного усвоения материала необходимо знать следующие дисциплины: инженерную геологию, механику грунтов, теорию упругости, пластичности и ползучести, технологию и организацию строительства, экономику строительства.

Изучив курс «Основания и фундаменты», студент должен уметь решать следующие задачи:

- осуществлять достоверную оценку физико-механических характеристик грунтов оснований, определяющих их деформативность и устойчивость под действием нагрузок от зданий и сооружений;
- в случае необходимости улучшать физико-механические характеристики оснований;
- назначать основные размеры фундаментов в целях обеспечения нормальной эксплуатации зданий и сооружений;
- правильно выбрать методы выполнения строительных работ при устройстве оснований и фундаментов для сохранения природной структуры грунтов.

Данное учебное пособие разработано на основе действующих нормативных документов [1–20], а также с использованием опыта ведущих Вузов в области строительства [21–28].

[В начало к оглавлению](#)

# 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Основная задача при проектировании оснований и фундаментов заключается в подборе типа фундамента, определении его размеров и выборе несущего слоя грунта основания, чтобы обеспечить надёжную эксплуатацию здания или сооружения. Проектирование ведется на основании действующих нормативных документов.

Фундаменты зданий и сооружений устраиваются для восприятия нагрузок от надземных конструкций и передачи их на прочные слои грунта. Основание под действием нагрузок претерпевает деформации.

Грунт – горные породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многообразную геологическую систему и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

Основание – напластование грунтов под подошвой фундамента, воспринимающее давление от сооружения. Различают два типа оснований: естественное и искусственное.

Естественное основание – обычный природный грунт, используемый под подошвой фундаментов без предварительной подготовки. Искусственное основание выполняется заменой грунта или изменением его свойств. Естественные основания разделяют на однородные, сложенные из грунта одного типа (рис. 1.1а), и слоистые (рис. 1.1б), причём слоистое основание может иметь согласное (рис. 1.1б) или несогласное (рис. 1.1в) залегание грунтов. Залегание считают согласным, если уклон отдельных слоёв грунта не превышает 1...2 %, и несогласным, если пласты залегают невыдержанно, т.е. имеют больший уклон и выклинивание.

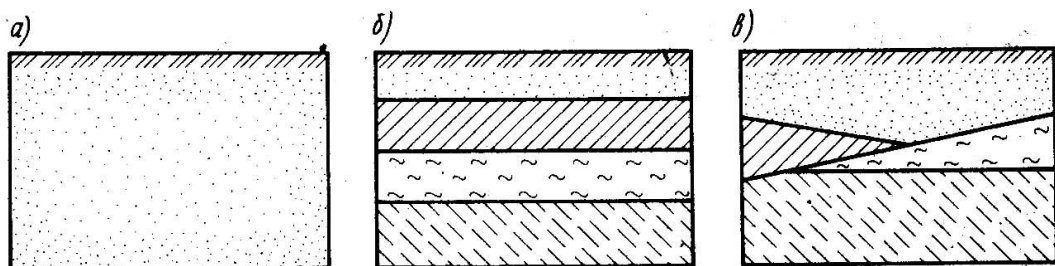


Рис. 1.1. Схемы естественных оснований:

а) однородные; б) слоистое согласное; в) слоистое несогласное

В большинстве случаев располагать здание на поверхности земли бывает нецелесообразно, поскольку верхние слои грунта имеют низкую несущую способность и не могут воспринять нагрузку от веса сооружения, они способны испытывать значительные деформации под влиянием кли-

матических факторов в результате пучения при промерзании, просадки при оттаивании, усадки при высыхании, набухания при увлажнении и т.д. Это приводит к необходимости использования специальной конструкции, которую называют фундаментом.

*Фундамент* – заглубленная в грунт конструкция, предназначенная для восприятия нагрузок от надземной части здания и сооружения и передачи их на основание.

Фундаменты подразделяют на следующие основные категории – возводимые в открытых котлованах, глубокого заложения и свайные.

*Фундаменты в открытых котлованах* (рис. 1.2а) – это такие фундаменты, которые после возведения в котловане засыпаются грунтом и передают давление на основание преимущественно по подошве.

*Фундаменты глубокого заложения* (рис. 1.2б) называют фундаменты, формируемые или погружаемые в грунт с помощью специальных механизмов. Они передают нагрузку на основание как по подошве  $R_1$  так и за счёт сил трения по боковой поверхности фундамента  $R_2$ .

*Свайным фундаментом* (рис. 1.2в) называют группу свай, объединённых поверху для совместной работы с помощью специальных плит или балок.

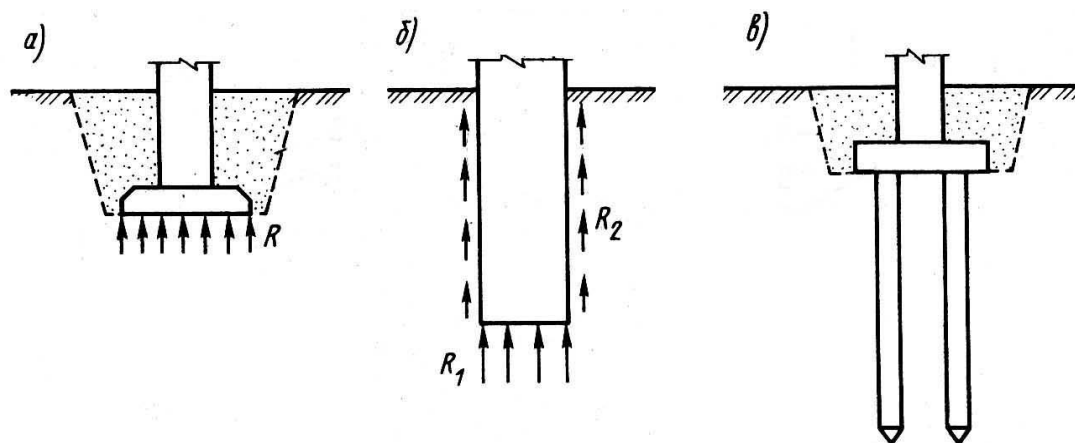


Рис. 1.2. Схемы фундаментов:

а) в открытых котлованах; б) глубокого заложения; в) свайный

Основные элементы фундамента, возводимого в открытом котловане приведены на рисунке 1.3.

Верхняя плоскость фундамента, на которую опираются надземные конструкции, называется обреза, а нижняя плоскость, опирающаяся на грунт, называется подошвой.

Шириной фундамента  $b$  называется меньшая сторона подошвы фундамента.

Высота фундамента  $h$  – это расстояние от обреза до подошвы фундамента.

Глубиной заложения фундамента  $d$  называется расстояние от уровня планировки поверхности земли до подошвы фундамента.

Проектирование оснований и фундаментов начинается с изучения и общей оценки всей толщи и отдельных входящих в неё пластов грунта по результатам инженерных изысканий. Далее определяются конструктивные и эксплуатационные особенности здания, нагрузки, действующие на фундамент. Учитывая особенности возводимого здания, а также специфику инженерно-геологических условий строительной площадки, определяют предварительные размеры, форму и глубину заложения фундамента. Выполняют расчёты основания и фундамента по предельным состояниям. При выполнении требований расчёта окончательно назначают размеры и конструируют фундамент.

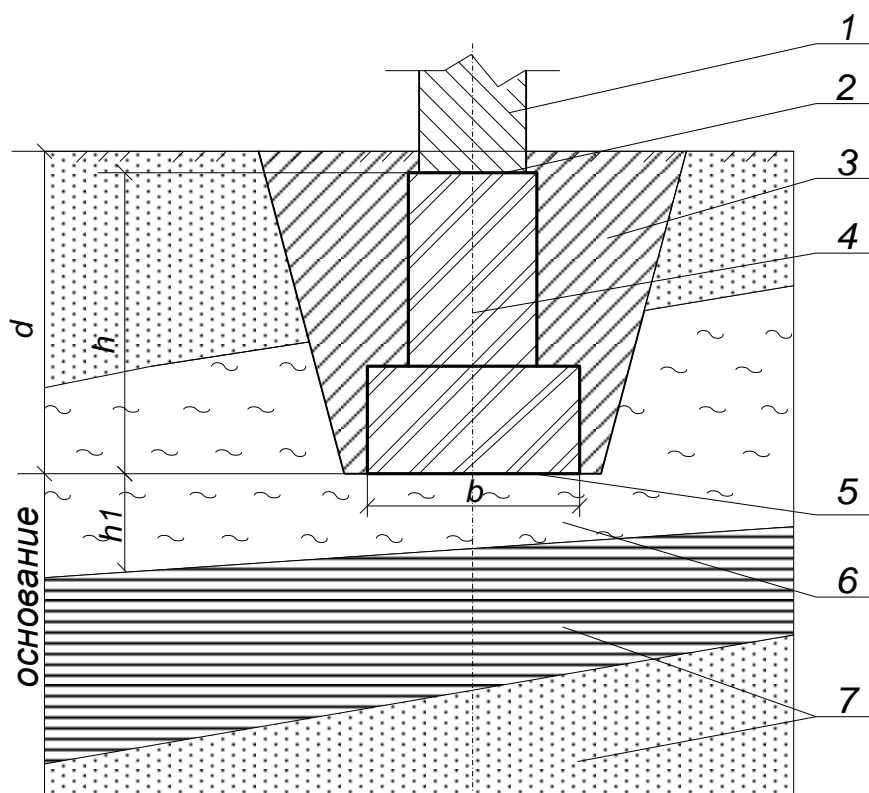


Рис. 1.3. Схема фундамента:

1 – конструкция надземного сооружения; 2 – обрез фундамента; 3 – грунт обратной засыпки котлована; 4 – фундамент; 5 – подошва; 6 – несущий слой основания; 7 – грунт

При проектировании обязательно учитывают уровень ответственности сооружения и геотехническую категорию объекта.

Уровень ответственности сооружения (повышенный, нормальный или пониженный) определяется в зависимости от класса сооружений (КС-1, КС-2, КС-3) в соответствии с ГОСТ 27751 [1].

Геотехническая категория объекта строительства представляет собой категорию его сложности с точки зрения геотехнического проектирования, которую определяют в зависимости от уровня ответственности объекта и сложности инженерно-геологических условий площадки строительства (табл. 1.1 [3]).

Категорию сложности инженерно-геологических условий строительства устанавливают в соответствии с СП 47.13330 [2].

Таблица 1.1

**Геотехническая категория сооружения**

Категория сложности инженерно-геологических условий (в соответствии с СП 47.13330)	Уровень ответственности сооружений (в соответствии с ГОСТ 27751)		
	КС-3 (повышенный)	КС-2 (нормальный)	КС-1 (пониженный)
I (простая)	3	2	1
II (средняя)	3	2	1
III (сложная)	3	3	2

Принятые проектные и конструктивные решения, должны быть обоснованы результатами расчёта по предельным состояниям.

Расчёт оснований и фундаментов ведут по двум группам предельных состояний:

– первая группа предельных состояний – состояния, приводящие сооружение и основание к полной непригодности к эксплуатации (потеря устойчивости формы и положения; хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; резонансные колебания; чрезмерные деформации основания и т.п.);

– вторая группа предельных состояний – состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения, снижающие его долговечность вследствие недопустимых перемещений (осадок, подъёмов, прогибов, кренов, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Расчёт оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) необходим, если:

а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций, углубление подвалов реконструируемых сооружений и т.п.), в том числе сейсмические;

б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;

в) сооружение расположено вблизи котлована или подземной выработки;

г) основание сложено дисперсными грунтами;

д) основание сложено скальными грунтами;

е) сооружение относится к геотехнической категории 3;

ж) увеличивается нагрузка на основание при реконструкции сооружений.



Основания по второй группе предельных состояний (по деформациям) необходимо рассчитывать всегда.

Таблица 1.2

**Варианты грунтовых условий и типы сооружений**

Сооружения 1 и 2 геотехнических категорий	Варианты грунтовых условий
<p>1. Производственные здания Одноэтажные с несущими конструкциями, малочувствительными к неравномерным осадкам (например, стальной или железобетонный каркас на отдельных фундаментах при шарнирном опирании ферм, ригелей), и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно Многоэтажные до шести этажей включительно с сеткой колонн не более 6×9 м</p> <p>2. Жилые и общественные здания Прямоугольной формы в плане без перепадов по высоте с полным каркасом и бескаркасные с несущими стенами из кирпича, крупных блоков или панелей: а) протяженные многосекционные высотой до 9 этажей включительно; б) несблокированные башенного типа высотой до 14 этажей включительно</p>	<p>1. Крупнообломочные грунты при содержании заполнителя менее 40 %</p> <p>2. Пески любой крупности, кроме пылеватых, плотные и средней плотности</p> <p>3. Пески любой крупности, только плотные</p> <p>4. Пески пылеватые при коэффициенте пористости <math>e \leq 0,65</math></p> <p>5. Супеси при <math>e \leq 0,65</math>, суглинки при <math>e \leq 0,85</math> и глины при <math>e \leq 0,95</math>, если диапазон изменения коэффициента пористости этих грунтов на площадке не превышает 0,2, а <math>I_L \leq 0,5</math></p> <p>6. Пески, кроме пылеватых при <math>e \leq 0,7</math> в сочетании с глинистыми грунтами при <math>e &lt; 0,5</math> и <math>I_L &lt; 0,5</math> независимо от порядка их залегания</p>
<p><b>Примечания</b></p> <p>1. Таблицей допускается пользоваться для сооружений, в которых площади отдельных фундаментов под несущие конструкции отличаются не более чем в два раза, а также для сооружений иного назначения при аналогичных конструкциях и нагрузках.</p> <p>2. Таблица не распространяется на производственные здания с нагрузками на полы свыше 20 кПа</p>	

Расчёт деформаций основания допускается не выполнять для сооружений геотехнических категорий 1 и 2, если среднее давление под фундаментами проектируемого сооружения не превышает расчётное сопротивление грунтов основания и выполняется одно из следующих условий [3, п. 5.6.52]:

- а) степень изменчивости сжимаемости основания меньше предельной;
- б) инженерно-геологические условия площадки строительства соответствуют области применения существующего типового проекта;
- в) грунтовые условия площадки строительства сооружений относятся к одному из вариантов, приведенных в таблице 1.2.

[В начало к оглавлению](#)

## Контрольные вопросы

1. Что называется основанием зданий и сооружений?
2. На какие виды можно подразделить основания?
3. Что такое естественное основание?
4. Для чего устраиваются фундаменты?
5. Что такое фундамент?
6. Какие виды фундаментов по конструктивному устройству Вам известны?
7. Что называется глубиной заложения фундамента?
8. Что устанавливает геотехническая категория сооружения?
9. В чём заключается расчёт фундаментов по предельным состояниям?
10. С какой целью выполняется расчёт по первому предельному состоянию?
11. Что должна обеспечивать оценка по второму предельному состоянию?
12. В каких случаях необходим расчёт по первой группе предельных состояний?
13. В каких случаях допускается не рассчитывать деформации основания?

[В начало к оглавлению](#)

## 2. ГРУНТЫ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ

### 2.1. Основные характеристики грунтов оснований

Основными механическими характеристиками грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации, являются прочностные и деформационные характеристики:

- угол внутреннего трения  $\varphi$ ;
- удельное сцепление  $c$ ;
- предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов  $R_c$ , МПа;
- модуль деформации  $E$ , МПа;
- коэффициент поперечной деформации  $\nu$ .

Также необходимо знать физические характеристики, определяемые по результатам испытаний:

- природная влажность  $w$ , % по ГОСТ 5180 [5];
- плотность грунта  $\rho$ , г/см<sup>3</sup> по ГОСТ 5180 [5];
- плотность частиц грунта,  $\rho_s$ , г/см<sup>3</sup> по ГОСТ 5180 [5];

- влажности на границе текучести  $w_L$ , %, по ГОСТ 5180 [5];
- влажности на границе раскатывания  $w_p$ , %, по ГОСТ 5180 [5];
- гранулометрический состав грунтов по ГОСТ 12536 [6].

Производные физические характеристики определяются расчётным путём на основании физических характеристик грунтов, полученных по результатам испытаний:

- плотность скелета грунта (сухого),  $\rho_d$ , г/см<sup>3</sup> по ГОСТ 5180 [5];
- коэффициент пористости,  $e$ , по ГОСТ 25100 [4];
- коэффициент водонасыщения (степень заполнения объёма пор льдом и незамёрзшей водой),  $S_r$ , по ГОСТ 25100–2011 [4];
- показатель текучести (для связных дисперсных грунтов),  $I_L$ , по ГОСТ 25100[4];
- число пластичности,  $I_p$ , %, по ГОСТ 25100 [4];
- удельный вес грунта  $\gamma$ , кН/м<sup>3</sup>, по СП 47.13330 [2].

При строительстве зданий на структурно-неустойчивых грунтах необходимо вычислить дополнительные характеристики, определяющие особенности этих грунтов.

### ***Определение прочностных и деформационных характеристик грунтов***

Значения прочностных и деформационных характеристик грунтов определяются в результате испытаний в полевых и лабораторных условиях и приводятся в отчёте об инженерно-геологических изысканиях.

Угол внутреннего трения, удельное сцепление, модуль деформации и коэффициент поперечной деформации грунтов определяются по ГОСТ 12248 [7], ГОСТ 20276 [8], ГОСТ 30416 [9] и ГОСТ 30672 [10], временное сопротивление при одноосном сжатии по ГОСТ 12248 [7].

Угол внутреннего трения  $\varphi$  – параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как угол наклона этой прямой к оси абсцисс.

Удельное сцепление  $c$  – параметр прямой зависимости сопротивления грунта срезу от вертикального давления, определяемый как отрезок, отсекаемый этой прямой на оси ординат.

Предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов  $R_c$  – отношение вертикальной нагрузки на образец грунта, при которой происходит его разрушение, к площади поперечного сечения образца.

Модуль деформации  $E$  – коэффициент пропорциональности линейной связи между приращениями давления на образец и его деформацией.

Коэффициент поперечной деформации  $\nu$  (коэффициент Пуассона) - показатель деформируемости, характеризующий отношение поперечных к продольным деформациям грунта. Коэффициент Пуассона изменяется теоретически от минус 1 до 0,5; практически значение  $\nu$  не может превышать 0,5.

При определении деформационных и прочностных характеристик дисперсных грунтов полевыми методами применяют испытания статическими нагрузками с помощью штампов или прессиометров, также могут применяться зондирование статическое (для песков и глинистых грунтов) и динамическое (для песков, кроме пылеватых водонасыщенных).

При лабораторном определении модуля деформации глинистых грунтов используют компрессионные приборы и приборы трёхосного сжатия.

При компрессионных испытаниях необходимо определить среднее значение модуля деформации  $E$  по полученным графикам зависимости  $e=f(p)$ :

$$E = \frac{\beta(1 + e_0)}{m_0},$$

где  $e_0$  – коэффициент пористости грунта;

$\beta$  – коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в компрессионном приборе и вычисляемый по формуле:

$$\beta_0 = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}.$$

здесь  $\nu_0$  – коэффициент поперечной деформации грунта (коэффициент Пуассона), определяемый по результатам испытаний в приборах трёхосного сжатия или в компрессионных приборах с измерением бокового давления. При отсутствии экспериментальных данных допускается принимать равным 0,8 – для песков; 0,7 – для супесей; 0,6 – для суглинков; 0,4 – для глин;

$m_0$  – коэффициент сжимаемости грунта,  $\text{МПа}^{-1}$ , определяемый на каждой ступени нагрузки от  $p_i$  до  $p_{i+1}$ :

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1},$$

здесь  $e_1, e_2$  – коэффициенты пористости грунта, соответствующие давлениям  $p_i$  и  $p_{i+1}$ ;

$p_i, p_{i+1}$  – давление на грунт (берутся по данным компрессионных испытаний), МПа.

### ***Определение физических характеристик грунтов расчётными методами***

Плотность скелета грунта (сухого)  $\rho_d$ ,  $\text{г/см}^3$ , рассчитывается по формуле:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0,01w}.$$

Коэффициент пористости грунта  $e$  можно определить по формуле:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}.$$

Коэффициент водонасыщения грунта  $S_r$ , определяется как степень заполнения пор водой:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

где  $\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной  $1 \text{ г/см}^3$ .

Показатель текучести  $I_L$  характеризует консистенцию грунта в его природном залегании и определяется по формуле:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}.$$

Число пластичности  $I_p$ , %, определяют по формуле:

$$I_p = w_L - w_p,$$

где  $w_L$  – влажность на границе текучести грунта, %;

$w_p$  – влажность на границе раскатывания грунта, %.

Удельный вес грунта  $\gamma$ ,  $\text{кН/м}^3$ , определяют по формуле:

$$\gamma = \rho \cdot g,$$

где  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  – ускорение свободного падения.

[В начало к оглавлению](#)

## 2.2. Типы грунтов и их характеристики

Грунты по общему характеру структурных связей подразделяют на классы [4]:

– скальные – грунты, обладающие жёсткими структурными связями (кристаллизационными и/или цементационными);

– дисперсные – грунты, обладающие физическими, физико-химическими или механическими структурными связями;

– мёрзлые – грунты, обладающие наряду со структурными связями немёрзлых грунтов криогенными связями (за счёт льда).

Ниже приведены некоторые характеристики грунтов, на основании которых производится оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.

### *Скальные грунты*

Разновидности грунтов по пределу прочности на одноосное сжатие  $R_c$  в водонасыщенном состоянии приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

**Разновидности скальных грунтов по пределу прочности на одноосное сжатие  $R_c$  в водонасыщенном состоянии**

Разновидности скальных грунтов	Предел прочности на одноосное сжатие $R_c$ , МПа
Скальные	
Очень прочные	$R_c \geq 120$
Прочные	$120 > R_c \geq 50$
Средней прочности	$50 > R_c \geq 15$
Малопрочные	$15 > R_c \geq 5$
Полускальные	
Пониженной прочности	$5 > R_c \geq 3$
Низкой прочности	$3 > R_c \geq 1$
Очень низкой прочности	$R_c < 1$

По плотности сухого грунта  $\rho_d$  грунты подразделяют согласно таблице 2.2.

Таблица 2.2

**Классификация скальных грунтов по плотности сухого грунта**

Разновидность грунтов	Плотность сухого грунта $\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>
Очень плотный	$\rho_d > 2,5$
Плотный	$2,5 > \rho_d \geq 2,1$
Рыхлый	$2,1 > \rho_d \geq 1,2$
Очень рыхлый	$\rho_d < 1,2$

***Дисперсные грунты***

В преобладающем числе случаев строительство сооружений осуществляется на сжимаемых грунтах без жёстких структурных связей. Такие грунты относятся к классу дисперсных грунтов.

Дисперсный грунт – грунт, состоящий из отдельных минеральных частиц (зёрен) разного размера, слабо связанных друг с другом. Образуется в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым путём и их отложения.

К классу природных дисперсных грунтов относятся крупнообломочные, песчаные и глинистые грунты.

Крупнообломочные грунты – это несвязные минеральные грунты, в которых масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50 %. Они классифицируются по гранулометрическому составу, коэффициенту водонасыщения, составу заполнителя, выветрелости, истираемости.

Классификация крупнообломочных грунтов по гранулометрическому составу приведена в таблице 2.3.

Таблица 2.3

**Классификация крупнообломочных и песчаных грунтов  
по гранулометрическому составу**

Грунт	Тип грунта	Содержание частиц по массе
Крупно-обломочный	Валунный (при преобладании неокатанных частиц – глыбовый)	Крупнее 200 мм – более 50 %
	Галечниковый (при преобладании окатанных частиц – гравийный)	Крупнее 10 мм – более 50 %
	Щебенистый (при преобладании неокатанных граней – дресвяный)	Крупнее 2 мм – более 50 %
Песчаный	Гравелистый	Крупнее 2 мм – более 25 %
	Крупный	Крупнее 0,5 мм – более 50 %
	Средней крупности	Крупнее 0,25 мм – более 50%
	Мелкий	Крупнее 0,1 мм – более 75 %
	Пылеватый	Крупнее 0,1 мм – менее 75 %

По коэффициенту водонасыщения  $S_r$  крупнообломочные грунты подразделяют согласно таблице 2.4.

По составу заполнителя. Если песчаного заполнителя более 40 % или пылевато-глинистого более 30 % общей массы абсолютно сухого грунта, то к названию грунта добавляется наименование заполнителя. Тип заполнителя устанавливают по принятым для него показателям после удаления из образца крупнообломочных частиц крупнее 2 мм. Лучшими свойствами обладают грунты с песчаными заполнителями, примеси пылеватых и глинистых частиц ухудшают свойства грунтов. Большое содержание глинистых частиц придаёт крупнообломочным грунтам некоторые свойства глинистых грунтов.

Таблица 2.4

**Классификация грунтов по коэффициенту водонасыщения**

Разновидность грунтов	Коэффициент водонасыщения, $S_r$
Малой степени водонасыщения	0–0,50
Средней степени водонасыщения	0,50–0,80
Насыщенные водой	0,8–1,00

Строительные свойства и устойчивость крупнообломочных грунтов зависят от условий образования, характера залегания пласта, минералогического состава, степени выветрелости и окатанности, плотности сложения и материала заполнения пор.

Чем выше коэффициент выветрелости, тем меньше прочность крупнообломочных грунтов; в них будут возникать деформации не только от перемещения, но и от разрушения частиц. Грунты, образовавшиеся из твёрдых кристаллических пород, обладают лучшими свойствами, чем

грунты из осадочных пород. С увеличением окатанности частиц снижаются их прочность и устойчивость.

Наилучшими свойствами обладают грунты с песчаными заполнителями. Примеси пылеватых и глинистых частиц ухудшают свойства заполнителей. Большое количество глинистых частиц в заполнителе придаёт крупнообломочным грунтам некоторые свойства глинистых грунтов.

При общей оценке крупнообломочных грунтов следует учитывать условия их залегания. Наклонное залегание пластов и встречающиеся в их толще прослойки, (особенно глинистые), снижают общую прочность и устойчивость основания. При наклонном залегании по прослойкам могут образовываться поверхности скольжения.

Песчаные грунты – это несвязные минеральные грунты, в которых масса частиц размером крупнее 2 мм составляет более 50 %. Они классифицируются по гранулометрическому составу, степени неоднородности, коэффициенту водонасыщения, коэффициенту пористости, плотности, относительному содержанию органического вещества, степени засоленности.

По гранулометрическому составу пески подразделяются согласно таблице 2.3.

По степени неоднородности гранулометрического состава  $C_u$  песчаные грунты подразделяются на однородные и неоднородные:

- однородные грунты, если  $C_u \leq 3,0$ ;
- неоднородные грунты, если  $C_u > 3,0$ .

Степень неоднородности гранулометрического состава определяется по формуле:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}},$$

где  $d_{60}, d_{10}$  – диаметры частиц, мм, меньше которых в грунте содержится соответственно 60 и 10 % (по массе) частиц. Содержание массы частиц  $d_{10}$  и  $d_{60}$  определяют аналитически или по кривой однородности.

По коэффициенту пористости  $e$  песчаные грунты классифицируются в соответствии с таблицей 2.5. В общем случае, при  $0,5 \leq e \leq 0,6$  песок является хорошим основанием, а при  $e > 0,7$  основание в естественном состоянии обладает значительной сжимаемостью.

Таблица 2.5

### Классификация грунтов по коэффициенту пористости

Плотность сложения грунтов по коэффициенту пористости	Коэффициент пористости для песков		
	гравелистых, крупных, средней крупности	мелких	пылеватых
Плотные	$e < 0,55$	$e < 0,6$	$e < 0,6$
Средней плотности	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$0,6 \leq e \leq 0,8$
Рыхлые	$e > 0,7$	$e > 0,75$	$e > 0,8$



По коэффициенту водонасыщения  $S_r$  пески оцениваются так же, как и крупнообломочные грунты (табл. 2.4).

По степени плотности  $I_D$  пески подразделяются согласно таблице 2.6.

Таблица 2.6

**Классификация песков по степени плотности**

Разновидность песков	Степень плотности $I_D$
Слабоуплотнённый	0–0,33
Среднеуплотнённый	0,33–0,66
Сильноуплотнённый	0,66–1,00

Степень плотности  $I_D$  песков определяется по формуле:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}},$$

где  $e$  – коэффициент пористости при естественном или искусственном сложении;

$e_{\max}$  – коэффициент пористости в предельно-плотном сложении;

$e_{\min}$  – коэффициент пористости в предельно-рыхлом сложении.

По относительному содержанию органических веществ  $I_{от}$  пески бывают с «примесью органических веществ», если  $0,03 < I_{от} \leq 0,1$ ; при  $I_{от} > 0,1$  пески относятся к типу биогенных грунтов.

Строительные свойства песков зависят от плотности сложения, водонасыщения, формы, однородности, размеров и минералогического состава частиц. С увеличением содержания крупных частиц и плотности сложения их свойства ухудшаются. Деформации в песках после окончания нагружения затухают тем быстрее, чем крупнее песок.

В общем случае гравелистые, крупные и средней крупности пески плотной и средней плотности сложения малосжимаемы, хорошо сопротивляются сдвигу, фундаменты на них претерпевают незначительные деформации. При этом, чем однороднее пески, тем меньше они сжимаются и тем выше их сопротивление сдвигу.

Сопротивление сдвигу песков с угловатыми частицами за счёт большего зацепления выше, чем у песков с окатанными частицами. Кварцевые пески прочнее и менее сжимаемы, чем другие пески. Примесь к пескам частиц слюды увеличивает их сжимаемость и уменьшает водопроницаемость. С увеличением содержания слюды сжимаемость песка приближается к сжимаемости глин.

Рыхлые пески при нагружении дают большую осадку и недостаточно устойчивы. Применение их в качестве основания должно быть специально обосновано.

Насыщение водой гравелистых и крупных песков практически не оказывает влияния на их прочность. Прочность же мелких и пылеватых

песков снижается по мере заполнения пор водой, особенно при содержании в песках некоторого количества глинистых и органических коллоидных частиц, равномерно распределённых в их толще.

Глинистые грунты – это связные минеральные грунты, обладающие числом пластичности  $I_p \geq 1$ . Они классифицируются по числу пластичности и гранулометрическому составу, показателю текучести, относительной деформации набухания без нагрузки, относительной деформации просадочности.

Пылевато-глинистые грунты (супеси, глины, суглинки) обладают специфическими особенностями по сравнению с песчаными. Наличие органических веществ, солей, карбонатов и др. веществ вызывает при замачивании явления просадки или набухания.

По числу пластичности  $I_p$  глинистые грунты подразделяются согласно таблице 2.7.

Таблица 2.7

**Классификация глинистых грунтов по числу пластичности**

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности $I_p$ , %
Супесь	1–7
Суглинок	7–17
Глина	> 17

По гранулометрическому составу и числу пластичности  $I_p$  глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.8.

Таблица 2.8

**Классификация глинистых грунтов по гранулометрическому составу и числу пластичности**

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности $I_p$	Содержание песчаных частиц (2,0–0,5 мм), % по массе
Супесь		
песчанистая	1–7	$\geq 50$
пылеватая	1–7	< 50
Суглинок		
лёгкий песчанистый	7–12	$\geq 40$
лёгкий пылеватый	7–12	< 40
тяжёлый песчанистый	12–17	$\geq 40$
тяжёлый пылеватый	12–17	< 40
Глина		
лёгкая песчанистая	17–27	$\geq 40$
лёгкая пылеватая	17–27	< 40
тяжёлая	> 27	Не регламентируется

По наличию включений глинистые грунты подразделяют согласно таблице 2.9.

Таблица 2.9

**Классификация грунтов по наличию включений**

Разновидность глинистых грунтов	Содержание частиц крупнее 2 мм, % по массе
Супесь, суглинок, глина с галькой (щебнем)	15–25
Супесь суглинок, глина галечниковые (щебенистые) или гравелистые (дресвяные)	25–50

По наличию органических веществ  $I_{от}$ . При показателе  $0,05 < I_{от} \leq 0,1$  к названию глинистых грунтов добавляются слова – «с примесью органических веществ». При показателе  $I_{от} > 0,1$  они, как и пески, относятся к типу биогенных грунтов.

По показателю текучести  $I_L$  глинистые грунты подразделяются согласно таблице 2.10.

В подгруппе пылевато-глинистых грунтов выделяются грунты, обладающие просадочными свойствами. 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 внешних нагрузок или собственного веса при замачивании эти грунты дают просадку.

Таблица 2.10

**Классификация глинистых грунтов по показателю текучести**

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести $J_L$
Супесь	
твёрдая	<0
пластичная	0–1
текучая	> 1
Суглинки и глины	
твёрдые	<0
полутвёрдые	0–0,25
тугопластичные	0,25–0,50
мягкопластичные	0,50–0,75
текучепластичные	0,75–1,00
текучие	> 1,00

По относительной просадочности  $\varepsilon_{sl}$  глинистые грунты подразделяются согласно таблице 2.11.

Таблица 2.11

**Классификация грунтов по просадочности**

Разновидность грунтов	Относительная деформация просадочности $\varepsilon_{sl}$
Непросадочный	$<0,01$
Просадочный	$\geq 0,01$

Для предварительной оценки к просадочным относят грунты с коэффициентом водонасыщения  $Sr \leq 0,8$  при соблюдении критерия: величина  $J_{ss}$  должна быть меньше значений, приведённых в таблице 2.12.

$$J_{ss} = \frac{e_L - e}{(1 + e)},$$

где  $e$  – коэффициент пористости грунта в природном состоянии;  
 $e_L$  – коэффициент пористости при влажности на границе текучести

$$e_L = \frac{\omega_L \cdot \rho_s}{\rho_w},$$

где  $\rho_s$  и  $\rho_w$  – плотности твёрдых частиц грунта и воды.

Таблица 2.12

**Значения показателя  $J_{ss}$** 

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

По относительной деформации набухания без нагрузки  $\varepsilon_{sw}$  глинистые грунты подразделяются согласно таблице 2.13.

Таблица 2.13

**Классификация грунта по деформации набухания**

Разновидность глинистых грунтов	Относительная деформация набухания $\varepsilon_{sw}$
Ненабухающий	$<0,04$
Слабонабухающий	0,04–0,08
Средненабухающий	0,08–0,12
Сильнонабухающий	$>0,12$
Мягкопластичные	0,50–0,75
Текучепластичные	0,75–1,00
Текучие	$> 1,00$

Набухающие грунты выделяются в пылевато-глинистых грунтах как обладающие свойствами увеличиваться в объёме. При предварительной оценке к набухающим относят грунты с показателем  $J_{ss} > 0,3$ .

Кроме приведённых классификационных характеристик, все дисперсные грунты классифицируются по степени засоленности на незасоленные, если в них процентное содержание легко- и среднерастворимых солей менее 5 % массы абсолютно сухого грунта, и засоленные, если в них содержится 5 % и более солей.

К пылевато-глинистым грунтам относятся также ил – современный водонасыщенный осадок водоёмов, образовавшийся при наличии микробиологических процессов. Илы имеют влажность, превышающую влажность на границе текучести  $\omega_L$ , и коэффициент пористости: для ила супесчаного  $e \geq 0,8$ , ила суглинистого  $e \geq 0,9$  и ила глинистого  $e \geq 1,2$ .

Строительные свойства пылевато-глинистых грунтов во многом зависят от особенностей их происхождения, условий формирования, влажности, гранулометрического и минералогического состава частиц. Эти грунты, кроме песчаных и глинистых частиц, содержат в том или ином количестве частицы глинистых: каолинитовые, гидрослюдовые, монтмориллонитовые минералы, которые по-разному взаимодействуют с водой.

Наиболее распространены пылевато-глинистые грунты с каолинитовой группой минералов. При увлажнении они практически не набухают, но изменяется их консистенция. Повышение влажности этих грунтов происходит за счёт увеличения толщины плёнки связанной воды.

Глинистые грунты с преобладанием монтмориллонитовых частиц наиболее активно взаимодействуют с водой. Минералы этой группы имеют подвижную решётку. Вода, проникая в частицы, расклинивает их, что приводит к набуханию грунта. Такие грунты называются набухающими.

К набухающим при замачивании относятся только те глинистые грунты, которые набухают под давлением. Набухающие грунты являются надёжным основанием только в естественном состоянии. При замачивании они увеличиваются в объёме, в результате чего возникают деформации в зданиях и сооружениях. Характерной особенностью набухающих грунтов является большое число пластичности и естественная влажность, близкая к границе раскатывания. При строительстве на них требуется проведение специальных мероприятий.

Глинистые минералы, содержащие гидрослюдовые частицы, обладают незначительной набухаемостью.

Прочность глинистых грунтов с вводно-коллоидными связями в первую очередь зависит от их влажности и консистенции. С увеличением влажности увеличивается их сжимаемость, уменьшается сопротивление сдвигу, ухудшаются строительные свойства. При проектировании следует принимать показатели с учётом возможного изменения влажности грунтов основания. Плотность глинистых грунтов косвенно определяют по коэффициенту пористости  $e$ . Чем меньше коэффициент пористости, тем меньше

в грунте пор, поэтому грунт меньше сжимается под нагрузкой, его строительные свойства лучше.

В твёрдом состоянии глинистые грунты малосжимаемы и являются надёжным основанием. В пластичном состоянии они относятся к средне-сжимаемым грунтам и могут быть использованы в качестве оснований, если осадка возведённых на них сооружений не превысит допустимую.

Глинистые грунты в текучем состоянии, а при давлениях более 0,15 МПа и в текучепластичном относятся к сильносжимаемым. Они могут выдавливаться из-под фундамента, и использование их в основании сооружений должно быть технически обосновано.

Деформации глинистых грунтов отстают во времени от приложения нагрузки, протекают годами и даже десятилетиями.

Прочность и строительные свойства глинистых грунтов зависят от прочности, условий происхождения и структурных связей между частицами. Если структурные связи разрушаются от внутренних или внешних воздействий и, как правило, не восстанавливаются, то такие грунты следует приравнивать к грунтам с водно-коллоидными связями.

Чем больше грунт уплотнён, тем больше его структурные связи, плотность сложения и прочность. Структурно-неустойчивые грунты (набухающие, древние и современные илы, озёрно-ледниковые ленточные глины, лессы и лессовидные грунты, а также все виды заторфованных грунтов) дополнительно оцениваются по нормативным показателям. Особенностью структурно-неустойчивых грунтов является резкое уменьшение или полная потеря прочности при разрушении структурных связей. Возможность использования таких грунтов в качестве основания устанавливается специально поставленными исследованиями. При строительстве на них необходимо предусматривать сохранение природной структурной прочности.

[В начало к оглавлению](#)

### **2.3. Инженерно-геологические элементы и расчётные грунтовые элементы**

Грунтовый массив чаще всего представлен напластованием нескольких видов грунтов с различными характеристиками. Для облегчения расчётов толщу грунтов разделяют на инженерно-геологические элементы (ИГЭ) или расчётные грунтовые элементы (РГЭ).

За ИГЭ принимают некоторый объём грунта одного и того же происхождения, подвида или разновидности (по ГОСТ 25100 [4]) при условии, что значения характеристик грунта изменяются в пределах элемента случайно, либо наблюдающаяся закономерность такова, что ею можно прене-

брежь. ИГЭ наделяют постоянными нормативными и расчётными значениями характеристик [12, п.4.6].

За РГЭ принимают некоторый объём грунта, не обязательно одного и того же происхождения, подвида или разновидности, в пределах которого нормативные и расчётные значения характеристик по условиям применяемого расчётного или экспериментального метода проектирования объекта могут быть постоянными или закономерно изменяющимися по направлению (чаще всего по глубине). РГЭ может включать в себя один или несколько ИГЭ [12, п.4.6].

Выделенные ИГЭ или РГЭ грунтового массива с определёнными характеристиками образуют расчётную модель, используемую в дальнейших расчётах.

[В начало к оглавлению](#)

### **Контрольные вопросы**

1. Какие основные механические характеристики грунтов, определяющими несущую способность оснований и их деформации Вы знаете?
2. Что называется углом внутреннего трения?
3. Что называется сцеплением и как оно определяется?
4. Для каких пород определяется предел прочности на одноосное сжатие?
5. Что характеризует коэффициент поперечной деформации?
6. Какие характеристики определяют компрессионными испытаниями?
7. От чего зависит показатель текучести глинистых грунтов?
8. Какими характеристиками описываются скальные грунты?
9. Какие основные характеристики присущи песчаным грунтам?
10. Что называется коэффициентом сжимаемости?
11. При каком значении коэффициента пористости можно говорить о значительной сжимаемости песчаного грунта?
12. Для каких грунтов определяют число пластичности и что оно характеризует?
13. Что характеризует показатель текучести?
14. Какие грунты обладают просадочными свойствами и какими показателями они определяются?
15. Что такое ИГЭ?
16. Что такое РГЭ?
17. С какой целью выделяют ИГЭ и РГЭ в грунтовых массивах?

[В начало к оглавлению](#)

### 3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

На характер развития деформаций оснований фундаментов оказывают влияние нагрузки, передаваемые на фундаменты от надземных конструкций, оборудования и т.п., а также от особенности конструктивной схемы сооружения.

Нагрузки бывают нормативными и расчётными. В соответствии с СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» [11] нагрузки могут быть постоянными  $P_d$  и временными  $P_l$ . Временные делятся на длительные  $P_l$  (вес временных перегородок и оборудования), кратковременные  $P_t$  (вес людей и материалов, от подвижного подъёмно-транспортного оборудования, ветровые, гололёдные) и особые  $P_s$  (сейсмические, аварийные).

Согласно СП 22.13330 «Основания зданий и сооружений» [3] полные нагрузки на перекрытия и снеговые нагрузки при расчёте оснований по несущей способности считают кратковременными, а при расчёте по деформациям – длительными. Нагрузки от подвижного подъёмно-транспортного оборудования в обоих случаях считают кратковременными.

В расчётах оснований необходимо учитывать нагрузки от складированного материала и оборудования, размещаемых вблизи фундаментов или конструкций подземных сооружений.

#### *Сочетания нагрузок*

Различают основные сочетания нагрузок (постоянные, временные) и особые сочетания (наличие особой нагрузки).

Вероятность совместного проявления нескольких временных нагрузок при их наибольших значениях учитываются введением понижающего коэффициента сочетаний нагрузок  $\psi$ . При учёте сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчётные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

– в основных и особых сочетаниях для длительных нагрузок:

$\psi_{l1} = 1,0$  – для основной по степени влияния длительной нагрузке;

$\psi_{l2} = \psi_{l3} = \psi_{l4} = \dots = 0,95$  – для остальных длительных нагрузок;

– в основных сочетаниях для кратковременных нагрузок:

$\psi_{t1} = 1,0$  – для основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

$\psi_{t2} = 0,9$  – для второй по степени влияния кратковременной нагрузке;

$\psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7$ ; – для остальных кратковременных нагрузок;

– в особых сочетаниях для всех кратковременных нагрузок  $\psi_t = 0,8$ , кроме случаев, оговорённых в нормах проектирования сооружений для



сейсмических районов и в других нормах проектирования конструкций и оснований.

При учёте основных сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), сочетаний не применяются.

При учёте двух кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний:

$\psi_t = 0,85$  – для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi_t = 0,95$  – для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учёте четырёх кранов нагрузки от них необходимо умножать на коэффициент сочетаний:

$\psi_t = 0,7$  – для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi_t = 0,8$  – для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учёте одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения.

При определении нагрузок для расчёта оснований и фундаментов значение нормативной нагрузки на перекрытия можно снижать, умножением на соответствующие коэффициенты –  $\varphi_1$ – $\varphi_4$  [11, п. 8.2.4].

При учёте сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку следует принимать:

а) нагрузку определённого рода от одного источника (давление или разрежение в ёмкости, снеговую, ветровую, гололёдную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана);

б) нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчётном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складироваемых материалов на одном или несколько перекрытий с учётом коэффициентов  $\varphi_1$ – $\varphi_4$ ; нагрузку от нескольких мостовых или подвесных кранов с учётом коэффициента  $\psi_t$ ; гололёдно-ветровую нагрузку).

Расчёт оснований выполняют:

– по деформациям – на основное сочетание нагрузок;

– по несущей способности – на основное сочетание;

– при наличии особых нагрузок и воздействий – на основное и особое сочетания.

При определении нагрузок составляются схемы грузовых площадей и подсчитываются полезная нагрузка и собственный вес конструкций на  $1 \text{ м}^2$ .

В каркасных зданиях нагрузка с выделенных грузовых площадей на уровне каждого перекрытия передаётся на отдельные колонны.

В зданиях с продольными и поперечными несущими стенами подсчитывается нагрузка, приходящаяся на 1 м длины несущей стены на уровне отметки верха фундамента.

При расчёте металлических и железобетонных рам усилия  $N$ ,  $M$ ,  $Q$  передаются на фундаменты в уровне заделки колонн и определяются от действия постоянных, снеговых, ветровых и крановых нагрузок. Заделка колонн в фундамент принимается жёсткой.

### **Порядок определения нагрузки на фундамент бескаркасного здания**

1. Из анализа конструктивной схемы здания устанавливается положение несущих и ненесущих стен.

2. Определяется длина участка стены, на которую собирается нагрузка. Если проёмность стен незначительна, то для расчётов принимают участок стены длиной 1 м. При наличии большого количества проёмов (характерно для наружных стен) нагрузку собирают на участок длиной  $a_{ст}$ , равной расстоянию между осями соседних проёмов (рис. 3.1).

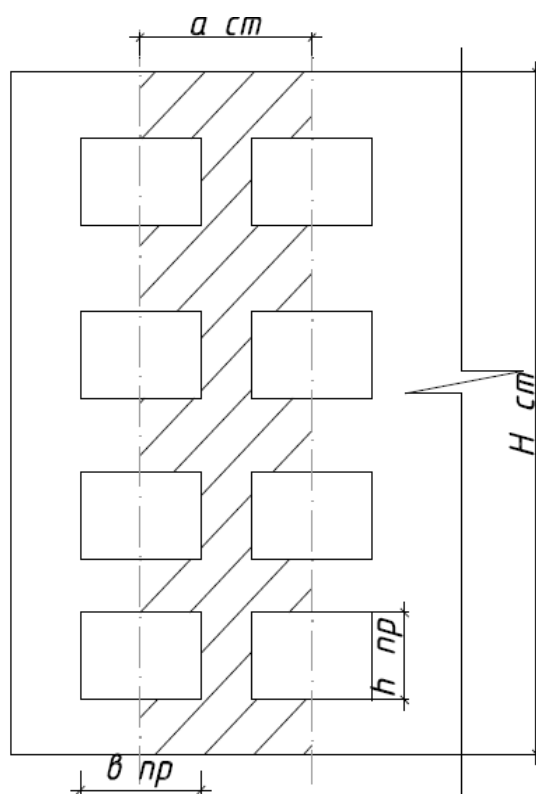


Рис. 3.1. Определение длины участка стены  $a_{ст}$

3. Определяется ширина грузовой площади покрытия (перекрытия), передающей нагрузку на рассматриваемый участок стены –  $l_{ст}$  с учётом привязки осей здания относительно внутренней грани наружной стены (рис. 3.2).

4. Выполняется сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> покрытия и перекрытий в табличной форме с указанием слоёв покрытия и перекрытия (табл. 3.1).

Таблица 3.1

**Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия (перекрытия)**

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кПа
Постоянная $P_d$			
.....	.....	.....	.....
И т о г о:			
Временная			
Длительная $P_l$	.....	.....	.....
Кратковременная $P_t$	.....	.....	.....
И т о г о:	.....		.....

5. Определяют значения нагрузок от всех групп конструкций по грузовой площади (покрытий, перекрытий, стен и т.д).

При расчёте фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, нормативные значения нагрузок, указанные в таблице 8.3 [11], допускается снижать в зависимости от грузовой площади  $A$ , с которой передаётся нагрузка на рассчитываемый элемент, умножением на коэффициент  $\varphi_1$  или  $\varphi_2$ , равный:

а) для помещений, указанных в позициях 1, 2, 12а [11] (при  $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$ ):

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}};$$

б) для помещений, указанных в позициях 4, 11, 12 [11] (при  $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$ ):

$$\varphi_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{\frac{A}{A_2}}}.$$

Для расчёта фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок, допускается снижать умножением на коэффициенты сочетания  $\varphi_3$  или  $\varphi_4$ :

а) для помещений, указанных в позициях 1, 2, 12, а [11]:

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{(\varphi_1 - 0,4)}{\sqrt{n}},$$

$$\varphi_4 = 0,5 + \frac{(\varphi_2 - 0,5)}{\sqrt{n}};$$

б) для помещений, указанных в позициях 4, 11, 12, б [11]:

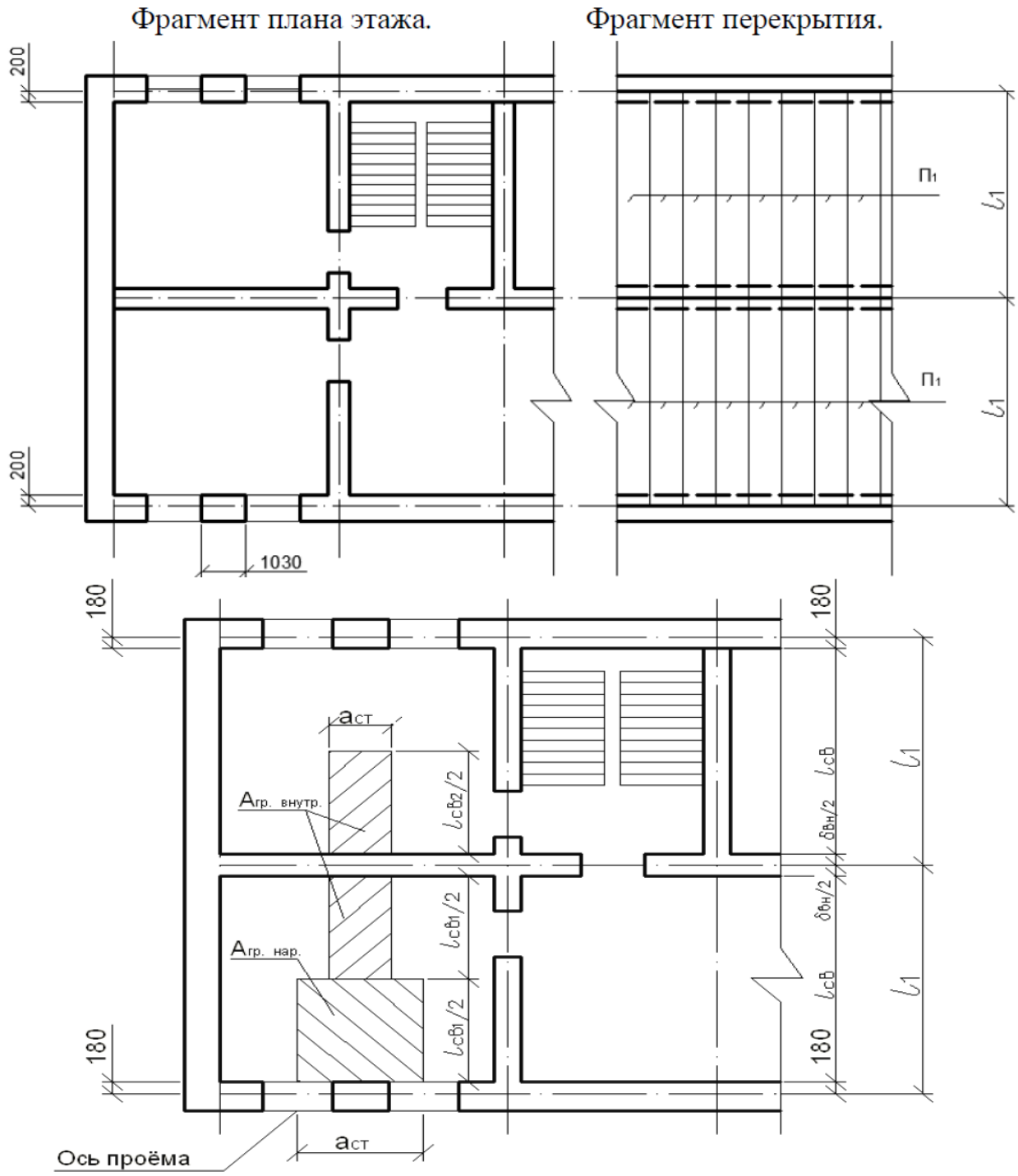


Рис. 3.2. Схема определения грузовой площади для сбора нагрузок для зданий с несущими продольными стенами:  
 $A_{гр}$  – грузовая площадь, с которой собирается нагрузка

6. Определяется суммарная нагрузка  $C$  на фундамент по сочетаниям нагрузок:

– основное сочетание:

$$C_{mI}(C_{mII}) = P_d + (\psi_{I1} \cdot P_{I1} + \psi_{I2} \cdot P_{I2} + \psi_{I3} \cdot P_{I3} + \dots) + (\psi_{II1} \cdot P_{II1} + \psi_{II2} \cdot P_{II2} + \psi_{II3} \cdot P_{II3} + \dots),$$

где  $C_{mI}$  ( $C_{mII}$ ) – нагрузка от основного сочетания для расчётов по первой (второй) группе предельных состояний, кН;

– особое сочетание:

$$C_{SI}(C_{SII}) = C_{mI}(C_{mII}) + P_S,$$

где  $P_S$  – нагрузка для особого сочетания.

7. Определяется нагрузка в уровне верха фундамента на участок длиной 1 м:

$$N' = \frac{C}{a_{ст}}.$$

### **Порядок определения нагрузки на фундамент каркасного здания**

1. Из анализа конструктивной схемы или при компоновке поперечной рамы здания устанавливается расчётная схема.

2. Составляются схемы грузовых площадей и подсчитывается полезная нагрузка и собственный вес конструкций на  $1 \text{ м}^2$ . При расчёте основания учитываются также нагрузки от собственного веса фундамента и давления грунта, от складирования вблизи материалов. Подсчёт нормативных и расчётных нагрузок ведётся обычно в табличной форме (табл. 3.1).

Порядок определения грузовой площади при сборе нагрузок приведён на рисунке 3.3.

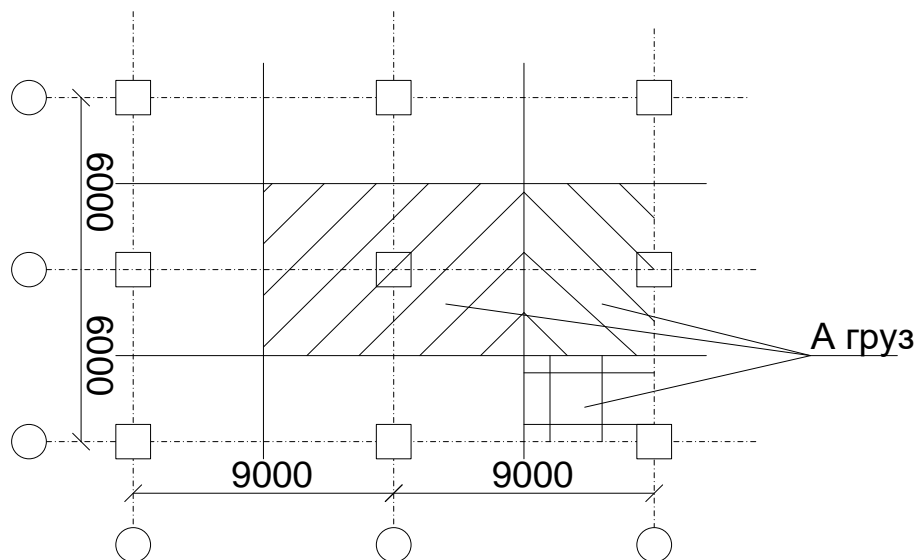


Рис. 3.3. Схема определения грузовой площади для сбора нагрузок для зданий с рамным каркасом на фундамент под колонну:

$A_{груз}$  – грузовая площадь, с которой собирается нагрузка

3. Выполняется расчёт рамы одним из методов строительной механики или с помощью программных расчётных комплексов.

Кроме вертикальной нагрузки от колонн, на которые опираются элементы покрытия или перекрытий, на фундаменты передаются моменты и горизонтальные силы, действующие в плоскости поперечника здания.

Горизонтальные силы считаются приложенными в уровне обреза фундаментов. Направление действия моментов и горизонтальных сил в плоскости поперечника здания может быть принято для внутренних колонн любым, для наружных колонн вовнутрь помещения.

4. Используя соответствующие коэффициенты сочетаний и надёжности по нагрузке, составляются наиболее невыгодные сочетания нагрузок на уровне заделки колонны.

[В начало к оглавлению](#)

### **Контрольные вопросы**

1. Каким образом подразделяются нагрузки?
2. Как подсчитываются нормативные и расчётные нагрузки?
3. Какие нагрузки относятся к временным и как они подразделяются?
4. В чём особенности учёта временных нагрузок при расчёте оснований?
5. С какой целью рассчитывают сочетания нагрузок?
6. Какие бывают сочетания нагрузок?
7. Как учитывают снеговые нагрузки и нагрузки на перекрытия при расчёте оснований?
8. Как определяется грузовая площадь при сборе нагрузок на фундаменты?
9. Как определяют нагрузки от перекрытий при расчёте оснований?
10. Что такое невыгодные сочетания нагрузок?

[В начало к оглавлению](#)

## 4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ

### 4.1. Инженерно-геологические изыскания на строительной площадке

Проектирование оснований должно производиться по инженерно-геологическим данным, указанным в задании на проектирование.

Инженерно-геологические изыскания на строительной площадке выполняются для определения строения основания, литологического состава толщи грунтов, наличия водоносных горизонтов, определения физических, прочностных и деформационных характеристик.

Основные физико-механические характеристики грунтов определяются опытным путём и приводятся в отчётах об инженерно-геологических изысканиях.

Результаты инженерно-геологических и гидрогеологических исследований, излагаемые в отчёте об изысканиях, должны содержать сведения:

- о местоположении территории предполагаемого строительства, о её климатических и сейсмических условиях и о ранее выполненных исследованиях грунтов и подземных вод;

- об инженерно-геологическом строении и литологическом составе толщи грунтов и о наблюдаемых неблагоприятных физико-геологических и других явлениях (карст, оползни, просадки и набухание грунтов, горные выработки и т.п.);

- о гидрогеологических условиях с указанием высотных отметок, появившихся и установившихся уровнях подземных вод, амплитуды их колебаний и величин расходов воды;

- о наличии гидравлических связей горизонтов вод между собой и ближайшими открытыми водоёмами, а также сведения об агрессивности вод в отношении материалов конструкций фундаментов;

- о грунтах строительной площадки, в том числе описание в стратиграфической последовательности напластований грунтов основания, форма залегания грунтовых образований, их размеры в плане и по глубине, возраст, происхождение и классификационные наименования, состав и состояние грунтов. Для выделенных слоёв грунта должны быть приведены физико-механические характеристики, к числу которых относятся:

- плотность и влажность грунтов;
- коэффициент пористости грунтов;
- гранулометрический состав для крупнообломочных и песчаных грунтов;
- число пластичности и показатель текучести грунтов;
- угол внутреннего трения, удельное сцепление и модуль деформации грунтов;

- коэффициент фильтрации;
- коэффициент консолидации для водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести  $I_L > 0,5$ , биогенных грунтов и илов;
- временное сопротивление на одноосное сжатие, коэффициент размягчаемости, степень засоленности и растворимости для скальных грунтов;
- относительная просадочность, а также величина начального давления и начальной критической влажности для просадочных грунтов;
- относительное набухание, давление набухания и линейная усадка для набухающих грунтов;
- коэффициент выветрелости для элювиальных грунтов;
- количественный и качественный состав засоления для засоленных грунтов;
- содержание органического вещества для биогенных грунтов и степень разложения для торфов.

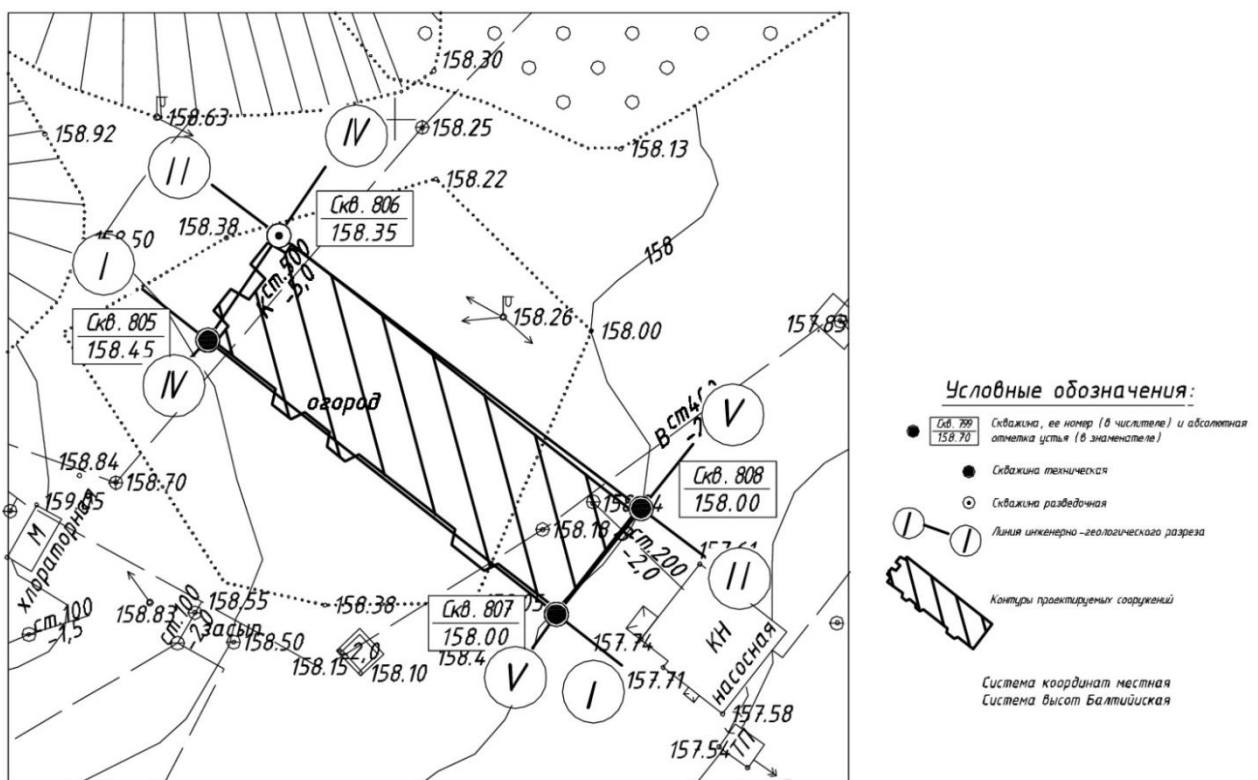


Рис. 4.1. Схема расположения скважин и линий инженерно-геологических разрезов



В отчёте по инженерно-геологическим изысканиям приводятся результаты химического анализа подземных вод, которые необходимы для определения степени их агрессивности по отношению к бетону и арматуре.

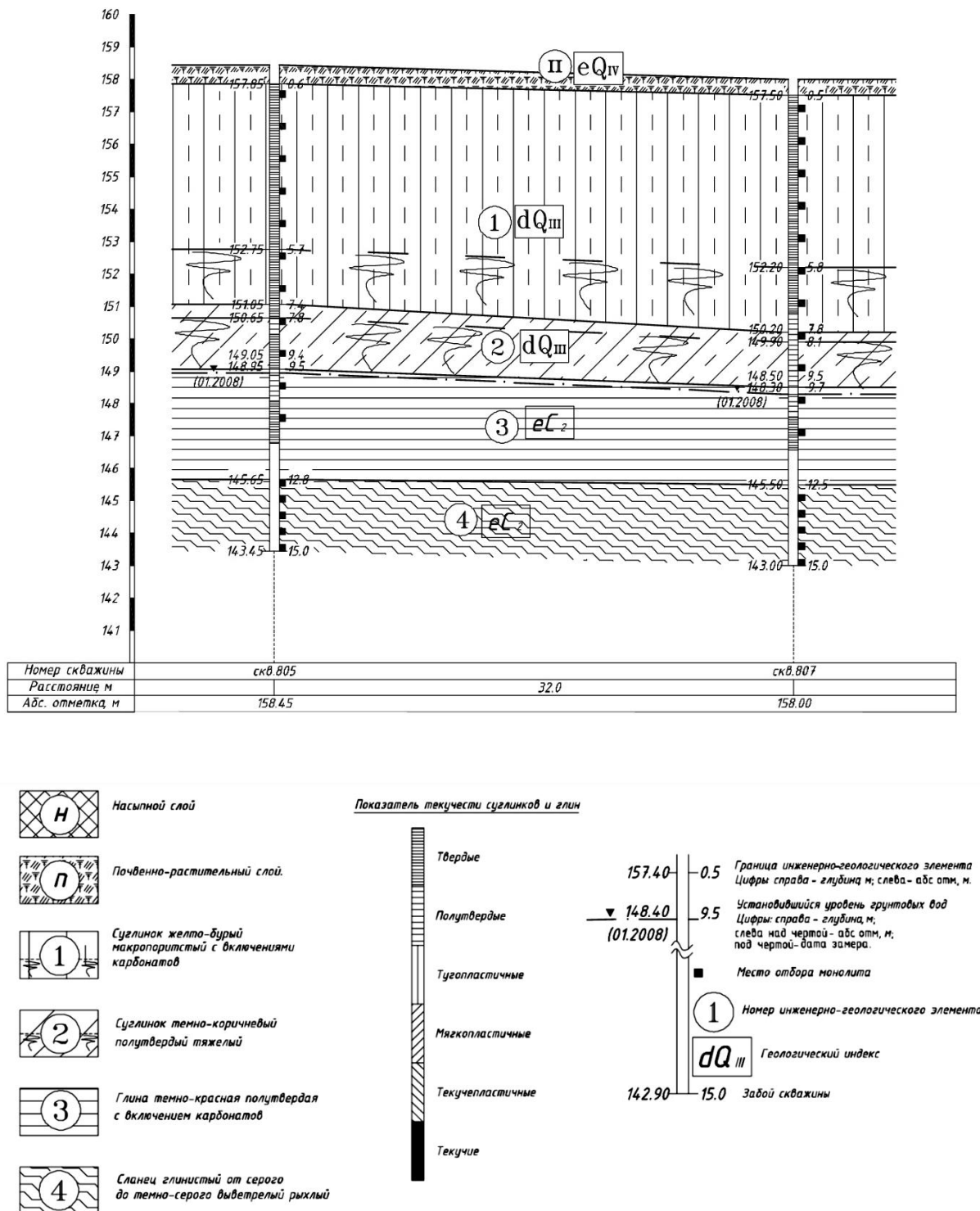


Рис. 4.2. Инженерно-геологический разрез по линии 1-1 и условные обозначения к разрезу

В отчёте обязательно указываются применяемые методы лабораторных и полевых определений характеристик грунтов.

К отчёту прилагаются таблицы и ведомости показателей физико-механических характеристик грунтов, схемы установок, применённых при полевых испытаниях, а также колонки грунтовых выработок и инженерно-геологические разрезы (рис. 4.2, 4.3.). На последних должны быть отмечены все места отбора проб грунтов и пункты полевых испытаний грунтов.

Характеристики грунтов должны быть представлены их нормативными значениями, а удельное сцепление, угол внутреннего трения, плотность и предел прочности на одноосное сжатие скальных грунтов также и расчётными значениями. Физико-механические характеристики грунтов обычно приводятся в табличной форме.

[В начало к оглавлению](#)

## 4.2. Нормативные и расчётные значения характеристик грунтов

Все расчёты оснований должны выполняться с использованием расчётных значений физико-механических свойств грунтов. Расчётные характеристики определяются по формуле [3, п. 5.3.16]:

$$x = \frac{x_n}{\gamma_g},$$

где  $x_n$  – нормативное значение характеристики;

$\gamma_g$  – коэффициент надёжности по грунту.

Расчётные характеристики грунтов приводятся в отчётах по инженерно-геологическим изысканиям.

Для предварительных расчётов оснований сооружений геотехнической категории 2, а также для окончательных расчётов оснований сооружений геотехнической категории 1 возможно определять нормативные и расчётные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по таблицам СП 22.13330 [3, прил. А], по их физическим характеристикам.

При соответствующем обосновании допускается использовать данные таблиц СП 22.13330 [3, прил. А] для окончательных расчётов сооружений геотехнической категории 2 с грунтовыми условиями, приведёнными в таблице 1.2.

Если характеристики грунтов определяются по таблицам СП 22.13330 [3, прил. А], то расчётные характеристики значений угла внутреннего трения  $\varphi$ , удельного сцепления  $c$  и модуля деформации  $E$  определяют с применением  $\gamma_g$ , имеющим следующие значения:

– для расчётов по деформациям –  $\gamma_g = 1$ ;

- для расчётов по несущей способности:
  - для удельного сцепления  $c - \gamma_g = 1,5$ ;
  - для угла внутреннего трения  $\varphi$  песчаных грунтов –  $\gamma_g = 1,1$ ;
  - для угла внутреннего трения глинистых грунтов –  $\gamma_g = 1,15$ .

Для остальных характеристик грунта  $\gamma_g$  принимают равным 1.

Полученные расчётные характеристики обозначаются:

$\rho_I, \varphi_{I,i}, c_I$  – при расчётах по I группе предельных состояний;

$\rho_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$  – при расчётах по II группе предельных состояний.

[В начало к оглавлению](#)

### 4.3. Оценка грунтовой толщи будущего основания

Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки и свойств грунтов выполняется для установления закономерностей изменения сжимаемости и прочности грунтов по глубине и выбора несущего слоя.

Сжимаемость оценивается по величине модуля деформации  $E$ . Предварительную оценку общей сжимаемости основания в пределах площади здания или сооружения можно провести в результате анализа и сопоставления модулей деформации  $E$  или коэффициентов относительной сжимаемости  $m_b$  всех слоёв по глубине заложения и простирацию. Чем больше сжимаемость грунтов, тем больше их абсолютные и, как правило, относительные осадки.

В зависимости от нагрузок, действующих на фундаменты, при  $E = 5-10$  МПа – грунты следует относить к сильносжимаемым, при  $E = 15-20$  МПа – к малосжимаемым. При промежуточных значениях  $E$  основания имеют среднюю сжимаемость.

На практике грунты основания условно разделяют на надёжные и слабые.

К *надёжным* относят грунты, которые обеспечивают нормальное функционирование здания на всех этапах его существования и которые могут служить естественным основанием сооружений и обеспечивают их нормальную эксплуатацию: крупнообломочные грунты, плотные и средней плотности пески, твёрдые и пластичные пылевато-глинистые грунты.

*Слабыми* считают грунты, использование которых в качестве оснований не может обеспечить надёжного существования проектируемого сооружения на этапе возведения или в стадии эксплуатации. К слабым отно-

сят грунты, которые дают под нагрузкой большие деформации, неустойчивы и не могут служить основаниями сооружений: рыхлые пески, текучие пылевато-глинистые грунты  $J_L > 0,80$ , некоторые структурно-неустойчивые грунты. Иногда к слабым относят грунты, у которых модуль деформации  $E \leq 5$  МПа.

В зависимости от взаиморасположения слабых и надёжных грунтов, все возможные виды напластования можно свести по трём основным типам.

**Тип 1** (рис. 4.3). Грунтовая толща представлена надёжными грунтами с однородным или слоистым напластованием. Сжимаемость и сопротивление сдвигу грунтов подстилающих слоёв не ниже вышележащих слоёв грунта. Глубину заложения подошвы фундамента устанавливают в зависимости от конструктивных особенностей здания и климатических воздействий.

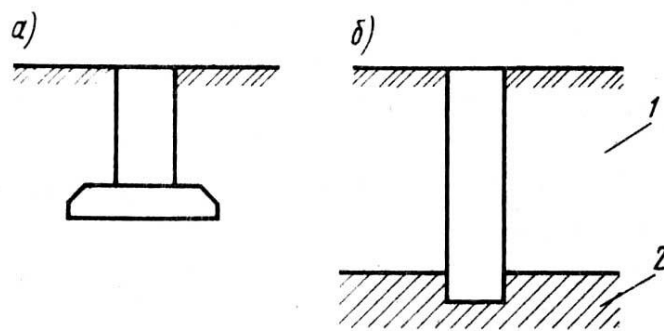


Рис. 4.3. Устройство фундаментов в надёжных грунтах (тип 1):  
1 – надёжный грунт; 2 – более плотный грунт

**Тип 2.** Грунтовая толща представлена слоями слабых грунтов, ниже которых залегают более плотные надёжные грунты. В этом случае применяют несколько типов конструктивных решений. При небольшой глубине залегания слабых грунтов нагрузка от сооружения передаётся на слои надёжных грунтов с прорезкой слабых слоёв (рис. 4.4а). При значительных нагрузках и высокоплотных слоях надёжного грунта здания часто опирают на столбчатые фундаменты или сваи (рис. 4.4б). При возведении лёгких сооружений используют передачу нагрузки и на слабые грунты, применяя свайные фундаменты (рис. 4.4в, г). При значительной толщине напластования слабых грунтов, их уплотняют или закрепляют с помощью специальных методов (рис. 4.4д), или используют эти грунты в качестве оснований, уменьшив чувствительность несущих конструкций к неравномерным осадкам, повышая жёсткость здания за счёт применения сплошных фундаментов.

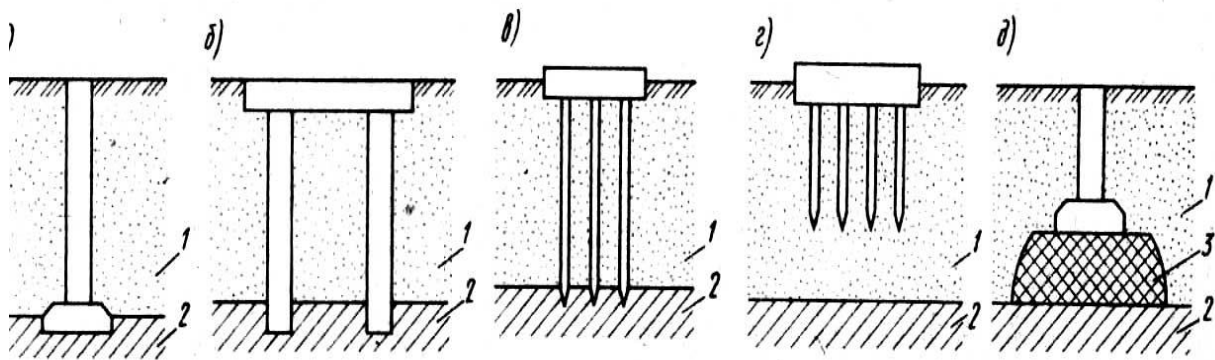


Рис. 4.4. Устройство фундаментов при напластовании грунтов (тип 2):  
1 – слабый грунт; 2 – надёжный грунт; 3 – зона закрепления грунта

**Тип 3.** В толще слоистого основания залегают один или несколько слоёв слабого грунта. В этом случае слой слабого грунта закрепляют (рис. 4.5а) или применяют фундаменты с уширенной подошвой, которая позволяет более интенсивно уменьшать давление по высоте основания, понижая его до минимально возможного значения в слое слабого грунта (рис. 4.5б). Таким образом, верхний слой надёжного грунта играет роль распределительной подушки. Также возможна прорезка верхнего слоя надёжного и слабого грунта с передачей давления на плотный нижележащий слой (рис. 4.4а–в).

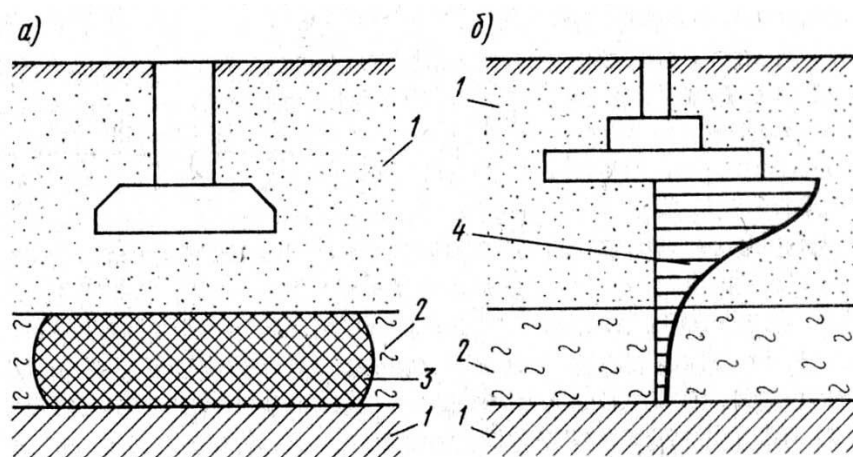


Рис. 4.5. Устройство фундаментов при напластовании грунтов (тип 3):  
1 – надёжный грунт; 2 – слабый грунт; 3 – зона закрепления; 4 – эпюра напряжений

Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки и свойств грунтов выполняется в следующей последовательности:

– определяют район строительства по снеговой нагрузке, район по скорости ветра, используя СП [11], находят сумму абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур  $M_t$  по СП [13];

– послойно сверху вниз, используя схему грунтов основания, построенную по оси проектируемого фундамента классифицируются грунты всех слоёв по ГОСТ 25100 [4];

– по результатам испытаний или по таблицам СП 22.13330 [3, прил. А] определяется модуль деформации  $E$  и табличное значение расчётного сопротивления  $R_0$  грунта;

– по совокупности всех физико-механических свойств предварительно оценивается пригодность каждого слоя грунта воспринимать нагрузку от фундамента в качестве естественного основания (критерием могут условно служить значения  $R_0 \geq 150$  кПа и  $E \geq 5000$  кПа).

[В начало к оглавлению](#)

#### 4.4. Работа грунтов в основаниях

Грунты оснований обладают малой прочностью и большой деформативностью. По сравнению с бетонами, для большинства грунтов прочность меньше на два-три порядка, а деформативность – в десятки тысяч раз больше. Грунты оснований способны воспринимать только сжимающие и сдвигающие усилия и практически не работают на растяжение.

Грунты после прекращения загрузки деформируются не сразу, а по прошествии некоторого времени. Это обусловлено отжатием воды из порового пространства в процессе уплотнения частиц грунта (консолидация) и деформированием скелета грунта (ползучесть). Для песчаных оснований деформирование в большей степени обусловлено консолидацией, для пылевато-глинистых консолидация и ползучесть протекают одновременно.

При нагружении грунты работают преимущественно на сдвиг по поверхности с наименьшей несущей способностью. Поэтому сдвиговая прочность является определяющей прочностной характеристикой для грунтов. Разрушение реализуется в тот момент, когда величина сдвигового (касательного) напряжения достигает предела прочности грунта на сдвиг, обусловленного в сыпучих телах – внутренним трением, а в связных грунтах – трением и сцеплением.

Если к поверхности грунта основания приложить нагрузку  $p$ , в нём возникнет напряжённое состояние: по центральной оси будет действовать вертикально направленная сила тяжести. В сторону от оси эта сила будет раскладываться на две составляющие: вертикальную и горизонтальную. То есть, напряжение по граням элемента можно разложить на нормальные составляющие  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$  и касательные (сдвигающие)  $\tau$  (рис. 4.6). Вертикальная сжимает грунты сверху вниз, вызывая погружение здания в грунт (осадку). Касательные (сдвигающие) стараются выдавить грунт из-под фундамента здания. При увеличении нагрузки возрастает как вертикальная, так и горизонтальная составляющая.

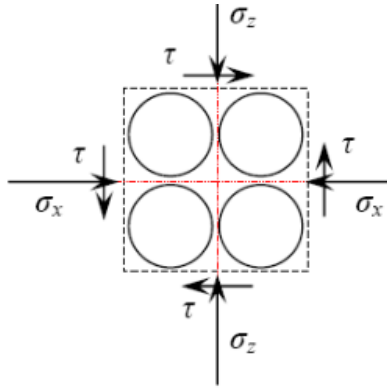


Рис. 4.6. Напряжённое состояние грунта

В том случае, когда касательные усилия  $\tau$  превысят сопротивление сил трения и сцепления между частицами в точках контакта, произойдет относительный сдвиг частиц). Эти деформации являются необратимыми и свидетельствуют о разрушении грунта в данной точке.

В зависимости от вида грунта (сыпучий или связный), сопротивление грунта сдвигу происходит в результате действия сил трения между частицами и сцепления между ними.

**1. Силы трения.** Характеризуют внутреннее сопротивление в идеально сыпучих телах (чистые пески). Трение возникает в точках контакта частиц и зависит от многих факторов, среди которых основными являются:

- минеральный состав грунта;
- величина зёрен грунта;
- форма зёрен (окатанная, пластинчатая, игольчатая);
- состояние поверхности (округлая, угловатая);
- плотность грунта, степень водонасыщенности и др.

Показатель, характеризующий внутреннее трение в грунтах – это угол внутреннего трения  $\varphi$ .

**2. Силы сцепления.** Характеризуют сопротивление структурных связей всякому перемещению связываемых ими частиц, независимо от величины внешнего давления. Сцепление (связность) в грунте определяется:

- наличием капиллярного давления в грунте;
- силами молекулярного притяжения между частицами грунта;
- наличием в грунте вяжущих веществ (известь, минеральные смолы, соли).

Показатель, характеризующий сцепление в грунтах – удельное сцепление  $c$ .

*Для сыпучих грунтов (пески, крупнообломочные грунты, галечники).* Зависимость  $\sigma - \tau$  принимается прямой, проходящей через начало координат и наклонной к оси нормальных напряжений  $\sigma$  под углом внутреннего трения  $\varphi$  (рис. 4.7).

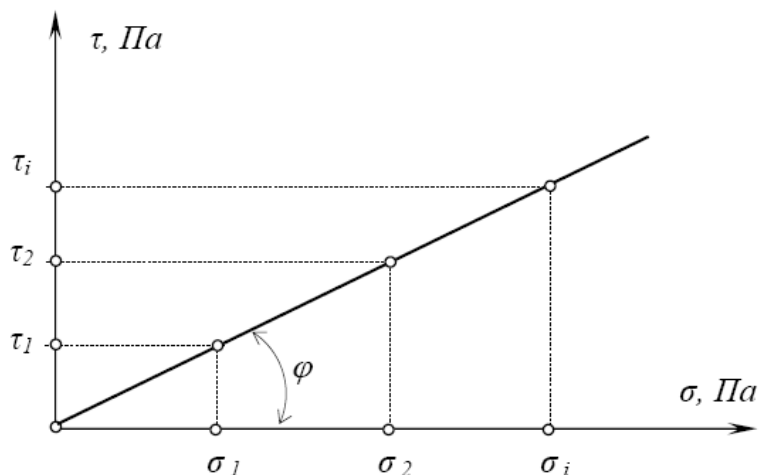


Рис. 4.7. Зависимость  $\sigma - \tau$  для сыпучих грунтов

Условие прочности грунта описывается законом Кулона – сопротивление сыпучих грунтов сдвигу – есть сопротивление трения, прямо пропорциональное нормальному давлению:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi.$$

Для связных грунтов (пылевато-глинистые грунты) прямая  $\sigma - \tau$  не проходит через начало координат, а отсекает отрезок  $c$  на оси  $\tau$ , т.к. в связных грунтах, обладающих сцеплением между частицами, при отсутствии нормального давления ( $\sigma = 0$ ) сопротивление грунта сдвигу больше нуля, что обуславливается силами сцепления (рис. 4.8).

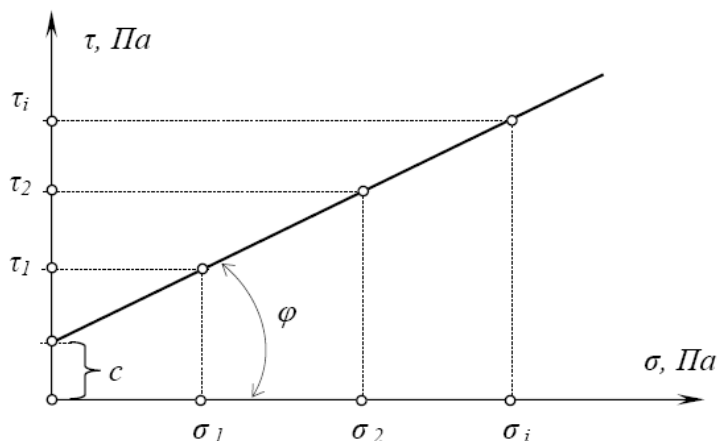


Рис. 4.8. Зависимость  $\sigma - \tau$  для связных грунтов

Общее сопротивление сдвигу связного грунта выражается уравнением:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi + c.$$

Таким образом, сопротивление связного грунта сдвигу складывается из сопротивления трения, пропорционального нормальному давлению, плюс сцепление, не зависящее от давления.



Результаты исследований свидетельствуют о том, что прочность грунтов зависит существенным образом от вида напряжённого состояния, возникающего в основании при различных внешних условиях силового нагружения. В основании различных сооружений грунт испытывает различные условия силового нагружения от условий простого сдвига до условий трёхосного сжатия, трёхосного расширения и компрессионного сжатия.

Для определения всех компонентов напряжений используется диаграмма Мора (рис. 4.9.), которая характеризует напряжённое состояние в точке среды. Из диаграммы Мора можно получить нормальные и касательные напряжения для любой рассматриваемой площадки. Диаграмма Мора включает диаграмму Кулона, как частный случай для наиболее опасной площадки. Критерий прочности Кулона-Мора обычно используется для анализа несущей способности грунтовых массивов.

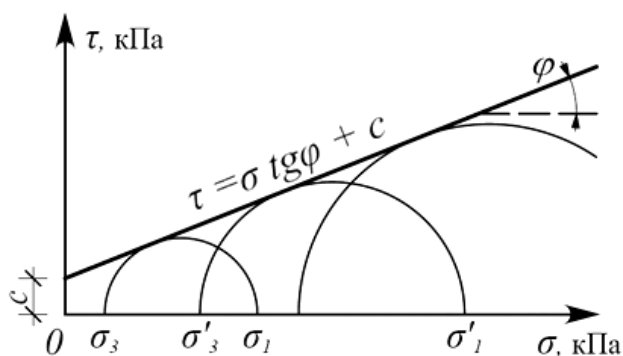


Рис. 4.9. Диаграмма Мора

Решение задачи определения напряжений в грунте необходимо для установления условий прочности и устойчивости грунтов и определения их деформаций – осадок. При решении вопроса о распределении напряжений в грунтах применяют теорию линейно-деформируемых тел.

Теория линейно-деформируемых тел позволяет применять решения задач теории упругости, несмотря на то, что грунты упругими телами не являются (в грунтах возникают не только упругие, но и значительные остаточные неупругие деформации, поэтому рассматриваются общие деформации, включающие также и остаточные). Зависимость между напряжениями и деформациями для грунтов нелинейна, однако для инженерных расчётов при небольших нагрузках в пределах двух фаз деформирования: упругих деформаций, уплотнения и локальных сдвигов, грунты можно рассматривать как линейно-деформируемые, т.е. зависимость между общими деформациями и напряжениями для грунтов может быть принята линейной.

### Фазы напряжённо-деформированного состояния грунта

Фазы напряжённо-деформированного состояния грунта рассматриваются на основании испытания грунтового основания штампом от действия возрастающей с постоянной скоростью внешней нагрузки (рис. 4.10).

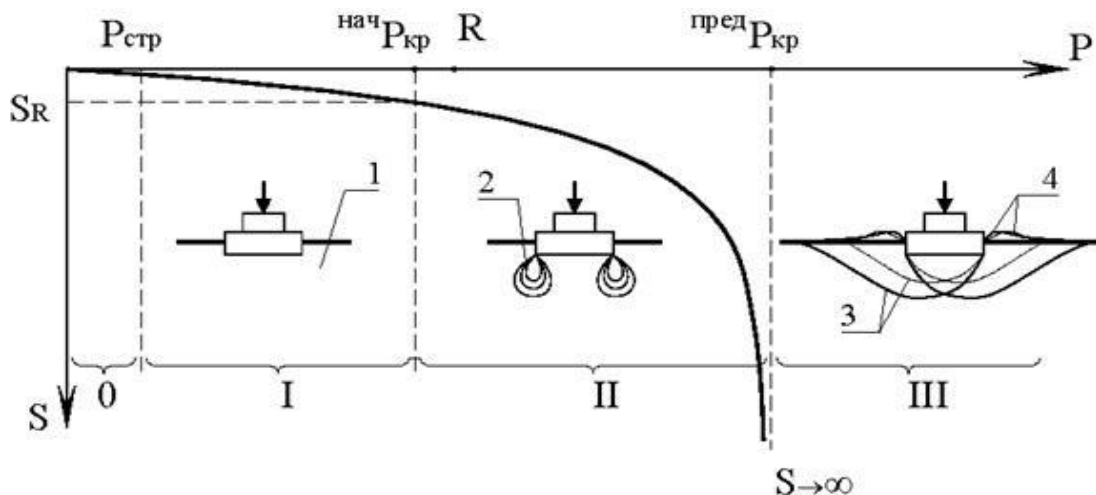


Рис. 4.10. Фазы напряжённо-деформированного состояния грунта:  
 0 — фаза упругой работы; I — фаза уплотнения; II — фаза сдвигов; III — фаза выпоров;  
 $P_{стр}$  — структурная прочность;  $нач P_{кр}$  — начальное критическое давление;  
 $пред P_{кр}$  — предельное критическое давление;  $R$  — расчётное сопротивление грунта;  
 1 — основание в допредельном состоянии; 2 — зоны сдвигов;  
 3 — линии скольжения; 4 — зоны выпоров

На графике деформативности выделяют следующие фазы напряжённо-деформированного состояния грунта: 0 — фаза упругих деформаций; I — фаза уплотнения; II — фаза сдвигов; III — фаза выпирания.

**0 — Фаза упругих деформаций** характеризуется уровнем напряжений в скелете грунта, не превышающем прочность структурных связей между минеральными частицами грунта (структурная прочность грунта  $P_{стр}$ ). Деформации грунта в этой фазе обратимы и пренебрежимо малы, т.к. обусловлены сжимаемостью минеральных частиц. Уровень напряжений в конце фазы обычно не превышает 5–10 %, допустимых на грунт давлений. Осадки на этой стадии нагружения носят в основном упругий характер, а осадка пропорциональна приложенной нагрузке.

**I — Фаза уплотнения** характеризуется уплотнением грунта под подошвой штампа. Давления под подошвой штампа превысят значение структурной прочности, а под краями штампа будут образовываться пластические зоны деформации или деформации сдвигов. Зависимость между осадкой и нагрузкой имеет нелинейную зависимость. Эта нелинейность незначительна и в практических расчётах ею пренебрегают, заменяя участок кривой фазы уплотнения прямой линией, т.е. применяется принцип линейной деформируемости: при простом нагружении грунта в фазе его

уплотнения сумма упругой и пластической деформации линейно зависит от действующего напряжения. Коэффициентом пропорциональности в этой линейной зависимости является модуль деформации грунта  $E$ .

**II – Фаза сдвигов** характеризует начало образования в грунте зон предельного равновесия. Зоной предельного равновесия в грунте называют геометрическое место точек, в которых не удовлетворяются условия прочности Кулона – Мора. Первоначально эти зоны образуются по краям штампа, где имеет место концентрация напряжений. При возрастании нагрузки зоны пластических деформаций развиваются в стороны и вглубь, вовлекая в пластическое деформирование все большие объёмы грунта. Разрушение грунта сопровождается большими сдвиговыми деформациями. Уплотнение грунта в этой фазе практически не происходит. Грунт считается несжимаемым, а коэффициент Пуассона в этой фазе близок к 0,5. Давление на грунт, соответствующее началу фазы сдвигов, называют начальным критическим давлением –<sup>нач</sup> $P_{кр}$ .

**III – Фаза выпирания** характеризуется резкой осадкой штампа с поднятием (выпиранием) грунта из-под его подошвы в результате потери устойчивости грунта из-за развития фазы сдвигов и образования поверхностей скольжения, отделяющих основание штампа от нижележащего грунтового массива. В результате этого, осадки штампа происходят без увеличения нагрузки за счёт перемещения грунта основания. Непосредственно под штампом образуется коническая переуплотнённая зона, называемая ядром жёсткости, которая расклинивает грунт. Прочность этой зоны обусловлена боковыми давлениями со стороны окружающего грунта, находящегося в состоянии пластического течения. Как известно, коэффициент бокового давления в грунте в состоянии пластического течения стремится к единице. Таким образом, жёсткое ядро находится до исчерпания несущей способности основания в состоянии компрессионного сжатия, близкого к трёхосному сжатию, что и определяет его высокую прочность. В зонах пластического течения недоуплотнённые грунты получают дополнительное уплотнение, а переуплотнённые – разуплотняются. Это явление называется дилатансией. Давление, при котором наступает фаза выпора, называется предельным критическим давлением –<sup>опред</sup> $P_{кр}$ .

[В начало к оглавлению](#)

## 4.5. Напряжения в грунтах оснований

### *Напряжения в основаниях от собственного веса грунтов*

Основания сложены грунтами, которые имеют собственный вес и создают так называемое природное (бытовое) давление  $\sigma_{z,g}$  на нижележащие слои. Напряжённым состоянием грунта при действии его собственного веса является осесимметричное компрессионное сжатие.

Вертикальные напряжения от собственного веса вышележащих слоёв  $\sigma_{zg}$  определяются суммированием напряжений от веса элементарных слоёв грунта:

$$\sigma_{zg} = P_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

где  $n$  – количество слоёв грунта;

$\gamma_i$  – удельный вес грунта  $i$ -го слоя;

$h_i$  – мощность  $i$ -го слоя грунта.

Для однородного основания эпюра напряжений от собственного веса – треугольная. Для слоистого основания эпюра имеет вид ломаной линии из-за различных значений удельного веса отдельных пластов грунта (рис. 4.11).

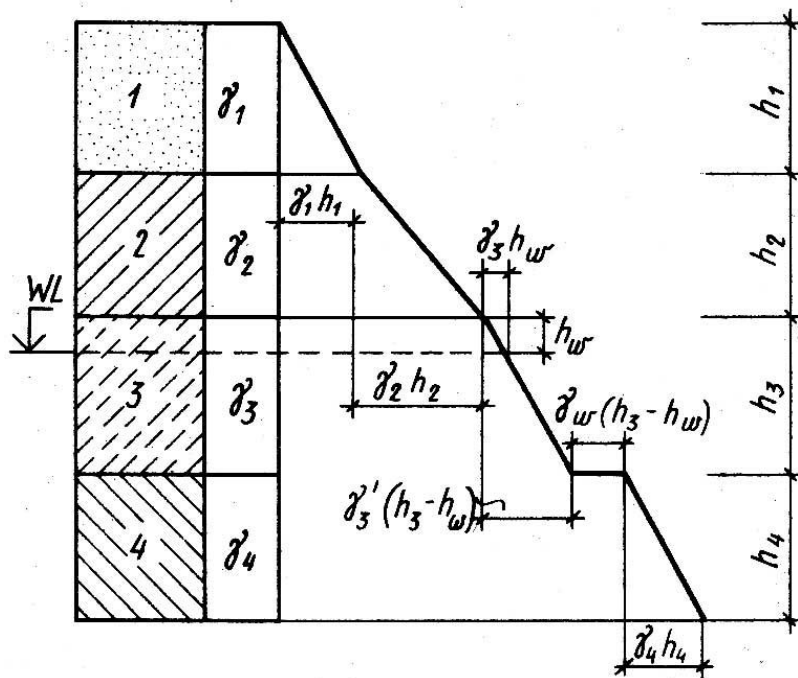


Рис. 4.11. Эпюры напряжений от собственного веса грунта:  
в слоистом основании:

1, 2 – первые два слоя грунта; 3 – слой водопроницаемого грунта;  
4 – слой водонепроницаемого грунта

При наличии грунтовых вод водоупор испытывает взвешивающее действие воды и на кровле пласта водоупора у эпюры напряжений будет скачок на величину  $\gamma_w h_w$ .

Горизонтальные напряжения от собственного веса грунта определяются:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z,$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя.

$$\xi = \frac{\nu}{1 - \nu_z},$$

здесь  $\nu$  – коэффициент Пуассона грунта.

Касательных напряжений в массиве от действия собственного веса грунта не возникает ( $\tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$ ).

### **Напряжения в основаниях от внешних нагрузок**

От действия внешней вертикальной нагрузки в основаниях под подошвой фундамента возникают напряжения, которые можно найти, применяя расчётную схему в виде линейно деформируемого полупространства, полученного в 1885 г. Ж. Буссинеском.

Действие фундамента на грунт можно заменить сосредоточенной силой  $F$ , приложенной в центре подошвы (рис. 4.12а). Вертикальные напряжения  $\sigma_{zp}$  в точке  $M$  определяют из выражения:

$$\sigma_{zp} = \frac{k \cdot F}{z^2},$$

где  $F$  – вертикальная сила;

$z$  и  $r$  – соответственно вертикальная и горизонтальная координаты точки  $M$ .

$k$  – коэффициент, зависящий от соотношения  $r/z$ :

$$k = (3/2)\pi [1 + (r/z)^2]^{5/2}.$$

При действии нескольких сосредоточенных сил (рис. 4.12б) напряжения определяют на основе принципа независимости действия сил (принцип Сен-Венана) с помощью суммирования:

$$\sigma_{zp} = \sum_{i=1}^n \frac{k_i \cdot F_i}{z^2}.$$

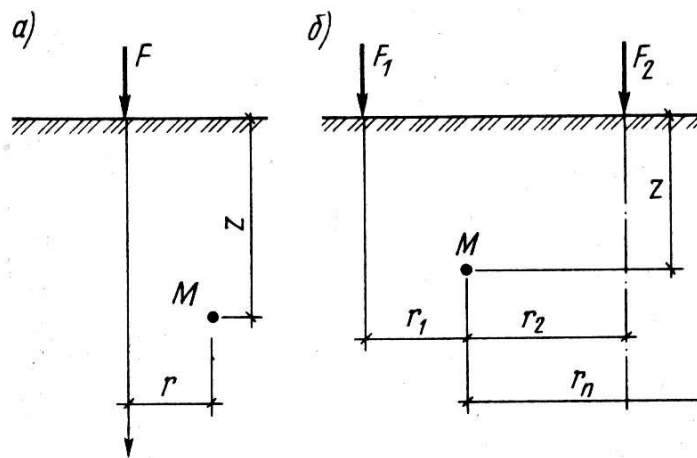


Рис. 4.12. Схема к определению напряжений от сосредоточенных сил

Напряжения, возникающие в грунтах в точках, находящихся на вертикали, проходящей под центром равномерной нагрузки, распределённой по прямоугольной площади (рис. 14.3а), определяют из выражения:

$$\sigma_{sp} = a \cdot p,$$

где  $a$  – коэффициент рассеивания напряжений, принимаемый в зависимости от соотношений  $\xi = 2z/b$  и  $\eta = l/b$  ( $b$  и  $l$  – соответственно, ширина и длина площади загрузки, значения  $a$  приведены в таблице 4.1);

$z$  – вертикальная координата точки (где определяются напряжения);

$p$  – давление, приложенное к верхней плоскости основания.

Для площади загрузки, представляющей собой правильный многогранник, находят напряжения методом угловых точек.

Таблица 4.1

**Значения коэффициента рассеивания напряжений  $a$**

$\xi = 2z/b$	Значения $a$ для фундаментов								
	круглых	прямоугольных с отношением сторон $\eta = l/b$							ленточных при $\eta \geq 10$
		1	1,4	1,8	2	2,4	3,2	5	
0,0	1,009	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	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,966	0,870	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,481	0,505	0,529	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,267	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,173	0,209	0,224	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,190	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,122	0,150	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,091	0,112	0,123	0,141	0,170	0,203	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,8	0,032	0,040	0,055	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,062	0,072	0,091	0,123	0,166
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
9,2	0,018	0,022	0,031	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126
12	0,009	0,015	0,020	0,026	0,028	0,034	0,044	0,060	0,104

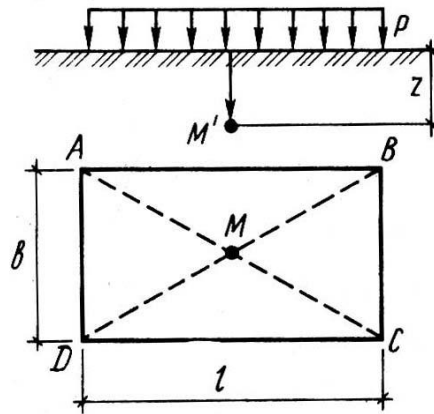


Рис. 4.13. Схема к определению напряжений от произвольной распределённой нагрузки

Изменение напряжений  $\sigma$  по глубине основания по различным вертикальным ( $z$ ) и горизонтальным ( $x$ ) сечениям отображают с помощью эюр  $\sigma_z$  и  $\sigma_x$ .

Вертикальные напряжения убывают с глубиной, причём интенсивность уменьшения больше в ближайшей зоне, примыкающей к границе нагруженного основания. Распределение вертикальных напряжений по горизонтальным плоскостям показано на рисунке 4,14, они убывают в горизонтальном направлении.

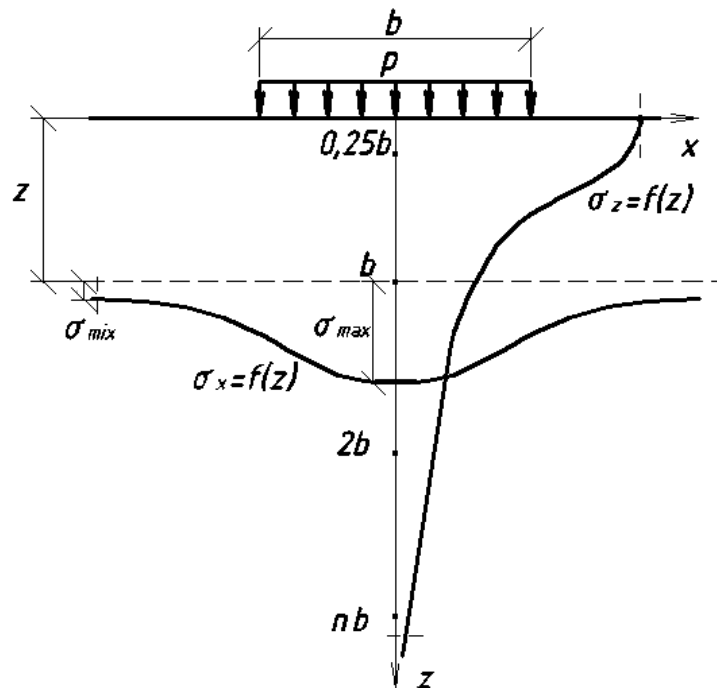


Рис. 4.14. Эюры распределения напряжений в толще грунта

[В начало к оглавлению](#)

## 4.6. Расчётные модели оснований

При проектировании оснований сооружение и его основание рассматривают как совместно работающие. Для вычисления деформаций выбирают расчётную схему основания, исходя из инженерно-геологических условий, конструктивных особенностей и технологии возведения подземной части сооружения, действующих нагрузок.

Расчётная схема системы «сооружение – основание» или «фундамент – основание» выбирается с учётом наиболее существенных факторов, определяющих напряжённое состояние и деформации основания у конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, возможности их применения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т.д.).

Расчётные модели, в том числе и численные, применяемые при проектировании оснований и фундаментов, должны быть верифицированы по критерию сопоставимого геотехнического опыта.

Основными теориями деформирования грунтов являются:

- теория линейного деформирования – для расчётов конечных напряжений и стабилизированных осадок;
- теория фильтрационной консолидации – для расчётов развития осадок во времени;
- теория предельного напряжённого состояния грунта – для расчётов несущей способности, прочности, устойчивости и давления грунта на ограждения.

Внедрение в проектную практику компьютеров позволяет использовать и более сложные расчётные модели, в первую очередь модели теории нелинейного деформирования.

Модель теории линейного деформирования (теории упругости грунтов) базируется на предположении, что при однократном нагружении (или разгрузке) зависимость между напряжениями и деформациями в грунтах линейна. При нагружении грунта рассматривается лишь его общая деформация без деления на упругую и пластическую.

Модель теории фильтрационной консолидации базируется на предположении о неразрывности среды, т.е. считается, что уменьшение пористости грунта (его уплотнение) пропорционально расходу воды (оттоку из пор грунта). Скорость деформации грунта, в соответствии с теорией фильтрационной консолидации, будет находиться в прямой зависимости от скорости фильтрации в нём поровой воды. Скелет грунта принимается линейно деформируемым. Также используются и более сложные модели теории консолидации, учитывающие трёхкомпонентный состав грунта, сжимаемость поровой воды, ползучесть скелета и др.



Модель теории предельно напряжённого состояния грунта (теории предельного равновесия грунта), в отличие от двух предыдущих моделей, относится только к предельному состоянию. Состояние предельного равновесия в некоторой точке массива грунта будет соответствовать такому соотношению между напряжениями и деформациями, когда малейшее нарушение этого соотношения может привести к неограниченному росту пластических деформаций грунта (течению грунта). Решения теории предельного равновесия используют при расчётах устойчивости сооружений и оснований, откосов и склонов, определения давления грунта на ограждения.

Применение теории нелинейно-деформируемой среды, в отличие от указанных двух моделей, позволяет рассчитать осадку не только в фазе уплотнения, но и в фазе образования областей сдвига под фундаментом практически вплоть до предельной нагрузки по устойчивости.

Расчёт деформаций оснований выполняется с использованием расчётных схем оснований в виде:

- 1) линейно-деформируемого слоя;
- 2) линейно-деформируемого полупространства;
- 3) нелинейно-деформируемой среды.

В СП 22.13330 [3] для расчётов деформаций грунтовых оснований при среднем давлении под подошвой фундамента, не превышающем расчётное сопротивление грунта, рекомендуется применять расчётную схему основания в виде линейно-деформируемой среды: полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи или слоя конечной толщины.

Схема в виде линейно деформируемого слоя применима для предварительных расчётов сооружений второй геотехнической категории и окончательных расчётов сооружений первой геотехнической категории при выполнении условий:

- ширина (диаметр) фундамента  $b \geq 10$  м;
- модуль деформации грунтов основания  $E \geq 10$  МПа;
- среднее давление под подошвой находится в пределах 150–350 кПа;
- глубина заложения фундамента  $\leq 5$  м.

Схема в виде линейно-деформируемого полупространства, применяется с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$ .

Глубина сжимаемой толщи основания  $H_c$  равна:

а) для однородных грунтов – глубине  $z = H_c$ , для которой выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zg}$  не менее  $z = b/2$  при  $b \leq 10$  м,  $z = 4 + 0,1 b$  при  $10 < b \leq 60$  м,  $z = 10$  м при  $b > 60$  м;

б) при наличии в толще грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа и толщиной в пределах габаритов здания не менее 3 м глубина  $z$  принимается до кровли пласта;

в) при наличии в толще грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или если такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zg}$ .

[В начало к оглавлению](#)

## 4.7. Деформации оснований

### *Причины деформаций*

Деформации оснований происходят под действием внешних нагрузок за счёт уменьшения объёма пор грунта, происходящего в результате уплотнения. Остаточные деформации значительно больше упругих, поэтому осадки основания, происходящие под действием внешних нагрузок, обычно называют *осадками уплотнения*  $s_1$ . Осадки уплотнения в отдельных зонах основания под сооружением, как правило, неодинаковы из-за неоднородности грунтовых условий и неоднородности напряжённого состояния в основании.

Неоднородность основания обуславливается наличием выклинивающихся слоёв, линзообразным залеганием отдельных слоёв грунта, различной толщиной, неодинаковой плотностью сложения грунтов, передачей давления от различных по массе частей сооружения на разные по своим физико-механическим свойствам грунты оснований, неодинаковой уплотняемостью грунтов во времени, обуславливаемой различной скоростью протекания процессов консолидации и ползучести под различными частями сооружения.

Неоднородность напряжённого состояния грунтов в основании образуется из-за неравномерной загрузки фундаментов, неодновременной загрузки соседних фундаментов в процессе строительства и эксплуатации.

*Деформации разуплотнения*  $s_2$  развиваются, когда нагрузки от веса здания или сооружения меньше веса грунта, извлечённого при разработке котлована. Разбухание грунта при разгрузке и пластические деформации от давления грунта, расположенного вокруг дна котлована приводят к поднятию дна котлована с последующим развитием неравномерных деформаций в результате более существенного разуплотнения грунта в центре котлована, чем по краям.

Деформации разуплотнения развиваются из-за различного протекания во времени процесса разуплотнения под отдельными фундаментами и неравномерного поднятия дна котлована в результате неоднородности грунтов основания.

Деформации разуплотнения могут проявляться, если глубина разрабатываемого для него котлована превышает 5 м, а нагрузка от веса сооружения, вместе с обратной засыпкой, значительно меньше грунта, извлечённого из котлована.

В результате неравномерного распределения давления под подошвой фундамента, даже при небольших нагрузках, под его краями образуются зоны пластических деформаций, вызывающие *деформации выпирания*  $s_3$ .

*Деформации расструктурирования*  $s_4$  возникают вследствие нарушения природной структуры грунтов во время производства строительных работ. Причинами деформации расструктурирования являются промерзание или оттаивание, размягчение и набухание, высыхание и усадка грунтов, изменение водно-газового режима подземных вод в районе строительства, а также динамические воздействия.

При промерзании возможно существенное увеличение объёма сильно увлажнённых пылевато-глинистых и насыщенных водой пылеватых и мелких песчаных грунтов в результате развития сил морозного пучения. При пучении в основаниях фундаментов развиваются значительные внутренние напряжения, которые в отдельных случаях могут превысить напряжения от внешней нагрузки под подошвой фундаментов зданий и сооружений и привести к значительным вертикальным деформациям. Избежать влияния сил морозного пучения полностью не удаётся, даже если подошву фундамента устраивать ниже зоны промерзания, поскольку в данном случае по боковой поверхности фундамента развиваются касательные силы морозного пучения.

Процесс оттаивания грунта протекает неравномерно, с южной стороны здания оттаивание происходит более интенсивно, чем с северной, более быстро оттаивают участки основания под внешними частями здания и медленнее под внутренними. Так как оттаивание сопровождается резким нарушением структуры, то грунт приобретает большую сжимаемость, поэтому не допускается промораживание грунтов ниже дна котлована, даже если грунт предварительно оттаивают перед устройством фундаментов.

Размягчение и набухание грунтов происходит при увлажнении некоторых типов пылевато-глинистых грунтов, находящихся ниже дна котлована, в результате воздействия атмосферных осадков. Этот процесс особенно интенсивно протекает в супесях, пылеватых суглинках, слоистых и трещиноватых глинах.

Способность испытывать деформации набухания возрастает при увеличении глинистости. В наибольшей степени подвержены размягчению глинистые грунты, имеющие поры, заполненные воздухом и сообщающиеся с атмосферой.

Для сохранения природной структуры грунтов в данном случае прибегают к искусственному отводу поверхностных вод от зоны строительства, а нижний слой грунта, подлежащий разработке, оставляют в качестве

защитного и удаляют его из котлована только непосредственно перед устройством фундаментов.

В районах с жарким климатом и пылевато-глинистыми грунтами залегающими ниже дна котлована, под действием интенсивного процесса высыхания, грунты способны уменьшаться в объёме, испытывая усадку. При восстановлении первоначальной влажности грунт, подвергшийся усадке, будет испытывать набухание, вызывая поднятие фундаментов.

Неблагоприятные воздействия подземных вод и газа нарушают структуру грунта в результате влияния гидростатического давления от веса столба воды, гидродинамического давления от её движения, механической и химической суффозии, фильтрационного выпора, расширения и выделения растворённого в воде газа.

Деформации оставшегося в котловане слоя водонепроницаемого грунта происходят, когда гидростатическое давление в водопроницаемом слое подстилающего грунта превысит напряжения от оставшейся в котловане части слоя водонепроницаемого грунта. Это явление особенно интенсивно протекает при слоистой текстуре грунтов, когда водопроницаемость вдоль слоистости в десятки раз больше, чем поперёк. Для снижения гидростатического давления используют водопонижение.

При движении воды через водопроницаемый слой грунта образуется гидродинамическое давление, обусловленное силой гидравлического воздействия фильтрационного потока, которое, воздействуя на частицы грунта, вызывает его набухание. Для уменьшения гидродинамического давления прибегают к водопонижению или устраивают вокруг котлована шпунтовые ограждения, погружаемые до слоёв относительно водонепроницаемых грунтов.

*Механической суффозией* называют перемещение под действием фильтрационного потока более мелких частиц грунта по порам, образованным более крупными частицами, что приводит к увеличению пористости и водопроницаемости. *Фильтрационный выпор* – это движение грунтов вверх под действием фильтрационных сил. Механическая суффозия и фильтрационный выпор приводят к выносу частиц на поверхность грунта или дно котлована.

При водоотливе в водонасыщенных грунтах снижается гидростатическое давление в поровой воде, вследствие чего объём замкнутых пузырьков газа, имеющих в воде, увеличивается, одновременно в результате падения давления часть растворённых газов начинает выделяться из воды. Эти факторы вызывают нарушение природной структуры слабофильтрующих грунтов, таких, как илы, супеси и суглинки.

Динамические воздействия механизмов часто вызывают существенное нарушение природной структуры грунтов оснований. Этому явлению особенно подвержены насыщенные водой пылеватые пески. Нарушение структуры грунтов возможно в результате использования при земляных

работах ударных механизмов. Для сохранения природной структуры грунтов их разработка ведётся лёгкими механизмами, передвигающимися по краю котлована, на дне которого часто оставляют защитный слой, удаляемый впоследствии с помощью лёгких землеройных машин.

В период эксплуатации зданий и сооружений возникают эксплуатационные деформации  $s_5$ , образующиеся в результате просадки, набухания или изменения напряжённо-деформированного состояния грунтов основания в результате последующего возведения зданий.

Уплотнение грунтов оснований после начала эксплуатации сооружений происходит в результате продолжения процесса консолидации и деформаций ползучести грунта. Осадка зданий и сооружений, расположенных на основаниях с преобладанием пылевато-глинистых грунтов, продолжается иногда в течение нескольких десятилетий, имея тенденцию к постепенному затуханию. В песчаных основаниях большая часть осадки происходит в период строительства и в первые месяцы начала эксплуатации.

Значительное понижение уровня подземных вод может проявиться в виде деформаций, обусловленных образованием дополнительных напряжений в грунтах в результате увеличения собственного веса из-за снятия взвешивающего действия воды. Повышение уровня подземных вод может понизить прочность грунтов, так как в результате увлажнения уменьшаются силы сцепления между частицами грунта. Основания, способные испытывать явление набухания, увеличиваясь в объёме при увлажнении, вызванном повышением уровня подземных вод, приведут к дополнительным неравномерным осадкам фундаментов. Лёссовые грунты в результате увлажнения могут получить значительные просадки. Поднятие уровня подземных вод чаще всего происходит в результате проникновения в грунт атмосферной влаги, а также хозяйственных и производственных вод. Повышение уровня подземных вод выше подошвы фундамента может вызвать коррозию арматуры. Это явление становится особенно опасным при возможности образования в воде агрессивной среды. При отсутствии надлежащей гидроизоляции в подвальных помещениях вода, проникая в подвал, требует откачки, которая может вызвать механическую суффозию в грунтах основания.

При разработке глубоких котлованов вблизи уже существующих зданий и сооружений, что часто требуют условия городского строительства, необходимо исключить возможные горизонтальные смещения и подвижки грунтов оснований вместе с ранее построенными зданиями, что достигается с помощью специального крепления стенок траншей и котлованов.

В процессе эксплуатации зданий вибрация от промышленного или иного оборудования, находящегося внутри здания, может вызвать уплотнение песчаных или малосвязных пылевато-глинистых грунтов. Опреде-

лѐнный уровень колебаний способен увеличить деформативность грунтов вследствие проявления процесса виброползучести. Особенно интенсифицирует дополнительную осадку работа кузнечного прессового и штамповочного оборудования, движение транспорта, забивка шпунта, свай и выполнение других строительных работ, связанных с динамическими, в том числе и ударными нагрузками. Оказывают вредное влияние и разработка горных выработок взрывами и сейсмическая активность.

Развитие карстовых полостей оползней и землетрясений вызывает значительные неравномерные осадки, влекущие за собой в некоторых случаях полное разрушение сооружений.

Таким образом, деформации оснований здания или сооружения можно представить как сумму вышеперечисленных деформаций различного происхождения:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 + s_5,$$

где  $s_1$  – деформация, происходящая в результате уплотнения грунтов вследствие образования упругих и остаточных деформаций, сопровождающаяся уменьшением пористости грунта после загрузки самого фундамента, а также соседних фундаментов или площадей поверхности основания;

$s_2$  – деформация, образующаяся вследствие разуплотнения верхних слоѐв грунта, залегающих у дна котлована в результате уменьшения интенсивности напряжѐнного состояния грунта из-за его разработки;

$s_3$  – деформация, происходящая в результате выдавливания грунта из-под подошвы фундамента при развитии зон пластических деформаций;

$s_4$  – деформация расструктурирования, возникающая вследствие нарушения природной структуры грунтов во время производства строительных работ, выражающаяся в увеличении сжимаемости;

$s_5$  – деформация, образующаяся в период эксплуатации зданий и сооружений в результате просадки, набухания или изменения напряжѐнно-деформированного состояния грунтов основания в результате последующего возведения зданий.

### ***Виды деформаций***

Различают несколько видов совместных деформаций оснований и фундаментов – осадка, просадка, подъѐм, усадка и горизонтальные перемещения. Основным видом деформации оснований является осадка.

*Осадка* – вертикальные перемещения подошвы фундамента, вызываемые уплотнением грунтов без коренного изменения их структуры и происходящие под воздействием внешних нагрузок от сооружения, передающихся через фундамент, от воздействия других расположенных близко фундаментов, а также под действием собственного веса грунта.

*Просадка* – также перемещение, происходящее под воздействием внешних нагрузок и веса грунта при коренном изменении структуры грунта (вследствие замачивания лёссовидных грунтов, оттаивания вечномерзлых грунтов и др.).

*Подъём поверхности* основания происходит вследствие набухания грунтов при дополнительном увлажнении, при промораживании.

*Усадка* – понижение поверхности при высыхании.

*Горизонтальные перемещения* происходят под воздействием наклонных нагрузок, при размещении сооружения вблизи откосов, вследствие подземных подработок.

### **Формы деформаций**

В зависимости от жёсткости сооружения и характера развития неравномерных осадок, возникают следующие формы деформации сооружений: *выгиб или прогиб, перекос, крен и горизонтальные деформации*.

*Выгиб и прогиб* приводят к искривлению сооружения и возникают при изгибе подошвы сплошной фундаментной плиты или ленточного фундамента в результате неравномерной податливости основания (рис. 4.15а, б). Такие деформации характерны для протяжённых зданий и сооружений, не обладающих большой жёсткостью. В зависимости от грунтовых условий, в одном и том же сооружении, на разных участках, может возникнуть прогиб и выгиб.

*Крен* (рис. 4.15в) – это поворот сооружения относительно вертикальной оси; характеризуется разностью осадок крайних точек сплошных массивных конструкций или отдельных фундаментов; происходит в результате несимметричного (внецентренного) нагружения. При симметричном нагружении крен возможен при неравномерном распределении свойств грунтов под подошвой фундамента в результате несимметричного напластования.

*Перекос* (рис. 4.15г) возникает в конструкциях, когда неравномерность осадок проявляется на участке небольшой протяжённости при сохранении относительно вертикального положения здания, например перекосы в каркасных зданиях.

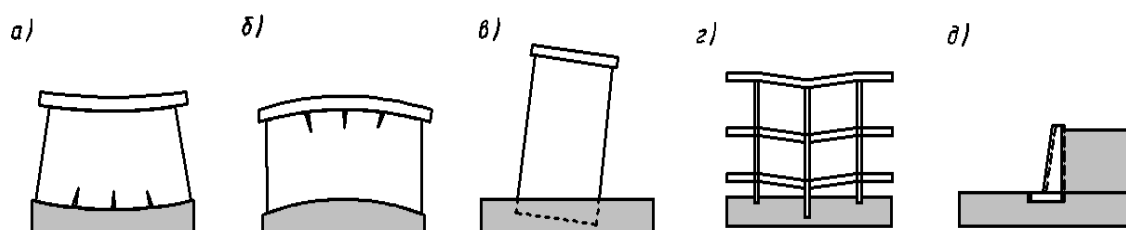


Рис. 4.1 Формы деформаций сооружений:  
а – выгиб; б – прогиб; в – перекос; г – крен; д – смещение

*Горизонтальные смещения* (рис. 4.15д) возможны в фундаментах, на которые опираются конструкции, передающие значительные горизонтальные усилия от распора, например в подпорных стенках.

[В начало к оглавлению](#)

### **Контрольные вопросы**

1. С какой целью выполняются инженерно-геологические изыскания на строительной площадке?
2. Что должен содержать отчёт об инженерно-геологических изысканиях?
3. Что представляет собой инженерно-геологический разрез?
4. Как определяются расчётные характеристики грунтов?
5. Какие основные характеристики определяются при инженерно-геологических изысканиях?
6. Когда допускается применять для расчётов оснований прочностные характеристики грунтов, определённые по нормативным документам?
7. Какие грунты можно отнести к малосжимаемым грунтам?
8. Какой вид имеет закон Кулона для связных грунтов?
9. Какой вид имеет закон Кулона для сыпучих грунтов?
10. Чем определяется сопротивление сдвигу связного грунта?
11. Какие показатели определяют по диаграмме Мора?
12. Охарактеризуйте фазы напряжённо-деформированного состояния грунта при испытании штампом.
13. Какие явления характерны для фазы выпирания?
14. Как определяются напряжения в основаниях от собственного веса грунта?
15. Как выглядит эпюра напряжений от собственного веса грунта при наличии грунтовых вод?
16. Как определяются напряжения в основаниях от внешних нагрузок?
17. Какие расчётные схемы используются для расчёта деформаций оснований?
18. Когда применима схема расчётов деформаций в виде линейно деформируемого слоя?
19. Назовите основные причины деформаций оснований.
20. Какие виды и формы деформации сооружений Вы знаете?
21. Какие причины вызывают осадки фундаментов?
22. Чем отличается осадка от просадки?
23. Что такое крен сооружения?

[В начало к оглавлению](#)



## 5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ, ВОЗВОДИМЫХ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ

### 5.1. Конструкции фундаментов мелкого заложения

Фундаменты мелкого заложения – это фундаменты, имеющие отношение высоты к ширине подошвы, не превышающее 4 м, передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву и возводимые, как правило, в открытых котлованах. Глубина заложения подошвы фундамента назначается, как правило, не более 5 м и должна быть ниже глубины промерзания, расположения инженерных коммуникаций, фундаментов технологического оборудования.

Технологически фундаменты мелкого заложения разделяются на монолитные, возводимые непосредственно в котлованах, и сборные, монтируемые из элементов заводского изготовления.

По материалу фундаменты выполняются из железобетона, бетона, бутобетона, каменных материалов (кирпич, бут, пиленые блоки из природных камней). В отдельных случаях при устройстве фундаментов временных зданий и сооружений допускается применение дерева или металла.

По конструктивным решениям фундаменты мелкого заложения разделяют:

- на отдельно стоящие фундаменты (под колонну (опору) или под стены (при малых нагрузках));
- ленточные фундаменты (под протяжённые конструкции (стены), под ряды и сетки колонн в виде одинарных или перекрёстных лент);
- сплошные (плитные) фундаменты;
- массивные (под небольшие в плане сооружения, такие как башни, мачты, дымовые трубы, доменные печи, устои мостов и т.д.)

По характеру нагружения различают центрально и внецентренно нагруженные.

Отдельно стоящие фундаменты могут выполняться в монолитном (рис. 5.1) или сборном варианте (рис. 5.2) и представляют собой кирпичные, каменные, бетонные или железобетонные столбы с уширенной опорной частью.

Фундаменты имеют наклонную боковую грань или, что чаще, уширяются к подошве уступами, размеры которых определяются углом жёсткости  $\alpha$  ( $\approx 30\text{--}40^\circ$ ), т.е. предельным углом наклона, при котором в теле фундамента не возникают растягивающие напряжения.

Сопряжение сборных колонн с фундаментом осуществляется с помощью стакана (фундаменты стаканного типа), монолитных колонн – соединением арматуры колонн с выпуском из фундамента, а стальных колонн – креплением башмака колонны к анкерным болтам, забетонированным в теле фундамента.

Размеры в плане подошвы, ступеней и подколонника монолитных фундаментов принимаются кратным 300 мм, а высота ступеней - кратной 150 мм.

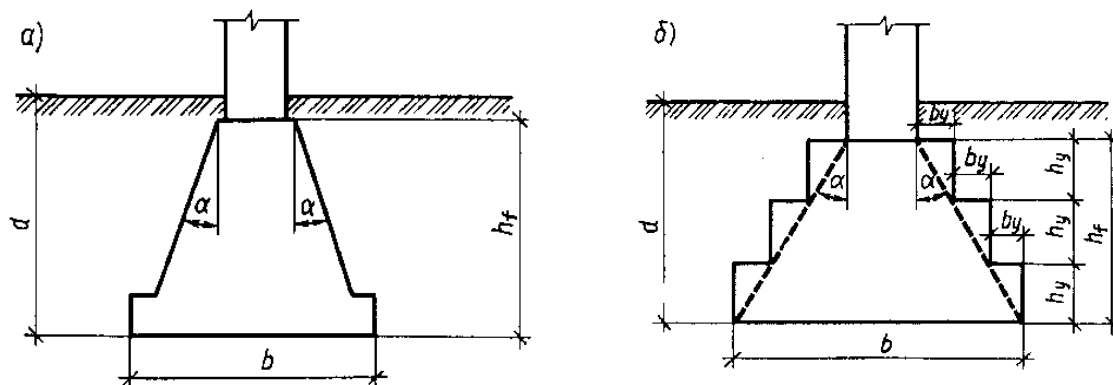


Рис. 5.1. Конструкция отдельного фундамента под колонну:  
а – с наклонными боковыми гранями; б – уширяющийся к подошве уступами.

При устройстве отдельных фундаментов под стены по обрезу фундаментов, а при необходимости и через дополнительные опоры, укладываются фундаментные балки (рандбалки), на которые опираются подземные конструкции (рис 5.2а).

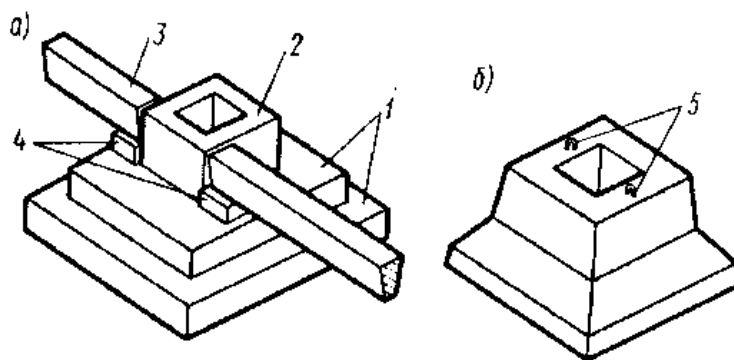


Рис 5.2. Сборный фундамент под колонну:  
а – из нескольких элементов; б – из одного элемента;  
1 – фундаментные плиты; 2 – подколонник;  
3 – рандбалка; 4 – бетонные столбики; 5 – монтажные петли

В тех случаях, когда это возможно, сборный фундамент устраивают из одного элемента (рис 5.2б) или применяют на монолитный вариант фундамента.

Ленточные фундаменты под стены устраивают из сборных блоков или монолитными (рис. 5.3).

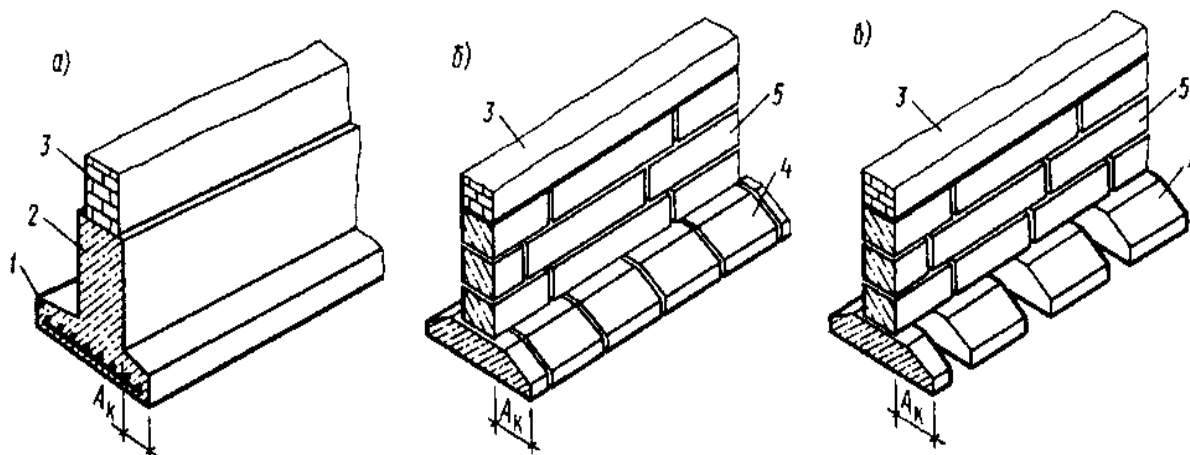


Рис. 5.3. Ленточные фундаменты под стены:  
 а – монолитный; б – сборный сплошной; в – сборный прерывистый;  
 1 – армированная лента; 2 – фундаментная стена; 3 – стена здания;  
 4 – фундаментная подушка; 5 – стеновой блок

Сборный ленточный фундамент возводят из готовых элементов двух типов: плит железобетонных для ленточных фундаментов ФЛ (рис. 5.4а) и блоков бетонных для стен подвалов ФБС (рис. 5.4б).

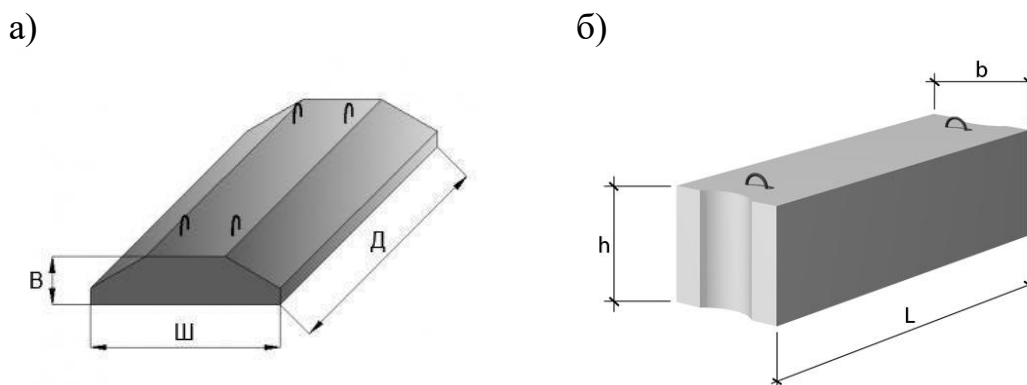


Рис. 5.4. Конструкции фундаментных плит:  
 а – плита железобетонная для ленточных фундаментов ФЛ;  
 б – фундаментный стеновой блок ФБС

Фундаментные подушки ФЛ изготавливаются в соответствии с ГОСТ 13580 и представляют собой железобетонные конструкции из тяжёлого бетона со стальной арматурой. Подушки ФЛ делят на четыре группы по несущей способности при условии, что плиты ФЛ загружены равномерной погонной нагрузкой от стены до оси ленточного фундамента. Плиты каждой группы характеризуют наибольшей допускаемой величиной дав-

ления на основание под подошвой фундамента, в зависимости от толщины опирающихся на плиты стен. К первой группе относятся фундаментные подушки, размеры которых по ширине составляют 600 мм, а по толщине от 160 до 300 мм. Ко второй группе отнесены плиты железобетонные ленточных фундаментов шириной в 800 мм и толщиной от 300 до 500 мм. К третьей группе отнесли ФЛ шириной в 1000 мм и толщиной от 160 до 300 мм четвертая группа подушек сформирована в параметрах по ширине 1200–3200 мм и толщиной 160 мм.

Фундаментные стеновые блоки (ФБС) изготавливают по ГОСТ 13579 из тяжёлого бетона, керамзитобетона или плотного силикатного бетона. Ширину блоков выбирают равной (или меньше) толщине надземных стен, но не менее 30 см. Сортамент блоков состоит из четырнадцати типоразмеров изделий. Согласно длине весь сортамент материалов подразделяется на три типоразмера: 2300, 1180 и 880 мм. Размеры фундаментных блоков также учитывают высоту изделий. Согласно этому параметру сортамент делится на две группы: 280 и 580 мм. Блоки ФБС, размеры которых также включают ширину, подразделяются на изделия с параметрами: 300 и 600 мм.

Для повышения жёсткости сооружения (выравнивания осадок, антисейсмические мероприятия и т.п.) сборные фундаменты усиливают армированными швами или железобетонными поясами, устроенным поверх фундаментных плит или последнего ряда стеновых блоков по всему периметру здания на одном уровне.

Ленточные фундаменты под колонны: устраивают в виде одиночных или перекрёстных лент и выполняют, как правило, в монолитном варианте из железобетона. Возможно их устройство и в сборном варианте в виде отдельных блоков, соединяемых между собой с последующим омоноличиванием стыков.

Сплошные фундаменты проектируют согласно СП 52–103–2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий» [13] выполняются из монолитного железобетона. Они конструктивно бывают плитные (гладкие, ребристые) и коробчатые (рис. 5.5).

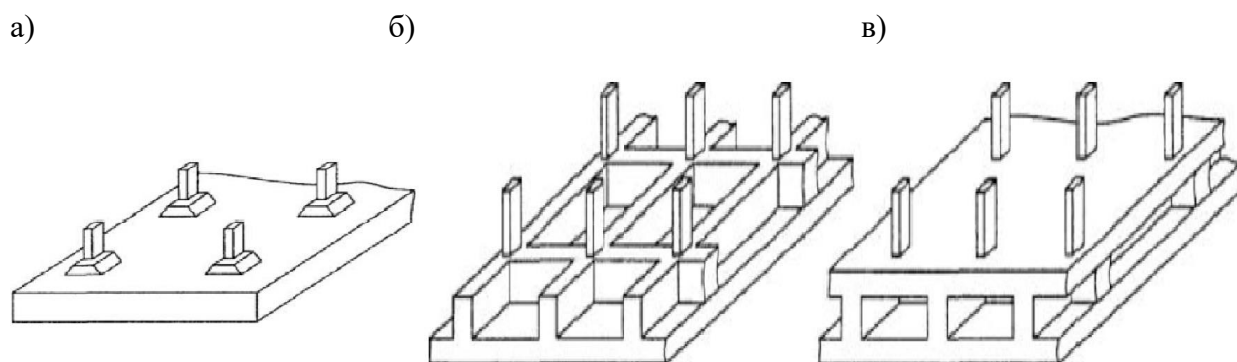


Рис. 5.5. Сплошные фундаменты:  
а – сплошной; б – ребристый; в – коробчатый

Основными конструктивными параметрами плоских фундаментных плит являются размеры (толщина плиты), класс бетона по прочности на сжатие и содержание продольной арматуры, определяемые в зависимости от реактивного давления грунта основания и шага колонн и стен.

При проектировании рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры фундаментных плит, устанавливаемые на основе технико-экономического анализа. При этом толщину фундаментных плит рекомендуется принимать не менее 50 и не более 200 см, класс бетона – не менее В20, армирование – не менее 0,3 %, а марку по водонепроницаемости - не менее W6.

Толщину плиты определяют расчётом на моментные нагрузки (от изгиба в двух взаимно перпендикулярных направлениях) и исходя из расчёта на продавливание в местах опирания колонн.

Опираемые колонны осуществляются через сборные и монолитные стаканы. Ребристые плиты соединяются с колоннами с помощью монолитных стаканов или выпусков арматуры.

Ребристые и коробчатые фундаменты состоят из плитных и стеновых элементов и применяются для повышения жёсткости здания, при высоте более 2 м и для использования подземного пространства в качестве технических этажей.

Армирование плоских плит выполняется продольной арматурой в двух направлениях: располагаемой у нижней и верхней граней плиты, а в необходимых случаях (согласно расчёту) поперечной арматурой, располагаемой у колонн, стен и по площади плиты.

В толстых фундаментных плитах помимо продольной арматуры, устанавливаемой у верхней и нижней граней плиты, следует предусматривать продольную арматуру, располагаемую в средней зоне по толщине плиты.

Массивные фундаменты выполняются в виде сплошного массива с необходимыми выемками. Массивные фундаменты объёмом до 20 м<sup>3</sup> рекомендуется армировать только по контуру отверстий и вырезов, при размерах стороны отверстия или выреза более 600 мм, и в местах, значительно ослабленных отверстиями или вырезами. Армирование производят стержнями диаметром 8–12 мм через 150–200 мм, в зависимости от размеров отверстия или выреза.

Массивные фундаменты объёмом более 20 м<sup>3</sup>, кроме того, рекомендуется армировать по контуру ( по наружным граням фундамента) сетками из стержней диаметром 12–16 мм – через 300–400 мм, в зависимости от размеров фундамента.

[В начало к оглавлению](#)

## 5.2. Определение глубины заложения фундаментов

Расчёт фундаментов начинают с предварительного выбора их конструкции и основных размеров, к которым в первую очередь относится глубина заложения фундамента.

При выборе глубины заложения фундаментов стоит основная задача в выборе несущего слоя грунта. При этом необходимо учитывать следующие факторы:

- инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки строительства (характер напластования грунтов, их физико-механические свойства, положение подземных вод с учётом изменений);
- климатические особенности района строительства (промерзание – оттаивание грунтов);
- особенности возводимого и соседних сооружений (наличие и размеры подземных и повалых помещений, глубина заложения соседних фундаментов, наличие коммуникаций).

При проектировании оснований и фундаментов должна быть предусмотрена срезка плодородного слоя почвы.

Основными климатическими факторами, влияющими на глубину заложения фундаментов, являются промерзание и оттаивание грунтов.

При промерзании некоторых грунтов наблюдается их морозное пучение – увеличение объёма, поэтому в таких грунтах нельзя закладывать фундамент выше глубины промерзания. Морозное пучение грунтов происходит преимущественно за счёт миграции (перемещения) влаги к фронту у промерзания из нижележащих слоёв. В связи с этим существенное значение имеет положение уровня грунтовых вод в период промерзания. К пучинистым грунтам относятся пылеватоглинистые, пески пылеватые и мелкие. В этих грунтах глубина заложения фундамента зависит от глубины промерзания, если уровень грунтовых вод залегает на глубине не более чем на 2,0 м ниже глубины промерзания.

Из условия промерзания глубина заложения фундаментов назначается в зависимости от их вида, состояния, влажности, уровня подземных вод в период промерзания. Для грунтов, которые подвергаются силам морозного пучения, необходимо фундаменты закладывать ниже глубины сезонного промерзания. К таким грунтам относятся пылеватоглинистые грунты, пески мелкие и пылеватые. Скальные породы, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности относятся к непучинистым грунтам. Глубина заложения в них не зависит от глубины промерзания.

Расчётная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле:

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

где  $d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания грунта, равная средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов на открытой, оголённой от снега горизонтальной поверхности, при отсутствии подземных вод в толще промерзания, м;

$k_h$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину промерзания грунтов (принимается по табл. 5.1). Для неотапливаемых помещений равен 1,1.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта  $d_{fn}$  (для районов с глубиной промерзания не более 2,5 м) определяется по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

где  $d_0$  – величина, принимаемая равной для глин и суглинков 0,23, супесей, песков пылеватых и мелких – 0,28; песков средней крупности, крупных и гравелистых – 0,30; крупнообломочных грунтов – 0,34;

$M_t$  – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур воздуха за зиму в данном районе, принимаемых по СП 131.13330 «Строительная климатология» [14] (табл. 5.2), а при отсутствии в них данных для районов строительства – по результатам наблюдений гидрометеорологической станции, находящейся в аналогичных условиях.

Таблица 5.1

**Коэффициент  $k_h$ , учитывающий влияние теплового режима сооружения на глубину промерзания грунтов**

Особенности сооружения	Коэффициент, при расчётной температуре воздуха в помещении, примыкающем к фундаментам наружных стен, °С				
	0	5	10	15	20 и более
Без подвала, с полами, устраиваемыми:					
на грунте	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 утеплённому 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

Приведённые значения  $k_h$  допускается применять для расчёта фундаментов, у которых расстояние от края фундамента до внешней грани стены  $a_f < 0,5$  м.

Если это расстояние составляет 1,5 м и более, то  $k_h$  увеличивается на 0,1, но не более чем до  $k_h=1$ , при промежуточном значении вылета внешней грани фундамента  $k_h$  находят с помощью интерполяции.

К помещениям, которые примыкают к наружным фундаментам, относят технические подполья, подвалы, а при их отсутствии – помещения первого этажа.

Если среднесуточная температура имеет промежуточное значение, то  $k_h$  принимают с округлением до ближайшего меньшего значения, указанного в таблице

Таблица 5.2

**Значения среднемесячных отрицательных температур за зиму  $M_t$   
для городов России**

Город	$M_t$	Город	$M_t$	Город	$M_t$
Астрахань	16,1	Липецк	32,8	Санкт-Петербург	25,4
Белгород	22,6	Москва	34,3		
Владимир	40,0	Н.Новгород	42,0	Смоленск	27,7
Волгоград	26,3	Новгород	28,5	Ставрополь	7,8
Вологда	42,4	Орел	31,0	Тамбов	35,8
Воронеж	30,4	Пенза	42,2	Тула	33,7
Иваново	42,1	Ростов-на-Дону	13,9	Ульяновск	48,3
Калуга	33,9			Уфа	53,2
Кострома	41,7	Рязань	37,7	Чебоксары	46,5
Краснодар	2,7	Самара	48,8	Челябинск	59,1
Курск	27,5	Саратов	39,5	Ярославль	41,4

Нормативную глубину промерзания  $d_{fn}$  для районов с глубиной промерзания более 2,5 м, а также для горных районов определяют теплотехническим расчётом по СП 25.13330 [15].

Также, расчётную глубину промерзания назначают в зависимости от положения грунтовых вод и показателя текучести пылевато-глинистых грунтов (табл. 5.3).

Таблица 5.3

**Глубина заложения подошвы фундамента  
в зависимости от расчётной глубины промерзания**

Наименование грунта под подошвой фундамента	Глубина заложения фундамента от уровня планировки в зависимости от глубины расположения подземных вод, 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 $d_f$	не зависит от $d_f$
Супеси с показателем текучести: $I_f < 0$ $I_f \geq 0$	Не менее $d_f$ Не менее $d_f$	не зависит от $d_f$ Не менее $d_f$
Суглинки, глины, крупнообломочные грунты с пылевато-глинистым заполнителем при показателе текучести: $I_f \geq 0,25$ $I_f < 0,25$	Не менее $d_f$ Не менее $d_f$	Не менее $d_f$ не менее $0,5 d_f$



Фундаменты сооружения или его отсеки должны закладываться на одном уровне. При необходимости заложения соседних фундаментов на разных отметках их допустимую разность  $\Delta h$ , м, определяют, исходя из условия:

$$\Delta h \leq \alpha (tg\varphi_I + c_I / p),$$

где  $\alpha$  – расстояние между фундаментами в свету, м;

$\varphi_I, \alpha$  – расчётные значения угла внутреннего трения, град., и удельного сцепления, кПа;

$p$  – среднее давление под подошвой вышерасположенного фундамента от расчётных нагрузок (для расчёта основания по несущей способности), кПа.

Для наружных фундаментов глубину заложения допускается назначать независимо от расчётной глубины промерзания в следующих случаях:

- исследованиями того, что грунты не имеют пучинистых свойств;
- специальными исследованиями и расчётами установлено, что деформации грунтов основания при их промерзании и оттаивании не нарушают эксплуатационную пригодность сооружения;
- предусмотрены специальные теплотехнические мероприятия, исключающие промерзание грунтов;
- выполнена замена грунта непучинистым материалом на глубину промерзания.

Заглубление фундаментов в грунт ниже уровня пола подвала принимают не менее 0,5 м.

При выборе глубины заложения фундаментов рекомендуется:

а) предусматривать заглубление фундаментов в несущий слой грунта не менее чем на 10–15 см;

б) избегать наличия под подошвой фундамента слоя грунта, если его прочностные и деформационные свойства значительно хуже свойств подстилающего слоя грунта;

в) стремиться, если это возможно, закладывать фундаменты выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ.

На основании анализа всех влияющих факторов выбирается наибольшая величина глубины заложения фундамента которая и принимается за расчётную.

[В начало к оглавлению](#)

### 5.3. Определение размеров подошвы фундамента

Размеры подошвы фундамента определяются исходя из расчётов основания по деформациям:

– по форме эпюры давлений в подошве фундамента и величине отрыва;

– по величинам давлений под подошвой;

– по величине давлений на кровлю слабого слоя;

– по величинам осадки и крена.

Кроме того, размеры подошвы фундамента проверяются, в необходимых случаях, по несущей способности основания:

– по прочности скального основания;

– по прочности и устойчивости нескального основания;

– на сдвиг по подошве;

– на сдвиг по слабому слою.

Предварительные размеры подошвы фундамента определяются конструктивно или по формуле:

$$A = \frac{N_0^H}{R_0 - \gamma d},$$

где  $A$  – площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>;

$N_0^H$  – нагрузка от надземных конструкций, кН;

$R_0$  – расчётное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, шириной 1 м, кПа;

$\gamma$  – осреднённое значение удельного веса грунта и материала фундамента, кН/м<sup>3</sup> (при наличии подвала 17 кН/м<sup>3</sup>, при отсутствии подвала – 20 кН/м<sup>3</sup>);

$d$  – глубина заложения фундамента, м.

Ширина подошвы фундамента  $b$  находится:

– для квадратной подошвы  $b = \sqrt{A}$ , м;

– для прямоугольной формы, с соотношением большей стороны к меньшей  $\eta = \frac{l}{b}$ ,  $b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}$ .

Найденные размеры подошвы фундамента округляют с учётом унификации элементов конструкций, конструируют и рассчитывают на прочность.

По принятым размерам определяют объём фундамента  $V_f$ , и вес  $N_f$ .

Определяется вес грунта обратной засыпки  $N_g$ .

Размеры подошвы фундамента должны быть проверены, исходя из условия:

– для центрально-нагруженных фундаментов:

$$p_{II} = \frac{N_0^H + N_f + N_g}{l \cdot b} \leq R;$$

– для внецентренно-нагруженных фундаментов:

$$p_{11\max, \min} = \left( \frac{N_0^{II} + N_f + N_g}{l \cdot b} \right) (1 \pm 6e_x / l \pm 6e_y / b),$$

$$e_x = \frac{M_{xII}}{N_{II}}, \quad e_y = \frac{M_{yII}}{N_{II}}.$$

$$p_{11\max} \leq 1.2R, \quad p_{11\min} \geq 0,$$

где  $p_{II}$  – давление под подошвой фундамента, кПа;

$R$  – расчётное сопротивление грунта основания, кПа,

$e_x, e_y$  – эксцентриситеты действия нагрузок вдоль осей  $x, y$ ;

$M_{Ix}, M_{Iy}$  – моменты, действующие вдоль осей инерции  $x, y$ .

В соответствии с СП 22.13330 [3] среднее давление под подошвой фундамента  $p_{II}$  не должно превышать расчётного сопротивления грунта основания  $R$ , кПа, определяемого по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_g k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты, условий работы, принимаемые по табл. 5.4 [3];

$k$  – коэффициент, принимаемый равным:  $k = 1$ , если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями,  $k = 1,1$ , если они приняты по таблице приложения А [3];

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения  $\varphi_{II}$  по таблице 5.5;

$k_z$  – коэффициент, принимаемый равным:

при  $b < 10$  м –  $k_z = 1$ ,

при  $b \geq 10$  м –  $k_z = z_0 / b + 0,2$ ;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  – осреднённое расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учётом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma'_{II}$  – осреднённое расчётное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы, кН/м<sup>3</sup>;

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

$d_1$  – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}},$$

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

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

$\gamma_{cf}$  – расчётное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м<sup>3</sup>;

$d_b$  – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м;

$d_b = 2$  м – для сооружений с подвалом шириной  $B \leq 20$  м и глубиной свыше 2 м;

$d_b = 0$  – при ширине подвала  $B > 20$  м.

Таблица 5.4

### Коэффициенты условий работы грунтов

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жёсткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$	
		4 и более	1,5 и менее
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	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
При промежуточных значений $L/H$ коэфф. $\gamma_{c2}$ определяется по интерполяции			

Таблица 5.5

### Коэффициенты $M_\gamma$ , $M_q$ , $M_c$

Угол	Коэффициенты			Угол	Коэффициенты		
$\varphi_{II}$ , град/	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$	$\varphi_{II}$ , град.	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
	2	3	4	5	6	7	8
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90

4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине  $z$  от подошвы фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоёв, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы для суммарного напряжения  $\sigma_z$  обеспечивалось условие:

$$\sigma_z = (\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

где  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{z\gamma}$  и  $\sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения в грунте на глубине  $z$  от подошвы фундамента, кПа;

$R_z$  – расчётное сопротивление грунта пониженной прочности, кПа, на глубине  $z$ , вычисленное для условного фундамента шириной  $b_z$ , м, равной

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

где  $A_z = N / \sigma_{zp}$ ;  $a = (l - b) / 2$ ,

здесь  $N$  – вертикальная нагрузка на основание от фундамента;

$l$  и  $b$  – соответственно длина и ширина фундамента.

[В начало к оглавлению](#)

#### 5.4. Расчёт оснований по деформациям

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

При проектировании сооружений, расположенных вблизи окружающей застройки, необходимо учитывать дополнительные деформации оснований сооружений окружающей застройки от воздействия проектируемых или реконструируемых сооружений.

Деформации основания в зависимости от причин возникновения разделены на два вида:

первый – деформации от внешней нагрузки на основание;

второй – деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания.

Расчёт оснований по деформациям должен производиться исходя из условия совместной работы сооружения и основания

$$s \leq s_u,$$

где  $s$  – совместная деформация основания и сооружения, определяемая расчётом;

$s_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями [3] и приведённое в таблице 5.6.

Таблица 5.6

### Предельные деформации основания

Сооружения	Предельные деформации основания		
	относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен $i_u$	максимальная $s_u^{\max}$ или средняя $\bar{s}_u$ осадка, см
1. Производственные и гражданские одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом:			
железобетонным	0,002	-	10
то же с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции	0,003	-	15
стальным	0,004	-	15
то же с устройством железобетонных поясов или монолитных перекрытий	0,005	-	18
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	-	20
3. Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:			
крупных панелей	0,0016	-	12
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	-	12
то же, с армированием, в том числе с устрой-	0,0024	-	18

ством железобетонных поясов или монолитных перекрытий, а также здания монолитной конструкции			
4. Сооружение элеваторов, их железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	-	0,003	40
то же, сборной конструкции	-	0,003	30
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	-	0,004	40
то же, сборной конструкции	-	0,004	30
5. Дымовые трубы высотой $H$ , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жёсткие сооружения высотой до 100 м, кроме указанных в поз. 4 и 5	-	0,004	20
7. Антенные сооружения связи:			
стволы мачт заземлённые	-	0,002	20
то же, электрически изолированные	-	0,001	10
башни радио	0,002	-	-
башни коротковолновых радиостанций	0,0025	-	-
башни (отдельные блоки)	0,001	-	-
8. Опоры воздушных линий электропередачи:			
промежуточные прямые	0,003	-	-
анкерные и анкерно-угловые, промежуточные угловые, концевые, порталы открытых распределительных устройств	0,0025	-	-
специальные переходные	0,002	-	-
<p><b>Примечания:</b></p> <p>Значение предельной максимальной осадки основания фундаментов <math>s_u^{\max}</math> применяется к сооружениям, возводимым на отдельно стоящих фундаментах на естественном (искусственном) основании или на свайных фундаментах с отдельно стоящими ростверками (ленточные, столбчатые и т.п.).</p> <p>Значение предельной средней осадки <math>\bar{s}_u</math> основания фундаментов применяется к сооружениям, возводимым на едином монолитном железобетонном фундаменте неразрезной конструкции (перекрёстные ленточные и плитные фундамента на естественном или искусственном основании, свайные фундамента с плитным ростверком, плитно-свайные фундамента и т.п.).</p> <p>Предельные значения относительного прогиба зданий, указанных в поз. 3 настоящего приложения, принимаются равными <math>0,5 (\Delta s/L)_u</math>, а относительного выгиба – <math>0,25 (\Delta s/L)_u</math>.</p> <p>При определении относительной разности осадок <math>(\Delta s/L)</math> в пункте 8 за <math>L</math> принимается расстояние между осями блоков фундаментов в направлении горизонтальных нагрузок, а в опорах с оттяжками – расстояние между осями сжатого фундамента и анкера.</p>			

Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1), выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %.

Предельные значения подъёма основания, сложенного набухающими грунтами, допускается принимать: максимальный и средний подъём в размере 25 % и относительную неравномерность осадок (относительный выгиб) здания в размере 50 % соответствующих предельных значений деформаций, а относительный выгиб –  $0,25 (\Delta s/L)_u$

На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в настоящей таблице

Расчёт деформаций основания выполняют, применяя расчётную схему основания в виде:

- линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$  (метод послойного суммирования);
- линейно деформируемого слоя (метод слоя конечной толщины).

Схема в виде линейно деформируемого слоя применима для предварительных расчётов сооружений второй геотехнической категории и окончательных расчётов сооружений первой геотехнической категории при выполнении условий:

- ширина (диаметр) фундамента  $b \geq 10$  м;
- модуль деформации грунтов основания  $E \geq 10$  МПа;
- среднее давление под подошвой находится в пределах 150–350 кПа;
- глубина заложения фундамента  $\leq 5$  м.

Схема в виде линейно деформируемого полупространства, применяется с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$ .

Глубина сжимаемой толщи основания  $H_c$  равна:

а) для однородных грунтов – глубине  $z = H_c$ , для которой выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,5 \sigma_{zg}$ , при  $z > b/2$  для  $b \leq 10$  м,  $z > 4+0,1 b$  для  $10 < b \leq 60$  м,  $z > 10$  м для  $b > 60$  м;

б) при наличии в толще грунта с модулем деформации  $E > 100$  МПа и толщиной в пределах габаритов здания не менее 3м глубина  $z$  принимается до кровли пласта;

в) при наличии в толще грунта с модулем деформации  $E \leq 7$  МПа или если такой слой залегает непосредственно ниже глубины  $z = H_c$ , то этот слой включают в сжимаемую толщу, а за  $H_c$  принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$ .

***Расчёт осадки методом линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$  (метод послойного суммирования)***

Осадка основания  $s$  с использованием расчётной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяется методом послой-



ного суммирования с распределением вертикальных напряжений по глубине основания в соответствии со схемой, приведённой на рисунке 5.6:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp.i} - \sigma_{zy.i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy.i}h_i}{E_{e.i}},$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp.i}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента (допускается вычислять как полусумму соответствующих напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя), кПа;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, см, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{zy.i}$  – среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса, выбранного при отрывке котлована грунта (допускается вычислять как полусумму соответствующих напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя), кПа;

$E_{ei}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (при отсутствии опытных определений модуля деформации  $E_{ei}$  для сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать  $E_{ei}=5 E_i$ ; кПа,

$n$  – число слоёв, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При возведении сооружения в отрываемом котловане различают три значения вертикальных напряжений:

- $\sigma_{zg}$  – от собственного веса грунта до начала строительства;
- $\sigma_{zu}$  – после отрывки котлована;
- $\sigma_z$  – после возведения сооружения.

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки  $\sigma_{zp}$  и от собственного веса грунта  $\sigma_{zy}$  на глубине  $z$  от подошвы фундамента вычисляют по правилам, приведённым в п. 4.5. настоящего пособия.

Если среднее давление под подошвой фундамента  $p \leq \sigma_{zp.0}$ , осадку основания фундамента  $s$  определяют по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp.i}h_i}{E_i},$$

где  $\sigma_{zp.0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа.

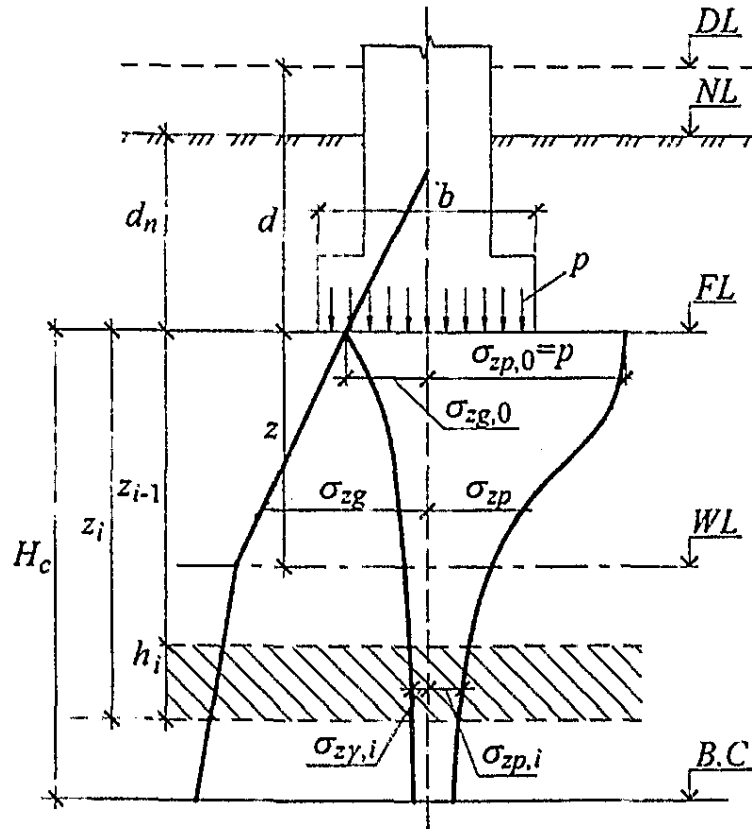


Рис. 5.6. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно деформируемом полупространстве:

$DL$  – 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;  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zg,0}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине  $z$  от подошвы фундамента и на уровне подошвы;  $\sigma_{zp}$  и  $\sigma_{zp,0}$  – дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине  $z$  от подошвы фундамента и на уровне подошвы;  $\sigma_{zy}$  – вертикальное напряжение от собственного веса, вынуженного в котловане грунта в середине  $i$ -го слоя на глубине  $z$  от подошвы фундамента;  
 $H_c$  – глубина сжимаемой толщи

### **Расчёт осадки методом линейно деформируемого слоя (метод слоя конечной толщины)**

Осадка основания  $\bar{s}$ , см с использованием расчётной схемы линейно деформируемого слоя определяется по формуле:

$$\bar{s} = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i \cdot k_{i-1}}{E_i},$$

где  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;

$b$  – ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента;

- $k_c$  и  $k_m$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 5.7 и 5.8;  
 $n$  – число слоёв, различающихся по сжимаемости в пределах расчётной толщи слоя  $H$ ;  
 $k_i$  и  $k_{i-1}$  – коэффициенты, определяемые по табл. 5.9 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля  $i$ -го слоя соответственно  $\zeta_i=2z_i/b$  и  $\zeta_{i-1}=2z_{i-1}/b$   
 $E$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта.

Таблица 5.7

**Коэффициент  $k_c$** 

Относительная толщина слоя $\xi' = 2H/b$	Коэффициент $k_c$
$0 < \xi' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \xi' \leq 1$	1,4
$1 < \xi' \leq 2$	1,3
$2 < \xi' \leq 3$	1,2
$3 < \xi' \leq 5$	1,1
$\xi' > 5$	1,0

Таблица 5.8

**Коэффициент  $k_m$** 

Значения коэффициента $k_m$ при ширине фундамента $b$ , м, равной		
$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
1	1	1
1	1,35	1,5

Таблица 5.9

**Коэффициент  $k$** 

$\xi = 2z/b$	Коэффициент $k$ для фундаментов							
	круг- лых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$						ленточных ( $\eta \geq 10$ )
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050

5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примечание. При промежуточных значениях  $\xi$  и  $\eta$ , коэффициент  $k$  определяется по интерполяции

Толщина линейно деформируемого слоя  $H$  (рис. 5.7) вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi b)k_p,$$

где  $H_0$  и  $\psi$  – принимаются соответственно равными для оснований, сложенных:

- пылевато-глинистыми грунтами 9 м и 0,15;
- песчаными грунтами – 6 м и 0,1;

$k_p$  – коэффициент, принимаемый равным:

- $k_p = 0,8$  при среднем давлении под подошвой фундамента  $p = 150$  кПа;
- $k_p = 1,2$  при  $p = 500$  кПа,
- при промежуточных значениях – по интерполяции.

Если основание сложено глинистыми и песчаными грунтами, значение  $H$ , м, вычисляют по формуле:

$$H = H_s + h_{cl}/3,$$

где  $H_s$  – толщина слоя, вычисленная в предположении, что основание сложено только песчаными грунтами:

$$H_s = (6 + 0,1b)k_p,$$

$h_{cl}$  – суммарная толщина слоёв глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины  $H_{cl}$ , вычисленному в предположении, что основание сложено только глинистыми грунтами:

$$H_{cl} = (9 + 0,15b)k_p.$$

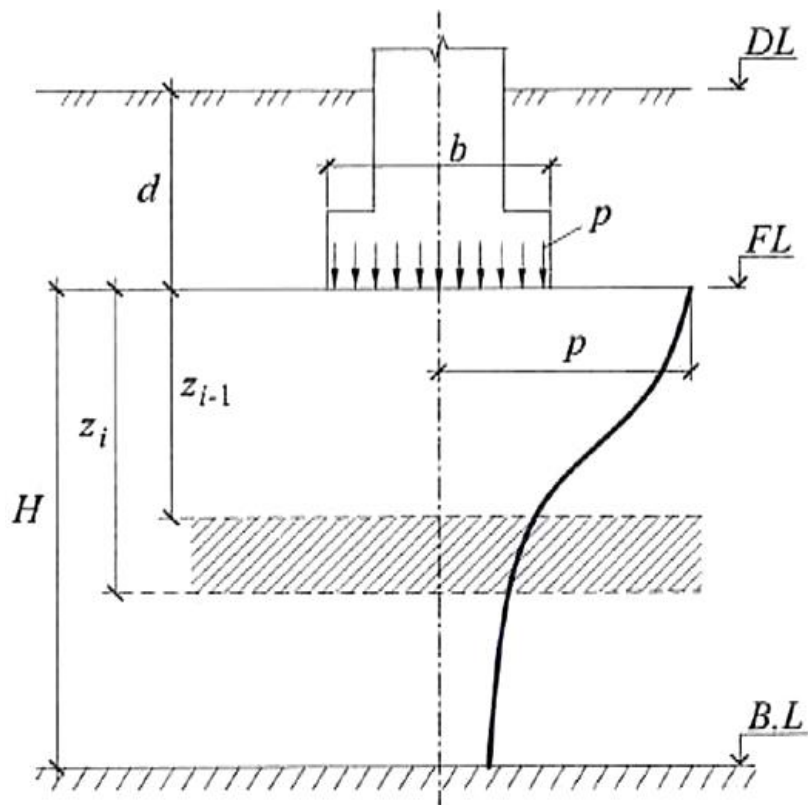


Рис. 5.7. Схема к расчёту осадок с использованием расчётной схемы основания в виде линейно деформируемого слоя:  $DL$  – отметка планировки;  $FL$  – отметка подошвы фундамента;  $B.L.$  – нижняя граница сжимаемой толщи;  $d$  – глубина заложения фундамента;  $b$  – ширина фундамента;  $p$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $H$  – глубина сжимаемой толщи

[В начало к оглавлению](#)

## 5.5. Определение крена фундамента

*Креном* называется поворот сооружения относительно вертикальной оси. Характеризуется разностью осадок крайних точек сплошных массивных конструкций или отдельных фундамента, происходит в результате несимметричного (внецентренного) нагружения.

Крен фундамента  $i$  при действии внецентренной нагрузки определяется по формуле:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} k_e \frac{N_e}{(a/2)^3},$$

где  $E$  и  $\nu$  – соответственно модуль деформации и коэффициент поперечной деформации грунта основания, принимаются равными:

- для третьей геотехнической категории по результатам трёхосных испытаний;

- для первой и второй геотехнической категории по таблице 5.11;
- в случае неоднородного основания значение  $\frac{1-\nu^2}{E}$  принимает-

ся средними в пределах сжимаемой толщи;

$k_e$  – коэффициент, принимаемый по табл. 5.10;

$N$  – вертикальная составляющая равнодействующей всех нагрузок на фундамент в уровне его подошвы, кН;

$e$  – эксцентриситет, м;

$a$  – диаметр круглого или сторона прямоугольного фундамента, м, в направлении которой действует момент; для фундамента с подошвой в форме правильного многоугольника площадью  $A$  принимается:

$$a = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Таблица 5.10

### Коэффициент $k_e$

Форма фундамента и направление действия момента	Коэффициент $k_e$ при $\eta = l/b$ , равном						
	1	1,2	1,5	2	3	5	10
Прямоугольник с моментом вдоль большой стороны	0,5	0,57	0,68	0,82	1,17	1,42	2,00
Прямоугольник с моментом вдоль меньшей стороны	0,5	0,43	0,36	0,28	0,2	0,12	0,07
Круглый	0,75						

Таблица 5.11

### Коэффициент поперечной деформации $\nu$

Грунты	Коэффициент поперечной деформации $\nu$
Крупнообломочные грунты	0,27
Пески и супеси	0,3–0,35
Суглинки	0,35–0,37
Глины при показателе текучести $I_L$	
$I_L \leq 0$	0,2–0,3
$0 < I_L \leq 0,25$	0,3–0,38
$0,25 < I_L \leq 1$	0,38–0,45
Меньшее значение $\nu$ принимают при большей плотности грунта	

[В начало к оглавлению](#)

### Контрольные вопросы

1. Какие фундаменты относятся к фундаментам мелкого заложения?
2. Какие конструктивные решения фундаментов мелкого заложения вы знаете?

3. Какую конструкцию имеют отдельно стоящие фундаменты под колонны?
4. Как конструктивно выполняются сборные ленточные фундаменты?
5. Как конструктивно выполняются фундаменты в виде сплошных железобетонных плит?
6. От чего зависит глубина заложения фундамента?
7. Как определяется нормативное значение глубины промерзания грунта?
8. Как определяется расчётное значение глубины сезонного промерзания грунта?
9. В каких случаях глубина заложения фундаментов назначается независимо от расчётной глубины промерзания грунтов?
10. Как определяется глубина заложения фундаментов при заложении соседних фундаментов на разных отметках?
11. Как определить ширину подошвы центрально нагруженного фундамента?
12. Как определить ширину подошвы внецентренно нагруженного фундамента?
13. Что такое расчётное сопротивление грунта?
14. Что такое условное расчётное сопротивление грунта и как оно определяется?
15. Как подсчитывается средняя осадка здания или сооружения?
16. Какая основная цель расчёта по деформациям?
17. Какие расчётные схемы применяют для расчёта осадок оснований?
18. Как определяются предельные значения деформации основания?
19. Какие методы рекомендуются для расчёта осадок фундаментов?
20. Как рассчитывается осадка основания методом послойного суммирования?
21. Как рассчитывается осадка основания методом эквивалентного слоя грунта?

[В начало к оглавлению](#)

## 6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

### 6.1. Конструкции свайных фундаментов

*Свайей* называют погружённый в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на грунт основания.

Отдельные сваи или группы свай, объединённые поверх распределительной плитой или балкой, образуют свайный фундамент. Распределительные плиты или балки, объединяющие головы свай, называются *ростверками*. Ростверк воспринимает, распределяет и передаёт на сваи нагрузку от расположенного выше сооружения.

Основное назначение свай - это прорезка залегающих с поверхности слабых слоёв грунта и передача действующей нагрузки на нижележащие слои грунта, обладающие более высокими механическими показателями.

Свайные фундаменты рационально применять, если:

- верхняя часть основания представлена грунтами с неудовлетворительными строительными свойствами;
- на основание передаются значительные нагрузки;
- свайный фундамент является оптимальным из всех возможных вариантов фундаментов в рассматриваемых местных условиях для проектируемого здания.

При наличии местных особых условий строительства, проектирование свайных фундаментов рекомендуется вести с использованием нормативно-справочной литературы [16–18].

При проектировании следует учитывать уровень ответственности сооружения (в соответствии с ГОСТ 27751) и геотехническую категорию объекта строительства (в соответствии с СП 22.13330) [3].

В дополнении к требованиям СП 22.13330[3] при проектировании свайных фундаментов при длине свай более 40 м, плитно-свайных фундаментов, фундаментов со сваями диаметром 1,5 м и более, свай, прорезающих хотя бы один слой скальных или полускальных грунтов должна назначаться геотехническая категория 3:

Различают свайные фундаменты с низким и высоким ростверком.

*Низкий ростверк* (рис. 6.1а, б) расположен ниже спланированной поверхности земли или на поверхности. Являясь частью свайного фундамента и взаимодействуя с грунтом основания, он способен передавать часть вертикального давления на основание по своей подошве и воспринимать горизонтальные усилия. При устройстве ростверка в зоне промерзания на него будут действовать нормальные и касательные силы морозного пучения, поэтому низкие ростверки в пучиноопасных грунтах рекомендуется располагать ниже зоны промерзания или использовать мероприятия,



направленные на снижение вредного воздействия в результате промерзания. Устройство ростверка непосредственно на поверхности грунта без заглубления (рис. 6.1б) допустимо на непучинистых грунтах. *Высокие ростверки* расположены выше поверхности грунта (рис. 6.1в). Свайный фундамент с таким ростверком применяют под внутренние стены гражданских и жилых зданий с техническим подпольем, мостовые опоры и др.

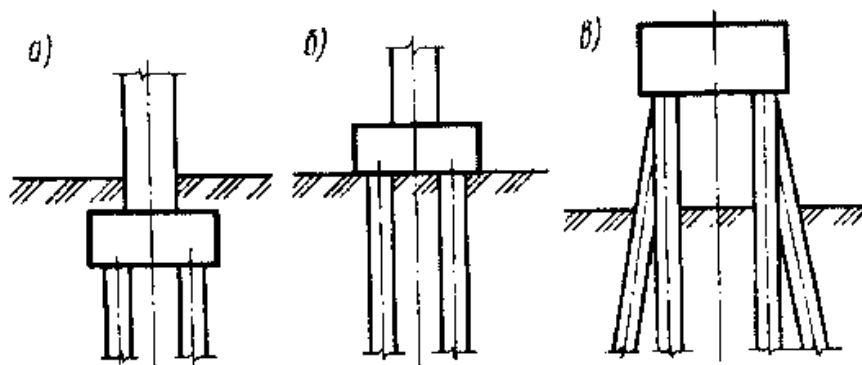


Рис. 6.1. Схемы свайных ростверков:  
а, б – низкий; в – высокий

По способу заглубления в грунт различают следующие виды свай [16]:

а) забивные и вдавливаемые железобетонные, деревянные и стальные предварительно изготовленные, погружаемые в грунт за счёт вытеснения, а также путём установки в лидерные скважины при помощи молотов, вибропогружателей, вибровавливающих, виброударных и вдавливающих устройств, а также железобетонные круглые полые сваи диаметром до 0,8 м, заглубляемые вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта и не заполняемые бетонной смесью (ГОСТ 19804);

б) сваи-оболочки железобетонные диаметром более 0,8 м, погружаемые вибропогружателями с выемкой грунта из их полости и заполняемые частично или полностью бетонной смесью, а также сваи в виде металлических труб, погружаемые с открытым нижним концом без выемки грунта;

в) набивные бетонные и железобетонные, устраиваемые в грунте путём укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения – отжатия грунта;

г) буровые железобетонные, устраиваемые в грунте путём заполнения пробуренных скважин бетонной смесью или установки в них предварительно изготовленных железобетонных элементов;

д) винтовые сваи, состоящие как минимум из одной металлической винтовой лопасти (спирали) и трубчатого металлического ствола со значительно меньшей по сравнению с лопастью площадью поперечного сечения,

погружаемые в грунт путём её завинчивания в сочетании с регулируемым вдавливанием с лидерными скважинами или без них.

Забивные сваи квадратного сечения по ГОСТ19804.1–79 и ГОСТ19804 2–79 рекомендуется [22, 23] применять для всех зданий и сооружений в любых сжимаемых грунтах (за исключением грунтов с непробиваемыми включениями) для восприятия вдавливающих, выдерживающих и горизонтальных нагрузок.

Для восприятия нагрузок до 500 кН и горизонтальных – до 15 кН допускается применять забивные сваи без поперечного армирования по ГОСТ19804.4–78 и сваи квадратного сечения с круглой полостью по ГОСТ19804.3–80.

В случае необходимости прорезки слабых грунтов толщиной более 12м можно применять составные сваи квадратного сечения по серии 1.11.1–7 или составные полые круглые сваи и сваи-оболочки по ГОСТ 19804.6–83.

Набивные и буронабивные сваи в отличие от забивных требуют меньшего расхода стали и бетонируются в скважинах без опалубки. Их целесообразно применять в сухих связных грунтах, при больших сосредоточенных вертикальных и горизонтальных нагрузках, на площадках с неровной кровлей залегания несущего слоя грунта, а также при производстве работ вблизи существующих зданий и сооружений. Наиболее экономичными среди набивных и буронабивных свай являются сваи, при устройстве которых происходит уплотнение грунта. Применение буронабивных свай, по сравнению с забивными, в водонасыщенных грунтах в большинстве случаев является экономически нецелесообразным

По условиям взаимодействия с грунтом сваи разделяют на свай-стойки и висячие (рис. 6.2).

*Свай-стойки* – это сваи всех видов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные сваи, кроме того, на малосжимаемые грунты.

К малосжимаемым относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней плотности и плотным, а также глины твёрдой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации  $E \geq 50$  МПа. Силы сопротивления грунтов на боковой поверхности свай-стоек в расчётах их несущей способности по грунту основания на сжимающую нагрузку не учитываются.

*К висячим сваям* относят сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания боковой поверхностью и нижним концом.

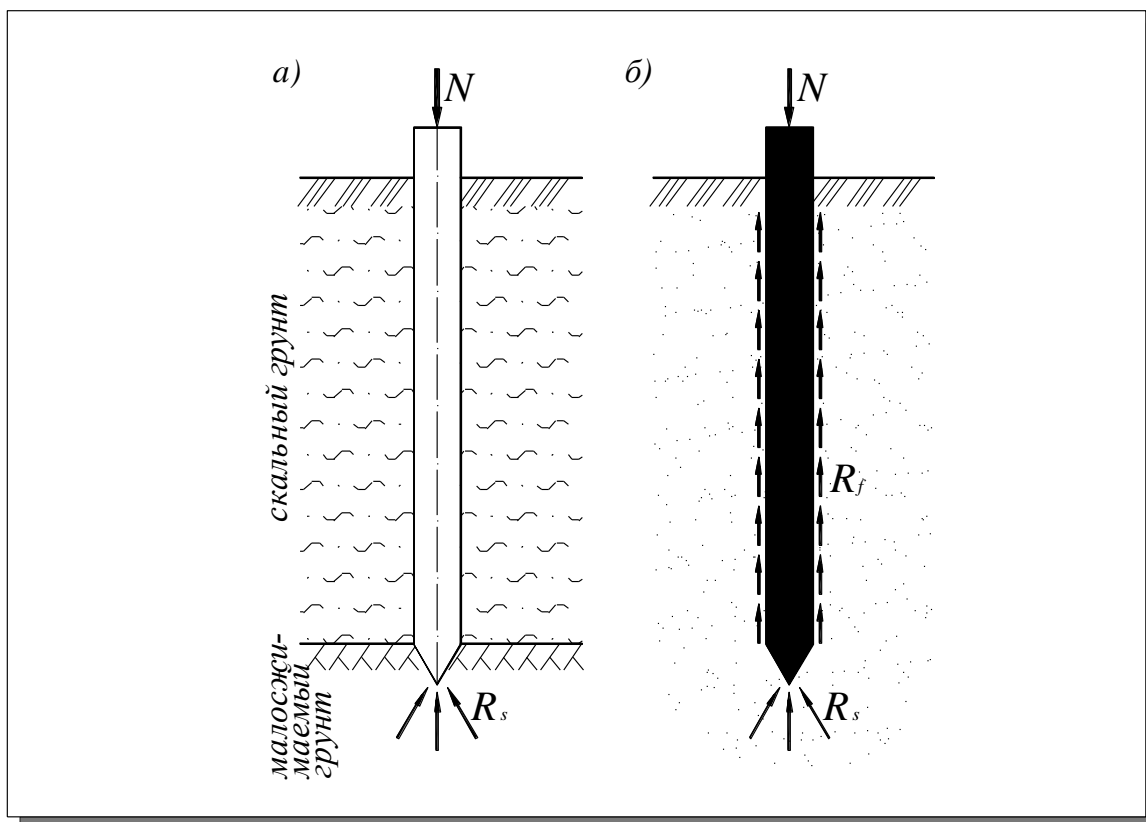


Рис. 6.2. Схемы передачи нагрузки сваями на грунты основания:  
а – сваи-стойки; б – висячие сваи

Забивные и вдавливаемые железобетонные сваи размером поперечного сечения 0,8 м включительно и железобетонные сваи-оболочки разделяют:

а) по способу армирования – на сваи и сваи-оболочки с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и на предварительно напряжённые со стержневой или проволоочной продольной арматурой (из высокопрочной проволоки и арматурных канатов) с поперечным армированием и без него;

б) по форме поперечного сечения – на сваи квадратные, прямоугольные, таврового и двутаврового сечений, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения;

в) по форме продольного сечения – на призматические, цилиндрические, с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапециевидальные);

г) по конструктивным особенностям – на сваи цельные и составные (из отдельных секций);

д) по конструкции нижнего конца – на сваи с заострённым или плоским нижним концом, или объёмным уширением (булавоподобные) и на полые сваи с закрытым или открытым нижним концом или с камуфлетной пяткой.

Свайные фундаменты могут быть запроектированы в зависимости от действующих нагрузок в виде:

- а) одиночных свай – под отдельно стоящие опоры;
- б) свайных лент – под стены зданий и сооружений при передаче на фундамент распределённых по длине нагрузок с расположением свай в один, два и более рядов (рис. 6.3б);
- в) свайных кустов – под колонны с расположением свай в плане на участке квадратной, прямоугольной, трапециевидальной и других форм (рис. 6.3а);
- г) сплошного свайного поля – под тяжёлые сооружения со сваями, расположенными под всем сооружением и объединёнными сплошным ростверком, подошва которого размещена на грунте (бетонной подготовке) (рис. 6.3в);
- д) свайно-плитного фундамента.

В зависимости от конструкции здания применяют ленточные ростверки, ростверки стаканного типа и плитные ростверки.

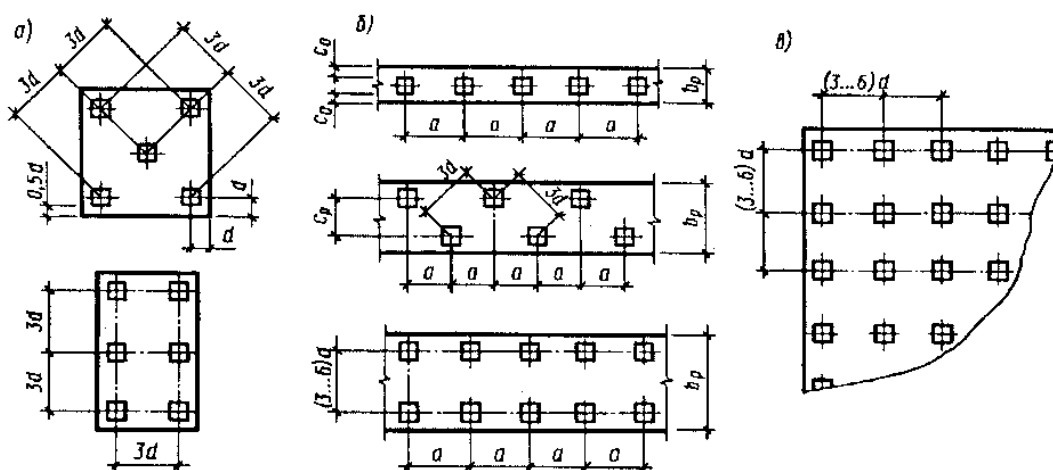


Рис. 6.3. Виды свайных фундаментов:

а – свайный куст; б – ленточный; в – сплошное свайное поле

### *Назначение параметров свай*

Длина забивных свай  $L$  исчисляется расстоянием от головы свай (верхнего конца) до нижнего конца сваи, где призматическая часть переходит в пирамидальную, т.е. заострённая часть сваи в её длину не входит.

Для буронабивных свай их длина исчисляется расстоянием от подошвы ростверка до пяты сваи.

Нижний конец свай заглубляется в прочные грунты, прорезая более слабые напластования, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание под их концы, должно быть:

– в крупнообломочные, гравелистые, крупные и средней крупности песчаные, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести  $J_L \leq 0,1$  - не менее 0,5 м,

– в прочие нескальные грунты – не менее 1,0 м.

Для винтовых свай глубина заложения лопасти от уровня планировки должна быть не менее пяти диаметров лопасти при глинистых грунтах и не менее шести диаметров лопасти – при песках.

Опираание нижних концов свай на рыхлые пески и глинистые грунты текучей консистенции не допускается.

Размеры поперечного сечения сваи должны обеспечивать необходимую несущую способность сваи по грунту и удовлетворять расчётам по прочности материала ствола сваи на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил, а также моментов.

### ***Назначение параметров ростверков***

Отметки подошвы ростверка назначают исходя из тех же условий, что и для фундаментов на естественном основании.

Ленточные ростверки применяют, как правило, для зданий с несущими стенами. Ширина ростверка зависит от числа свай в поперечном сечении и от ширины несущей стены.

Высоту ростверка определяют расчётом в соответствии со СП 63.13330. Ростверк рассчитывают как железобетонную многопролётную балку. Армирование ростверка производится пространственными арматурными каркасами, как правило, из арматуры класса А400. Для ростверка применяют, как правило, бетон класса по прочности более В15. Ростверк укладывают по бетонной подготовке класса В7,5.

Ростверки стаканного типа, состоящие из плитной части и подколенника – стаканной части, применяют в зданиях со сборным железобетонным каркасом. Размеры ростверка в плане должны приниматься кратными 30 см, а по высоте – 15 см. Конструктивную высоту ростверка назначают на 40 см больше глубины стакана. Ростверк рассчитывают на изгиб (плитная часть, стаканная часть) и на продавливание (продавливание колонны и угловой сваи) в соответствии с требованиями СП 63.13330.

Для тяжёлых зданий и сооружений применяют, как правило, большемерные плитные ростверки. При этом высоту плитного ростверка определяют из расчёта возможности восприятия им поперечных сил (по расчёту на продавливание).

Сопряжение свайного ростверка со сваями допускается предусматривать как свободно опирающимся, так и жёстким.

Свободное опираание ростверка на сваи должно учитываться в расчётах условно как шарнирное сопряжение и при монолитных ростверках должно выполняться путём заделки головы сваи в ростверк на глубину 5–10 см.

Жёсткое сопряжение свайного ростверка со сваями следует предусматривать в случае, когда:

а) стволы свай располагаются в слабых грунтах (рыхлых песках, глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах и т.п.);

б) в месте сопряжения сжимающая нагрузка, передаваемая на сваю, приложена к ней с эксцентриситетом, выходящим за пределы ее ядра сечения;

в) на сваю действуют горизонтальные нагрузки, значения перемещений от которых при свободном опирании оказываются более предельных для проектируемого здания или сооружения;

г) в фундаменте имеются наклонные или вертикальные составные сваи;

д) сваи работают на выдергивающие нагрузки.

[В начало к оглавлению](#)

## 6.2. Расчёт свай

Расчёт свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен по предельным состояниям:

а) первой группы:

– по прочности материала свай и свайных ростверков;

– по несущей способности грунта основания свай;

– по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.) или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта и т.п.

б) второй группы:

– по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;

– по перемещениям свай (горизонтальным, углам поворота головы свай) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов;

– по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия:

$$N\gamma_n \leq \frac{F_d}{\gamma_{c.g}},$$

где  $N$  – расчётная нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчётных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании);

- $\gamma_n$  – коэффициент надёжности по ответственности сооружения;
- $F_d$  – расчётная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи;
- $\gamma_{c.g}$  – коэффициент надёжности по грунту, принимается равным:
- 1,2 – если несущая способность свай определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;
  - 1,25 – если несущая способность сваи определена расчётом по результатам статического зондирования грунта, по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учётом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваем или сваем-зондом;
  - 1,4 – если несущая способность сваи определена расчётом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учёта упругих деформаций грунта;
  - 1,5 – если несущая способность сваи определена расчётом с использованием компьютерных программ на основании численного моделирования.

Расчётную нагрузку на сваю  $N$ , определяют, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчётную нагрузку на сваю допускается определять по формуле:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2},$$

где  $N_d$  – расчётная сжимающая сила, кН, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы;

$M_x, M_y$  – расчётные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных центральных осей  $x$  и  $y$  плана свай в плоскости подошвы ростверка;

$n$  – число свай в фундаменте;

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

$x, y$  – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляется расчётная нагрузка, м.

Расчёт свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить исходя из условия:

$$s \leq s_u,$$

где  $s$  – совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения;

$s_u$  – предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое по указаниям СП 24.13330.2011 [16].

[В начало к оглавлению](#)

### 6.3. Определение несущей способности свай расчётными методами

**Несущей способностью свай  $F_d$**  называется расчётная несущая способность грунта основания одиночной сваи. Это то максимальное усилие, которое может воспринять свая без разрушения грунта, контактирующего с её поверхностью.

Для определения несущей способности свай применяют несколько методов: статические испытания натуральных свай, статические испытания эталонных свай, статическое зондирование, динамические испытания, расчётный метод по характеристикам грунтов основания.

**Свай-стойки.** К сваям-стойкам относятся сваи, прорезающие толщу слабых грунтов и опирающиеся на практически несжимаемые или малосжимаемые грунты (крупнообломочные грунты с песчаным наполнителем, глины твёрдой консистенции). Такие сваи практически всю нагрузку передают через нижний конец, т.к. при их малых вертикальных перемещениях не возникают условия для возникновения сил трения на её боковой поверхности.

Свая-стойка работает как сжатый стержень в упругой среде. Поскольку потеря несущей способности сваей-стойкой может произойти либо в результате разрушения грунта под её нижним концом, либо в результате разрушения самой сваи, её расчёт на вертикальную нагрузку проводится по двум условиям: по условию прочности материала ствола сваи и по условию прочности грунта под нижним концом сваи. За несущую способность сваи в проекте принимается меньшая величина.

По прочности материала сваи рассчитываются как центрально сжатые стержни, жёстко заземлённые в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии  $l_1$ , определяемом по формуле:

$$l_1 = l_0 + 2/\alpha_\varepsilon,$$

где  $l_0$  – длина участка сваи от подошвы ростверка до уровня планировки грунта, м;

$\alpha_\varepsilon$  – коэффициент деформации, 1/м, определяемый по приложению В СП 24.13330.2011 [16].

Несущую способность  $F_d$  кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой свай, опирающихся на скальный грунт, а также забивной сваи, опирающейся на малосжимаемый грунт определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c RA,$$

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

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $\text{м}^2$ , принимаемая для свай сплошного сечения равной площади поперечного сечения, а для свай полых круглого сечения и свай-оболочек – равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трёх её диаметров.

$R$  – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа, для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и слабodeформируемые грунты принимается 20 000 кПа.



Для железобетонных свай формула расчёта несущей способности по материалу выглядит следующим образом:

$$F_{dm} = \varphi [\gamma_c \cdot \gamma_m \cdot R_b \cdot A + \gamma_a \cdot R_s \cdot A_s],$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, обычно  $\varphi=1$ ;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы,

для свай сечением менее  $0,3 \times 0,3$  м  $\gamma_c=0,85$ ;

для свай большего сечения  $\gamma_c=1$ ;

$\gamma_m$  – коэффициент условий работы бетона ( $0,7-1$  – в зависимости от вида свай);

$R_b$  – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию, зависит от класса бетона (кПа);

$A$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;

$\gamma_a$  – коэффициент условий работы арматуры,  $\gamma_a=1$ ;

$R_s$  – расчётное сопротивление сжатию арматуры, кПа;

$A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры, м<sup>2</sup>.

**Висячие сваи.** К висячим сваям относятся сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты. Под действием продольной силы свая получает перемещение (даёт осадку), достаточное для возникновения сил трения между боковой поверхностью сваи и грунтом. В результате нагрузка на основание передаётся как боковой поверхностью, так и нижним концом сваи.

Несущую способность  $F_{db}$ , кН, висячей забивной сваи и вдавливаемой сваи и железобетонной сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку определяют как сумму расчётных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на её боковой поверхности по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{R.R} R A + u \sum \gamma_{R.f} f_i h_i),$$

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

$R$  – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 6.1;

$A$  – площадь опирания на грунт сваи, м<sup>2</sup>, принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто;

$u$  – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_i$  – расчётное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 6.2;

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

$\gamma_{R.R}, \gamma_{R.f}$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчётные сопротивления грунта и принимаемые по табл. 6.3.

Таблица 6.1

**Расчётные сопротивления под нижним концом забивных  
и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта**

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчётные сопротивления под нижним концом забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, $R$ , кПа						
	песков средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	глинистых грунтов при показателе текучести равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7 500	<u>6 600</u> 4 000	3 000	<u>3 100</u> 2 000	<u>2 000</u> 1 200	1 100	600
4	8 300	<u>6 800</u> 5 100	3 800	<u>3 200</u> 2 500	<u>2 100</u> 1 600	1 250	700
5	8 800	<u>7 000</u> 6 200	4 000	<u>3 400</u> 2 800	<u>2 200</u> 2 000	1 300	800
7	9 700	<u>7 300</u> 6 900	4 300	<u>3 700</u> 3 300	<u>2 400</u> 2 200	1 400	850
10	10 500	<u>7 700</u> 7 300	5 000	<u>4 000</u> 3 500	<u>2 600</u> 2 400	1 500	900
15	11 700	<u>8 200</u> 7 500	5 600	<u>4 400</u> 4 000	2 900	1 650	1 000
20	12 600	8 500	6 200	<u>4 800</u> 4 500	3 200	1 800	1 100
25	13 400	9 000	6 800	5 200	3 500	1 950	1 200
30	14 200	9 500	7 400	5 600	3 800	2 100	1 300
35	15 000	10 000	8 000	6 000	4 100	2 250	1 400
40	15 800	10 500	8 600	6 400	4 400	2 400	1 500

## Примечания.

1. Над чертой даны значения  $R$  для песков, под чертой - для глинистых грунтов.
2. Глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м - от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.
3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести  $I_L$  глинистых грунтов значения  $R$  и  $f_i$  определяются интерполяцией.
4. Для плотных песков, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения  $R$  для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100 % - для песков крупных и средней крупности и на 130 % - для песков мелких и пылеватых. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения  $R$  следует увеличить на 60 % - для песков крупных и средней крупности и на 75% - для песков мелких и пылеватых, но не более чем до 20 000 кПа.
5. Значения расчётных сопротивлений  $R$  допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразрываемый и несрезаемый грунт составляет не менее, м:  
4,0 - для мостов и гидротехнических сооружений;  
3,0 - для зданий и прочих сооружений.

6. Значения расчётного сопротивления  $R$  под нижним концом забивных свай сечением  $0,15 \times 0,15$  м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20 %.

7. Для супесей при числе пластичности  $I_p \leq 4$  и коэффициенте пористости  $e < 0,8$  расчётные сопротивления  $R$  и  $f_i$  следует определять как для пылеватых песков средней плотности

Таблица 6.2

**Расчётные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек**

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчётные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек $f_i$ , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7
40	107	74	53	36	23	14	9	8	7

Примечания:

1. При определении расчётного сопротивления грунта на боковой поверхности свай следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 2, 3 и 8 к таблице 6.1.
2. При определении расчётных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай  $f_i$  пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.
3. Значения расчётного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай  $f_i$  следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведёнными в таблице.
4. Расчётные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом пористости  $e < 0,6$  следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведёнными в таблице при любых значениях показателя текучести

Таблица 6.3

**Коэффициенты условий работы грунта при расчёте  
несущей способности свай**

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчёте несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{R,R}$	на боковой поверхности $\gamma_{R,f}$
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при её диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) пески средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$ :		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения:		

а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
7. Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пески пылеватые	1,1	0,8
в) в -глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L > 0,5$	1,0	1,0

[В начало к оглавлению](#)

#### 6.4. Определение несущей способности свай по результатам полевых испытаний

Несущая способность свай в полевых условиях определяется следующими методами:

- статическими испытаниями свай по ГОСТ 5686–2012 [19];
- динамическими испытаниями свай по ГОСТ 5686–2012 [19];
- испытаниями грунтов эталонной сваей по ГОСТ 5686–2012 [19];
- испытаниями грунтов статическим зондированием ГОСТ 19912–2012 [20].

Количество испытаний свай определяется проектом в зависимости от сложности грунтовых условий, величины нагрузок, передаваемых на основание и числа типоразмеров свай. Для определения несущей способности свай по результатам полевых испытаний для каждого объекта строительства сооружений класса КС-3 и КС-2 рекомендуется проводить:

- статические испытания свай и свай-штампов – до 1 % от общего числа свай на объекте, но не менее трёх для сооружений класса КС-2 и четырёх – для сооружений класса КС-3;
- динамические испытания свай – до 2 % от общего числа свай на объекте, но не менее шести для сооружений класса КС-2 и девяти – для сооружений класса КС-3;
- испытания грунтов статическим зондированием – не менее шести точек для сооружений класса КС-2 и девяти – для сооружений класса КС-3.

Несущая способность  $F_d$  свай по результатам статических и динамических испытаний определяется по формуле:

$$F_d = \frac{\gamma_c}{\gamma_{c.g}} F_{u.n},$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы свай:

- в случае вдавливающих или горизонтальных нагрузок  $\gamma_c = 1$ ;

- в случае выдергивающих нагрузок для свай, погружаемых в грунт на глубину менее 4 м,  $\gamma_c = 0,6$ , на глубину 4 м и более  $\gamma_c = 0,8$ , (кроме опор воздушных линий электропередачи);

$\gamma_{c.g}$  – коэффициент надёжности по нагрузке;

$F_u$  – нормативное значение предельного сопротивления сваи (частное значение предельного сопротивления), кН,

### ***Метод испытания свай статической нагрузкой***

Данный метод используется либо с целью установления предельного сопротивления сваи, необходимого для последующего расчёта фундамента, либо с целью проверки на месте несущей способности сваи. Метод испытания свай статической нагрузкой позволяет наиболее точно установить предельное сопротивление сваи с учётом всех геологических и гидрогеологических условий строительной площадки.

Статический метод испытания сваи заключается в том, что к забитой на заданную глубину свае ступенями прикладывается нагрузка до стабилизации осадки при данной ступени нагрузки, после чего прикладывается следующая ступень нагрузки. Осадка считается условно стабилизировавшейся, если её приращение не превышает 0,1 мм за 1 час наблюдения для песчаных грунтов и за 2 часа для глинистых. Ступени составляют обычно 1/10-1/15 ожидаемой величины предельной нагрузки.

Результаты испытания грунтов оформляют в виде графиков зависимости деформации сваи от нагрузки (рис. 6.4) и измерения деформации во времени по ступеням нагружения (рис. 6.5).

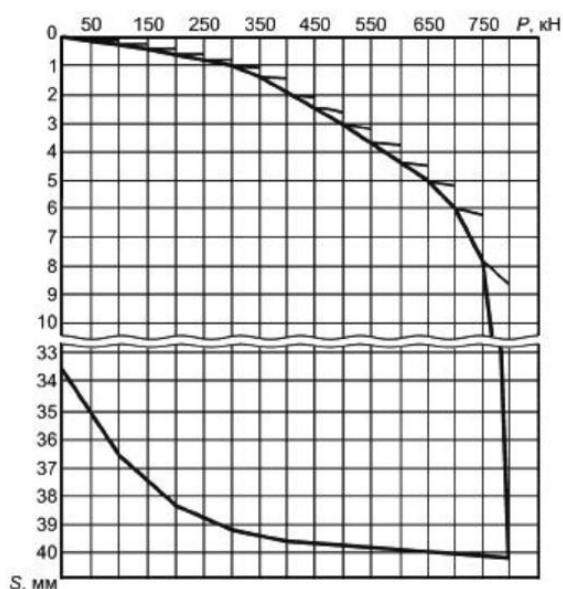


Рис. 6.4. График зависимости осадки сваи  $s$  от нагрузки  $P$

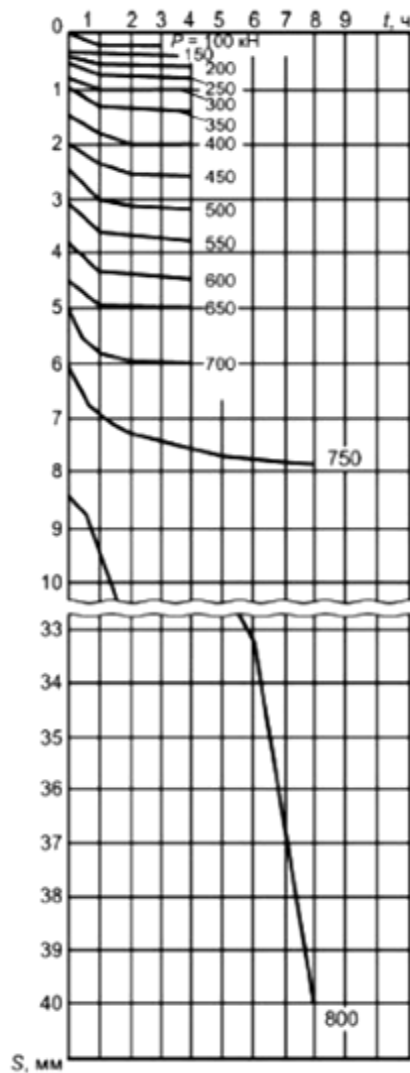


Рис. 6.5. График изменения осадки сваи  $s$  от времени  $t$  по ступеням загрузки

При статическом испытании свай на вдавливание величина частного значения предельного сопротивления сваи  $F_u$  принимается:

– если нагрузка доведена до нагрузки, вызывающей непрерывное возрастание их осадки без увеличения нагрузки (при  $s \leq 20$  мм), то за  $F_u$  принимают нагрузку, зарегистрированную при предыдущей ступени загрузки.

– во всех остальных случаях для фундаментов зданий и сооружений, (кроме мостов и гидротехнических сооружений), за  $F_u$  принимают нагрузку, под воздействием которой испытываемая свая получит осадку, равную  $s$ :

$$s = \zeta \cdot s_{u,mt},$$

где  $s_{u,mt}$  – предельное значение средней осадки фундамента, устанавливаемое по приложению Г СП 22.13330 [3];

$\zeta$  – коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания или сооружения к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с условной стабилизацией (затуханием) осадки и принимается равным 0,2, если испытание свай производят при условной стабилизации; 0,1 мм за 1 ч, если под их нижними концами залегают песчаные или глинистые грунты с консистенцией от твёрдой до тугопластичной, а также за 2 ч, если под их нижними концами залегают глинистые грунты от мягкопластичной до текучей консистенции.

### ***Метод испытания свай динамической нагрузкой***

Динамический метод заключается в определении несущей способности сваи по величине её отказа при погружении зонда в грунт под действием ударной нагрузки (ударное зондирование) или ударно-вибрационной нагрузки (ударно-вибрационное зондирование) с измерением показателей сопротивления грунта внедрению зонда.

За отказ сваи принимают среднюю глубину погружения от одного удара молотом или глубину погружения от работы вибропогружателя за 1 мин.

При испытании свай динамической нагрузкой определяют:

– при забивке сваи – число ударов молота на каждый метр погружения и общего числа ударов, а на последнем метре – на каждые 10 см погружения;

– при вибропогружении сваи – время на каждый метр погружения, а на последнем метре – время на каждые 10 см погружения;

– отказ сваи при её добивке после «отдыха», т.е. после перерыва между окончанием забивки и началом добивки.

Продолжительность «отдыха» устанавливается в зависимости от состава, свойств и состояния прорезаемых грунтов и грунтов под нижним концом сваи, но не менее:

– трёх суток – при песчаных грунтах, кроме водонасыщенных мелких и пылеватых;

– шести суток – при глинистых и разнородных грунтах;

– десяти суток – при прорезании водонасыщенных мелких и пылеватых песков;

– двадцати суток – при прорезании глинистых грунтов мягко- и текучепластичной консистенции.

При прорезании песчаных (а также просадочных) грунтов в случае наличия под острием сваи крупнообломочных, плотных песчаных или глинистых грунтов твёрдой консистенции продолжительность «отдыха» допускается сократить до одних суток.



Добивку сваи проводят последовательно залогами из трёх и пяти ударов. Высота падения ударной части молота при добивке должна быть одинаковой для всех ударов. За расчётный принимают наибольший средний отказ.

Результаты испытаний оформляют в виде графиков изменения отказов по глубине и зависимости общего числа ударов от глубины забивки сваи.

Частное значение предельного сопротивления сваи  $F_u$  длиной не более 20 м при динамических испытаниях при остаточных отказах более 2 см рассчитывают по формуле:

$$F_u = \left[ \frac{\eta AM}{2} \right] \left( \sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \frac{m_1 + s^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right),$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от материала сваи, кН/м<sup>2</sup>;

$A$  – площадь сваи, м<sup>2</sup>;

$M$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида погружения сваи и вида грунта (при забивке свай молотами ударного действия равен единице);

$E_d$  – расчётная энергия удара молота, кДж;

$s_a$  – фактический остаточный отказ, равный значению погружения сваи от одного удара молота, а при применении вибропогружателей – от их работы в течение 1 мин, м;

$m_1, m_2, m_3$  – соответственно масса молота или вибропогружателя, масса сваи и наголовника, масса подбабка т;

$s$  – коэффициент восстановления удара.

### ***Метод испытания испытаниями грунтов эталонной сваей***

Эталонная свая и свая-зонд состоят из отдельных звеньев цельнотянутых металлических труб длиной не менее 1 м. Общая длина эталонной сваи – до 12 м, свая-зонда – до 16 м. На звенья эталонной сваи и свая-зонда наносят деления через 10 см для отсчёта глубины погружения сваи.

При испытании грунтов эталонной сваей или сваей-зондом отсчёты на каждой ступени нагружения снимают в такой последовательности: первый отсчёт – сразу после приложения нагрузки, затем два отсчёта – с интервалом 15 мин и далее – с интервалом 30 мин до условной стабилизации деформации.

Испытания проводят до достижения общей осадки эталонной сваи не менее 20 мм или до нагрузки, предусмотренной программой испытаний.

Результаты испытаний грунтов оформляют в виде графиков зависимости осадки эталонной сваи от нагрузки и изменения нагрузки во времени по ступеням осадки.

### **Метод испытания грунтов статическим зондированием**

Испытание грунта методом статического зондирования проводят с помощью специальной установки, обеспечивающей вдавливание зонда в грунт для определения удельного сопротивления грунта под наконечником (конусом) зонда и общего сопротивления грунта на боковой поверхности (для механического зонда).

По данным измерений составляют таблицы и строят графики изменения удельного сопротивления грунта под наконечником зонда и общего сопротивления грунта на боковой поверхности по глубине зондирования.

По данным зондирования можно судить о несущей способности свай, а также с использованием эмпирических формул определять модуль общей деформации грунта  $E_0$ .

[В начало к оглавлению](#)

## **6.5. Конструирование свайных фундаментов**

Количество свай в кусте и расстояние между сваями в ленточном свайном фундаменте устанавливают, предполагая, что в группе свай каждая обладает такой же несущей способностью, что и одиночная.

Расчётная нагрузка  $P$ , допускаемая на сваю, рассчитывается по формуле:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_{c.g}},$$

где  $\gamma_{c.g}$  – коэффициент надёжности по грунту назначается в зависимости от способа определения несущей способности свай.

Необходимое количество свай в ростверке:

$$n = \frac{N_{0I} + G_r}{P},$$

где  $N_{0I}$  – максимальная для всех сочетаний сумма расчётных вертикальных нагрузок в обресе ростверка для первой группы предельных состояний, кН;

$G_r$  – расчётный вес ростверка, предварительно может быть принят равным  $0,1N_{0I}$ .

Для ленточного ростверка шаг свай:

$$l = \frac{kP}{N_{0I} + G_r},$$

где  $k$  – количество рядов свай в ленте.

Полученное число свай округляют до целого значения. Сваи в кусте под ростверками размещают, как правило, симметрично рядами или в шахматном порядке (рис. 6.6). Расстояние между осями свай (шаг свай) назначают от  $3d$  до  $6d$ , где  $d$  – сторона сечения свай.

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай-оболочек, а также между скважинами свай-столбов (кроме случаев применения буросекущихся и бурокасательных свай, для которых расстояние между сваями не регламентируется) должно быть не менее 1,0 м, а расстояние между буроинъекционными сваями в осях – не менее трёх их диаметров; расстояние в свету между уширениями при устройстве их в твёрдых и полутвёрдых глинистых грунтах – 0,5 м, в других дисперсных грунтах – 1,0 м.

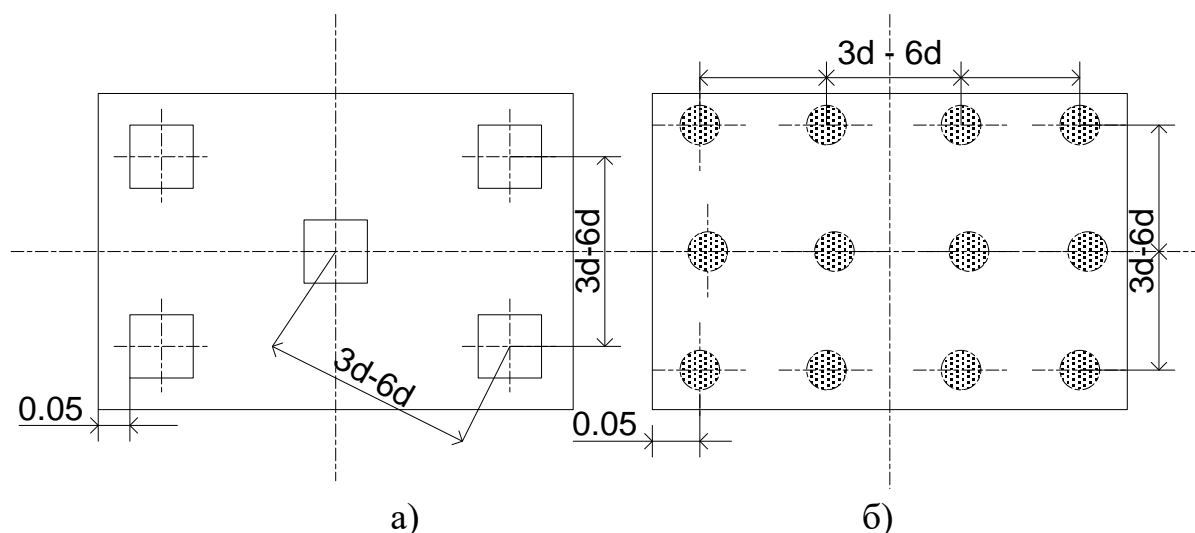


Рис. 6.6. Раскладка свай:  
а – в шахматном порядке; б – рядами

Расстояние от края сваи до края ростверка должно быть не менее 0,05 м.

Размеры подошвы ростверка принимаются на 10–20 см больше размеров куста свай по наружному контуру и должны быть кратными 30 см

Количество свай в кусте считается подобранным верно, если фактическая вертикальная нагрузка на крайние сваи близка к расчётной нагрузке  $P$ , допускаемой на сваю.

Недогруз свай (недоиспользование несущей способности) не должен превышать 15 %, перегрузка свай от постоянных и длительных нагрузок должна быть меньше 5 %, а при учёте кратковременных нагрузок 20 %.

После расстановки свай под ростверком и определения нагрузки на сваи производят расчёт по прочности их материала.

Если все проверки нагрузок на сваи выполняются, то конструируют ростверк по высоте, исходя из расчёта на продавливание.

Ленточные свайные ростверки в продольном направлении рассматриваются как неразрезные многопролётные балки, опёртые на сваи. После того, как определены нагрузки на ростверк, по общим правилам строи-

тельной механики определяют изгибающий момент и перерезывающие силы в сечении ростверка.

По усилиям, полученным в результате статического расчёта, проверяют прочность и подбирают продольную рабочую арматуру. Если ленточный ростверк опирается на два ряда свай, кроме его расчёта в продольном направлении требуется и расчёт в поперечном, при котором ростверк рассматривается как свободноопёртая балка.

При проектировании железобетонных ростверков под колонны выполняют расчёты на продавливание колонны, на продавливание угловой сваей, на поперечную силу в наклонных сечениях, на изгиб и местное сжатие под торцом сборной колонны, на прочность стаканной части, на раскрытие трещин.

В расчётных схемах к подошве свайного ростверка прикладывается сосредоточенные силы от свай.

Окончательным расчётом свайного фундамента является расчёт основания по деформациям.

[В начало к оглавлению](#)

## 6.6. Расчёт свайных фундаментов по деформациям

Расчёт осадок свайных фундаментов выполняется с использованием расчётных схем модели линейно-деформируемой среды.

Осадка одиночной висячей сваи рассчитывается по формуле:

$$s = \beta \cdot N / G_1 \cdot l,$$

где  $N$  – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, кН,

$G_1$  – модуль сдвига прорезаемой толщи грунта, МПа.

$l$  – длина сваи, м.

$\beta$  – коэффициент относительной жёсткости сваи.

Характеристики  $G$  и  $\nu$  принимаются осреднёнными для всех слоёв в пределах глубины нагружения сваи.

Расчёт осадок одиночной сваи или сваи-стойки выполняется по формуле:

$$s = \frac{1 - \nu_2}{G_2 d_2} + \frac{Nl}{EA},$$

где  $G_2$ ,  $\nu_2$  – соответственно модуль сдвига и коэффициент Пуассона грунта под острием сваи, МПа;

$EA$  – жёсткость ствола сваи на сжатие, кН;

$d_b$  – диаметр уширения сваи.

Осадка основания фундамента из куста висячих свай ( $n \leq 25$ ) выполняется как для условного фундамента с примененном схемы основания

в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$  (по методу послойного суммирования) с учётом взаимного влияния свай в кусте.

Размеры условного фундамента ограничиваются снизу – плоскостью, проходящей через нижние концы свай; с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от осей крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $0,5$  шага свай (рис. 6.7а), но не более  $1,5d$  ( $d$  – диаметр или сторона поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай (рис. 6.7б), сверху – поверхностью планировки грунта.

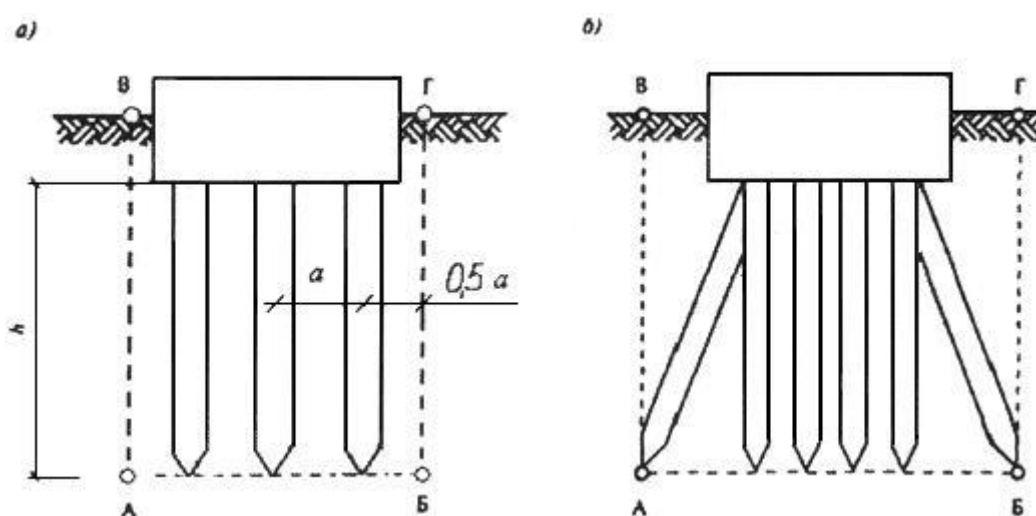


Рис. 6.7. Определение границ условного фундамента при расчёте осадки свайных фундаментов

Осадка свайного поля может быть определена с использованием модели условного фундамента на естественном основании.

Расчёт осадки условного фундамента производят методом послойного суммирования деформаций линейно-деформируемого основания с условным ограничением сжимаемой толщи по СП 22.13330 [3].

При этом также требуется чтобы среднее давление ( $P_{II}$ ) по подошве условного фундамента площадью  $A$  не превышало расчётное сопротивление грунта основания на данной глубине, т.е.

$$P_{II} = \frac{N_{II}}{A} \leq R.$$

Осадка определяется, как и при расчёте фундаментов мелкого заложения, но с заменой фактической ширины и глубины заложения фундамента на условные.

Расчёт крена свайного фундамента допускается производить как для условного фундамента на естественном основании, заложённого на отметке нижних концов свай.

[В начало к оглавлению](#)

## Контрольные вопросы

1. Когда применяются свайные фундаменты?
2. Что такое свая?
3. Что называется ростверком?
4. Что такое низкий ростверк?
5. Как устраиваются свайные фундаменты?
6. Как различают сваи по характеру работы в грунте?
7. Как классифицируются забивные сваи?
8. Что такое свайный куст?
9. Как определяется длина свай?
10. На какую глубину заглубляются в несущий грунт сваи стойки?
11. Как устраивается сопряжение сваи и ростверка?
12. По каким предельным состояниям выполняется расчёт свайных фундаментов?
13. Как рассчитать одиночную сваю?
14. Как рассчитывается несущая способность сваи-стойки?
15. Как выполняется расчёт сваи-стойки по материалу?
16. Как рассчитывается несущая способность висячей сваи?
17. Как рассчитывается несущая способность сваи по результатам полевых испытаний?
18. Как выполняются испытания свай статической нагрузкой?
19. Как выполняются испытания свай динамической нагрузкой?
20. Что такое «отдых» сваи?
21. Какая продолжительность «отдыха» сваи для различных грунтов?
22. Что такое отказ сваи?
23. Какие расстояния рекомендуются между сваями в свайном фундаменте?
24. Как назначается размер ростверка?
25. Как выполняется расчёт свайных фундаментов по деформациям?
26. Как определяются размеры условного фундамента?

[В начало к оглавлению](#)

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проектирование оснований и фундаментов – это сложный и ответственный процесс ввиду многообразия скрытых факторов, влияющих на них, а также потому, что надёжность оснований и фундаментов во многом определяет состояние наземных конструкций.

Подбор и расчёт оснований и фундаментов включает несколько этапов работ: подготовительный, в котором изучается имеющаяся проектно-изыскательская документация, собственно расчёт и вариантное проектирование фундаментов, проверка принятых решений, окончательный выбор варианта фундамента.

В результате изучения дисциплины «Основания и фундаменты» должны быть сформированы профессиональные компетенции необходимые в дальнейшей профессиональной деятельности, согласно обобщённым трудовым функциям изложенным в профессиональных стандартах.

Проектирование оснований и фундаментов выполняется на основании нормативных документов в которых изложены основные методы, формулы и числовые данные необходимые для выполнения расчётов, однако для уверенного применения нормативной документации необходимо понимание принципов проектирования и применения расчётных формул. В данном пособии приведены основные сведения необходимые для понимания физической сущности расчётов и грамотного проектирования оснований и конструкций фундаментов.

Данное пособие охватывает базовые принципы проектирования и расчёта оснований и фундаментов в обычных горно-геологических условиях. При изучении дисциплины обучающиеся получают основные знания необходимые для выполнения курсового проекта и разделов выпускной квалификационной работы.

[В начало к оглавлению](#)

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 27751–2014. Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения. [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200115736> (дата обращения: 25.10.2017).
2. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11–02–96. [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200096789> (дата обращения: 25.10.2017).
3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83\* [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/456054206> (дата обращения: 25.10.2017).
4. ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200095052> (дата обращения: 25.10.2017).

5. ГОСТ 5180–2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200126371> (дата обращения: 25.10.2017).
6. ГОСТ 12536–2014. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200116022> (дата обращения: 25.10.2017).
7. ГОСТ 12248–2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/gost-12248-2010> (дата обращения: 25.10.2017).
8. ГОСТ 20276–2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/gost-20276-2012> (дата обращения: 25.10.2017).
9. ГОСТ 30416–2012. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200096093/> (дата обращения: 25.10.2017).
10. ГОСТ 30672–2012. Грунты. Полевые испытания. Общие положения. [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200096138> (дата обращения: 25.10.2017).
11. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85\* Нагрузки и воздействия [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/456044318> (дата обращения: 25.10.2017).
12. ГОСТ 20522–2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний [Электронный ресурс] URL: <http://docs.cntd.ru/document/gost-20522-2012> (дата обращения: 25.10.2017).
13. СП 52–103–2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200052457> (дата обращения: 25.10.2017).
14. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23–01–99\* Строительная климатология [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200095546> (дата обращения: 25.10.2017).
15. СП 25.13330.2012. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04–88 [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200095519> (дата обращения: 25.10.2017).
16. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85 [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200084538> (дата обращения: 25.10.2017).
17. СП 21.13330.2012. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Актуализированная редакция СНиП



2.01.09–91 [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200094386> (дата обращения: 25.10.2017).

18. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1980.

19. ГОСТ 5686–2012. Грунты. Методы полевых испытаний сваями [Электронный ресурс]. – <http://docs.cntd.ru/document/gost-5686-2012> (дата обращения: 25.10.2017).

20. ГОСТ 19912–2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием [Электронный ресурс]. – URL: <http://docs.cntd.ru/document/1200101295> (дата обращения: 25.10.2017).

21. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): учеб. пособие. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2004. – 328 с.

22. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учеб. для строит. вузов. – М.: Высш. шк., 1983. – 288 с.

23. Основания и фундаменты. Ч.2. Основы геотехники: учеб. / Б.И. Далматов, В.Д. Бронин, Р.А. Карлов [и др.]. – М.: Изд-во АСВ: СПбГАСУ, 2002. – 392 с.

24. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии): учеб. / Б.И. Далматов. – СПб.: Лань, 2012. – 416 с.

25. Расчёт оснований и фундаментов: учеб. пособие. – 3е изд., испр. – СПб.: Лань, 2011. – 272 с.

26. Берлинов М.В., Ягупов Б.А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986. – 176 с.

27. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов [и др.]; под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.

28. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов: (Основы теории и примеры расчёта): учеб. пособие для вузов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1990. – 304 с.

[В начало к оглавлению](#)

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Берлинов, М.В. Расчёт оснований и фундаментов [Электронный ресурс] : учеб. пособие / М.В. Берлинов, Б.А. Ягупов. – Электрон. дан. – СПб. : Лань, 2011. – 272 с. – URL : <http://e.lanbook.com/book/9463>.

2. Берлинов, М.В. Основания и фундаменты [Электронный ресурс] : учеб. – Электрон. дан. – СПб. : Лань, 2017. – 320 с. – URL : <http://e.lanbook.com/book/91310>.

3. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) [Электронный ресурс] : учеб. – Электрон. дан. – СПб. : Лань, 2017. – 416 с. – URL : <http://e.lanbook.com/book/90861>.

4. Мангушев, Р.А. Основания и фундаменты. Решение практических задач [Электронный ресурс] : учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов. – Электрон. дан. – СПб. : Лань, 2017. – 172 с. – URL : <http://e.lanbook.com/book/93772>.

[В начало к оглавлению](#)