

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНЕЦКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ, ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
И ГЕОМЕХАНИКА»

К О Н С П Е К Т

лекций по дисциплине

Б1.В6 СТРОИТЕЛЬНОЕ ДЕЛО.

ФУНДАМЕНТЫ И ГРУНТЫ ОСНОВАНИЙ.

для обучающихся специальности 21.05.04 «Горное дело»,

специализации «Шахтное и подземное строительство»

всех форм обучения

РАССМОТРЕНО

на заседании кафедры

строительства зданий, подземных
сооружений и геомеханики

Протокол № 2 от 13.10.2020

Донецк – 2020 г.

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	5
Порядок проектирования ОиФ	7
§1. ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ	8
1.1. Основные сведения	8
1.2. Конструкции фундаментов мелкого заложения.....	10
1.2. а. Отдельные фундаменты.....	10
1.2. б. Ленточные фундаменты	12
1.2. в. Сплошные фундаменты	14
1.2. г. Массивные фундаменты	15
1.3. Расчет фундаментов мелкого заложения	16
1.3.а. Определение глубины заложения фундамента.....	16
1.3.б Форма и размер подошвы фундамента	21
1.3.д. Проверка давления на слабый подстилающий слой грунта (проверка подстилающего слоя).....	27
1.3.е. Расчет фундаментов на грунтовых (песчаных) подушках	29
1.3.ж. Последовательность расчета фундамента на песчаной подушке	30
1.4 Защита фундаментов и заглубленных помещений от подземных вод и сырости.....	31
1.4.а Отвод дождевых и талых вод	32
1.4.б. Дренаж.....	32
§2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ	38
2.1 Общие положения	38
2.2. Обеспечение устойчивости стенок котлованов.....	40
2.2.а Котлованы с естественными откосами.....	40
2.2.б Котлованы с вертикальными стенками.....	40
2.2.в. Закладные крепления	41
2.2.г. Анкерные и подкосные крепления.....	42
2.2.д. Шпунтовые ограждения	42
2.2.е. Расчет шпунтовых ограждений.....	45
2.3 Защита котлованов от подтопления	50
§3 ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ (ГРУНТОВ)	55
3.1 Общие положения	55

3.2 Конструктивные мероприятия	58
3.2.а. Грунтовые подушки	58
3.2.б. Шпунтовые конструкции	58
3.2.в. Армирование грунта	59
3.2.г. Боковые пригрузки	59
3.3. Уплотнение грунтов.....	60
3.3.а. Укатка и вибрирование	61
3.3.б. Трамбовка	62
3.3.в. Подводные взрывы.....	65
3.3.г. Вытрамбовывание котлованов	65
3.3.д. Песчаные сваи	67
3.3.д. Глубинное виброуплотнение	70
3.3.е. Предварительное уплотнение оснований статической нагрузкой.....	72
3.3.ж. Уплотнение грунта водопонижением.....	74
3.4. Закрепление грунтов.....	74
3.4.а Цементация	75
3.4.б Силикатизация.....	75
3.4.в Смолизация	77
3.4.г Глинизация и битумизация.....	78
3.4.д Термическое закрепление грунтов (обжиг)	78
§4 ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБИННОГО ЗАЛОЖЕНИЯ (ФГЗ).....	80
4.1 Введение.....	80
4.2 Опускные колодцы.....	80
4.3 Кессоны	91
4.4 Тонкостенные оболочки и буровые опоры	93
4.4 Буровые опоры	96
4.5 Стена в грунте.....	96
4.5.а. Грунтовые анкера	99
§5 СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ.....	104
5.1. Основные положения и классификация.....	104
5.2. Способы погружения готовых свай в грунт	112
5.2.а Забивные сваи	112
5.2.б Вибропогружение.....	113
5.2.в Вдавливание.....	114
5.2.г Ввинчивание	114
5.3 Сваи, изготавливаемые в грунте (на месте): буровые, набивные, буронабивные сваи	114
5.3.а. Сваи без оболочки	114

5.3.б. Сваи с извлекаемой оболочкой	117
5.3.в. Сваи с не извлекаемой оболочкой	118
5.4. Взаимодействие свай с окружающим грунтом	119
5.5. Определение несущей способности одиночной сваи при действии вертикальной нагрузки	124
5.5.а. Сваи-стойки.....	124
5.5.б. Висячие сваи	126
5.6. Расчет НС свай при действии горизонтальных нагрузок	132
5.6.а. Метод испытания сваи пробной статической нагрузкой.....	133
5.6.б. Математические методы расчета свай на горизонтальную нагрузку.....	133
5.7. Проектирование и расчет свайных фундаментов.....	134
5.7.а Основные положения расчета	135
5.7.б Определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане	135
5.7.в. Расчет осадки свайного фундамента	138
§ 6. ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ.....	140
6.1. Общие положения	140
6.2. Фундаменты в районах распространения вечномерзлых грунтов.....	141
6.2.а. Механические свойства мерзлых грунтов	141
Из каждого опыта определяется коэффициент	
Просадочности	142
6.2.б. Принципы строительства на вечномерзлых грунтах	142
6.2. Фундаменты на лессовых и просадочных фундаментах	146
6.2.а. Принципы строительства на просадочных грунтах	149
6.2.б. Улучшение строительных свойств просадочных грунтов	150
6.3 Фундаменты на набухающих грунтах.....	151
6.3.а. Водозащитные мероприятия	152
6.3.б. Улучшение свойств оснований.....	152

ВВЕДЕНИЕ

Фундамент – это подземная часть сооружений, которая воспринимает нагрузку от его надземной части и передает ее на основание.

- Мировой опыт строительства показывает, что большинство аварий построенных зданий и сооружений вызвано ошибками, связанными с возведением фундаментов и устройством оснований, что проявляется в накоплении грунтами основания достаточных деформаций, т.е. как правило в период эксплуатации.

- Стоимость фундаментов составляет в среднем 12% от стоимости строительства, а в сложных ИГУ может достигать 20-30 % и более. Поэтому необходимо уметь принимать (проектировать) абсолютно обоснованные и экономически выгодные конструктивные решения фундаментов.

Основанием называют толщу грунтов, на которых возводится сооружение и в которых возникают напряжения и деформации от передаваемых на них нагрузок.

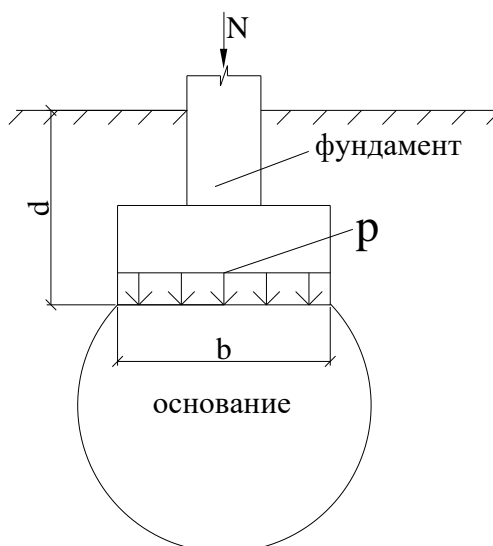


Рис Основание и фундамент

Таким образом, проектирование оснований и фундаментов должно включать в себя обоснованный расчетом выбор типа основания (естественное или

искусственное); типа конструкции, материала и размеров фундаментов (глубина заложения, размеры, площади подошвы и т.д.), а так же мероприятий, применяемых при необходимости уменьшения влияния деформаций основания на эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

- Конструирование фундаментов (класс бетона, выбор арматуры, определение размеров отдельных его частей и т.п.) относится к курсу железобетонных конструкций.

Основания:

I. Скальные.

Массивная горная порода, обладающая большой прочностью и малой сжимаемостью.

Изучением свойств скальных оснований и их поведением под нагрузкой занимается наука «Механика скальных грунтов».

II. Грунтовые.

Раздробленная горная порода (минерально-дисперстное образование) – результат физического и химического выветривания массивных горных пород.

Грунтовое основание обладает большой сжимаемостью и малой прочностью, что необходимо учитывать при проектировании.

- Проектирование ОиФ производится в соответствии с нормативными документами.

При этом необходимо:

1) Обеспечить прочность и эксплуатационную надежность сооружения (абсолютные осадки, а также их разность, не должны превышать допускаемые для данных сооружений), т.е. $S \leq S_u$.

2) Максимально использовать прочностные свойства грунтов, а также материалов фундаментов.

3) Минимальная стоимость фундамента, сокращение трудоемкости и сроков производства работ.

Порядок проектирования ОиФ

1. Изучить материалы инженерно-геологических, гидрогеологических и геодезических изысканий на площадке будущего строительства. (Обязательно должно быть изучение архивных материалов, особенно в условиях городской застройки.)
2. Произвести анализ проектируемого здания с точки зрения оценки его чувствительности к неравномерным осадкам.
3. Определить нагрузки на фундаменты.
4. Выбрать несущий слой грунта.
5. Рассчитать предложенные варианты фундаментов по 2-м предельным состояниям (прочность и деформации).
6. Произвести экономическое сравнение вариантов и выбрать наиболее дешевый.
7. Произвести полный расчет и проектирование выбранного варианта фундамента.

§1. ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

1.1. Основные сведения

К ФМЗ относятся фундаменты, имеющие отношение высоты к ширине подошвы, не превышающее 4, и передающие нагрузку на грунты основания преимущественно через подошву.

$$\frac{d}{b} \leq 4 \Rightarrow \text{ФМЗ}$$

ФМЗ возводятся в открытых котлованах или в специальных выемках, устраиваемых в грунтовых основаниях.

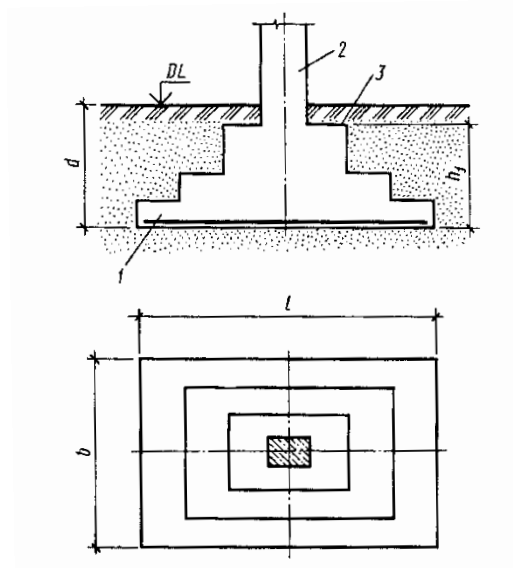


Рис 10.1. Схема фундамента мелко заложения:

1 – фундамент; 2 – колонна; 3 – обрез фундамента.

- ФМЗ по условиям изготовления разделяют на:

- монолитные, возводимые непосредственно в котлованах.
- сборные, монтируемые из элементов заводского изготовления.

- По конструктивным решениям ФМЗ разделяют на:

- отдельно стоящие фундаменты:

- а) под колонну (опору);
- б) под стены (при малых нагрузках)
- ленточные фундаменты:
 - а) выполняются под протяженные конструкции (стены);
 - б) выполняются под ряды и сетки колонн в виде одинарных или перекрестных лент.
- сплошные (плитные) фундаменты

Выполняются в виде сплошной железобетонной плиты, как правило, под тяжелые сооружения. Такие фундаменты разрезаются в плане только осадочными швами, что способствует уменьшению неравномерности осадки сооружения.
- массивные фундаменты

Выполняются в виде жесткого компактного железобетонного массива под небольшие в плане тяжелые сооружения (башни, мачты, дымовые трубы, доменные печи, устой мостов и т.п.).

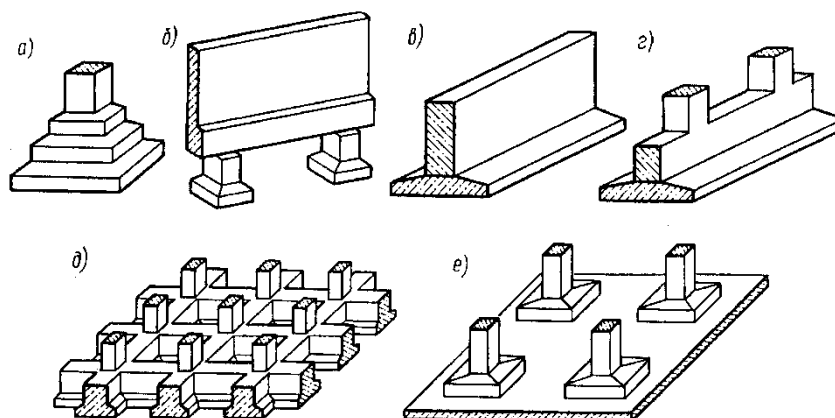


Рис 10.2. Основные типы фундаментов мелкого заложения:

а – отдельный фундамент под колонну; б – отдельные фундаменты под стену; в – ленточный фундамент под стену; г – то же, под колонны; д – то же, под сетку колонн; е – сплошной (плитный) фундамент.

- ФМЗ изготавливают из следующих материалов:

- железобетон
- бетон
- бутобетон

- каменные материалы (кирпич, бут, пиленные блоки из природных камней)
- в отдельных случаях (временные здания) допускается применение дерева или металла.

Железобетон и бетон – основные конструкционные материалы для фундаментов.

Бутовый камень, кирпич и каменные блоки используются для устройства фундаментов, работающих на сжатие и для возведения стен подвалов.

Бутобетон и бетон целесообразно применять при устройстве фундаментов, возводимых в отрываемых полостях или траншеях при их бетонировании в распор со стенками.

Железобетон и бетон можно применять при устройстве всех видов монолитных и сборных фундаментов в различных ИГУ, т.к. они обладают достаточной морозостойкостью, прочностью на сжатие (а для железобетона и на растяжение → действие моментов).

1.2. Конструкции фундаментов мелкого заложения

1.2. а. Отдельные фундаменты

Могут выполняться в монолитном или сборном варианте. 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 жесткости α ($\approx 30-40^\circ$), т.е. предельным углом наклона, при котором в теле фундамента не возникают растягивающие напряжения.

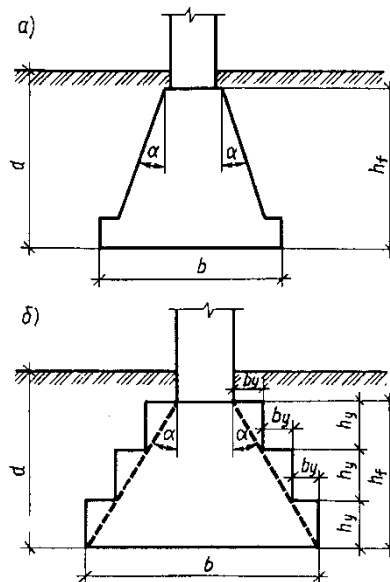


Рис 10.3. Конструкция жесткого фундамента:

a – с наклонными боковыми гранями; *б* – уширяющийся к подошве уступами.

- 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.

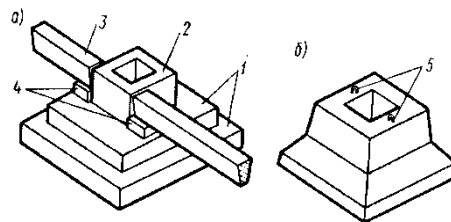


Рис 10.4. Сборный фундамент под колонну:

a – из нескольких элементов; *б* – из одного элемента; 1 – фундаментные плиты; 2 – подколонник; 3 – рандбалка; 4 – бетонные столбики; 5 – монтажные петли.

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

- При устройстве отдельных фундаментов под стены по обрезу фундаментов, а при необходимости и через дополнительные опоры, укладываются фундаментные балки (рандбалки), на которые упираются подземные конструкции (рис 10.4.а).

- В тех случаях, когда это возможно, сборный фундамент устраивают из одного элемента (рис 10.4.б) или переходят на монолитный вариант фундамента.

- с целью сокращения трудоемкости работ по устройству фундаментов и уменьшению их стоимости создаются новые типы фундаментов, которые в соответствующих грунтовых условиях оказываются более экономичными по сравнению с традиционными типами.

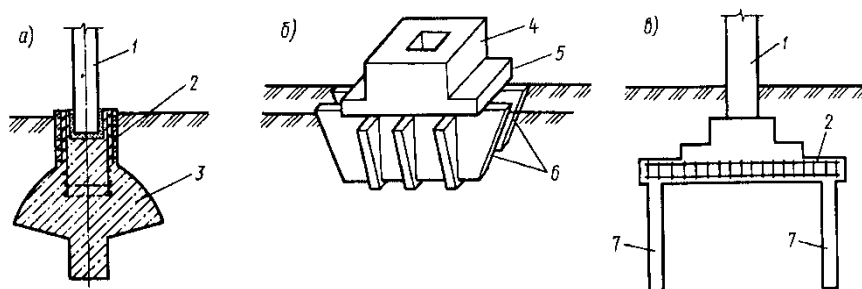


Рис 10.5. Буробетонные (а), щелевые (б) и анкерные (в) фундаменты:

1 – колонна; 2 – арматурный каркас; 3 - фундамент; 4 – подколонник; 5 – плитная часть; 6 – бетонные пластины; 7 – анкеры (бурунабивные сваи) $d=15-20\text{см}$, $l=3-4\text{м}$.

1.2. б. Ленточные фундаменты

- Под стены: также устраивают либо из сборных блоков, либо монолитными.

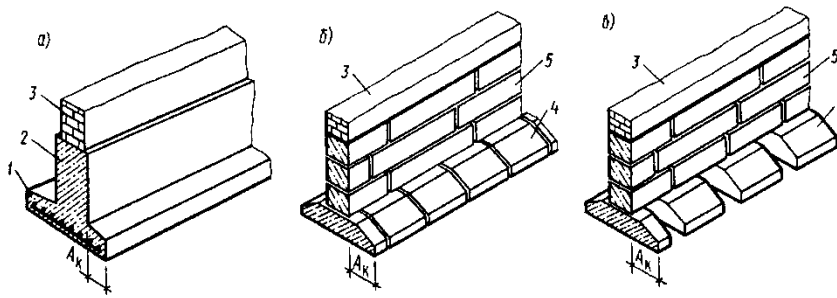


Рис 10.6. Ленточные фундаменты:

а – монолитный; *б* – сборный сплошной; *в* – сборный прерывистый; 1 – армированная лента; 2 – фундаментная стена; 3 – стена здания; 4 – фундаментная подушка; 5 – стеновой блок.

- Чтобы уменьшить объем железобетона в теле фундамента, иногда применяют ребристые железобетонные блоки или плиты с угловыми вырезами (рис 10.7).

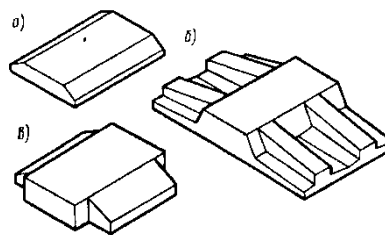


Рис 10.7. Конструкции фундаментных плит:

а – сплошная; *б* – ребристая; *в* – с угловыми вырезами.

- Фундаментные стеновые блоки (ФБС) изготавливают из тяжелого бетона, керамзитобетона или плотного силикатного бетона. Ширина блоков принимают равной (или меньше) толщине надземных стен, но не менее 30 см.

Надземные стены не должны выступать над фундаментными более чем на 15 см.

Высота типовых стеновых блоков составляет 280 или 580 мм (20 на цементный шов).

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

- Под колонны: устраивают в виде одиночных или перекрестных 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.

1.2. в. Сплошные фундаменты

Выполняются, как правило, из монолитного железобетона.

- По конструктивным особенностям различают:

- Плитные (гладкие, ребристые);
- Коробчатые.

(см. рис.10.8)

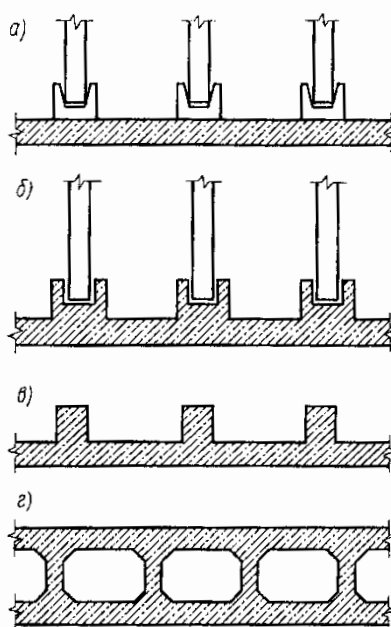


Рис 10.8. Сплошные фундаменты:

а – гладкая плита со сборными стаканами; б – гладкая плита с монолитными стаканами; в – ребристая плита; г – плита коробчатого сечения.

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

- Опирание колонн осуществляется через сборные и монолитные стаканы, ребристые плиты соединяются с колоннами с помощью монолитных стаканов или выпусков арматуры.

1.2. г. Массивные фундаменты

Выполняются в монолитном варианте.

С целью сокращения объема бетона в тело массивного фундамента закладывают пустообразователи.

При передаче на такой фундамент больших моментов (мачты, дымовые трубы и т.п.) целесообразно его усиление анкерами, что позволяет повысить устойчивость сооружения, уменьшить его размеры и массу.

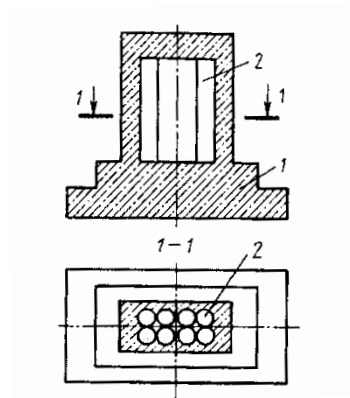


Рис 10.9. Массивный фундамент с пустообразователями:

1 – фундамент; 2 – пустообразователи.

1.3. Расчет фундаментов мелкого заложения

Расчет ФМЗ начинают с предварительного выбора его конструкции и основных размеров (это глубина заложения фундамента и размер его подошвы).

Далее производят расчет по двум предельным состояниям:

I – Расчет по прочности (устойчивость)

II – Расчет по деформациям, которые являются основным и обязательным для всех ФМЗ.

А расчет по I группе предельных состояний является дополнительным и производится в одном из следующих случаев:

- Сооружение расположено на откосе (склоне) или вблизи него;
- На основание передаются значительные по величине горизонтальные нагрузки;
- В основании залегают очень слабые грунты (или текучие и текучепластичные глинистые грунты и т.п.), обладающие малому сопротивлению сдвигу;
- В основании залегают наоборот, очень прочные – скальные грунты.

Установив окончательные размеры фундамента, удовлетворяющие двум группам предельного состояния, переходят к его конструированию (курс ЖБК).

1.3.а. Определение глубины заложения фундамента

Очевидно, что чем меньше глубина заложения фундамента, тем меньше объем затрачиваемого материала и ниже стоимость его возведения. Однако при выборе глубины заложения фундамента приходится руководствоваться целым рядом факторов:

- Геологическое строение участка и его гидрогеология (наличие воды);
- Глубина сезонного промерзания грунта;

– Конструктивные особенности здания, включая наличие подвала, глубину прокладки подземных коммуникаций, наличие и глубину заложения соседних фундаментов.

1. Учет ИГУ строительной площадки заключается в выборе несущего слоя грунта. Этот выбор производится на основе предварительной оценки прочности и сжимаемости грунтов. По геологическим разрезам. Все многообразие напластования грунта можно представить в виде трех схем:

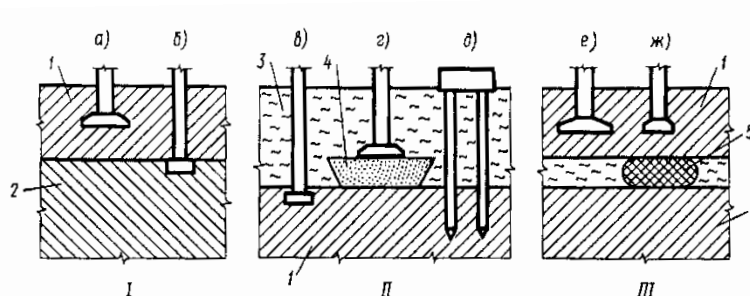


Рис 10.10. Схемы напластований грунтов с вариантами устройства фундаментов:

1 – нормальный грунт; 2 – более прочный грунт; 3 – слабый грунт; 4 – песчаная подушка; 5 – зона закрепления грунта.

При выборе типа и глубины заложения фундамента придерживаются следующих общих правил:

- Минимальная глубина заложения фундамента принимается не менее 0,5 м от планировочной отметки;
- Глубина заложения фундамента в несущий слой грунта должна быть не менее 10-15 см;
- По возможности закладывать фундаменты выше УГВ для исключения необходимости применения водопонижения при производстве работ;
- В слоистых основаниях все фундаменты предпочтительно возводить на одном грунте или на грунтах с близкой прочностью и сжимаемостью. Если это условие невыполнимо, то размеры фундаментов выбираются главным образом из условия выравнивания осадок.

2. Глубина сезонного промерзания грунта.

Проблема заключается в том, что многие водонасыщенные глинистые грунты обладают пучинистыми свойствами, т.е. увеличивают свой объем при замерзании, за счет образования в них прослоек льда. Замерзание сопровождается подсосом грунтовой воды из ниже лежащих слоев за счет

чего толщина прослоек льда еще более увеличивается. Это приводит к возникновению сил пучения по подошве фундамента. Которые могут вызвать подъем сооружения. Последующее оттаивание таких грунтов приводит к резкому их увлажнению, снижению их несущей способности и просадкам сооружения.

Наибольшему пучению подвержены грунты, содержащие пылеватые и глинистые частицы. К непучинистым грунтам относят: крупнообломочный грунт с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности, глубина заложения фундаментов в них не зависит от глубины промерзания (в любых условиях).

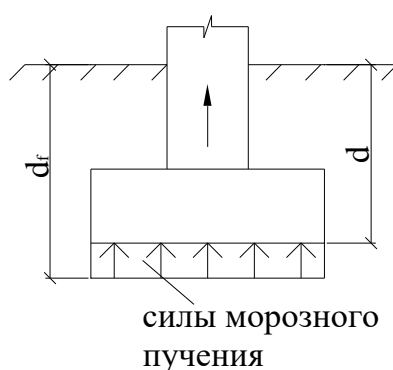


Рис. Схема морозного пучения основания

d_f – глубина сезонного промерзания грунтов.

Если $d < d_f$ – фундамент поднимается.

Надо пройти мощность промерзания грунта и заложить фундамент на большую глубину (в Подмосковье это 1,4 м). $d > d_f$

Для малых зданий (дачные постройки) настоящий бич – боковые силы пучения грунта:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn}$$

K_h – коэффициент, учитывающий тепловой режим подвала здания.

d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания грунта

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M}$$

M_t – коэффициент, численно равный \sum абсолютных значений (-) температур за зиму в данном районе.

d_o – коэффициент, учитывающий тип грунта под подошвой фундамента.

3. Конструктивные особенности сооружения.

Основными конструктивными особенностями возводимого сооружения, влияющими на глубину заложения его фундамента, являются:

- Наличие и размеры подвальных помещений, приямок или фундамента под оборудование;
- Глубина заложения фундамента примыкающих сооружений;
- Наличие и глубина прокладки подземных коммуникаций и конструкций самого фундамента.

Глубина заложения фундамента принимается на 0,2-0,5 м ниже отметки пола подвала (или заглубленного помещения), т.е. на высоту фундаментного блока.

Фундаменты сооружения или его отсека стремятся закладывать на одном уровне.

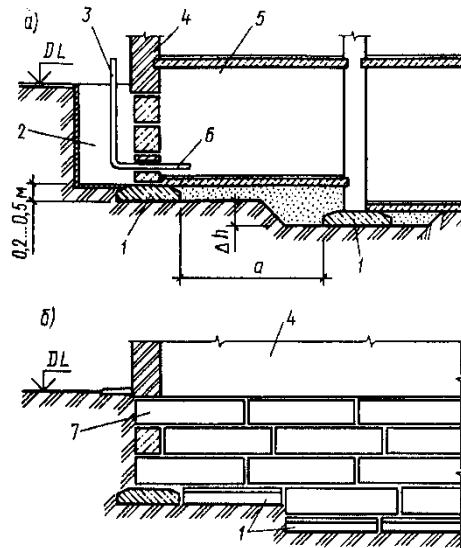


Рис. 10.11. Выбор глубины заложения фундамента в зависимости от конструктивных особенностей сооружения:

a – здание с подвалом в разных уровнях и приямок; *б* – изменение глубины заложения ленточного фундамента; 1 – фундаментные плиты; 2 – приямок; 3 – трубопровод; 4 – стена здания; 5 – подвал; 6 – ввод трубопровода; 7 – стеновые блоки.

В других случаях, разность отметок заложения расположенных рядом фундаментов (Δh) не должна превышать:

$$\Delta h \leq a \cdot \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{C_1}{P} \right)$$

a – расстояние в свету между фундаментами;

p – среднее давление под подошвой расположенного выше фундамента.

Фундаменты проектируемого сооружения, непосредственно примыкающие к фундаментам существующего, рекомендуется закладывать на одном уровне, либо проведение специальных мероприятий (шпунтовые стены).

Ввод коммуникаций (трубы водопровода, канализации) должен быть заложен выше подошвы фундамента.

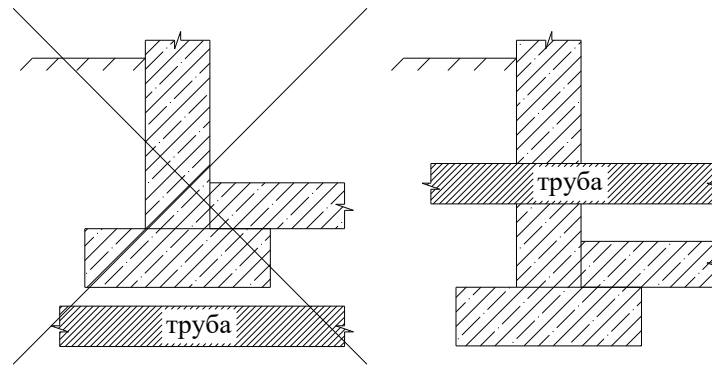


Рис. Схема неправильного и правильного ввода коммуникаций

При этом условии трубы не подвержены дополнительному давлению от фундамента, а фундаменты не опираются на насыпной грунт траншей, вырытых для прокладки труб. Кроме того, при необходимости замены труб не будут нарушены грунты основания.

1.3.6 Форма и размер подошвы фундамента

Форма бывает любая (круглая, кольцевая, многоугольная, квадратная, прямоугольная, ленточная, табровая, крестообразная и более сложная форма), но, как правило, она повторяет форму опирающейся на нее конструкцию.

Площадь подошвы предварительно может быть определена из условия:

$$P_{II} \leq R, \text{ где}$$

P_{II} – среднее давление под подошвой фундамента от основного сочетания расчетных нагрузок при расчете по деформациям;

R – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по формуле СНиП.

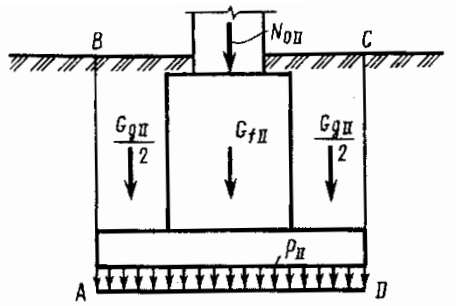


Рис. 10.12. Расчетная схема центрально нагруженного фундамента.

Реактивная эпюра отпора грунта при расчете жестких фундаментов принимается прямоугольной. Тогда из уравнения равновесия:

$$N_{II} + G_f + G_g = A \cdot R_o$$

Сложность в том, что обе части выражения содержат искомые геометрические размеры фундамента. Но в предварительных расчетах вес грунта и фундамента в ABCD заменяют приближенно на:

$$G_f + G_g = \gamma_m \cdot d \cdot A, \text{ где}$$

γ_m – среднее значение удельного веса фундамента и грунта на его уступах;
 $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$;

d – глубина заложения фундамента, м.

$$N_{II} + \gamma_m \cdot A \cdot d = A \cdot R_o \Rightarrow A = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d} - \text{необходимая площадь подошвы}$$

фундамента.

Тогда ширина подошвы (b):

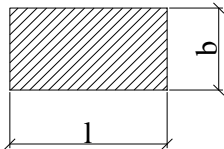
а) в случае ленточного фундамента; $A = b \cdot l \text{ п.м.}$:

$$b = \frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d}$$

б) в случае столбчатого квадратного фундамента; $A = b^2$:

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_o - \gamma_m \cdot d}}$$

в) в случае столбчатого прямоугольного фундамента:



$\frac{l}{b} = n$ - задаемся отношением длины фундамента (l) к его ширине (b) (т.к. фундамент повторяет очертание опирающейся на него конструкции).

Отсюда: $l = nb \Rightarrow A = lb = nb^2 \Rightarrow b = \sqrt{\frac{A}{n}}$

в) в случае столбчатого круглого фундамента:

$b = D$ – диаметр фундамента.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

После предварительного подбора ширины подошвы фундамента $b=f(R_o)$ необходимо уточнить расчетное сопротивление грунта – $R=f(b, \varphi, c, d, \gamma)$.

Зная точное R . Снова определяют b . Действия повторяют, пока два выражения не будут давать одинаковые значения для R и b .

После того. Как был подобран размер фундамента с учетом модульности и унификации конструкций проверяют действительное давление на грунт по подошве фундамента.

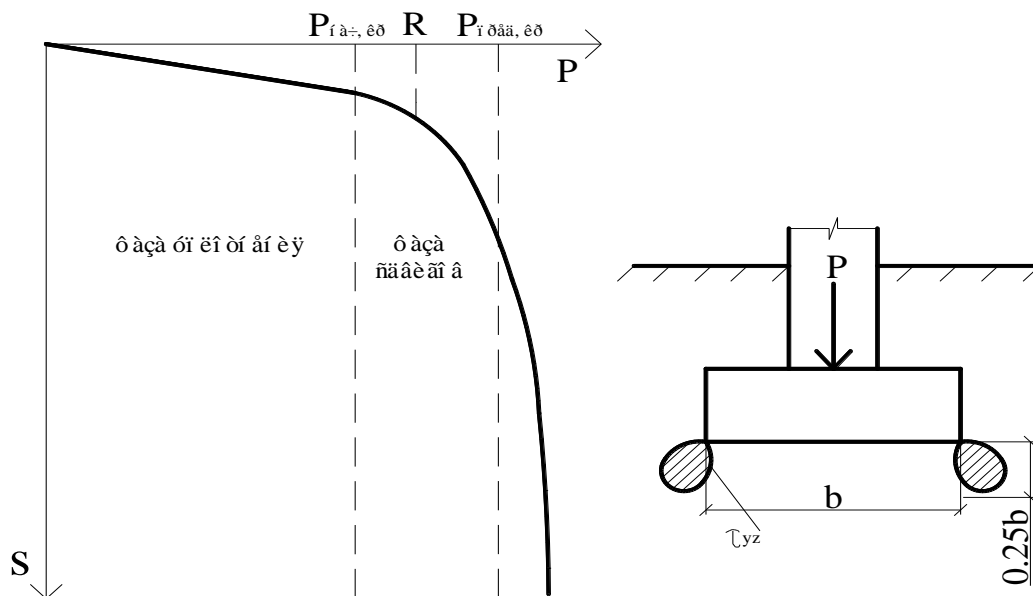


Рис.

$$P_{II} = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} \leq R$$

Чем ближе значение P_{II} к R , тем более экономичное решение.

Этой проверкой мы проверяем возможность расчета по линейной теории деформации грунта.

Если условие не соблюдается, тогда расчет необходимо вести по нелинейной теории, что значительно его осложняет.

1.3.в. Внецентренно нагруженные фундаменты

Это такие фундаменты, у которых равнодействующая внешних нагрузок (сил) не проходит через центр тяжести его подошвы.

Давление на грунт по подошве внецентренно нагруженного фундамента принимается изменяющимся по линейному закону, а его крайние значения определяются по формулам внецентренного сжатия.

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Учитывая, что $A = l \cdot b; W = \frac{b^2 l}{6}; M = N_{II} \cdot l$,

Приходим к более удобному для расчета виду:

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right), \text{ где}$$

N_{II} – суммарная вертикальная нагрузка, включая G_f и G_g ;

e – эксцентриситет равнодействующей относительно центра тяжести подошвы;

b – размер подошвы фундамента в плоскости действия момента.

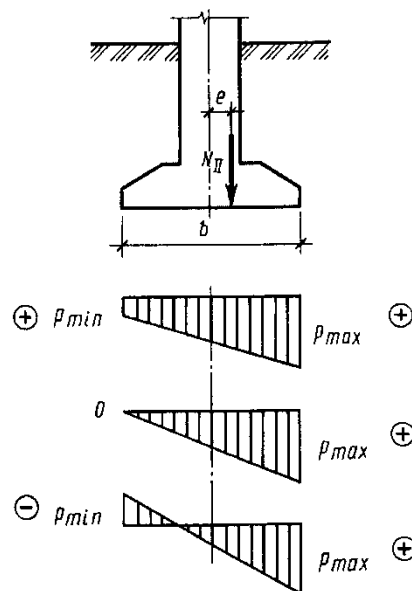


Рис. 10.13. Эпюры давлений под подошвой фундамента при действии внецентренной нагрузки.

Двузначную эпюру стараются не допускать, т.к. в этом случае образуется отрыв фундамента от грунта.

Поскольку в случае действия внецентренного нагружения максимальное давление на основание действует только под краем фундамента, при подборе размеров подошвы фундамента давление допускается принимать на 20% больше расчетного сопротивления грунта, т.е.

$$P_{\max} \leq 1,2R, \text{ но } P_{\text{ср}} = \frac{\Sigma N_{II}}{A} \leq R$$

В тех случаях, когда точка приложения равнодействующей внешних сил смещена относительно обеих осей фундамента (рис 10.14), давление под ее угловыми точками находят по формуле:

$$P_{\frac{\max}{\min}}^c = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{be_x}{l} \pm \frac{be_y}{b} \right)$$

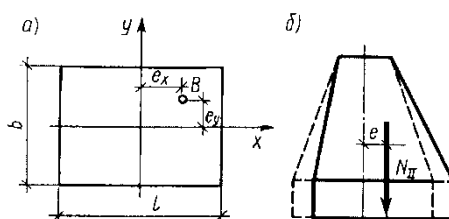


Рис. 10.14. внецентренное загрузеение фундамента относительно двух глвных осей инерции:

a – смещение равнодействующих внешних сил; *б* – устройство несимметричного фундамента.

Поскольку в этом случае максимальное давление будет только в одной точке подошвы фундамента, допускается, чтобы его значение удовлетворяло условию:

$$P_{\max}^c \leq 1,5R, \text{ но при этом проверяются условия:}$$

$$P \leq R; P_{\max} \leq 1,2R - \text{ на наиболее нагруженной части.}$$

1.3.г. Порядок расчета внецентренно нагруженного фундамента

1. Определяют размеры подошвы как для центрально нагруженного фундамента.

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_m \cdot d}; P \leq R$$

2. Для принятых размеров подошвы определяют краевые напряжения при внецентренном приложении нагрузки

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

3. Проверяется условие $P_{\max} \leq 1,2R$

4. Если равнодействующая сил смещена относительно обеих осей, тогда еще определяют краевые напряжения в угловых точках фундамента

$$P_{\frac{\max}{\min}}^c = \frac{N_{II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right)$$

5. Проверяют условие $P_{\max}^c \leq 1,5R$

1.3.д. Проверка давления на слабый подстилающий слой грунта (проверка подстилающего слоя).

При наличии в сжимаемой толще слабых грунтов необходимо проверить давление на них, чтобы убедиться в возможности применения при расчете основания (осадок) теории линейной деформативности грунтов.

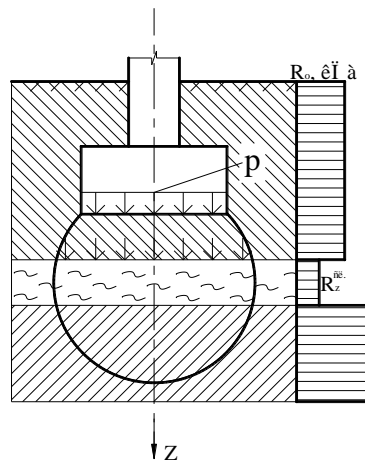


Рис.

Необходимо, чтобы полное давление на кровлю подстилающего слоя не превышало его расчетного сопротивления, т.е.

$$G_{zp} + G_{zg} \leq R_z, \text{ где}$$

G_{zp} и G_{zg} - дополнительное и природное вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента;

R_z – расчетное сопротивление грунта на глубине кровли слабого слоя, определяют по формуле СНиП, как для условного фундамента шириной b_z и глубиной заложения d_z .

Все коэффициенты в формуле (γ_{c1} , γ_{c2} , k , M_q , M_g и т.д.) находят применительно к слою слабого грунта.

$$G_{zg} = \gamma(d + z) ; G_{zp} = \alpha \cdot p_o ; p_o = p - G_{zg, o}$$

$$P = \frac{N_{II} + G_f + G_g}{A} ; \alpha = f\left(\frac{2z}{b} ; \frac{l}{b}\right)$$

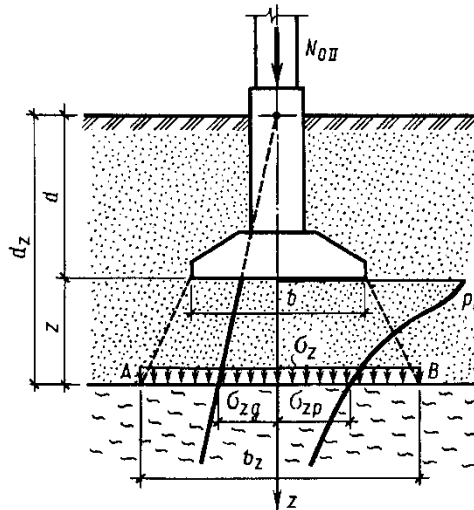


Рис. 10.15. Расчетная схема к проверке давления на подстилающий слой слабого грунта.

Ширину условного фундамента b_z назначают с учетом рассеивания напряжений в пределах слоя толщиной z . Если принять, что давление G_{zp} действует по подошве условного фундамента АВ, то площадь его подошвы будет составлять:

$$G_{zp} = \frac{N_{II}}{A_z} \Rightarrow A_z = \frac{N_{II}}{G_{zp}}, \text{ где}$$

N_{II} – вертикальная нагрузка на уровне обреза фундамента;

- для ленточного фундамента $b_z = \frac{A_z}{1n.m.}$

- для квадратного фундамента $b_z = \sqrt{A_z}$

- для условного прямоугольного фундамента $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$,

$a = \frac{(l - b)}{2}$, где l и b – размеры подошвы проектируемого фундамента.

Если проверка подстилающего слоя не выполняется, необходимо увеличить размер подошвы фундамента.

1.3.е. Расчет фундаментов на грунтовых (песчаных) подушках

Если несущий слой грунта оказывается слабым, и его использование в качестве естественного основания оказывается невозможным или нецелесообразным, то приводят замену слабого грунта другим, обладающим высоким сопротивлением сдвигу и имеющим малую сжимаемость, который образует, так называемую, грунтовую подушку.

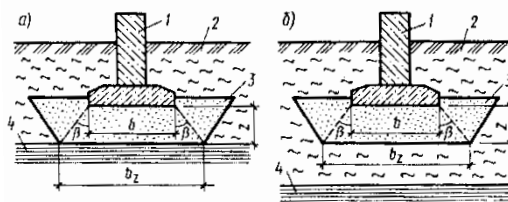


Рис. 12.1. Устройство песчаных подушек при малой (а) и большой (б) толщине слабых грунтов:

1 – фундамент; 2 – слабый грунт; 3 – песчаная подушка; 4 – плотный подстилающий грунт.

- Подушки делают из:
 - Крупнообломочные грунты (гравий, щебень);
 - Пески крупные и средней крупности (удобнее и легче использовать);
 - Шлак;

- В лессах – местный перемолотый грунт.
- Чаще всего грунтовые подушки имеют толщину 1...3 м (>3м не целесообразно).
- Используют подушки: (см. рис.)
 - При малой толще слабых грунтов - обыкновенная песчаная подушка;
 - При большой толще слабых грунтов - висячая песчаная подушка;
- Такая форма песчаной подушки объясняется тем, что в ее зоне необходимо уместить все виды напряжений.

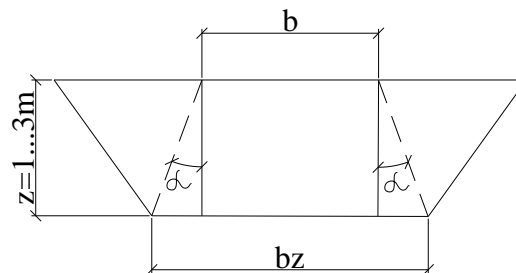


Рис.

Пески: $\alpha=30^\circ \dots 35^\circ$;

Гравий: $\alpha=40^\circ \dots 45^\circ$.

Тогда $b_z = b + 2z \cdot \operatorname{tg} \alpha$

- Подушки отсыпаются слоями по 10...15 см, с уплотнением каждого слоя до $\gamma_d = 16 \dots 16,5 \text{ кН/м}^3$.

1.3.ж. Последовательность расчета фундамента на песчаной подушке

1. Задаемся характеристиками нового грунтового основания (т.е. характеристиками песчаной подушки)

$$\gamma=19 \text{ кН/м}^3; \varphi=35^\circ; c=0$$

2. Определяют размеры подошвы фундамента как фундамента, стоящего на грунте с выше перечисленными характеристиками.

$$P \leq R$$

3. Проверяем подстилающий слой

$$G_{zp} + G_{zg} \leq R_z$$

Если это условие не выполняется, то увеличивают высоту висячей подушки.

4. Далее производится расчет деформаций основания. Совместная деформация песчаной подушки и подстилающего слоя S должна быть меньше S_u .

$$S \leq S_u$$

Если это условие не выполняется. То также увеличивают высоту висячей подушки (или размеры фундамента).

– Применение песчаной подушки приводит к следующим положительным эффектам:

1) Поскольку модуль общей деформации песчаной подушки $E > 20$ МПа, то их применение приводит к уменьшению осадок сооружения.

2) Поскольку песчаные подушки имеют большой коэффициент фильтрации (сильноводопроницаемы), то резко сокращается время консолидации основания.

3) Песчаные подушки устраиваются из непучинистых грунтов (материалов), поэтому есть возможность уменьшить глубину заложения фундамента d из условия учета глубины сезонного промерзания грунта d_f .

Стр 9

1.4 Защита фундаментов и заглубленных помещений от подземных вод и сырости

Необходимость защиты фундаментов от подземных вод и сырости вызвана тем негативным воздействием, которое они оказывают на состояние строительных конструкций (появление на внутренней стороне стен сырости, плесени, отслоение краски, отсыпание штукатурки, ухудшение санитарных условий подвала за счет повышенной влажности; сырость может по капиллярам конструкций распространиться и выше в нижние этажи зданий и т.д. и т.п.).

Три основные группы способов защиты заглубления помещений от вредного воздействия подземных вод и сырости:

- Отвод дождевых и талых вод;
- Устройство дренажей для осушения грунта;
- Применение гидроизоляции.

Выбор способа защиты зависит от топографических, гидрогеологических условий, сезонного колебания УПВ, агрессивности вод, конструктивных особенностей заглубленных помещений.

1.4.а Отвод дождевых и талых вод

1. Вдоль наружных стен зданий обязательно устраивают отмостку с уклоном в сторону от сооружения.

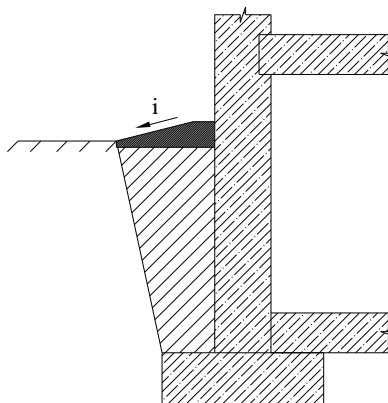


Рис. Схема отмостки

2. Осуществляется вертикальная планировка территории застройки (придание местности определенных уклонов).

3. Устройство системы водоотливных канав, ливневой канализации и т.п.

1.4.б. Дренаж

Это система дрен и фильтров, которая служит для перехвата, сбора и отвода подземных вод от сооружения.

Дренажи могут устраиваться как для одного здания (кольцевой дренаж), так и для комплекса зданий (систематической дренаж), что более экономично, за счет меньшей протяженности.

Виды дренажей:

- Траншейные;
- Закрытые беструбчатые;

- Закрытые трубчатые;
 - Галерейного типа;
 - Пластовый + пристенный.
1. Траншейные дренажи.
(открытые дренажи и канавы).

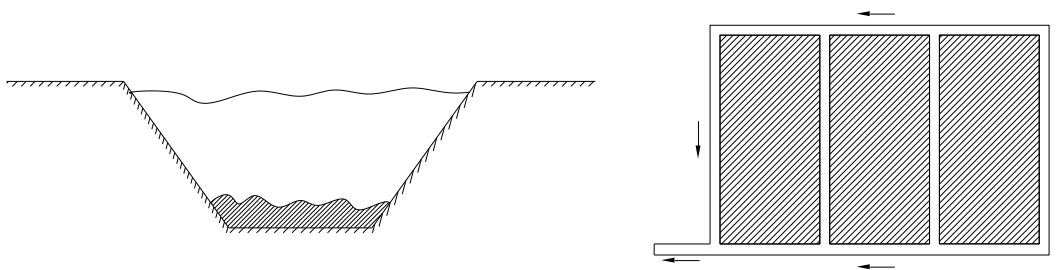


Рис. Схема траншейного дренажа

Являясь эффективным средством водопонижения (отвода вод), они в тоже время занимают большие площади, усложняют устройство транспортных коммуникаций и требуют больших затрат для поддержания их в рабочем состоянии.

2. Закрытый беструбчатый дренаж – траншея, заполненная фильтрующим материалом (гравий, щебень, камень) от дна до уровня подземных вод (рис 14.12а)

Предназначен для недолговременной эксплуатации (период пространства работ нулевого цикла).

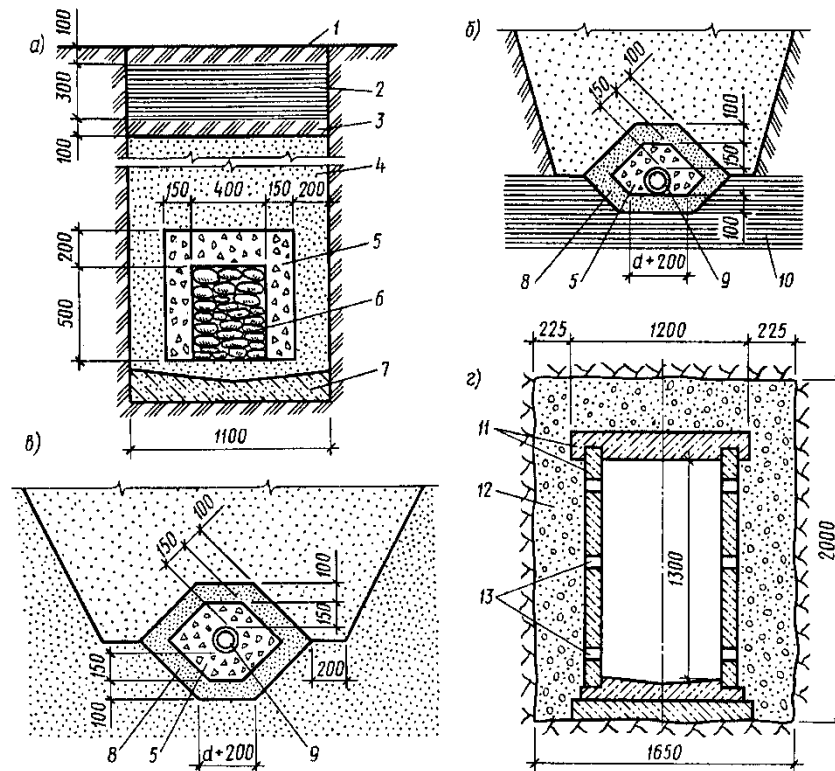


Рис.14.12. Виды дренажей:

а - закрытый беструбчатый; б – трубчатый совершенного типа; в – трубчатый несовершенного типа; г – дренажная галерея; 1 – дерн корнями вниз; 2 – уплотненная глина; 3 - дерн корнями вверх; 4 – обратная засыпка из метного песчаного грунта; 5 – щебень; 6 – каменная кладка; 7 – глинобетонная подушка; 8 – песок средней крупности; 9 – труба; 10 – водоупор; 11 – обделка из сборных железобетонных элементов; 12 – дренажная засыпка; 13 – отверстия для воды.

3. Трубчатый дренаж – дырчатая труба (перфорированная) с обсыпкой песчано-гравийной смесью или с фильтровым покрытием из волокнистого материала (рис 14.12.б,в).

4. Галерейный дренаж – применяют в ответственных сооружениях и там, где большой приток воды (рис 14.12. г).

5. Пластовый дренаж – слой фильтрующего материала, уложенный под всем сооружением (рис 14.13). Вода из него отводится с помощью обычных трубчатых дрен. Состоит, как правило, из двух слоев:

- Нижний ($h \geq 100$ мм) – песок средней крупности;
- Верхний ($h \geq 150$ мм) – щебень или гравий.

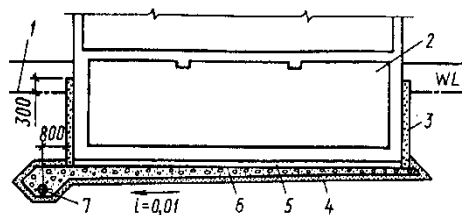


Рис. 14.13. Пластовый дренаж:

1 – уровень подземных вод; 2 – защищаемое заглубленное помещение; 3 – пристенный дренаж; 4 – песчаный слой; 5 – защитное покрытие щебеночного слоя; 6 – песчано-гравийный или щебеночный слой; 7 – труба.

- Часто при защите отдельных зданий пластовый дренаж сочетается с пристенным (сопутствующим) дренажом – вертикальный слой из проницаемого материала, устраиваемый с наружной стороны фундамента и заглубляемый ниже его подошвы.

При неглубоком залегании водоупора и слоистом основании иногда достаточно устройства только одного пристенного дренажа.

- Собираемые воды отводятся и сбрасываются в водоемы, дождевую канализацию или другие специальные места.

→ Гидроизоляция предназначена для обеспечения водонепроницаемости сооружений (антифильтрационная гидроизоляция), а также защиты от коррозии и разрушения материалов фундаментов при физической или химической агрессивности подземных вод (антикоррозионная гидроизоляция).

1). Простейший случай – защита от капиллярной влаги.

На высоте 15-20 см от верха отмостки по выровненной горизонтальной поверхности стен устраивают непрерывную водонепроницаемую прослойку из 1...2 слоев рулонного материала на битумной мастике (рис.)

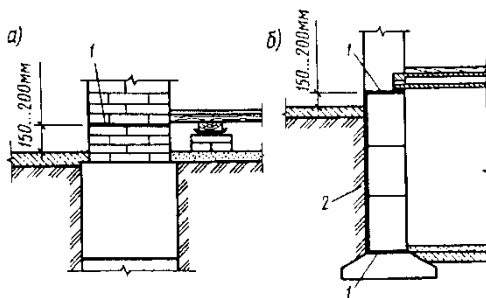


Рис. 14.14. Изоляция стен от сырости и капиллярной влаги:

а – стена бесподвального здания; б – стена подвального помещения; 1- цементный раствор или рулонный материал; 2 – обмазка битумом за два раза.

2). Если уровень грунтовых вод находится ниже пола подвала (рис.14.14 б), то для защиты фундаментов применяют изоляцию от сырости.

Для этого с наружной поверхности заглубленных стен осуществляется обмазка горячим битумом за 1...2 раза и прокладываются рулонная изоляция в стене на уровне ниже пола подвала.

3). Если УГВ выше отметки пола подвала, то гидроизоляцию осуществляют в виде сплошной оболочки, защищающей заглубленное помещение снизу и по бокам.

Выполняется из рулонных материалов с не гнущей основой (гидроизол, стеклорубероид, металлоизол, толь и т.п.) – оклеичная гидроизоляция.

- Вертикальная гидроизоляция наклеивается, как правило, с наружной стороны фундамента, т.к. в этом случае под действием напора подземных вод изоляция просто прижимается к изолируемой поверхности.

Для предохранения изоляции от механических воздействий (например, при обратной засыпке) снаружи ее ограждают защитной стенкой из кирпича, бетона или блоков (рис. 14.15.) Зазор между стенкой и гидроизоляцией заполняют жидким цементным раствором.

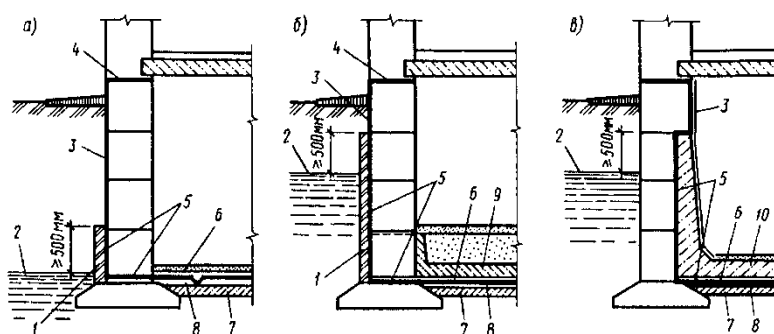


Рис. 14.15. Гидроизоляция подвальных помещений:

а – при небольших напорах подземных вод; б, в – при больших напорах подземных вод; 1 – защитная стенка; 2 – уровень подземных вод; 3 – битумная обмазка; 4 – цементный раствор или рулонный материал; 5 – рулонная изоляция; 6 – защитный цементный слой; 7 – бетонная подготовка; 8 – цементная стяжка; 9 – железобетонное ребристое перекрытие; 10 – железобетонная коробчатая канструкция

- Горизонтальная гидроизоляция наклеивается на выровненную цементной стяжкой поверхности подготовки и защищается сверху цементным или асфальтовым слоем $t=3...5$ см.

- Гидростатическое давление воды при УГВ до 0,5 м выше пола подвала компенсируется весом конструкции пола (рис. 14.15 а)
- Если УГВ выше отметки пола подвала более чем на 0,5 м, то применяют специальные конструкции (заделанные в стены ж/б плиты, специальной плиты с упорами в стены здания и т.п.) – рис.14.15 б, в.
- В любом случае гидроизоляция должна устраиваться на высоту превышающую максимальную отметку УГВ на 0,5 м.

4). Защита от коррозии.

- При слабоагрессивных водах делают глиняный замок из хорошо перемятой и плотноутрамбованной глины по всей высоте защитной стенки и с боков фундаментов (рис. 14.16)

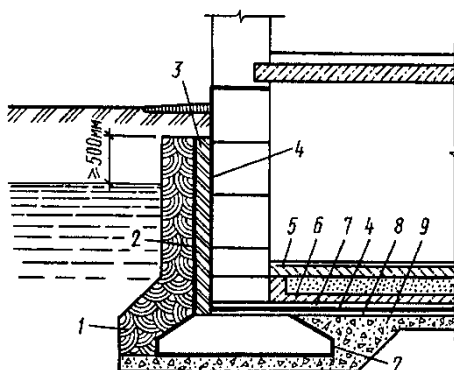


Рис. 14.16. Изоляция фундаментов от агрессивных подземных вод:

1 – глиняный замок из перемятой глины; 2 – обмазка битумом за три раза; 3 – защитная стенка; 4 – рулонная изоляция; 5 – чистый пол; 6 – железобетонное перекрытие; 7 – защитный слой; 8 – цементная стяжка; 9 – щебеночная или гравийная подготовка на битуме.

- При более агрессивных водах до устройства глиняного замка поверхность защитной стенки и фундаментов покрывают за 2 раза битумной мастикой или клеичной изоляцией из битумных рулонных материалов.

Снизу фундамента и под полом подвала изоляция имеет более сложную конструкцию (см. рис.)

- На ряду с антикоррозионной изоляцией фундаменты защищают за счет применения более стойких к данному виду агрессивности цементов (сульфатостойкие и т.п.), а также плотных бетонов.

§2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ КОТЛОВАНОВ

2.1 Общие положения

- Котлованами называют выемки различные по глубине, но с достаточно большими размерами в плане, устраиваемые в грунте и предназначенные для различных целей: устройство фундаментов, монтажа подземных конструкций и оборудования, прокладки туннелей и коммуникаций и т.п.
 - Выемки, имеющие малую ширину и большую длину, называют траншеями, а имеющие малые размеры в плане и большую глубину – шахтами.
- Проект котлована является составной частью общего проекта здания или сооружения и включает в себя:
- чертеж котлована;
 - указания по производству и организации работ;
 - защитные мероприятия.
- Чертеж
учитываются: в плане
 1. возможность производства работ;
 2. возможность устройства опалубки;
 3. размещение крепления стенок котлована;
 4. размещение водопонижающих установок;
 5. глубина в основном определяется заложением фундамента (с учетом песчаной подушки, пласт. дренажа и т.п.)
 - Указывают:
 - горизонтальную и вертикальную привязку котлована к местности;
 - основные оси;
 - размеры поверху и понизу;
 - абсолютные отметки дна и заглублений;
 - заложение откосов – i
 - Защитные мероприятия

Их целью является сохранение природной структуры грунтов в основании возводимых фундаментов (т.е. дна котлована) и обеспечении устойчивости стенок котлована на все время производства строительных работ.

Необходимость сохранения природной структуры грунтов объясняется тем, что ее нарушение в процессе работ нулевого цикла сопровождается, как правило, ухудшением строительных свойств основания.

Требования по сохранению природной структуры основания:

- Не допускать скапливание на дне котлована воды (замачивания), т.к. оно ухудшает свойства грунтов предусматриваются специальные меры для защиты котлована от обводнения.
- Не допускать промерзания дна котлована в зимний период работ, т.к. большинство в зимний период работ, т.к. большинство грунтов обладает пучинистыми свойствами. Для этого, дно котлована покрывают слоем шлака или другого аналогичного по свойствам материала.
- Не допускать механического воздействия на дно котлована. Для этого котлован механизированной техникой недокапывают на 20...30 см. Оставшийся грунт аккуратно снимают лопатами.
- Устройство фундаментов необходимо выполнить по возможности быстрее, особенно в дождливый и зимний периоды строительства.

Требования к устойчивости стенок котлована.

- Конструкции крепления стенок или откосов котлованов должны воспринимать все нагрузки от давления грунта и подземных вод и защищать его от их оползания или обрушения.
- При разработке котлованов и траншей в непосредственной близости и ниже уровня заложения примыкающих сооружений необходимо принятие специальных мероприятий против развития осадок и деформаций близкорасположенных сооружений:
 - это забивка шпунтовой стенки;
 - закрепление грунтов основания;
 - подводка нового фундамента.

2.2. Обеспечение устойчивости стенок котлованов

В зависимости от глубины котлована, грунтовых условий и УГВ, котлованы устраивают либо с естественными откосами либо применяют те или иные методы их крепления.

2.2.а Котлованы с естественными откосами

Устраивают в сухих и маловлажных устойчивых грунтах.

Если высота котлована $h_k \leq 5$ м, то заложение откоса (отношение h_k/b) определяется по таблицам в зависимости от вида грунта.

Если высота $h_k > 5$ м, то необходим расчет крутизны откоса.

- Такие котлованы наиболее просты, однако при этом резко увеличивается объем земляных работ, особенно при глубоких котлованах. Кроме того в естественных условиях города отрывка котлована с естественным откосом далеко не всегда возможна (близко расположенные здания)

2.2.б Котлованы с вертикальными стенками

могут быть: - с креплением

- без крепления

Без крепления допускается только в сухих и маловлажных устойчивых грунтах на непродолжительный срок. Глубина таких котлованов не должна превышать:

- в песках до 0,5 м
- в супесях до 1,0 м
- в суглинках и глинах до 3^x м

Конструкции креплений котлованов выбирают в зависимости от следующих условий:

- глубина котлована;
- свойств грунтов;
- УГВ;

- срок службы крепления.

В зависимости от этих условий подбираются следующие конструкции крепления:

- закладные крепления;
- анкерные или подкосные крепления;
- шпунтовые ограждения.

2.2.в. Закладные крепления

Устраивают при глубине котлована до 2...4 м в сухих и маловлажных грунтах (рис. 14.2 а, б). Закладное крепление состоит из стоек, распорок и горизонтальных досок (забирки), которые заводят за стойки снизу по мере углубления котлована или траншеи, а стойки постепенно заменяют на более длинные тщательно раскрепляя их распорками.

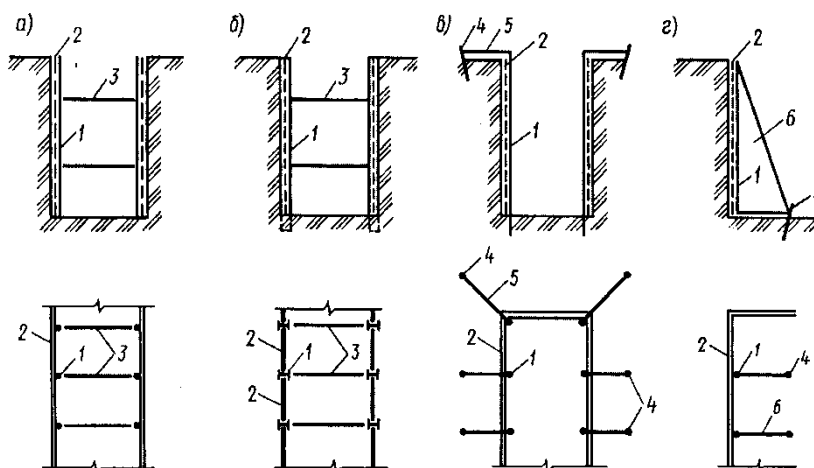


Рис. 14.2. Крепление вертикальных стенок выемок:

а, б – закладное; в – анкерное; г – подкосное; 1 – стойка; 2 – доски; 3 – распорка; 4 – свайка; 5 – стяжка; 6 – подкос

Более удобное крепление не требующее замены стоек по мере заглубления выемки, состоит из предварительно забитых в грунт двутавровых стальных балок, за полки которых постепенно закладываются доски.

2.2.г. Анкерные и подкосные крепления

Устраивают в тех случаях когда исключается возможность установки распорок (широкий котлован, так же если распорки мешают возведению фундамента).

Для устройства анкерных (рис. 14.2 в) креплений вдоль стенки котлована забивают наклонные свайки, которые соединяют анкерными тягами со стойками крепления.

В подкосном креплении (рис. 14.2 г) стенки удерживаются подкосами передающими сдвигающие усилия на упор, забиваемый у них основания.

2.2.д. Шпунтовые ограждения

Служат для крепления вертикальных стен котлована при глубине более 4-х метров, а также при любой глубине, но при уровне подземных вод выше дна котлована.

Шпунтовые ограждения состоят из отдельных элементов (шпунтин), которые погружаются в грунт еще до отрывки котлована и образуют сплошную стену предотвращающую сползание грунта и проникание воду в котлован.

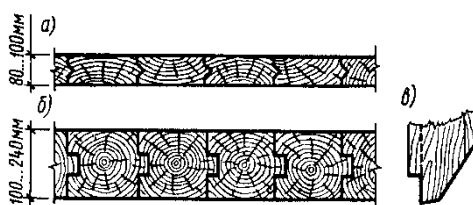


Рис. 14.3. Деревянное шпунтовое ограждение:

а – из досок; б – из брусьев; в – нижний конец деревянной шпунтины

Шпунты могут выполняться из:

- дерева;
- стали;
- ж\б

→ Деревянные шпунтовые ограждения применяют для крепления неглубоких котлованов (3...5 м) (рис. 14.3) может быть:

- дощатым (толщина до 8...10см)
- брусчатым (t от 10 до 24 см)

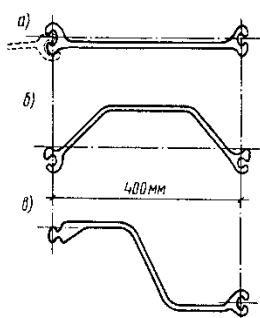


Рис. 14.4. Профили прокатного стального шпунта:

а – плоский; б – корытный; в – Z-образный

Длина шпунтин определяется глубиной их погружения, но, как правило, не превышает 8 м, поскольку более длинный не дорогой и дефицитный.

Для полного смыкания шпунтин их снабжают гребнем или пазом, а нижний конец делают с односторонним заострением, за счет чего погружаемая шпунтина прижимается к уже погруженной, что делает стенку более плотной.

Дополнительному уплотнению соединения шпунтин способствует и постепенной разбухание древесины в воде.

Деревянное шпунтовое ограждение отличается простотой изготовления, однако есть ограничения его применения:

- невозможность забивки шпунтин в плотные грунты;

- небольшая длина шпунтин (6...8 м);

- и относительно малая прочность.

→ Металлический шпунт применяют при глубине более 5...6 м. За счет своей конструкции (рис. 14.4) он обладает большой прочностью и жесткостью.

Он состоит из прокатного профиля $l=8...24$ м.

- плоской;

- корытной; } при больших изгибающих моментах

- Z-образной формы

Связь между шпунтинами по вертикали осуществляется при помощи «замков». Конструкция замков обеспечивает плотное и прочное соединение шпунтин между собой. Остающиеся зазоры в замках, быстро заливаются и металлическая шпунтовая стенка становится практически водонепроницаемой.

Железобетонный шпунт применяют при постройке набережных, причальных и гидротехнических сооружений, или в тех случаях когда шпунт в дальнейшем используются как часть конструкции.

Ж/б шпунт

Сплошной ж/б ряд свай (забивных или буронабивных)

Разрешенный ряд свай в глинистых грунтах.

Конструкции шпунтовых стенок:

- без креплений (консольные);

- с распорным креплением;

- с грунтовыми анкерами.

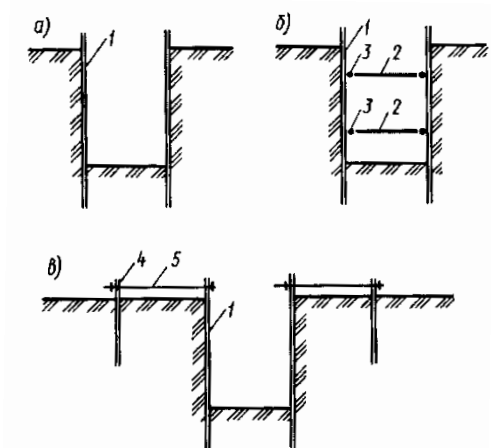


Рис. 14.5. Схемы шпунтовых ограждений:

a – консольное; *б* – с распорным креплением; *в* – с анкерным креплением; 1 – шпунтовая стенка; 2 – распорка; 3 – обвязка; 4 – анкерная свая; 5 – анкерная тяга.

Применение креплений распорного и анкерного типа увеличивает устойчивость шпунтовой стенки, уменьшает возникающие изгибающие моменты и ее горизонтальные смещения, что позволяет делать стенки более легкими.

2.2.е. Расчет шпунтовых ограждений

- Шпунтовые стенки рассчитывают по первой группе предельных состояний;
- Подавляющее большинство методов основано на классической теории предельного равновесия грунтов (E_a , E_p , E_o)

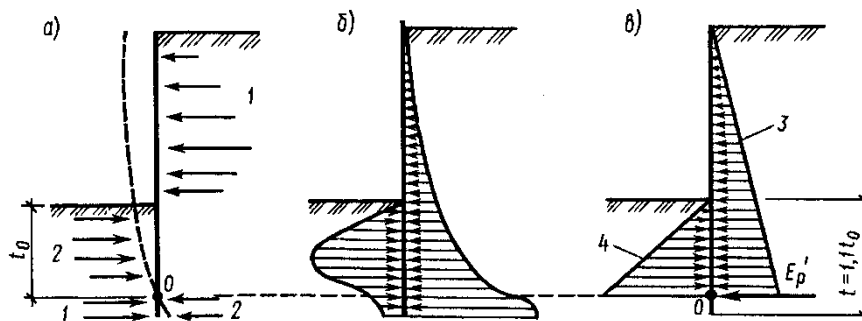


Рис. 14.6. Работа безанкерной шпунтовой стенки:

a – действующие силы; *б* – фактическая эпюра давления грунта; *в* – эпюра давления грунта, принятая в расчете; 1 – активное давление; 2 – пассивное давление; 3 – предельное активное давление; 4 – предельное пассивное давление.

→ Безанкерные шпунтовые стенки (рис. 14.6)

Задача состоит в определении глубины ее забивки, усилий, действующих в стенках, и размеров поперечного сечения шпунта.

- Принимается, что под действием E_a , стенка стремится повернуться вокруг т.О, расположенной на некоторой глубине t_0 ниже дна котлована
- Устойчивость стенки обеспечивается вследствие уравновешенного активного и пассивного давления грунта с разных ее сторон.
- За счет перемещений и гибкости стенки получается довольно сложным криволинейная эпюра давлений грунта на стенку (рис. 14.6. б)
- С целью упрощения расчета эта эпюра заменяется на более простую (рис. 14.6. в). После этого задача становится статически определимой с двумя неизвестными t_0 и E_p' , которые находятся из уравнений равновесия.

равновесие момента относительно т. О

$\sum M_{т.о.} = 0$ следовательно приводит к уравнению 3^й степени относительно t_0 ; t_0

будучи определена, позволяет найти E_p' из $\sum X = 0$ – уравнение равновесия горизонтальных сил.

- Поскольку полученная t_0 определена из условия предельного состояния, для обеспечения запаса, ее увеличивают на величину Δt

полная глубина заделки шпунтовой стенки $t = t_0 + \Delta t$;

Δt определяется из условия реализации обратного отпора грунта E_p'

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2q_{t_0} \cdot (\lambda_p - \lambda_a)}$$

где q_{t_0} – вертикальное давление грунта на глубине приложенной силы E_p'

λ_p, λ_a – коэффициент активного и пассивного давления грунта

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right); \lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- На практике чаще всего составляется только одно уравнение моментов, не содержащее E_p' , и определяется t_0 , а полная заделка шпунтовой стенки в грунт принимается равной

$$t = 1.1t_0$$

→ Анкерные шпунтовые стенки

- В зависимости от жесткости стенки различают 3 расчетные схемы:

- свободно опертая стенка (схема Ю.К.Якоби)
- заделанная стенка (схема Блюма-Ломейера)

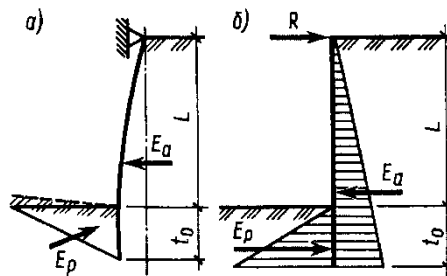


Рис. 14.7. Расчет заанкеренной стенки схеме Э.К.Якоби:

a – схема работы стенки; *б* – расчетная схема

Критерий жесткости шпунтовой стенки определяется отношением:

$$\frac{d_{av}}{t}$$

d_{av} – приведенная высота стенки

$$d_{av} = \sqrt{\frac{12J}{D}}$$

J – момент инерции приведенного сечения стенки «М»

D – ширина шпунтины, м;

t – глубина заложения стенки, м.

- При $\frac{d_{av}}{t} \geq 0.06$ - стенка повышенной жесткости (ж/б стена или стенка из буронабивных свай) ее следует рассчитывать по схеме «свободного опирания».

→ Свободно опертая стенка (схема Э. К. Якоби)

- Расчет исходит из предположений, что в момент потери устойчивости стенка под действием сил активного давления грунта E_a , будет поворачиваться вокруг точки крепления анкера (рис. 14.7 а). При этом на дне котлована возникает выпор грунта и реакция массивного давления

Упрощенная расчетная схема – рис.14.7. б

- Необходимо найти:

- t_0 , - длина заделки стенки;
- R - усилия в стенке и в анкере;
- подобрать сечение стенки и анкера.

- Приняв т.О (точка крепления анкера) – неподвижной t_0 и R определяют из уравнений равновесия:

$$\begin{cases} \Sigma M_{m.o} = 0; E_p \left(L + \frac{2t_0}{3} \right) - 2E_a \frac{(L+t_0)}{3} = 0 \\ \Sigma X = 0; E_p + R - E_a = 0 \end{cases}$$

За расчетное значение заделки принимают

$$t = (1.15 \dots 1.2)t_0$$

→ Заделанная стенка (схема Биома-Ломейера) или (метод упругой линии)

- Расчет ведется в предположении, что нижний участок забитой части стенки полностью защемлен в грунте.
- Упрощенная диаграмма строится по аналогии т.О расположена на расстоянии $0,2t_0$ от нижнего конца стенки (рис. 14.8)
- Задача статически неопределенна, т.к. содержит три неизвестные: t ; R ; Усилие в анкере; и E_p

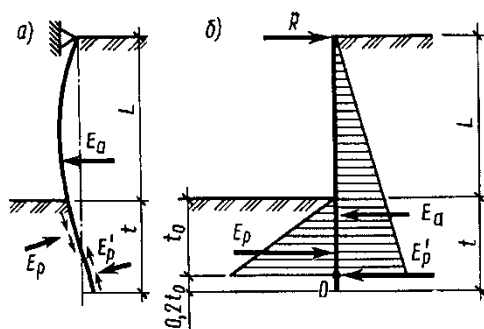


Рис. 14.8. Расчет заанкерной стенки по схеме Блума-Ломейера:

а – схема работы стенки; б – расчетная схема.

Необходимо помимо уравнений равновесия добавочное условия – это равенство ... угла поворота заземленного участка в месте заделки стенки, т.е. в т. О

- Решение ведется методом последовательных приближений.

1. Задаемся t_0 - глубиной заделки, определяем t

$$t = t_0 + \Delta t = t_0 + 0.2t_0 = 1.2t_0$$

2. Из уравнение равновесия находим R и E_p'
3. Строим эпюру изгибающих моментов выше т.О
4. Путем двойного интегрирования составленного уравнения моментов получаем уравнение упругой линии стенки.

(Две постоянные интегрирования определяются из условия, что точка анкеровки и т.О являются неподвижными)

5. Из уравнения упругой линии стенки определяют угол ее поворота в т.О. Если угол $\theta \neq 0$, то изменяем глубину t_0 и производим действия п.п 1-5 заново.

6. Дальнейший расчет заключается в построении эпюры изгибающих моментов и определении M_{\max} , по которому проверяют сечение шпунта.
- Объем вычислений можно существенно сократить если использовать графоаналитический метод расчета, изложенный в справочнике проектировщика.

2.3 Защита котлованов от подтопления

- Для защиты котлованов от подтопления используют следующие группы методов:
 - водопонижение;
 - противодиффузионные завесы;
 - комбинация первых двух методов.
- Выбор той или иной группы методов зависит от:
 - вида подземных вод;
 - УПВ (УГВ);
 - свойств грунтов;
 - особенностей их напластования;
 - глубины, размеров и формы котлована в плане;
 - других факторов.
- Во всех случаях, какой бы способ мы не выбрали, необходимо исключить нарушение природной структуры грунта в основании, обеспечить устойчивость откосов котлована и сохранность близко расположенных зданий.

→ **Водопонижение** осуществляется с помощью:

- глубинного водопонижения;
- открытого водоотлива

1. Открытый водоотлив – наиболее простой способ. Воду откачивают насосами непосредственно из котлована. А точнее из устраиваемой на дне котлована сети канавок глубиной 0,3...0,6 м, по которым вода отводится в приямок (зумпф), откуда она и откачивается систематически насосами.

- Открытый водоотлив применяют только в малоразмываемых грунтах и породах (трещиноватые скальные породы, галька, гравий, крупные пески), а также там, где мало прямого поступления воды.

2. Глубинное водопонижение исключает просачивание подземных вод через откосы и дно котлована. Он заключается в искусственном понижении УГВ в районе котлована.

Осуществляется с помощью:

- иглофильтров;

либо - откачной воды из глубинных трубчатых колодцев (в случае большого притока воды).

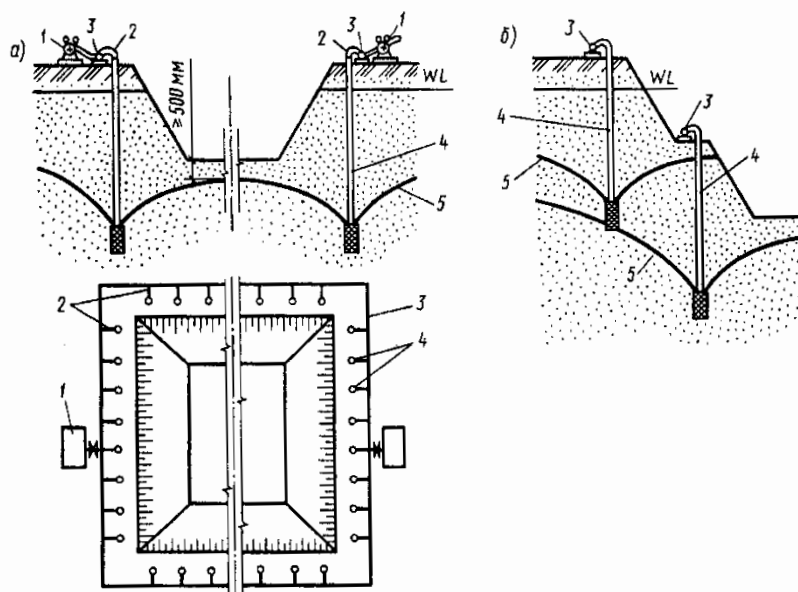


Рис.14.9. Схемы глубинного водопонижения:

а – одноярусное расположение иглофильтров; б – то же, многоярусное; 1 – насосная станция; 2 – гибкие шланги; 3 – коллектор; 4 – иглофильтры; 5 – депрессионная воронка

Иглофильтр состоит из стальной трубы $d=38...50$ мм, нижнем конце имеется фильтрующее устройство, через которое производится всасывание и откачка воды. Фильтр сконструирован так, что обеспечивается невозможностью выноса частиц.

Возникающее при движении воды (от дна котлована к ИФУ) рис. 14.9 а, гидродинамическое давление способствует уплотнению грунтов а ... - улучшению их структурных свойств.

- Легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) служат для понижения уровня подземных вод на глубину 4...5 м в песках. При больших глубинах иглофильтры располагают в несколько ярусов (рис. 14.9. б) или применяют специальные эжекторные иглофильтры (водоструйные насосы, создающие разрежение около фильтрующего элемента, что способствует увеличению всасывания), позволяющее понизить УГВ на глубину до 25 м.

- ЛИУ применяют в песках крупной, средней крупности и мелких
- Эжекторные иглофильтры, как более мощные применяют в пылеватых песках и супесях с $k_f > 0,1$ м/сут.
- при грунтах с $k_f < 0,1$ м/сут используют специальные методы водопонижения:
 - вакуумирование;
 - электроосушение.

Вакуумирование:

У вакуумных скважин устья герметизируются специальными тампонами. Из скважин откачивается вода и воздух, создается зона вакуума, за счет чего приток воды увеличивается.

Позволяет откачивать воду при $0,01 < k_f < 0,1$ м/сут и до 20 м глубиной.

Электроосушение (электроосмотическое водопонижение)

Применяют в глинистых грунтах с низкой водоотдачей

Этот способ основан на свойстве передвижения воды в глинистых грунтах под действием постоянного тока (электроосмос).

Стежки и иглофильтры размещают по периметру котлована в шахматном порядке (рис. 14.10)

На них подают напряжение $U = 30 \dots 60$ В.

Вода под действием тока перемещается от анода «+» к катоду «-», грунтовая вода поступает в иглофильтр и откачивается всасывающим насосом.

Понижение воды возможно до 20 м.

За счет электроосмоса k_f резко увеличивается (в десятки, а то и в сотни раз), но требуется соблюдение соответствующих правил техники безопасности.

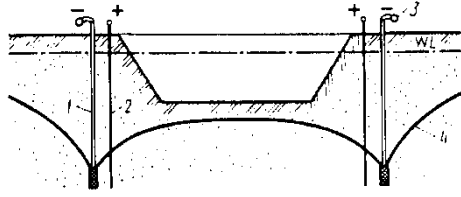


Рис. 14.10. Схема электроосмотического водопонижения:

1 – иглофильтр катод; 2 – металлический стержень-анод; 3 – коллектор; 4 – депрессионная кривая

→ Создание противофильтрационных завес.

Используют:

- замораживание (естественное искусственное);
- битумизация;
- шпунтовое ограждение

Замораживание – используется свойство влажных грунтов переходить в твердое состояние при замерзании.

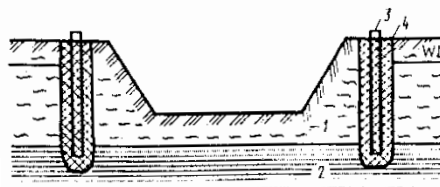


Рис. 14.11. Схема защиты котлована от затопления подземными водами при помощи замораживания:

1 – водоносный слой грунта; 2 – водоупорный слой грунта; 3 – замораживающая колонка; 4 – цилиндр мерзлого грунта.

- Естественное замораживание

Котлован вскрывают до УГВ, дают грунту промерзнуть на глубину 20...30см. Затем срезают верхний слой, оставляя 10...15 см. нетронутого мерзлого грунта. По мере промерзания грунта эту операцию повторяют до тех пор пока не будет достигнута проектная отметка дна котлована. За счет большой продолжительности Метод эффективен в географических зонах с соответствующим климатом.

- Искусственное замораживание (рис. 14.11)

Применяют при разработке значительных по объему котлованов в водонасыщенном грунте.

Способ заключается в создании по периметру котлована льдогрунтовой стенки (до водоупора) $t = -15 \dots -20^\circ\text{C}$.

За счет циркуляции раствора амиака по нагруженным с шагом $0,9 \dots 1,5$ м в грунт трубам, образуются цилиндры мерзлого грунта, которые смыкаются между собой, образуя сплошную защитную стенку.

Толщина стенки замороженного грунта зависит от ее назначения:

- от притока подземных вод достаточно иметь толщину $10 \dots 15$ см;
- как ограждение котлована – расчетом

Работа по замораживанию проводится в 2 этапа.

1 этап – активное замораживание ($40 \dots 70$ суток) – грунт замораживают

2 этап – пассивное замораживание – поддержание грунта в замороженном состоянии в течении периода производства работ в котловане.

Следует строго следить за вертикальностью заглубления инжекторов.

Недостаток: В пылевато-глинистых грунтах происходит морозное пучение – поднятие поверхности грунта с сооружениями, находящимися в зоне влияния. Еще хуже в процессе оттаивания, т.к. сжимаемость такого грунта увеличивается, а прочность уменьшается.

Битумизация заключается в подаче (нагнетание) в грунт, обладающий трещиноватостью (скальные трещиноватые породы) с большим притоком воды, разогретого до жидкого состояния битума. За счет чего, образуется сплошная водонепроницаемая стенка.

Наряду с нагнетанием битума используют цементный раствор, или синтетические смолы.

Нагнетание в грунт какого-либо материала с целью устранения его водопроницаемости называется тампонажем.

§3 ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ОСНОВАНИЙ (ГРУНТОВ)

3.1 Общие положения

За последние годы наблюдается неуклонное увеличение объема строительства в сложных ИГУ. Все чаще для строительства используются площадки, сложенные слабыми грунтами – иглами, рыхлыми песками, заторфованными отложениями.

Особую проблему составляют т.н. региональные грунты, обладающие специфическими свойствами это:

- вечномёрзлые грунты;
- лессовые просадочные грунты;
- набухающие;
- засоленные грунты;
- озерно-ледниковые отложения

Давайте краток рассмотрим их специфические свойства:

Особое место занимают насыпные грунты – это толщи разнородных отложений, сформировавшееся в результате техногенной деятельности человека, а также создаваемые целенаправленно отсыпкой или намывом. Насыпные грунты очень разнообразны и использовать их в качестве основания следует с очень большой осторожностью.

- Многие из этих (указанных) грунтов в природном состоянии имеют невысокую несущую способность и повышенную сжимаемость. Для других характерно существенное ухудшение механических свойств при определенных воздействиях (например, замачивание лессовых грунтов под нагрузкой, оттаивание мерзлых грунтов, рассоление засоленных грунтов и т.д.)
- Недооценка этих явлений может привести к значительным деформациям основания к его просадкам и даже к потере устойчивости основания.

Учет этих явлений подразумевает улучшение строительных свойств таких грунтов многочисленными способами направленного воздействия.

→ Меры преобразования строительных свойств основания можно разделить на три группы:

1. – Конструктивные методы, которые не улучшают свойства самих грунтов, а создают более благоприятные условия работы их как оснований за счет регулирования напряженного состояния и условий деформирования, когда их отрицательные свойства не могут проявиться;

2. – Уплотнение грунтов, осуществляется различными способами и направлено на уменьшение пористости грунтов, создание более плотной упаковки минеральных агрегатов;

3. – Закрепление грунтов, заключающееся в образовании прочных искусственных структурных связей между минеральными частицами.

- Выбор метода преобразования структурных свойств грунтов зависит от:

- типа грунта (его физических свойств);

- характеристика напластований;

- особенности будущего сооружения, т.е. интенсивности передаваемых им нагрузок;

- решаемых инженерных задач;

- технологических возможностей строительной организации.

* Специфические свойства региональных грунтов

1. Илы: образовались в результате выпадения в осадок мельчайших частиц породы. Илистые грунты всегда находятся в водонасыщенном состоянии

$$S_r \sim 1.0$$

В таком грунте имеются (преобладают) водно-

– коллоидные связи;

– кристаллизационные связи;

2. Лессовый грунт: это тот же ил, но в высушенном состоянии (просадочные грунты). Рыхлая структура – те же структурные связи, но нет воды.

3. Вечномерзлый грунт, свойства этих грунтов существенно зависят от их температуры. При ее увеличении, т.е. оттаивании, также грунты дают (также как лесс) мгновенную просадку, а при промораживании наблюдается

морозное пучение строительство на таких гуртах ведется специальными методами:

- либо сохранение весной мерзлоты;
- либо специального оттаивания и уплотнения
- либо применение специальных схем зданий не боящихся осадок;

4. Заторфованные грунты – грунты, содержащие от 30 до 60 % органических веществ, эти грунты обладают малой прочностью, и большой а главное неравномерной сжимаемостью.

В погребенном торфе можно строить, но не в коем случае не дорывать до торфа (гниение) и проверяется несущая способность (подстилающий торфяной слой)

5. Набухающие глины – увеличивают свой объем при замачивании.

6. Засоленные грунты - при засолении резко снижают свою прочность и увеличивают сжимаемость (в местах где возникает постоянная фильтрация воды следует вымывание соли)

7. Озерно-ледниковые отложения (ленточные глины)

Исторический процесс их образования выглядит следующим образом: водный поток несет крупные частицы и они выпадают в осадок. Вода останавливается и выпадают мелкие частицы и т.д.

глинистые прослойки водонасыщенны за счет такой структуры (глинистых прослоек) они очень хорошо пропускают воду в горизонтальном направлении, а в вертикальном k_f достаточно мал.

Если ленточные глины перемять, то они переходят в текуче- пластичное состояние, за счет освобождения воды из глинистых прослоек.

3.2 Конструктивные мероприятия

- Замена грунта основания (грунтовые подушки)
- Шпунтовые ограждения
- Армирование грунтов
- Боковые пригрузки

3.2.а. Грунтовые подушки

Если в основании залегают слабые грунты и их использование оказывается невозможным или нецелесообразным, то возможно экономичной может оказаться замена слабого грунта другим, т.е. применяют т.н. грунтовые подушки.

Все основные выкладки, расчеты и замечания касательно применения и проектирования грунтовых (песчаных) подушек см. ранее стр.24

3.2.б. Шпунтовые конструкции

используются для улучшения условий работы грунтов как ограждающие элементы в основания сооружений

Шпунт погружают через толщу слабых грунтов в относительно плотный грунт. И на песчаной подсыпке (дренирующий слой) в сопряжении со шпунтовым ограждением устраивается сооружение.

Такое техническое решение исключает возможность выпирания грунта в сторону из-под фундамента, т.е. увеличивает его несущую способность, за счет того, что грунт приводит к уменьшению осадок.

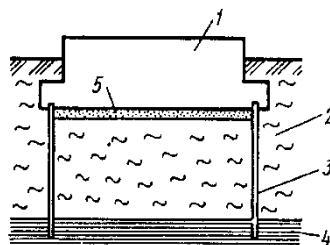


Рис. 12.2. Усиление основания с помощью шпунтового ограждения:

1 – фундамент; 2 – слабый грунт; 3 – шпунтовое ограждение; 4 – плотный грунт; 5 – песчаная подушка (дренирующий слой)

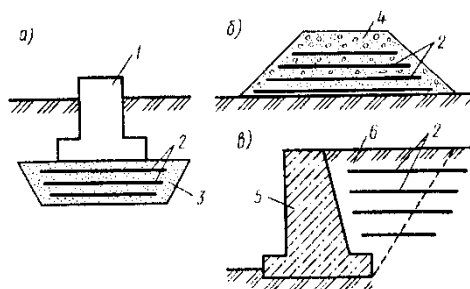


Рис. 12.3. Армирование грунта в искусственном основании фундамента (а), при устройстве насыпи (б), при воздействии засыпок (в):

1 – фундамент; 2 – армирующие элементы; 3 – песчаная подушка; 4 – насыпь; 5 – подпорная стенка; 6 – призма обрушения.

3.2.в. Армирование грунта

Метод армирования грунта заключается в введении в него специальных, армирующих элементов, уменьшающих его сжимаемость и увеличивающих его прочность. Армирование производится в виде лент или сплошных матов, выполненных из геотекстиля. Реже используется металлическая арматура (см. рис. 12.2). Армирующие элементы должны обладать достаточной прочностью и обеспечивать необходимое зацепление с грунтом, для чего их поверхность делается шероховатой.

3.2.г. Боковые пригрузки

Устройством пригрузок основания и нижней части откосов можно повысить устойчивость откосов, а также основание грунта под ее подошвой. Пригрузки выполняются из крупнообломочных или песчаных грунтов

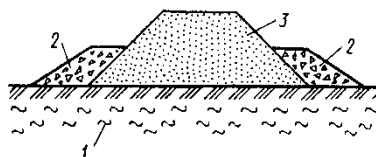


Рис. 12.4. Увеличение устойчивости насыпи на слабых грунтах методом боковой пригрузки:

1 – слабый грунт; 2 – боковая пригрузка; 3 – насыпь.

3.3. Уплотнение грунтов

Методы уплотнения грунтов подразделяют на:

- поверхностные, когда уплотняющие воздействия прикладываются на поверхности и приводят к уплотнению сравнительно небольшой толщи грунтов

- глубинные, когда уплотняющие воздействия передаются значительные по глубине участки грунтового массива.

→ Поверхностное уплотнение производится

- укаткой;
- трамбовкой;
- вибрационными механизмами (виброуплотнением)
- подводными взрывами;
- вытрамбовыванием котлованов.

→ К методам глубинного уплотнения относят

- устройство песчаных, грунтовых и известковых свай
- глубинное виброуплотнение
- уплотнение статической пригрузкой в сочетании с устройством вертикального дренажа
- водопонижение
- глубинные (камуфлетные взрывы зарядов ВВ или электровзрывы)

Любые уплотнение можно производить только до определенного предела (до отказа), после достижения которого дальнейшее воздействие не производит к заметному уплотнению

На рис. 12.5 приведены графики иллюстрирующие процесс уплотнения грунта при цилиндрических уплотняющих воздействиях (укатке, трамбовке)

Уплотняемость грунтов, в значительной степени зависит от их влажности и определяется максимальной плотностью скелета уплотняемого грунта

$\int d.\max$ и относительной влажностью W_{opt}

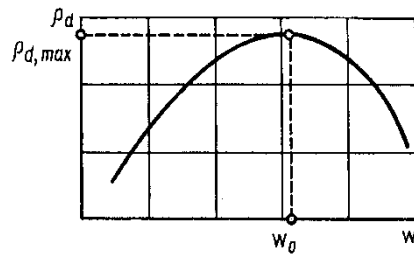


Рис. 12.6. Зависимость плотности скелета уплотняемого грунта от влажности при стандартном уплотнении

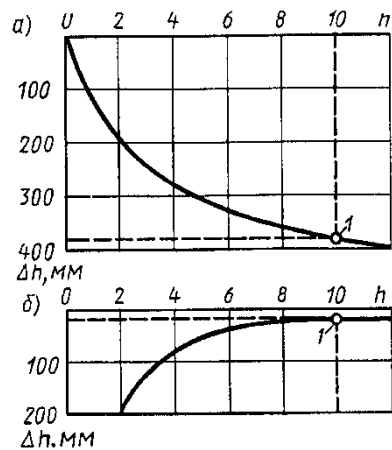


Рис. 12.5. Понижение уплотняемой поверхности в зависимости от числа ударов (проходов):

а - от общего числа ударов; б - от каждых двух ударов; 1 - точка уплотнения до отказа

Оптимальная влажность — влажность соответствующая наилучшему уплотнению грунта. Она определяется в приборе стандартного уплотнения (прибор Проктора)

3.3.а. Укатка и вибрирование

Уплотнение укаткой производится самоходными и прицепными катками на пневматическом ходу, груженными скреперами, автомашинами, тракторами. Помимо укатки используют виброкатки и самопередвигающиеся вибромашины. Укаткам можно уплотнить грунты только на очень небольшую глубину, поэтому этот метод в основном применяется при

последующем возведении грунтовых подушек, планировочных насыпей, земляных сооружений, при подсыпке оснований под полы. Уплотнение достигается многократной проходкой уплотняющих механизмов. Влажность грунтов при этом должна соответствовать оптимальной.

За уплотненную зону h_{com} принимают толщину грунта, в пределах которой плотность скелета грунта ρ_d не ниже заданного в проекте или допустимого её минимального значения. Уплотнение оптимальной толщины уплотняемого слоя грунта и числа проходов используемых механизмов производится на основании опытных работ.

Метод	Мощность уплотняемого слоя h_{com}
Каток 	0.1...0.25м
Кулачковый каток $\phi=1.2...1.5$ м 	0.2...0.35м
Каток с вибратором 	0.2...0.35м
Виброплита 	0.5...0.7м При ограниченном фронте работ

3.3.6. Трамбовка

-Ручные легкие трамбовки (при ограниченном фронте работ)

-Тяжелые трамбовки

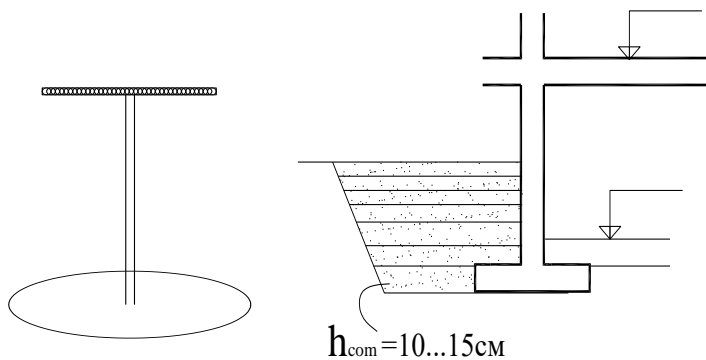


Рис . Ручные легкие трамбовки

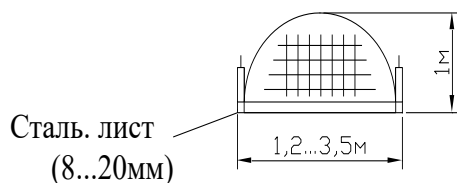
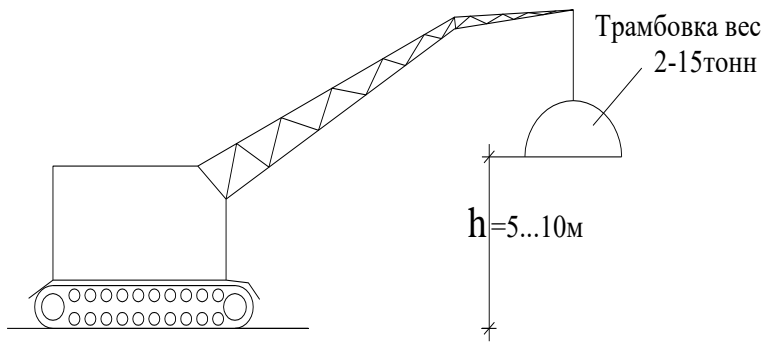


Рис . Тяжелые трамбовки

Тяжелая трамбовка изготавливается из ж/б и имеет в плане форму круга или многоугольника (>8 сторон). Применяется для уплотнения всех видов грунтов в природном залегании (пылевато-глинистых при $S_r < 0,7$), а также искусственных оснований и насыпей.

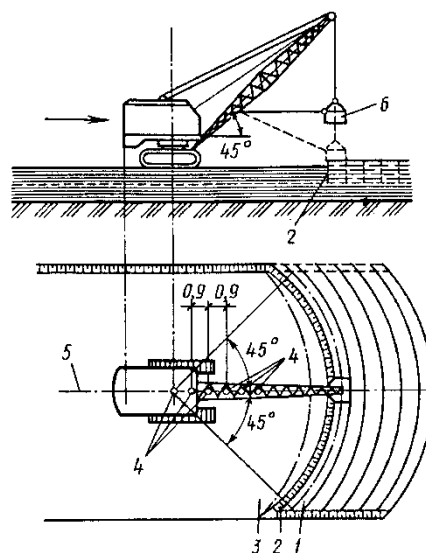
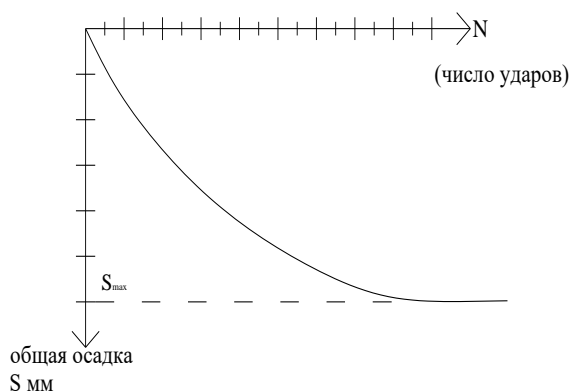
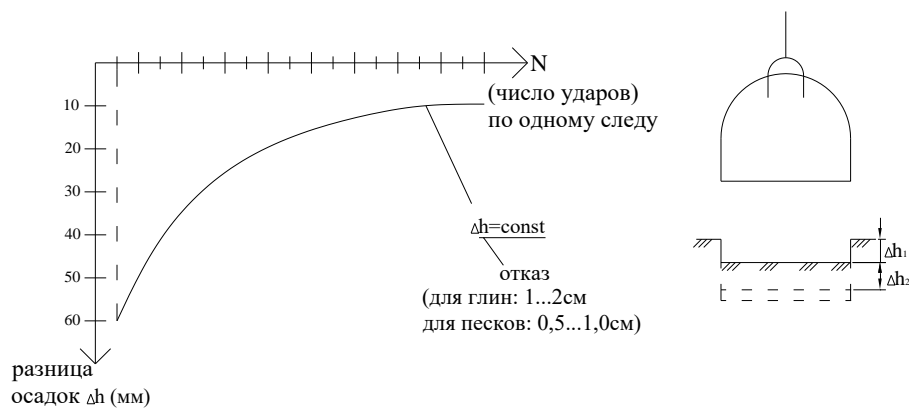


Рис. 12.7. Схема поверхностного уплотнения грунта тяжелой трамбовкой.

1-уплотняемая полоса; 2-полоса перекрытия; 3-уплотняемая полоса; 4-место стоянки экскаватора; 5-ось проходки экскаватора; 6-трамбовка.



$$h'_{com} \approx k_c \cdot d_{mp}$$

k_c - коэффициент

d_{mp} - диаметр трамбовки

Пески, супеси: $k_c = 1,8$

Суглинки, глины: $k_c = 1,5$

Имеется опыт применения сверхтяжелых трамбовок весом >40 т, сбрасываемых с высоты до 40м.

Часто уплотнение производится до определенной степени плотности, выражаемой через коэффициент уплотнения k_{com} , равный отношению заданного или фактически полученного значения плотности скелета уплотненного грунта $\rho_{d,com}$ к его максимальному значению по стандартному уплотнению $\rho_{d,max}$, т.е. $k_{com} = \rho_{d,com} / \rho_{d,max}$.

При этом k_{com} принимают $\approx 0,92 \dots 0,98$

Трамбование производится с перекрытием следов (рис.12.7)

3.3.в. Подводные взрывы

применяются для уплотнения рыхлых песчаных грунтов или макропористых просадочных. Наибольший эффект при $S_f=0,7 \dots 0,8$

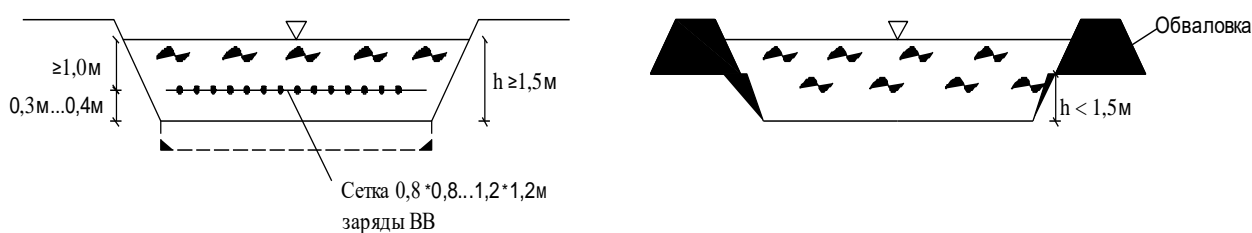


Рис. Схема уплотнения рыхлых песчаных грунтов подводными взрывами

За счет энергии взрыва уплотнение происходит примерно на $h=0,3 \dots 0,5$ (м),

$h_{общ}=1 \dots 4$ (м).

Суть метода заключается в использовании энергии взрыва, производимого в водной среде, для разрушения структуры и уплотнения грунтов.

Водная среда, с одной стороны, обеспечивает более равномерное распределение уплотняющего взрывного воздействия по поверхности грунта, с другой стороны – гасит энергию взрыва, направленную вверх.

3.3.г. Вытрамбовывание котлованов

Метод заключается в образовании в грунтовом массиве полости путем сбрасывания в одно и то же место трамбовки, имеющей форму будущего фундамента. Затем полость заполняется бетонной смесью.

Метод эффективен тем, что во время вытрамбовывания, грунт вокруг образуемой полости уплотняется, за счет чего увеличивается несущая способность основания и снижается деформируемость, а сооружение монолитной фундаментной конструкции не требует применения опалубки.

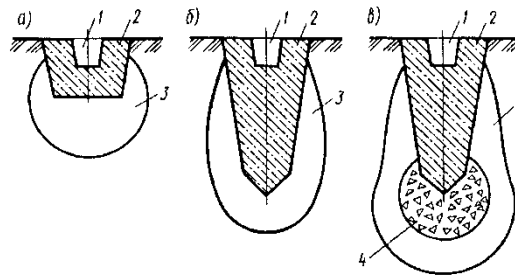


Рис. 12.8. Схемы устройства методом вытрамбовывания котлованов фундаментов с плоской подошвой (а), с заостренной подошвой обычного типа (б) и с уширенным основанием (в):

1 – стакан для установки колонны; 2 – фундамент; 3 – зона уплотнения; 4 – втрамбованный жесткий грунтовый материал

Вытрамбовывание выполняют путем сбрасывания трамбовки весом 1,5...10т (до 15т) по направляющей мачте с высоты 3...8(м) в одно место. (≈10...20 ударов)

Трамбовку изготавливают из листовой стали толщиной 8...10(мм) в форме будущего фундамента и заполняют ее бетоном до заданной массы.

Такой способ устройства фундаментов позволяет сократить объем земляных работ в 3...5 раз, практически полностью исключить опалубочные работы, снизить расход бетона в 2...3 раза, металла в 1,5...4 раза, а стоимость и трудоемкость уменьшить в 2...3 раза.

$$\gamma_{d,\max} = 16,5...17,5(\text{кН} / \text{м}^3)$$

3.3.д. Песчаные сваи

применяются для уплотнения сильно сжимаемых пылевато-глинистых грунтов, рыхлых песков, заторфованных грунтов на глубину до 18...20(м). (см. рис. 12.9)

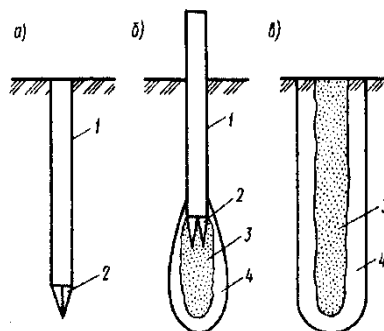


Рис.12.9. Схема устройства песчаных свай:

а – погружение обсадной трубы; б – извлечение обсадной трубы и засыпка скважины песком; в – схема песчаной сваи; 1 – обсадная труба; 2 – самораскрывающийся наконечник; 3 – песчаная свая; 4 – зона уплотнения

Применяется также метод «свая в сваю». Суть его заключается в том, что после того, как инвентарная труба извлечена из грунта, створки наконечника закрывают, и труба повторно погружается в тело уже устроенной сваи (получается погрузить до $0,8h_{св}$), снова засыпается порцией песка, и труба постепенно извлекается.

Получившиеся песчаные сваи, помимо уплотнения грунта, играют роль вертикальных дрен, за счет чего существенно ускоряется процесс консолидации водонасыщенных глинистых оснований.

Сваи размещают обычно в шахматном порядке с пересечением зон уплотнения.

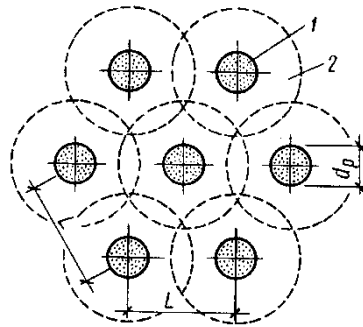


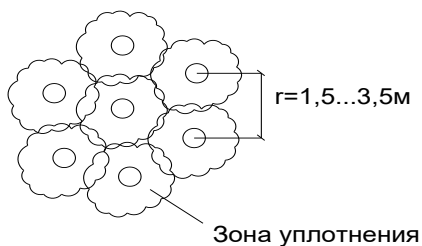
Рис.12.10. Схема размещения песчаных свай в плане:

1 – песчаная свая; 2 – зона уплотнения

Грунтовые сваи

применяются для уплотнения и улучшения строительных свойств просадочных макропористых и насыпных пылевато-глинистых грунтов на глубине до 20(м).

Суть метода: устраивается вертикальная скважина (полость) путем погружения металлической трубы (пробойника) $d \approx 40$ (см), которая затем засыпается местным грунтом с послойным уплотнением.



В результате образуется массив уплотненного грунта, характеризующийся повышенной прочностью и более низкой сжимаемостью, в просадочных грунтах устраняются просадочные свойства.

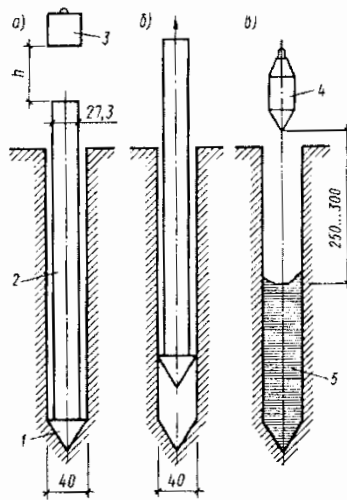


Рис.12.11. Схема устройства грунтовых свай способом сердечника:

а – образование скважины забивкой инвентарной сваи; *б* – извлечение инвентарной сваи; *в* – заполнение скважины грунтом с трамбованием; 1 – инвентарный башмак; 2 – сердечник; 3 – молот; 4 – трамбовка; 5 – уплотненный грунт заполнения

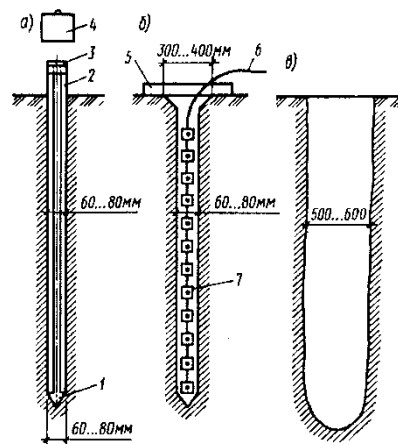


Рис.12.12. Схема образования скважин энергией взрыва:

а – устройство скважины – шпура; *б* – скважина – шпур, подготовленная к взрыву; *в* – готовая скважина; 1 – башмак; 2 – буровая штанга; 3 – наголовник; 4 – молот; 5 – деревянный брусок для подвески заряда; 6 – детонирующий шнур; 7 – заряд ВВ

Известковые сваи применяются для глубинного уплотнения водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов. Устраивают их также как грунтовые или песчаные сваи.

Пробуренную скважину $d_{скв}=320...500$ (мм) (или с обсадной инвентарной трубой) заполняют негашеной комовой известью трамбованием.

Негашеная известь (при взаимодействии с поровой водой) гасится и в процессе гашения увеличивается в объеме. Общее увеличение объема сваи (за счет трамбования и гашения) составляет 1,6...2 раза.

Температура тела сваи при гашении достигает $160^0...300^0C$. Соответственно происходит частичное испарение поровой воды, в результате чего уменьшается влажность грунта (осушение примыкающей зоны) и ускоряется уплотнение.

Также происходит физико-химическое закрепление грунта в зонах примыкающих к поверхности сваи, увеличиваются прочностные и деформационные характеристики грунта.

Стоимость известковых свай довольно низкая, поэтому они относятся к одним из самых дешевых способов улучшения свойств слабых водонасыщенных оснований.

3.3.д. Глубинное виброуплотнение

Применяют для уплотнения рыхлых песчаных грунтов естественного залегания, а также при укладке насыпных несвязных грунтов, устройстве обратных засыпок и т.п.

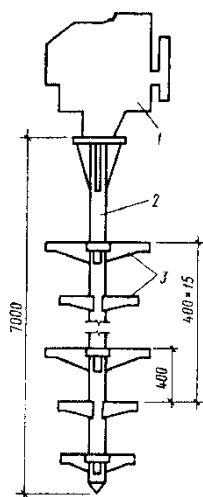


Рис. 12.13. Схема виброустановки ВУУП – 6:

1 – вибропогружатель В – 401; 2 – трубчатая штанга; 3 – стальные ребра

При вибрации в сыпучих грунтах связь между частицами нарушается, и они начинают перемещаться под действием инерционных сил вибрации и сил тяжести. В результате грунты уплотняются.

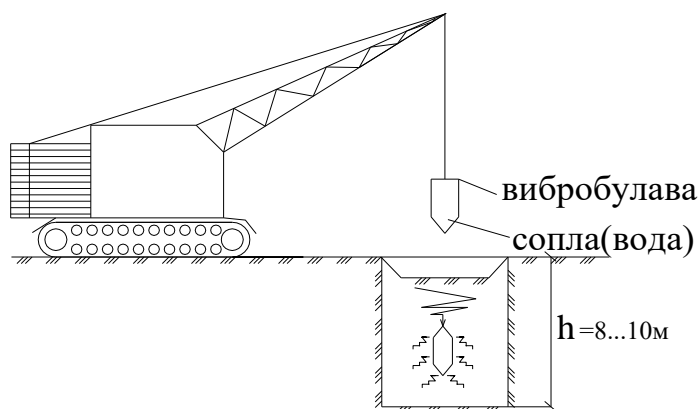


Рис. Схема уплотнения вибробуловой

Эффективность уплотнения повышается при подаче в зону уплотнения воды (гидровиброуплотнение – подача воды через сопла в вибробулаве). Достигают уплотнения до $\gamma_{d,max} = 17...18(\text{кН} / \text{м}^3)$.

Существует два основных способа виброуплотнения:

- В первом способе уплотнение происходит при погружении в песок вибратора (вибробулавы).
(Уплотнение рыхлых песков мощностью до 8...10м)

- Второй способ заключается в погружении в грунт стержня с прикрепленным к его голове вибратором.

3.3.е. Предварительное уплотнение оснований статической нагрузкой

Используют для уплотнения (улучшения строительных свойств) слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и торфов, но на небольших площадках.

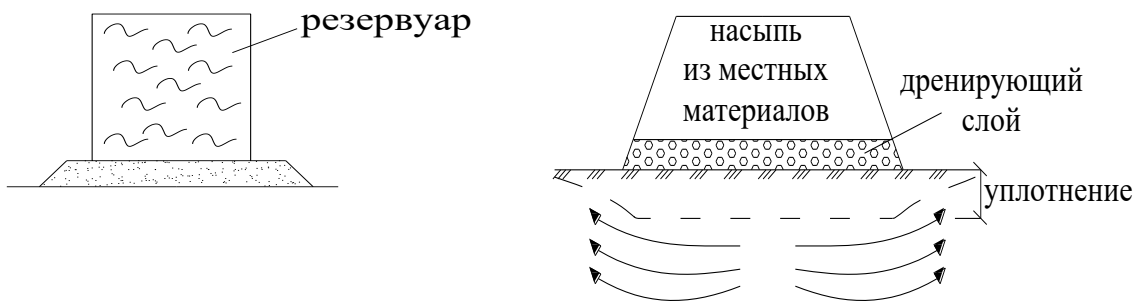


Рис. Схема уплотнения статической нагрузкой

Нельзя передавать большую нагрузку моментально, иначе произойдет выпор.

$$\tau_{пред} = \bar{\sigma} \times tg\varphi + c$$

$$\tau \leq \tau_{пред}$$

$\bar{\sigma}$ - эффективное давление

$$\sigma = \bar{\sigma} + i$$

При $\bar{\sigma} \quad t=\infty$; при $i \quad t=0$

Давление под насыпью должно быть не менее давления будущего сооружения, т.к. высота насыпей ограничена, этот метод как правило применяют при строительстве сооружений, передающих относительно небольшие давления на основание – это малоэтажные здания, ж/д полотна, автодороги, взлетно–посадочные полосы, резервуары и т.п.

Т.к. при использовании этого метода при уплотнении слабых грунтов мощностью > 10м требуется длительное время (для завершения процессов консолидации и стабилизации осадков). Для ускорения процесса уплотнения используют вертикальные дрены различных конструкций:

- Песчаные дрены
- Бумажные комбинированные дрены и др. также применяют электроосмос

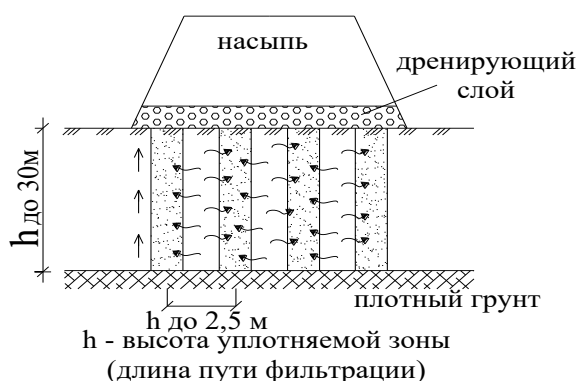


Рис. Схема уплотнения грунтов с помощью вертикальных дрен

Время уплотнения грунтов t обратно пропорционально коэффициенту фильтрации K_f и квадрату высоты зоны уплотнения - h^2 .

$t=f(K_f; h^2)$ – за счет изменения K_f многократно уменьшается время.

Технология устройства вертикальных песчаных дрен аналогична технологии изготовления песчаных свай.

Бумажные комбинированные дрены имеют поперечное сечение 4×100 мм и состоят из полимерного жесткого ребристого сердечника и фильтрующей оболочки.

Дрена вводится в грунт в обсадной трубе прямоугольного сечения статическим вдавливанием (на глубину до 20м) их шаг 1,5 – 3,0м (для песчаных) и 0,6 – 1,5м (для бумажных комбинированных).

3.3.ж. Уплотнение грунта водопонижением

Метод эффективен при уплотнении водонасыщенных грунтов (лучше мелкие или пылеватые пески) на больших площадях.

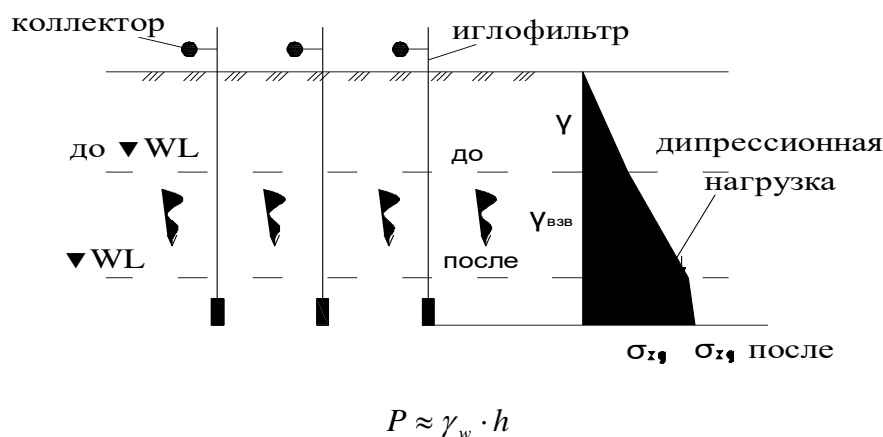


Рис. Схема уплотнения грунтов с помощью водопонижения иглофильтрами

Для этого площадку, на которой предполагается уплотнить грунт, окружают (протыкают) иглофильтрами при $K_f=0,05\dots0,002$ см/с или при $K_f<0,002$ см/с – ижекторные иглофильтры (понижение УГВ до глубины 25м) или с помощью электроосмоса.

Понижение УГВ приводит к снятию взвешивающего действия воды на скелет грунта. В объеме грунта возникает дополнительная массовая сила равная разнице $\gamma - \gamma_{взв}$, которая вызывает уплотнение грунтового массива.

3.4. Закрепление грунтов

Базируется на искусственном преобразовании строительных свойств грунтов (создание более прочных связей между частицами) в условиях их естественного залегания разнообразными физико-химическими методами.

Это достигается за счет инъецирования в грунт и последующего твердения определенных реагентов. Важным условием применимости инъекционных методов закрепления является достаточно высокая проницаемость грунтов.

3.4.а Цементация

Метод служит для закрепления (упрочнения) насыпных грунтов, галечниковых отложений, средних и крупнозернистых песков (сухих и влажных при $K_f > 80$ м/сутки). Так же используют для заполнения карстовых пустот, закрепления и уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных грунтов.

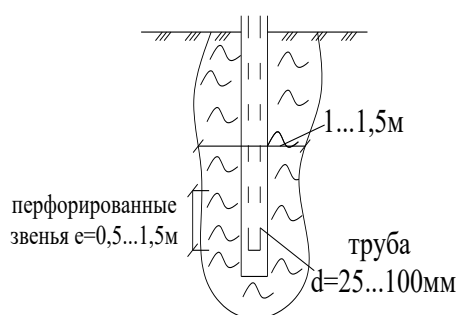


Рис. Схема цементации

Цементный раствор нагнетаемый в грунт имеет В/Ц отношение 0,4...1,0 , часто в раствор добавляют песок.

Применяют забивные иньекторы – тампоны, опускаемые в пробуренные скважины. Цементация возможна и в водонасыщенных грунтах, но там где вода стоячая; если есть течение, то цементный раствор уносит.

Метод цементации применим также для усиления конструкций самих фундаментов. Для этого в теле фундамента пробуривают шпуры, через которые в материал или кладку фундамента под высоким давлением нагнетается цементный раствор.

3.4.б Силикатизация

Применяется для химического закрепления песков с $K_f = 0,5...80$ м/сут, макропористых глинистых просадочных грунтов с $K_f = 0,2...2$ м/сут (лессы), и отдельных видов насыпных грунтов.

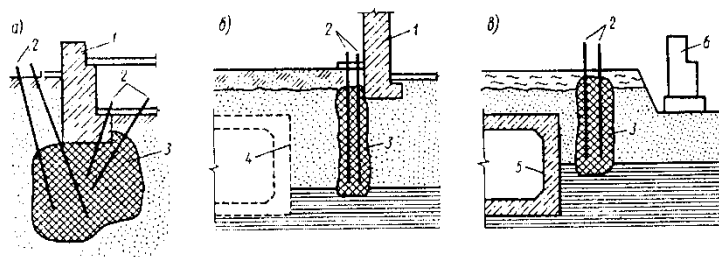


Рис.12.14.Схема закрепления методом силикатизации оснований фундаментов (а), защиты фундаментов зданий при строительстве подземных сооружений (б) ,при возведении зданий (в):

1 – фундамент; 2 – инъекторы; 3 – зоны закрепления; 4 – строящееся подземное сооружение; 5 – существующий тоннель; 6 – строящееся здание

Сущность метода заключается в нагнетании в грунт силиката Na в виде раствора (жидкое стекло), которым заполняется поровое пространство. При соответствующих условиях (при наличии отвердителя), раствор переходит в гелеобразное состояние, затвердевая со временем. Создаются новые связи между частицами, что приводит к увеличению прочности уменьшению сжимаемости грунта.

Силикатизация:

- однорастворная (лессовый грунт)
- двухрастворная (пески)

-Особенностью силикатизации лессов является то, что в состав этих грунтов входят соли, выполняющие роль отвердителя жидкого стекла. Процесс закрепления происходит мгновенно, достигаемая прочность составляет 2МПа и более. Закрепление водостойчиво, что обеспечивает ликвидацию просадочных свойств лессов.

Однорастворная силикатизация:



$Na_2O_nSiO_2$ - жидкое стекло;

$CaSO_4$ - соли в лессовом грунте;

$nSiO_2(m-1)H_2O$ – гель кремниевой кислоты;

- Двухрастворный способ заключается в следующем. В грунт погружаются инъекторы (трубы $d=38\text{мм}$) с нижним перфорированным звеном, длиной

0,5...1,5м. Через них в пески нагнетается раствор силиката натрия под давлением 1,5 МПа. Через соседнюю трубу, погруженную на расстоянии 15...25см, нагнетают раствор хлористого кальция.

Иногда оба раствора начинают поочередно через один и тот же иньектор (первый раствор при его погружении, второй раствор при извлечении).

После твердения геля прочность достигает 2...5МПа.



$Na_2O_nSiO_2$ – 1-ый раствор. Жидкое стекло;

$CaCl_2$ - 2-ой раствор. Хлористый кальций;

$nSiO_2(m-1)H_2O$ – вязкий материал, гель кремниевой кислоты.

Регулируя состав отвердителя можно в широких пределах варьировать время гелеобразования (от 20...30мин. до 10...16ч.). На полное твердение геля требуется 28 дней.

Увеличение времени гелеобразования необходимо в малопроницаемых грунтах, где для обеспечения необходимого радиуса закрепления требуется длительное время на проникновение раствора.

3.4.в Смолизация

– закрепление грунтов смолами. Сущность метода заключается во введении в грунт высокомолекулярных органических соединений типа карбамидных, фенолформальдегидных и других синтетических смол в смеси с отвердителями – кислотами, кислыми солями.

Через определенное время в результате взаимодействия с отвердителями смола полимеризуется.

Время гелеобразования 1,5...2,5 часа, полное упрочнение происходит после двух суток. Смолизация эффективна в сухих и водонасыщенных песках с $K_f=0,5-25$ М/сут.

Достижимая прочность колеблется в пределах 1...5 МПа и зависит в основном от концентрации смолы в растворе.

Организация работ аналогична силикатизации.

Радиус закрепленной зоны составляет 0,3...1,0м и зависит от K_f .

Метод относится к числу дорогостоящих.

3.4.г Глинизация и битумизация

Глинизацию применяют для уменьшения водопроницаемости песков. Через инъекторы в песок нагнетается водная суспензия бетонитовой глины с содержанием монтмориллонита $\geq 60\%$. Глинистые частицы, выпадая в осадок, заполняют поры песка, в результате чего его водопроницаемость снижается в несколько порядков.

Битумизацию применяют в основном для уменьшения водопроницаемости, закрепления трещиноватых скальных пород, при подземном течении вод.

Через скважины в скальный массив нагнетается расплавленный битум (или специальные его эмульсии). Происходит заполнение трещин и массив становится практически водонепроницаемым.

3.4.д Термическое закрепление грунтов (обжиг)

Применяют для упрочнения сухих макропористых пылевато-глинистых грунтов, обладающих газопроницаемостью (лессы).

Сущность: через грунт в течение нескольких суток (5...12 суток) пропускают раскаленный воздух или газы. Под действием высокой температуры ($t \approx 800^\circ\text{C}$) отдельные минералы, входящие в состав скелета, оплавляются. В результате этого образуются прочные водостойкие структурные связи между частицами.

При обжиге грунты теряют большую часть химически связанной воды, что уменьшает просадочность, размокаемость, способность к набуханию. В результате термической обработки получается упрочненный конусообразный массив грунта d поверху 1,5...2,5м понизу 0,2...0,4м глубина 8...10м.

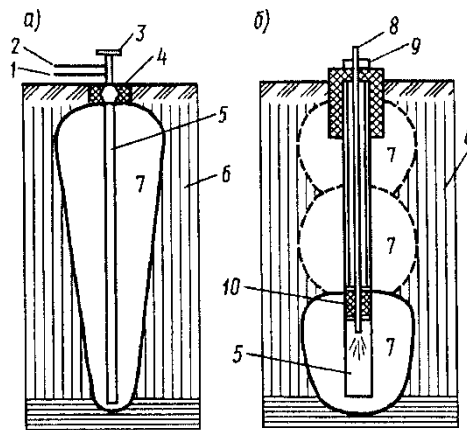


Рис.12.15. Схемы термического закрепления грунтов при сжигании топлива в устье скважины (а) и при передвижении камеры сгорания вдоль скважины (б):

1 – трубопровод для жидкого топлива; 2 – то же, для воздуха; 3 – форсунка; 4 – затвор с камерой сгорания; 5 – скважина; 6 – просадочный лессовый грунт; 7 – зона термического закрепления; 8 – гибкий шланг; 9 – натяжное устройство; 10 – жароизолирующий материал

Применяется и другая технология, позволяющая сжигать топливо в любой по глубине части скважин. В результате образуются грунтовые массивы (термосваи) постоянного сечения. Сроки обжига в этом случае несколько сокращаются, упрощается технология работ.

Прочность обожженного массива $R \approx 100 \text{ кг/см}^2$

§4 ФУНДАМЕНТЫ ГЛУБИННОГО ЗАЛОЖЕНИЯ (ФГЗ)

4.1 Введение.

При больших сосредоточенных нагрузках, когда устройство ФМЗ в котловане невыполнимо или невыгодно, а сваи не обеспечивают необходимой НС, а также при строительстве тяжелых и чувствительных к неравномерным осадкам сооружений (массивные кузнечные молоты, крупные прессы, зданий и насосных станций и водозаборов, опоры мостов, заглубленные и подземные сооружения – гаражи, склады, емкости, глубокие колодцы и т.п.) стремятся передавать нагрузки на скальные или полускальные основания, т.е. малосжимаемые грунты. В ряде случаев при этом приходится прорезать значительную (несколько десятков метров) толщу слабых водонасыщенных грунтов.

Для этого прибегают к устройству ФГЗ. Их разделяют на следующие виды:

- Опускные колодцы;
- Кессоны;
- Тонкостенные оболочки;
- Буровые опоры и фундаменты, возводимые методом «Стена в грунте»

4.2 Опускные колодцы

Представляют собой замкнутую в плане и открытую сверху и снизу полую конструкцию, бетонируемую или собираемую из сборных элементов на поверхности грунта и погружаемую под действием собственного веса или дополнительной пригрузки по мере разработки грунта внутри нее (рис.13.1 и 13.2.).

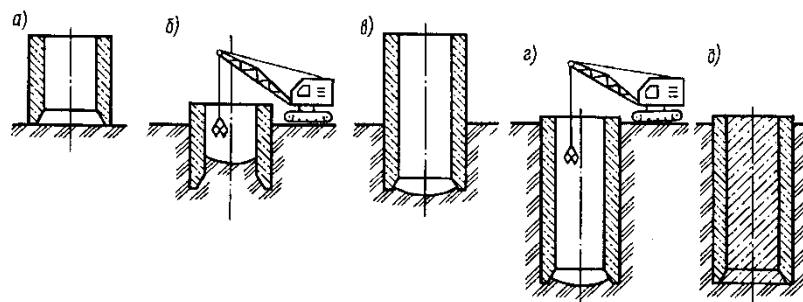


Рис.13.1 Последовательность устройства опускного колодца:

а – изготовление первого яруса опускного колодца на поверхности грунта; *б* – погружение первого яруса опускного колодца в грунт; *в* – наращивание оболочки колодца; *г* – погружение колодца до проектной отметки; *д* – заполнение бетоном полости опускного колодца в случае использования его как фундамента глубокого заложения

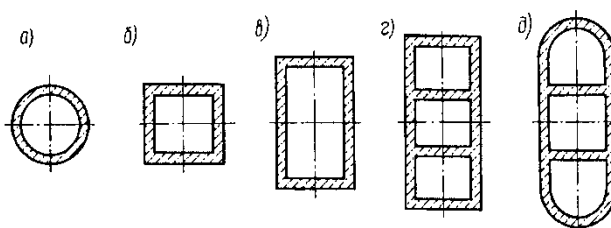


Рис.13.2. Формы сечений опускных колодцев в плане:

а – круглая; *б* – квадратная; *в* – прямоугольная; *г* – прямоугольная с поперечными перегородками; *д* – с закругленными торцевыми стенками

- Форма колодца в плане определяется конфигурацией проектируемого сооружения См. рис.13.2. Наиболее рациональной является круглая форма, т.к. стенка круглого колодца работает только на сжатие, и при заданной площади основания обладает наименьшим наружным периметром, что уменьшает силы трения по их боковой поверхности, возникающие при погружении. Плоские же стенки опускных колодцев в основном будут работать на изгиб (что далеко не выгодно), но с другой стороны прямоугольная и квадратная форма позволяет более рационально использовать площадь внутреннего помещения.
- В любом случае очертание колодца должно быть в плане симметричным, т.к. всякая асимметрия осложняет его погружение (прекосы, отклонения).
- Конструкционные материалы для опускных колодцев:
 - дерево;

- каменная или кирпичная кладка;
- металл;
- бетон
- ж/б- наиболее распространен:

1.Монолитные (только когда форма колодца в плане имеет сложное очертание, нет возможности изготовления сборных элементов, при проходке скальных грунтов и грунтов с большим числом валунов).

2.Сборные (наибольшее предпочтение)

- Погружению колодца в основание сопротивляются силы трения стен колодца о грунт. Для уменьшения трения колодцам придают коническую или цилиндрически уступчатую форму, с использованием тиксотропной суспензии. Оболочка опускного колодца из монолитного ж/б состоит из двух основных частей : 1 – ножевой; 2 – собственно оболочки. См. рис. 13.3.

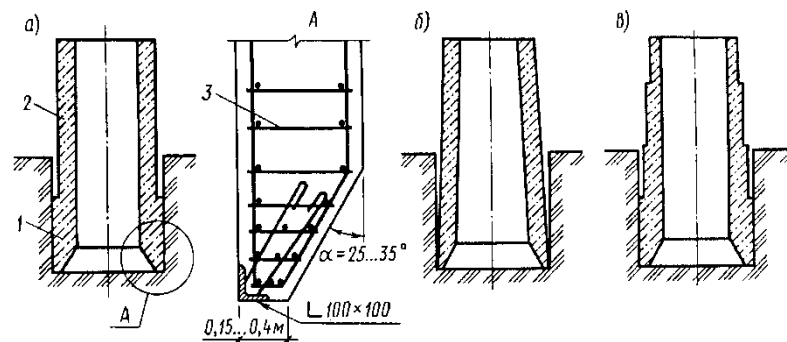


Рис.13.3. Форма вертикальных сечений монолитных опускных колодцев:

а – цилиндрическая; б – коническая; в – цилиндрическая ступенчатая; 1 – ножевая часть опускного колодца; 2 – оболочка опускного колодца; 3 – арматура ножа колодца

- Ножевая часть шире стены оболочки на 100...150мм со стороны грунта.
- Толщина стен монолитных колодцев определяется из условия создания веса, необходимого для преодоления сил трения.
- Бетон должен быть прочным, плотным (вес) и иметь высокую водонепроницаемость – В35.
- Монолитные ж/б колодцы изготавливают непосредственно над местом их погружения на специально изготовленной выровненной площадке. При

$h_k > 10\text{м}$ его бетонирование ведется отдельными ярусами, последовательно. К опусканию приступают только после набора бетоном 100% прочности, что непроизводительно (потеря времени).

- К недостаткам монолитных ж/б опускных колодцев также следует отнести:
 - большой расход материалов, не оправданный требованиями прочности;
 - значительная трудоемкость, за счет их изготовления полностью на строительной площадке;
- Преимущества монолитных колодцев:
 - простота изготовления;
 - возможность придания им любой формы;
 - отсутствие (как правило) опасности всплытия
- Из сборных опускных колодцев наибольшее распространение получили:
 - колодцы из пустотелых прямоугольных элементов (рис.13.4)

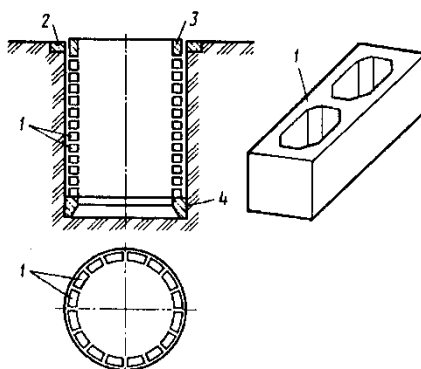


Рис.13.4. Сборный опускной колодец из пустотелых прямоугольных блоков:

1 – блоки; 2 – форшахта; 3 – монолитный железобетонный пояс; 4 – нож из монолитного железобетона

- из плоских вертикальных панелей (клепок) (рис.13.5)

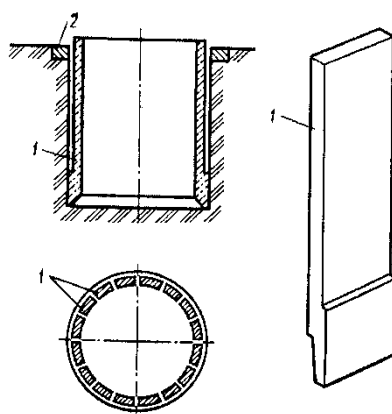


Рис.13.5. Сборный опускающий колодец из вертикальных панелей:

1 – панели; 2 – формашта;

- Колодцы из пустотелых прямоугольных элементов выполняют с монолитной нижней частью, на которой монтируется оболочка из сборных двухпустотных блоков (рис.13.4), без перевязки швов (один на другой). Блоки скрепляются между собой только в вертикальных швах. В результате образуются вертикальные пустоты в блоках на всю высоту колодца, заполняемые в последствии бетоном. Если колодец разбит по высоте, то в верхней части каждого яруса опускания устраивают монолитный пояс.

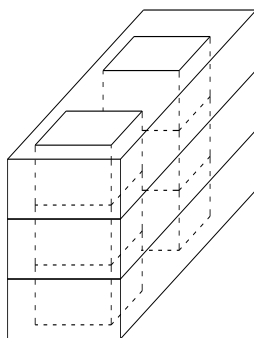


Рис.Схема расположения пустот в блоках опускающего колодца

Наличие в блоках сквозных пустот позволяет регулировать вес колодца при его опускании или для выравнивания при перекосах (заполнение пустот тяжелыми материалами, что также при необходимости удерживает колодец от всплытия).

- Каждая из плоских вертикальных панелей (клепок) представляет собой элемент стены колодца на всю его высоту (рис.13.5). Между собой панели соединяются с помощью петлевых стыков или накладками на сварке.
- При необходимости возведения такого опускного колодца большей высоты стены его наращивают такими же панелями, но уже без ножевой части. При этом в горизонтальном стыке панели верхнего и нижнего яруса соединяют сваркой закладных деталей.
- При высоком уровне УГВ в слабых грунтах и откачке воды изнутри колодца вода проникает внутрь колодца, вызывая механическую суффозию (вымывание и перемещение частиц грунта). Вокруг колодца образуется грунт с нарушенной структурой, поверхность грунта может опускаться, вызывая деформации соседних зданий. Альтернатива данному способу - погружение колодца без откачки воды.

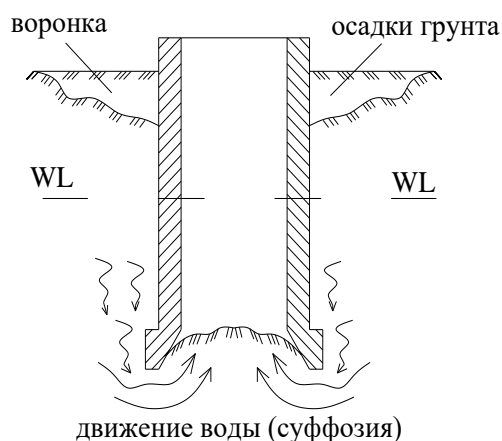


Рис. Схема движения воды (суффозии) при выемке грунта из опускного колодца

- Открытый водоотлив применяют в устойчивых грунтах с относительно малым K_f .

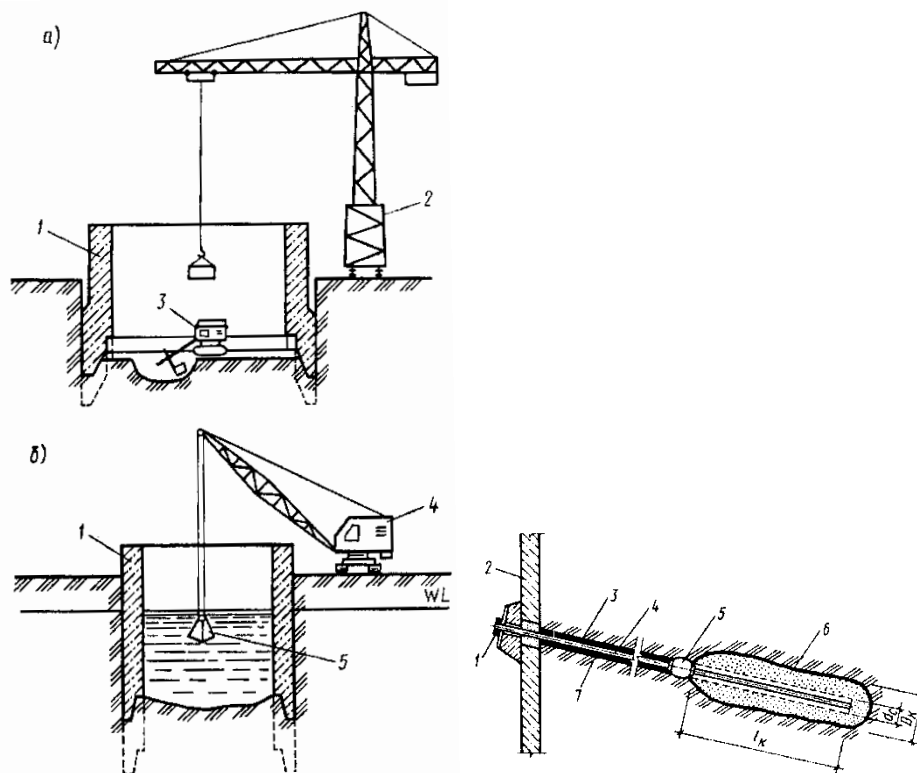


Рис.13.6. Разработка грунта в опускном колодце:

а – насухо с помощью экскаватора; *б* – под водой с помощью грейфера; 1 – колодец; 2 – башенный кран; 3 – экскаватор; 4 – кран-экскаватор; 5 – грейфер

Эти две схемы погружения колодцев называются:

1. Насухо (при отсутствии подземных вод или с применением открытого водоотлива или водопонижения).

2. С разработкой грунта под водой.

- Выбор способа разработки грунта зависит от размеров колодца, геологических условий строительной площадки и местных условий строительства. Так, например, грейферы применяют для разработки рыхлых песков, легких супесей, галечников и т.д.
- Глубина разработки грунта на одну «Посадку» колодца принимается равной 1,5...2,0м при использовании экскаваторов и бульдозеров и не более 0,5м при применении средств гидромеханизации.
- Разработка грунта под водой осуществляется преимущественно экскаваторами, оборудованными грейфером (рис.13.6 б). В случае очень слабых грунтов (плывуны), чтобы предотвратить их наплыв из-под ножа, рекомендуется поднимать уровень воды в колодце на 1...3м выше УГВ, накачивая в него воду.

- Недостатком «под водой» является:
 - сложность контроля процесса откопки;
 - трудность удаления крупных включений.

Погружение опускных колодцев в тиксотропных рубашках

- Для преодоления сил трения, препятствующих погружению колодца, приходится увеличивать его вес, для чего стены делают значительно толще, чем требуется из условия прочности. Однако все-равно может возникнуть ситуация, когда силы трения возрастают настолько, что дальнейшее погружение прекращается еще до достижения сооружением проектной отметки (т.к. зависание).
- Для уменьшения сил трения был предложен (Озеров А.В. 1945 инж.). Метод погружения колодцев в тиксотропной рубашке.
- Суть метода: благодаря уступу, устраиваемому в ножевой части снаружи колодца, при погружении вокруг него образуется полость (рис.13.7).

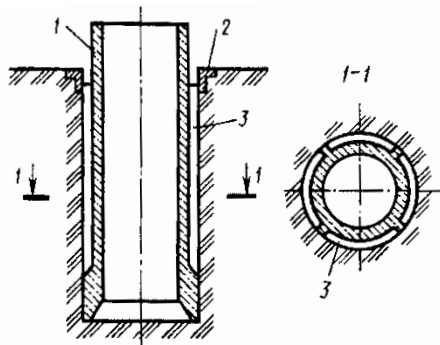


Рис.13.7. Схема погружения опускного колодца в тиксотропной рубашке:

1 – опускной колодец; 2 – форшахта; 3 - тиксотропная рубашка

Что бы обеспечить устойчивость грунта стенок полости от оползания или обрушения ее заполняют глинистым раствором с тиксотропными свойствами (бentonитовые глины =>монтмориллонит), который образует тиксотропную рубашку. В результате контакт колодца с грунтом при нормальном его опускании происходит только в пределах его ножевой части, имеющую малую площадь боковой поверхности, т.е. силы трения

значительно снижаются. Это практически исключает опасность зависания опускных колодцев и позволяет резко уменьшить их вес.

После достижения колодцем проектной отметки глинистый раствор в полости тиксотропной рубашки заменяется цементно-песчаным раствором, галечником или гравием.

Осложнения:

- При нагружении опускных колодцев в грунт могут возникнуть следующие осложнения:
 - перекосы;
 - зависания;
 - самопроизвольное опускание;
 - появление трещин в стенах.
- Для предотвращения перекосов – через каждый метр погружения колодца проверяют его вертикальность геодезическими инструментами (теодолит и т.п.). Обнаруженные перекосы (крены) исправляют:
 - опережающей и более интенсивной разработкой грунта под менее нагруженной ножевой частью;
 - дополнительной пригрузкой этого же участка;
 - уменьшением локального трения грунта этого участка о наружную поверхность стены (откопка грунта, его размыв гидроиглой или виброразрушение).
- Зависание устраняют увеличением веса колодца (наращивание яруса, дополнительная пригрузка камнем или бетонными блоками и т.п.). Или уменьшением трения при помощи различных промывных устройств.
- Самопроизвольное опускание происходит в тех случаях, когда основание сложено слабыми грунтами и не выдерживает нагрузок от колодца. Его останавливают путем подвода под ножевую часть (под наклонную ее часть) специальных ж/б блоков, увеличивающих площадь его опирания на грунт. В том случае, когда произвольное опускание предвидится заранее, с наружной стороны утраивают ж/б кольцевую консоль, которая, опираясь на предварительно подготовленную площадку земли, задерживает дальнейшее погружение.
- Трещины в стенах колодца появляются либо вследствие недостаточной их жесткости неполного учета нагрузок и сил, либо за счет нарушения технологии производства работ.

Расчет опускных колодцев

- Основным является расчет не на эксплуатационные, а на строительные нагрузки, т.к. во время их изготовления и погружения последние оказываются в более напряженном состоянии, чем при эксплуатации.
- Расчет на строительные нагрузки включает:
 - расчет на погружение;
 - расчет стен на разрыв;
 - расчет ножевой части колодца;
 - расчет стен колодца на боковое давление грунта;
 - расчет прочности стен на изгиб в вертикальной плоскости;
 - расчет на всплытие.

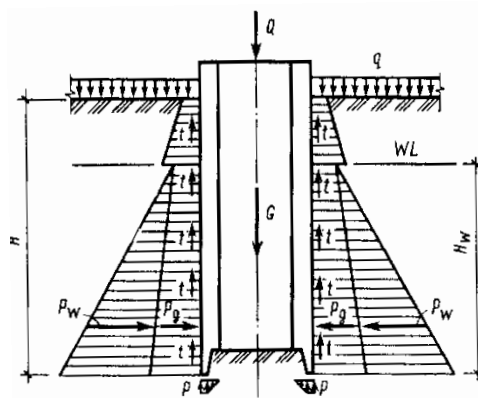


Рис.13.8. Схема нагрузок, действующих на опускной колодец во время его погружения

- Методики этих расчетов приведены в специальной литературе. Ниже, в качестве примера, рассмотрим только основные положения расчетов опускных колодцев на погружение, разрыв и всплытие:

Расчет на погружение и разрыв

- Погружение колодца обеспечивается при соблюдении условия:

$$\frac{(G + Q)}{(T + F)} = \gamma_{pl}$$

Где T – полная расчетная сила трения грунта по боковой поверхности колодца;

F – сила расчетного сопротивления грунта под ножом колодца;

γ_{pl} - коэффициент надежности погружения, принимается $\gamma_{pl} = 1,15$

- При погружении колодца в тиксотропной рубашке сила трения учитывается только в ножевой части.

- При зависании верхней части колодца в стенах колодца возникают растягивающие напряжения (сила N), которые могут привести к отрыву его нижней части. Такая вероятность может возникнуть у глубоких колодцев ($H > 15\text{м}$).

- Расчетная нормальная сила определяется из условия:

$N = \gamma_{pl} \cdot T_1$ - если высота верхнего, более плотного, слоя меньше половины глубины погружения. Здесь T_1 - расчетная сила трения стен колодца по прочному грунту.

$N = G - T_1$ - при высоте более плотного верхнего слоя более половины проектной глубины погружения.

- Для обеспечения прочности колодца на возможный разрыв вертикальное армирование стен проектируется исходя из определенной т.о. силы N /

Расчет на всплытие

- После полного погружения колодца в водонасыщенные грунты и устройства днища, на его подошву будет действовать гидростатическое давление воды, направленное снизу вверх. От всплытия его будут удерживать собственный вес и наружные силы трения.

- Колодец не всплывет, если будет выполняться условие:

$$(0,9G + 0,5T) / (A_w \cdot H_w \cdot \gamma_w) \geq \gamma_{em}$$

Где A_w - площадь колодца по внешнему периметру ножа;

H_w - высота столба воды (расстояние от УГВ до низа ножа);

$\gamma_{em} > 1,2$ – коэффициент надежности на всплытие.

- Если это условие не выполняется необходимо предусмотреть устройство анкерных креплений или увеличить вес колодца.

4.3 Кессоны

В сильно обводненных грунтах, содержащих прослойки скальных пород или твердых включений (валуны, погребенную древесину и т.д.) погружение опускных колодцев по схеме «насухо» требует больших затрат на водоотлив, а разработка грунта под водой невозможна из-за наличия в грунте твердых включений.

В этом случае используется кессонный метод устройства фундаментов глубокого заложения, который был предложен во Франции в середине 19в.

Кессон схематически представляет собой опрокинутый вверх дном ящик, образующий рабочую камеру, в которую под давлением нагнетается сжатый воздух, уравнивающий давление грунтовой воды на данной глубине, что не позволяет ей проникать в рабочую камеру, благодаря чему разработка грунта ведется насухо без водоотлива.

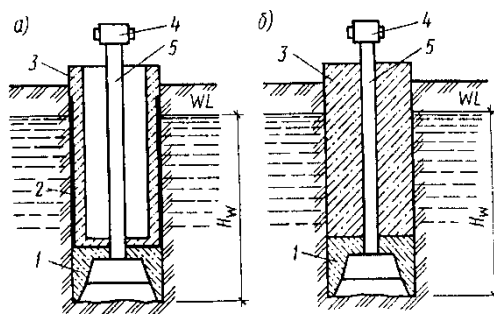


Рис.13.9. Схема устройства кессона:

а – для заглубленного помещения; *б* – для глубокого фундамента; 1 – кессонная камера; 2 – гидроизоляция; 3 – надкессонное строение; 4 – шлюзовой аппарат; 5 – шахтная труба

Метод является более дорогостоящим и сложным, поскольку требует специального оборудования. Кроме того, этот способ связан с пребыванием людей в зоне повышенного давления воздуха, что значительно сокращает продолжительность рабочих смен (до 2 часов при 350...400кПа(мах)) при максимальной глубине 35-40м.

В связи с вышесказанным кессоны применяют значительно реже других типов фундаментов глубокого заложения.

Кессонная камера, высота которой по санитарным нормам принимается не менее 2,2 м, выполняется из ж/б и состоит из потолка и стен, называемых консолями.

Способ погружения кессона аналогичен опускному колодцу. Глубину погружения кессона и его внешние размеры определяют так же, как и для опускных колодцев.

Шлюзовой аппарат, соединенный с кессонной камерой шахтными трубами, предназначен для шлюзования людей и грузов при их спуске в кессонную камеру и при подъеме из нее.

Рабочий процесс. Рабочий входит в прикамерок шлюза, где давление постепенно повышается до имеющегося в рабочей камере. На этот процесс затрачивается от 5 до 15 мин., что необходимо для адаптации организма человека, после чего по шахтной трубе рабочий опускается в рабочую камеру кессона. Выход из рабочей камеры кессона осуществляется в обратной последовательности, но при этом на снижение давления воздуха в прикамерке шлюза до уровня атмосферного давления требуется 3-3,5 раза больше времени, чем вначале, т.к. быстрый переход от повышенного давления к атмосферному может быть причиной начала кессонной болезни.

Сжатый воздух в кессонную камеру начинают подавать не сразу, а как только ее нижняя часть при погружении достигнет уровня подземных вод. Давление воздуха, обеспечивающее отжим воды из камеры кессона, определяется из условия:

$$P_g \geq H_w \cdot \gamma_w$$

Где P_g - избыточное (сверх атмосферного) давление воздуха, *кПа*;

H_w - гидростатический напор на уровне банкетки ножа, *м*;

γ_w - удельный вес воды, *Н / м²*

После опускания кессона на проектную глубину все специальное оборудование демонтируется, а рабочая камера заполняется бетоном.

Грунт в камере кессона разрабатывается или ручным или гидромеханическим способом.

Имеется опыт разработки грунта в кессонной камере вообще без присутствия в ней рабочих, когда все управление гидромеханизмами выносится за ее пределы. Такой способ опускания кессона называется слепым.

4.4 Тонкостенные оболочки и буровые опоры

Тонкостенная оболочка представляет собой пустотелый цилиндр из обычного или предварительно напряженного ж/б. Они начали широко применяться только с появлением мощных вибропогружателей, позволяющих погружать в грунт элементы больших размеров.

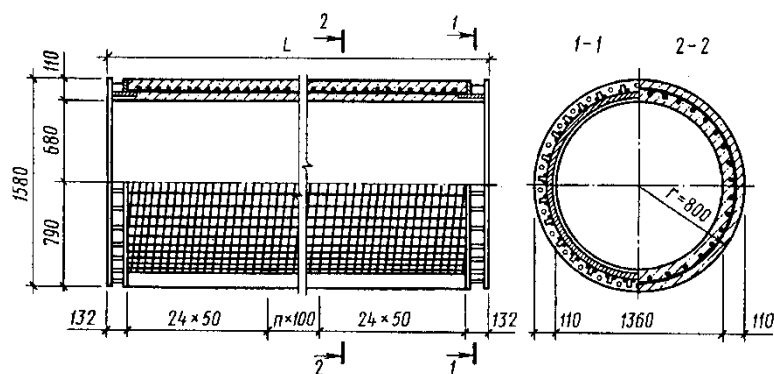


Рис.13.10. Конструкция типовой оболочки диаметром 1,6м

Оболочки выпускаются секциями длиной от 6 до 12м и наружным диаметром от 1 до 3м. Длина секций кратна 1м, толщина стенок составляет 12см. На рис 13.10 в качестве примера показана секция оболочки диаметром 1,6м.

Наилучшими типами стыков являются сварной, применяемый для предварительной сборки на строительной площадке, и фланцевый на болтах, используемый для наращивания оболочек в процессе погружения. (рис.13.11)

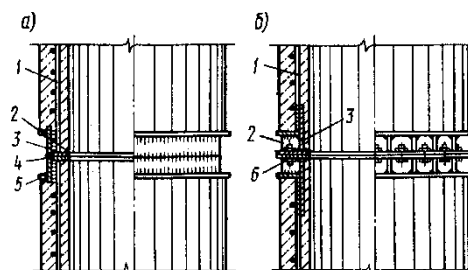


Рис.13.11. Стыки секций оболочек:

а – сварной стык; б – фланцево-болтовой стык; 1 – стержень продольной арматуры; 2 – ребро; 3 – обечайка; 4 – сварной шов; 5 – стальной стержень; б- болт

Погружение оболочек в грунт осуществляется, как правило, вибропогружателями. Для облегчения погружения, а также для предотвращения разрушения оболочки при встрече с твердыми включениями конец нижней секции снабжается ножом.

Обычно для повышения сопротивления оболочки действию значительных внешних усилий обычно ее полость после погружения до заданной глубины заполняется бетоном. При погружении в песчаные грунты внизу оставляют уплотненное песчаное ядро высотой не менее 2м. (рис.13.12а)

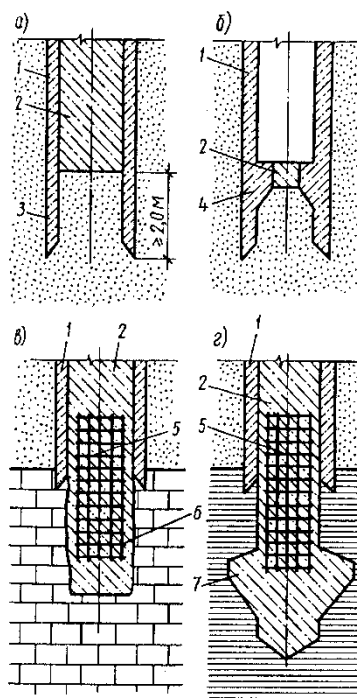


Рис.13.12 Конструкция сборных железобетонных оболочек:

а – оболочка с уплотненным песчаным ядром; *б* – усиленная оболочка с несущей диафрагмой; *в* – оболочка, заделанная в скалу; *г* – оболочка с уширенной пятой; 1 – оболочка; 2 – бетонное заполнение; 3 – нож; 4 – несущая диафрагма; 5 – арматурный каркас; 6 – буровая скважина в скальной породе; 7 – уширенная пята

Благодаря этому сохраняется естественная плотность песчаного грунта в основании оболочки, что обеспечивает лучшее использование его несущей способности.

Чтобы снизить объем укладываемого бетона или вообще исключить производство бетонных работ на строительной площадке, разработаны конструкции оболочек с утолщенными до 16...20 см стенками – усиленные оболочки.

Разновидностью усиленных оболочек являются оболочки с несущей диафрагмой. Диафрагма устраивается в нижней секции оболочки на высоте одного – двух ее диаметров и имеет центральное отверстие для извлечения грунта из ее полости при погружении (рис. 13.12б).

В не скальных грунтах увеличение несущей способности оболочки по грунту достигается устройством внизу уширенной плиты.

Достоинства тонкостенных оболочек:

- индустриальность их изготовления;

- высокая сборность и механизация всех работ;
- лучшее использование прочностных свойств материала фундамента.

Наиболее рационально тонкостенные оболочки применять при больших вертикальных и горизонтальных нагрузках. Такие сочетания нагрузок наиболее характерны для мостов, гидротехнических и портовых сооружений.

4.4 Буровые опоры

Буровые опоры представляют собой бетонные столбы, которые возводят путем укладки бетонной смеси в предварительно пробуренные скважины. Укладка бетонной смеси производится под защитой либо глинистого раствора, либо обсадных труб, извлекаемых при бетонировании.

Технология устройства буровых опор та же, что и буронабивных свай. По существу, они представляют собой буронабивные сваи большого сечения ($d > 80\text{см}$).

Нижние концы буронабивных опор обязательно доводят до плотных грунтов, поэтому они работают как стойки. Иногда их делают с уширенной пятой.

Буровые опоры обладают значительной несущей способностью ($\geq 1000\text{т}$) и рассчитываются как сваи-стойки.

4.5 Стена в грунте

Этот способ предназначен для устройства фундаментов и заглубленных в грунт сооружений (рис. 13.13).

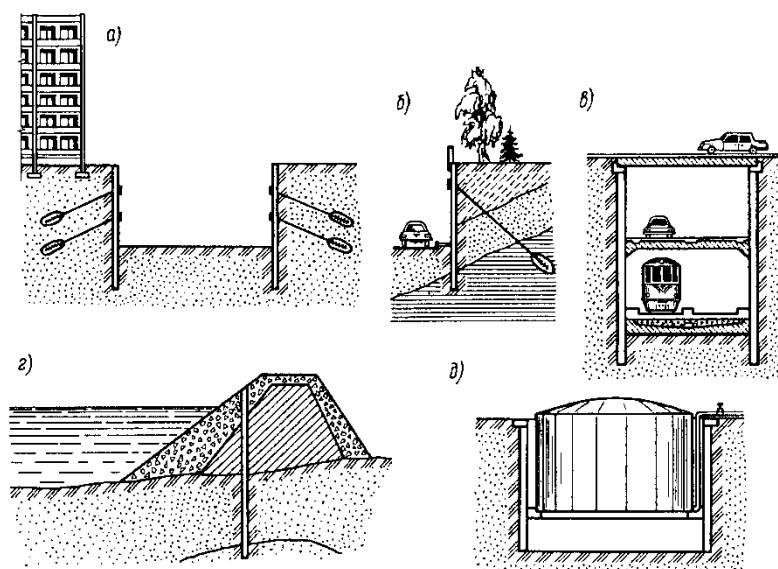


Рис.13.13. Конструкции, сооружаемые способом «стена в грунте»: а – котлованы в городских условиях; б – подпорные стенки; в – тоннели; г – противодиффузионные диафрагмы; д – подземные резервуары

Способ заключается в том, что сначала по контуру будущего сооружения в грунте отрывается узкая глубокая траншея ($b=60\dots100$ см, $H\leq 40\dots50$ м) с помощью жесткого грейфера или механизированного траншекопателя на проектную глубину с врезкой в водоупор, которая затем заполняется бетонной смесью или сборными железобетонными элементами.

Возведенная таким образом стена может служить конструктивным элементом фундамента, ограждением котлована или стеной заглубленного помещения.

Помимо заглубленных сооружений способом «стена в грунте» можно устраивать противодиффузионные завесы. Устройство «стены в грунте» наиболее целесообразно в водонасыщенных грунтах при высоком уровне подземных вод. Способ особенно эффективен при заглублении стен в водоупорные грунты, что позволяет полностью отказаться от водоотлива или глубинного водопонижения.

Существенным достоинством способа является возможность устройства глубоких котлованов и заглубленных помещений вблизи существующих зданий и сооружений без нарушения их устойчивости, что особенно важно при строительстве в стесненных условиях, а также при реконструкции сооружений.

Технология устройства «стены в грунте».

1. Сооружение «стена в грунте» начинается с устройства сборной или монолитной формашты, которая служит направляющей для землеройных машин, опорой для подвешивания армокаркасов, бетонлитных труб, сборных железобетонных панелей и т.п. и обеспечивает устойчивость стенок в верхней части.
2. Отрывка котлована отдельными захватками. Откопав первую захватку, на всю глубину стены по ее торцам устраивают ограничители, арматурный каркас и укладывают бетонную смесь.
3. Затем переходят к захватке «через одну», а после ее устройства – к промежуточной и т.д., в результате получается сплошная стена (рис. 13.14).

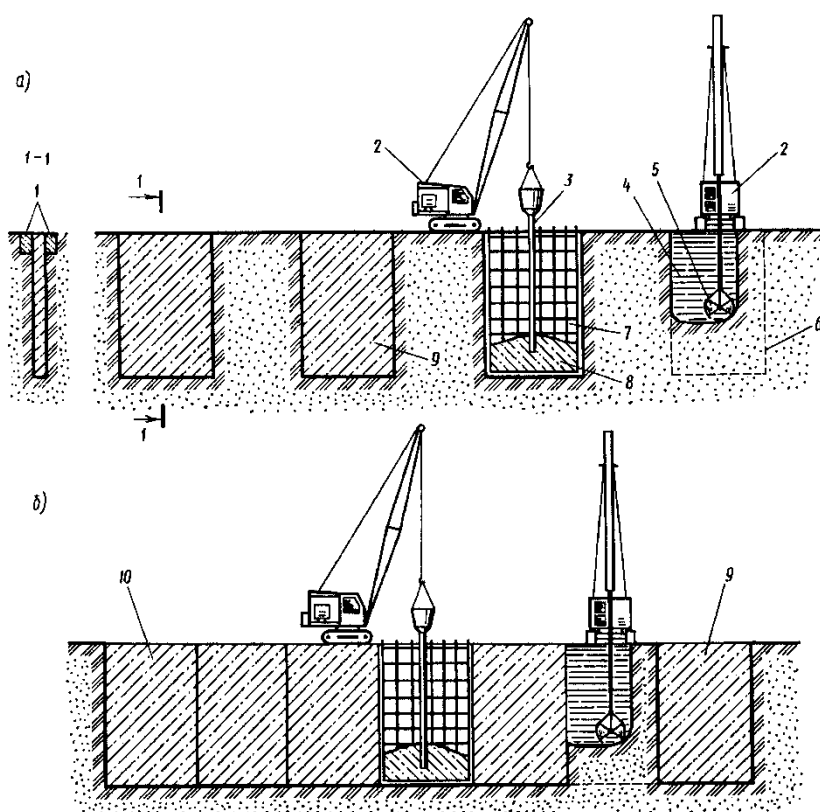


Рис.13.14. Последовательность возведения «стены в грунте»:

а – первая очередь работ; б – вторая очередь работ; 1 – формашта; 2 – базовых механизм; 3 – бетонолитная труба; 4 – глинистый раствор; 5 – грейфер; 6 – траншея под одну захватку; 7 – арматурный каркас; 8 – бетонная смесь; 9 – забетонированная секция; 10 – готовая «стена в грунте»

Такой метод называется методом последовательных захваток или секционным методом.

Для удержания стен захватки против обрушения по мере углубления в нее подливают тиксотропный глинистый раствор.

Для приготовления глинистых растворов используют бентонитовые глины (глина, содержащая большой процент монтмориллонита). Глинистые частицы раствора не только смачиваются водой, но вода проникает внутрь кристалла и глина разбухает, значительно увеличиваясь в объеме. Монтмориллонитовая глина обладает свойством тиксотропии, т.е. при динамическом воздействии – это раствор, а при отсутствии воздействия через 4...6 часов золь превращается в гель, что позволяет удерживать стенки траншеи.

Уровень раствора должен быть выше уровня подземных вод, чтобы исключить фильтрацию воды из грунта в траншею, также давление от раствора должно быть больше давления окружающей среды ($\xi \cdot \gamma_z$).

После отрывки захватки и заполнения ее бетонной смесью вытесненный глиняный раствор, содержащий частицы разрабатываемой породы, идет на очистку (регенерацию) и снова поступает в траншею (с некоторой потерей ~10%).

После возведения «стены в грунте» по всему периметру сооружения (т.е. конструкция замыкает в плане будущее сооружение) поэтапно удаляют грунт из внутреннего пространства. При необходимости на каждом этапе по периметру устраивают грунтовые анкера или распорки. Если крепления не изготавливаются, то устойчивость стены при удалении грунта обеспечивается ее заделкой в основание. После полного удаления грунта из внутреннего пространства до проектной отметки возводят внутренние конструкции.

4.5.а. Грунтовые анкера

Анкеры представляют собой устройства, служащие для передачи выдергивающих усилий от строительных конструкций на грунтовую толщу. Их используют для закрепления ограждений котлованов, стен подземных сооружений, опускаемых колодцев, откосов и склонов, фундаментов дымовых труб, мачт, башен и т. п. (рис. 13.15).

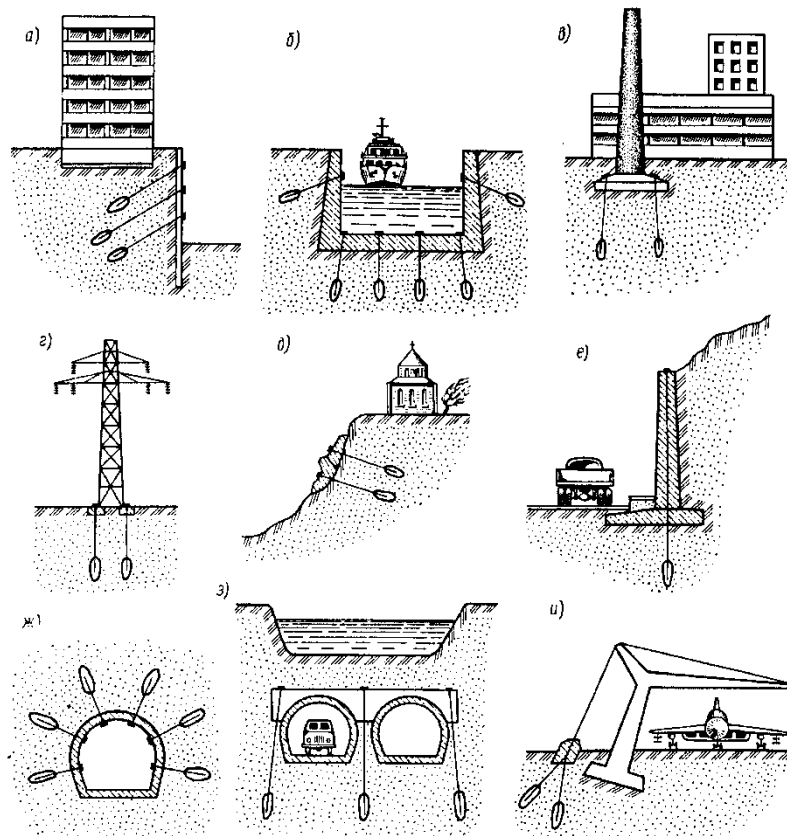


Рис.13.15. Применение анкерных устройств:

а – крепление котлована; б – крепление днища и стенок дока или шлюза; в, г – восприятие выдерживающих сил в фундаментах дымовых труб и мачт ЛЭП; д – крепление откоса; е – усиление подпорной стенки; ж – крепление свода подземного перехода; з – противодействие взвешивающему давлению грунтовой воды на тоннели; и – восприятие опрокидывающего момента от перекрытия ангара

Анкера препятствуют всплытию заглубленных сооружений, что позволяет делать их более легкими, сокращает расход материалов.

Анкера можно использовать в различных грунтах, за исключением набухающих, просадочных и сильносжимаемых грунтов, илов, торфов и глин текучей консистенции.

Широкое использование анкеров объясняется исключительно положительным эффектом их применения. Так, при устройстве глубоких котлованов применение анкеров позволяет не только сделать окружающую конструкцию более легкой, но и вести строительные работы рядом с существующими сооружениями, не опасаясь развития в них чрезмерных деформаций. Кроме того, применение анкеров позволяет полностью освободить внутреннее пространство котлована от распорок и стоек, тем самым значительно упростив и ускорив производство строительных работ.

Конструкции анкеров и технология их устройства.

Конструкция анкера зависит от вида возводимого сооружения, его назначения и срока службы, геологических и гидрогеологических условий строительной площадки и ряда других факторов.

По сроку службы анкера подразделяются на временные и постоянные.

Временные анкера устраивают на срок выполнения строительно-монтажных работ или для крепления временных сооружений (шпунтовые стенки).

Постоянные анкера являются составной частью конструкции и устраиваются на весь срок службы капитального сооружения. Постоянные анкера отличаются от временных усиленной антикоррозионной защитой.

Грунтовые анкера находятся внутри массива и работают за счет сопротивления грунта.

Конструкция анкера состоит из трех основных частей: оголовка, анкерной тяги и анкерной заделки – корня анкера. Оголовок воспринимает усилие от конструкции, которую крепит анкер, анкерная тяга передает это усилие на безопасное расстояние в толщу грунта, анкерная заделка обеспечивает дальнейшую передачу усилия с тяги на окружающий грунт.

В зависимости от способа устройства заделки (корня) грунтовые анкера бывают:

- засыпными;
- буровыми;
- инъекционными;
- забивными;
- завинчивающимися и т.д.

В качестве тяжей применяются сплошные металлические стержни, трубы, тросы и т.д..

При подаче раствора в корень анкера (при инъектировании) подъему раствора из зоны заделки вверх по скважине препятствует особое устройство – пакер (рис. 13.16).

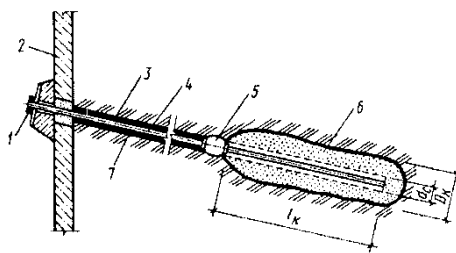


Рис.13.16. Инъекционный анкер:

1 – головка; 2 – анкеруемая конструкция; 3 – скважина; 4 – анкерная тяга; 5 – пакер; 6 – зона инъектированного грунта (корень); 7 – состав для защиты тяги от коррозии

Предварительное натяжение анкеров производят для предотвращения или максимального ограничения перемещений анкеруемой конструкции. Натяжение обычно осуществляют с помощью домкратов.

При устройстве анкеров проводят пробные контрольные и приемочные испытания.

- Пробные испытания проводят для определения применимости выбранного типа и конструкции анкера, уточнения технологии устройства и его несущей способности. Испытанию подвергаются 3...5 анкеров.
- При контрольных испытаниях определяют соответствие фактической несущей способности рабочих анкеров расчетной нагрузке, заложенной в проекте. Контрольным испытаниям подвергается не менее 10 % от общего числа установленных анкеров.
- При приемочных испытаниях определяют пригодность анкера к эксплуатации. Если при выдержке во времени на испытательной нагрузке превышающей рабочую, разность деформаций в интервалах времени остается одинаковой или уменьшается, то анкер считается пригодным. Приемочным испытаниям подвергаются все анкеры, кроме прошедших контрольные испытания.

Допускаемые усилия на анкер определяются прочностью материала анкерной тяги и несущая способность заделки анкера в грунте.

Ориентировочно несущую способность анкера по грунту можно определить по методике расчета несущей способности свай как сумму сопротивлений по торцу и боковой поверхности зоны заделки:

$$F_d = \gamma_c \cdot \pi \left[\frac{1}{4} \gamma_{CR} (D_k^2 - d_c^2) R + \gamma_{cf} \cdot D_k \cdot l_k \cdot f \right],$$

где γ_c , γ_{CR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы по СНиП 2.02.03-85;

D_k – диаметр корня анкера, м, после инъектирования;

R и f – удельные сопротивления по торцу и по боковой поверхности корня, кПа, принимаемые как для свай по СНиП;

l_k – длина заделки анкера, м.

Есть рекомендации определять несущую способность анкера, пренебрегая сопротивлением грунта по торцу заделки, а сопротивление трению по ее боковой поверхности принимать с учетом напряженного состояния окружающего анкер грунта, которое зависит от избыточного давления при инъектировании цементного раствора:

$$F_d = k \cdot m_p \cdot \pi \cdot d_c \cdot l_k \cdot P_k \cdot \operatorname{tg} \varphi_1,$$

$k=0,6$ – коэффициент однородности грунта;

m_p – коэффициент, учитывающий напряженное состояние грунта в зависимости от давления при инъектировании и принимаемый для песков 0,5, для глин различной консистенции 0,4...0,2;

d_c – диаметр скважины;

P_k – избыточное давление в зоне заделки при инъектировании;

φ_1 – расчетное значение угла внутреннего трения грунта в зоне заделки анкера.

Изложенные методики определения несущей способности анкеров по грунту используют только для предварительных расчетов. Окончательные размеры зоны заделки (длины корня анкера) назначаются после проведения испытаний опытных анкеров. Как правило, она принимается в пределах 4...5 м в песчаных грунтах и 5...7 м в глинистых. Расстояние между анкерами в зоне заделки принимается не менее 1,5 м, с тем, чтобы их взаимное влияние не слишком сказывалось на несущей способности анкеров.

§5 СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

5.1. Основные положения и классификация

В тех случаях, когда с поверхности залегают слои слабых грунтов, которые не могут служить основанием для фундаментов мелкого заложения проектируемого сооружения, возникает необходимость передачи нагрузки на более плотные слои, расположенные на глубине. В подобных ситуациях чаще всего прибегают к устройству свайного фундамента.

Сваей называют погруженный в готовом виде или изготовленный в грунте стержень, предназначенный для передачи нагрузки от сооружения на грунт основания.

Отдельные сваи или группы свай, объединенные поверх распределительной плитой или балкой, образуют свайный фундамент.

Распределительные плиты или балки, объединяющие головы свай, выполняются, как правило, из железобетона и называются ростверками. Ростверк воспринимает, распределяет и передает на сваи нагрузку от расположенного выше сооружения.

Если ростверк заглублен в грунт или его подошва расположена непосредственно на поверхности грунта, то его называют низким ростверком, если подошва ростверка расположена выше поверхности грунта – это высокий свайный ростверк (рис. 11.1). Наиболее часто применяют низкий ростверк, высокий ростверк устраивают в опорах мостов, набережных, пирсов и т.п.

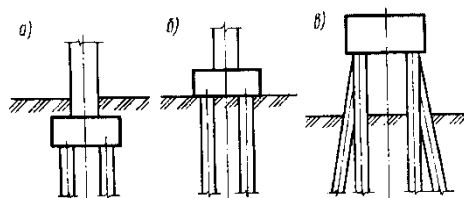
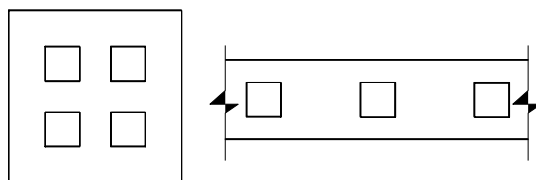


Рис.11.1. Типы свайных ростверков:

а, б – низкий; в – высокий



Свая, находящаяся в грунте, может передавать нагрузку от сооружения либо через нижний конец (пяту), либо совместно с боковой поверхностью сваи за счет трения последней об грунт.

В зависимости от этого, по характеру передачи нагрузки на грунт сваи подразделяются на

- а) сваи-стойки
- б) висячие сваи (сваи трения)

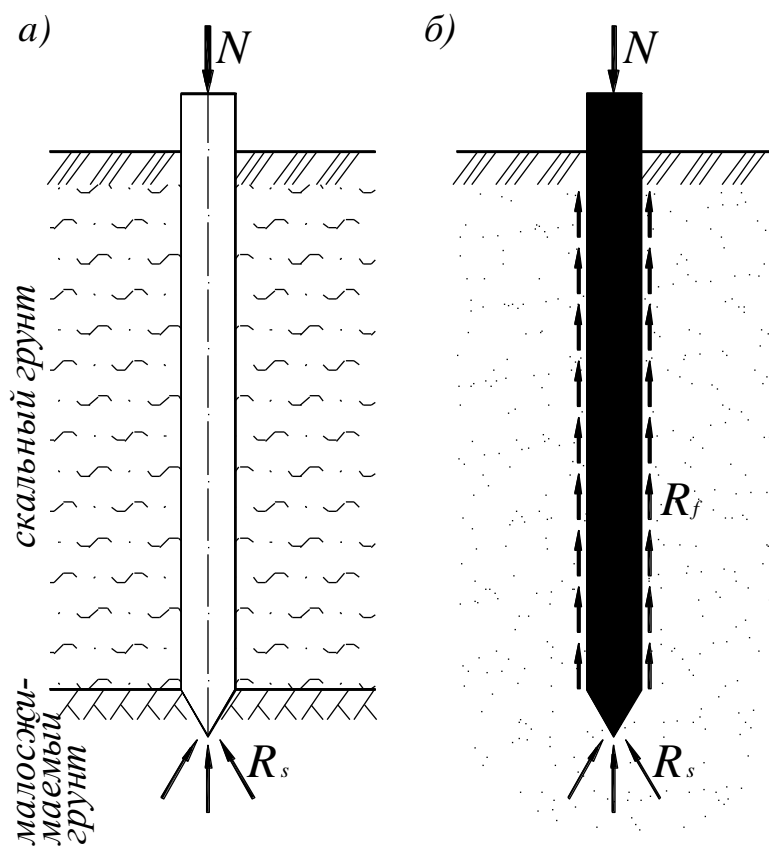


Рис.11.2. Схемы передачи нагрузки сваями на грунты основания:

а – сваи-стойки ; б – висячие сваи

К сваям-стойкам относятся сваи, прорезающие толщу слабых грунтов и опирающиеся на практически несжимаемые или малосжимаемые грунты

(крупнообломочные грунты с песчаным наполнителем, глины твердой 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 ее боковой поверхности.

Свая-стойка работает как сжатый стержень в упругой среде, ее несущая способность определяется или прочностью материала сваи, или сопротивлением грунта под ее нижним концом:

$$F_d = R_s$$

К висячим сваям относятся сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты. Под действием продольной силы (N) свая получает перемещение (дает осадку), достаточное для возникновения сил трения между боковой поверхностью сваи и грунтом. В результате нагрузка на основание передается как боковой поверхностью, так и нижним концом сваи. Несущая способность такой сваи определяется суммой сопротивления сил трения по ее боковой поверхности и грунта под острием:

$$F_d = R_f + R_s$$

По условиям изготовления сваи делятся на две группы:

- сваи, изготавливаемые заранее на заводах или полигоне (предварительно изготавливаемые) и затем погружаемые в грунт;
- сваи, изготавливаемые на месте, в грунте.

По расположению свай в плане различают следующие виды свайных фундаментов:

- 1) одиночные сваи применяют под легкие сооружения в качестве опор (теплицы, склады), когда несущей способности одной сваи достаточно для передачи нагрузки на грунт.

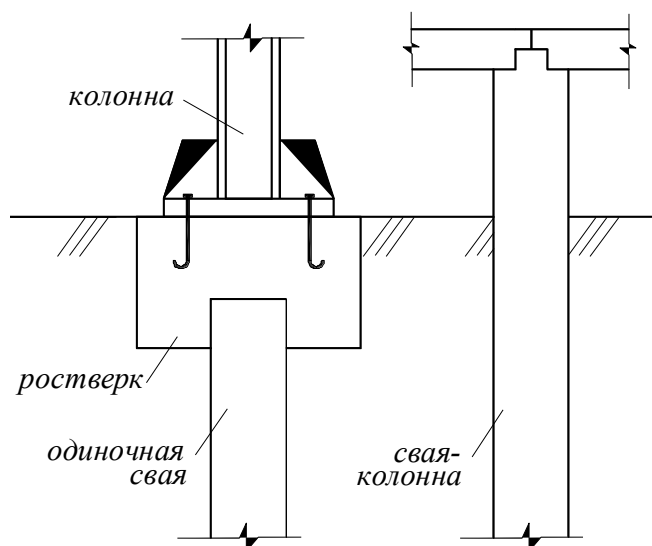


Рис.Схемы одиночной сваи и свая-колонны

Сложность: необходимо точно забить (погрузить), отклонение от оси в плане у одиночных свай ± 5 см, от вертикальной оси не более 5° .

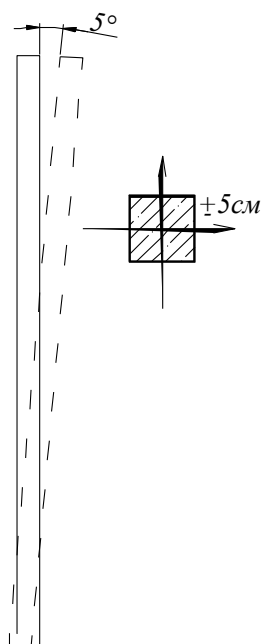


Рис .Схема максимальных допустимых горизонтальных и вертикальных отклонений при погружении одиночной сваи

2) группы свай (свайный куст), устраивают под колонны или отдельные опоры конструкций, передающие значительные вертикальные нагрузки (рис. 11.3а).

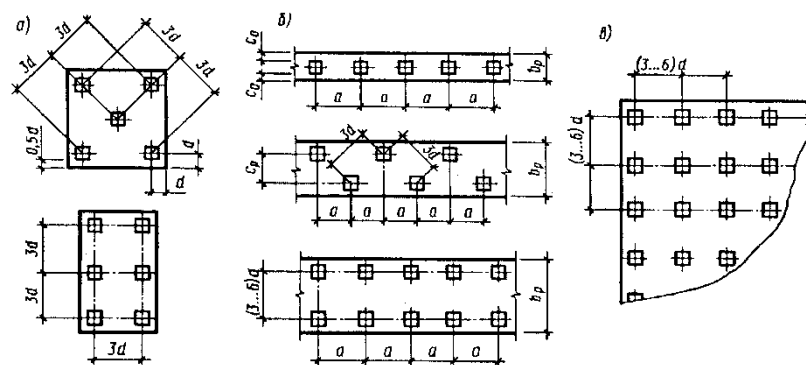
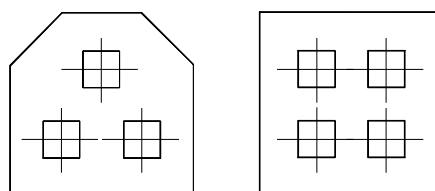


Рис.11.3. Виды свайных фундаментов:

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



3) ленточные свайные фундаменты устраивают под стены зданий и другие протяженные конструкции. Сваи в таком фундаменте располагаются в один или несколько слоев (рис. 11.3 б).

4) сплошные свайные поля устраивают под тяжелые сооружения башенного типа, имеющие ограниченные размеры в плане. Сваи располагаются в определенном порядке под всем сооружением (рис. 11.3 в).

В зависимости от материала предварительно изготовленные сваи подразделяются на:

- деревянные (условия эксплуатации – ниже уровня подземных вод). Простейшая деревянная свая представляет собой бревно с заостренным нижним концом. На верхний конец бревна надевают бугель (стальное кольцо), который защищает сваю от размочаливания оголовка во время забивки. На заостренном конце при погружении сваи в грунты с твердыми включениями закрепляют стальной башмак. Достоинства этого вида свай – простота изготовления и небольшой вес. Недостатки – малая несущая способность, трудность погружения в плотные грунты, опасность гниения в условиях переменной влажности. Деревянные сваи имеют ограниченное применение.



Рис.схема деревянной сваи

- стальные изготавливают из стандартных стальных труб $d=0,2...0,8$ м, используют также двутавровые балки, швеллеры и другие прокатные профили.

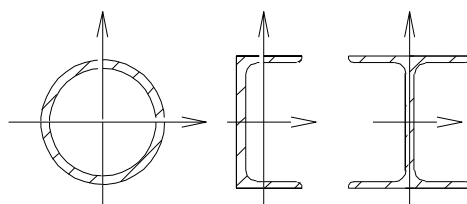


Рис.поперечные сечения стальных свай

Если после погружения в грунт стальная трубчатая свая заполняется бетоном, ее называют трубобетонной. Достоинство этого вида свай – возможность наращивания сваркой по мере погружения в грунт. Недостатки – подверженность коррозии (для защиты поверхность труб покрывают битумом или эпоксидными смолами).

Стальные сваи рекомендуется применять в сложных для забивки грунтовых условиях (включения валунов, гальки и т.п.), часть их применяют в качестве ограждения котлованов.

- железобетонные сваи (получили наибольшее распространение в практике строительства). Их подразделяют:
 - по форме поперечного сечения – рис 11.4 (а, б, в – типовые)

- по форме продольного сечения – рис 11.5
- по способу армирования на сваи:
 - 1) с ненапрягаемой арматурой и с предварительно напряженной продольной арматурой
 - 2) с поперечным армированием и без него
- по конструктивным особенностям – на сваи цельные и составные.

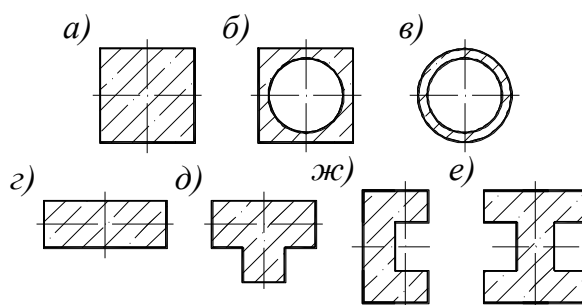


Рис.11.4. Сечения железобетонных свай:

a – квадратной; б – квадратной с круглой полостью; в – полое цилиндрическое сечение; г – прямоугольной; д – тавровой; е – двутавровой; ж – швеллерной

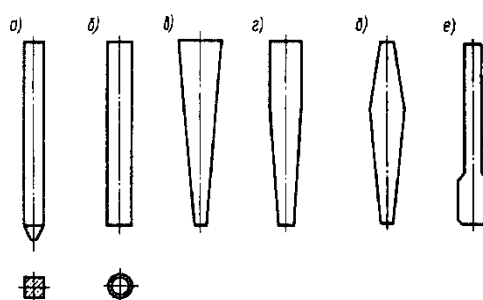


Рис.11.5. Железобетонные сваи различного профиля:

a – призматические; б – цилиндрические; в – пирамидальные; г – трапецидальные; д – ромбовидные; е – с уширенной пятой (булавовидные)

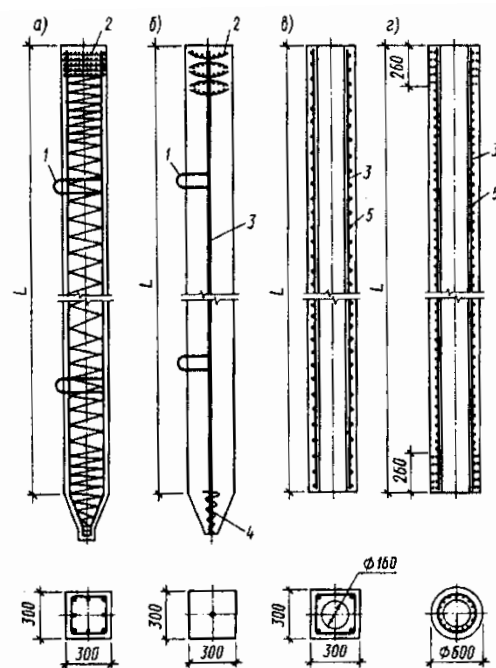


Рис.11.6. Конструкция железобетонных свай:

а – призматическая с поперечным армированием ствола; б – то же, без поперечного армирования ствола; в – то же, с круглой полостью; г – полая круглая; 1 – строповочная петля; 2 – арматурные сетки головы; 3 – продольная арматура; 4 – спираль остря; 5 – поперечная спиральная арматура

- **комбинированные сваи** – составные по длине из двух различных материалов. Чаще всего это комбинация деревянной части, которая помещается ниже уровня подземных вод, с бетонной или железобетонной частью.

5.2. Способы погружения готовых свай в грунт

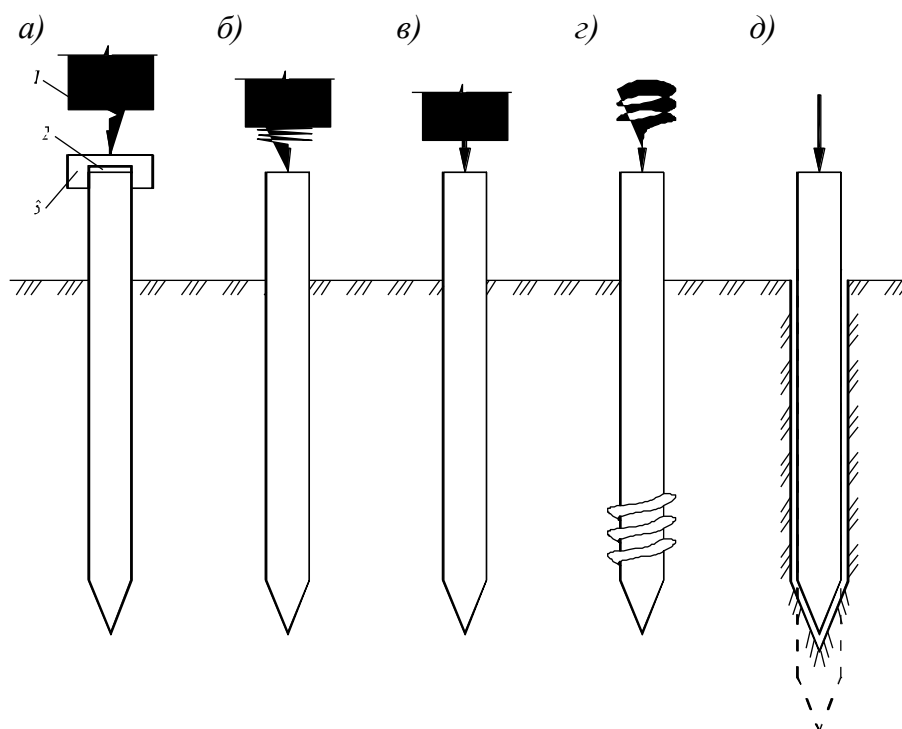


Рис. Способы погружения свай:

а – забивка; б – вибропогружение; в – задавливание; г – завинчивание; д – погружение в лидер (в очень плотных грунтах, промерзших грунтах); 1 – молот; 2 – металлический оголовок; 3 – деревянная или резиновая прокладка(для смягчения удара)

5.2.а Забивные сваи

При забивке свай в обезвоженные плотные песчаные и супесчаные грунты для повышения производительности забивки осуществляется подмыв. За счет подачи воды (под большим напором) под нижний конец сваи, грунт размывается, что значительно уменьшает сопротивление погружению.

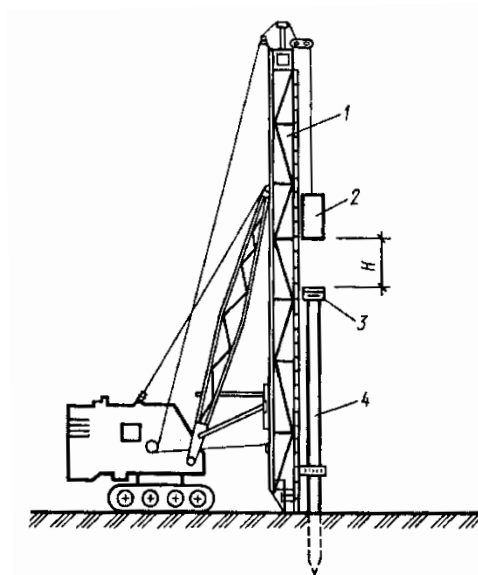
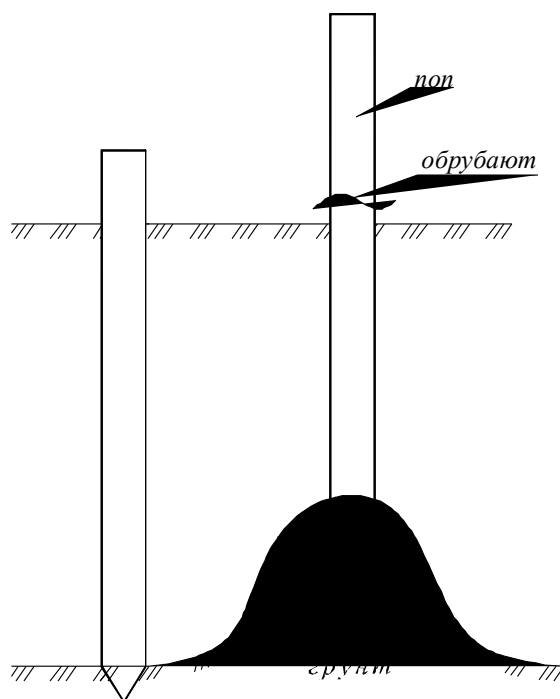


Рис.11.7. Забивка сваи механическим молотом:

1 – мачта копра; 2 – подвесной молот; 3 – металлический наголовник; 4 – свая

5.2.6 Вибропогружение

сваи наиболее эффективно при насыщенных водой песках. В этом случае вертикальные колебания, создаваемые вибратором, передаются сваем грунту, который разжижается, что приводит к резкому уменьшению сил трения по боковой поверхности и она легко погружается в грунт. После прекращения вибрирования структура грунта быстро восстанавливается и трение по боковой поверхности сваи увеличивается.

5.2.в Вдавливание

свай осуществляется с помощью мощных гидродомкратов и применяется тогда, когда нельзя использовать забивку или вибропогружение (вблизи существующих зданий), также применяется при усилении существующих фундаментов.

5.2.г Ввинчивание

свай, снабженных на конце винтовыми лопастями (винтовые сваи), осуществляется особыми механизмами, называемыми кабестанами.

5.3 Сваи, изготавливаемые в грунте (на месте): буровые, набивные, буронабивные сваи

Такие сваи изготавливают из бетона, железобетона (с армокаркасом) или из цементно-песчаного раствора.

По способу изготовления подразделяются на

- сваи без оболочки;
- сваи с оболочкой, извлекаемой из грунта;
- сваи с неизвлекаемой оболочкой.

5.3.а. Сваи без оболочки

применяют в связных сухих и маловлажных грунтах, где можно осуществлять бурение без крепления стенок скважин.

В водонасыщенных глинистых грунтах проходку скважин производят под защитой глинистого раствора, который, создавая избыточное давление в скважине, препятствуют обрушению ее стенок. После выполнения буровых работ в забой скважины через бетонолитную трубу подается бетонная смесь, которая вытесняет раствор глины.

Набивную сваю, скважина которой получена бурением, принято называть буронабивной.

Последовательность изготовления такой сваи представлена на рис. 11.8.

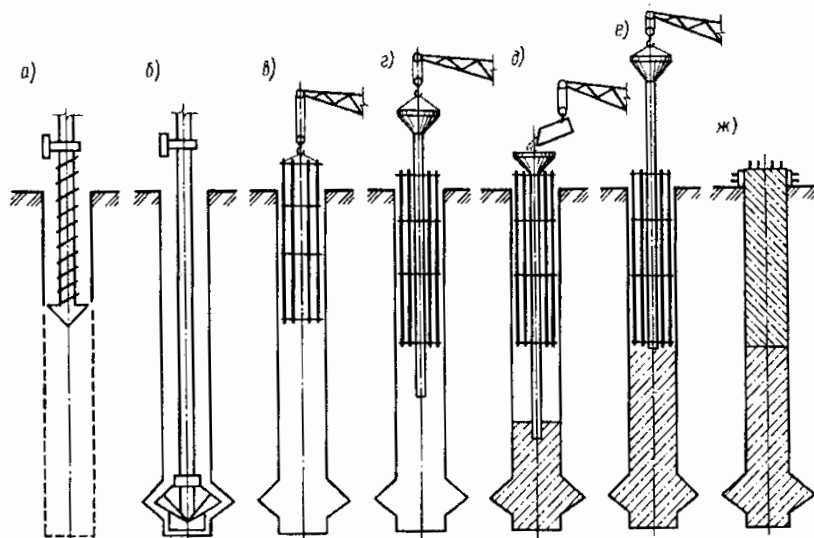


Рис.11.8. Последовательность изготовления буронабивных свай без оболочек:

а – бурение скважины; б – устройство уширения механическим способом (и не только); в – установка арматурного каркаса; г – опускание в скважину бетонолитной трубы; д – заполнение скважины бетонной смесью; е – извлечение бетонолитной трубы с вибрацией; ж – формирование головы сваи в инвентарном кондукторе

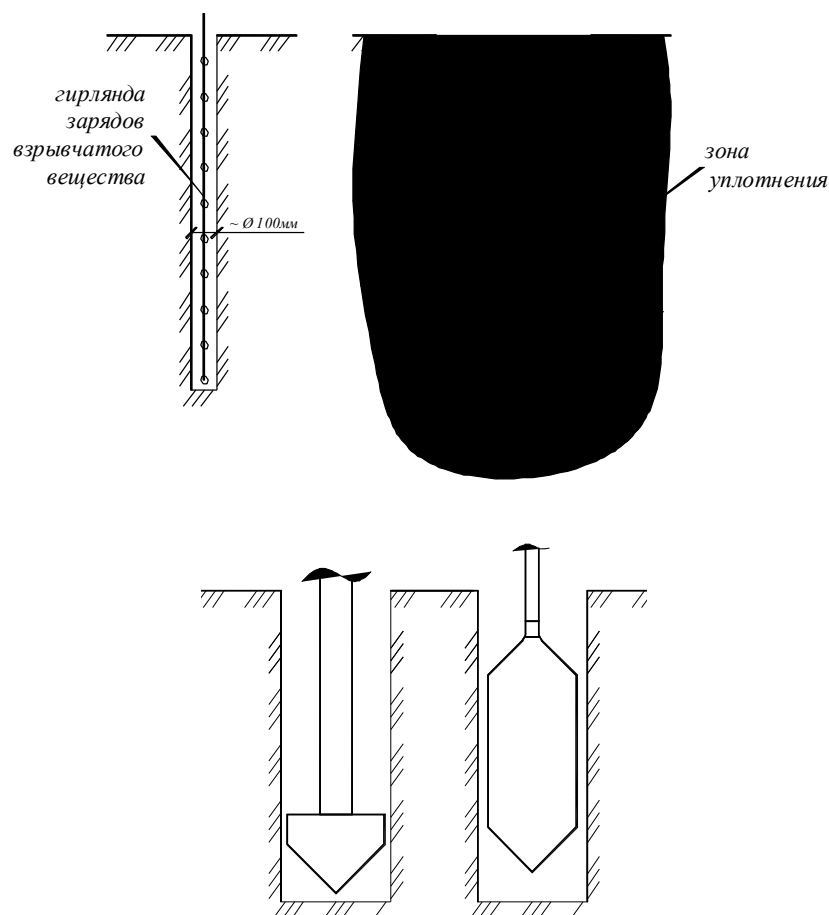
Чтобы не использовать глинистый раствор при бурении используют полый шнек. Во время бурения стенки скважины удерживаются лопастями, а при поднятии шнека по полый трубе подается бетон.

Армирование сваи в зависимости от проектируемого сооружения, внешних нагрузок и инженерно- геологических условий производится на полную длину, на часть длины или только в верхней части с ростверком.

Скважину, помимо бурения, можно получить и другими способами:

- пробить инвентарным сердечником, трубой с закрытым нижним концом;
- вытрамбовать специальной трамбовкой;
- взрывом гирлянды зарядов взрывчатого вещества в лидерной скважине.

Такой способ формирования скважин приводит к значительному уплотнению грунта основания, что повышает несущую способность изготавливаемых свай.



Разновидностью буронабивных свай являются буроинъекционные сваи, которые устраивают путем заполнения вертикальных или наклонных скважин цементно-песчаным раствором под давлением, в результате чего получается очень неровная поверхность, обеспечивая хорошее сцепление свай с окружающим грунтом.

Такая технология при малых диаметрах свай (от 60...80 до 180...200 мм) и большой их длине (до 30м) в сочетании с неровной поверхностью придают этим сваям сходство с корнями деревьев, поэтому их еще называют корневидными сваями.

Используются буроинъекционные сваи для усиления фундаментов существующих зданий, в качестве анкерных свай при испытании свай статической нагрузкой.

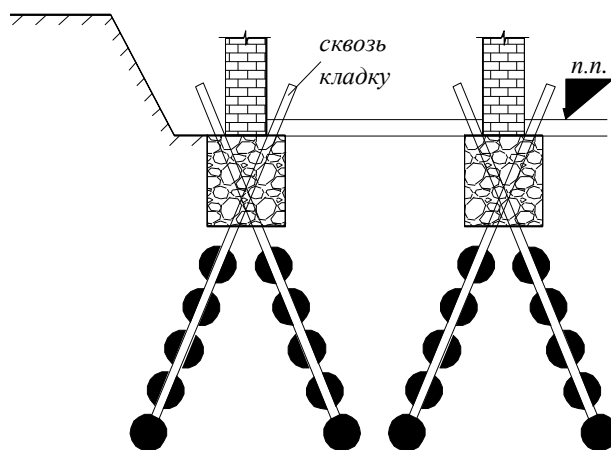


Рис. Схема буринъекционных свай

5.3.6. Сваи с извлекаемой оболочкой

можно применять практически в любых геологических и гидрогеологических условиях, поскольку используемые для их изготовления инвентарные обсадные трубы защищают стенки пройденной скважины от обрушения.

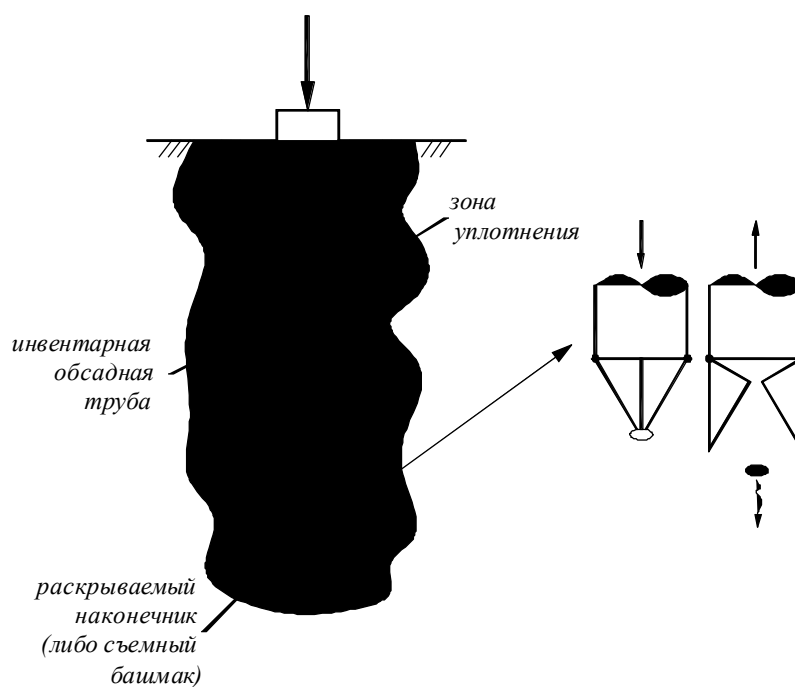


Рис. Схема сваи Страуса

Простейшим видом свай с извлекаемой оболочкой является свая, предложенная еще в 1899 году инженером А. Э. Страусом. После появились разнообразные модификации подобных свай (св. Франки, Бенато и т.п.).

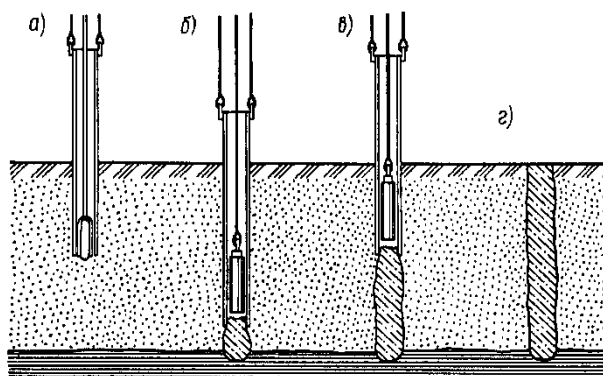


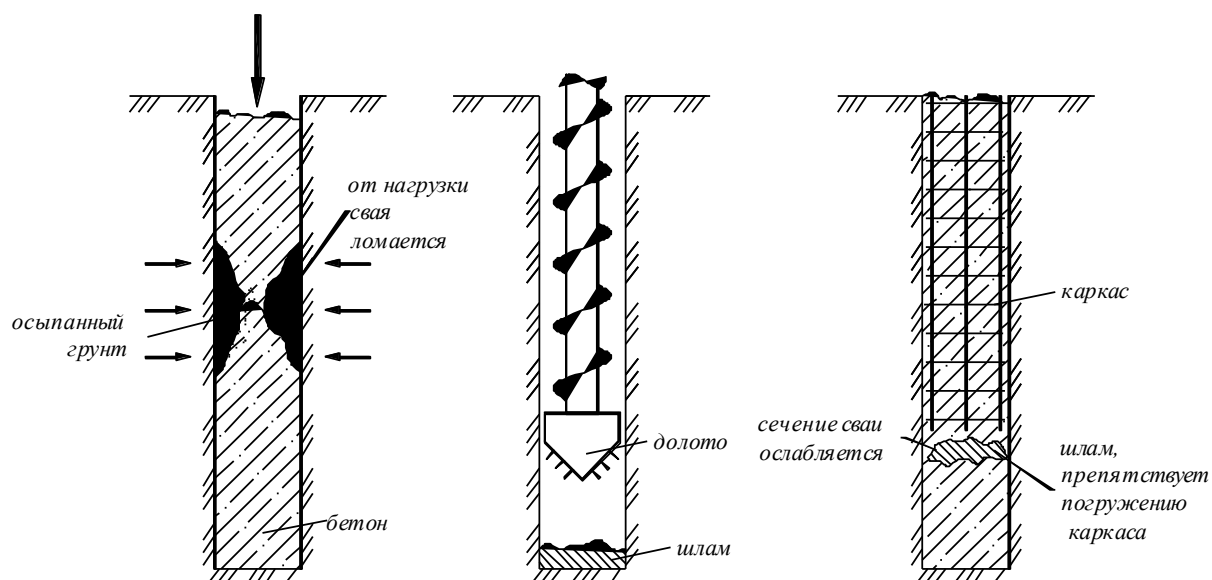
Рис.11.9. Последовательность изготовления сваи Страуса:

а – бурение скважины под защитой обсадной трубы; б, в – соответственно бетонирование с трамбованием и постепенным извлечением обсадной трубы; г – готовая свая

5.3.в. Сваи с не извлекаемой оболочкой

применяют при отсутствии возможности качественного изготовления свай с извлекаемой оболочкой (в водонасыщенных глинистых грунтах текучей консистенции с прослойками песков и супесей), где под напором подземных вод ствол сваи на отдельных участках может быть разрушен во время твердения бетонной смеси. Это дорогие сваи и используются в основном в гидротехническом и транспортном строительстве.

Недостатки набивных и буронабивных свай. Если изготавливать без обсадной трубы – это может повлечь обрушение стенок скважины, как при бурении, так и в процессе твердения бетона (хуже всего, т.к. не поддается проверке). Существует проблема удаления шлама, который препятствует погружению каркаса, при бетонировании шлам может всплывать и создавать грунтовые пробки, тем самым ослаблять сечение сваи.



1. Трудность контроля качества.
2. Подвержены действию агрессивных вод, во избежание этого также применяют оболочки (неизвлекаемые).
3. Порционность подачи бетонной смеси при уплотнении трамбовкой, что значительно удлиняет и усложняет процесс изготовления таких свай.
4. Большой состав рабочей бригады.

Достоинства набивных и буронабивных свай:

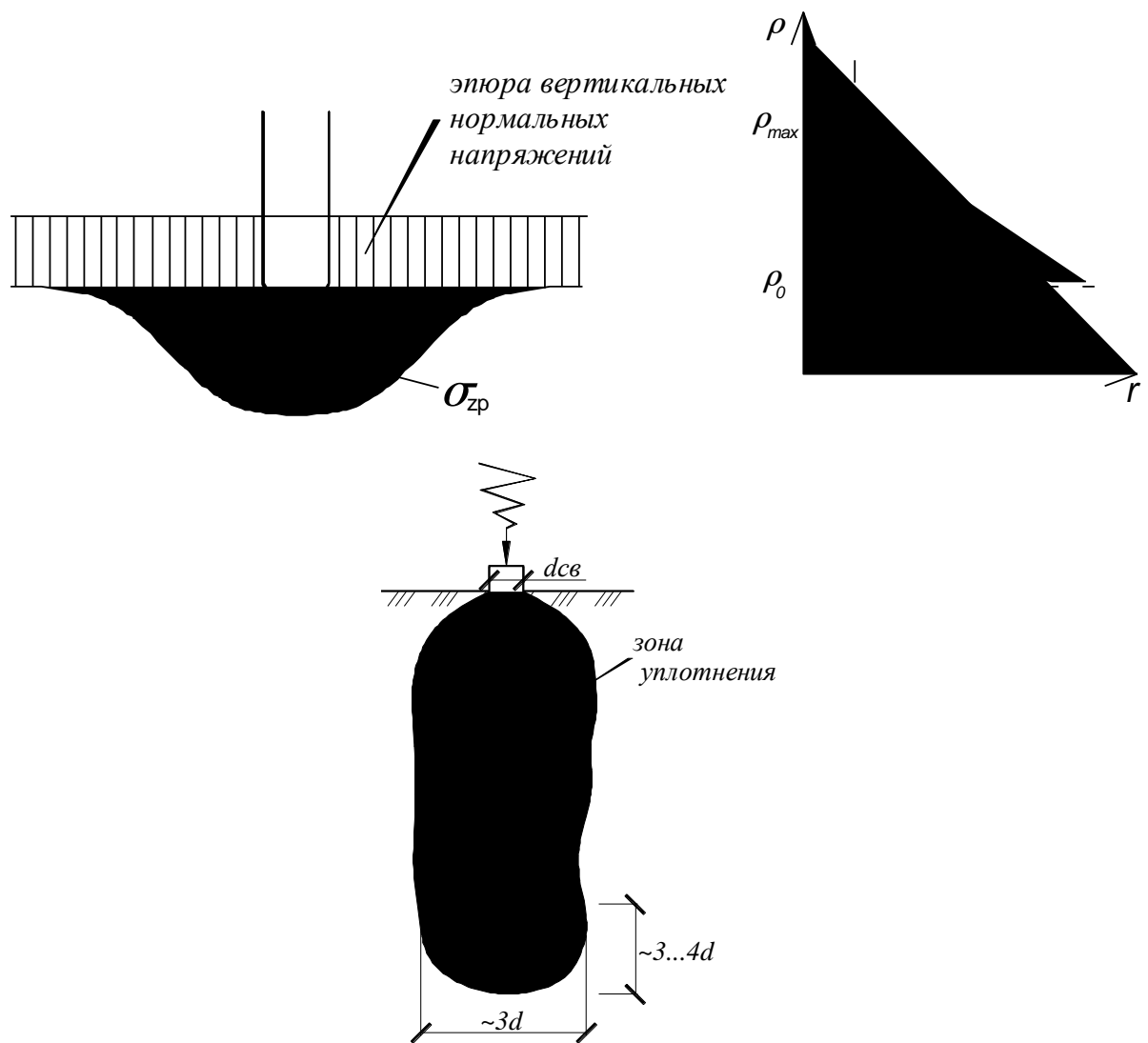
1. Экономичность (малый расход арматуры).
2. Большая несущая способность – главный фактор.

5.4. Взаимодействие свай с окружающим грунтом

Взаимодействие свай с окружающим грунтом носит сложный характер и зависит от процессов происходящих в грунте при изготовлении и при их работе под эксплуатационными нагрузками. Процессы оказывают влияние на несущую способность и осадки свайного фундамента, от их правильного учета во многом зависит точность расчета и экономическая эффективность применения свай.

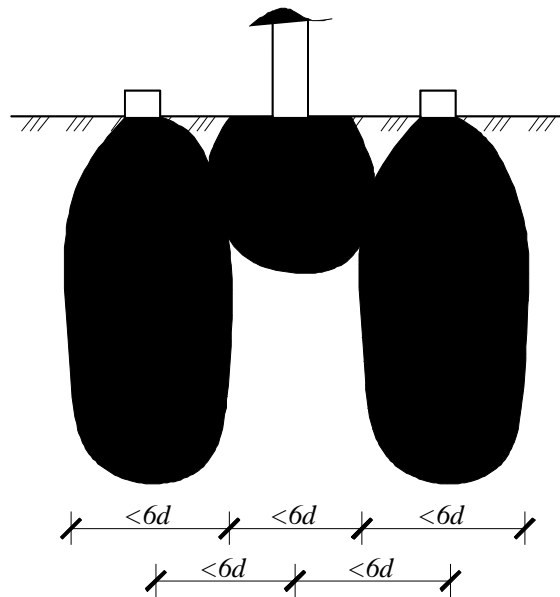
Процессы, происходящие в грунте при устройстве свайных фундаментов зависят от типа свай, грунтовых условий, технологии погружения или изготовления свай и т.п..

Так при погружении забивной сваи (сплошной сваи) объем грунта равный объему сваи вытесняется вниз, вверх и в стороны, в результате чего грунт вокруг сваи уплотняется.

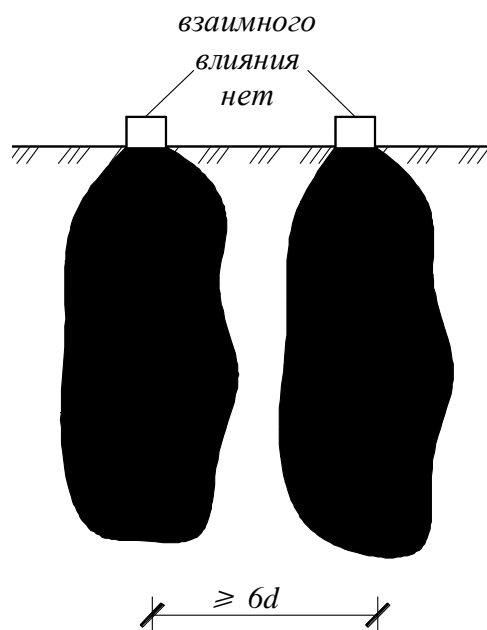


Но если свая забивается в плотные пески, может наблюдаться обратный эффект – разуплотнение грунта.

Учитывая явление уплотнения грунта, рекомендуют во всех случаях, а в плотных грунтах особенно, забивку вести от середины свайного поля к его периметру. Если это правило не соблюдается, средние сваи из-за сильного уплотнения грунта не всегда удастся погрузить до заданной глубины.



Но если брать расстояние между сваями в свайном фундаменте $>6d$, то это приведет к огромным размерам ростверков, поэтому принято сваи забивать на расстоянии друг от друга равном $3d$.

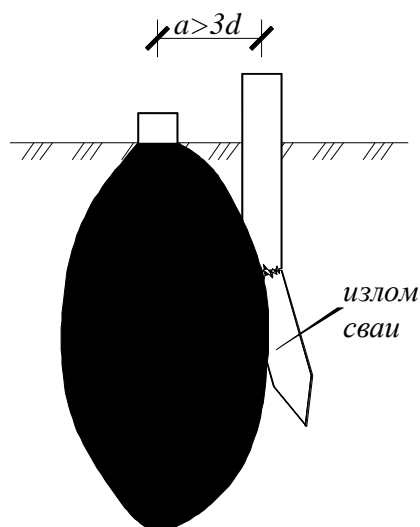


Но изменение напряженного состояния и плотности в грунтах при забивке свай могут носить и временный характер, т.е. грунт может обладать временным сопротивлением погружению свай.

Скорость погружения свай принято характеризовать величиной ее погружения от одного удара, называемой отказом свай.

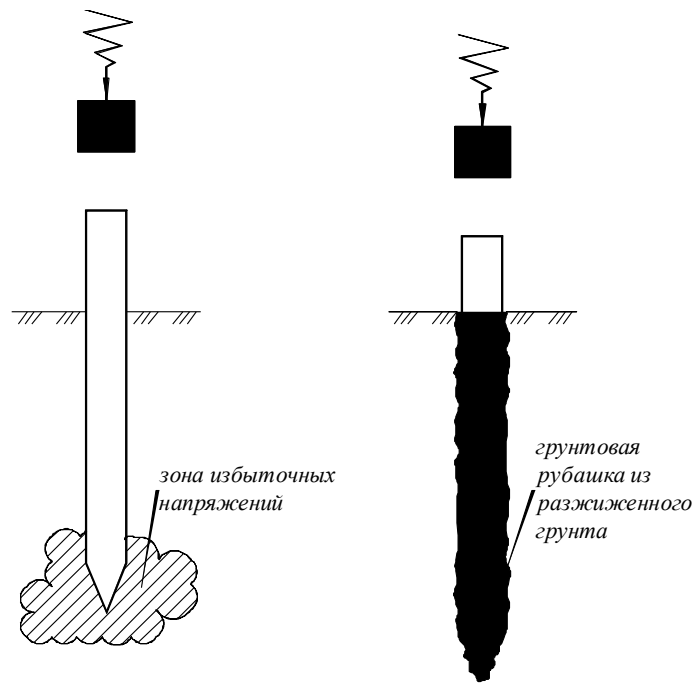
По величине отказа, который замеряется при достижении сваи проектной отметки, можно судить о ее сопротивлении, поскольку, чем меньше отказ, тем, очевидно, больше несущая способность сваи.

При забивке свай в маловлажные пески плотные и средней плотности под нижним концом образуется переуплотненная зона, препятствующая дальнейшему погружению сваи вплоть до нулевого значения отказа, и дальнейшая попытка забить сваю может привести к разрушению ее ствола. Но оставив эту сваю в покое, через некоторое время в результате релаксации напряжений сопротивление грунта под нижним концом сваи снизится и можно снова продолжить ее забивку до проектной отметки.



Описанное явление носит название ложного отказа. Время, необходимое для релаксации напряжений называется отдыхом свай (3...5 суток в песчаных грунтах, до 30 часов в глинах), а отказ определенный после отдыха свай и характеризующий ее действительную несущую способность – действительным отказом.

При забивке свай в глинистые грунты часть связанной воды переходит в свободную, грунт на контакте со свайей разжижается (тиксотропное разжижение) и сопротивление погружению сваи наоборот – снижается, происходит так называемое засасывание сваи. Здесь также, если прекратить забивку, то через некоторое время структура грунта восстановится, и несущая способность сваи значительно возрастет.



Процессы происходящие в грунте при работе свай под нагрузкой. Не менее сложны, особенно в случае висячих свай.

Т.к. вертикальная нагрузка, воспринимаемая сваей перераспределяется на грунт по боковой поверхности и под нижним концом, в окружающем грунте возникает напряженная зона, имеющая сложное криволинейное очертание (рис. 11.10а).

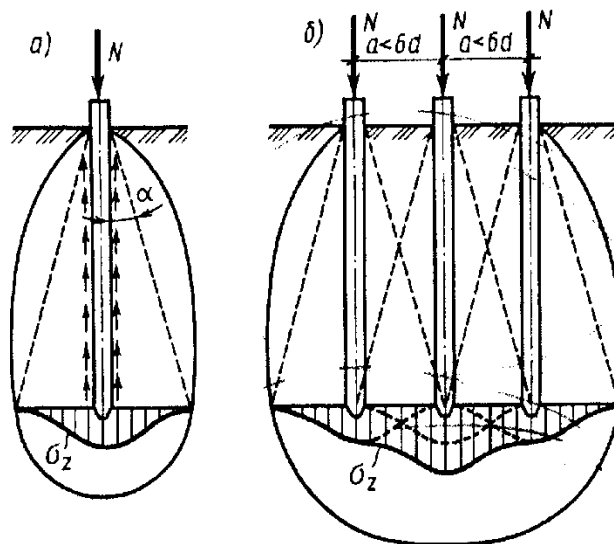


Рис.11.10. Схемы передачи нагрузки на грунт основания:

а – одиночной сваей; б – группой свай

Эпюра вертикальных нормальных напряжений σ_z на уровне нижнего конца свай имеет выпуклую форму. Принято считать, что напряжения σ_z

распределяются по площади, равной основанию конуса, образующая которого составляет со свай угол α , зависящий от сил трения грунта по ее боковой поверхности.

При редком расположении свай в кусте $>6d$ напряженные зоны в грунте не пересекаются, и все сваи работают независимо, как одиночные. При $a < 6d$ зоны пересекаются, происходит взаимное наложение эпюр, а давление на грунт в уровне нижних концов свай возрастает (рис 11.10б), увеличивается и активная зона сжатия грунта.

Вследствие этих причин при одинаковой погрузке осадка сваи куста при совместной работе будет всегда превышать осадку одиночной сваи.

Что касается несущей способности куста свай, то с одной стороны, уплотнение межсвайного пространства при забивке свай, приводит к ее увеличению, а с другой – осадка свай за счет наложения зон напряжений приводит к ее уменьшению. Что в итоге больше скажется на несущую способность сваи куста зависит от многих условий и не всегда легко прогнозируется. Но опыт показывает, что в глинистых грунтах, а также в пылеватых и мелких песках несущая способность сваи в кусте, как правило, уменьшается по сравнению с несущей способностью одиночной сваи, а в песках средней крупности и крупных песках – увеличивается.

Описанные следствия совместной работы свай в кусте принято называть кустовым эффектом. Изучение его влияния очень сложно и противоречиво и требует постановки экспериментов.

5.5. Определение несущей способности одиночной сваи при действии вертикальной нагрузки

5.5.а. Свай-стойки

могут потерять несущую способность либо в результате разрушения грунта под ее нижним концом, либо в результате разрушения самой сваи, т.е. такую сваю необходимо рассчитывать: по прочности материала ствола сваи и по условию прочности грунта под ее нижним концом. За несущую способность принимается меньшая величина.

По прочности материала свая-стойка рассчитывается как центрально нагруженный сжатый стержень, без учета поперечного изгиба.



Для железобетонных свай формула расчета 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 φ – коэффициент продольного изгиба, обычно $\varphi=1$;

γ_c – коэффициент условий работы,

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

для свай большего сечения $\gamma_c=1$;

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

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

A – площадь поперечного сечения сваи, м^2 ;

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

R_s – расчетное сопротивление сжатию арматуры (кПа);

A_s – площадь поперечного сечения арматуры, м^2 .

Несущая способность сваи-стойки по грунту определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A,$$

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

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа

A – площадь опирания сваи на грунт, м².

5.5.6. Висячие сваи

Их расчет производится, как правило, только по прочности грунта, т.к. по прочности материала она всегда заведомо выше.

Существуют следующие методы расчета:

- Динамический метод;
- Метод испытания пробной статической нагрузкой;
- Практический метод;
- Метод статического зондирования;
- Теоретические методы.

Динамический метод заключается в определении несущей способности сваи по величине ее отказа на отметке близкой к проектной. В основу метода положено, что работа, совершаемая свободно падающим молотом, GH (где G – вес молота, H – высота падения молота) затрачивается на преодоление сопротивления грунта погружению сваи; на упругие деформации системы «молот-свая-грунт»; на превращение части энергии в тепловую; разрушение головы сваи и т.п., т.е. на неупругие деформации.

В общем виде эта зависимость записывается следующим образом:

$$G \cdot H = F_u \cdot S_a + G \cdot h + \alpha \cdot G \cdot H - \text{уравнение работ}$$

Н.М. Герсегомова,

где $G \cdot H$ – работа падающего молота;

$F_u \cdot S_a$ – работа на погружение;

$G \cdot h$ – работа на упругие деформации;

$\alpha \cdot G \cdot H$ – работа на неупругие деформации;

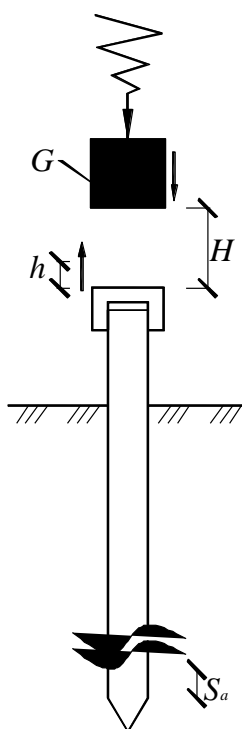
F_u – предельное сопротивление сваи вертикальной нагрузке, кН;

S_a – отказ сваи, м;

A – коэффициент, учитывающий превращение части энергии в тепловую

и т.п.

Отказ сваи (S_a) определяется либо по одному удару молота, либо, что чаще, вычисляется как среднее арифметическое значение погружения сваи от серии ударов, называемой залогом (число ударов от 4-х до 10).



Метод испытания свай статической нагрузкой. Несмотря на сложность, длительность и значительную стоимость этот метод позволяет наиболее точно установить предельное сопротивление сваи с учетом всех геологических и гидрогеологических условий строительной площадки

Метод используется либо с целью установления предельного сопротивления сваи, необходимого для последующего расчета фундамента, либо с целью проверки на месте несущей способности сваи, определенной каким-либо другим методом, например, практическим.

Проверке подвергаются в среднем до 1% от общего числа погруженных свай, но не менее 2-х.

Схема испытания выглядит следующим образом:

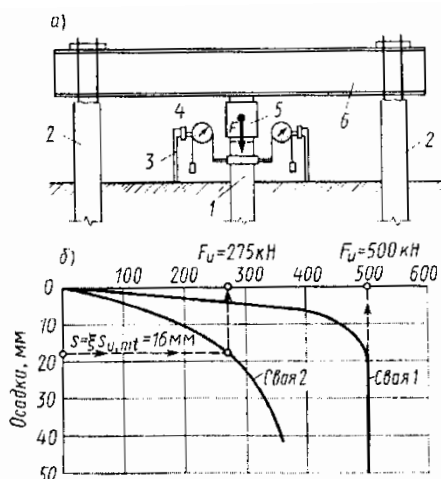
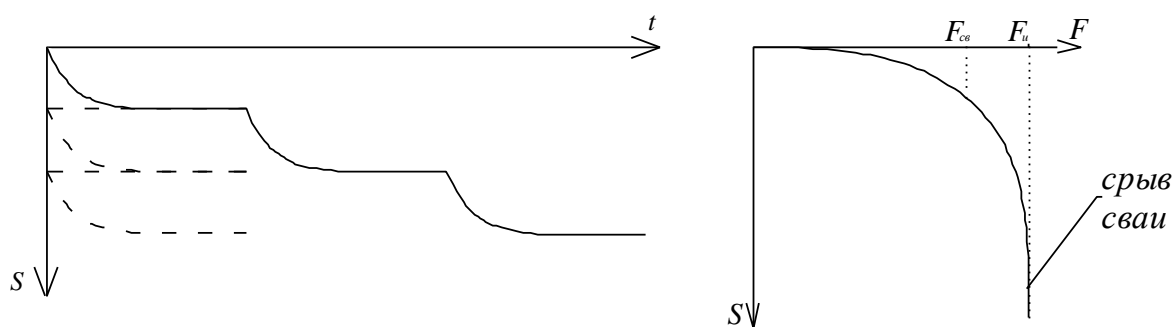


Рис.11.13. Испытание свай вертикальной статической нагрузкой:

1 – испытываемая свая; 2 – анкерные сваи; 3 – реперная система; 4 – прогибомеры (для замера осадки сваи от нагрузки); 5 – домкрат; 6 – упорная балка

Нагрузка прикладывается ступенями, равными $\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}$ от ожидаемого предельного сопротивления сваи. Каждая ступень выдерживается до условной стабилизации осадки сваи. Осадка считается условно стабилизировавшейся, если ее приращение не превышает 0,1мм за 1 час наблюдения для песчаных грунтов и за 2 часа для глинистых.

По данным испытаний строятся два графика:



Практика показала, что графики испытаний свай делятся на два типа (рис. 1.13б):

- с характерным резким переломом, после которого осадка непрерывно возрастает без увеличения нагрузки, данная нагрузка в этом случае и принимается за предельную;
- с плавным очертанием без резкого перелома, что затрудняет определение предельной нагрузки. В этом случае за предельную принимается та нагрузка, под воздействием которой испытываемая свая получила осадку S :

$$S = \zeta \cdot S_{u,mt},$$

где ζ – переходной коэффициент, комплексно учитывает ряд факторов:

несоответствие между осадкой одиночной сваи и сваи в кусте,

кратковременность испытания (главный фактор) по сравнению с

длительностью эксплуатации здания и т.п., принимается равным $\zeta=0,2$;

$S_{u,mt}$ – предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания (по СНиП 2.02.01-83*).

В итоге расчетная нагрузка на сваю по результатам статических испытаний:

$$F_{CB} = \frac{\gamma_c}{\gamma_g} F_u,$$

где γ_c – коэффициент условий работы;

γ_g – коэффициент надежности по нагрузке;

F_u – частное значение, т.е. нормативное значение.

Практический метод (по таблицам СНиП). Широко применяется в практике проектирования, позволяет определить несущую способность сваи по данным геологических изысканий. Метод базируется на обобщении результатов испытаний большого числа обычных и специальных свай вертикальной статической нагрузкой, проведенных в различных грунтовых условиях с целью установления предельных значений сил трения, возникающих между сваями и окружающим грунтом, и

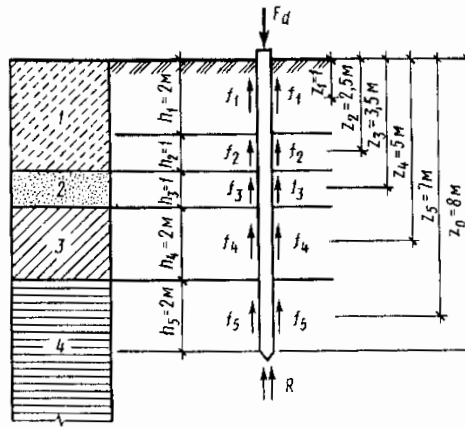


Рис.11.11. Расчетная схема к определению несущей способности сваи практическим методом

предельного сопротивления грунта под ее концом.

В результате составлены таблицы расчетных сопротивлений грунтов, которые позволяют определить сопротивление боковой поверхности и нижнего конца сваи и, просуммировать полученные значения по формуле:

$$F_d = \gamma_c ()$$

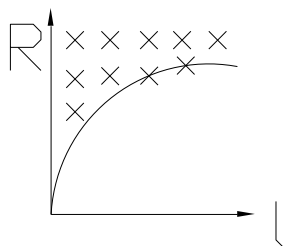
Найти ее НС F_d (кН)

R и f_i - затабулированы

$R \rightarrow Z_0$ – расстояние от поверхности до низа сваи; крупность песчаного грунта или I_L глинистого грунта.

$f_i \rightarrow Z_i$ – расстояние от поверхности до середины рассматриваемого слоя, крупности песчаного грунта или I_L глинистого грунта.

Особое внимание в этом методе расчета необходимо уделять правильности оценки физико-механических свойств грунта, особенно показателю текучести I_L глинистых, который оказывает значительное влияние на результат расчета.



Этот метод, как правило, дает заниженное значение НС сваи.

При расчете сваи на выдергивающую нагрузку (например – анкерных свай) ее НС F_{du} будет определяться только сопротивлением трению по боковой поверхности и рассчитывается по формуле:

$$F_{du} = \gamma_c$$

Здесь γ_c – коэффициент условий работы меньше чем при вдавливающей нагрузке $=0,6$ для свай $l < 4$ м, $\gamma_c = 0,8$, $l \leq 4$ м.

Остальное – то же, что и в формуле на вдавливающую нагрузку.

Понятие о негативном трении

Если по тем или иным причинам осадка окружающего сваю грунта будет превышать нагрузку самой сваи, то на ее боковой поверхности возникнут силы трения, направленные не вверх, как обычно, а вниз – отрицательное трение.

Обычно отрицательное трение возникает при загрузке поверхности грунта около сваи (планировка территории подсыпкой и т.п.).

Вероятность возникновения отрицательного трения значительно возрастает если в пределах глубины погружения сваи имеется слой слабых сильно сжимаемых грунтов – торфа. Деформация торфа может быть настолько большой, что вышележащие слои грунта зависнут на свае, дополнительно пригружая ее (рис. 11.12.).

НС сваи в этом случае определяется по той же формуле, но f_i для слоев выше торфа берется со знаком «-», а для торфа «-5 кПА».

Подробно эта методика изложена в СНИПе.

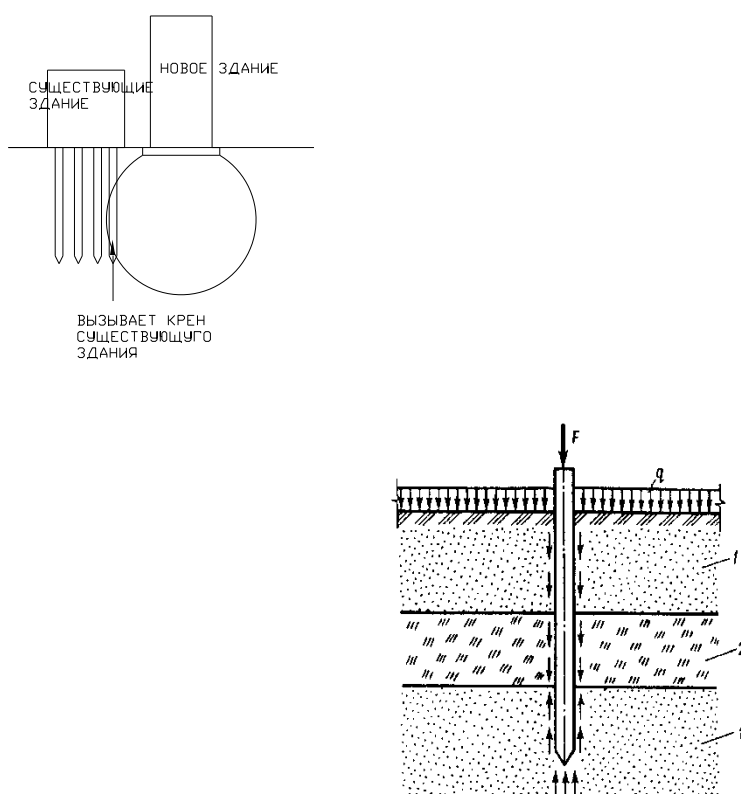
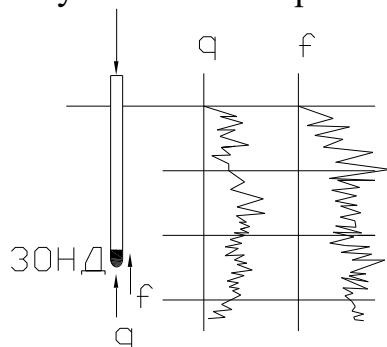


Рис. 11.12. Развитие отрицательных сил трения на боковой поверхности сваи:
1 – песчаный грунт средней плотности; 2 – слой торфа

Метод статического зондирования грунтов

- более дешевый и быстрый метод по сравнению с испытанием свай статическими нагрузками.

Заключается во вдавливании в грунт стандартного зонда, состоящего из штанги с конусом на конце ($d_{\text{кон}} = 36 \text{ мм}$, $F = 10 \text{ см}^2$, \angle заострения 60°). Конструкция зонда позволяет как общее сопротивление его погружения, так и величину лобового сопротивления конуса.



Так как характер деформации грунтов при вдавливании свай и зонда аналогичен, полученные данные можно использовать для определения предельных сопротивлений свай.

$$F_d = AR + f \cdot h \cdot U$$

$$f = B_2 \cdot f_3; \quad AR - \text{сопротивление острия зонда}$$

$$R = B_1 \cdot q_3; \quad h - \text{длина сваи}$$

$B_1 B_2$ – переходные коэффициенты учитывающие разные размеры зонда и сваи.

(40)

Наряду с зондами для определения НС свай используются также эталонные сваи сечением $10 \times 10 \text{ см}$ двух типов – для измерения сопротивления грунта только под острием эталонной сваи, а второй – под острием и по ее боковой поверхности.

Теоретические методы

В силу своей сложности и многочисленных допущений, снижающих их точность, широкого применения на практике не нашли.

5.6. Расчет НС свай при действии горизонтальных нагрузок

Причиной значительных горизонтальных нагрузок на фундаменты могут быть горизонтальные нагрузки от кранов в цехах, температурные расширения технологических трубопроводов предприятий, односторонний обрыв проводов ЛЭП, волновые воздействия и т.д.

5.6.а. Метод испытания сваи пробной статической нагрузкой

Позволяет наиболее точно установить действительное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке.

Проводятся испытания следующим образом (рис. 11.14). Нагрузка на сваю увеличивается ступенями, горизонтальные перемещения на каждой ступени фиксируются прогибомерами.

Каждая ступень нагрузки выдерживается до условной стабилизации горизонтальных смещений. По результатам испытаний строятся графики зависимости горизонтальных перемещений сваи от нагрузок (рис. 11.14 б) по которым и определяется предельное сопротивление сваи.

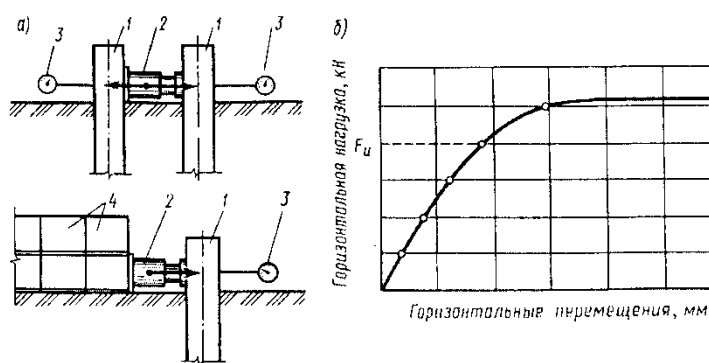


Рис. 11.14. Испытания сваи горизонтальной нагрузкой:

1 – опытная свая; 2 – гидравлический домкрат; 3 – апрогибомер; 4 – упор из статического груза

За предельное сопротивление сваи F_d принимается нагрузка на одну ступень менее той, при которой перемещения сваи непрерывно возрастают.

НС определяется по формуле

$$F_d = \frac{\gamma_c F_{du}}{\gamma_g} ; \gamma_c = 1$$

5.6.6. Математические методы расчета сваи на горизонтальную нагрузку

➤ 2 группы в зависимости от характера деформаций сваи в грунте

- Первая группа – для коротких жестких свай, поворачивающихся в грунте без изгиба (рис. 11.15 а).

Разрушение системы «свая-грунт» происходит за счет потери устойчивости грунтом основания.

- Вторая группа – для свай, изгибающихся в грунте (рис. 11.15 б).

Сопротивление таких – длинных гибких свай определяется прочностью материала сваи на изгиб.

В первой группе расчет базируется на положениях теории предельного равновесия грунтов. Во второй группе методы основаны на использовании модели местных упругих деформаций.

$$P(x) = k \cdot \omega(x), \text{ где } k - \text{ коэффициент постели} \\ \omega(x) - \text{ перемещение}$$

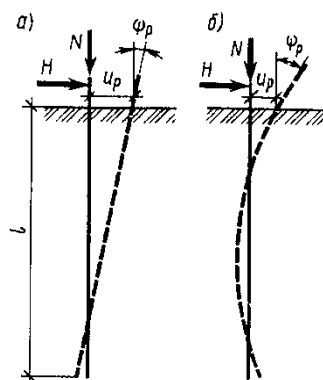


Рис. 11.15. Схемы работы горизонтально нагруженных свай

При отнесении свай к той или иной категории жесткости следует учитывать не только длину сваи и жесткость ее поперечного сечения, но и деформационные свойства грунта, поскольку одна и та же свая, работающая в слабом грунте как короткая жесткая, в прочном грунте будет вести себя как длинная гибкая.

НС горизонтально нагруженного куста свай по нормам допускается определить как сумму сопротивлений одиночных свай.

5.7. Проектирование и расчет свайных фундаментов

Выполняется в следующем порядке:

1. Оценка ИГУ (определяется слой грунта, в который наиболее рационально заглубить острие сваи).
2. Определяется тип и размер сваи
3. Определяется НС сваи (расчетная, допустимая на сваю нагрузка)
 - расчетом по таблицам (СНиП)
 - по испытаниям
 - по данным статического зондирования
4. Определяется необходимое количество свай
5. Размещение свай в плане и конструирование развертка

6. Проверка давления, приходящегося на одну сваю. (При несоблюдении данного условия производится перерасчет свайного фундамента).
 7. Определяется осадка свайного фундамента.
- Всю последовательность (более подробно) см. практику.

Остановимся на **ОСНОВНЫХ ПОЛОЖЕНИЯХ РАСЧЕТА**

5.7.а Основные положения расчета

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

- По первой группе – по НС грунта основания свай; по устойчивости грунтового массива со свайным фундаментом...; по прочности материала свай и ростверков

- По второй группе – по осадкам свайного фундамента от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайного фундамента

- Расчет по НС грунта основания заключается в выполнении условия

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k}$$

N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю,

F_d – НС сваи,

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равным от 1,2 до 1,4 в зависимости от метода, которым была определена НС сваи

- Расчет свайного фундамента по предельной составляющей второй группы (по деформациям) производят исходя из условия

$$S: \quad \text{или же} \quad U_p \leq; \quad \varphi_p \leq$$

осадка при действии вертикальных нагрузок

горизонтальное перемещение и угол поворота сваи, при действии горизонтальных нагрузок и моментов

5.7.б Определение числа свай в фундаменте и размещение их в плане

- Централно нагруженный свайный фундамент

- Зная F_d – несущую способность свай и принимая, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на все сваи фундамента, необходимое число свай (n) в кусте или на 1 м/п (в ленточном фундаменте) определяют по формуле

$$n = \frac{\gamma_k}{\dots}$$

– то же

- расчетная нагрузка на куст или на 1 погонный метр

- Для куста свай полученное по формуле число свай округляют в сторону увеличения до целого числа

- Сваи в ростверке располагают компактно ($a = 3 d$) по прямоугольной сетке или в шахматном порядке т.к. при $a < 3 d$ – трудно или невозможно забить сваи из-за чрезмерного уплотнения окружающего грунта (межсвайного пространства), а при $a > 3 d$ – увеличиваются размеры ростверка.

- Расстояние от крайнего ряда свай до края ростверка $1 d$.

- Ростверки кустов свай конструируются как обычные фундаменты мелкого заложения и рассчитываются на продавливание колонной или угловой свай, на поперечную силу в наклонных сечениях и на изгиб по СНИП «Железобетонные конструкции».

- Если сваи куста работают только на сжимающую нагрузку, то достаточно их заделки в ростверк на 5...10 см, если же сваи воспринимают выдергивающие нагрузки или моменты, то их связь с ростверком делают более надежной, для чего оголовки свай разбивают и обнаженную арматуру замоноличивают в бетон ростверка.

- После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров ростверка определяют нагрузку N приходящуюся на каждую сваю, и проверяют условие

$$N = \frac{N_l + G_f + G_g}{n} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$$

N - нагрузка на каждую сваю в ростверке

- Если условие не выполняется, то необходимо выбрать или другой тип свай, имеющий более высокую НС, или увеличить число свай в фундаменте и повторить расчет.

- Для свайного фундамента под стену (ленточного свайного фундамента) число свай на 1 п.м. может быть дробным. Тогда расчетное расстояние между осями свай по длине стены определяется по формуле

a

- Полученный результат округляют до кратного 5 см. В зависимости от a определяется число рядов свай. Различают: однорядное, шахматное и двухрядное.

- Из-за значительного увеличения размера ростверка принимают, как правило, не более двух рядов свай.

Если же по расчету получается $a < 1,5 d$, то лучше увеличить длину свай или ее сечение, т.е. НС.

- Железобетонные ростверки ленточных свайных фундаментов рассчитывают как неразрезные многопролетные балки в соответствии с требованиями СНИП «Железобетонные конструкции».

- Внецентренно нагруженный свайный фундамент

• Предварительное число свай при внецентренном нагруженном свайном фундаменте определяют, так же как и при центральной нагрузке

$$n = \gamma_k \cdot \frac{N_I}{F_d}$$

а затем увеличивают \approx на 20%.

• Расчетную нагрузку, приходящуюся на отдельную сваю, в общем случае, когда моменты действуют в направлении двух осей, определяют по формуле внецентренного сжатия

$$N_{\frac{max}{min}} = \frac{N_{\alpha}}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2}$$

l -расчетная нагрузка на сваю при внецентренном сжатии

где N_{α} , M_x , M_y – соответственно расчетная вертикальная нагрузка кН, и расчетные изгибающие моменты кН·м, относительно главных центральных осей x и y плана своей в плоскости подошвы ростверка(рис.):

n – число свай в фундаменте;

x_1 , y_1 – расстояния от главных осей до оси каждой сваи, м;

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

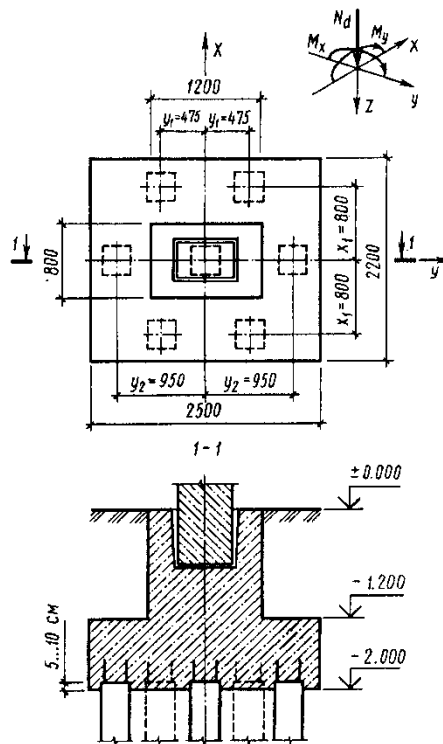


Рис. 11.16. Внецентренно нагруженный свайный фундамент

- Максимальное усилие на сваю, найденное по этой формуле, должно удовлетворять условию

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$$

При кратковременных (ветровых, крановых и т.п.) и особых нагрузках допускается перегрузка крайних свай на 20%.

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

5.7.в. Расчет осадки свайного фундамента

- Сложность определения осадок свайного фундамента связана с тем, что они передают нагрузку на грунт основания одновременно через боковую поверхность и нижние концы свай. При этом соотношение передаваемых нагрузок зависит от многих факторов:

- числа свай в фундаменте
- их длины
- расстояния между сваями
- свойств грунта и степени его уплотнения при погружении свай.

Поэтому при расчете принимают упрощающие допущения, снижающие их точность. С другой стороны, чем точнее расчетная схема, тем сложнее методика расчета.

- В настоящее время в большинстве случаев свайный фундамент при расчете его осадок рассматривается как условный массивный фундамент на естественном основании, т.е. все, что находится в пределах АБВГ (рис) рассматривается как единый массив.

$$c = h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II, \frac{mt}{4}})$$

– углы внутреннего трения для отдельных пройденных свай и слоев грунта толщинами

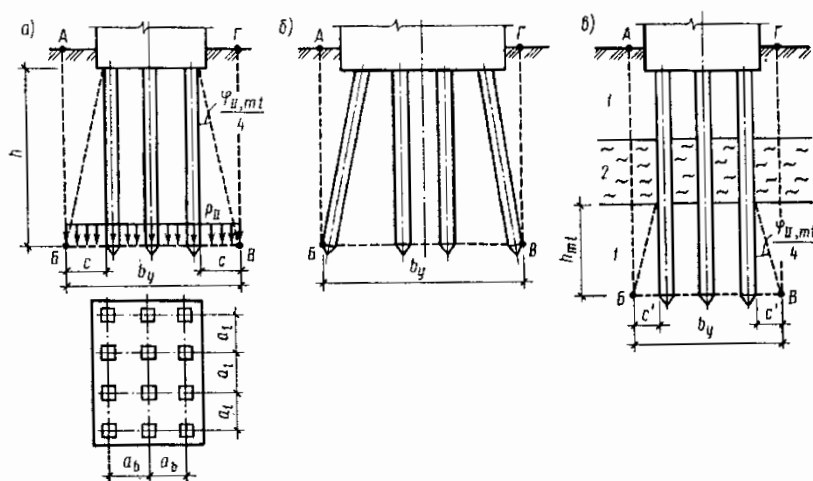


Рис. 11.17. Схемы условных фундаментов для расчета по второй группе предельных состояний

- При наличии в фундаменте наклонных свай, плоскости АБ и ВГ проходят через их концы (рис. б). Размеры подошвы условного фундамента в этом случае определяются расстояниями между нижними концами наклонных свай.

- Если в пределах глубины погружения свай залегают слои торфа или ила толщиной более 30 см, то, поскольку трение в них принимается равным нулю, осадку свайного фундамента из висячих свай определяют с учетом уменьшенных габаритов условного фундамента (рис. в). Уширение учитывается только у слоев, залегающих ниже слоя торфа или ила.

- Во всех рассмотренных случаях при определении осадок расчетная нагрузка, передаваемая условным фундаментом на грунт основания, принимается равномерно распределенной.

Расчет осадки свайного фундамента, как условного массивного, выполняется теми же методами, что и расчет фундамента мелкого заложения. При этом также требуется выполнение условия. Чтобы среднее давление (Р)

по подошве условного фундамента не превышало расчетное сопротивление грунта основания на данной глубине, т.е.

$$P_{II} = \frac{N_{II}}{A_y} \leq R$$

определяется, как и при расчете ФМЗ, но заменой фактической ширины и глубины заложения фундамента на условные.

Осадка свайного фундамента определяется, как правило, методом эксменторного суммирования.

§ 6. ФУНДАМЕНТЫ НА СТРУКТУРНО-НЕУСТОЙЧИВЫХ ГРУНТАХ

6.1. Общие положения

К структурно-неустойчивым грунтам относят мерзлые и вечномерзлые грунты; лессовые просадочные грунты, слабые водонасыщенные, пылевато-глинистые, засоленные, заторфованные грунты. В определенной мере сюда могут быть отнесены и насыпные грунты. Несмотря на различие в условиях образования грунтов этой группы их объединяет общее свойство – в природном состоянии эти грунты обладают структурными связями, которые при определенных воздействиях резко снижают свою прочность или полностью разрушаются (это может быть от быстро возрастающих, динамических, вибрационных нагрузок или физических процессов – повышение t-ры мерзлых грунтов, обводнение лессовых или засоленных грунтов и т.п.)

Структурно-неустойчивые грунты часто называют региональными, т.к. эти грунты группируются преимущественно в определенных географо-климатических зонах (регионах).

При строительстве на таких грунтах кроме общепринятых для обычных условий решений требуется проведение комплекса специальных мероприятий, учитывающих их особые свойства.

Эти мероприятия разделяются на четыре группы:

1 группа: меры, предпринимаемые для исключения неблагоприятных воздействий на грунты.

2 группа: способы искусственного улучшения структурных свойств оснований, с помощью которых нейтрализуются последствия воздействия неблагоприятных факторов.

3 группа: конструктивные мероприятия, понижающие чувствительность зданий к неравномерным деформациям основания.

4 группа: применение специальных типов фундаментов.

Ниже мы рассмотрим лишь основные положения проектирования фундаментов на структурно-неустойчивых грунтах.

6.2. Фундаменты в районах распространения вечномёрзлых грунтов

6.2.а. Механические свойства мерзлых грунтов

Характерной особенностью вечномёрзлых грунтов является то, что их свойства существенно зависят не только от вещественного состава и влажности, но и от их температуры, так как при оттаивании мерзлых грунтов может наблюдаться склонность к просадочности и разжижению, а при промораживании – морозное пучение.

В таком случае, прогноз температурного режима оснований в условиях вечной мерзлоты имеет первостепенное значение.

Изучение сжимаемости мерзлых грунтов при оттаивании обычно производится в одометрах, оборудованных нагревательной аппаратурой. Образец помещается в прибор, дается вертикальная нагрузка p_1 (участок аб, рис. 15.2). Затем образец нагревают и происходит его оттаивание при $p_1 = \text{const}$, что ведет к разрушению цементационных связей (так как вода переходит в жидкое состояние) и грунт может значительно уплотниться (бв – рис 15.2). Деформация имеет просадочный характер. После стабилизации просадочной деформации при оттаивании образец нагружается ступенчато-возрастающей нагрузкой, что характеризуется сжимаемостью оттаивающего грунта (вг – рис. 15.2). Серия испытаний проводится при различных значениях начального обжатия p_1 .

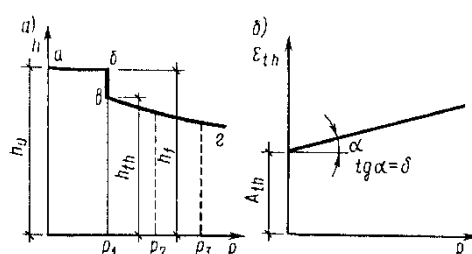


Рис. 15.2. Зависимости деформаций образца оттаивающего грунта (а) и коэффициента просадочности (б) от нормального давления

Из каждого опыта определяется коэффициент
Просадочности

$$\varepsilon_{th} = \frac{(h_f h_{th})}{h_f}$$

После чего строится график зависимости этого коэффициента от
внешней нагрузки (p). Зависимость $\varepsilon_{th} =$.

Имеет практически линейный характер и описывается уравнением

$$\varepsilon_{th} = A_{th} + \delta_p \quad , \text{ где}$$

A_{th}, δ_p соответственно коэффициенты оттаивания и сжимаемости, которые
являются основными расчетными характеристиками при вычислении осадок
оттаивающих оснований.

Итак, осадка оттаявшего грунта складывается из двух частей: осадки
оттаивания, не зависящей от нагрузки и характеризуемой коэффициентом A_{th}
, и осадки уплотнения, пропорциональной нагрузке и характеризуемой
коэффициентом δ_p .

6.2.6. Принципы строительства на вечномерзлых грунтах

Существует два принципа строительства на вечномерзлых грунтах:

I принцип – вечномерзлые грунты основания используются в мерзлом
состоянии, сохраненном в процессе строительства и в течение всего периода
эксплуатации сооружения;

II принцип – в качестве оснований зданий и сооружений используются
предварительно оттаянные грунты или грунты, оттаивающие в период
эксплуатации сооружения.

I принцип применяется в тех случаях, когда расчетные деформации
основания в предположении его оттаивания превышают предельное их не
удается привести в нормальное состояние конструктивными мерами или
улучшением строительных свойств основания. Принцип эффективен, когда

грунты находятся в твердом мерзлом состоянии и такое состояние может быть сохранено при экономически разумных затратах.

II принцип рекомендуется применять при неглубоком расположении (залегании) скальных грунтов, а также при малосжимаемых мерзлых грунтах при оттаивании (плотные крупнообломочные грунты и пески, пылевато-глинистые грунты твердой и полутвердой консистенции).

- При строительстве по I-му принципу для сохранения вечномерзлого состояния оснований используются различные методы.(рис.)

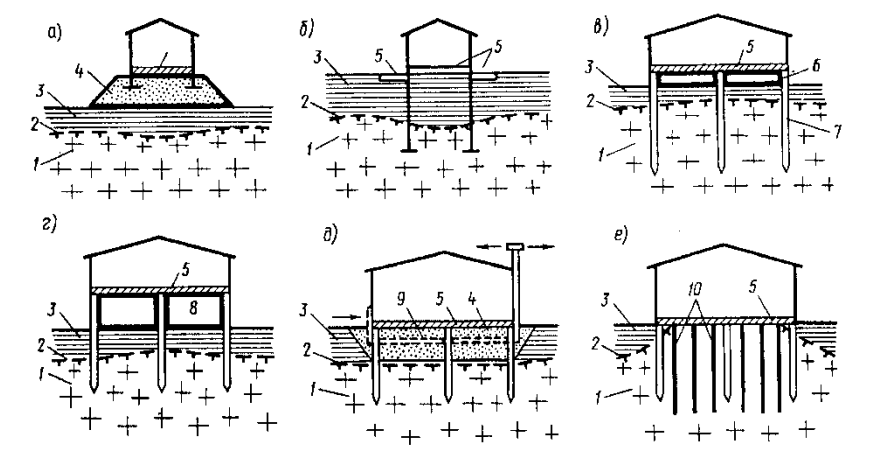


Рис.15.3. Мероприятия для сохранения вечно мерзлого состояния грунтов:

1 – вечномерзлый грунт; 2 – верхняя граница слоя вечномерзлого грунта; 3 – деятельный слой; 4 – насыпной непучинистый грунт (пески средней крупности, крупные, крупнообломочные грунты, шлаки); 5 – теплоизоляция; 6 – вентилируемое подполье; 7 – сваи; 8 – неотапливаемый 1-ый этаж; 9 – вентиляционные каналы; 10 – замораживающие колонки;

- Подсыпка применяется при вертикальной планировке территорий или устраивается под отдельными зданиями;
- Теплоизоляция в сочетании с другими методами для сооружений, занимающих небольшую площадь;
- Вентилируемые подполья – является основным и наиболее распространенным способом регулирования теплового влияния здания на температурный режим основания, открытые подполья имеют сообщение с наружной средой.

“ – “ В зимний период подполья заносятся снегом, а летом в них поступает теплый воздух, растепляющий основание. Кроме того, от этого возникает неблагоприятный температурный режим во внутренних помещениях 1-ого этажа.

В этом случае более эффективны подполья с регулируемым проветриванием – с продухами.

Зимой продухи открыты, а в летнее время их закрывают.

- Иногда роль вентилируемого подполья выполняют неотапливаемые помещения 1-ого этажа.

- Подсыпки с тубами воздушного охлаждения применяют, главным образом для тепловыделяющих зданий значительных, в плане, размеров. Трубы прокладывают в пределах насыпного слоя и выводятся наружу - в подполье или вблизи стен здания. Охлаждение основания достигается движением по трубам холодного наружного воздуха.

- Промораживающие колонки применяют для предпостроечного промораживания оснований, а также для последующего поддержания в основании заданного температурного режима.

➤ При использовании принципа II на вечномерзлых грунтах существуют два основных подхода

- Предпостроечное оттаивание. Для повышения температуры грунта наиболее часто используют игловое гидро- или парооттаивание, или электрический прогрев с применением электроосмоса и иглофильтрового понижения, оттаивание может быть произведено как в пределах всей площади застройки, так и под отдельными фундаментами, если это обосновано расчетом по деформациям.

- Оттаивание грунтов в процессе эксплуатации сооружений должно применяться с большой осторожностью и подкрепляться тщательным прогнозом температурного режима деформаций оттаивающего основания.

Конструкции и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу I.

Применение ФМЗ в этом случае не всегда оправдано по технологическим и экономическим соображениям. Прорезка оттаивающего слоя с заглублением фундамента в вечномерзлые грунты практикуется редко из-за трудоемкости.

Наибольшее распространение получили свайные фундаменты, при условии специальных способов их устройства.

– Буроопускные сваи (рис. а) применяют во всех грунтовых условиях при температуре грунта $< - 0,5$ С. Сначала в основании пробуривают скважины d на 5...10 см превышающий поперечный размер сваи. Затем скважины заполняют грунтовым раствором, после чего погружают в них сваи. После замерзания грунтового раствора свая оказывается в вечномёрзлом грунте.

– Бурозабивные сваи (рис. б) устраивают забивкой свай в предварительно пробуренные лидерные скважины, имеющие d несколько меньший. Такие сваи эффективны в пластичномёрзлых грунтах, не содержащих крупнообломочных включений.

– Опускные сваи (рис. в) изготавливают методом вмораживания и применяются в твердомерзлых грунтах. Суть метода заключается в том, что сначала производится локальное оттаивание грунта паровой иглой, а затем в оттаивший грунт погружается готовая свая. После промерзания грунта вокруг сваи она оказывается вмороженной в грунт.

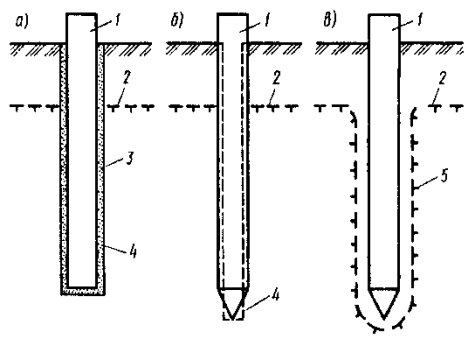


Рис. 15.7. Способы погружения свай в вечномёрзлый грунт:

1 – свая; 2 – верхняя граница вечномёрзлого грунта; 3 – грунтовой раствор; 4 – стенка скважины; 5 – граница оттаивания

Сопряжение несущих конструкций со сваями обычно осуществляется с помощью высоких ростверков или специальных свайных оголовков. Иногда совмещают сваю со стойкой каркаса в одну конструкцию – сваю колонну.

- Конструкция и методы устройства фундаментов, возводимых по принципу II, практически не отличаются от применяемых на немерзлых основаниях.

- Мероприятия по борьбе с морозным пучением. Для уменьшения касательных сил пучения фундаменты в пределах деятельного слоя покрывают незамерзающими обмазками на основе битума или эпоксидной смолы. Приемлемы и противопучинистые засыпки из сухого гравия, гальки, шлака или засоленной глины, имеющей пониженную температуру замерзания. Конструктивным мероприятием является заанкеривание

фундаментов в вечномёрзлый грунт, что достигается увеличением глубины заложения. При этом проверяется прочность фундамента на разрыв от действия сил пучения.

6.2. Фундаменты на лессовых и просадочных грунтах

- Трудность строительства сооружений на лессовых просадочных грунтах состоит в том, что при обводнении грунтов в основании сооружений происходят большие и часто не равномерные деформации, называемые просадками.

В результате сооружения разрушаются и становятся непригодными для дальнейшей эксплуатации.

- Просадки лессовых грунтов возникают при одновременном воздействии двух факторов:

1. нагрузок от сооружений и собственного веса грузовой просадочной толщи, и

2. замачивания при подъеме горизонта подземных вод или за счет внешних источников (атмосферные осадки, промышленные сбросы, утечки и т.д.)

- Просадочные свойства проявляются в лессах только при достижении влажностью некоторого предела W_{sl} , называемого начальной просадочной влажностью.

- Просадочность грунтов часто оценивается показателем просадочности

$$\underline{\Pi}: \quad \Pi = \frac{(e_L - e)}{(1 + e)}$$

где e - коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности

e_L - коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести W_L и определяемый по формуле:

$$e_L = W_L \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

где ρ_s и ρ_w - соответственно плотность твердых частиц и воды

Показатель просадочности является номенклатурным признаком и лишь определяет склонность грунта к просадкам, не позволяя достоверно дать величину возможной просадки грунта.

- Явление просадки можно наглядно представить на рисунке

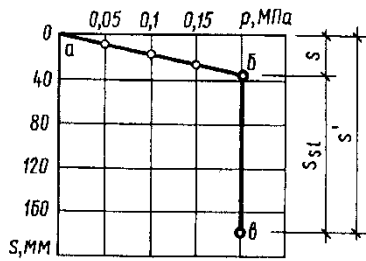


Рис. 15.8. Осадка фундамента на лессовом грунте

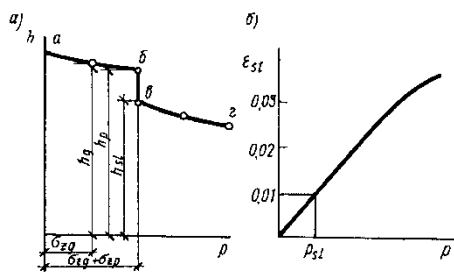


Рис. 15.9. Зависимость деформаций (а) и относительной просадки (б) лессового грунта от нормального давления

аб – практически прямолинейный участок представляет зависимость осадков от давления под подошвой фундамента

бв – участок соответствующей полной просадке грунта под нагрузкой после замачивания

- Важно отметить, что если увеличение осадков связано с ростом нагрузки, то просадка развивается при постоянной нагрузке.
- Полная деформация просадочного основания S' равна сумме осадки S при естественной влажности грунта и просадки S_{sl} грунта при его замачивании

$$S' = S + S_{sl}$$

Характеристики просадочных свойств.

- К числу основных характеристик относится относительная просадочность ε_{sl} , начальное просадочное давление P_{sl} , начальная просадочная влажность W_{sl} .

- Относительная просадочность определяется по результатам испытаний грунтов в компрессионных приборах с замачиванием образцов.

Она представляет собой относительное сжатие грунта при заданных давлениях и степени повышения влажности и определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_p - h_{sl}}{h_g}$$

h_p – применяется при природном W , после замачивания

h_{sl} - применяется после замачивания

h_g - применяется при природном W , после обжатия

Грунт считается просадочным при условии $\varepsilon_{sl} \gg 0.01$

Относительная просадочность зависит от давления, степени плотности грунта природной влажности и его состава, степени повышения влажности.

- Начальное просадочное давление P_{sl} - это давление, при котором относительная просадочность $\varepsilon_{sl} = 0.01$, т.е. при котором грунт считается просадочным.

P_{sl} легко устанавливается из графика зависимости ε_{sl} от давления P (рис.15.9. б), который в свою очередь строится при испытаниях образцов лессового грунта в компрессионных испытаниях с замачиванием при различных нагрузках. Эта характеристика является очень важной при расчете просадок.

- За начальную просадочную влажность W_{sl} по аналогии принимается влажность, при которой в условиях заданных давлений относительная просадочность равна 0.01.

- При расчете оснований и фундаментов на просадочных грунтах по II предельному состоянию требуется выполнение условия : $S' \ll S_4$, при этом давление $P \ll R_B$ зависимости от предполагаемого состояния грунтов по влажности, т.к. замачивание приводит к значительному снижению прочностных характеристик, а следовательно, существенному уменьшению их расчетного сопротивления и несущей способности.

Так например, за счет разрушения структурных связей особенно резко (в 6...10 раз) снижается сцепление при относительно небольшом (в 1,05...1,2 раза) уменьшении угла внутреннего трения.

6.2.а. Принципы строительства на просадочных грунтах

В первую очередь при проектировании оснований и фундаментов зданий на просадочных грунтах учитывают возможность их умачивания и возникновения просадочных деформаций.

Надежность и нормальная эксплуатация зданий достигается применением одного из следующих принципов:

- Осуществление комплекса мероприятий, включающего подготовку основания, (в водозащитные и конструктивные мероприятия входят: компановка генплана; планировка застраиваемых территорий; устройство под зданиями маловодопроницаемых экранов; качественная засыпка водонепроницаемых котлованов и траншей; устройство вокруг зданий водонепроницаемых отмосток; отвод аварийных вод за пределы зданий и в ливнесточную сеть.)

Конструктивные мероприятия объединяют в группы по составу и способам осуществления традиционных, для строительства, в особых грунтовых условиях.

Для жестких зданий:

- эта разрезка зданий осадочными швами на отсеки
- устройство железобетонных поясов и армированных швов
- усиление фундаментно – подвальной части путем применения монолитных или сборно – монолитных фундаментов

Для податливых и гибких зданий:

- мероприятия по дополнительному увеличению податливости (введение гибких связей; повышение площади операния)
- место, обеспечивающие нормальную эксплуатацию зданий при возможных, часто неравномерных просадках. Для этого применяют конструктивные решения, позволяющие в короткие сроки восстановить после неравномерных просадок нормальную эксплуатацию кранов, лифтов, оборудования, путем рихтовки подкрановых путей и направляющих лифтов, поднятия опор домкратом.

6.2.6. Улучшение строительных свойств просадочных грунтов

достигается их уплотнением или закреплением, устройством грунтовых подушек.

– Эффективным способом является уплотнение тяжелыми трамбовками. Но следует помнить, что удары тяжелых трамбровок создают колебания в грунтовом массиве и учитывать при уплотнении грунта внутри существующих зданий.

– Устройство грунтовых подушек обеспечивает создание в основании фундаментов слоя непросадочного грунта.

– Двухслойное уплотнение путем сочетания поверхностного уплотнения тяжелой трамбовкой и устройства по верху уплотненного слоя грунта грунтовой подушки

– Могут устраиваться и фундаменты в вытрамбованных котлованах, фундаментов в виде пирамидальных свай и забивных блоков.

– Применяются поверхностное уплотнение подводными взрывами.

– Уплотнение предварительным замачиванием (на больших территориях вновь застраиваемых площадках)

– Широко используют уплотнение оснований пробивкой скважин (грунтовые сваи) и глубинными взрывами

– Для закрепления просадочных грунтов применяют методы однорастворной силикатизации или термообжига.

• Прорезка просадочных грунтов обычно осуществляется с помощью свайных фундаментов.

– Целесообразно применение забивных и, особенно, конических и пирамидальных свай, а также набивных свай в пробитых или полученных путем уплотнения грунтов взрывами зарядов в скважинах.

– Сваи должны полностью прорезать просадочную толщу и опираться на подстилающие грунты повышенной сложности и НС (плотные глинистые грунты, гравий, плотные пески).

– Неполная прорезка просадочных грунтов сваями допускается лишь в тех случаях, если расчетные деформации не превышают допустимых величин.

– НС свай в просадочных грунтах определяют, как правило, путем статических испытаний, возможно воспользоваться также и данными статического зондирования. В обоих случаях перед началом испытаний грунт замачивают до полного водонасыщения.

6.3 Фундаменты на набухающих грунтах

- Многие виды пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций при замачивании водой (и особенно, растворами серной кислоты) увеличиваются в объеме. В процессе набухания происходит подъем поверхности грунта, что приводит к деформациям, обычно неравномерным. Кроме того, при набухании грунты способны оказывать дополнительное боковое давление на ограждающие конструкции (до 200 кПа), а при снижении влажности набухающие грунты дают усадку, уменьшая свой объем.

- Для набухающих грунтов, кроме обычных физико-механических характеристик, определяют и специальные характеристики набухания и осадки.

– Относительное набухание ε_{sw} исследуется в компрессионных приборах по похожей методике (см. ранее)

Относительное набухание определяют при различных уплотняющих давлениях p и вычисляют по формуле:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h' - h}{h}$$

где h – высота образца грунта природного состояния, обжатого давлением p ;
 h' – то же, после набухания образца.

Характерная зависимость относительного набухания ε_{sw} глин от давления приведена на рис. 15.11.б

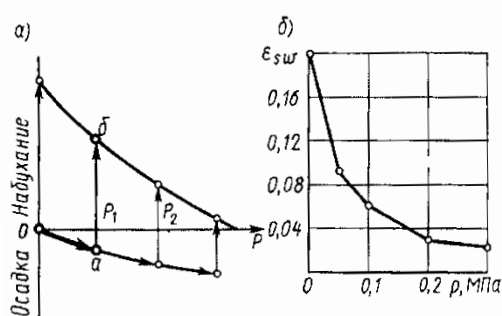


Рис. 15.11. Зависимости деформации набухающего грунта (а) и относительного набухания (б) от нормального давления

- По относительному набуханию ε_{sw} , определенному для необжатого образца, то есть $p=0$, грунты классифицируются на:

- ненабухающие 0,04

- слабонабухающие 0,040,08
- средненабухающие 0,080,12
- сильнонабухающие $\varepsilon_{sw} > 0.12$

– Давление набухания P_{sw} соответствует давлению, возникающему при замачивании грунта в замкнутом объеме, то есть при отсутствии деформации.

• Подъем основания при набухании грунта h_{sw} определяют методом послойного суммирования. Если расчетные деформации набухания h_{sw} превышают предельные значения S_u , применяют различные мероприятия, снижающие или полностью исключаящие деформации, вызванные набуханием, или уменьшающие их неравномерность до заданных пределов.

6.3.а. Водозащитные мероприятия

- устраивают отмостки вокруг зданий шириной 2...3 м
- применяют водонепроницаемые экраны над всем сооружением из полимерных материалов, либо из асфальта
- Заключают водопроводные и канализационные трубы в железобетонные лотки и т.п.

6.3.б. Улучшение свойств оснований

– При небольших толщах набухающих грунтов применяют предварительное замачивание и строительство ведется как на водонасыщенных ненабухающих грунтах (материалом грунтовых подушек должна служить пылевато-глинистые набухающие грунты).

– Компенсирующие подушки применяются для уменьшения неравномерности подъема фундаментов (материал: любые, кроме пылевых, пески).

Принцип работы компенсирующей подушки состоит в следующем. Так как ширина песчанной подушки превышает ширину фундамента, при набухании грунта происходит выпирание песка между фундаментом и стенкой траншеи. Поэтому при подъеме дна такой траншеи песок вокруг фундамента поднимается, а сам фундамент остается практически неподвижным.

Прорезка набухающих грунтов свайными фундаментами и глубокими опорами эффективна, если толща набухающих грунтов не превышает 12 м. Для избежания подъема, длина свай должна быть назначена таким образом, чтобы силы набухания, направленные вверх по боковой поверхности свай, были меньше, чем ... нагрузок от сооружения и силы сопротивления по

боковой поверхности в нижней части сваи, заглубленной в ненабухающие грунты. Для увеличения сил сопротивления в заделанной части сваи можно применять винтовые сваи или сваи с улучшенной пятой.

К конструктивным мероприятиям относится увеличение жесткости здания путем разбивки их на отдельные отсекикрупнопанельных зданий осадочными швами на отсеки длиной менее 30м, армирование поясов, устраиваемых в нескольких уровнях по высоте.

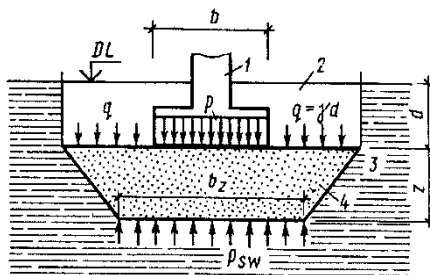


Рис. 15.13. Схема сил, действующих на компенсирующую подушку:
 1 – фундамент; 2 – обратная засыпка; 3 – набухающий грунт;
 4 – песчаная компенсирующая подушка.