

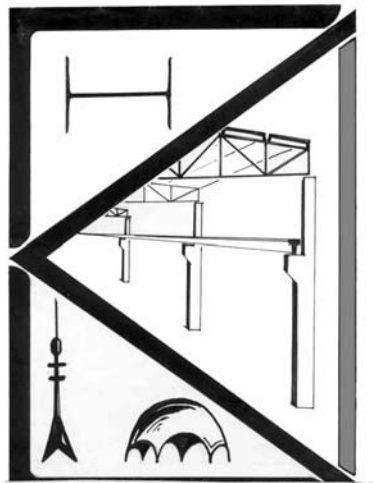
**ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Кафедра “Строительные конструкции, здания и сооружения”

**МЕХНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ**

*Методические указания к выполнению курсового проекта на тему:  
«Проектирование оснований и конструирование фундаментов промышленного  
или гражданского здания или сооружения» и для практических занятий  
студентов специальности 1 70 02 01 –  
Промышленное и гражданское строительство*

**Часть 3  
СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ**



Могилев 2011

УДК 69.059  
ББК 38.7  
Ж 51

Рекомендовано к опубликованию  
учебно-методическим управлением  
ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет»

Одобрено кафедрой «Строительные конструкции, здания и сооружения»  
« \_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2011 г., протокол № \_\_\_

Составители: канд. техн. наук, доцент Е. Е. Корбут;  
ст. преподаватель Р. З. Шутов

Рецензент: канд. техн. наук, доцент С. Н. Березовский

В методических указаниях изложены основные положения проектирования свайных фундаментов. Приведены примеры расчета свайного фундамента в разрезе курсового проекта, части дипломного проекта и практических занятий. Методические указания дополнены таблицами и справочными данными, необходимыми для выполнения курсового проекта и практических занятий.

Учебное издание

## МЕХНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Ответственный за выпуск

Р. З. Шутов

Технический редактор

А. А. Подошевка

Компьютерная верстка

Н. П. Полевничая

Подписано в печать                      Формат 60x80/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс  
Печать трафаретная. Усл.-печ. л.                      . Уч.-изд. л.                      Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение  
Государственное учреждение высшего профессионального образования  
«Белорусско-Российский университет»  
ЛИ № 02330/375 от 29.06.2004 г.  
212005, г. Могилев, пр. Мира, 43

© ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет», 2011

## Содержание

Введение	4
1 Содержание работы	5
2 Конструирование свайного фундамента	6
2.1 Конструирование железобетонной сваи	6
2.2 Определение глубины заложения и назначения размеров ростверка	8
2.3 Предварительное определение размеров свай.	10
3 Расчёт свайных фундамента	12
3.1 Определение несущей способности свай	12
3.2 Определение количества свай и размещение их в ростверке	15
3.3 Проверка прочности основания куста свай	19
4 Технологические особенности по устройству свайных фундамента	26
4.1 Выбор молота для погружения свай	26
4.2 Определение проектного отказа свай	29
Список литературы	34
Приложение А (справочное)	31
Приложение Б (рекомендуемое)	40

## Введение

Свайные фундаменты нашли широкое применение во всех видах строительства, в том числе в промышленном и гражданском.

Выбор конструкции фундамента (свайного, на естественном или искусственном основании), а также вида свай и свайного фундамента (например, свайных кустов, лент, полей) следует производить исходя из:

а) конкретных условий строительной площадки, характеризующихся материалами инженерных изысканий;

б) расчетных нагрузок, действующих на фундамент и обеспечивающих наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов;

в) физико-механических свойств материалов фундаментов, на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений фундаментов (с оценкой по приведенным затратам), выполненного с учетом требований по экономному расходованию основных строительных материалов и трудозатрат.

В зависимости от грунтовых условий могут быть применены различные типы свайных фундаментов. В строительстве имеется большое количество типоразмеров свай. Для фундаментов зданий и сооружений обычно применяют сваи сплошного сечения размером 20x20, 30x30, 35x35 и 40x40 см.

Свайные фундаменты следует проектировать:

– на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий строительной площадки;

– на основе данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности проектируемых зданий и сооружений, условия их эксплуатации;

– с учетом нагрузок, действующих на фундаменты;

- с учетом местных условий строительства.

Проектирование свайных фундаментов без инженерно-геологических изысканий не допускается.

Нагрузки на сваи назначают исходя из условия предельного использования прочностных свойств материалов, если только позволяет несущая способность грунтов.

В данных методических указаниях наиболее подробно рассмотрены вопросы проектирования фундаментов с призматическими железобетонными забивными сваями. Но это не исключает применение в курсовом проекте других типов свай.

## 1 Содержание работы

Во второй части курсового проекта и на практических занятиях следует рассмотреть вопросы проектирования свайных фундаментов. Методические указания предлагают принять к расчёту железобетонные призматические сваи квадратного поперечного сечения с ненапрягаемой стержневой арматурой. Но могут быть разработаны и другие варианты фундаментов, например: набивные, буронабивные или винтовые сваи.

Расчёты свайных фундаментов следует производить по двум группам предельных состояний.

Расчёты по первой группе предельных состояний должны дать решение о количестве и глубине погружения свай на основе определения их несущей способности по грунту и материалу на основании проверки несущей способности грунта условного фундамента.

Расчёты по второй группе предельных состояний позволяют определить различные виды деформаций свайного фундамента.

Основными нормативными документами при проектировании свайных фундаментов являются СНБ 5.01.01 - 99. «Основания и фундаменты зданий и сооружений» [3] и П4–2000 к СНБ 5.01.01-99 «Проектирование забивных свай» [7].

Проектирование свайного фундамента рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- определяют нагрузки, передаваемые на свайный фундамент;
- выбирают тип ростверка и назначают предварительные размеры плиты свайного ростверка, глубину её заложения в грунт при проектировании низких свайных ростверков;
- выбрать тип и материал свай;
- устанавливают расчётные нагрузки на уровне подошвы плиты ростверка;
- определяют количество свай и размещают их в плане;
- скорректировать длину свай с учётом восприятия истинной нагрузки и размерами свай, выпускаемых промышленностью. Назначить способ объединения свай с плитой ростверка;
- провести проверку несущей способности по грунту фундамента;
- рассчитывают основание свайного фундамента по II группе предельных состояний;
- привести краткие выводы по технологии возведения свайного фундамента.

## 2 Конструирование свайного фундамента

По условиям взаимодействия с грунтом сваи следует подразделять на сваи-стойки и защемлённые в грунте сваи.

К *сваям-стойкам* надлежит относить сваи всех видов, опирающиеся на малосжимаемые грунты, то есть крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней прочности или прочным, а также глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии с модулем деформации ( $E$ ), составляющем  $E \geq 50$  МПа.

Силы сопротивления грунтов, за исключением отрицательных (негативных) сил трения на боковой поверхности свай-стоек, в расчётах их несущей способности по грунту основания на сжимающую нагрузку не должны учитываться. Они передают давление на грунт только за счет нижнего конца (пяты) и работают как сжатые стойки в упругой среде.

Фундаменты из свай-стоек рассчитываются по прочности материала свай и грунта основания. За несущую способность сваи принимают наименьшее из полученных значений

К защемлённым в грунте следует относить сваи всех видов, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания нижним концом и боковой поверхностью.

Фундаменты из свай защемлённых в грунте рассчитывают по несущей способности и деформациям грунта основания.

В данных методических указаниях по характеру работы будут рассмотрены, в основном, защемлённые в грунте сваи, которые рекомендуется применять при любых сжимаемых грунтах, подлежащих прорезке, за исключением насыпи с твердыми включениями, прослоек или линз твердого глинистого грунта или плотного песка, а также других видов грунтов с включением валунов.

### 2.1 Конструирование железобетонной сваи

Забивные железобетонные сваи размером поперечного сечения до 0,8 м включительно следует подразделять согласно СТБ 1075:

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

- по форме поперечного сечения – на сваи квадратные, прямоугольные, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения;

- по форме продольного сечения – на призматические, цилиндрические и с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные, булавовидные);

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

– по конструкции нижнего конца – на сваи с заостренным или плоским нижним концом.

Забивные железобетонные сваи квадратного сечения без поперечного армирования рекомендуется применять при прорезке сваями песков средней плотности и рыхлых, супесей пластичной и текучей консистенции, суглинков и глин от тугопластичных до текучих, при условии, что сваи погружены в грунт на всю глубину или выступают над поверхностью грунта на высоту не более 2 м при их расположении внутри закрытого помещения.

Железобетонная призматическая свая квадратного поперечного сечения с ненапрягаемой стержневой арматурой имеет свою марку: например, марка сваи СL-30 означает:

С – свая; L – длина, м; 30 – сторона квадратного сечения, см.

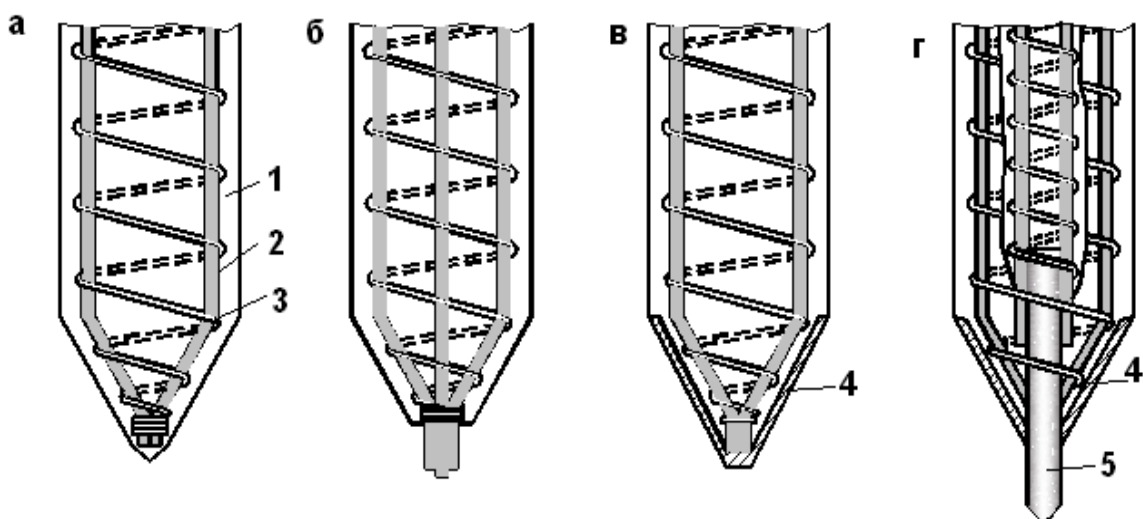
Сваи длиной от 3 до 6 м изготавливаются с интервалом через 0,5 м, а от 6 до 20 м – с интервалом через 1 м. За длину сваи принимают ее призматическую часть без острия.

Данные по призматическим сваям, предназначенным для обычных климатических условий приведены в таблице А.1.

Нижний конец сваи оформляют в виде острия из загнутых продольных стержней (рисунок 2.1, а, б). Если сваи необходимо погружать в галечно-гравийные отложения, острие окантовывают стальным наконечником (рисунок 2.1, в). Для доброкачественного опирания сваи на поверхность неровной скальной породы применяют наконечник со стальным штырем (рисунок 2.1, г).

Поперечная арматура в виде спирали имеет шаг у концов сваи 50 мм, у середины – 100–200 мм.

В верхней части сваи, непосредственно воспринимающей удар молота, размещают от трех до пяти сеток из стержней диаметром 5 – 8 мм. Первую сетку устанавливают на расстоянии 30 – 50 мм от торца, а затем через каждые 50 мм друг от друга с ячейками до 5 см.



1 – бетон; 2 – продольный стержень; 3 – спиральная арматура; 4 – стальной наконечник; 5 – штырь

Рисунок 2.1 – Нижний конец призматических свай

Наиболее часто применяют призматические забивные сваи сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой ГОСТ 19804–79 [1. таблица А.1]. Такие сваи заглубляют в грунт с помощью молотов, вибропогружателей, вибровдавляющих и вдавливающих устройств.

## 2.2 Определение глубины заложения и назначения размеров ростверка

В данных методических указаниях рассматриваются наиболее часто встречающиеся ростверки: *отдельные ростверки под колонны и ленточные ростверки под стены здания.*

Ростверки под стены представляют собой многопролетную железобетонную балку, опирающуюся на отдельные опоры – сваи. Расчет тела ростверка ведется на нагрузки, возникающие в периоды строительства и эксплуатации сооружения и сводится к определению изгибающих моментов и поперечных сил в пролетах балки и на опорах. По найденным значениям моментов и поперечных сил подбираются сечение ростверка и площадь арматуры.

Расчет отдельных ростверков под колонны заключается в проверке прочности ростверка: на продавливание колонной; угловой сваей; по поперечной силе в наклонных сечениях; на смятие под торцом колонн; на изгиб и подробно рассматривается в курсе «Железобетонные конструкции».

Высота ростверка – это расстояние между обрезом и подошвой плиты.

Общая рабочая высота ростверка назначается ориентировочно из условия:

$$h_p = \frac{N}{0.75R_{bt}b_m}, \quad (2.1)$$

где  $N$  – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций свай, расположенных за пределами пирамиды продавливания, кН;

$R_{bt}$  – прочность бетона на растяжение, кПа;

$b_m$  – среднее арифметической между верхним и нижним основаниями пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты, м.

Глубина заложения подошвы ростверка должна назначаться с учетом конструктивных и планировочных решений (наличие подвала и подполья, планировка срезкой или подсыпкой), а также расчетной толщины ростверка, т.е. в зависимости от тех же факторов, что и у фундаментов мелкого заложения.

Ростверк, как правило, для промышленных и гражданских зданий и сооружений располагают ниже пола подвала, кроме однорядного размещения свай под стены. При непучинистых грунтах ростверки бесподвальных зданий могут закладываться у поверхности земли на 0,1–0,15 м ниже планировочных отметок. Толщина ростверков жилых зданий должна быть не менее 30 см.



В производственных зданиях глубина заложения ростверка диктуется в основном конструктивными соображениями, но должна быть не менее 0,5 м.

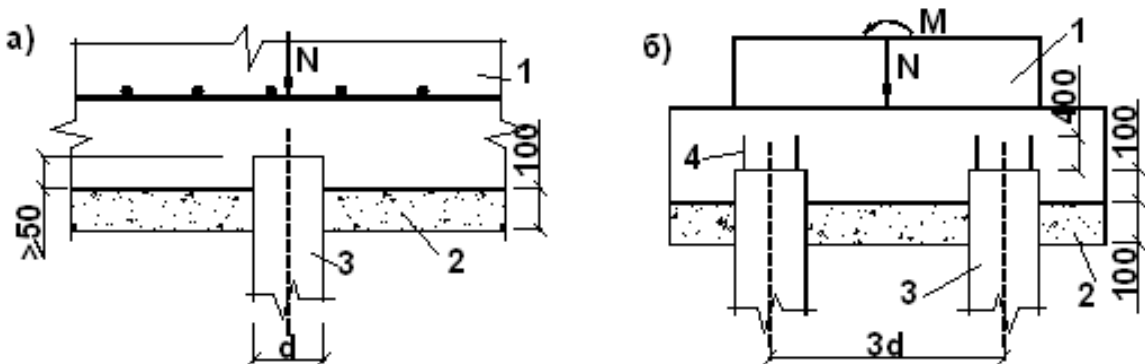
В пучинистых грунтах глубина заложения ростверка должна быть не менее расчетной глубины промерзания. При проектировании свайных фундаментов на сильно пучинистых грунтах необходимо предусмотреть между грунтом и подошвой ростверка зазор не менее 0,2 м. В несильно пучинистых грунтах под ростверками наружных стен в пределах глубины промерзания укладывают слой шлака толщиной не менее 30 см и песка не менее 50 см.

Обрез свайного фундамента (верх плиты) располагают по тем же правилам, что и в фундаментах мелкого заложения. Плиту делают из бетона, бутобетона или железобетона. Класс бетона для сборных и монолитных ростверков назначается не менее (С12/15).

Размеры ростверка в плане принимаются кратными 30 см (на 20 см больше размеров куста свай по наружному контуру), а по высоте – кратными 15 см.

Высота ростверка назначается по расчету или по конструктивным соображениям. Толщина дна стакана, как в сборных, так и в монолитных ростверках должна быть не менее 300 мм, свес ростверка относительно осей крайних свай – не менее  $0,5d+100$  мм, где  $d$  – сторона квадратной сваи или диаметр круглой.

Соединение свай с ростверком (рисунок 2.2) может быть свободным или жестким.



а – свободное или шарнирное опирание; б – жесткое соединение для свай

1 – бетонный или железобетонный ростверк; 2 – бетонная подготовка; 3 – свая; 4 – выпуск арматуры.

Рисунок 2.2 – Соединение свай с ростверком

При свободном соединении головы свай входят в ростверк на глубину от 5 до 10 см (рисунок 2.2., а). Такое соединение головы сваи с ростверком осуществляется для центрально нагруженных свай.

Жесткое соединение ростверка со сваями следует предусматривать в следующих случаях:

- 1 – если ростверк располагается в слабых грунтах;
- 2 – при внецентренной нагрузке, действующей на свайный фундамент;
- 3 – если свая работает на выдергивания и др.

В общем случае заделку сваи в ростверке, работающей на вертикальные нагрузки, следует назначать не менее 5 см для ствола сваи и не менее 25 см для выпусков арматуры.

Примеры конструирования свай и сопряжения свай с ростверком подробно приведены в справочнике проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения» [2].

### 2.3 Предварительное определение размеров свай

Для фундаментов промышленных и гражданских зданий минимальная длина сваи принимается 3 м. В общем случае длина сваи назначается таким образом, чтобы были прорезаны слабые слои грунта.

Нижние концы свай следует заглублять в малосжимаемые крупнообломочные, гравелистые, крупные, средней крупности песчаные грунты, а также в глинистые грунты с показателем текучести  $J_L \leq 0,1$  не менее чем на 0,5 м, в прочие виды нескальных грунтов – на 1,0 м.

При определении заглубления нижнего конца сваи важно, чтобы под ним оставался достаточно мощный слой прочного грунта. Ориентировочно можно считать, что под подошвой сваи должен быть слой прочного грунта толщиной не менее  $3 \dots 5 d$  ( $d$  – сторона квадратной или диаметр круглой сваи).

Полная длина сваи определяется как сумма:

$$l_{св.} = l_o + \sum l_{гр} + l_{н.с.}, \quad (2.2)$$

где  $l_o$  – глубина заделки сваи в ростверк;

$\sum l_{гр}$  – мощность прорезаемых слабых грунтов, расположенных выше несущего слоя, м;

$l_{н.с.}$  – заглубление в несущий слой, м.

Окончательные размеры свай и по сечению и по длине назначают согласно ГОСТам и из приложения, таблица А.1.

**Пример 2.1.** Выбрать тип, конструкцию и размеры сваи для свайного фундамента под наружную колонну сечением 40х40 см, здание многоэтажное, с гибкой конструктивной схемой, при напластовании грунтов (сверху вниз):

– первый слой мощностью 5,6 м – насыпной грунт не может служить естественным основанием:  $\gamma = 15,7 \text{ кН/м}^3$ ;

– второй слой мощностью 4,4 м – суглинок твердый, просадочный и не может служить естественным основанием без ликвидации просадочных свойств, с показателями физико-механических характеристик:

$$\gamma = 20 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_d = 15,9 \text{ кН/м}^3; \quad e = 0,82; \quad w = 6,9 \%$$

– третий слой мощностью 5,2 м – суглинок тугопластичный с коэффициентом пористости  $e = 0,9$  имеет удовлетворительные деформационно-прочностные показатели, может служить естественным основанием, а также опорным пластом для острия свай:

$\gamma = 17,1 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_d = 1,40 \text{ кН/м}^3$ ;  $e = 0,9$ ;  $w = 22 \%$ ;

$J_p = 11 \%$ ;  $J_L = 0,36$ ;  $E = 9500 \text{ кПа}$ ;  $C_n = 16,5 \text{ кПа}$ ;  $\varphi_n = 18^\circ$ ,  $R_o = 184,3 \text{ кПа}$ .

– четвертый слой мощностью 2,9 м – глина полутвердая, является водопором. Имеет хорошие деформативно–прочностные характеристики, может служить естественным основанием, а также опорным пластом для острия свай:

$\gamma = 18,9 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_s = 27,3 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_d = 14,1 \text{ кН/м}^3$ ;  $e = 0,94$ ;  $w = 34 \%$ ;

$J_p = 22,9 \%$ ;  $J_L = 0,17 < 0,25$  – водопор;  $E = 15300 \text{ кПа}$ ;  $C_n = 41,6 \text{ кПа}$ ;  $\varphi_n = 16,2^\circ$ .

Высота ростверка должна быть не менее  $h_0 + 0,25 = 0,3 + 0,25 = 0,55 \text{ м}$ , где  $h_0$  – рабочая толщина ростверка, не менее 0,3 м.

Примем  $h_0 = 0,5 \text{ м}$ , и  $h_{cm} = 0,9 \text{ м}$ , тогда высота ростверка составит:

$$h_p = 0,5 + 0,9 = 1,4 \text{ м} > 0,55 \text{ м}$$

Глубина заложения ростверка от отметки чистого пола (рисунок 2.3) составит:

$$1,4 + 0,15 = 1,55 \text{ м.}$$

Глубина заложения ростверка от планировочной отметки составит:

$$1,55 - 0,45 = 1,1 \text{ м.}$$

Предварительная длина свай:

$$l_{cb} = l_0 + \sum l_{гр} + l_{н.с.}$$

Заглубим сваю в третий слой – суглинок тугопластичный:

$$l_{cb} = 0,1 + (4,5 + 4,4) + 1,0 = 10 \text{ м.}$$

Принимаем сваю марки С 10 – 30.

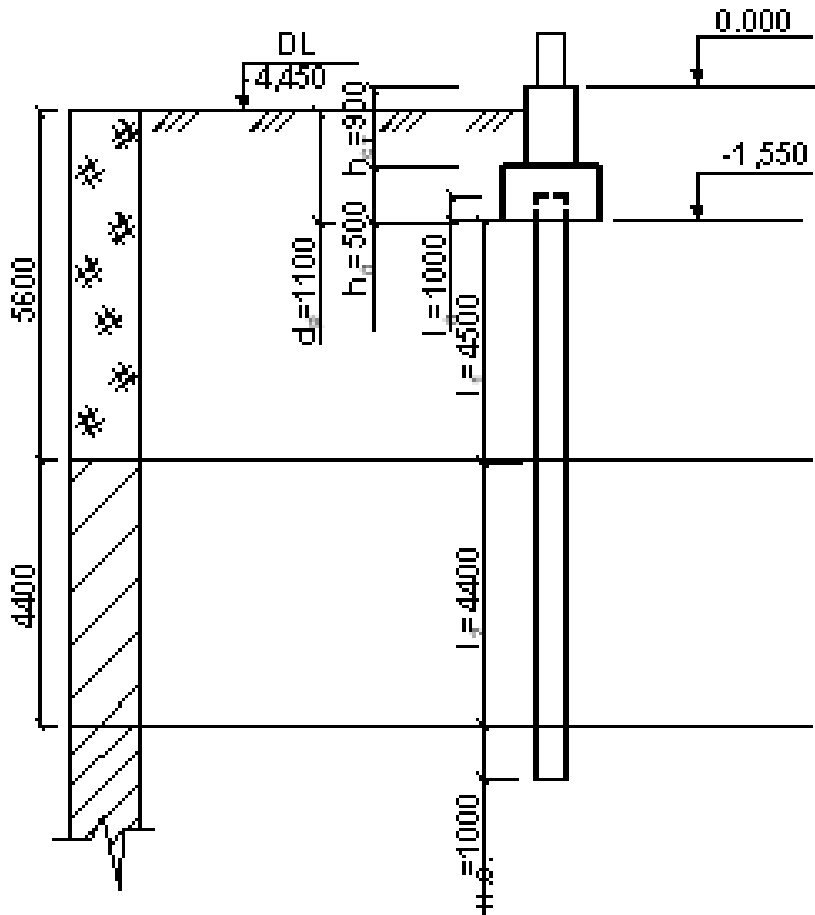


Рисунок 2.3 – К определению предварительной длины свай

Так как под нижними концами у свай нет грунта с модулем деформации  $E \geq 50$  МПа, то свайный фундамент считаем как висячий.

### 3 Расчет свайного фундамента

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

а) первой группы:

- по прочности материала свай и свайных ростверков, п. 5.6 [7];
- по несущей способности грунта основания свай, п. 5.9 [7];
- по несущей способности оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций), или если основания ограничены откосами или сложены крутопадающими слоями грунта, п.5.12 [7];

б) второй группы:

- по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок, п. 5.14, раздел 8 [7];
- по перемещениям свай (горизонтальным ( $u_p$ ), углам поворота головы сваи ( $\psi_p$ )) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов;
- по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов, п. 5.6 [7].

#### 3.1 Определение несущей способности свай

После определения и подбора длины свай рассчитывается несущая способность свай. При этом, расчет свайных фундаментов и их оснований по несущей способности должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке, принимаемыми в соответствии с требованиями глав СНиП и СНБ на нагрузки и воздействия.

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

$$\sum \frac{N}{\gamma_f} \leq \sum \frac{F_{di}}{\gamma_k} \quad (3.1)$$

где  $N$  – расчетная внешняя нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), кН, определяемая в соответствии с указаниями 5.10 [7];

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$F_{di}$  – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи или отдельной сваи в кусте и приходящейся на нее части ростверка, называемая

в дальнейшем несущей способностью сваи, кН, и определяемая в соответствии с указаниями разделов 6 и 7 [7];

$\gamma_k$  – коэффициент надежности метода испытаний принимается согласно СНБ 5.01.01 (таблица 5.6[7]), но не более:

– 1,2 – если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;

– 1,25 – если несущая способность сваи определена расчетом по результатам статического зондирования грунта, по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей-зондом;

– 1,4 – если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта;

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = R_{св} - \text{расчётная нагрузка, допускаемая на сваю, кН};$$

Несущую способность свай всех видов следует определять как наименьшее из значений несущей способности, полученных по следующим двум условиям:

1 – из условия сопротивления грунта основания свай;

2 – из условия сопротивления материала свай.

При расчете свай всех видов по прочности материала, сваю следует рассматривать как стержень, жестко заземленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии ( $l_1$ ), определяемом по формуле

$$l_1 = l_0 + 2/\alpha, \quad (3.2)$$

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

$\alpha$  – коэффициент деформации, 1/м, определяемый по приложению А [7].

При определении несущей способности свай *по материалу* расчетное сопротивление бетона осевому сжатию  $R_b$  следует определять с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{св} = 0,85$ .

Несущая способность  $F_d$ , кН, железобетонной призматической забивной сваи *по материалу* определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_{св} \cdot \varphi(R_b \cdot A + R_s \cdot A_s); \quad (3.3)$$

где  $\varphi$  – коэффициент, учитывающий продольный изгиб сваи;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, кПа;

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

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

Несущая способность *свай-стоек* по грунту  $F_d$ , кН, определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (3.4)$$

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

$R$  – расчётное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кН, принимаемое для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и крупнообломочные (валунные, галечниковые, щебенистые, гравийные и дресвяные), грунты с песчаным заполнителем, а также пылевато-глинистые грунты твердой консистенции, если эта величина для них не задана в проекте  $R = 20000$  кПа (20 МПа).

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$

Несущую способность ( $F_d$ ), кН, защемленной в грунте забивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum U_i \cdot \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot R_{fi}), \quad (3.5)$$

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

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице 6.1 [7] или по таблице А.2;

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$ , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто;

$U_i$  – усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в  $i$ -ом слое грунта, м;

$R_{fi}$  – расчетное сопротивление (прочность)  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 6.2 [7], или по таблице А.4;

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

$\gamma_{cr}$ ,  $\gamma_{cf}$  – коэффициенты условий работы грунта, соответственно, под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по таблице 6.3 [7] или по таблице А.2;

При определении несущей способности сваи по грунту следует составить в масштабе расчётную схему с изображением геологического разреза, отметки природного рельефа – NL, планировки – DL, подошвы ростверка – FL и наложенного на него свайного фундамента (см. пример 2.1).

**Пример 3.1.** Определить несущую способность железобетонной призматической сваи марки С 10 – 30 при следующих исходных данных: расчетная нагрузка на сваю  $N_{OI} = 636,8$  кН. Инженерно-геологические условия – в соответствии с примером 2.1.

Используя схему разбивки слоёв грунта  $h_i$ , приведенную на рисунке 3.1, определим несущую способность висячих свай, погружённых забивкой молотами в четвёртый слой в соответствии с формулой 3.5:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \sum U_i \cdot \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot R_{fi});$$

где  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_{cR} = 1$ ;  $\gamma_{cf} = 1$ ;  $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ ;  $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$ .  
 Расчет будем вести в соответствии с уточненной схемой на рисунке 3.1.

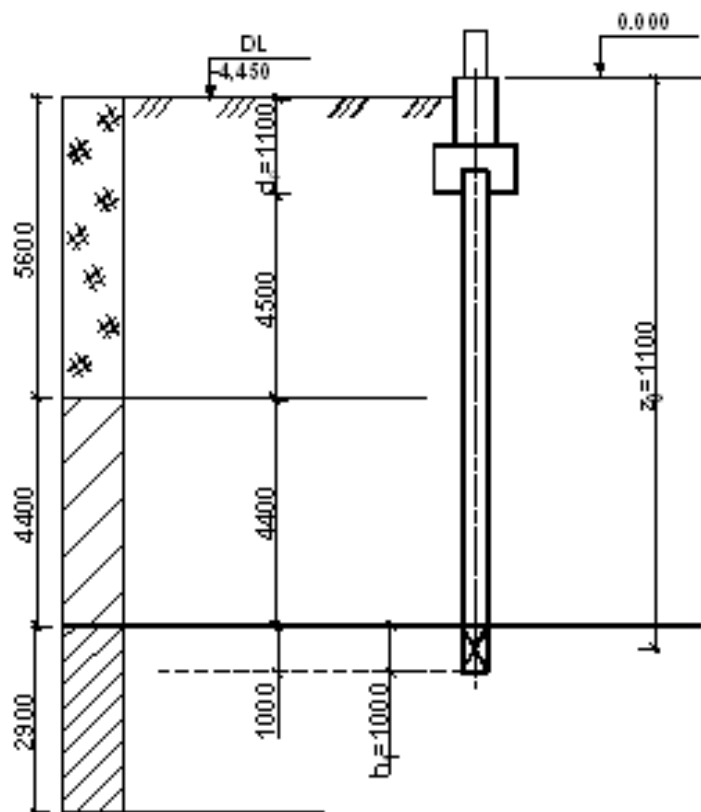


Рисунок 3.1 – К определению несущей способности сваи

При  $z_0 = 11 \text{ м}$  под нижнем концом сваи для суглинка тугопластичного с  $J_L = 0,36$   $R = 2485 \text{ кПа}$ .

Суглинок тугопластичный с  $J_L = 0,36$ :

при  $z_1 = 10,5 \text{ м}$   $R_{f1} = 43,65 \text{ кПа}$ ,  $h_1 = 1 \text{ м}$ ,  $R_{f1} h_1 = 43,65 \cdot 1 = 43,65 \text{ кПа} \cdot \text{м}$ ,  
 тогда

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2485 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 43,65) = 223,65 + 52,38 = 276,03 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка на сваю:

$$P_{св} = F_d / \gamma_g = 276,03 / 1,4 = 197,2 \text{ кН}.$$

### 3.2 Определение количества свай и размещение их в ростверке

Проектирование свайных фундаментов ведется по расчетным нагрузкам с учетом различных сочетаний. Все нагрузки каждого сочетания следует привести к уровню подошвы ростверка, учитывая при этом его вес.

После приведения нагрузок к уровню подошвы ростверка необходимое ориентировочное количество свай  $n$  определяют по формуле:

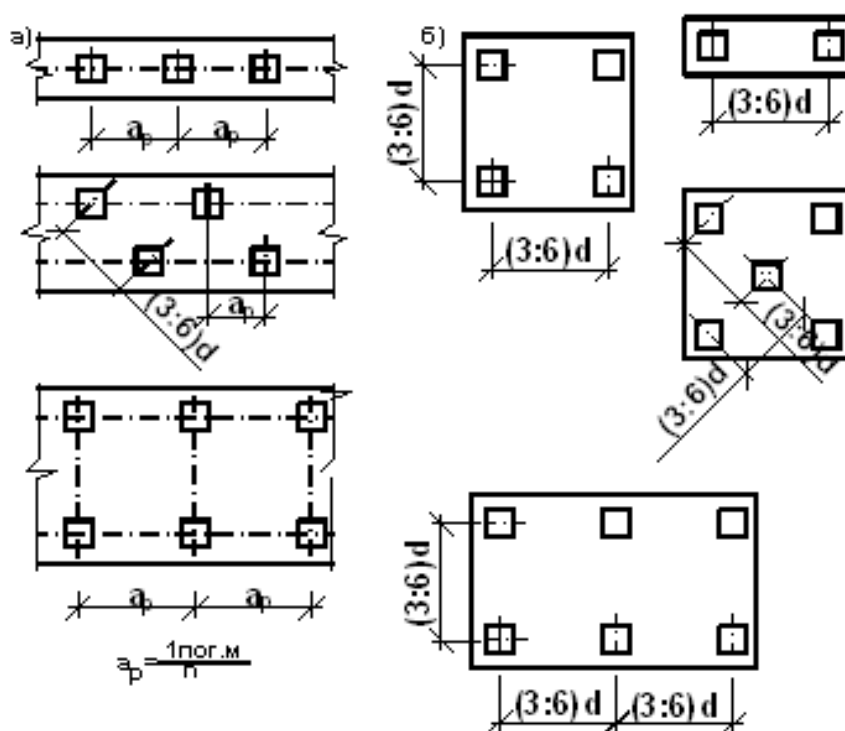
$$n = \frac{N + G_p}{P_{св}}, \quad (3.6)$$

где  $N$  – максимальное нормальное усилие в уровне подошвы ростверка, кН;  
 $G_p$  – вес ростверка (предварительно определённый), кН.

В зависимости от конструктивной схемы здания или сооружения сваи в плане могут устраиваться в виде:

- лент – для зданий с неполным каркасом, в которых преобладают равномерно распределенные нагрузки;
- одиночных свай – под отдельно стоящие опоры каркасных зданий;
- кустов из двух и более свай под колонны, столбы, отдельные конструкции с ростверками квадратной, прямоугольной, трапецевидной и других форм. Кусты из двух свай допускаются под небольшие опоры с вертикальной нагрузкой.

Сваи можно размещать в рядовом (рисунок 3.2,а) или шахматном порядке (рисунок 3.2,б).



а – под стенами зданий; б – под отдельными опорами

Рисунок 3.2 – Расположение свай в ростверке

Расстояние  $a_p$  между осями забивных висячих свай на уровне острия должно быть не менее  $3d$ , а для свай–стоек –  $1,5d$  ( $d$  – диаметр круглого или сторона квадратного сечения сваи). Если шаг свай получится меньше, то несущая способность сваи недостаточна. Необходимо увеличить ее длину и площадь поперечного сечения и вновь рассчитать ее несущую способность.

При конструировании ростверка, расстояние от его края до внешней стороны вертикально нагруженной сваи при свободной заделке ее в ростверк принимается:

- при однорядном размещении свай  $0,2d + 5$  см;
- при двухрядном размещении свай  $0,3d + 5$  см;
- а при большем количестве рядов –  $0,4d + 5$  см, но не менее 25 см.



В результате размещения свай по ростверку может быть уточнено количество свай и размеры в плане (обычно в сторону увеличения).

После размещения свай и конструирования ростверка находят фактический вес ростверка и грунта, определяют фактическую нагрузку на каждую сваю  $N_p$  и проверяют условия:

– для центрально загруженного фундамента

$$N_p = \frac{N_i}{n} \leq P_{cb}, \quad (3.7)$$

– для внецентренноцентренно загруженного фундамента

$$N_{\min/\max} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq 1,2P_{cb}, \quad (3.8)$$

где  $N_d = F_{VOI} + G_p + G_{гр}$  – расчетное сжимающее усилие, передаваемое на сваи, включая нагрузку по обрезу фундамента  $F_{VOI}$ , вес ростверка  $G_p$  и грунта на его уступах  $G_{гр}$ , кН;

$n$  – число свай в фундаменте, шт;  $M_x, M_y$  – расчетные изгибающие моменты относительно главных (центральных) осей свайного поля в плоскости подошвы ростверка, кН·м.

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

$x, y$  – расстояние от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

Если условия (3.7) или (3.8) не выполняются, то изменяют число свай, производят корректировку конструкции свайного ростверка.

**Пример 3.2.** (В соответствии с примерами 2.1 и 3.1). Определить количество железобетонных призматических свай марки С 10 – 30 для свайного фундамента под наружную колонну сечением 40х40 см, разместить их в ростверке. Нагрузки по обрезу ростверка  $F_{VOI} = 636,8$  кН;  $M_{OI} = 84,7$  кН·м;  $T_{OI} = 21,6$  кН.

Требуемое количество свай:

$$n = \frac{F_{VOI}}{P_{cb}} = \frac{636,8}{197,2} = 3,2 \text{ шт}$$

Примем симметричное расположение свай, то есть  $n = 4$  шт.

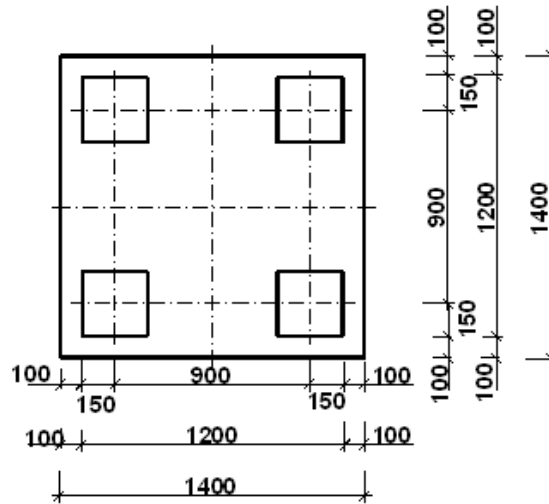


Рисунок 3.3 – Конструирование ростверка

Определим размеры ростверка в плане, расстояние от края ростверка до боковой грани сваи (свесы) – по 0,1 м; расстояние между сваями -  $(3 - 6)d = (0,9 - 1,8)$  м, примем минимальный размер – 0,9 м - (рисунок 3.3). Тогда размеры ростверка в плане будут равны  $0,9 + 2 \cdot 0,15 + 2 \cdot 0,1 = 1,4$  м.

Нагрузку, приходящую на каждую сваю во внецентренно нагруженном фундаменте определяем по формуле:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_i}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \quad (3.9)$$

где  $\sum x^2 = 4 \cdot 0,45^2 = 0,81 \text{ м}^2$ ,  $x = 0,45$  м;

$$N_i = F_{\text{VOI}} + n \cdot (G_p + G_{\text{гр}}).$$

Объем ростверка:

$$V_p = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,98 + 0,729 = 1,709 \text{ м}^3$$

Вес ростверка:

$$G_p = V_p \cdot \gamma_6 = 1,709 \cdot 24 = 41,02 \text{ кН}.$$

Вес грунта на уступах:

$$G_{\text{гр}} = V_{\text{гр}} \cdot \gamma_{\text{гр}};$$

$$V_{\text{гр}} = V_o - V_p.$$

Общий объем:

$$V_o = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 1,4 = 2,744 \text{ м}^3,$$

$$V_{\text{гр}} = 2,744 - 1,709 = 1,035 \text{ м}^3.$$

Средневзвешенное значение удельного веса грунта в свайном фундаменте:

$$\gamma_{\text{II}}^1 = \frac{15,7 \cdot 5,6 + 15,7 \cdot 4,4 + 1,71 \cdot 1,0}{5,6 + 4,4 + 1,0} = \frac{87,92 + 69,08 + 17,1}{11} = 15,8 \text{ кН/м}^3,$$

тогда:

$$G_{\text{гр}} = 15,8 \cdot 1,035 = 16,4 \text{ кН}.$$

$$N_I = 636,8 + 1,2 \cdot (41,02 + 16,4) = 705,7 \text{ кН},$$

$$M_I = M_{OI} + F_{hOI} \cdot h_p = 84,7 + 21,6 \cdot 1,4 = 114,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{705,7}{4} \pm \frac{114,94 \times 0,45}{0,81} = 176,4 \pm 63,9 \text{ кН}$$

$$P_{\max} = 176,4 + 63,9 = 240,3 \text{ кН} < 1,2 \cdot P_{\text{св}} = 1,2 \cdot 197,2 = 236,64 \text{ кН};$$

$$P_{\min} = 176,4 - 63,9 = 112,5 \text{ кН} > 0.$$

Условие выполняется, свайный фундамент запроектирован рационально.

**Пример 3.3.** Определить количество железобетонных призматических свай марки С 10 – 30 для свайного фундамента под наружную стену, разместить их в ростверке толщиной 50 см. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю по грунту  $P_{\text{св}} = 307 \text{ кН}$ .

Определим требуемое количество свай на 1 пог. м фундамента по формуле:

где  $\alpha$  – коэффициент, зависящий от вида свайного фундамента; для ленточного фундамента под стену  $\alpha = 0,75$ , для отдельно стоящего фундамента (под колонну)  $\alpha = 9,0$ .

$$n = \frac{F_{\text{вог}}}{P_{\text{св}} - \alpha \cdot d^2 \cdot d_p \cdot \gamma_6} = \frac{477,1}{307 - 7,5 \cdot 0,09 \cdot 1,1 \cdot 25} = \frac{477,1}{288,4} = 1,65 \text{ св / пог.м.}$$

Определим расчетное расстояние между осями свай на 1 пог.м стены:

$$a_p = \frac{1 \text{ пог.м}}{n} = \frac{1 \text{ пог.м}}{1,65} = 0,6 \text{ м}.$$

Так как  $n = 1,65 < 2$  и  $0,6 < 3d$ , принимаем двухрядное шахматное расположение свай: расстояние между рядами (рисунок 3.4):

$$c_p = \sqrt{(3d)^2 - (a_p)^2} = \sqrt{(3 \cdot 0,3)^2 - (0,6)^2} = 0,67 \text{ м} \approx 0,7 \text{ м. м}$$

Ширина ростверка определяется по формуле:

$$b = d + (m - 1) c_p + 2 c_0,$$

где  $c_p$  – расстояние между рядами свай (рисунок 3.4);

$c_0$  – расстояние от края ростверка до боковой грани свай;

$m$  – число рядов (в нашем случае  $m = 2$ ),

тогда  $b = 0,3 + (2 - 1) 0,67 + 2 \cdot 0,1 = 1,17 \text{ м}$ .

Принимаем ширину монолитного ростверка  $b = 1,2 \text{ м}$ .

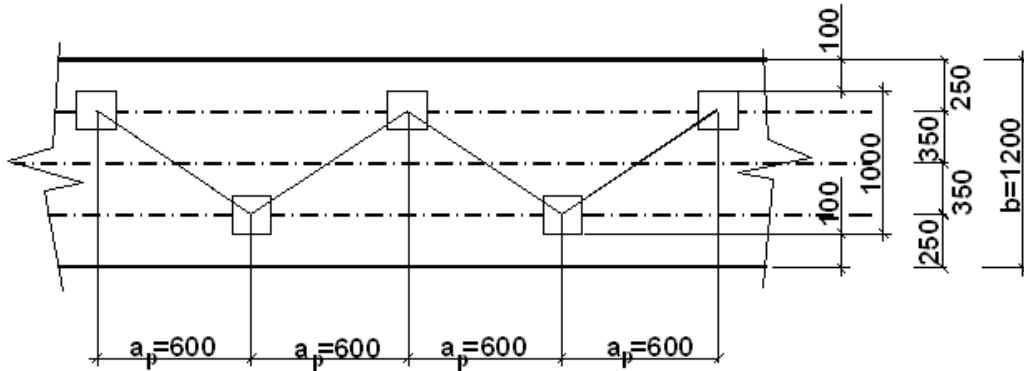


Рисунок 3.4 – План расположения свай

Нагрузку, приходящую на одну сваю определяем по формуле:

$$N_{\text{св}} = \frac{F_{\text{воп}} + 1,1 \cdot Q_p}{n} \leq P_{\text{св}},$$

где  $Q_p$  = объем ростверка ( $0,5 \times 1,2 \times 1 \text{ пог.м} \times 24 = 14,4 \text{ кН}$ ),

$$N_{\text{св}} = \frac{477,1 + 1,1 \cdot 14,4}{1,65} = 298,8 \text{ кН} < P_{\text{св}} = 307 \text{ кН}$$

Условие выполняется, свайный фундамент запроектирован рационально.

### 3.3 Проверка прочности основания куста свай

Свайный фундамент с висячими сваями передает все нагрузки на основание, расположенное в уровне острия свай. Удовлетворение условия (3.8) и (3.9) для каждой в отдельности сваи еще не означает, что основание свайного фундамента в целом на уровне концов свай будет работать надежно. За счёт сил трения между боковой поверхностью сваи и грунтом в передачи нагрузок на основание участвует грунт, окружающий сваи. При этом сваи вместе с окружающим грунтом образуют условный сплошной фундамент.

Границы условного сплошного фундамента определяют следующим образом (рисунок 3.5):

- а) снизу – плоскостью ВГ, проходящей через нижние концы свай;
- б) с боков – вертикальными плоскостями АГ и БВ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{II, мт}}/4)$ , но не более двух диаметров или меньших сторон поперечного сечения сваи в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести  $J_L > 0,6$ ;
- в) сверху – поверхностью планировки грунта.

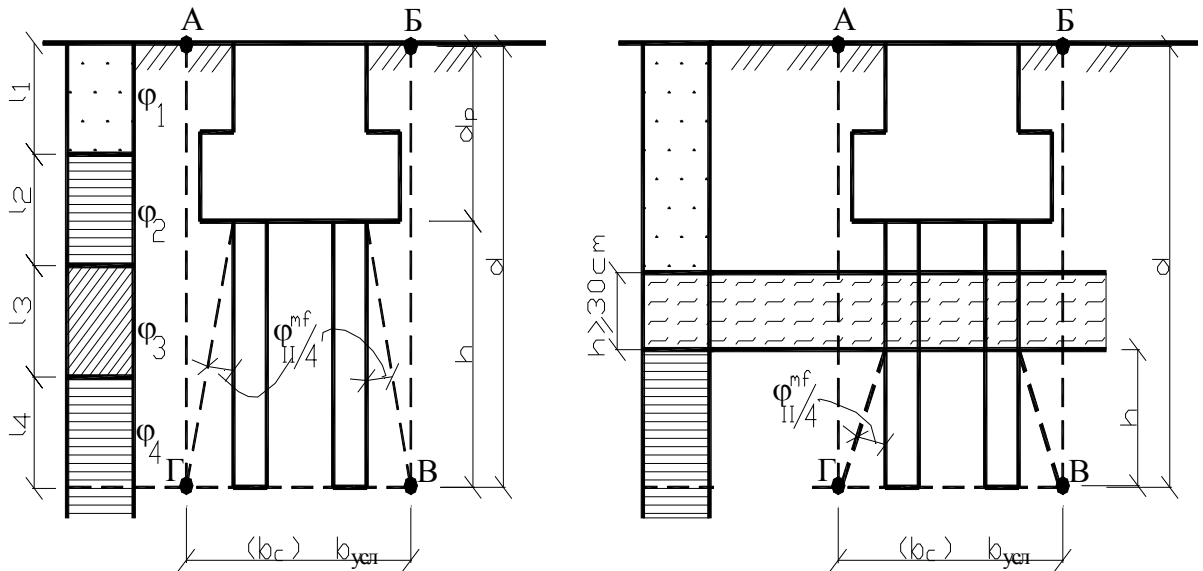


Рисунок 3.5 – К определению границы условного фундамента.

Значение  $\varphi_{II,mt}$  - осреднённое расчётное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=0}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=0}^n h_i}, \quad (3.10)$$

где  $\varphi_{II,i}$  – расчётные значения углов внутреннего трения грунта по второй группе предельных состояний в пределах слоёв  $h_i$ ;

$h_i$  - глубина погружения сваи в грунт, считаем от подошвы ростверка

$$\sum_{i=0}^n h_i = h_1 + h_2 + h_3 + h_n, \text{ м.} \quad (3.11)$$

В собственный вес условного фундамента при определении его осадки включается вес свай и ростверка, а также вес грунта в объёме условного фундамента.

Найдя размеры подошвы условного фундамента АБВГ, включающего в себя грунт, сваи и ростверк, а также глубину его заложения  $d_{усл}$  определяют для центрально нагруженного фундамента среднюю интенсивность давления по подошве условного фундамента:

$$p = \frac{F_{VOII} + G_p + G_{гр}}{a_{усл} \cdot b_{усл}} \leq R_{усл}. \quad (3.12)$$

Для внецентренно нагруженного фундамента:

$$p_{min/max} = \frac{F_{VOII} + G_p + G_{гр}}{a_{усл} \cdot b_{усл}} \pm \frac{M}{W} \leq 1,2R_{усл}, \quad (3.13)$$

где  $F_{VOII}$ ,  $G_p$ ,  $G_{гр}$  – соответственно, нагрузка по обрезу фундамента  $F_{VOII}$ , вес ростверка  $G_p$  и грунта на его уступах  $G_{гр}$ , в пределах условного фундамента, кН;

$a_{\text{усл}}, b_{\text{усл}}$  – соответственно длина и ширина подошвы условного фундамента, м,

$$a_{\text{усл}} = a_1 + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{II,mt}}/4); \quad b_{\text{усл}} = b_1 + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{II,mt}}/4); \quad (3.14)$$

$M$  – расчетный момент, действующий в уровне нижних концов свай, т.е. по подошве условного свайного фундамента и равен  $M = M_{\text{ОП}} + F_{\text{НОП}} \cdot d_{\text{усл}}$ , кН·м;

$W$  – момент сопротивления подошвы условного свайного фундамента, м<sup>3</sup>.

$R_{\text{усл}}$  – расчётное сопротивление грунта в плоскости подошвы условного фундамента, кПа) из [1, формула (7)], кПа.

Если условия (3.12) или (3.13) не выполняются, то необходимо либо увеличить количество свай, либо изменить расстояние между сваями, либо изменить размеры свай.

**Пример 3.4.** Чтобы начать рассчитывать, строим условный свайный фундамент (рисунок 3.6).

$$\alpha = \frac{\varphi\phi}{4} = \frac{18}{4} = 4,5^\circ \quad \text{tg}\alpha = \text{tg} 4,5^\circ = 0,0787$$

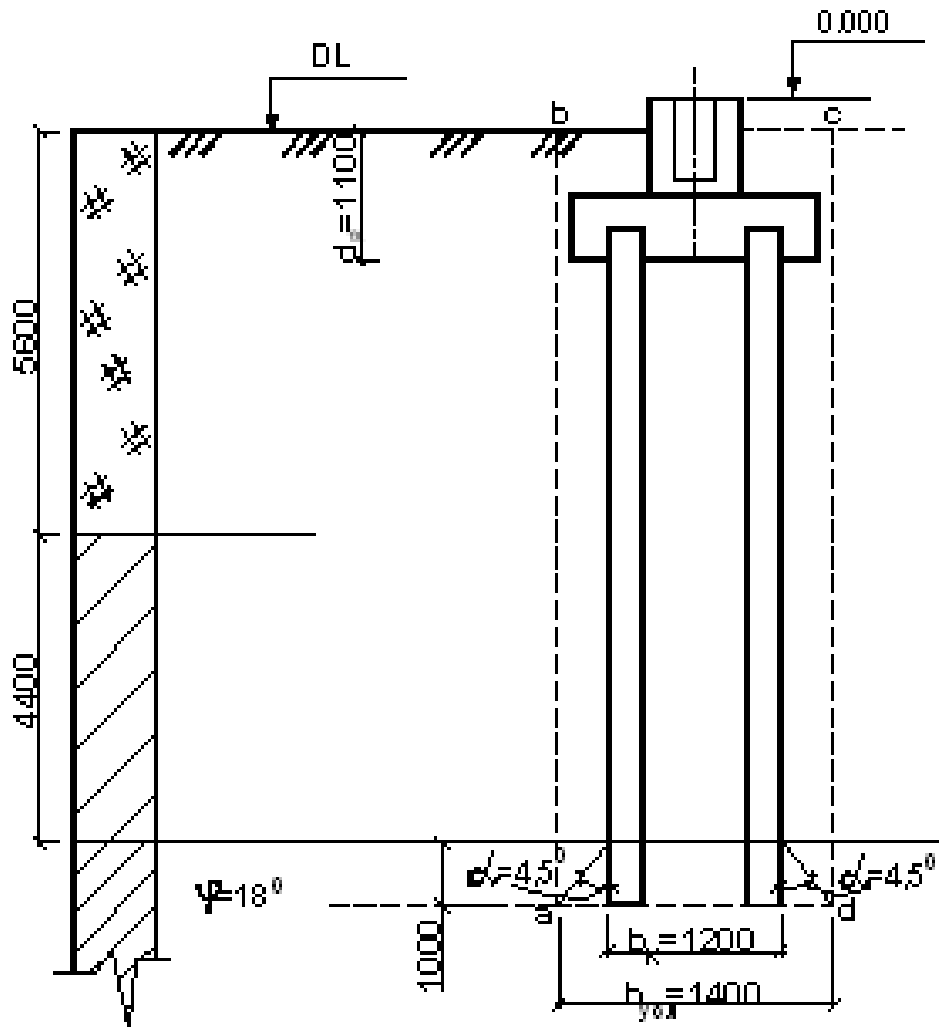


Рисунок. 3.6 – К расчету условного свайного фундамента (пример при первых двух слабых слоях)

Определяем ширину условного фундамента:

$$b_{\text{усл}} = b_k + 2 \cdot \ell \cdot \text{tg } \alpha = 1,2 + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,0787 = 1,4 \text{ м}$$

$$a_{\text{усл}} = b_{\text{усл}} = 1,4 \text{ м.}$$

Объем условного фундамента АБВГ:

$$V_{\text{усл}} = A_{\text{усл}} \cdot h_{\text{усл}}.$$

Площадь условного фундамента:

$$A_{\text{усл}} = a_{\text{усл}} \cdot b_{\text{усл}} = 1,4 \cdot 1,4 = 1,96 \text{ м}^2.$$

$$V_{\text{усл}} = 1,96 \cdot 11 = 21,56 \text{ м}^3,$$

Объем ростверка и подколонника:

$$V_p = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 1,709 \text{ м}^3,$$

Объем свай:  $V_{\text{св}} = 4 \cdot 0,09 \cdot 9,9 = 3,564 \text{ м}^3,$

Объем грунта в пределах условного фундамента:

$$V_{\text{гр}} = V_{\text{усл}} - V_p - V_{\text{св}} = 21,56 - 1,709 - 3,564 = 16,287 \text{ м}^3$$

Вес грунта в объеме условного фундамента:

$$G_{\text{гр}} = \gamma_{\text{II}} \cdot V_{\text{гр}} = 15,8 \cdot 16,287 = 257,4 \text{ кН.}$$

Вес свай и ростверка:

$$G_{\text{св}} = V_{\text{св}} \cdot \gamma_6 = 3,564 \cdot 24 = 85,54 \text{ кН,}$$

$$G_p = V_p \cdot \gamma_6 = 1,709 \cdot 24 = 41,02 \text{ кН.}$$

Вертикальная составляющая нормальных сил в уровне нижних концов свай:

$$N = F_{\text{ВОП}} + G_p + G_{\text{св}} + G_{\text{гр}} = 578,9 + 41,02 + 85,54 + 257,4 = 962,86 \text{ кН.}$$

Момент в уровне нижних концов свай:

$$M = M_{\text{ОИ I}} + F_{\text{НОП}} \cdot h_p = 77 + 19,6 \cdot 1,4 = 104,44 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$P_{\text{min}}^{\text{max}} = \frac{N}{A_{\text{усл}}} \pm \frac{M}{W} = \frac{962,86}{1,96} \pm \frac{104,44}{0,4573} = 491,3 \pm 228,4 \text{ кПа;}$$

$$P_{\text{max}} = 491,3 + 228,4 = 719,7 \text{ кПа;}$$

$$P_{\text{min}} = 491,3 - 228,4 = 262,9 \text{ кПа}$$

Расчетное давление на грунт основания условного свайного фундамента в уровне его подошвы, при котором еще возможен расчет оснований по второй группе предельных состояний:

$$R_{\text{усл}} = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{k} (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{II}} + M_g \cdot d_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{II}}^1 + M_c \cdot c_{\text{II}}).$$

Так как  $L/H = 48/23 = 2,1$ , то  $\gamma_{\text{с1}} = 1,2$ ;  $\gamma_{\text{с2}} = 1,076$ .

При  $\varphi = 18^\circ$   $M_{\gamma} = 0,43$ ;  $M_g = 2,72$ ;  $M_c = 5,31$ ;  $C_n = 16,5 \text{ кПа.}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,076}{1,1} (0,43 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 8,74 + 2,72 \cdot 11 \cdot 15,8 + 5,31 \cdot 16,5) =$$

$$= 1,17 \cdot (5,26 + 472,7 + 87,6) = 661,7 \text{ кН}$$

$$P_{\text{ср}} = 491,3 \text{ кПа} < R = 661,7 \text{ кПа;}$$

$$P_{\text{max}} = 719,7 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 661,7 = 794 \text{ кПа;}$$

$$P_{\text{min}} = 262,9 \text{ кПа} > 0.$$

Все условия соблюдаются.

**Пример 3.5.** Рассчитываем осадку методом послойного суммирования (в соответствии с [5, п.4.4]) по формуле:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z_{hi}}^{cp} \cdot h_i}{E_i} \quad (3.15)$$

где  $\beta$  - коэффициент, корректирующий упрощённую схему расчёта, равный 0,8;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, м;

$E_i$  - модуль деформации  $i$ -го слоя грунта, кПа;

$n$  - число слоёв, на которые распределена по глубине сжимающая толща;

$\sigma_{z_{pi}}^{cp}$  - среднее дополнительное (к бытовому) напряжение в  $i$ -ом слое грунта, равное полусумме дополнительных напряжений на верхней и нижней границах  $i$ -ого слоя, кПа.

$$\sigma_{z_{pi}}^{cp} = \frac{\sigma_{z_{p(i-1)}} + \sigma_{z_{pi}}}{2} \quad (3.16)$$

Величина осадки фундамента  $S$  не должна превышать предельно допустимой осадки сооружения, определяемой по [7] или таблице А.5.

Грунтовые условия строительной площадки и физико-механических характеристик грунтов даны на рисунке 3.6.

Размеры условного свайного фундамента в плане:  $b_{усл} \times l_{усл} = 1,4 \times 1,4$  м,

среднее давление под подошвой условного свайного фундамента -  $P_{cp} = 491,3$  кПа.

Построим эпюру распределения вертикальных напряжений от собственного веса грунта в пределах глубины  $(4 \dots 6) \cdot b_{усл} = (4 \dots 6) \cdot 1,4 = 5,6 \dots 8,4$  м ниже подошвы фундамента.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта  $\sigma_{zq}$  на границе слоя, расположенного на глубине  $z$ , определяются по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum \gamma_i \cdot h_i \quad \text{или} \quad \sum \gamma_{sbi} \cdot h_i$$

по подошве насыпного грунта:

$$\sigma_{zq1} = 15,7 \cdot 5,6 = 87,92 \text{ кПа} \quad 0,2\sigma_{zq1} = 17,6 \text{ кПа};$$

по подошве первого слоя:

$$\sigma_{zq2} = 87,92 + 15,7 \cdot 4,4 = 157 \text{ кПа} \quad 0,2\sigma_{zq2} = 31,4 \text{ кПа};$$

по подошве условного фундамента:

$$\sigma_{zq0} = 157 + 17,1 \cdot 1,0 = 174,1 \text{ кПа} \quad 0,2\sigma_{zq0} = 34,82 \text{ кПа};$$

по подошве второго слоя, на границе водоупора:

$$\sigma_{zq3} = 174,1 + 9,5 \cdot 5,2 = 223,5 \text{ кПа} \quad 0,2\sigma_{zq3} = 44,7 \text{ кПа}.$$

Так как ниже залегает глина полутвердая, которая является водоупором, то необходимо учесть давление столба воды на глину

$$\sigma'_{zq3} = 223,5 + 10 \cdot 5,2 = 275,5 \text{ кПа} \quad 0,2\sigma'_{zq3} = 55,1 \text{ кПа};$$

по подошве третьего слоя:



$$\sigma_{zq4} = 275,5 + 18,9 \cdot 2,9 = 330,31 \text{ кПа} \quad 0,2\sigma_{zq4} = 66,1 \text{ кПа.}$$

Далее определяют дополнительное (к природному) вертикальное напряжение в группе под подошвой фундамента по формуле:

$$P_o = P_{cp} - \sigma_{zqo} = 491,3 - 174,1 = 317,2 \text{ кПа}$$

Толщину грунта мощностью от 5,6 до 4 м ниже подошвы фундамента разбиваем на слои  $h_i \leq 0,4 \cdot b$ :

$$h_i \leq 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ м.}$$

Далее строим эпюру дополнительных (к боковому) вертикальных напряжений в группе по формуле:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_o,$$

где  $\alpha$  - коэффициент, определяемый из [3, таблица 20], в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента  $\eta = \ell_{\text{усл}} / b_{\text{усл}} = 1,4 / 1,4 = 1$  и относительной глубины  $\xi = \frac{2 \cdot Z}{b}$ .

Чтобы избежать интерполяции, назначим  $\xi = 0,8$ . Расчет будем вести в табличной форме в соответствии с рисунком 3.7. (таблица 4.1).

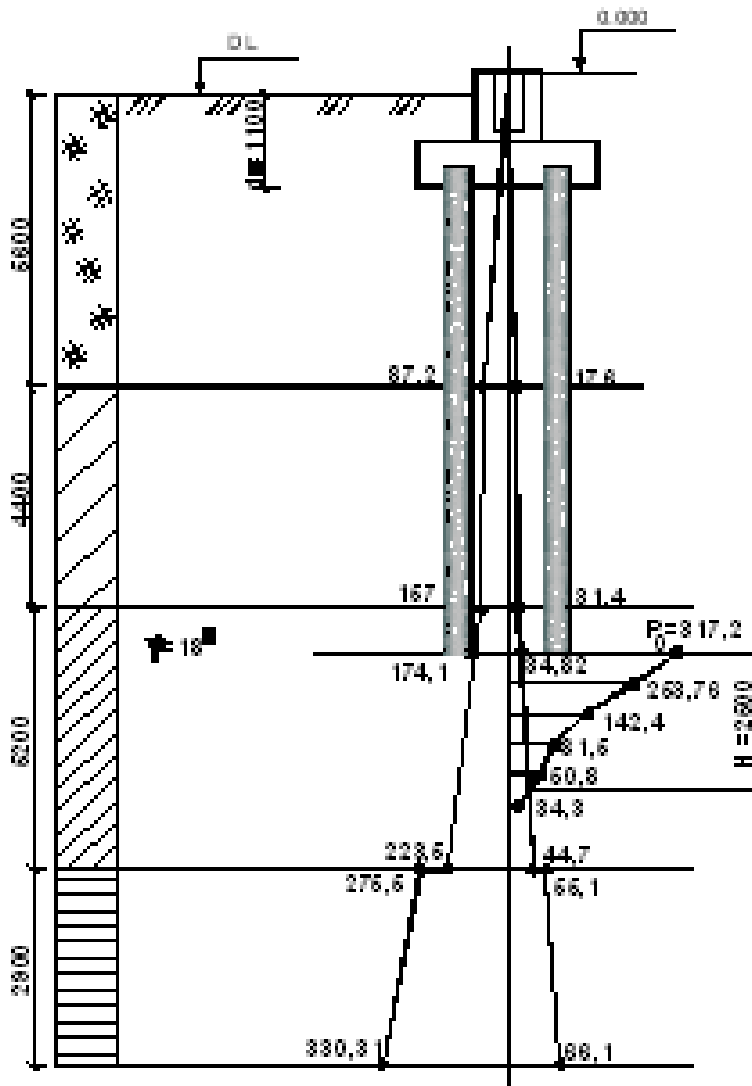


Рисунок 3.7 – К определению сжимаемой толщи.

Таблица 3.1 – Определение осадки свайного фундамента

Вид грунта	$E_i$ МПа	$\ell$ , м	$\gamma_i$ или $\gamma_{sbi}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\sigma_{zq}$ кПа	$0,2\sigma_{zq}$ кПа	$h_i$ м	$Z_i$ м	$\xi$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$ кПа	$S_i$ м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Суглинок тугопластичный	9,5	5,2	8,74	174,1	34,82	0	0	0	1	317,2	-
				178,9	35,8	0,56	0,56	0,8	0,800	253,76	0,013
				183,9	36,8	0,56	1,12	1,6	0,449	142,4	0,0093
				188,8	37,8	0,56	1,68	2,4	0,257	81,5	0,0053
				193,7	38,7	0,56	2,24	3,2	0,160	50,8	0,0031
				198,6	39,7	0,56	2,8	4,0	0,108	34,3	0,0020

Согласно рисунка 3.7 сжимаемая толща определилась в третьем слое, где соблюдается выполнение условия  $0,2\sigma_{zq} = \sigma_{zp}$ . Сжимаемая толща  $H_c = 2,5$  м.  
 $S = 0,013 + 0,0093 + 0,0053 + 0,0031 + 0,0020 = 0,0327$  м.

$$S < S_u = 3,27 \text{ см} < 8 \text{ см}$$

#### 4. Технологические особенности по устройству свайного фундамента

##### 4.1 Выбор молота для погружения свай

Ответственным моментом для организации и производства свайных работ является выбор сваебойного молота. Успешная забивка свай обеспечивается правильным выбором типа и веса молота по отношению к весу, несущей способности и размером свай.

В зависимости от грунтовых условий и глубины погружения свай следует принять наиболее рациональный способ погружения.

Механизмы ударного действия следует выбирать по величине минимальной энергии по формуле:

$$E \geq 1,75 \cdot \alpha \cdot P_{св} \quad (4.1)$$

где  $E$  – требуемая энергия удара молота, Дж;

$P_{св}$  – расчётная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

$\alpha$  – коэффициент, равный 25 Дж/кН;

В зависимости от требуемой величины энергии удара определяют сваебойный агрегат, характеристики которого приведены в таблице 4.3.

Принятый тип молота должен удовлетворять условию:

$$k \geq \frac{G_n + q}{E_d}, \quad (4.2)$$

где  $G_n$  – полный вес молота, кН, (таблица 4.3);

$q$  – масса сваи (включая массу наголовника и подбабка), кН;

$E_d$  – расчётное значение энергии удара, кДж, определяемое по таблице 4.1.

Молот считается пригодным, если значение  $k$  по таблице 4.2 будет превышать значения, вычисленные по формуле (4.2).

Таблица 4.1 – Расчётная энергия удара молота

Молот	Расчётная энергия удара молота $E_d$ , кДж·(тс·м)
1 Подвесной или одиночного действия	$GH$
2 Трубчатый дизель-молот	$0,9GH$
3 Штанговый дизель-молот	$0,4GH$
4 Дизельный или при контрольной добавке одиночными ударами без подачи топлива	$G(H - h)$
Примечания: 1 $G$ – вес ударной части молота, кН (тс). 2 В позиции 4 $h$ – высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, определяемая по мерной рейке, м. Для предварительных расчётов допускается принимать: для штанговых молотов $h = 0,6$ м; для трубчатых молотов $h = 0,4$ м.	

$H$  – фактическая высота падения ударной части молота (м), принимаемая на стадии окончания забивки свай, м (таблица 4.1):

для трубчатых дизель-молотов – 2,8 м;

для штанговых дизель-молотов в зависимости от массы ударной части молота  $G$ : при  $G = 1250$  кг, 1800 кг и 2500 кг  $H = 1,7$ , 2,0 и 2,2 м соответственно; величины  $G$  и  $H_{\max}$  приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.2 – Значение  $k$

Тип молота	$k$
Двойного действия и трубчатые дизельные молоты	6
Одиночного действия и штанговые дизельные молоты	5
Подвесные молоты	5

Таблица 4.3 – Характеристики сваебойных дизельных молотов

Тип молота	Марка молота	Энергия удара, кДж.	Масса молота, кг.	Масса ударной части, кг.	Высота падения ударной части, м.	Высота молота, м	Число ударов-минуту
1 Штанговые	СП-60	3	350	240	1,3	1,98	57
	СП-6Б	58,8	4220	2500	2,4	4,54	50
2 Трубчатые с воздушным охлаждением	С-859А	31,4	3500	1800	3	4,16	42
	С-949А	42,7	5800	2500	3	4,68	42
	С-954А	59,8	7300	3500	3	4,80	42
	С-977А	88,3	9000	5000	3	5,52	55
3 Трубчатые с водяным охлаждением	С-995А	22	2600	1250	3	3,96	43
	С-996А	31,4	3500	1800	3	4,16	43
	С-1047А	42,7	3600	2500	3	4,97	43
	С-1048А	59,8	8000	3500	3	5,08	43
	СП-54-1	88,3	10000	5000	3	5,50	45
4 Быстроходные трубчатые с воздушным охлаждением	СО1-133	5,5	650	3500	1,6	2,86	60
	УРБ-500	8,3	1200	5000	1,8	3,35	75
	УРБ-1250	18,6	2600	1250	1,9	3,75	60
5 Быстроходные трубчатые с водяным охлаждением	УРБ-1800	26,5	4000	1800	1,9	4,03	60
	УРБ-2500	28,5	6000	2500	1,9	4,90	60

**Пример 4.1.** Механизмы ударного действия следует выбирать по величине минимальной энергии по формуле:

$$E \geq 25 \cdot 1,75 \cdot P_{св} = 25 \cdot 1,75 \cdot 197,2 = 8627,5 \text{ Дж.}$$

$P_{св} = 197,2$  кН – расчетная нагрузка на сваю.

В зависимости от требуемой величины энергии удара определяют свайный агрегат.

Принимаем трубчатый дизель-молот С-995А с  $E = 22$  кДж  $> 8,627$  кДж;

$$E_d = 0,9 \cdot G \cdot H = 0,9 \cdot 12,5 \cdot 2,8 = 31,5 \text{ кДж.}$$

Проверяем условие:

$$k = 6 \geq \frac{G_n + g}{E_d} = \frac{26 + 22,5 + 1}{31,5} = 1,57$$

где  $G_n = 26$  кН –полный вес молота, кН (таблица 4.3);

$g = q_1 + q_2$ ;

$q_1 = 22,5$  кН – вес железобетонной призматической сваи сечением 30x30 см и длиной  $\ell = 10$  м;

$q_2 = 1$  кН – вес наголовника и подбабка.

Условие выполняется, значит молот пригоден для забивки свай в данном случае.

#### 4.2 Определение проектного отказа свай

Забивные висячие сваи погружают не только до проектной отметки, но и до проектного отказа. При забивке свай длиной до 25 м определение остаточного отказа сваи  $S_a$  (при условии, что  $S_a \geq 0,002$  м) возможно по формуле:

$$S_a = \frac{\eta \cdot A \cdot E_d}{F_d / M \cdot (F_d / M + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (4.3)$$

где  $M$  – коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия, равный 1;

$\eta$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от материала сваи: для железобетонных свай с наголовником  $1500$  кН/м<sup>2</sup>; деревянных свай: с подбабком –  $800$  кН/м<sup>2</sup>; без подбабка –  $1000$  кН/м<sup>2</sup>;

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

$E_d$  – расчётная энергия удара молота, кДж;

$F_d$  – несущая способность свай, кН;

$m_1$  – полная масса молота, т;

$m_2$  – масса сваи с наголовником, т;

$m_3$  – масса подбабка, т;

$\varepsilon^2 = 0,2$  – коэффициент восстановления удара.

**Пример 4.2.** Отказ сваи 30х30 см длиной 10 м, забиваемой молотом С–995А:

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{3 \cdot F \cdot E_d}{F_d / M \cdot (F_d / M + 3 \cdot A)} \times \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} = \\ &= \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 31,5}{276,03/1 \cdot (276,03/1 + 1500 \cdot 0,09)} \times \frac{2,6 + 0,2(2,25 + 0,1)}{2,6 + 2,25 + 0,1} = \\ &= 0,0945 \cdot 0,6202 = 0,059 \text{ м} \end{aligned}$$

$$S_a = 0,038 \text{ м} > 0,002 \text{ м.}$$

## Список литературы

1. СТБ 943-2007 Грунты. Классификация
2. СТБ 1075-97 Сваи железобетонные. Общие технические условия
3. СНБ 5.01.01 - 99. Основания и фундаменты зданий и сооружений . – Минск, Мин. Архит. и стр-ва Республики Беларусь, 1999 – 36 с
4. П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен
5. П18-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай
6. П19-04 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием.
7. П4-2000 к СНБ 5.01.01 - 99. Проектирование забивных свай. – Минск, Мин. Архит. и стр-ва Республики Беларусь, 2001 – 68 с

**Приложение А**  
**(справочное)**

Таблица А.1 – Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой

Марка сваи	Размеры сваи, мм		Класс бетона	Расход на сваю		Масса сваи, т
	Длина L	Ширина В		Арматуры, кг	Бетона, м <sup>3</sup>	
С 3–20	3000	200	В15 (С12/15)	13,98	0,13	0,33
С3,5–20	3500	200	"	15,41	0,15	0,38
С 4–20	4000	200	"	16,9	0,17	0,43
С4,5–20	4500	200	"	18,35	0,19	0,48
С 5–20	5000	200	"	19,86	0,21	0,53
С5,5–20	5500	200	"	21,28	0,23	0,58
С 6–20	6000	200	"	22,89	0,25	0,63
С4,5–25	4500	250	В15 (С12/15)	20,08	0,29	0,73
С 5–25	5000	250	"	21,62	0,32	0,80
С5,5–25	5500	250	"	23,16	0,35	0,88
С 6–25	6000	250	"	31,47	0,38	0,95
С 3–30	3000	300	В15 (С12/15)	16,84	0,28	0,70
С3,5–30	3500	300	"	18,47	0,33	0,83
С 4–30	4000	300	"	20,08	0,37	0,93
С4,5–30	4500	300	"	21,70	0,42	1,05
С 5–30	5000	300	"	24,14	0,46	1,15
С5,5–30	5500	300	"	32,01	0,51	1,28
С 6–30	6000	300	"	33,96	0,55	1,38
С 7–30	7000	300	"	37,76	0,64	1,60
С 8–30	8000	300	В20 (С16/20)	42,08	0,73	1,83
С 9–30	9000	300	"	46,40	0,82	2,05
С 10–30	10000	300	"	64,68	0,91	2,28
С 11–30	11000	300	"	86,96	1,00	2,50
С12–30	12000	300	"	94,04	1,09	2,73
С 8–35	8000	350	"	45,13	1,00	2,50
С 9–35	9000	350	В15(С12/15)	49,81	1,12	2,80
С 10–35	10000	350	"	68,59	1,24	3,10
С 11–35	11000	350	"	91,09	1,37	3,43
С 12–35	12000	350	"	98,33	1,49	3,73
С 13–35	13000	350	В22,5(С18/22,5)	106,81	1,61	4,03
С 14–35	14000	350	"	138,05	1,73	4,33
С 15–35	15000	350	"	146,98	1,86	4,65
С 16–35	16000	350	"	186,48	1,98	4,95
С 13–40	13000	400	"	121,69	2,10	5,25
С 14–40	14000	400	"	166,36	2,26	5,62
С 15–40	15000	400	"	221,73	2,42	6,05
С 16–40	1600	400	"	223,30	2,58	6,45

Таблица А.2 – Коэффициенты условий работы грунта

Способ погружения свай и свай-оболочек (без выемки грунта)	Коэффициент условий работы грунта при расчёте несущей способности свай	
	Под нижним углом $\gamma_{CR}$	На боковой поверхности $\gamma_{CF}$
1 Погружение сплошных полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвижными) паро-воздушными молотами и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее, чем на 1м ниже забоя скважины при её диаметре: - равной стороне квадратной сваи; - на 0,05 м меньше стороны квадратной сваи; - на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередач)	1,0 1,0 1,0	0,5 0,6 1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибродавливание свай в грунты: - песчаные средней плотности: крупные и средней крупности; мелкие; пылеватые - пылевато-глинистые с $J_L \leq 0,5$ : супеси; суглинки; глины - пылевато-глинистые с $J_L < 0$	1,2 1,1 1,0 0,9 0,8 0,7 1,0	1,0 1,0 1,0 0,9 0,9 0,9 1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых свай с открытым нижним концом: - при диаметре полости сваи 0,4 м и менее - то же от 0,4 до 0,8 м	1,0 0,7	1,0 1,0
6 Погружение любым способом полых круглых свай с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце сваи камуфлётного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с $J_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, м: - 1,0 независимо от указанных видов грунта; - 1,5 в песках и супесях; - 1,5 в суглинках и глинах.	0,9 0,8 0,7	1,0 1,0 1,0
7 Погружение, вдавливание свай в грунты: - песчаные средней плотности, крупные, средней крупности и мелкие; - пылеватые; - пылевато-глинистые с $J_L \leq 0,5$ ; - то же, с $J_L \geq 0,5$	1,1 1,1 1,1 1,0	1,0 0,8 1,0 1,0
Примечание - Коэффициенты ( $\gamma_{CR}$ ) и ( $\gamma_{CF}$ ) по позиции 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < J_L < 0,5$ определяются интерполяцией		



Таблица А.3 – Расчётные сопротивления грунта под нижним концом свай

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта (R), кПа										
	Песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести ( $J_L$ ) равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	<u>7100</u>	<u>6000</u>	2500	<u>3400</u>	<u>1800</u>	<u>1200</u>	900	800	600	400	300
	6000	3200		1800	1300	1000					
3	<u>7500</u>	<u>6600</u>	3500	<u>3800</u>	<u>2100</u>	<u>1300</u>	1000	900	700	500	400
	6500	4000		2200	1600	1200					
4	<u>8300</u>	<u>6800</u>	4000	<u>4400</u>	<u>2300</u>	<u>1350</u>	1100	1000	750	550	450
	7000	4800		2600	1700	1300					
5	<u>8900</u>	<u>7000</u>	4400	<u>4600</u>	<u>2400</u>	<u>1400</u>	1150	1050	800	600	500
	7500	6000		2800	2000	1350					
6	<u>9400</u>	<u>7200</u>		<u>4700</u>	<u>2450</u>	<u>1450</u>	1200	1100	850	650	550
	8100	6500	500	3000	2100	1400					
7	<u>9700</u>	<u>7300</u>	4600	<u>4800</u>	<u>2500</u>	<u>1500</u>	1250	1150	900	700	600
	8500	6900		3200	2200	1450					
8	<u>9900</u>	<u>7550</u>	4800	<u>4900</u>	<u>2600</u>	<u>1550</u>	1280	1170	920	720	610
	8700	7100		3300	2300	1500					
9	<u>10200</u>	<u>7800</u>	4900	<u>5000</u>	<u>2560</u>	<u>1600</u>	1300	1200	940	740	620
	8900	7200		3400	2350	1550					
10	<u>10500</u>	<u>7900</u>	5000	<u>5100</u>	<u>2700</u>	<u>1650</u>	1320	1220	960	760	630
	9100	7350		3550	2400	1600					
12	<u>11000</u>	<u>8200</u>	5200	<u>5200</u>	<u>2800</u>	<u>1750</u>	1350	1250	980	780	640
	9300	7500		3700	2500	1650					
15	<u>11700</u>	<u>8500</u>	5600	<u>5400</u>	<u>3000</u>	<u>1900</u>	1380	1280	1000	800	650
	9500	7700		4000	2600	1700					
20	<u>12600</u>	<u>8800</u>	6200	<u>5600</u>	<u>3200</u>	<u>1950</u>	1400	1300	1020	820	680
	10000	7800		4500	2700	1750					
25	<u>13400</u>	<u>9000</u>	6800	<u>5800</u>	<u>3500</u>	<u>2000</u>	1450	1320	1040	840	700
	10500	7900		4800	2800	1800					

## Примечания

1 В числителе даны значения (R) для песчаных грунтов, в знаменателе – для пылевато-глинистых.

3 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести ( $J_L$ ) пылевато-глинистых грунтов, значения (R) и ( $R_{fi}$ ) в таблицах А.4 и А.5 определяются интерполяцией.

4 Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения (R) для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100%. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения (R) следует увеличить на 60%, но не более чем до 20000 кПа.

Таблица А.4 – Расчётные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления $i$ -го слоя грунтов на боковой поверхности забивных свай и свай оболочек ( $R_{fi}$ ), кПа										
	Песчаных грунтов средней плотности										
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	Пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести ( $J_L$ ) равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{45}{35}$	$\frac{40}{25}$	$\frac{30}{15}$	12,0	9,0	6,0	5,0	4,0	3,0
2	$\frac{70}{55}$	$\frac{60}{45}$	$\frac{55}{42}$	$\frac{50}{32}$	$\frac{35}{22}$	17,0	13,0	9,0	7,5	7,0	5,0
3	$\frac{80}{60}$	$\frac{65}{62}$	$\frac{60}{48}$	$\frac{55}{38}$	$\frac{40}{28}$	21,0	17,0	11,0	9,0	7,5	6,0
4	$\frac{85}{65}$	$\frac{70}{55}$	$\frac{63}{53}$	$\frac{58}{40}$	$\frac{44}{32}$	24,0	19,0	13,0	11,0	8,0	6,5
5	$\frac{90}{70}$	$\frac{75}{60}$	$\frac{68}{56}$	$\frac{61}{43}$	$\frac{47}{34}$	26,0	21,0	15,0	11,0	8,5	7,0
6	$\frac{95}{72}$	$\frac{80}{65}$	$\frac{72}{60}$	$\frac{63}{45}$	$\frac{48}{35}$	29,0	23,0	16,0	12,0	9,0	7,5
7	$\frac{100}{75}$	$\frac{85}{70}$	$\frac{75}{63}$	$\frac{65}{47}$	$\frac{49}{36}$	32,0	25,0	17,0	13,0	9,5	8,0
8	$\frac{102}{76}$	$\frac{90}{73}$	$\frac{77}{65}$	$\frac{66}{48}$	$\frac{50}{37}$	33,0	26,0	17,5	13,5	10,0	8,0
9	$\frac{104}{77}$	$\frac{92}{74}$	$\frac{78}{66}$	$\frac{67}{49}$	$\frac{51}{38}$	34,0	27,0	18,0	14,0	10,5	8,0
10	$\frac{106}{78}$	$\frac{93}{75}$	$\frac{79}{67}$	$\frac{68}{50}$	$\frac{52}{39}$	35,0	28,0	18,5	14,5	11,0	8,0
12	$\frac{110}{80}$	$\frac{95}{77}$	$\frac{80}{68}$	$\frac{69}{51}$	$\frac{54}{40}$	36,0	29,0	19,0	15,0	11,0	8,0
15	$\frac{114}{82}$	$\frac{97}{80}$	$\frac{82}{70}$	$\frac{70}{52}$	$\frac{56}{41}$	37,0	30,0	20,5	15,0	11,0	8,0
20	$\frac{117}{85}$	$\frac{99}{81}$	$\frac{85}{75}$	$\frac{72}{53}$	$\frac{58}{42}$	38,0	31,0	21,0	15,0	11,0	8,0
25	$\frac{120}{90}$	$\frac{100}{82}$	$\frac{90}{80}$	$\frac{74}{54}$	$\frac{60}{44}$	39,0	32,0	22,0	15,0	11,0	8,0

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай ( $R_{fi}$ ) следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 1, 2 и 3 к таблице А.4

2 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай ( $R_{fi}$ ) пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м

3 Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай ( $R_{fi}$ ) следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице

4 Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом пористости  $e < 0,6$  следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице, при любых значениях показателя текучести

Таблица А.5 – Предельные деформации основания

Сооружения	Относительная раз- ность осадок ( $\Delta S / L$ ) <sub>ц</sub>	Крен $i_{ц}$	Средняя (в скобках – максимальное $S_{max}$ ) осадка, см
1 Производственные и гражданские одноэтажные, многоэтажные здания с полным каркасом: - железобетонным; - стальным	0,002 0,004	- -	(8) (12)
2 Здания и сооружения, в конструкци- ях в которых не возникает усилия от неравномерных осадок	0,006	-	(15)
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами: -из крупных панелей; -крупных блоков или кирпичной кладки без армирования; -то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0016 0,002 0,0024	0,005 0,005 0,005	10 10 15
4 Сооружения элеваторов из железобетонных конструкций: -рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите; -то же, сборной конструкции; -отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции; -то же, сборной конструкции; -отдельно стоящее рабочее здание	- - - - -	0,003 0,003 0,004 0,004 0,004	40 30 40 30 25
5 Дымовые трубы высотой, м: H≤100 100<H≤200 200<H≤300 H>300	- - - -	0,005 1(2H) 1(2H) 1(2H)	40 30 20 10

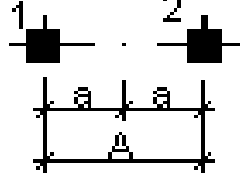
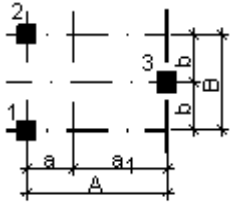
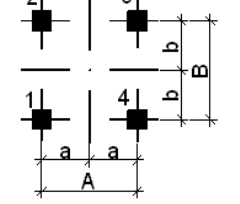
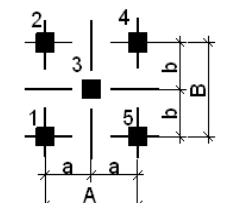
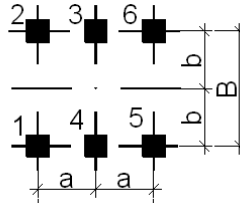
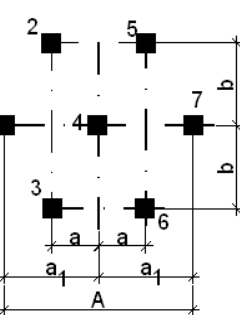
Таблица А.6 – Параметры типовых свайных кустов из забивных свай для одноэтажных промышленных зданий

№ схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм						
			a	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A	b	b <sub>1</sub>	B
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		300x300	450 650 800	-	-	900 1300 1600	450		900
		350x350	600 750 1050			1200 1500 2100			
		400x400	600 750 1050			1200 1500 2100			
2		300x300	650 800 950 1100	-	-	1300 1600 1900 2200	650 450	-	1300 900
		350x350	1075 1225			2150 2450	625 625		1250 1250
		400x400	900 1050 1200 1350			1800 2100 2400 2700	750 600		1500 1200
3		300x300	900 1100 1250	-	-	1800 2200 2500	450	-	900
		350x350	1050 1200			2100 2400	600		1200
		400x400	1200 1350			2400 2700			
4		300x300	475 625	950 1250	-	1900 2500	800 650	-	1600 1300
		350x350	525 675	1050 1350		2100 2700	900		1800
		400x400	600 675 750 825	1200 1350 1500 1650		2400 2700 3000 3300	1050 900		2100 1800

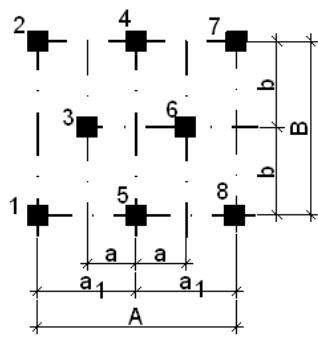
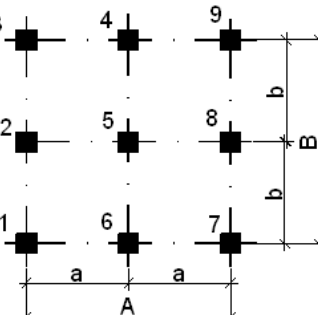
Окончание таблицы А.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5		300x300	475 625	950 1250		1900 2500	800 650		1600 1300
		350x350	525 675	1050 1350		2100 2700	900		800
		400x400	600 675 750 825	1200 1350 1500 1650		2400 2700 3000 3300	1050 900		2100 1800
6		300x300	900 1100 1400 1550			1800 2200 2800 3100	900		1800
		350x350	1050 1225 1375 1650			2100 2450 2750 3300	1050		2100
		400x400	1200 1500			2400 3000	200		400
7		300x300	450 500	1350 1500		2700 3000	900		1800
		350x350	550 600	1650 1800	—	3300 3600	—	—	1800
8		300x300	450 500	900 1000	1350 1500	2700 3000	900	—	1800
		350x350	550 600	1100 1200	1650 1800	3300 3600	—	—	1800
9		300x300	450 500 550 600 650	1350 1500 1650 1800 1950	—	2700 3000 3300 3600 3900	900	—	1800
		350x350	550 650	1650 1950	—	3300 3900	1050	—	2100
10		300x300	625 700	1250 1400		2500 2800	625 550	1250 1100	2500 2200
			775 850 925	1550 1700 1850		3100 3400 3700	450	900	1800

Таблица А.7 – Параметры типовых свайных кустов из забивных свай для многоэтажных промышленных зданий

схемы	Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм				
			a	a <sub>1</sub>	A	b	B
1	2	3	4	5	7	8	10
1		300x300	450	-	900	-	-
		350x350 400x400	600		1200		
2		300x300	300	600	900	450	00
		350x350 400x400	400	800	1200		
3		300x300	450 600	-	900 1200	50	00
		350x350	600 750		1500	600	1200
		400x400	600 750		1200 1500		
4		300x300	650	-	1300	650	1300
		350x350	900		1800	900	1800
		400x400					
5		300x300	900	-	1800	450	900
		350x350	1050		2100	600	1200
6		300x300	475	950	1900	800	1600
		350x350	525	1050	2100	900	1800

## Окончание таблицы А.7

1	2	3	4	5	7	8	10
7		300x300	475	950	1900	800	1600
		350x350	525	1050	2100	900	1800
8		300x300	600	-	800	900	1800
		350x350	1050		2100	1050	100

**Приложение Б**  
**(рекомендуемое)**

