

**МОСТЫ И ТРУБЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ  
Правила проектирования фундаментов**

**МАСТЫ І ТРУБЫ НА АЎТАМАБІЛЬНЫХ ДАРОГАХ АГУЛЬНАГА КАРЫСТАННЯ  
Правілы праектавання падмуркаў**

---

---

*Настоящий технический кодекс не подлежит применению до его утверждения*

---

---

**Министерство транспорта и коммуникаций  
Республики Беларусь**

**Минск**

Ключевые слова: фундаменты, мостовые сооружения, опоры мостовых сооружений, грунты, основания, расчет фундаментов, фундаменты мелкого заложения, свайные фундаменты

---

### **Предисловие**

Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации»

1 РАЗРАБОТАН республиканским дочерним унитарным предприятием  
«Белорусский дорожный научно-исследовательский институт «БелдорНИИ»

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Министерства транспорта и коммуникаций  
Республики Беларусь от

3 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Настоящий технический кодекс установившейся практики не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства транспорта и коммуникаций Республики Беларусь

## Содержание

- 1 Область применения
- 2 Нормативные ссылки
- 3 Термины и определения
- 4 Общие положения
- 5 Выполнение инженерно-геологических изысканий
- 6 Конструкции фундаментов (классификация, основные параметры)
  - 6.1 Фундаменты мелкого заложения
  - 6.2 Свайные фундаменты
- 7 Проектирование фундаментов
  - 7.1 Основные положения по расчету
  - 7.2 Расчет фундаментов мелкого заложения
  - 7.3 Расчет свайных фундаментов
    - 7.3.1 Определение несущей способности свай-стоек
    - 7.3.2 Определение несущей способности заземленных в грунте забивных и вдавливаемых свай всех видов и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта
    - 7.3.3 Определение несущей способности заземленных в грунте набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном
    - 7.3.4 Определение несущей способности винтовых свай
    - 7.3.5 Определение несущей способности бурозавинчиваемых свай
    - 7.3.6 Определение несущей способности стальных трубчатых свай
    - 7.3.7 Учет отрицательных (негативных) сил трения грунта на боковой поверхности свай
    - 7.3.8 Определение несущей способности свай по результатам полевых исследований
  - 7.4 Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям
    - 7.4.1 Общие положения по расчету
    - 7.4.2 Расчет осадки свайного фундамента как условного фундамента
    - 7.4.3 Расчет осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте
    - 7.4.4 Расчет осадки комбинированных свайно-плитных фундаментов
    - 7.4.5 Расчет кренов свайных фундаментов
    - 7.4.6 Расчет горизонтальных перемещений свай
  - 7.5 Особенности выполнения расчетов с использованием геотехнического программного обеспечения
- 8 Конструирование фундаментов
- 9 Особенности проектирования фундаментов в просадочных грунтах
- 10 Особенности проектирования фундаментов в набухающих грунтах
- 11 Особенности проектирования фундаментов на подрабатываемых территориях
- 12 Особенности проектирования свайных фундаментов при реконструкции мостовых сооружений

## ТКП/ПР1 -202Х

13 Особенности проектирования фундаментов при возведении мостовых сооружений вблизи существующих зданий и сооружений

Приложение А Расчет свайных фундаментов

Приложение Б Графики для экспресс-оценки несущей способности буровых свай (столбов) в песчаных и глинистых грунтах в зависимости от их диаметра и длины

Приложение В Определение осадки ленточных свайных фундаментов

Приложение Г Определение осадки одиночной сваи с учетом модуля сдвига

Приложение Д Расчет осадки буронабивной сваи в билинейной постановке.

Приложение Е Методы оценки влияния нового строительства на расположенные вблизи здания и сооружения

Библиография

---

**ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ**

---

**МОСТЫ И ТРУБЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ**  
**Правила проектирования фундаментов****МАСТЫ І ТРУБЫ НА АЎТАМАБІЛЬНЫХ ДАРОГАХ АГУЛЬНАГА КАРЫСТАННЯ**  
**Правілы праектавання падмуркаў**Bridges and culverts on roads  
Design rules of foundations

Дата введения \_\_\_\_\_

**1 Область применения**

Настоящий технический кодекс установившейся практики (далее – технический кодекс) распространяется на мостовые сооружения (мосты, путепроводы, виадуки, эстакады, пешеходные мосты) и трубы в насыпях автомобильных дорог для пропуска водного потока, транспорта и пешеходов, животных (далее – мосты и трубы, сооружения, если не указано иное) и устанавливает правила проектирования фундаментов для возводимых, а также ремонтируемых и реконструируемых мостов и труб на автомобильных дорогах общего пользования.

Настоящий технический кодекс не распространяется на фундаменты из свай с камуфлетной пятой.

Проектирование и устройство фундаментов мостовых сооружений, возводимых в районах с наличием или возможностью развития опасных геологических процессов (карстов, оползней и т. п.), выполняется с учетом [1].

**2 Нормативные ссылки**

ТКП 45-5.01-67-2007 (02250) Фундаменты плитные. Правила проектирования

ТКП 45-5.01-76-2007 (02250) Основания и фундаменты на пойменно-намывных территориях.  
Правила проектирования и устройства

ТКП 45-5.01-237-2011 (02250) Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства

ТКП Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования  
(проект)

ТКП Автомобильные дороги общего пользования. Инженерные изыскания (проект)

СТБ 943-2007 Грунты. Классификация

СТБ 1162-99 Сваи железобетонные для мостовых опор. Технические условия

СТБ 1648-2006 Строительство. Основания и фундаменты. Термины и определения

СТБ 1711-2007 Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия

---

**Проект, первая редакция**

## ТКП/ПР1 -202Х

СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями

ГОСТ 12248.1-2020 Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза

ГОСТ 12248.2-2020 Грунты. Определение характеристик прочности методом одноосного сжатия

ГОСТ 12248.3-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия

ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием

ГОСТ 20276.1-2020 Грунты. Метод испытания штампом

ГОСТ 20522-2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний

ГОСТ 22609-77 Геофизические исследования в скважинах. Термины, определения и буквенные обозначения

ГОСТ 33390-2015 Дороги автомобильные. Мосты. Нагрузки и воздействия

Примечание – При пользовании настоящим техническим кодексом целесообразно проверить действие ссылочных документов на официальном сайте Национального фонда технических нормативных правовых актов в глобальной компьютерной сети Интернет.

Если ссылочные документы заменены (изменены), то при пользовании настоящим техническим кодексом следует руководствоваться действующими взамен документами. Если ссылочные документы отменены без замены, то положение, в котором дана ссылка на них, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

### 3 Термины и определения

В настоящем техническом кодексе применяют следующие термины с соответствующими определениями:

**3.1 глубина заложения свайного фундамента:** Расстояние от поверхности грунта до плоскости, проходящей через острие свай.

**3.2 глубина заложения фундамента:** Расстояние от поверхности грунта до подошвы фундамента.

**3.3 глубинное смешивание:** Технология укрепления слабых грунтов за счет их механического смешивания с укрепляющими материалами при подаче вяжущего под давлением в пределах всей площади устраиваемого фундамента на всю глубину или часть глубины распространения слабых грунтов.

**3.4 грунты:** Рыхлые горные породы, залегающие преимущественно в пределах зоны выветривания, представляющие собой многокомпонентную геологическую систему и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.

Примечание — Грунты подразделяются на несвязные (сыпучие) и связные, прочность связей которых во много раз меньше прочности минеральных частиц.

**3.5 деформация основания:** по [2].

**3.6 допускаемая нагрузка на сваю:** Расчетная или фактическая, определенная по результатам статических испытаний, несущая способность грунта основания одиночной сваи с учетом понижающего коэффициента по 7.1.11.

**3.7 несущая способность сваи:** Предельное сопротивление основания одиночной сваи по условию ограничения развития в нем чрезмерных деформаций сдвига.

**3.8 комбинированный свайно-плитный фундамент, КСП:** Фундамент, состоящий из железобетонной плиты (ростверка) и свай, совместно передающих нагрузку на основание.

**3.9 куст свай:** Компактно размещаемая группа свай, объединенная ростверком и передающая нагрузку на основание, как правило, от одиночной стойки или опоры.

**3.10 опора безростверковая:** Опора мостовых сооружений и труб, состоящая из свай или столбов, продолжением которых являются стойки, объединенные поверху ригелем.

**3.11 опора мостового сооружения:** Несущий элемент мостового сооружения, воспринимающий нагрузки от пролетных строений и передающий их на грунт.

Примечание — Различают опоры промежуточные и береговые (устои). Устои, кроме нагрузок от пролетных строений, воспринимают давление от насыпей подходов.

**3.12 опора свайная:** Опора мостового сооружения или трубы в насыпи, состоящая из одного или нескольких рядов вертикальных или наклонных свай, погруженных на определенную глубину и объединенных поверху ригелем.

**3.13 основание фундамента:** Часть массива грунта, взаимодействующая с фундаментом (свайей) и воспринимающая нагрузку, передаваемую фундаментом (свайей).

**3.14 отказ сваи:** по СТБ 1648.

**3.15 отрицательные силы трения:** Силы трения, возникающие на боковой поверхности фундамента, в том числе свай, опор, а также заглубленных частей сооружения при перемещении прилегающего к ним грунта вниз.

**3.16 подошва фундамента (ростверка):** Нижняя поверхность фундамента (ростверка), передающая нагрузку на основание.

**3.17 пригрузка основания:** Подсыпка поверхности основания грунтом с целью усиления слабых грунтов основания за счет повышения их устойчивости.

**3.18 расчетная нагрузка, передаваемая на фундамент (сваю):** Нагрузка, равная продольному усилию, возникающему в фундаменте (свае) от проектных воздействий на фундамент при наиболее невыгодных их сочетаниях.

**3.19 ростверк свайный (ростверк):** Балка или плита, объединяющая поверху группы или ряды свай в одну устойчивую систему и перераспределяющая на сваи нагрузку от вышерасположенных конструкций.

**3.20 ростверк свайный высокий:** Свайный ростверк, подошва которого расположена выше поверхности основания и опирающийся только на сваи.

**3.21 ростверк свайный низкий:** Свайный ростверк, подошва которого опирается на основание или заглублена в него, передающий часть нагрузки от мостового сооружения или водопропускной трубы непосредственно на основание.

**3.22 свая:** по СТБ 1648.

**3.23 свая буровая:** Свая, сооружаемая в грунте при помощи предварительного бурения скважины.

Примечание - Буровая свая диаметром более или равным 1 м называется буровой столб.

**3.24 свая набивная:** Свая в виде стержня различной конфигурации поперечного и продольного сечений, образованная бетонированием полости в основании, которая, в свою очередь, образуется за счет принудительного вытеснения (выштамповка или вытрамбовка) грунта.

**3.25 свая буронабивная:** Свая, устраиваемая в буровой скважине посредством заполнения ее бетонной смесью.

**3.26 свая буриинъекционная:** Разновидность буровой сваи диаметром менее 350 мм, устраиваемой с опрессовкой грунта посредством нагнетания (инъекции) твердеющей смеси под избыточным давлением вдоль и (или) ниже ствола сваи.

**3.27 свая-зонд:** по СТБ 2242.

**3.28 свая комбинированная:** Свая, составная по длине, и состоящая, как правило, из двух различных материалов.

**3.29 свая натурная:** по СТБ 2242.

**3.30 свая-оболочка:** Полая железобетонная свая диаметром более 0,8 м, как правило, с открытым нижним концом, полость которой заполняется грунтом или бетоном.

**3.31 свая одиночная:** Свая, отстоящая от соседних свай на расстоянии не менее шестикратного диаметра или минимального размера стороны поперечного сечения сваи.

**3.32 свая эталонная:** по СТБ 2242.

**3.33 тампонажный слой бетона:** Технологический слой бетона, предназначенный для временной защиты от фильтрации воды дна котлована, расположенного ниже уровня грунтовых вод, и служащий основанием для бетонирования плиты ростверка.

**3.34 фундамент:** Конструктивный элемент мостового сооружения или трубы в насыпи, передающий нагрузку от сооружения на основание.

**3.35 фундамент глубокого заложения:** Фундамент, передающий нагрузку от сооружения на основание через подошву или торцы свай, а также через их боковые поверхности, с соотношением глубины заложения к ширине более 4.

Примечание — Нагрузка передается на основание за счет трения и сопротивления сжатию окружающего грунта.

**3.36 фундамент ленточный:** Плитный фундамент мелкого заложения в виде непрерывной или прерывистой полосы, или перекрестных лент, с отношением длины к ширине более 10.

**3.37 фундамент массивный:** Плитный фундамент мелкого заложения в виде сплошной, ребристой или коробчатой плиты под все сооружение или его часть.

**3.38 фундамент мелкого заложения; ФМЗ:** Фундамент, устраиваемый в открытом котловане глубиной до 5 м и передающий нагрузку от сооружения на основание только через подошву, с отношением глубины заложения к ширине более 1,5, но не более 4.

**3.39 фундамент свайный:** Комплекс свай, объединенных в единую конструкцию, передающую нагрузку на основание.

**3.40 фундамент свайный ленточный:** Свайный фундамент с однорядным или многорядным продольным расположением свай, объединенных поверху ростверком в виде ленты.

**3.41 фундамент условный:** Фундамент, условно принимаемый в виде прямоугольного параллелепипеда на естественном основании, с учетом грунта, участвующего в работе фундамента, используемый при расчете свайных фундаментов по второй группе предельных состояний.



## 4 Общие положения

**4.1** Фундаменты мостовых сооружений и труб следует проектировать и возводить с учетом:

а) результатов инженерных изысканий:

— материалов геодезической съемки строительной площадки с обозначением всех существующих сооружений, подземных и надземных коммуникаций, с отметками поверхности площадки в продольном и поперечном направлениях проектируемого сооружения;

— материалов инженерно-геологических изысканий, содержащих информацию о геологическом строении толщи грунтов, включая данные о состоянии и свойствах грунтов для оценки возможности и целесообразности их использования в качестве основания;

— гидрографической и гидрогеологической информации, содержащей данные об условиях протекания постоянных или временных водотоков, их расходах и характерных уровнях воды для определения глубины возможных размывов дна русла в местах возведения опор и фундаментов моста;

— данных об условиях залегания и распространения подземных вод, а также их режима и степени агрессивности;

— данных о площадях развития, интенсивности и особенностях развития различных физико-геологических процессов, необходимых для оценки их влияния на производство строительных работ и эксплуатацию мостового сооружения;

б) данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения и условия его эксплуатации;

в) сведений о характере, значениях и расчетных сочетаниях нагрузок, передающихся на фундамент (нагрузки и воздействия, а также их сочетания принимают по ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект));

г) условий существующей застройки (при наличии) и влияния на нее нового строительства;

д) экологических требований;

е) технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений для принятия оптимального решения, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов.

**4.2** Инженерные изыскания для проектирования и возведения следует выполнять в соответствии с ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Инженерные изыскания» (проект) и с учетом [3].

При проектировании оснований и фундаментов применяют классификацию грунтов в соответствии с СТБ 943.

**4.3** При проектировании следует предусматривать решения, обеспечивающие надежность, долговечность и экономичность сооружений на всех стадиях строительства и эксплуатации.

**4.4** При проектировании следует учитывать местные условия строительства, а также имеющийся опыт проектирования, возведения и эксплуатации мостовых сооружений и труб в аналогичных инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условиях. Для этого выявляют данные о производственных возможностях строительной организации, ее парке оборудования, ожидаемых климатических условиях на весь период возведения и т. п.

Для принятия данных по климатическим условиям района возведение целесообразно руководствоваться [4].

**4.5** Работы по проектированию фундаментов выполняют в соответствии с заданием на проектирование с учетом необходимых исходных данных по 4.1.

**4.6** Выполненные инженерные изыскания должны обеспечить изучение инженерно-геологических условий нового строительства, получение необходимых данных для проверки влияния устройства фундаментов на расположенные вблизи здания, сооружения и окружающую среду, а также данных для проектирования, в случае необходимости, усиления оснований и фундаментов существующих сооружений.

Проектирование фундаментов производится при соответствующем и достаточном инженерно-геологическом обосновании.

**4.7** При проектировании мостовых сооружений предусматривают фундаменты мелкого или глубокого заложения.

**4.8** Трубы в насыпях проектируют, как правило, без устройства фундаментов или с фундаментами мелкого заложения. Допускается, при соответствующем обосновании, проектировать трубы в насыпях с фундаментами из свай различных типов.

**4.9** В конструкциях фундаментов труб, а также в элементах свайных опор применяют преимущественно бетон и железобетон. Применение металла и лесоматериалов допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании. Нормативные и расчетные значения физико-механических свойств материалов, используемых для фундаментов, следует принимать по ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) с учетом вида, расположения конструкции и условий ее работы.

**4.10** Выбор типов фундаментов следует производить на основе технико-экономического сопоставления возможных вариантов технических решений.

При этом следует учитывать:

- особенности конструкции мостового сооружения в целом, его пролетных строений и опор;
- значения и характер нагрузок, воспринимаемых фундаментами;
- особенности напластования грунтов и значения их физико-механических характеристик;
- наличие подземных и поверхностных вод и их режим;
- наличие срезок, подсыпок и размывов дна водотоков;
- требования, предъявляемые к фундаментам в отношении допустимых осадок и кренов.

**4.11** Фундаменты мелкого заложения на естественном основании целесообразно устраивать при относительно неглубоком залегании от дневной поверхности прочных малосжимаемых грунтов всех видов, а также при отсутствии или глубоком расположении расчетного уровня грунтовых вод. При этом, для массивных опор предпочтительны массивные фундаменты, для стоечных опор — ленточные или отдельные железобетонные (6.1.2).

При выборе конструкции также следует учитывать возможные изменения инженерно-геологических и инженерно-экологических условий после возведения сооружения, влияющих на назначение габаритных размеров конструктивных элементов фундаментов.

**4.12** Если в геологическом разрезе для опор мостов зафиксировано наличие слабых грунтов, подстилаемых малосжимаемыми грунтами, то следует руководствоваться следующими правилами:

— слабые сильносжимаемые грунты, толщи торфов и заторфованных грунтов прорезают сваями, опирая их нижние концы на подстилающие малосжимаемые грунты;

— при недостаточной несущей способности подстилающих малосжимаемых грунтов в нижней части свай предусматривают устройство уширенной пяты;

— кроме вертикальных предусматривают устройство наклонных свай в одном или в двух направлениях по отношению к продольной оси сооружения (необходимость применения наклонных свай устанавливают расчетом, исходя из нормируемых значений упругого смещения ростверка в горизонтальном направлении);

— при определении несущей способности свай по грунту учитывают неблагоприятное влияние отрицательного трения, возникающего в результате уплотнения толщи сильносжимаемых грунтов под действием собственного веса — для промежуточных опор и от веса насыпи — для устоя.

**4.13** При инженерно-геологических условиях, отличающихся от приведенных в 4.12, рекомендуется применять фундаменты глубокого заложения (свайные — из забивных, буровых и комбинированных свай, свай-оболочек, траншейных стен).

**4.14** При использовании для возведения вблизи существующих зданий, сооружений забивных или заглубляемых вибропогружателями свай следует произвести оценку влияния динамических воздействий на конструкции расположенных вблизи зданий и сооружений, а также на находящиеся в них чувствительные к колебаниям машины, приборы и оборудование и, в случае необходимости, предусмотреть измерение параметров колебаний грунта, сооружений и подземных коммуникаций при опытном погружении и изготовлении свай.

**4.15** Расчет грунтовых оснований фундаментов мостовых сооружений следует выполнять с учетом [2].

**4.16** При проектировании и возведении фундаментов следует учитывать неблагоприятное воздействие подземных вод на несущую способность грунтовых оснований и материалы подземных конструкций и возможность изменения гидрогеологических условий площадки в процессе возведения и эксплуатации сооружения. К неблагоприятным воздействиям относятся естественные сезонные и многолетние колебания уровня подземных вод; возможное изменение уровня подземных вод по технологическим причинам; увеличение агрессивности подземных вод по отношению к материалам подземных конструкций и возрастание коррозионной активности грунтов.

**4.17** При проектировании и возведении мостовых сооружений повышенного уровня ответственности с фундаментами на слабых и обводненных грунтах основания, а также в других случаях, указанных в проектной документации, следует предусматривать научно-техническое сопровождение строительства и проведение геотехнического мониторинга. Состав, объем и методы научно-технического сопровождения строительства и геотехнического мониторинга принимают по [2], (раздел 12).

**4.18** При проектировании опор с применением, набивных и буровых свай (столбов) и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, опирающихся нижним концом на рыхлые песчаные или пылевато-глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$ , следует предусматривать контрольные испытания статическими нагрузками для определения фактической несущей способности свай (столбов) по СТБ 2242, с корректировкой (при необходимости) проектной документации.

### 5 Выполнение инженерно-геологических изысканий

**5.1** По результатам инженерно-геологических изысканий предоставляются данные, необходимые для выбора типа фундамента, в том числе свайного, определения вида свай и их размеров, расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, и выполнения расчетов по предельным состояниям с учетом прогноза возможных изменений (в процессе возведения и эксплуатации) инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условий площадки строительства, а также вида и объема инженерных мероприятий по ее освоению.

**5.2** В техническом задании, кроме общих сведений, должны быть указаны предполагаемые тип фундамента, длина свай (в случае свайного фундамента) и нагрузка на фундамент (сваю).

**5.3** Изыскания для проектирования фундаментов в общем случае включают следующий комплекс работ:

- бурение скважин с отбором образцов и описанием проходимых грунтов;
- лабораторные исследования физико-механических свойств грунтов и подземных вод;
- зондирование грунтов — статическое и динамическое;
- прессиометрические испытания грунтов;
- испытания грунтов штампами (статическими нагрузками) по ГОСТ 20276.1;
- испытания грунтов эталонными и (или) натурными сваями;
- опытные работы по исследованию влияния устройства фундаментов на окружающую среду, в том числе на расположенные вблизи здания и сооружения (по специальному заданию проектной организации).

При применении в фундаментах свай новых конструкций в состав работ включают опытное погружение или устройство свай с целью уточнения назначенных при проектировании геометрических параметров свай и режима погружения, а также натурные испытания этих свай статической нагрузкой.

**5.4** Обязательными видами работ, независимо от типов фундаментов, являются бурение скважин, лабораторные исследования и статическое, комбинированное или динамическое зондирование. При этом наиболее предпочтительным является статическое зондирование по ГОСТ 19912 или комбинированное, в процессе которого, кроме показателей статического зондирования грунтов, производят определение их плотности и влажности с помощью радиоактивного каротажа.

**5.5** При применении конструкций из бурозавинчиваемых свай (6.2.1) (по специальному заданию проектной организации) в состав работ включают опытное погружение свай с целью уточнения назначенных при проектировании размеров спиральной навивки и режима погружения, а также натурные испытания свай статической нагрузкой.

При применении комбинированных свайно-плитных фундаментов в состав работ включают испытания грунтов штампами и натурными сваями.

**5.6** Если по проекту передаваемые на сваи горизонтальные нагрузки превышают 5 % вертикальных нагрузок, то проводят испытания грунтов сваями на горизонтальные нагрузки.

При передаче на сваи выдергивающих или знакопеременных нагрузок необходимость проведения опытных работ определяется в каждом конкретном случае.

**5.7** Несущую способность сваи по результатам полевых исследований грунтов натурной и эталонной сваями и статическим зондированием следует определять по 7.3.8.

**5.8** Испытания грунтов сваями, штампами и прессиометрами проводят, как правило, на опытных участках, выбираемых по результатам бурения скважин и зондирования и располагаемых в местах, наиболее характерных по грунтовым условиям, в зонах наиболее нагруженных фундаментов.

Испытания грунтов статическими нагрузками целесообразно проводить винтовыми штампами площадью 0,6 м<sup>2</sup> в скважинах с целью получения значений модуля деформации и уточнения для исследуемой площадки переходных коэффициентов для определения модуля деформации грунтов по данным зондирования и прессиометрических испытаний.

**5.9** При изучении разновидностей грунтов, расположенных в пределах исследуемой глубины на строительной площадке, особое внимание следует обращать на наличие, глубину залегания и толщину слабых грунтов (рыхлых песчаных, слабых глинистых грунтов, органо-минеральных и органических грунтов). Наличие указанных грунтов влияет на определение типа фундамента, вида и длины свай, расположение стыков составных свай, характер сопряжения свайного ростверка со сваями, выбор типа сваебойного оборудования. Неблагоприятные свойства указанных грунтов также учитывают при передаче динамических и сейсмических воздействий.

**5.10** Размещение инженерно-геологических выработок (скважин, точек зондирования, мест испытаний грунтов) следует производить с расчетом, чтобы они располагались в пределах контуров фундаментов опор проектируемого мостового сооружения или при одинаковых грунтовых условиях – на расстоянии не более 5 м от них, а в случаях применения свай в качестве ограждающей конструкции котлована – на расстоянии не более 2 м от их оси.

**5.11** Необходимое количество точек зондирования для определения несущей способности свай назначают исходя из размеров фундамента опоры, количества в нем свай, характера напластования грунтов в пределах строительной площадки, требований, предъявляемых к надежности сооружения, и других факторов, и принимают не менее трех. В случае значительных расхождений в результатах испытаний их количество следует увеличить до шести.

**5.12** Глубину инженерно-геологических выработок следует устанавливать в соответствии с ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Инженерные изыскания» (проект), но не менее чем на 5 м ниже проектируемой глубины заложения нижних концов свай.

При выявлении по результатам предварительного бурения на строительной площадке слоев грунта со специфическими свойствами (просадочных, набухающих, слабых глинистых, органо-минеральных, органических, техногенных и рыхлых песков) глубину выработок назначают с учетом необходимости проходки ими требуемой мощности подстилающих прочных грунтов с определением их характеристик.

**5.13** При изысканиях для фундаментов следует определять физические, прочностные, деформативные и фильтрационные характеристики, необходимые для расчетов фундаментов по предельным состояниям с учетом раздела 7.

Число определений характеристик грунтов для каждого инженерно-геологического элемента должно быть достаточным для их статистической обработки согласно требованиям ГОСТ 20522.

**5.14** При затруднениях с отбором образцов ненарушенной структуры грунтов для определения их плотности, прочностных характеристик рекомендуется использовать статическое и динамическое зондирование в соответствии с ГОСТ 19912, как основные методы определения модуля деформации песков и глинистых грунтов.

**5.15** При инженерно-геологических изысканиях в случае использования свайных фундаментов для усиления оснований реконструируемых мостовых сооружений дополнительно должны быть выполнены работы по обследованию фундаментов и инструментальные геодезические наблюдения.

Кроме того, следует установить соответствие новых материалов изысканий архивным данным (при их наличии) и составить заключение об изменении инженерно-геологических и гидрогеологических условий, вызванных строительством и эксплуатацией реконструируемого мостового сооружения.

Обследование технического состояния конструкций фундаментов и сооружения выполняется по заданию заказчика специализированной организацией.

**5.16** При усилении оснований реконструируемых мостовых сооружений с помощью забивных, вдавливаемых, буронабивных или буриноэжекторных свай глубину бурения и зондирования принимают по 5.11.

**5.17** Обследование оснований фундаментов включает:

- визуальную оценку состояния конструкций мостового сооружения, в том числе фиксацию имеющихся трещин, их размера и характера, установку маяков на трещины;
- выявление режима эксплуатации мостового сооружения с целью установления факторов, отрицательно действующих на основание;
- установление наличия подземных коммуникаций и их состояния;
- ознакомление с архивными материалами инженерно-геологических изысканий, имеющимися на площадке реконструкции.

Проведение геодезической съемки положения конструкций реконструируемого мостового сооружения выполняют для установления наличия неравномерных осадок (крен, прогибов, относительных смещений).

При обследовании реконструируемых мостовых сооружений также учитывают состояние окружающей территории и расположенных вблизи зданий и сооружений.

Оценку длины существующих свай в фундаментах реконструируемого мостового сооружения рекомендуется выполнять с использованием геофизических методов, виды которых принимают по ГОСТ 22609.

**5.18** Обследование оснований фундаментов и состояния конструкций фундаментов производят путем проходки шурфов с отбором монолитов грунтов непосредственно из-под подошвы фундаментов и стенок шурфа. Глубина шурфов назначается на 0,5 – 1,0 м ниже подошвы вскрываемого фундамента. В случае невозможности устройства шурфов, а также ниже глубины залегания фундаментов инженерно-геологическое строение, гидрогеологические условия и свойства грунтов исследуют бурением и зондированием, при этом буровые скважины и точки зондирования размещают по периметру фундамента или сооружения на расстоянии от них не более 2 м.

**5.19** Отчет по результатам инженерно-геологических изысканий для проектирования фундаментов составляют в соответствии с [3].

Характеристики грунтов указывают в отчете с учетом прогноза возможных изменений (в процессе строительства и эксплуатации сооружения) инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки.

В случае проведения натурных испытаний свай статической или динамической нагрузкой приводят их результаты.

При наличии в основании фундамента подземных вод с агрессивными свойствами приводят рекомендации по антикоррозионной защите фундаментов согласно [5].

В случае выявления на площадке строительства прослоек или толщи специфических грунтов, опасных геологических процессов (карстово-суффозионных, оползневых и др.) приводят данные об их распространении и интенсивности проявления.

**5.20** К сложным инженерно-геологическим условиям площадки относятся условия, характеризующиеся одним или несколькими из следующих признаков:

— грунты находятся в стадии формирования, в том числе при наличии в них микробиологических процессов;

— грунты содержат органические частицы или частицы слюды;

— коэффициент пористости грунта превышает 0,8;

— коэффициент консистенции грунта превышает 1,0.

**5.21** При инженерно-геологических изысканиях и исследованиях свойств грунтов для проектирования и устройства фундаментов также учитывают дополнительные правила (см. разделы 9 – 13).

**5.22** При проектировании свайных фундаментов для сооружений уровня ответственности I или со сваями длиной более 40 м для глинистых грунтов рекомендуется определять коэффициент переуплотнения грунта OCR (в том числе в пределах сжимаемой толщи под нижним концом сваи). При определении коэффициента переуплотнения грунта OCR рекомендуется применять [6].

## **6 Конструкции фундаментов (классификация, основные параметры)**

### **6.1 Фундаменты мелкого заложения**

**6.1.1** Фундаменты мелкого заложения (ФМЗ) по способу устройства подразделяются на:

а) монолитные;

б) сборные;

в) сборно-монолитные.

**6.1.2** ФМЗ по конструктивным особенностям подразделяются на:

а) массивные;

б) плитные;

в) отдельные (башмаки);

г) ленточные плитно-ребристые;

д) комбинированные.

**6.1.3** Область рационального применения ФМЗ:

— высокопрочные грунты (скальные, крупнообломочные, плотные пески, твердые и полутвердые глины);

— грунты средней прочности (пески средней плотности, тугопластичные глины).

**6.1.4** Глубину заложения фундаментов принимают по 8.2 – 8.5 с учетом:

— конструктивных особенностей моста и надфундаментной части опор;

— глубины заложения фундаментов опор мостовых сооружений;

— инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера их напластований, наличия слоев, склонных к скольжению, степени выветривания скальных грунтов, наличия карстовых и суффозионных полостей и пр.);

— гидрогеологических условий площадки строительства и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации мостовых сооружений;

— возможного размыва грунта у опор;

— глубины сезонного промерзания грунтов.

**6.1.5** Устройство фундаментов мелкого заложения мостовых сооружений в руслах водотоков и на размываемых участках пойм в отверстиях мостов не допускается.

### **6.2 Свайные фундаменты**

**6.2.1** Сваи по способу устройства подразделяются на:

а) забивные и вдавливаемые (далее – забивные), железобетонные, деревянные и стальные, предварительно изготовленные, погружаемые в грунт без его выемки с помощью молотов, вибропогружателей, вибровдавливающих и вдавливающих устройств, а также железобетонные сваи-оболочки, заглубляемые вибропогружателями без выемки или с частичной выемкой грунта и не заполняемые бетонной смесью;

б) сваи-оболочки железобетонные, заглубляемые вибропогружателями с выемкой грунта и заполняемые частично или полностью бетонной смесью, а также сваи в виде металлических труб, погружаемые с открытым нижним концом без выемки грунта;

в) набивные бетонные и железобетонные, устраиваемые в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного отжатия (вытеснения) грунта посредством раскатки или погружения скважинообразователя (пуансона);

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

д) бурозавинчиваемые и винтовые, устраиваемые в грунте посредством завинчивания готовых полых элементов, оснащенных шнеком, с последующим заполнением полости бетонной смесью или без заполнения.

**6.2.2** По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяются на виды:

а) сваи-стойки — все сваи, опирающиеся на скальные, малосжимаемые грунты и передающие нагрузку на них преимущественно нижним торцом (острием);

б) защемленные в грунте (висячие) сваи — все сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку на грунты основания боковой поверхностью и нижним торцом.

Силы сопротивления грунтов, за исключением отрицательных (негативных) сил трения, на боковой поверхности свай-стоек в расчетах их несущей способности по грунту основания на сжимающую нагрузку не учитываются.

Примечание — К малосжимаемым грунтам относятся крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней плотности и плотным, а также глины твердой консистенции с модулем деформации  $E \geq 50$  МПа.

**6.2.3** Забивные железобетонные сваи с размером поперечного сечения до 0,8 м и сваи-оболочки диаметром 1,0 м и более различают по:



а) способу армирования — с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и предварительно напряженные со стержневой или проволочной продольной арматурой (из высокопрочной проволоки и арматурных канатов);

б) форме поперечного сечения — квадратные, прямоугольные, таврового и двутаврового сечения, квадратные с круглой полостью, полые круглого сечения (полые сваи для конструкций фундаментов мостовых сооружений без заполнения полости сваи бетонной смесью не применяются);

в) форме продольного сечения — призматические, цилиндрические и с наклонными боковыми поверхностями (пирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные);

г) конструктивным особенностям — цельные и составные (из отдельных секций);

д) конструкции нижнего конца — с заостренным или плоским нижним концом, с плоским или объемным уширением (булавовидные), в том числе с уширенной пятой, создаваемой за счет опрессовки грунта инъекцией, раскаткой или выштамповыванием.

#### **6.2.4** Набивные сваи подразделяются по способу устройства:

а) путем погружения забивкой, вдавливанием или завинчиванием инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте башмаком или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью, в том числе после устройства уширения из вытрамбованной сухой бетонной смеси;

б) виброштампованные, устраиваемые в пробитых скважинах путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем;

в) в пробуренных или выштампованных скважинах пирамидальной или конусной формы с последующим заполнением их бетонной смесью.

#### **6.2.5** Буровые сваи подразделяются по способу устройства:

а) буронабивные сплошного сечения с уширениями и без них, бетонируемые в скважинах, пробуренных в пылевато-глинистых грунтах выше уровня подземных вод без крепления стенок, а в любых грунтах ниже уровня подземных вод (в том числе в песчаных, насыщенных водой) — с креплением стенок глинистым раствором или инвентарными извлекаемыми обсадными трубами;

б) буронабивные полые круглого сечения, устраиваемые с применением многосекционного вибросердечника;

в) буронабивные с уплотненным забоем, устраиваемые путем втрамбовывания в забой скважины щебня;

г) буросекущиеся — буронабивные сваи, расстояние между центрами которых составляет от 0,8 до 0,9 их диаметра;

д) буроинъекционные диаметром от 0,15 до 0,35 м, устраиваемые проходкой скважин полым шнеком и закачкой в них мелкозернистой бетонной смеси по мере его извлечения;

#### **6.2.6** Винтовые сваи подразделяются на:

а) узколопастные (соотношение диаметра тела/ствола и диаметра винтовой лопасти  $d/D$  менее от 0,6 до 0,8, где  $d$  – диаметр тела/ствола сваи;  $D$  – диаметр лопасти). Узколопастные винтовые сваи применяют для твердых глин и крупнообломочных пород:

- одновитковые (лопасть имеет один виток вокруг тела/ствола сваи);

- многовитковые (лопасть имеет более двух витков вокруг тела/ствола сваи);

- сплошные (лопасть имеет вид винта);

- б) широколопастные (соотношение диаметра тела/ствола и диаметра винтовой лопасти  $d/D$  0,6, где  $d$  – диаметр тела/ствола сваи;  $D$  – диаметр лопасти). Широколопастные винтовые сваи применяют для всех типов талых грунтов:

- однолопастные сваи (винтовая свая имеет одну опорную зону в виде лопасти, может иметь несколько витков);

- многолопастные сваи с одинаковым диаметром лопасти (винтовая свая имеет несколько одинаковых опорных зон, которые могут иметь несколько витков);

- многолопастные сваи с разными диаметрами лопасти (винтовая свая имеет несколько разных опорных зон, которые могут иметь несколько витков).

**6.2.7** Обсадные трубы допускается оставлять в грунте в случаях, когда исключена возможность применения других решений конструкций фундаментов (при устройстве буронабивных свай в пластах грунтов со скоростью фильтрационного потока более 200 м/сут или когда сваи применяют для закрепления действующих оползневых склонов и в других обоснованных случаях).

При устройстве буронабивных свай в водонасыщенных глинистых грунтах для крепления стенок скважин допускается использовать избыточное давление воды.

Подводное бетонирование стволов свай осуществляют с учетом [7].

**6.2.8** Железобетонные и бетонные сваи проектируют из тяжелого бетона.

Класс бетона свай и свайных ростверков назначают в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) и СТБ 1162.

Для забивных железобетонных свай с ненапрягаемой продольной арматурой, требования к которым в государственных стандартах не установлены, а также для набивных и буровых свай предусматривают бетон класса не ниже В27,5, для забивных железобетонных свай с напрягаемой арматурой — не ниже В35.

**6.2.9** Железобетонные монолитные и сборные ростверки свайных фундаментов проектируют из тяжелого бетона класса не ниже В25.

**6.2.10** Бетон для замоноличивания железобетонных колонн в стаканах свайных ростверков предусматривают с учетом требований ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект), но не ниже класса В25.

Класс бетона и марку по морозостойкости для замоноличивания сборных элементов фундаментов принимают в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект), марку бетона по водонепроницаемости – в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) и с учетом [5].

**6.2.11** Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости свай и свайных ростверков назначают в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) и с учетом [5].

**6.2.12** Применение деревянных свай для фундаментов капитальных мостов допускается при расположении голов свай ниже уровня подземных вод. Допускается применять комбинированные

конструкции с железобетонными элементами выше уровня подземных вод и деревянными элементами – ниже их уровня.

Деревянные сваи изготавливают из бревен хвойных пород (сосны, ели, лиственницы, пихты) диаметром от 0,22 до 0,34 м, длиной 6,5 и 8,5 м, удовлетворяющих требованиям СТБ 1711. Бревна для изготовления свай очищают от коры, наростов и сучьев. Естественная сбежистость бревен сохраняется.

Размеры поперечного сечения, длину и конструкцию пакетных свай принимают по результатам расчета и в соответствии с особенностями проектируемого объекта.

**6.2.13** Стыки бревен или брусьев в стыкованных по длине деревянных сваях и в пакетных сваях следует выполнять впритык с перекрытием металлическими накладками или патрубками. Сваи стыкуют под прямым углом, при этом обеспечивают строгое центрирование нижней и наращиваемой частей. Стыки в пакетных сваях следует располагать вразбежку, на расстоянии один от другого не менее 1,5 м.

**6.2.14** Для повышения несущей способности свай рекомендуется применять укрепление слабого грунта в виде:

- фрагмента закрепленного основания под пятой сваи и (или) отдельных закрепленных участков по боковой поверхности сваи;
- предварительно закрепленного грунтового массива, в который погружается заранее изготовленный элемент.

Допускается комбинация буровых или буронабивных свай с опиранием на закрепленный массив грунта, устроенный методом струйной цементации или глубинного смешивания

## **7 Проектирование фундаментов**

### **7.1 Основные положения по расчету**

**7.1.1** Расчет фундаментов и оснований мостовых сооружений и труб следует выполнять в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект), ТКП 45-5.01-67, настоящего технического кодекса и с учетом [2] и [8] по двум группам предельных состояний:

— первая группа:

- а) по прочности конструкций фундаментов;
- б) по несущей способности грунта основания;
- в) по устойчивости фундаментов против опрокидывания и сдвига;
- г) по устойчивости фундаментов при воздействии сил морозного пучения грунтов;

— вторая группа:

- а) по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям);
- б) по трещиностойкости (образование или раскрытие трещин) железобетонных конструкций фундаментов).

Необходимость определения осадок оснований фундаментов устанавливается проектной организацией в зависимости от особенностей инженерно-геологических условий, конструкций опор и

пролетных строений для обеспечения нормируемых показателей прочности, устойчивости и долговечности опор, пролетных строений и комфорта движения транспорта.

Осадки фундаментов допускается не рассчитывать при опирании фундаментов (в пределах сжимаемой толщи) на:

— скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем или на твердые глины — для мостовых сооружений всех систем и пролетов;

— прочие грунты — для мостовых сооружений статически определимых систем с пролетами до 105 м.

**7.1.2** В расчетах оснований фундаментов мостовых сооружений следует учитывать совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (например, влияние подземных вод на физико-механические свойства грунтов в течение всего периода эксплуатации сооружения и др.).

Сооружение и его основание необходимо рассматривать совместно, т. е. с учетом их взаимодействия.

Расчетную схему системы «сооружение — основание» или «фундамент — основание» следует выбирать с учетом наиболее существенных факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и конструкций сооружения (статической схемы сооружения, особенностей его возведения, характера грунтовых напластований, свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения и т. д.). Рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, развитие областей пластических деформаций под фундаментом.

Допускается использовать вероятностные методы расчета, учитывающие статистическую неоднородность оснований, случайную природу нагрузок, воздействий и свойств материалов конструкций.

При проектировании допускается использовать компьютерные программы, реализующие методику настоящего технического кодекса, а также численные решения с использованием апробированных геотехнических моделей, при этом программное обеспечение должно быть верифицировано.

**7.1.3** При выполнении расчетов мостовых сооружений неразрезных и рамных систем, учитывающих осадки фундаментов, следует произвести дополнительный расчет без учета осадки фундаментов и по результатам расчетов принять наибольшие усилия в расчетных сечениях мостового сооружения.

Несущую способность свай длиной более 35 м определяют компьютерными расчетами на основании построения кривой «осадка-нагрузка». При этом значение несущей способности свай принимают равным нагрузке на сваю при расчетном значении осадки равном 0,04 м.

Расчетные методы допускается использовать при проектировании сооружений всех уровней ответственности для предварительной оценки несущей способности набивных, буровых свай и железобетонных свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, опирающихся нижним концом на глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$ . В этом случае фактическую несущую способность следует определять по результатам статических испытаний таких свай, с корректировкой (при необходимости) проектной документации.

Расчет режима постепенного возведения фундаментов мостовых опор на водонасыщенном основании из слабых грунтов следует производить с учетом взаимосвязи показателей влажности, прочности и

осадки грунтов. При устройстве мостовых опор на основаниях из водонасыщенных глинистых грунтов с показателем текучести  $l_L > 0,6$ , должен быть выполнен расчет времени консолидации.

**7.1.4** Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах фундаментов, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания нагрузок принимают в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) с учетом [2], а для вновь возводимых сооружений также учитывают требования ГОСТ 33390.

**7.1.5** Расчеты фундаментов и их оснований следует выполнять с использованием расчетных значений характеристик материалов и грунтов.

Расчетные значения характеристик материалов элементов фундаментов принимают в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) с учетом [2].

Расчетные значения характеристик грунтов определяют по ГОСТ 20522, расчетные значения коэффициентов постели окружающего сваю грунта,  $c_z$ , определяют по формулам, приведенным в приложении А.

Расчетные сопротивления грунта под нижним концом сваи,  $R$ , и на боковой поверхности сваи,  $R_{\bar{n}}$ , определяют с учетом с 7.3.1 – 7.3.6 или расчетом с использованием численного моделирования.

**7.1.6** Расчет по прочности материала фундаментов мелкого заложения, свай и свайных ростверков следует производить в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект), а также с учетом 7.1.7 – 7.1.8 и приложения А настоящего технического кодекса.

Расчет элементов железобетонных конструкций фундаментов по образованию и раскрытию трещин для мостовых сооружений производят в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект).

**7.1.7** При расчете свай всех видов по прочности материала сваю рассматривают как стержень, жестко защемленный в грунте в сечении, расположенном на расстоянии не менее  $l_1$  от подошвы ростверка, определяемом по формуле

$$l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon}, \quad (7.1)$$

где  $l_0$  — длина участка сваи от подошвы высокого ростверка до планировочной отметки грунта или уровня сосредоточенного размыва, м;

$\alpha_\varepsilon$  — коэффициент деформации, 1/м, определяемый по формуле (А.13) (см. приложение А).

Если для буровых свай и свай-оболочек, заглубленных сквозь толщу нескального грунта в скальный грунт не менее чем на 0,2 м, отношение  $2/\alpha_\varepsilon > h$ , то принимают  $l_1 = l_0 + h$  (где  $h$  — глубина погружения сваи или сваи-оболочки, определяемая от ее нижнего конца до планировочной отметки грунта или уровня сосредоточенного размыва при высоком ростверке и до подошвы низкого ростверка, опираемой или заглубленной в дисперсные грунты, за исключением сильносжимаемых грунтов, м).

При расчете по прочности материала буроинъекционных свай, прорезающих сильносжимаемые грунты с модулем деформации  $E \leq 5$  МПа, длину свай  $l_d$  при расчете на продольный изгиб в зависимости от диаметра свай  $d$  следует принимать по таблице 7.1.

Таблица 7.1

Модуль деформации $E$ , МПа	Длина свай $l_d$ , м
$\leq 2$	$25d$
5	$15d$

Для промежуточных значений модуля деформации  $E$  длину свай  $l_d$  определяют интерполяцией. В случае если  $l_d$  превышает толщину слоя сильносжимаемого грунта  $h_g$ , расчетную длину принимают равной  $2h_g$ .

**7.1.8** При расчете по прочности материала набивных и буровых свай (кроме буроопускных свай) с площадью поперечного сечения  $0,3 \text{ м}^2$  и менее расчетное сопротивление бетона принимают с учетом коэффициента условий работы  $m_{b4} = 0,85$  согласно ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект). При площади поперечного сечения набивных и буровых свай более  $0,8 \text{ м}^2$  расчетное сопротивление бетона следует принимать с учетом коэффициента условий работы  $m_{b4} = 1,0$  и коэффициента  $\gamma'_{cb}$ , который принимается по таблице 7.2. Для промежуточных значений площади поперечного сечения коэффициент  $\gamma_{cb}$  определяют интерполяцией.

Таблица 7.2

Способ производства работ	$\gamma'_{cb}$
В глинистых грунтах, если возможны бурение скважин и их бетонирование насухо без крепления стенок при положении уровня подземных вод в период возведения ниже пяты свай	1,0
В грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых производят насухо с применением извлекаемых обсадных труб	0,9
В грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых производят при наличии в них воды с применением извлекаемых обсадных труб	0,8
В грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых выполняют под глинистым раствором или под избыточным давлением воды (без обсадных труб)	0,7

**7.1.9** Бетонирование под водой или под глинистым раствором производят методом вертикально перемещаемой трубы (ВПТ) или с помощью бетононасосов.

**7.1.10** Расчеты конструкций свай всех видов следует производить на воздействие нагрузок, передаваемых на них от сооружения, а забивных свай, кроме того, — на усилия, возникающие в них от собственного веса при изготовлении, складировании, транспортировании, а также при подъеме их на копер за одну точку, удаленную от головы свай на  $0,3l$  (где  $l$  — длина свай).

При этом усилие в свае (как балке) от воздействия собственного веса определяют с учетом коэффициента динамичности, равного:

1,50 — при расчете по прочности;

1,25 — при расчете по образованию и раскрытию трещин.

В этих случаях коэффициент надежности по нагрузке к собственному весу сваи принимают равным 1.

**7.1.11** Одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунта основания следует рассчитывать, исходя из условия

$$N + Q_c \leq F, \quad (7.2)$$

где  $F = F_d / \gamma_n$  — допускаемая нагрузка на сваю, кН;

$N$  — расчетная нагрузка (при учете общего размыва) или нормативная (при учете суммарного общего и местного размывов) передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных или нормативных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), кН, определяемая по 7.1.12;

$Q_c$  — нагрузка от массы сваи, кН (для всех свай, опирающихся на глинистые или скальные грунты,  $Q_c$  определяют без учета гидростатического взвешивания, а свай, опирающихся на песчаные грунты, — с учетом гидростатического взвешивания);

$F_d$  — расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи (далее — несущая способность сваи); определяют по 7.3.1 – 7.3.7;

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по грунту; принимаемый равным:

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 сваи, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей или сваей-зондом;

1,4 — если несущая способность сваи определена расчетом согласно настоящему техническому кодексу, в том числе по результатам динамических испытаний сваи, выполненных без учета упругих деформаций грунта;

1,4 (1,25) — для фундаментов опор мостов при низком ростверке, на защемленных в грунте сваях и сваях-стойках, а при высоком ростверке — только при сваях-стойках, воспринимающих сжимающую нагрузку независимо от количества свай в фундаменте (в скобках приведено значение  $\gamma_n$  в случае, когда несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой или расчетом по результатам статического зондирования грунтов);

1,5 — если несущая способность сваи определена расчетом с использованием компьютерных программ на основании численного моделирования.

При высоком или низком ростверке, подошва которого опирается на сильносжимаемый грунт, и защемленных в грунте сваях, воспринимающих сжимающую нагрузку, а также при любом виде ростверка и защемленных в грунте сваях и сваях-стойках, воспринимающих выдергивающую нагрузку,  $\gamma_n$  следует принимать в зависимости от количества свай в фундаменте по таблице 7.3.

**Таблица 7.3**

Количество свай в свайном фундаменте $n$ , шт.	От 1 до 5 включ.	От 6 до 10 включ.	От 11 до 20 включ.	Св. 20
Коэффициент надежности по грунту $\gamma_n$	1,75 (1,6)	1,65 (1,5)	1,55 (1,4)	1,4 (1,25)
Примечание — В скобках приведены значения $\gamma_n$ в случае, когда несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой или расчетом по результатам статического зондирования грунтов.				

В зависимости от уровня ответственности сооружения в формуле (7.2) к усилиям применяют также коэффициент надежности по ответственности согласно ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) (таблица 2).

Для фундаментов из одиночной сваи под колонну при нагрузке на забивную сваю квадратного сечения более 600 кН и набивную или буровую сваю — более 2500 кН значение коэффициента  $\gamma_n$  принимают равным 1,4, если несущая способность сваи определена по результатам испытаний статической нагрузкой, и 1,6, если несущая способность сваи определена другими способами.

При расчете свай всех видов как на вдавливающие, так и на выдергивающие нагрузки продольное усилие, возникающее в свае от расчетной нагрузки  $N$ , следует определять с учетом собственного веса сваи, принимаемого с коэффициентом надежности по нагрузке, увеличивающим расчетное усилие.

Если расчет свайных фундаментов производится с учетом ветровых и крановых нагрузок, то воспринимаемую крайними сваями расчетную нагрузку допускается увеличивать на 20 %.

Если сваи фундамента опоры моста в направлении действия внешних нагрузок образуют один или несколько рядов, то при учете (совместном или раздельном) нагрузок от торможения, давления ветра, льда и навала судов, воспринимаемых наиболее нагруженной сваем, расчетную нагрузку допускается увеличивать на 10 % при четырех сваях в ряду и на 20 % — при восьми сваях и более. При промежуточном количестве свай процент повышения расчетной нагрузки определяют интерполяцией.

**7.1.12** При выполнении расчетов по несущей способности грунта основания допускается не учитывать местный размыв при условии выполнения укрепления русла в зоне фундаментов опор.

**7.1.13** Расчетную нагрузку на сваю определяют, рассматривая фундамент как рамную конструкцию, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты.

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю  $N$ , кН, допускается определять по формуле

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (7.3)$$

где  $N_d$  — расчетная сжимающая сила, кН;

$M_x, M_y$  — расчетные изгибающие моменты относительно главных центральных осей  $x$  и  $y$  свай в плане в плоскости подошвы ростверка, кН·м;

$n$  — количество свай в фундаменте;

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

$x, y$  — расстояния от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляют расчетную нагрузку, м.

**7.1.14** Горизонтальную нагрузку, действующую на фундамент с вертикальными сваями одинакового поперечного сечения, допускается принимать равномерно распределенной между всеми сваями.

**7.1.15** При проверке устойчивости свайного фундамента и его основания с учетом действия дополнительных горизонтальных реакций от свай, приложенных к сдвигаемой части грунта, рекомендуется применять [2].

**7.1.16** Сваи и свайные фундаменты рассчитывают по прочности материала и производят проверку устойчивости фундаментов при действии сил морозного пучения, если основание сложено пучинистыми грунтами.

**7.1.17** Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям производят из условия



$$s \leq s_u, \quad (7.4)$$

где  $s$  — совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения (осадка, перемещение, относительная разность осадок свай, свайных фундамента и т. п.), определяемая расчетом по 7.4 и приложению А с учетом 7.1.3, 7.1.4;

$s_u$  — предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения, при определении которого рекомендуется применять [2] с учетом ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект).

## 7.2 Расчет фундамента мелкого заложения

**7.2.1** Расчет фундамента мелкого заложения следует выполнять в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-67.

**7.2.2** Основные размеры фундамента мелкого заложения (глубину, размеры подошвы в плане) определяют по результатам анализа инженерно-геологических условий площадки строительства и по прогнозу их состояния, в зависимости от конструктивных решений опор и расчетных схем нагрузок, действующих на фундамента, а также исходя из возможности (или невозможности) размыва поверхности грунта у опор мостов, а также других положений разделов 4, 6, 7.1.

**7.2.3** В первом приближении минимальную площадь подошвы фундамента  $A_{\min}$ , м<sup>2</sup>, допускается определять по размерам сооружения на уровне обреза фундамента по формуле

$$A_{\min} = a_{\min} b_{\min}, \quad (7.5)$$

где  $a_{\min}$ ,  $b_{\min}$  — длина и ширина сторон верхнего обреза фундамента, м; определяют по формулам:

$$\begin{aligned} a_{\min} &= a_o + 2c, \\ b_{\min} &= b_o + 2c, \end{aligned} \quad (7.6)$$

где  $a_o$ ,  $b_o$  — длина и ширина сторон сечения опоры в уровне верха фундамента;

$c$  — размер обрезов по верху фундамента (рекомендуется принимать от 0,2 до 0,5 м).

При необходимости развития опорной площади фундамента рекомендуется боковые грани фундамента выполнять наклонными или с уступами. При этом угол наклона к вертикали граней фундамента или поверхностей, соединяющих внутренние ребра уступов, должен быть не более 30 °, а давление на грунт по подошве фундамента должно удовлетворять условиям:

$$P \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (7.7)$$

$$P_{\max} \leq \frac{m_{b4} R}{\gamma_n} \quad (7.8)$$

где  $P$  и  $P_{\max}$  — соответственно среднее и максимальное давление подошвы фундамента мелкого заложения на основание, кПа;

$R$  — расчетное сопротивление основания из нескальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа, определяемое в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект);

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4;

$m_{b4}$  — коэффициент условий работы, принимаемый равным:

1,0 — при проверке несущей способности нескальных оснований в случаях действия временной вертикальной нагрузки, давления грунта от подвижного состава и горизонтальной поперечной нагрузки от центробежной силы;

1,2 — при проверке несущей способности скальных оснований во всех случаях и нескальных оснований в случаях действия одной или нескольких временных нагрузок (кроме указанных выше временных нагрузок).

При невыполнении условий, указанных в формулах (7.7) и (7.8), следует увеличить размеры фундамента преимущественно по стороне, параллельной плоскости действия изгибающего момента.

Выполнение расчетов по несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения следует производить по ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект).

**7.2.4** Максимальное (минимальное) давление под краем фундамента при действии момента сил относительно одной из главных осей инерции подошвы,  $P_{\max(\min)}$ , кПа, определяют по формуле

$$P_{\max(\min)} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x}, \quad (7.9)$$

где  $N$  — равнодействующая вертикальных составляющих сил, действующих в сечении по подошве фундамента, кН;

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

$M_x$  — момент сил относительно центра подошвы фундамента, кН·м;

$y$  — расстояние от главной оси инерции, перпендикулярной плоскости действия момента сил, до наиболее удаленной точки фундамента, м;

$I_x$  — момент инерции площади подошвы фундамента относительно главной оси инерции, м<sup>4</sup>.

Для фундаментов с прямоугольной подошвой расчет выполняют по формуле

$$P_{\max(\min)} = \frac{N}{A} \cdot \left( 1 \pm 6 \cdot \frac{e_x}{l} \right), \quad (7.10)$$

где  $e_x = \frac{M_x}{N}$  — эксцентриситет равнодействующей вертикальных сил относительно центра подошвы фундамента, м;

$l$  — размер подошвы фундамента, принимаемый в направлении действия момента, м.

**7.2.5** Для оснований из нескальных грунтов, рассчитываемых без учета заделки фундамента в грунт, положение равнодействующей нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундамента) характеризуется относительным эксцентриситетом, который не должен превышать значений, приведенных в таблице 7.4.

Эксцентриситет  $e_0$ , м, определяют по формуле

$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad (7.11)$$

где  $M$  — момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента, кН·м;

$N$  — равнодействующая вертикальных сил, кН.

Радиус ядра сечения фундамента  $r$  (у его подошвы), м, определяют по формуле

$$r = \frac{W}{A}, \quad (7.12)$$

где  $W$  — момент сопротивления подошвы фундамента для менее напряженного ребра, м<sup>3</sup>;  
 $A$  — площадь подошвы фундамента, м<sup>2</sup>.

Таблица 7.4

Расположение или размеры мостов	Наибольший относительный эксцентриситет $e_0/r$ для			
	промежуточных опор при действии		устоев при действии	
	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании
На автомобильных дорогах всех категорий	0,1	1,0	0,8	—
Большие и средние мосты*	—	—	—	1,0
Малые мосты**	—	—	—	1,2

\* Большой мост - длина св.100 м или один пролет 60 м и более, средний мост - длина св. 25 до 100 м включ.  
\*\* Малый мост - длина до 25 м включ.

**7.2.6** Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента устоев при высоте подходной насыпи более 12 м следует производить с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи. В этом случае относительный эксцентриситет в сторону пролета должен составлять не более 20 % от значений, приведенных в таблице 7.4.

Определение дополнительного давления на основание от веса примыкающей части насыпи производят в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект).

**7.2.7** Если относительный эксцентриситет больше единицы ( $e_0/r > 1,0$  или  $e_0 > a/6$ ), то максимальное давление подошвы фундамента на основание  $P_{\max}$ , кПа, следует определять, исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания, по формуле

$$P_{\max} = \frac{2N}{3ba_0}, \quad (7.13)$$

где  $b$  — ширина подошвы фундамента, м;

$a_0 = a/2 - e_0$  — длина зоны отрыва подошвы, м;

здесь  $a$  — длина подошвы фундамента, м.

**7.2.8** Устойчивость фундамента против опрокидывания считается обеспеченной, если выполняется условие

$$M_u \leq \frac{m_{b4}}{\gamma_n} \cdot M_z, \quad (7.14)$$

где  $M_u$  — момент сил, опрокидывающих фундамент, относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания, кН·м;

$M_z$  — момент сил, удерживающих фундамент от опрокидывания, относительно оси поворота, кН·м;

$m_{b4}$  — коэффициент условий работы, принимаемый равным при проверке конструкций, опирающихся на отдельные опоры: для стадии возведения — 0,95; для стадии постоянной эксплуатации — 1,0; при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов на скальных основаниях — 0,9; на нескальных основаниях — 0,8;

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным:

1,1 — при расчетах для стадии постоянной эксплуатации;

1,0 — при расчетах для стадии возведения.

**7.2.9** Опрокидывающие силы принимают с коэффициентом надежности по нагрузке  $1,0 < \gamma_f \leq 1,5$ , удерживающие силы от постоянных нагрузок — с коэффициентом  $0,8 \leq \gamma_f < 1,0$ .

**7.2.10** При расчете фундаментов опор мостовых сооружений на устойчивость против опрокидывания все внешние силы, действующие на фундамент, включая вес фундамента, рекомендуется привести к силам  $F_v$ ,  $F_h$  и моментам  $M_u$  и  $M_z$ . Силы  $F_v$  и  $F_h$  равны проекциям всех внешних сил соответственно на вертикальную и горизонтальную оси.

### 7.3 Расчет свайных фундаментов

#### 7.3.1 Определение несущей способности свай-стоек

**7.3.1.1** Несущую способность  $F_d$ , кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающихся на скальный или на малосжимаемый грунт, определяют с учетом [2] и [8]; а для набивных свай с уплотненным основанием — с учетом [9] (7.2.5).

**7.3.1.2** Расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки,  $R$ , кПа, следует принимать:

а) для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, равным 2000 кПа;

б) для набивных, буровых свай и сваи-оболочек, заполняемых бетоном и заделанных в неветрелый скальный грунт (без слабых прослоек) не менее чем на 0,5 м, - по формуле

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \cdot \left( \frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (7.15)$$

где  $R_{c,n}$  — нормативное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта в водонасыщенном состоянии, кПа;

$\gamma_g$  — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

$l_d$  — расчетная глубина заделки набивной, буровой сваи и сваи-оболочки в скальный грунт, м;

$d_f$  — наружный диаметр заделанной в скальный грунт части набивной и буровой сваи и сваи-оболочки, м;

в) для сваи-оболочек, равномерно опираемых на поверхность неветрелого скального грунта, прикрытого слоем нескальных неразрываемых грунтов толщиной не менее трехкратного диаметра сваи-оболочки, по формуле

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g}. \quad (7.16)$$

При наличии в основании набивных, буровых свай и свай-оболочек выветрелых, а также размягчаемых скальных грунтов их предел прочности на одноосное сжатие принимают по результатам испытаний штампами или по результатам испытаний свай и свай-оболочек статической нагрузкой.

### 7.3.2 Определение несущей способности защемленных в грунте забивных и вдавливаемых свай всех видов и железобетонных свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта

Несущую способность  $F_d$ , кН, защемленных в грунте забивных и вдавливаемых свай всех видов, а также железобетонных свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности с учетом [8].

Расчет несущей способности пирамидальных свай следует выполнять с учетом [8] (5.1.2).

В фундаментах опор мостовых сооружений не допускается работа свай на выдергивание при основном сочетании нагрузок, включающем только постоянные нагрузки и воздействия.

### 7.3.3 Определение несущей способности защемленных в грунте набивных и буровых свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном

**7.3.3.1** Несущую способность  $F_d$ , кН, набивной и буровой свай, с уширением и без уширения, а также свай-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, несущую способность буроинъекционных свай определяют с учетом [8].

При этом коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи,  $\gamma_{cf}$ , в зависимости от способа образования скважины и условий бетонирования следует принимать по таблице 7.5.

Таблица 7.5

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы сваи, $\gamma_{cf}$			
	в песках	в супесях	в суглинках	в глинах
Набивные по 6.2.4, перечисление а), при погружении инвентарной трубы с теряемым наконечником или бетонной пробкой	1,0	1,0	1,0	0,9
Набивные виброштампованные по 6.2.4, перечисление б)	0,9	0,9	0,9	0,9
Свай-оболочки по 6.2.1, перечисление б), погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6
Буронабивные по 6.2.5, перечисление а), в том числе бетонированные:				
- при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании обсадных инвентарных труб, также при выполнении их методом непрерывно перемещающегося шнека	0,7	0,7	0,7	0,6
- под водой или под глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
- жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
Буронабивные по 6.2.5, перечисление б), полые круглые, устраиваемые при отсутствии воды в скважине с помощью вибросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
Буроинъекционные винтонабивные	1,0	1,0	1,0	0,9

При устройстве набивных и буровых свай, работающих на сжимающую нагрузку, с шагом, равным диаметру бурового столба и менее, несущую способность столба определяют без учета сопротивления грунта по боковой поверхности столба.

**7.3.3.2** Расчетное сопротивление  $R$ , МПа, грунта под нижним концом сваи с уширением и без упрочнения грунта следует принимать:

- для песчаных и пылевато-глинистых грунтов в основании буронабивной сваи с полным удалением разрыхленного грунта (шлама) из буровой скважины с учетом [8] с уменьшением значения  $R$  на 50% (коэффициент 0,5);

- для песчаных и пылевато-глинистых грунтов в основании при наличии в буровой скважине разрыхленного грунта (шлама) значение  $R$  принимают равным нулю.

**7.3.3.3** При расчете несущей способности по грунту боковой поверхности буровых свай с уширением на сжимающую нагрузку площадь боковой поверхности уширенной части не учитывают.

**7.3.3.4** Расчетное сопротивление  $R$ , кПа, грунта под нижним концом сваи-оболочки, погружаемой без удаления грунта или с сохранением грунтового ядра высотой не менее трехкратного диаметра оболочки на последнем этапе ее погружения и не заполняемой бетоном (при условии, что грунтовое ядро образовано из грунта, имеющего те же характеристики, что и грунт, принятый за основание конца сваи-оболочки), принимают с учетом [8] с коэффициентом условий работы грунта, учитывающим способ погружения сваи-оболочек согласно [8], при этом расчетное сопротивление в указанном случае относится к площади поперечного сечения нетто сваи-оболочки.

**7.3.3.5** Несущую способность  $F_{du}$ , кН, набивных и буровых свай, сваи-оболочек и буроинъекционных свай, работающих на выдерживающие нагрузки, определяют с учетом [8].

**7.3.3.6** Предварительную экспресс-оценку несущей способности буровых свай (столбов) фундаментов опор мостовых сооружений в песчаных и глинистых грунтах в зависимости от их диаметра и длины рекомендуется выполнять по графикам, приведенным в приложении Б.

#### **7.3.4 Определение несущей способности винтовых свай**

Несущую способность  $F_d$ , кН, винтовой однолопастной сваи при диаметре лопасти  $d \leq 1,2$  м и длине сваи  $l \leq 10$  м, работающей на сжимающую или выдерживающую нагрузку, следует определять по формуле

$$F_d = m_{b4} \cdot [(\alpha_1 c_1 - \alpha_2 \gamma_1 h_1) \cdot A + u R_{\pi} \cdot (h - d)], \quad (7.17)$$

где  $m_{b4}$  — коэффициент условий работы сваи, зависящий от вида нагрузки, действующей на сваю, и грунтовых условий; определяют по таблице 7.6;

$\alpha_1, \alpha_2$  — безразмерные коэффициенты; принимают по таблице 7.7 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне  $\varphi_1$  (под рабочей зоной понимают прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной  $d$ );

$c_1$  — расчетное значение удельного сцепления грунта в рабочей зоне, кПа;

$\gamma_1$  — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше лопасти сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$h_1$  — глубина залегания лопасти сваи от природного рельефа, а при планировке территории срезкой — от уровня планировки, м;

$A$  — проекция площади лопасти, м<sup>2</sup>, считая по наружному диаметру, — при работе винтовой сваи на сжимающую нагрузку, и проекция рабочей площади лопасти, т. е. за вычетом площади сечения ствола, — при работе винтовой сваи на выдерживающую нагрузку;

$u$  — периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

$R_{fi}$  — расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола винтовой сваи, кПа; принимают по [8] (осредненное значение для всех слоев в пределах глубины погружения сваи);

$h$  — глубина погружения сваи, м;

$d$  — диаметр лопасти сваи, м.

При других параметрах винтовых свай, в частности при двух и более лопастях, диаметре лопасти  $d > 1,2$  м и длине сваи  $l > 10,0$  м, при действии горизонтальной силы или изгибающего момента несущую способность определяют по данным испытаний винтовой сваи статической нагрузкой и по результатам численных расчетов в нелинейной постановке с использованием апробированных моделей грунта.

Расчетные значения угла внутреннего трения  $\varphi_i$  и удельного сцепления грунта  $c_i$  оснований при расчетах по формуле (7.17) следует определять с учетом 7.1.5.

Глубину заложения лопасти от уровня планировки следует принимать не менее  $5d$  для глинистых грунтов и не менее  $6d$  — для песков (где  $d$  — диаметр лопасти).

Таблица 7.6

Грунты	Коэффициент условий работы $\gamma_c$ винтовых свай при нагрузках		
	сжимающих	выдергивающих	знакопеременных
1 Глины и суглинки:			
а) твердые, полутвердые и тугопластичные	0,8	0,7	0,7
б) мягкопластичные	0,8	0,7	0,6
в) текучепластичные	0,7	0,6	0,4
2 Пески и супеси:			
а) пески маловлажные и супеси твердые	0,8	0,7	0,5
б) пески влажные и супеси пластичные	0,7	0,6	0,4
в) пески водонасыщенные и супеси текучие	0,6	0,5	0,3

Примечание — При определении несущей способности винтовых свай при действии вдавливающих нагрузок характеристики грунтов в таблице относятся к грунтам, залегающим под лопастью, а при работе на выдергивающие нагрузки — над лопастью сваи.

Таблица 7.7

Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне, $\varphi_1$	Коэффициенты		Расчетное значение угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне, $\varphi_1$	Коэффициенты	
	$\alpha_1$	$\alpha_2$		$\alpha_1$	$\alpha_2$
13°	7,8	2,8	24°	18,0	9,2
15°	8,4	3,3	26°	23,1	12,3
16°	9,4	3,8	28°	29,5	16,5
18°	10,1	4,5	30°	38,0	22,5
20°	12,1	5,5	32°	48,4	31,0
22°	15,0	7,0	34°	64,9	44,4

### 7.3.5 Определение несущей способности бурозавинчиваемых свай

7.3.5.1 Несущую способность бурозавинчиваемой сваи,  $F_d$ , кН, следует определять по формуле

$$F_d = m_{b4} \cdot (\gamma_{cR} RA + u \cdot \sum \gamma_{cf} R_{fi} h_i) \quad (7.18)$$

где  $m_{b4}$  — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимается равным 1;

$\gamma_{сR}$  — коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимается равным 0,8;

$R$  — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; определяют по формуле (7.19);

$A$  — площадь поперечного сечения ствола сваи брутто, м<sup>2</sup>;

$u$  — периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

$\gamma_{сf}$  — коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый равным:

1,1 — при погружении сваи с поверхности грунта в ненарушенный грунтовый массив;

0,8 — при погружении сваи в разрыхленный предварительным бурением грунтовый массив;

0,6 — при погружении сваи в лидерную скважину;

$R_{fi}$  — расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа; принимают по [8];

$h_i$  — толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом бурозавинчиваемой сваи следует определять по формуле

$$R = \alpha_1 c_1 - \alpha_2 \gamma_1 h, \quad (7.19)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  — безразмерные коэффициенты; принимают по таблице 7.7 в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта  $\varphi_1$  основания сваи;

$c_1$  — расчетное значение удельного сцепления грунта основания сваи, кПа;

$\gamma_1$  — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше нижнего конца сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$h$  — глубина погружения сваи, м.

**7.3.5.2** Толщину стенки бурозавинчиваемых свай следует проверять расчетом на прочность при передаче на трубу максимального крутящего момента, развиваемого механизмом, используемым для погружения свай.

### 7.3.6 Определение несущей способности стальных трубчатых свай

Несущую способность свай из стальных труб, погружаемых с открытым нижним концом, работающих на вдавливающую нагрузку, следует определять по результатам статических испытаний. При назначении нагрузки при проведении статических испытаний стальных трубчатых свай, погруженных с открытым концом, рассматривают два варианта работы свай в предельном состоянии:

- с учетом сформированной грунтовой пробки, обусловленной сопротивлением грунта под нижним концом торца трубы (площадь нетто), площади грунтовой пробки (площадь брутто минус площадь нетто) и сопротивления грунта по внешней боковой поверхности сваи;

- с учетом сопротивления грунта под нижним торцом трубы сваи, без учета грунтовой пробки (площадь сечения нижнего конца сваи нетто) и сопротивления грунта по внешней и внутренней боковым поверхностям сваи.

Несущая способность стальных трубчатых свай принимается наименьшей из рассмотренных вариантов.



**7.3.7 Учет отрицательных (негативных) сил трения грунта на боковой поверхности свай**

Отрицательные (негативные) силы трения, возникающие на боковой поверхности свай при осадке околосвайного грунта и направленные вертикально вниз, учитывают с учетом [8].

**7.3.8 Определение несущей способности свай по результатам полевых исследований**

**7.3.8.1** Несущая способность свай в полевых условиях может быть определена следующими методами: статическими испытаниями свай, динамическими испытаниями свай, испытаниями грунтов эталонной сваей, испытаниями свай-зондов, испытаниями грунтов статическим зондированием.

Количество испытаний свай определяется проектной документацией в зависимости от сложности грунтовых условий, значений нагрузок, передаваемых на основание и числа типоразмеров свай. Для определения несущей способности свай по результатам полевых испытаний для объектов строительства I и II уровней ответственности рекомендуется проводить:

- статические испытания свай и свай-штампов – до 1 % от общего количества свай на объекте, но не менее трех для сооружений II уровня ответственности и четырех – для сооружений I уровня ответственности;

- динамические испытания свай – до 2 % от общего количества свай на объекте, но не менее шести для сооружений II уровня ответственности и девяти – для сооружений I уровня ответственности;

- испытания грунтов статическим зондированием – не менее шести точек для сооружений II уровня ответственности и девяти точек – для сооружений I уровня ответственности.

В обоснованных случаях, из-за невозможности или экономической нецелесообразности проведения полевых испытаний свай с целью определения несущей способности (невозможность доведения сваи до отказа по грунту, необходимость устройства слишком громоздких надземных опорных анкерных конструкций, малые сроки строительства и др.) допускается проведение виртуальных испытаний свай с использованием геотехнического программного обеспечения, использующего численные решения механики сплошных сред, при этом необходимо выполнять калибровку расчетной модели с учетом 7.5.

Для забивных, зацементированных в грунте свай длиной более 12 м вместо испытаний грунтов эталонной сваей допускается проводить испытания сваей-зондом диаметром 127 мм, конструкция которой обеспечивает отдельные измерения сопротивления грунта под нижним концом и на участке боковой поверхности (муфте трения) сваи.

Метод статического зондирования не применяют для определения несущей способности набивных и буровых свай и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, опирающихся нижним концом на глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$ .

**7.3.8.2** Испытания свай статической и динамической нагрузками и испытания грунтов эталонной сваей следует проводить в соответствии с требованиями СТБ 2242, а испытания грунтов статическим зондированием — ГОСТ 19912. Испытания грунтов сваей-зондом проводят с учетом требований СТБ 2242 применительно к эталонной свае типа II.

**7.3.8.3** Несущую способность  $F_d$ , кН, свай по результатам их испытаний вдавливающей, выдерживающей и горизонтальной статическими нагрузками и по результатам динамических испытаний следует определять по формуле

$$F_d = m_{b4} \cdot \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (7.20)$$

где  $m_{b4}$  — коэффициент условий работы сваи в грунте, равный:

1,0 — в случае вдавливающей или горизонтальной нагрузок;

0,6 — в случае выдергивающей нагрузки для свай, погруженных в грунт на глубину менее 4 м;

0,8 — в случае выдергивающей нагрузки для свай, погруженных на глубину 4 м и более;

$F_{u,n}$  — нормативное значение предельного сопротивления сваи, кН, определяемое по 7.3.8.4 – 7.3.8.7;

$\gamma_g$  — коэффициент надежности по грунту, принимаемый по 7.3.8.4.

Результаты статических испытаний свай на горизонтальные нагрузки могут быть использованы для непосредственного определения расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, если условия испытаний соответствуют действительным условиям работы сваи в фундаменте сооружения.

**7.3.8.4** В случае, если количество свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, менее шести, нормативное значение предельного сопротивления сваи в формуле (7.20) принимают равным наименьшему предельному сопротивлению, полученному по результатам испытаний, т. е.  $F_{u,n} = F_{u,\min}$ , а коэффициент надежности по грунту  $\gamma_g = 1$ .

В случае, если количество свай, испытанных в одинаковых условиях, составляет шесть и более,  $F_{u,n}$  и  $\gamma_g$  определяют на основании результатов статистической обработки частных значений предельного сопротивления свай  $F_u$ , полученных по данным испытаний при значении доверительной вероятности  $\alpha = 0,95$ . При этом для определения частных значений предельных сопротивлений следует применять требования 7.3.8.5 при вдавливающих, 7.3.8.6 — при выдергивающих и горизонтальных нагрузках и 7.3.8.7 — при динамических испытаниях.

**7.3.8.5** Если нагрузка при статическом испытании свай на вдавливание доведена до нагрузки, вызывающей непрерывное возрастание их осадки  $s$  без увеличения нагрузки (при  $s \leq 20$  мм), то эту нагрузку следует принимать за частное значение предельного сопротивления  $F_u$  испытываемой сваи.

Во всех остальных случаях за предельное сопротивление сваи  $F_u$  при вдавливающих нагрузках следует принимать нагрузку на одну ступень менее нагрузки, при которой вызываются:

а) приращение осадки за одну ступень загрузки (при общем значении осадки более 40 мм), превышающее в 5 раз и более приращение осадки, полученное за предшествующую ступень загрузки;

б) осадка, не затухающая в течение суток и более (при ее общем значении более 40 мм).

Если при максимально достигнутой при испытаниях нагрузке, равной или более  $1,5F_d$  (где  $F_d$  — несущая способность сваи, определенная по 7.3.1–7.3.5), осадка сваи  $s$  при испытаниях окажется менее 40 мм, в этом случае за частное значение предельного сопротивления сваи  $F_u$  допускается принимать максимальную нагрузку, полученную при испытаниях.

В отдельных случаях при соответствующем обосновании допускается принимать максимальную нагрузку, достигнутую при испытаниях, равной  $F_d$ . Ступени загрузки свай при испытаниях статической вдавливающей нагрузкой должны составлять от 1/10 до 1/15 предполагаемого предельного сопротивления сваи  $F_u$ .

Для расчетов оснований, сложенных выветрелыми, размягченными, со слабыми прослойками скальными грунтами, несущую способность сваи-стойки  $F_d$  следует принимать по результатам испытаний свай статической нагрузкой. Значение наибольшей вдавливающей нагрузки при проведении испытаний сваи-стойки следует принимать не менее  $2F_d$ , но не более расчетного сопротивления ствола сваи по материалу.

**7.3.8.6** При испытании свай статической выдергивающей или горизонтальной нагрузкой за частное значение предельного сопротивления  $F_u$  (см. 7.3.8.4) по графикам зависимости перемещений от нагрузок следует принимать нагрузку на одну ступень менее нагрузки, без увеличения которой перемещения сваи непрерывно возрастают.

Примечание — Результаты статических испытаний свай на горизонтальные нагрузки могут быть использованы для непосредственного определения расчетных параметров системы «свая — грунт», используемых в расчетах, как приведено в приложении А.

**7.3.8.7** При динамических испытаниях забивных железобетонных и деревянных свай длиной до 20 м частное значение предельного сопротивления  $F_u$ , кН (см. 7.3.8.4), по данным их погружения при фактических (измеренных) остаточных отказах  $s_a \geq 0,003$  м определяют по формуле

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]. \quad (7.21)$$

Если фактический (измеренный) остаточный отказ  $s_a < 0,003$  м, то в проекте свайного фундамента следует предусматривать применение для погружения свай молота с большей энергией удара, при которой остаточный отказ  $s_a \geq 0,003$  м, а в случае невозможности замены сваебойного оборудования и при наличии отказомеров частное значение предельного сопротивления сваи  $F_u$ , кН, определяют по формуле

$$F_u = \frac{1}{2\Theta} \cdot \frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{8E_d \cdot (s_a + s_{el})}{(2s_a + s_{el})^2} \cdot \frac{m_4}{m_4 + m_2} \cdot \Theta} - 1 \right]. \quad (7.22)$$

В формулах (7.21) и (7.22):

$\eta$  — коэффициент, принимаемый по таблице 7.8 в зависимости от материала сваи, кН/м<sup>2</sup>;

$A$  — площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м<sup>2</sup>;

$M$  — коэффициент, принимаемый при забивке свай молотами ударного действия равным 1, а при вибропогружении свай — по таблице 7.9 в зависимости от вида грунта под их нижними концами;

$E_d$  — расчетная энергия удара молота, кДж, принимаемая по таблице 7.10, или расчетная энергия вибропогружателей — по таблице 7.11;

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

$s_{el}$  — упругий отказ сваи (упругие перемещения грунта и сваи), определяемый с помощью отказомера, м;

$m_1$  — масса молота или вибропогружателя, т;

$m_2$  — масса сваи и наголовника, т;

$m_3$  — масса подбабка (при вибропогружении свай  $m_3 = 0$ ), т;

## ТКП/ПР1 -202Х

$m_4$  — масса ударной части молота, т;

$\varepsilon$  — коэффициент восстановления удара; при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем  $\varepsilon^2 = 0,2$ , а при вибропогружателе  $\varepsilon^2 = 0$ ;

$\Theta$  — коэффициент, 1/кН, определяемый по формуле

$$\Theta = \frac{1}{4} \cdot \left( \frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \cdot \frac{m_4}{m_4 + m_2} \cdot \sqrt{2g \cdot (H - h)}, \quad (7.23)$$

где  $A$ ,  $m_4$ ,  $m_2$  — то же, что в формулах (7.21) и (7.22);

$n_p$ ,  $n_f$  — коэффициенты перехода от динамического (включающего вязкое сопротивление грунта) к статическому сопротивлению грунта, принимаемые соответственно равными: для грунта под нижним концом сваи  $n_p = 0,00025$  с·м/кН и для грунта на боковой поверхности сваи  $n_f = 0,025$  с·м/кН;

$A_f$  — площадь боковой поверхности сваи, соприкасающейся с грунтом, м<sup>2</sup>;

$g$  — ускорение свободного падения, равное 9,81 м/с<sup>2</sup>;

$H$  — фактическая высота падения ударной части молота, м;

$h$  — высота первого отскока ударной части дизель-молота, принимаемая согласно примечанию 2 к таблице 7.10, для других видов молотов  $h = 0$ .

Частные значения предельного сопротивления при динамических испытаниях железобетонных свай длиной более 20 м, а также стальных свай любой длины по измеренным остаточным и упругим отказам при их погружении молотами определяют с помощью компьютерных программ, методы расчета забивки свай в которых основаны на волновой теории удара.

При забивке свай в грунт, подлежащий удалению при разработке котлована, или в грунт дна водотока значение расчетного отказа определяют исходя из несущей способности свай, вычисленной с учетом неудаленного или подверженного возможному размыву грунта, а в местах вероятного проявления отрицательных сил трения — с их учетом.

**Таблица 7.8**

Случай расчета	Коэффициент $\eta$ , кН/м <sup>2</sup>
Испытания забивкой и добивкой (а также в случае определения отказов) свай:	
железобетонных с наголовником	1500
деревянных без подбабка	1000
деревянных с подбабком	800
Контроль несущей способности свай по результатам производственной забивки при значении $E_d/s_a$ , кН:	
1000 и менее	2500
2000	1500
4000	950
8000 и более	700

Таблица 7.9

Грунты под нижним концом сваи	Коэффициент $M$
1 Крупнообломочные с песчаным заполнителем	1,3
2 Пески средней крупности и крупные средней плотности и супеси твердые	1,2
3 Пески мелкие средней плотности	1,1
4 Пески пылеватые средней плотности	1,0
5 Супеси пластичные, суглинки и глины твердые	0,9
6 Суглинки и глины полутвердые	0,8
7 Суглинки и глины тугопластичные	0,7
Примечания	
1 Для плотных песков значения коэффициента $M$ (поз. 2 – 4) следует повышать на 60 %.	
2 Значения коэффициента $M$ рекомендуется уточнять по результатам статических испытаний свай, заглубленных вибропогружателями.	

Таблица 7.10

Вид молота	Расчетная энергия удара молота, $E_d$ , кДж
Подвесной или одиночного действия, а также гидромолот	$GH$
Трубчатый дизель-молот	$0,9GH$
Штанговый дизель-молот	$0,4GH$
Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	$G \cdot (H - h)$
Примечания	
1 $G$ — масса ударной части молота, т; $H$ — высота падения ударной части молота, м.	
2 $h$ — высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, м, определяемая по мерной рейке. Для предварительных расчетов допускается принимать: для штанговых молотов $h = 0,6$ м, для трубчатых молотов — $h = 0,4$ м.	

Таблица 7.11

Возмущающая сила вибропогружателя, кН	Эквивалентная расчетная энергия удара вибропогружателя, кДж
100	45,0
200	90,0
300	130,0
400	175,0
500	220,0
600	265,0
700	310,0
800	350,0

В случае расхождения более чем в 1,4 раза значений несущей способности свай, определенных по формулам (7.21) - (7.23), с несущей способностью, определенной расчетом в соответствии с 7.3.1 – 7.3.6, дополнительно следует проверить несущую способность свай по результатам статического зондирования или статических испытаний свай.

**7.3.8.8** Несущую способность  $F_d$ , кН, забивной заземленной в грунте сваи, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам испытаний грунтов эталонной сваей, сваей-зондом или статическим зондированием определяют по формуле (7.20), в которой принимают  $\gamma_c = 1$ .

При этом нормативное значение  $F_{u,n}$  следует определять на основе частных значений предельного сопротивления сваи  $F_u$ , кН, в месте испытаний грунтов эталонной сваей, сваей-зондом или зондированием, определенных в соответствии с 7.3.8.9, 7.3.8.10 или 7.3.8.11.

Коэффициент надежности по грунту  $\gamma_g$  следует определять на основе статистической обработки частных значений предельного сопротивления сваи  $F_u$  в соответствии с 7.3.8.4.

**7.3.8.9** Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в месте испытания грунтов эталонной сваей  $F_u$ , кН, следует определять:

а) при испытании грунтов эталонной сваей типа I по СТБ 2242 — по формуле

$$F_u = \gamma_{sp} \cdot \frac{u}{u_{sp}} \cdot F_{u,sp}, \quad (7.24)$$

где  $\gamma_{sp}$  — коэффициент, принимаемый равным:

1,25 — при заглублении сваи в плотные пески независимо от их крупности или крупнообломочные грунты;

1,00 — для остальных грунтов;

$u$ ,  $u_{sp}$  — периметры поперечного сечения натурной и эталонной свай соответственно;

$F_{u,sp}$  — частное значение предельного сопротивления эталонной сваи, кН, определяемое по результатам испытания статической нагрузкой по 7.3.8.5;

б) при испытании грунтов эталонной сваей типа II или III по СТБ 2242 — по формуле

$$F_u = \gamma_{cR} R_{sp} A + \gamma_{cf} R_{fsp} u h, \quad (7.25)$$

где  $\gamma_{cR}$  — коэффициент условий работы под нижним концом натурной сваи, принимаемый по таблице 7.12 в зависимости от предельного сопротивления грунта под нижним концом эталонной сваи  $R_{sp}$ ;

$R_{sp}$  — предельное сопротивление грунта под нижним концом эталонной сваи, кПа;

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

$\gamma_{cf}$  — коэффициент условий работы на боковой поверхности натурной сваи, принимаемый по таблице 7.12 в зависимости от  $f_{sp}$ ;

$R_{fsp}$  — среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности эталонной сваи, кПа;

$u$  — периметр поперечного сечения натурной сваи, м;

$h$  — глубина погружения натурной сваи, м.

При применении эталонной сваи типа II проверяют соответствие суммы предельных сопротивлений грунта под нижним концом и на боковой поверхности эталонной сваи ее предельному сопротивлению. Если разница между ними превышает 20 %, то расчет предельного сопротивления натурной сваи выполняют как для эталонной сваи типа I.

Таблица 7.12

$R_{sp}$ , кПа	Коэффициент $\gamma_{cR}$ в зависимости от $R_{sp}$		$R_{fsp}$ , $R_{fps,i}$ , кПа	Коэффициент $\gamma_{cf}$ в зависимости от $R_{fsp}$ для эталонных свай типов II и III при их ра- боте		Коэффициент $\gamma_{cf}$ в зависимости от $R_{fps,i}$ для свай-зонда
	для эталон- ных свай ти- па II	для эталон- ных свай ти- па III		в песках	в глини- стых грунтах	
≤2000	1,15	1,40	≤20	2,00	1,20	0,90
3000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	—
10 000	0,65	0,60	≥120	0,50	0,40	—
≥13 000	0,60	0,55	—	—	—	—

## Примечания

1 Для промежуточных значений  $R_{sp}$  и  $R_{fsp}$  значения  $\gamma_{cR}$  и  $\gamma_{cf}$  определяют интерполяцией.

2 В случае если по боковой поверхности сваи залегают пески и глинистые грунты, коэффициент  $\gamma_{cf}$  определяют по формуле

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \sum h'_i + \gamma''_{cf} \sum h''_i}{h},$$

где  $\sum h'_i$ ,  $\sum h''_i$  — суммарная толщина слоев песков и глинистых грунтов соответственно;

$\gamma'_{cf}$ ,  $\gamma''_{cf}$  — коэффициенты условий работы эталонных свай и свай-зондов в песках и глинистых грунтах соответственно.

**7.3.8.10** Частное значение предельного сопротивления забивной сваи в месте испытаний грунтов сваей-зондом,  $F_u$ , кН, следует определять по формуле

$$F_u = \gamma_{cR} R_{ps} A + u \cdot \sum \gamma_{cf} R_{fps,i} h_i, \quad (7.26)$$

где  $\gamma_{cR}$  — коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый равным 0,8;

$R_{ps}$  — предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи-зонда, кПа;

$\gamma_{cf}$  — коэффициент условий работы  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи, принимаемый по таблице 7.12 в зависимости от  $R_{fps,i}$ ;

$R_{fps,i}$  — среднее значение предельного сопротивления  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности сваи-зонда, кПа;

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

$A$  и  $u$  — то же, что в формуле (7.25).

**7.3.8.11** Несущую способность свай по результатам испытаний грунтов статическим зондированием определяют с учетом [8].

**7.3.8.12** Учитывая большие нагрузки, передаваемые на буровые сваи, рекомендуется параллельно с расчетом несущей способности сваи по результатам статического зондирования произвести расчет в соответствии с 7.3.1 – 7.3.6. При расхождении полученных значений несущей способности свай более 25 % следует провести статические испытания не менее двух свай.

**7.3.8.13** При наличии на площадке данных испытаний статической нагрузкой на вдавливание трех - пяти забивных свай в одинаковых грунтовых условиях, а также результатов статического зон-

дирования (шесть и более испытаний), и если результаты расчетов отличаются между собой не более, чем на 25 %, несущую способность свай следует определять по формуле

$$F_d = \frac{\sum F_u}{n\gamma_{gs}}, \quad (7.27)$$

где  $\frac{\sum F_u}{n}$  — среднее значение предельного сопротивления свай;

$\gamma_{gs}$  — коэффициент надежности по грунту, определяемый по результатам зондирования по формуле

$$\gamma_{gs} = 1 + V_s, \quad (7.28)$$

здесь  $V_s$  — коэффициент вариации частных значений предельного сопротивления свай, рассчитанных по данным зондирования, определяемый по ГОСТ 20522.

#### 7.4 Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям

##### 7.4.1 Общие положения по расчету

7.4.1.1 Осадку фундамента из заземленных в грунте свай, как правило, определяют как осадку условного фундамента на естественном основании в соответствии с 7.4.2.

При однородных или улучшающихся с глубиной по физико-механическим характеристикам грунтах основания расчет осадки свайного фундамента рекомендуется выполнять по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте (7.4.3).

Осадка комбинированных свайно-плитных фундаментов рассчитывается по 7.4.4.

Расчет осадки ленточных свайных фундаментов производят, как приведено в приложении В.

Расчет осадки одиночных свай с учетом модуля сдвига производят, как приведено в приложении Г.

Расчет осадки буронабивных свай в билинейной постановке для расчета односвайных фундаментов производят, как приведено в приложении Д.

Полученные по расчету значения осадки свайного фундамента не должны превышать предельных значений по условию (7.4).

7.4.1.2 Свайные фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки, заземленные в грунте одиночные сваи, воспринимающие вне кустов выдергивающие нагрузки, а также свайные кусты, работающие на действие выдергивающих нагрузок, рассчитывать по деформациям не требуется.

##### 7.4.2 Расчет осадки свайного фундамента как условного фундамента

7.4.2.1 Расчет осадки фундамента из заземленных в грунте свай следует производить как для условного фундамента на естественном основании с учетом [2].

Границы условного фундамента определяют следующим образом (рисунок 7.1):

— снизу — плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай;

— с боковых сторон — вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней

крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $htg\left(\frac{\varphi_{n,mt}}{4}\right)$  (см. рисунок 7.1 а)), но не более  $1,5d$  — в

случаях, когда под нижними концами свай залегают глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$  ( $d$  — диаметр или размер стороны поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай — проходящими через нижние концы этих свай (рисунок 7.1 б));



— сверху — поверхностью планировки грунта ВГ.

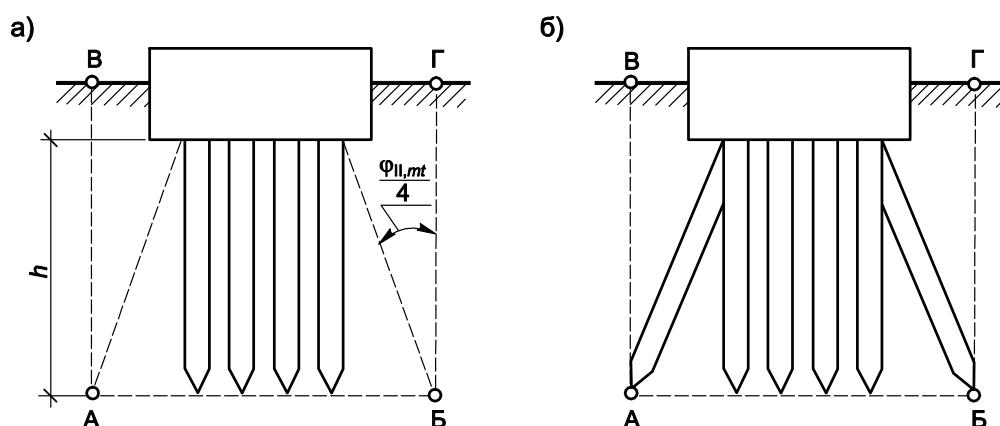
Среднее расчетное значение угла внутреннего трения грунта  $\varphi_{II,mt}$  следует определять по формуле

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=0}^h \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \quad (7.29)$$

где  $\varphi_{II,i}$  — расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных сваями слоев грунта толщиной  $h_i, \dots$ ;

$h$  — глубина погружения свай в грунт, м.

Расчет осадки условного фундамента следует производить на дополнительное вертикальное давление, передаваемое на основание подошвой условного фундамента, т. е. за вычетом вертикального напряжения от веса грунта на уровне этой подошвы, при этом в собственный вес условного фундамента включают вес свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента.



**Рисунок 7.1 — Определение границ условного фундамента при расчете осадок свайных фундаментов**

**7.4.2.2** Если при строительстве предусматривают планировку территории подсыпкой (намывом) высотой более 2 м и другую постоянную (долговременную) загрузку территории, эквивалентную подсыпке, а в пределах глубины погружения свай залегают слои торфа или ила толщиной более 0,3 м, то значение осадки свайного фундамента из заземленных в грунте свай следует определять с учетом уменьшения габаритов условного фундамента, который в этом случае как при вертикальных, так и при наклонных сваях принимают ограниченным с боков вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $h_{mt} \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_{II,mt}}{4}\right)$ , где  $h_{mt}$  — расстояние от нижнего конца сваи до подошвы слоя торфа или ила толщиной более 0,3 м.

### 7.4.3 Расчет осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте

**7.4.3.1** Для расчета осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте определяют осадку одиночной сваи.

Осадку  $s$ , м, одиночной заземленной в грунте сваи следует определять по формуле

$$s = \frac{Pl_s}{E_{SL}d}, \quad (7.30)$$

где  $P$  — нагрузка на сваю, кН;

$l_s$  — коэффициент влияния осадки, зависящий:

а) для жесткой сваи — от отношения  $l/d$ ;

б) для сжимаемой сваи — от отношения  $l/d$  и от относительной жесткости сваи  $\lambda = \frac{E_p}{E_{SL}}$  (где  $E_p$  — модуль упругости материала сваи, кПа);

$E_{SL}$  — модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи, кПа;

$d$  — диаметр или размер стороны квадратной сваи, м;

$l$  — длина сваи, м.

**7.4.3.2** Коэффициент влияния осадки  $l_s$  в формуле (7.30) для жесткой сваи следует определять по формуле

$$l_s = \frac{2,6}{\frac{l}{d} + 4}. \quad (7.31)$$

Значения коэффициента  $l_s$  для сжимаемой сваи приведены в таблице 7.13.

**Таблица 7.13**

$l/d$	Значения $l_s$ при относительной жесткости сваи $\lambda$		
	100	1000	10 000
10	0,19	0,16	0,15
25	0,18	0,10	0,08
50	0,17	0,06	0,05

**7.4.3.3** При определении модуля деформации грунта  $E_{SL}$  следует учитывать, что наиболее достоверное его значение может быть получено по результатам полевых испытаний свай (при наличии на объекте более 100 свай).

При использовании результатов статического зондирования рекомендуется принимать следующие минимальные значения  $E_{SL}$  в зависимости от сопротивления грунтов зондированию  $q_c$ :

— в песках  $E_{SL} = 6q_c$ ;

— в глинистых грунтах  $E_{SL} = 10q_c$ .

**7.4.3.4** Осадку группы свай  $s_G$ , м, при расстоянии между сваями до  $7d$ , с учетом взаимного влияния свай в кусте, следует определять с применением коэффициента  $R_s$ , учитывающего увеличение осадки сваи в кусте по сравнению с осадкой одиночной сваи при той же нагрузке, гибкости  $l/d$  и относительной жесткости  $\lambda$  свай, по формуле

$$s_G = sR_s, \quad (7.32)$$

где  $s$  — осадка одиночной сваи при принятой на нее нагрузке, м; определяют по формуле (7.30);

$R_s$  — коэффициент увеличения осадки (7.4.3.5).

**7.4.3.5** При использовании осадки одиночной сваи для проектирования свайных кустов и полей следует учитывать, что осадка группы свай в результате их взаимодействия в свайном фундаменте увеличивается, что учитывают коэффициентом увеличения осадки  $R_s$  (таблица 7.14).

Общее количество свай  $n$  следует определять с учетом выполнения двух условий: осадка группы свай  $s_G$  должна быть в пределах допустимой, а нагрузка на одиночную сваю  $P_1$  должна соответствовать нагрузке, определяемой по формуле (7.30), при осадке  $s_1 = \frac{s_G}{R_s}$ .

Таблица 7.14

Количество свай $n$	Значения коэффициента $R_s$											
	$l/d = 10; \lambda = 100$				$l/d = 25; \lambda = 1000$				$l/d = 50; \lambda = 10\ 000$			
	$a/d$				$a/d$				$a/d$			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,40	1,30	1,20	1,10	2,45	2,00	1,80	1,70	2,75	2,25	2,00	1,80
9	2,25	2,00	1,90	1,80	3,90	3,25	2,90	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,50	2,35	2,25	4,90	4,10	3,65	3,30	5,50	4,50	4,00	3,60
25	3,30	3,00	2,75	2,60	5,60	4,75	4,25	3,90	6,50	5,25	4,70	4,25
36	3,70	3,30	3,10	2,90	6,40	5,35	4,80	4,30	7,20	5,85	5,25	4,70
49	4,00	3,55	3,30	3,15	6,90	5,75	5,10	4,70	7,75	6,35	5,60	5,10
100	4,70	4,20	4,00	3,70	8,20	6,80	6,10	5,50	9,20	7,50	6,70	6,00
196	5,40	4,80	4,50	4,25	9,35	7,75	7,00	6,35	10,50	8,60	7,65	6,90
400	6,15	5,50	5,10	4,85	10,60	8,85	7,90	7,20	12,00	9,80	8,70	7,80
1000	7,05	6,30	6,00	5,55	12,30	10,00	9,15	8,25	13,80	11,25	10,05	9,00

Примечания  
 1 При других значениях  $n$  коэффициент  $R_s$  определяют по формуле  $R_s(n) = 0,5R_s(100)\lg n$ .  
 2 Таблица составлена для свайных кустов квадратной формы. Для кустов прямоугольной формы количество свай  $n$  принимают равным количеству свай по короткой стороне фундамента, возведенному в квадрат.

**7.4.3.6** Таблица 7.14 составлена для свай, объединенных жестким ростверком, расположенным над поверхностью грунта или на слое относительно слабых поверхностных грунтов, когда ростверк практически не влияет на осадку группы свай.

При низком ростверке со сваями под отдельные колонны (кусты свай), не связанные общей плитой, значения  $R_s$  в таблице 7.14 могут быть уменьшены за счет работы ростверка, расположенного на грунте, в зависимости от отношения расстояния  $a$  между осями свай к их диаметру  $d$ :

- при  $a/d$  равном 3 — на 10 %;
- при  $a/d$  от 5 до 10 — на 15 %.

Проверку расчетного сопротивления грунта основания подошвы свайного ростверка выполняют с учетом [2].

#### 7.4.4 Расчет осадки комбинированных свайно-плитных фундаментов

**7.4.4.1** Для уменьшения общей и неравномерной осадки сооружений с большой нагрузкой на фундамент при проектировании рекомендуется рассматривать вариант устройства комбинированного

свайно-плитного (КСП) фундамента. Применяют проектные решения как с переменным в плане шагом свай, так и с постоянным шагом.

При расчете КСП фундамента следует учитывать следующие виды воздействий:

- свай с грунтом;
- плиты ростверка с грунтом;
- взаимное влияние свай через грунт;
- взаимное влияние свай и плиты ростверка.

Указанные виды воздействий могут быть учтены путем расчетов с использованием численных моделей.

Длину свай следует принимать от  $0,5B$  до  $B$  ( $B$  — ширина фундамента), расстояние между осями свай  $a$  от  $5d$  до  $7d$  и более.

Метод расчета осадки таких фундамента основан на совместном рассмотрении жесткости свай и плиты. В этом случае принимают приблизительно на сваи 85 % общей нагрузки на фундамент, на плиту — 15 %.

**7.4.4.2** Расчет осадки КСП фундамента следует производить на основе определения частных значений жесткости всех свай и ростверка, коэффициента их взаимодействия и коэффициента жесткости всего фундамента:

а) жесткость всех свай  $K_p$ , кН/м, определяют по формуле

$$K_p = \frac{K_1 n}{R_s}, \quad (7.33)$$

где  $K_1$  — жесткость одной сваи, кН/м; определяют как отношение нагрузки на сваю к ее осад-

ке:  $K_1 = \frac{P_1}{s_1} = \frac{E_{SL} d}{l_s}$  (где  $E_{SL}$ ,  $d$  и  $l_s$  — то же, что в формуле (7.30);

$n$  — общее количество свай в фундаменте;

$R_s$  — принимается по таблице 7.14;

б) жесткость плиты  $K_c$ , кН/м; определяют по формуле

$$K_c = \frac{E_s \sqrt{A}}{(1 - \nu^2) \cdot m_0}, \quad (7.34)$$

где  $E_s$  — средний модуль деформации грунта на глубине до  $B$  ( $B$  — ширина плиты, м), кПа;

$A$  — площадь плиты ( $A = BL$ , где  $L$  — длина плиты, м), м<sup>2</sup>;

$\nu$  — коэффициент Пуассона грунта;

$m_0$  — коэффициент площади, зависящий от отношения  $L/B$ ; принимают по таблице 7.15;

в) общую жесткость КСП фундамента,  $K$ , кН/м, определяют по формуле

$$K_f = K_p + K_c. \quad (7.35)$$

Таблица 7.15

L/B	1	2	3	5	10
$m_0$	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67

7.4.4.3 Осадку КСП фундамента,  $s_f$ , м, следует определять по формуле

$$s_f = \frac{\sum P}{K_f}. \quad (7.36)$$

При этом часть нагрузки, воспринимаемой сваями,  $P_p$ , кН, составит

$$P_p = \frac{K_p}{K_f} \cdot \sum P, \quad (7.37)$$

а часть нагрузки, воспринимаемой плитой,  $P_c$ , кН, составит

$$P_c = \frac{K_c}{K_f} \cdot \sum P. \quad (7.38)$$

7.4.4.4 Определение расчетных показателей КСП фундамента производят методом последовательных приближений:

а) при площади ростверка  $A$ , м<sup>2</sup>, и расстоянии между сваями  $a$ , м, в пределах от  $5d$  до  $7d$  количество свай  $n$  в фундаменте составляет:

$$n = \frac{A}{a^2}; \quad (7.39)$$

б) при максимально допустимой осадке свайного фундамента,  $s_f$ , расчетная осадка одиночной сваи  $s_1$ , м, составляет:

$$s_1 = \frac{s_f}{R'_s}, \quad (7.40)$$

где в первом приближении значение  $R'_s$  принимают по таблице 7.14 для значений  $n$  и  $a$  при  $l/d = 25$  и  $\lambda = 1000$ ;

в) определяют расчетную нагрузку на сваю по формуле

$$P_1 = \frac{E_{SL} ds_1}{l'_s}, \quad (7.41)$$

где значение  $l'_s$  принимают по таблице 7.13, которое в первом приближении при принятом значении  $R'_s$  равно 0,10;

г) определяют расчетную нагрузку на одиночную сваю свайного фундамента,  $P_1^{sum}$ , приходящуюся от внешней расчетной нагрузки на фундамент ( $\sum P$ ). При этом принимается, что сваи воспринимают 85 %  $\sum P$ :

$$P_1^{sum} = \frac{0,85 \sum P}{n R'_s}. \quad (7.42)$$

Полученное расхождение между значениями  $P_1$  и  $P_1^{sum}$  указывает направление уточнения расчета главным образом за счет изменения значения  $n$  с включением в расчет фактических значений  $l/d$  и  $\lambda$ .

Выполненные расчеты осадки КСП фундамента рекомендуется дополнительно проверить, определив осадку КСП фундамента как условного фундамента.

**7.4.4.5** При расчете КСП фундамента жесткого ростверка следует учитывать, что в результате перераспределения нагрузок нагрузка на крайние ряды свай, особенно на угловые, значительно выше средней нагрузки на сваю в фундаменте, что может вызвать значительные изгибающие моменты на краях и в углах ростверка.

**7.4.5 Расчет кренов свайных фундамента**

Крен прямоугольного свайного фундамента,  $i$ , %, следует определять по формулам:

а) для прямоугольного фундамента

$$i = 8i_0 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{M}{\gamma_f E L^2 b}, \tag{7.43}$$

где  $i_0$  — безразмерный коэффициент, определяемый по таблице 7.16 в зависимости от  $2h/L$  ( $h$  — глубина заложения свай, м) и от отношения  $L/b$ ;

$\nu$  — коэффициент Пуассона;

$M$  — момент, действующий на фундамента, кН·м;

$\gamma_f$  — коэффициент надежности по нагрузке;

$E$  — модуль деформации грунта в основании свай, кПа;

$L$  и  $b$  — длина и ширина фундамента, м;

**Таблица 7.16**

Значение $2h/L$	Значение $i_0$ при $L/b$		
	0,5	2,4	5,0
0,5	0,37	0,36	0,28
1,0	0,32	0,30	0,25
3,0	0,30	0,22	0,18

б) для круглого фундамента

$$i = i_0 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \frac{M}{\gamma_f E r^3}, \tag{7.44}$$

где  $i_0$  — определяют по таблице 7.17 в зависимости от отношения  $h/r$  ( $r$  — радиус фундамента, м);

$\nu$ ,  $M$ ,  $\gamma_f$ ,  $E$  — то же, что в формуле (7.43).

**Таблица 7.17**

$h/r$	0,5	1,0	2,0	5,0
$i_0$	0,36	0,26	0,23	0,23

**7.4.6 Расчет горизонтальных перемещений свай**

**7.4.6.1** Расчет свай по деформациям на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента производят, как приведено в приложении А.

Для мостовых сооружений и водопропускных труб на автомобильных дорогах III – V категорий расчет горизонтальных перемещений куста свай при жестко заделанных в ростверк сваях выполняют по 7.4.6.2 – 7.4.6.6.

Расчет производят отдельно для связных и несвязных грунтов по несущей способности и по деформациям.

**7.4.6.2** Расчетом должно быть проверено обеспечение выполнения условий:

$$F_h \leq H_k, \quad (7.45)$$

$$\Delta_h \leq S_{lim}, \quad (7.46)$$

где  $F_h$  — расчетная горизонтальная нагрузка на куст свай, кН;

$H_k$  — расчетное сопротивление куста свай, кН; определяют по формуле (7.50);

$\Delta_h$  — расчетное горизонтальное перемещение сваи на уровне подошвы ростверка, м;

$S_{lim}$  — предельно допустимое значение горизонтального перемещения сваи, устанавливаемое в техническом задании, м.

**7.4.6.3** При расчете свай в связных грунтах следует определить:

1) несущую способность свай на горизонтальную нагрузку  $H$ , кН, в зависимости от прочности ствола сваи на изгиб, по формуле

$$H = c_u d^2 \beta_c, \quad (7.47)$$

где  $c_u$  — значение сопротивления недренированному сдвигу, определяемое по 7.4.6.6 для участка от поверхности грунта до глубины  $10d$ , кПа;

$d$  — диаметр или ширина ствола сваи, м;

$\beta_c$  — безразмерный коэффициент прочности ствола сваи; определяют по таблице 7.18 в зависимости от безразмерного показателя  $m_c$ , вычисляемого по формуле (7.48), и вида заделки головы сваи.

$$m_c = \frac{M_p}{c_u d^3}, \quad (7.48)$$

где  $M_p$  — расчетный изгибающий момент ствола сваи, определяемый в зависимости от размера и армирования сваи, кН·м;

$c_u$  и  $d$  — то же, что в формуле (7.47);

**Таблица 7.18**

Свая	Коэффициент $\beta_c$ при $m_c$						
	2	4	10	20	40	100	200
С заделанной головой	5,1	7,9	12,7	20,7	32,4	51,3	77,1
Со свободной головой	4,1	5,9	8,9	13,9	21,2	34,7	55,6

2) перемещение головы сваи  $u_k$ , м, определяют по формуле

$$u_k = \frac{I_{uf}}{E_s d} \cdot H, \quad (7.49)$$

где  $H$  — то же, что в формуле (7.47);

$I_{uf}$  — коэффициент перемещения головы сваи, зависящий от отношения  $E_p/E_s$  и определяемый по таблице 7.19.

Таблица 7.19

$E_p/E_s$	100	1000	10 000
$I_{uf}$	0,35	0,23	0,14

В таблице 7.19  $E_p$  и  $E_s$  — соответственно модули упругости сваи и деформации грунта, кПа;  $E_s$  следует принимать равным среднему значению от поверхности до глубины  $10d$ ;

3) расчетное сопротивление куста свай при жесткой заделке сваи в ростверк следует определять по формуле

$$H_k = HnK_{BB}, \quad (7.50)$$

где  $H$  — то же, что в формуле (7.47);

$n$  — количество свай;

$K_{BB}$  — безразмерный коэффициент взаимодействия свай, приведенный в таблице 7.20.

Таблица 7.20

Количество свай, $n$	Значение коэффициента $K_{BB}$ при расстоянии между сваями $a$			
	$3d$	$4d$	$5d$	$6d$
4	0,68	0,71	0,80	0,86
9	0,59	0,62	0,71	0,78
16	0,47	0,57	0,65	0,74
20	0,45	0,55	0,64	0,73

7.4.6.4 При расчете свай в несвязных грунтах следует определить:

1) несущую способность сваи на горизонтальную нагрузку, в зависимости от прочности ствола сваи на изгиб, по формуле

$$H = k_p^2 \gamma_1 d^3 \beta_n, \quad (7.51)$$

где  $k_p$  — коэффициент пассивного бокового давления грунта;  $k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ ;

$\gamma_1$  — расчетное значение удельного веса грунта (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$\beta_n$  — безразмерный коэффициент; определяют по таблице 7.21 в зависимости от безразмерного показателя  $m_n$ , вычисляемого по формуле

$$m_n = \frac{M_p}{k_p^2 \gamma_1 d^4}, \quad (7.52)$$

здесь  $M_p$  — то же, что в формуле (7.48).

Таблица 7.21

Свая	Коэффициент $\beta_n$ при $m_n$							
	2	4	10	20	40	100	200	400
С заделанной головой	3,3	4,2	6,5	9,1	13,5	23,6	36,5	56,9
Со свободной головой	1,6	2,5	4,8	7,4	11,8	21,9	34,8	55,2



2) перемещение головы заделанной сваи определяют по формуле (7.49);

3) расчетное сопротивление куста свай  $H_k$ , кН, определяют по формуле (7.50) и с учетом значений, приведенных в таблице 7.20.

**7.4.6.5** Горизонтальное перемещение  $\Delta_h$ , м, группы заделанных свай на уровне подошвы ростверка в связных и несвязных грунтах следует определять по формуле

$$\Delta_h = R_F H_{av} \rho_{h1}, \quad (7.53)$$

где  $R_F$  — коэффициент перемещения свай с заделанными головами, определяемый по формуле

$$R_F = \frac{1}{K_{BB}}, \quad (7.54)$$

здесь  $K_{BB}$  — то же, что в формуле (7.50);

$H_{av}$  — средняя нагрузка на сваю в группе, кН;

$\rho_{h1}$  — горизонтальное перемещение одиночной сваи со свободной головой, м/кН, при единичной нагрузке ( $H = 1$ ); определяют по формуле

$$\rho_{h1} = \frac{l_{up}}{E_p d}, \quad (7.55)$$

здесь  $l_{up}$  — коэффициент перемещения головы свободной сваи, зависящий от  $E_p/E_s$  и определяемый по таблице 7.22.

**Таблица 7.22**

$E_p/E_s$	100	1000	10 000
$l_{up}$	0,50	0,35	0,24

Используя формулу (7.55), определяют такую среднюю нагрузку на сваю в группе,  $H_{av}$ , при которой обеспечивается выполнение требований по перемещениям по формулам (7.46) и (7.49), а также необходимый запас по несущей способности сваи  $H_{av} < H$ : в связных грунтах — по формуле (7.47), в несвязных грунтах — по формуле (7.51).

**7.4.6.6** Сопротивление недренированному сдвигу  $c_u$ , кПа, глинистого грунта определяют по результатам лабораторных испытаний по ГОСТ 12248.2 и ГОСТ 12248.3 или в зависимости от расчетных значений характеристик остаточной прочности грунта  $\varphi_1$  и  $c_1$  согласно ГОСТ 12248.1 — по формуле

$$c_u = \frac{c_1 \operatorname{ctg} \varphi_1}{\operatorname{ctg} \varphi_1 + \varphi_1 \frac{\pi}{180} - \frac{\pi}{2}} \cdot k_c, \quad (7.56)$$

где  $k_c$  — поправочный коэффициент; определяют в зависимости от  $c_1$  по таблице 7.23.

**Таблица 7.23**

$c_1$ , кПа	20	25	30	35	40
$k_c$	1,2	1,4	1,9	2,2	2,5

При наличии данных статического зондирования возможно также определение сопротивления недренированному сдвигу,  $c_u$ , в зависимости от сопротивления конусу,  $q_c$ , кПа:

$$c_u = \frac{q_c}{20}. \quad (7.57)$$

При этом значение  $q_c$  принимают средним для рассматриваемого расчетного участка сваи, равного: при расчете на горизонтальную нагрузку — от поверхности до глубины —  $10d$ ; при определении сопротивления под нижним концом сваи — на  $1d$  выше и  $4d$  ниже подошвы сваи.

В практических расчетах рекомендуется принимать меньшее значение  $c_u$  из определенных по формулам (7.56) и (7.57).

### **7.5 Особенности выполнения расчетов с использованием геотехнического программного обеспечения**

**7.5.1** Расчеты фундаментов мостовых сооружений и труб могут осуществляться как с использованием табулированных решений, так и с применением специализированного компьютерного программного обеспечения. Программное обеспечение, которое допускается для проведения расчетов, подразделяется на следующие группы:

- непосредственно реализующие методики настоящих строительных правил;
- реализующие инженерные методики расчета;
- использующие численные решения механики сплошных сред.

**7.5.2** Допускается выполнение следующих видов расчетов с использованием программного обеспечения, использующего численные решения механики сплошных сред:

- определение несущей способности одиночных свай;
- расчет одиночных свай по деформациям;
- определение усилий в сваях и объединяющих их ростверках в составе свайных и плитно-свайных фундаментов при расчетах на действие всех видов нагрузок;
- совместные расчеты сооружений и фундаментов;
- расчет деформаций фундаментов во времени;
- моделирование возведения фундаментов.

**7.5.3** При проведении расчетов, использующих модели механики сплошных сред, расчетную схему системы «ростверк-сваи-грунтовое основание» следует принимать с учетом наиболее существенных факторов, определяющих сопротивление указанной системы. В расчетах необходимо учитывать особенности взаимодействия свай и окружающего грунтового массива в зависимости от технологии устройства свай, взаимное влияние свай, особенности механической работы ростверка. При выполнении расчетов фундаментов следует учитывать влияние устройства котлована, его ограждающих конструкций, последовательности возведения фундаментов, отдельных их элементов и очередей, неоднородности геологического строения, а также продолжительность и возможное изменение во времени нагружения свай и свайных фундаментов.

**7.5.4** При выполнении всех видов компьютерных расчетов фундаментов следует учитывать возможные неопределенности, связанные с назначением расчетной модели и выбором деформационных и прочностных показателей грунтов основания. Для этого необходимо произвести расчеты для наиболее благоприятных и неблагоприятных расчетных предпосылок и учесть полученные результаты при выполнении численных расчетов.

**7.5.5** Расчетная модель фундаментов должна быть построена таким образом, чтобы в ней сохранилась погрешность в сторону запаса надежности проектируемых надземных конструкций. Если заранее такая погрешность не может быть определена, производят варианты расчеты и определяют наиболее неблагоприятные воздействия для надземных конструкций.

**7.5.6** Результаты расчетов с использованием компьютерного программного обеспечения должны быть верифицированы, т.е. подтверждена их правильность.

Верификация расчетных схем и результатов расчета может осуществляться следующими способами:

- путем многоступенчатого контроля правильности задания исходных данных для выполнения расчетов;
- путем расчета с использованием различного типа программного обеспечения;
- путем выполнения расчетов независимыми группами расчетчиков;
- путем сопоставления результатов расчета с натурными данными или результатами расчетов по объектам-аналогам;

Для фундаментов, проектируемых для мостовых сооружений I уровня ответственности, расчет с использованием двух независимых программных комплексов является обязательным.

**7.5.7** При построении расчетной модели основания при расчете по моделям сплошных сред назначают необходимые габариты расчетной области и конфигурацию конечно-элементной или конечно-разностной разбивки. Размеры области основания, примыкающей к фундаменту и учитываемой при расчете, должны обеспечивать отсутствие существенного влияния граничных условий на результаты расчетов.

**7.5.8** Концентрацию сдвиговых деформаций и пластическое течение грунта по границе «свая-грунт» описывают путем использования специальных «интерфейсных» (контактных) элементов или сгущения конечно-элементной (конечно-разностной) разбивки (по 7.5.12). Характеристики таких элементов следует назначать в зависимости от типа свай и способа их устройства по таблице 7.5.

**7.5.9** При решении задач определения несущей способности свай, при их работе в качестве одиночных, следует принимать диаметр расчетной области не менее 10-кратного диаметра свай, а области под нижним концом свай – не менее пятикратного диаметра. В результате расчета осуществляется построение кривой «осадка-нагрузка». При выполнении расчетов, связанных с построением кривой «осадка-нагрузка», прочностные характеристики грунта принимают по II группе предельных состояний.

**7.5.10** При выполнении расчетов осадок свайно-плитных фундаментов глубина сжимаемой толщи в расчетах принимается не менее, чем в полученной по схеме условного фундамента. При выполнении расчетов допускается учитывать изменение деформационных характеристик основания в пределах одного инженерно-геологического элемента, а также изменение деформационных характеристик основания в пределах рассматриваемого диапазона загрузки.

**7.5.11** Для получения корректных результатов виртуального моделирования испытаний свай методом конечных элементов должны использоваться результаты инженерно-геологических изысканий в местах устройства опор, а также журналы устройства свай. Результатом моделирования испытания сваи должно быть построение кривой «осадка — нагрузка».

При проведении моделирования, связанных с построением кривой «осадка — нагрузка», прочностные характеристики грунта должны приниматься по предельным состояниям второй группы.

**7.5.12** Размеры расчетных областей, граничные условия назначают таким образом, чтобы силы закрепления на контуре были доказуемыми или обоснованными путем анализа вариантов. При делении рассчитываемой области на конечные элементы наибольшая густота сетки должна быть предусмотрена в зонах ожидаемого предельного напряженного состояния и наибольших градиентов напряжений. Рекомендуется размер сетки устанавливать порядка 0,1 от наименьшего размера рассматриваемого участка расчетной области.

**7.5.13** В случае проведения виртуальных испытаний свай параметры контакта сваи с грунтом принимают по результатам натурных испытаний хотя бы одной сваи или используют результаты испытаний на объектах-аналогах (например, существующие на месте строительства или вблизи строительства сооружения, сооружения с аналогичными грунтовыми условиями и др.), для этого итерационно меняются жесткостные и прочностные параметры свайного интерфейса до достижения сходимости графиков реального испытания и виртуального. Результатом моделирования испытания сваи должно быть построение кривой «осадка — нагрузка», при этом прочностные характеристики грунта должны приниматься по предельным состояниям второй группы. Для получения корректных результатов моделирования методом конечных элементов используются результаты инженерно-геологических изысканий в местах устройства опор, а также журналы устройства свай.

**7.5.14** В случае опирания нижних концов на рыхлые пески или глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$  несущую способность  $F_d$ , следует подтверждать результатами контрольных испытаний свай по СТБ 2242.

## 8 Конструирование фундаментов

**8.1** При конструировании фундаментов опор мостовых сооружений и труб следует применять ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект). Выбор рационального типа фундамента производят исходя из конкретных условий строительной площадки, характеризующихся материалами инженерных изысканий, и расчетных нагрузок, действующих на фундамент, на основе результатов технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений фундаментов.

**8.2** Глубину заложения и размеры подошвы фундамента мелкого заложения следует назначать из условия: несущая способность основания обеспечивает восприятие действующих на него расчетных нагрузок.

При этом должны быть учтены вертикальные и горизонтальные перемещения верха фундаментов.

**8.3** На суходолах и поймах, сложенных пучинистыми при промерзании грунтами (пески мелкие и пылеватые, супеси, суглинки, глины, а также крупнообломочные грунты с глинистым заполнителем), глубина заложения фундаментов мелкого заложения  $d$ , м, назначается не менее расчетной глубины сезонного промерзания грунтов  $d_f$ , м, увеличенной на 0,25 м:

$$d \geq d_f + 0,25, \quad (8.1)$$

где  $d_f = 1,1d_m$ ,

здесь  $d_m$  — нормативная глубина сезонного промерзания грунтов, м, определяемая по [2].

**8.4** Во всех случаях при отсутствии (невозможности) размыва грунта у опор их фундаменты должны быть заглублены относительно поверхности грунта не менее чем на 1 м. В скальные грунты с пределом прочности на сжатие  $R_c$  более 50 МПа подошва таких фундаментов должна быть заглублена не менее чем на 0,1 м, а при  $R_c$  менее или равно 50 МПа — не менее чем на 0,25 м.

**8.5** Если возможен размыв грунта в русле, то подошва фундамента мелкого заложения опор должна быть заглублена не менее чем на 2,5 м относительно наинизшего уровня дна водотока после его общего и местного размыва расчетным паводком.

**8.6** При расположении фундамента в зоне ледохода его конструкция должна соответствовать требованиям к опорам мостов.

**8.7** Развитие фундамента в плане выполняют с таким расчетом, чтобы получить наименьший эксцентриситет равнодействующей всех сил, действующих на фундамент, относительно центра тяжести основания. Для этого фундаменты устоев балочных мостов, как правило, развивают в сторону от насыпи в пролет, фундаменты опор арочных мостов — в сторону действия распора.

**8.8** Общие положения по применению фундаментов глубокого заложения, к которым относятся свайные фундаменты, приведены в разделе 4.

**8.9** Подошвы плит свайных ростверков на реках с тяжелым ледовым режимом, например в местах возможных заторов льда, должны быть расположены ниже уровня возможного размыва дна русла.

Это условие является обязательным на реках с проявлением интенсивного истирающего воздействия наносов в местах возможного перемещения песчаных и гравийно-галечниковых грунтов.

**8.10** Допускается в водотоке располагать низ плиты ростверка в уровне межених вод или ниже при условии применения мер по защите плиты и примыкающих к ней свай от истирания движущимися наносами и ледовым воздействием, например, с помощью навесных стен из железобетонных плит, образующих жесткую коробчатую конструкцию.

При значительной глубине воды (св. 5 м с учетом размыва) рекомендуется применять фундаменты с высокими ростверками.

Рекомендуемое количество столбов-свай безростверковых опор — не менее 4 шт.

Экономически выгодной и технически целесообразной конструкцией таких фундаментов является безростверковая опора, в которой ростверк одновременно является подферменной плитой. Такие решения целесообразно использовать для путепроводов, эстакад на суходолах и периодически затапливаемых пойм рек, реже — для акваторий.

**8.11** При выборе схемы свайных фундаментов, в частности, для промежуточных опор, предпочтение следует отдавать вертикальному расположению свай.

При недостаточной горизонтальной жесткости фундаментов только с вертикальным расположением свай, а также при наличии в верхних слоях слабых грунтов (см. 4.12) рассматривают варианты с наклонным погружением свай в грунт.

Рациональная схема фундамента с наклонными сваями должна выбираться в результате технико-экономического анализа нескольких вариантов.

**8.12** Для сокращения трудозатрат при строительстве рекомендуется минимизировать количество свай за счет увеличения их поперечного сечения и создания уширений под нижними концами.

**8.13** Армирование буровых свай фундаментов постоянных опор мостовых сооружений должно быть выполнено по всей их длине.

**8.14** Глубину заложения подошвы плиты ростверка свайных фундаментов следует назначать исходя из следующих условий:

а) в непучинистых грунтах — на любом уровне, при условии, что толщина этих грунтов больше глубины промерзания; если это условие не выполняется, а также в пучинистых грунтах подошву ростверка располагают ниже глубины промерзания не менее чем на 0,25 м или выше дневной поверхности грунта на 0,5 м и более;

б) во всех видах грунтов верх ростверка в русле реки располагают ниже уровня низкого ледостава не менее чем на  $t + 0,25$  м, где  $t$  — расчетная толщина льда, м.

**8.15** В местах возможного размыва дна водотока свайные элементы должны быть заглублены в грунт ниже уровня местного размыва, но не менее 4 м при расчетном паводке с учетом достижения требуемого значения несущей способности элементов.

**8.16** Сваи любых типов, по возможности, рекомендуется опирать на малосжимаемые крупнообломочные или гравийно-галечниковые грунты с песчаным заполнением, твердые глинистые грунты или на поверхность скальных грунтов при толще неразмываемых наносных отложений мощностью более 4 м.

**8.17** Сваи с закрытым наконечником должны быть забиты в несущий слой грунта молотами до получения отказа, не превышающего 0,2 см. Тип и мощность молота назначают из условия обеспечения расчетной несущей способности свай.

**8.18** Толстостенные оболочки диаметром от 1,2 до 1,6 м, опираемые стальным наконечником на горизонтальную поверхность неветрелых скальных пород прочностью до 10 МПа, заглубляют вибропогружателем до получения отказа, который определяют исходя из расчетной нагрузки на оболочку и, при необходимости, уточняют по результатам статических испытаний в конкретных геологических условиях.

**8.19** При необходимости повышения несущей способности по грунту оболочек и буровых свай диаметром от 1,2 до 1,6 м устраивают соответственно уширенные пяты диаметром от 2,5 до 3,5 м.

Низ оболочек и буровых свай, а также уширенных пят в уровне их наибольшего размера поперечного сечения необходимо заглублять в несущий слой из нескального грунта не менее чем на 0,5 - 2,0 м в зависимости от физико-механических свойств грунтов несущего пласта и грунтов, расположенных выше и ниже этого пласта, степени наклона его кровли и толщины.

**8.20** При необходимости повышения несущей способности оболочек диаметром от 1,2 до 1,6 м, опираемых на поверхность ветрелых скальных грунтов, рекомендуется в полости оболочек устраивать бетонную пробку высотой не менее 3 м. При недостаточной несущей способности основания из ветрелых скальных грунтов низ бетонной пробки или низ сплошного заполнения оболочки располагают в скважине, пробуренной на 0,25 м ниже отметки, на которой несущая способность основания соответствует расчетной.

**8.21** Буровые сваи при недостаточной несущей способности верхнего слоя грунта, при возможности смыва наносных отложений с поверхности прочных подстилающих грунтов и при размыве

верхнего малопрочного слоя, необходимо заделывать в скальное или другое прочное малосжимаемое основание в следующих случаях:

- если есть необходимость передачи изгибающих моментов на скальное основание;
- при наклоне поверхности прочного слоя основания;
- при наличии местных неровностей поверхности прочного слоя основания высотой более 0,20 м.

Длину заделки буровых свай в скальные грунты определяют по расчету на действие сжимающих, сдвигающих и моментных нагрузок, но не менее 0,5 м в сплошной скале с пределом прочности на сжатие 50 МПа и более, и не менее 1,0 м — в остальных грунтах.

**8.22** Для повышения несущей способности оболочек и буровых свай, погружаемых в не скальные грунты, допускается нагнетание под давлением водоцементного раствора или, при выполнении втрамбовывания в их основание каменно-щебеночной смеси с учетом [9].

В таких случаях степень повышения несущей способности следует контролировать по результатам статических испытаний оболочек и буровых свай в конкретных инженерно-геологических условиях.

**8.23** Размеры ростверка в плане зависят от количества свай и их размещения. Расстояние от края ростверка до поверхности ближайшей сваи (свес ростверка) должно быть не менее 0,25 м, а до сваи-оболочки или буровой сваи диаметром 1 м или более — не менее 0,10 м. В случае одного ряда свай в фундаменте опоры свес ростверка должен быть не менее 0,25 м независимо от диаметра свай.

**8.24** Высоту ростверков и насадок следует определять расчетом и назначать не менее размера, необходимого для заделки верха свай.

Сваи заделывают в ростверк (выше слоя бетона, уложенного подводным способом) на длину, определяемую расчетом, но не менее чем на половину периметра призматических свай и на 1,2 м — для свай диаметром 0,6 м и более.

Допускается заделка свай в ростверке с помощью выпусков стержней продольной арматуры длиной, определяемой расчетом, но не менее 30-кратного диаметра стержней при арматуре периодического профиля. При этом головы свай необходимо заводить в ростверк не менее чем на 0,10 м.

**8.25** Размер обреза фундамента и его расположение по высоте следует назначать исходя из необходимости обеспечения требований судоходства, пропуска льда и лесосплава при минимально возможных затратах на разборку и устройство ограждений котлованов вокруг ростверков.

**8.26** При наличии в плите ростверка уступов последние рассчитывают в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект).

**8.27** Тампонажный слой бетона, укладываемый подводным способом с целью осушения затопленных котлованов, не учитывают в качестве составной части плиты ростверка при расчетах несущей способности и деформируемости фундаментов.

Толщину тампонажного слоя следует определять в зависимости от давления воды на этот слой снизу (при осушенном котловане), от диаметра свай и от расстояния между ними, а также от прочности бетона у водозащитной подушки и плиты на момент начала водоотлива из котлована.

**8.28** Железобетонные полые сваи и оболочки в конструкциях фундаментов не допускается применять без бетонного заполнения их полости.

Полости оболочек и свай заполняют бетонной смесью при устройстве в их основаниях уширений, при опирании на скальные или крупнообломочные грунты, а также при недостаточной прочности и жесткости стен и стыковых соединений.

В полостях оболочек, заглубленных с опережающей подводной выемкой грунтов, а затем заполняемых (частично или на полную высоту) бетонной смесью, на последнем этапе погружения сохраняют уплотненное ядро высотой от 0,5 до 1,0 м из несвязных и от 0,1 до 0,2 м — из связных грунтов.

Полые сваи или сваи-оболочки на уровне возможного образования льда не применяются.

**8.29** В нижней части оболочек диаметром 1 м и более, не заполненных бетоном на всю высоту, следует предусматривать устройство бетонной пробки на высоту, определяемую расчетом и принимаемую не менее 3 м, при осуществлении конструктивных мер для обеспечения передачи расчетных нагрузок от стен оболочки на пробку.

Такие меры заключаются в придании внутренней поверхности оболочки искусственной шероховатости, в удалении с внутренней стороны центрифугированных оболочек туфообразного слоя бетона.

**8.30** Напряжение в бетоне ростверка от давления, передаваемого торцом сваи, не должно превышать более чем на 15 % расчетное сопротивление бетона плиты на осевое сжатие. Если условие не выполняется, то для плиты принимают более высокий класс бетона по прочности. Если напряжения в бетоне у торца сваи превышают расчетное сопротивление бетона плиты, то над верхним концом каждой сваи укладывают сетки: одну — при превышении напряжений на 15 % – 20 %, две — при превышении напряжений на 20 % – 30 %.

Диаметр стержней сетки — 12 мм, длина каждой стороны сетки — на 0,5 м больше толщины ствола сваи, размеры ячеек сетки — 10 × 10 см для свай и 15 × 15 см — для оболочек и столбов. Нижнюю (или одиночную) сетку следует располагать непосредственно над торцом сваи, верхнюю — на расстоянии 10 – 15 см от нижней.

**8.31** Для восприятия растягивающих напряжений в бетоне буровых свай их армируют каркасами, длину и сечения которых следует определять расчетом в зависимости от характера эпюры изгибающих моментов по высоте свай.

**8.32** В качестве продольной арматуры буровых свай, бетонируемых подводным способом в нескальных и скальных грунтах, следует использовать стержни периодического профиля диаметром не менее 20 мм.

При армировании буровых свай, бетонируемых подводным способом, следует обеспечивать:

— толщину защитного слоя бетона — не менее 0,10 м;

— расстояние между продольными стержнями и шаг спирали — от 0,15 до 0,20 м;

— соединение продольных стержней со спиралью в местах взаимного пересечения - осуществляется контактной сваркой или вязальной проволокой (дуговая сварка для этой цели не применяется).

При этом необходимо предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие требования ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект) к толщине защитного слоя бетона.

**8.33** Прочность раствора, применяемого для заделки свай или столбов в скважинах, пробуренных в скальных грунтах, должна быть не менее 10 МПа, в остальных грунтах — не менее 5 МПа.



**8.34** В пылевато-глинистых средней прочности и прочных грунтах без твердых включений погружение свай производят прямой забивкой, а в грунтах с твердыми включениями и прослойками — забивкой свай в лидерные скважины, при этом должно выполняться условие

$$d_h \leq d, \quad (8.2)$$

где  $d_h$  — диаметр скважины, м;

$d$  — минимальный размер стороны поперечного сечения сваи, м.

Максимальная глубина лидерных скважин принимается на 1 м меньше требуемой по расчету глубины забивки свай.

**8.35** Вертикальные железобетонные оболочки с извлекаемым грунтовым ядром и буронабивные сваи с извлекаемыми и неизвлекаемыми обсадными трубами допускается применять в любых грунтах, включая гравийно-галечниковые, а также при наличии скальных прослоек и при заделке нижних концов свай в скальные породы.

Наклонные железобетонные оболочки с извлекаемым грунтовым ядром и буронабивные сваи с извлекаемыми и неизвлекаемыми обсадными трубами допускается применять в грунтах, не содержащих твердых включений размером более 0,1 м или скальных прослоек.

**8.36** Количество свай в фундаменте и их размеры следует назначать из условия максимального использования прочности материала свай и грунтов основания при расчетной нагрузке, допускаемой на сваю, с учетом допустимых перегрузок крайних свай в фундаменте (7.1.11).

Выбор конструкции и размеров свай осуществляют с учетом значений и направления действия нагрузок на фундаменты (в том числе технологических нагрузок), а также технологии строительства сооружения.

При размещении свай в плане следует стремиться к минимальному количеству их в свайных кустах (группах), добиваясь наибольшего использования принятой в проекте несущей способности свай.

**8.37** Сваи в кусте внецентренно-нагруженного фундамента размещают таким образом, чтобы равнодействующая постоянных нагрузок, действующих на фундамент, проходила возможно ближе к центру тяжести свай в плане.

**8.38** Для восприятия вертикальных нагрузок и моментов, а также горизонтальных нагрузок (в зависимости от их значения и направления) допускается предусматривать вертикальные и наклонные сваи.

Наклон свай не должен превышать значений, указанных в таблице 8.1.

**Таблица 8.1**

Сваи	Диаметр, м	Наклон
Забивные	<1,0	1:1
Буровые и сваи-оболочки	от 1,0 до 1,2	4:1
	1,6	5:1
	2,0	6:1
	3,0	7:1

**8.39** Расстояния между осями забивных заземленных в грунте свай и свай-оболочек с закрытыми нижними торцами в уровне нижних концов, для снижения вероятности отклонений в стороны и поломки стволов при погружении без лидерных скважин или подмыва, должны быть не менее  $3d$  (где  $d$  — диаметр круглого, или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного

сечения ствола сваи). Допускается погружение свай и свай-оболочек с меньшими расстояниями между ними (до соприкосновения стволов), если предусмотрены меры по исключению отклонений в стороны или поломки стволов за счет бурения лидерных скважин, подмыва или одностороннего скоса под нижним концом сваи квадратного или прямоугольного поперечного сечения в направлении ранее погруженной сваи.

При погружении свай-оболочек с открытыми нижними концами при использовании подмыва расстояние между ними должно быть не менее  $1,5d$ .

Минимальные расстояния между стволами и уширениями вертикальных буровых и набивных свай или свай-оболочек назначают из условия обеспечения устойчивости стенок скважин и учета взаимного влияния свай вне зависимости от их типа.

Расстояние между наклонными или вертикальными сваями на уровне подошвы ростверка принимают исходя из конструктивных особенностей фундаментов и обеспечения надежности их заглубления в грунт и заделки в ростверке, а также его армирования и бетонирования.

Шаг набивных и буровых свай назначают, как правило, не менее  $2d$ , где  $d$  – диаметр сваи.

При устройстве буровых свай в слабых грунтах при расстоянии между сваями  $1,5d$  и менее каждую последующую буровую сваю устраивают, когда прочность бетона ранее устроенной сваи достигла 70 % проектной прочности, но не ранее чем через 7 сут.

**8.40** При применении бурозавинчиваемых свай расстояние от осей свай до наружных граней строительных конструкций близко расположенных зданий и сооружений должно быть не менее  $0,5d + 0,20$  м (где  $d$  — диаметр сваи, м).

**8.41** Выбор длины свай производят в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка, с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов. Нижний конец свай, как правило, заглубляют в прочные грунты, прорезая более слабые напластования грунтов, при этом заглубление забивных свай в грунты, принятые за основание, должно быть: в крупнообломочные, гравелистые, крупные песчаные и глинистые грунты с показателем текучести  $I_L \leq 0,1$  — не менее 0,5 м, в другие дисперсные грунты — не менее 1,0 м.

**8.42** При строительстве на пучинистых грунтах необходимо предусматривать меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростверк.

**8.43** В зоне переменного уровня постоянных водотоков, как правило, буронабивные сваи и заполненные бетоном сваи-оболочки не применяют.

Для буронабивных свай фундаментов мостов защитный слой бетона должен быть не менее 0,10 м.

В зоне воздействия положительных температур (не менее чем на 0,5 м ниже уровня сезонного промерзания грунта или подошвы ледяного покрова) допускается применять сваи любых видов без ограничений по условию морозостойкости бетона.

Соединение столбов со стойками в безростверковых опорах, расположенных в русле, располагают не менее чем на 0,5 м ниже зоны уровня межени водотока.

При устройстве буровых столбов, переходящих в стойки опоры, рекомендуется в месте стыковки устраивать переходные участки или ростверки.

**8.44** При разработке проекта свайных фундаментов следует учитывать возможность подъема (выпора) поверхности грунта при забивке свай, который может происходить в следующих случаях:

- а) строительная площадка сложена глинистыми грунтами мягкопластичной и текучепластичной консистенций или водонасыщенными пылеватыми и мелкими песками;
- б) погружение свай производится со дна котлована.

Среднее значение подъема поверхности грунта  $h$ , м, следует определять по формуле

$$h = \frac{kV_p}{A_e}, \quad (8.3)$$

где  $k$  — коэффициент, принимаемый равным 0,6 при степени влажности грунта более 0,9;

$V_p$  — объем всех свай, погружаемых в грунт, м<sup>3</sup>;

$A_e$  — площадь погружения свай или площадь дна котлована, м<sup>2</sup>.

**8.45** Армирование буронабивных, бурсекущихся и буроинъекционных свай выполняют объемными каркасами, для создания жесткости которых продольные арматурные стержни каркасов соединяют не только хомутами, но и металлическими кольцами, установленными на сварке по длине каркаса на расстоянии не более пятикратного диаметра каркаса (но не менее чем через 2 м). Допускается вместо хомутов и металлических колец использовать спиральную навивку стальной проволокой со сплошным сгущением навивки по длине каркаса с шагом как для колец. В целях обеспечения защитного слоя бетона между грунтом и арматурными стержнями каркаса последний оснащают фиксаторами в виде вращаемых бетонных роликов соответствующей толщины и диаметра, а для исключения возможности его подъема при извлечении обсадных труб нижний конец каркаса выполняют округлой формы за счет изгиба рабочих стержней.

**8.46** Армирование бурсекущихся свай рекомендуется выполнять через одну сваю, оставляя отсекаемые сваи без арматуры.

При использовании в качестве ограждения котлована бурсекущихся свай конструкция ограждения должна включать верхние направляющие армированные стенки толщиной 300 мм и высотой от 500 до 750 мм, в зависимости от диаметра сваи, которые погружают в достаточно прочный грунт.

**8.47** В опорах на водотоках напрягаемая проволочная арматура не применяется.

**8.48** Буроинъекционные сваи диаметром от 150 до 160 мм в случае их использования для усиления оснований существующих сооружений при нагрузках до 200 кН допускается армировать одиночными стержнями при условии передачи на них всего продольного усилия, возникающего от действующей на сваю нагрузки. При этом сопротивление бетона, используемого в данном случае только для целей антикоррозионной защиты арматуры и повышения сопротивления сваи продольному изгибу, не учитывается.

**8.49** Не допускается армирование одиночными стержнями буроинъекционных свай, прорезающих грунты с модулем деформации менее 5 МПа, а также при наличии в стволе сваи изгибающего момента.

**8.50** Нижние концы свай-стоек всех типов, за исключением забивных, вдавливаемых и завинчиваемых, должны быть заделаны в скальный неветрелый грунт (без слабых прослоек) на глубину не менее 0,5 м, но не менее 30-кратного диаметра арматуры сваи-стойки.

**8.51** При проектировании комбинированного свайно-плитного фундамента необходимо учитывать способность свай рекомендуется обеспечивать за счет уширения или увеличения поперечного сечения свай, но не их длины.

**8.52** При расчете плиты ростверка комбинированного свайно-плитного фундамента необходимо учитывать, что при жестком ростверке, обеспечивающем одинаковую осадку всех свай, происходит перераспределение нагрузки на сваи, в результате которого нагрузка на крайние ряды свай, особенно на угловые сваи, будет выше средней, что может вызвать значительные изгибающие моменты на краях и в углах ростверка.

**8.53** Также принимают во внимание, что осадка комбинированного свайно-плитного фундамента при вертикальных сваях не зависит от системы связи сваи с ростверками — жесткой или шарнирной, которая принимается в проекте по конструктивным соображениям. Возможно комбинированное сопряжение свай с плитным ростверком: в центральной части — без выпусков арматуры, по периметру — с выпусками арматуры.

**8.54** В свайных фундаментах из стыкованных по длине деревянных свай стыки бревен или брусьев выполняют впритык с перекрытием металлическими накладками или патрубками. Стыки в пакетных сваях следует располагать вразбежку на расстоянии не менее 1,5 м один от другого.

**8.55** При конструировании фундамента учитывают положения разделов 9 – 13 настоящего технического кодекса, ТКП 45-5.01-67, а также учитывают [7] и [8].

**8.56** При проектировании свайно-плитных фундамента следует предусматривать специальные мероприятия по подготовке основания под плиту с целью ее максимального включения в работу. В качестве таких мероприятий может предусматриваться выполнение свай с армированной бетонной подготовкой или устройство свай с недобором грунта на 0,5 м с последующей разработкой грунта котлована на 0,4 м средствами малой механизации и добором грунта на 0,1 м до проектной отметки дна вручную.

**8.57** При проектировании свайных и свайно-плитных фундамента допускается применение свай различной длины и диаметров. Длина свай не должна отличаться более чем на 30 %. В расчетах необходимо учитывать дополнительную нагрузку, передаваемую от более коротких свай на сваи большей длины.

**8.58** При устройстве буронабивных свай диаметром, превышающим 850 мм, из них не менее 5% свай для сооружений II уровня ответственности и не менее 15 % свай - для сооружений I уровня ответственности, а при нагрузке на сваю более 10 МН – 30 % свай проектируют с арматурными каркасами, оснащенными специальными трубками для контроля сплошности и однородности стволов свай неразрушающими методами с использованием геофизических методов ультразвуковой дефектоскопии (диагностики).

## 9 Особенности проектирования фундамента в просадочных грунтах

**9.1** При инженерно-геологических изысканиях на строительных площадках, сложенных просадочными грунтами, необходимо определить тип грунтовых условий по просадочности с указанием частных и максимальных возможных значений просадки грунтов от собственного веса (при подсыпках — с учетом веса подсыпки).

Наряду с бурением скважин следует предусмотреть проходку шурфов с отбором монолитов грунта. Расстояние между выработками должно быть не более 10 м, количество выработок для отдельного сооружения — не менее четырех.

При изучении на застраиваемой территории гидрогеологического режима подземных вод и при прогнозировании его изменения при строительстве и эксплуатации сооружений также прогнозируют возможность замачивания грунтов в результате действия различных факторов.

Физико-механические, в том числе прочностные и деформационные характеристики просадочных грунтов, определяют для состояния природной влажности и при полном водонасыщении.

**9.2** При проектировании свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности (целесообразно принимать с учетом [2]) с возможной просадкой грунтов от собственного веса более 0,3 м, необходимо предусматривать мероприятия по переводу грунтовых условий II типа в грунтовые условия I типа путем срезки грунта или уплотнения предварительным замачиванием, замачиванием со взрывом малых или камуфлетных зарядов взрывчатых веществ, уплотненными тампонами в скважинах и другими методами. Указанные способы должны обеспечивать устранение просадки грунтовой толщи от ее собственного веса в пределах площади, занимаемой мостовым сооружением, и на расстоянии, равном половине высоты просадочной толщи вокруг него.

**9.3** Свайные фундаменты на территориях с просадочными грунтами при возможности их замачивания применяют в случаях прорезки сваями всех слоев просадочных грунтов.

Нижние концы свай должны быть заглублены в скальные грунты, плотные и средней плотности пески, глинистые грунты с показателем текучести в водонасыщенном состоянии:

$l_L < 0,6$  — для всех видов свай в грунтовых условиях I типа;

$l_L < 0,4$  — для забивных свай и  $l_L < 0,2$  — для буронабивных свай при  $s_{sl,g} \leq s_u$  в грунтовых условиях II типа (где  $s_{sl,g}$  — просадка от собственного веса грунта с учетом подсыпки или другой пригрузки его поверхности);

$l_L < 0,2$  — для забивных свай и  $l_L \leq 0$  — для буронабивных свай при  $s_{sl,g} \leq s_u$  в грунтовых условиях II типа. Заглубление свай в указанные грунты назначают по расчету путем проверки условия, что осадка сваи не превышает предельное значение  $s_u$ , и условия обеспечения требуемой несущей способности сваи. При этом принимают наибольшее из полученных значений заглубления сваи.

Если прорезка указанных грунтов в конкретных случаях экономически нецелесообразна, то в грунтовых условиях I типа по просадочности допускается (кроме больших мостов) устройство свай (кроме свай-оболочек) с заглублением нижних концов не менее чем на 1 м в слой грунта с относительной просадочностью  $\varepsilon_{sl} < 0,02$  (при давлении не менее 300 кПа, но не менее давления от собственного веса грунта и нагрузки на его поверхности), при условии, что в этом случае обеспечивается несущая способность свай, а суммарные значения возможных просадок и осадок основания не превышают предельных значений для сооружения при неравномерном замачивании грунтов. При этом должна быть обеспечена несущая способность свай и свайных фундаментов, а возможные недопустимые осадки и просадки грунтов исключают применением дополнительных мероприятий.

Сваи малых мостов в грунтовых условиях I типа допускается опирать нижним концом на грунты с  $\varepsilon_{sl} > 0,02$ , если несущая способность свай подтверждена испытаниями.

**9.4** В случае если по результатам инженерных изысканий установлено, что погружение забивных свай в грунты затруднено, в проекте предусматривают устройство лидерных скважин, диаметр которых в грунтовых условиях I типа назначают менее диаметра сечения сваи (до 50 мм), а в грунтовых условиях II типа — менее или равным ему (до 50 мм).

**9.5** Расчет несущей способности свай, применяемых в грунтовых условиях I типа, производят в соответствии по 7.3 и приложению А, с учетом того, что сопротивление грунтов под нижним торцом сваи  $R$  и на боковой поверхности  $R_{fi}$  по [8], коэффициент пропорциональности  $K$  (приложение А, формулы (А.9) и (А.10)), модуль деформации  $E$ , угол внутреннего трения  $\varphi$  и удельное сцепление  $c$  определяются:

а) в случае если возможно замачивание грунта до полного его водонасыщения, — расчетные табличные характеристики принимают при показателе текучести  $I_L$ , определяемом по формуле

$$I_L = \frac{0,9e\rho_w - w_p}{\rho_s \frac{w_L - w_p}{w_L - w_p}}, \quad (9.1)$$

где  $e$  — коэффициент пористости грунта природного сложения;

$\rho_w$  — плотность воды ( $\gamma_w = 1 \text{ г/см}^3$ );

$\rho_s$  — плотность частиц грунта,  $\text{г/см}^3$ ;

$w_p, w_L$  — влажность грунта на границе раскатывания и на границе текучести, в долях единицы.

При полученном расчетом по формуле (9.1) значении  $I_L < 0,4$   $I_L$  принимают равным 0,4;

б) в случае если замачивание грунта невозможно — при влажности  $w$  и показателе текучести  $I_L$  грунта в природном состоянии (при  $w < w_p$  принимается  $w_p$ ).

**9.6** Несущая способность свай в выштампованном ложе, применяемых в грунтовых условиях I типа, принимается как для забивных свай с наклонными гранями при соблюдении дополнительных правил, приведенных в 9.5.

**9.7** Несущую способность свай, применяемых в грунтовых условиях I типа, по результатам их статических испытаний, проведенных с локальным замачиванием грунта в пределах всей длины сваи согласно СТБ 2242, определяют по 7.3.7.

В грунтовых условиях I типа при наличии опыта строительства и результатов ранее выполненных статических испытаний свай в аналогичных условиях испытания свай допускается не проводить.

Не производится определение несущей способности свай и свай-оболочек, устраиваемых в просадочных грунтах, по данным результатов их динамических испытаний, а также определение расчетного сопротивления просадочных грунтов под нижним концом,  $R$ , и на боковой поверхности сваи,  $R_{fi}$ , по данным результатов полевых испытаний этих грунтов динамическим зондированием. Статическое зондирование допускается применять ниже границы просадочной толщи при выборе слоев грунта для опирания свай и при определении отрицательной силы трения просадочных грунтов на боковой поверхности сваи по 9.10.

**9.8** В грунтовых условиях I типа кроме свай, указанных в 6.2, также применяют набивные бетонные и железобетонные сваи, устраиваемые в пробуренных скважинах с забоем, уплотненным

втрамбовыванием щебня на глубину не менее  $3d_h$  (где  $d_h$  — диаметр скважины) или устройством забивной пяты конической формы.

В грунтовых условиях II типа рекомендуется применять сваи с антифрикционными оболочками, выполненными на части ствола, находящейся в пределах проседающей толщи.

**9.9** Сваи по несущей способности грунтов основания в грунтовых условиях II типа следует рассчитывать с учетом сил отрицательного трения, исходя из условия

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - m_{b4} P_n, \quad (9.2)$$

где  $N$  — расчетная нагрузка на одну сваю, кН;

$F_d$  — несущая способность сваи; кН; определяют по 9.11;

$\gamma_k$  — коэффициент надежности; принимают по 7.1.10;

$m_{b4}$  — коэффициент условий работы сваи; принимают в зависимости от возможного значения просадки грунта  $s_{sl}$ : при  $s_{sl} = 5$  см  $\gamma_c = 0$ ; при  $s_{sl} \geq 2s_u$   $\gamma_c = 0,8$ ; для промежуточных значений  $s_{sl}$   $\gamma_c$  определяют интерполяцией;

$P_n$  — отрицательная сила трения; определяют по 9.10.

Значение  $P_n$  определяют, как правило, для полностью водонасыщенного грунта (при возможном замачивании грунтов сверху).

По прочности материала сваи следует рассчитывать на нагрузку  $N + P_n$ .

**9.10** Отрицательную силу трения  $P_n$  в водонасыщенных грунтах и  $P'_n$  в грунтах природной влажности, действующую на боковой поверхности сваи, кН, принимают равной наибольшему предельному сопротивлению сваи длиной  $h_{sl}$  при испытаниях выдергивающей нагрузкой согласно СТБ 2242 соответственно в водонасыщенных грунтах и грунтах природной влажности.

До проведения испытаний на выдергивание значение  $P_n$  допускается определять:

а) по формуле

$$P_n = u \sum_{i=0}^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (9.3)$$

где  $u$  — периметр ствола сваи длиной, м;

$h_{sl}$  — расчетная глубина, до которой производится суммирование сил бокового трения проседающих слоев грунта, м; принимают равной глубине, где значение просадки грунта от действия собственного веса равно 0,05м;

$\tau_i$  — расчетное сопротивление, кПа, определяемое до глубины  $h$ , равной 6 м, по формуле

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i, \quad (9.4)$$

здесь  $\zeta$  — коэффициент бокового давления, принимаемый равным 0,7;

$\sigma_{zg}$  — вертикальное напряжение от собственного веса водонасыщенного грунта, кПа;

$\varphi_i$  и  $c_i$  — расчетные значения угла внутреннего трения, ...°, и удельного сцепления, осредненные по глубине  $h_{sl}$  и определяемые с учетом ГОСТ 12248.1 по методу консолидированного дренированного среза;

$h_i$  — толщина  $i$ -го слоя просадочного грунта, оседающего при замачивании и соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

При глубине  $6 \text{ м} < h < h_{sl}$  значение  $\tau_i$  принимают постоянным и равным значению  $\tau_i$  на глубине 6 м;

б) по результатам статического зондирования водонасыщенных грунтов и грунтов природной влажности на расчетную глубину  $h_{sl}$  (см. 7.3.7).

**9.11** Несущую способность свай,  $F_d$ , кН, в грунтовых условиях II типа по просадочности, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять:

а) по результатам статических испытаний свай с локальным замачиванием — как разность значений несущей способности свай длиной  $l$  на вдавливающую нагрузку и несущей способности свай длиной  $h_{sl}$  на выдерживающую нагрузку;

б) расчетом по 9.5 в условиях полного водонасыщения грунтов в пределах слоев грунта ниже глубины  $h_{sl}$ .

**9.12** Проведение статических испытаний свай в грунтах II типа по просадочности является обязательным при отсутствии архивных материалов по таким испытаниям.

**9.13** Для больших мостов в районах с неизученными грунтовыми условиями проводят испытания свай с длительным замачиванием основания до полного проявления просадок по программе, разработанной для конкретных условий с привлечением специализированной научно-исследовательской организации.

**9.14** Если на боковой поверхности свай возможно появление отрицательных сил трения, то осадку свайного фундамента из защемленных в грунте свай следует определять как для условного фундамента (см. 7.4.2), который принимают ограниченным с боковых сторон вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $h_{mt} \operatorname{tg} \left( \frac{\varphi_{II,mt}}{4} \right)$ , где  $h_{mt}$  — расстояние от нижнего конца сваи до глубины  $h_{sl}$ ;  $\varphi_{II,mt}$  — то же, что в формуле (7.29), определяемое в пределах слоев на глубину  $h_{mt}$ .

При расчете нагрузок от собственного веса условного фундамента следует добавлять отрицательные силы трения, определенные по формуле (9.3) при периметре  $u$ , м, равном периметру ростверка в пределах его высоты и периметру куста по наружным граням свай.

**9.15** Определение неравномерности осадок свайных фундаментов в просадочных грунтах для расчета мостовых сооружений производят с учетом прогнозируемых изменений гидрогеологических условий мостового перехода и возможных наиболее неблагоприятных вида и расположения источника замачивания по отношению к рассчитываемому фундаменту или сооружению в целом.

**9.16** При просадках грунта от собственного веса более 0,30 м следует учитывать возможность горизонтальных перемещений свайных фундаментов, попадающих в пределы криволинейной части просадочной воронки.

**9.17** В грунтовых условиях II типа при определении нагрузок, действующих на свайный фундамент, следует учитывать отрицательные силы трения, которые могут появляться на расположенных выше подошвы свайного ростверка боковых поверхностях заглубленных в грунт частей мостового сооружения.

**9.18** При применении свайных фундаментов планировочные подсыпки грунтов более 1 м на территориях, сложенных просадочными грунтами, допускаются только при специальном обосновании.



**9.19** При проектировании свайных фундаментов, устраиваемых в грунтовых условиях II типа, коэффициент надежности по назначению сооружения,  $\gamma_n$ , следует принимать более или равным 1,0.

## 10 Особенности проектирования фундаментов в набухающих грунтах

**10.1** При проектировании свайных фундаментов в набухающих грунтах допускается предусматривать как полную прорезку сваями всей толщи набухающих грунтов (с опиранием нижних концов на ненабухающие грунты), так и частичную прорезку (с опиранием нижних концов непосредственно в толще набухающих грунтов).

**10.2** При расчете несущей способности свай в набухающих грунтах значения расчетного сопротивления набухающих грунтов под нижним концом,  $R$ , и на боковой поверхности,  $R_{fl}$ , сваи или сваи-оболочки рекомендуется принимать на основании результатов статических испытаний свай и свай-штампов в набухающих грунтах с их замачиванием на строительной площадке или прилегающих к ней территориях, имеющих аналогичные грунты. При отсутствии результатов указанных статических испытаний расчетное сопротивление набухающих грунтов под нижним концом,  $R$ , и на боковой поверхности,  $R_{fl}$ , свай и свай-оболочек диаметром менее 1 м допускается принимать по [2] с введением дополнительного коэффициента условий работы сваи в грунте  $m_{b4} = 0,5$ , учитываемого независимо от других коэффициентов условий работы.

**10.3** При расчете свайных фундаментов в набухающих грунтах по деформациям (см. 7.4) следует выполнить дополнительный расчет по определению подъема свай при набухании грунта по 10.4 – 10.6.

**10.4** Возможный подъем забивных свай, погруженных в предварительно пробуренные лидерные скважины, набивных свай без уширения, а также свай-оболочек, не прорезающих набухающую зону грунтов, определяют опытным путем.

При определении предельных значений подъема сооружений, а также значений подъема поверхности набухающего грунта,  $h_{sw}$ , и подъема слоя грунта в уровне расположения нижних концов свай,  $h_{sw,p}$ , целесообразно учитывать [2].

**10.5** При прорезке сваями набухающих слоев грунта и при заглублении их в ненабухающие грунты подъем свайного фундамента будет практически исключен при соблюдении условия

$$N \geq F_{sw} - \frac{F_{du}}{\gamma_n}, \quad (10.1)$$

где  $N$  — расчетная нагрузка на сваю, кН, определенная с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ ;

$F_{sw}$  — равнодействующая расчетных сил подъема, действующих на боковой поверхности сваи, кН, определяемая по результатам их полевых испытаний в набухающих грунтах или определяемая с использованием данных [2], с учетом коэффициента надежности по нагрузке для сил набухания грунта  $\gamma_f = 1,2$ ;

$F_{du}$  — несущая способность участка сваи, расположенного в ненабухающем грунте, при действии выдергивающих нагрузок, кН;

$\gamma_n$  — то же, что в формуле (7.2).

**10.6** В случае определения подъема свай диаметром более 1 м, не прорезающих набухающие слои грунта, как для фундамента на естественном основании целесообразно учитывать [2]. При этом подъем сваи с уширением определяется при действии нагрузки  $F_u$ :

$$F_u = N + \gamma_{II} V_g - F_{sw}, \quad (10.2)$$

где  $N, F_{sw}$  — то же, что в формуле (10.1);

$\gamma_{II}$  — расчетное значение удельного веса грунта, кН /м<sup>3</sup>;

$V_g$  — объем грунта, препятствующий подъему сваи, м<sup>3</sup>; принимают равным объему грунта в пределах расширяющегося усеченного конуса высотой  $h$  с нижним (меньшим) диаметром уширения  $d$  и верхним диаметром —  $d' = h + d$  (здесь  $h$  — расстояние от природной поверхности грунта до середины уширения сваи).

**10.7** При проектировании свайных фундаментов в набухающих грунтах между поверхностью грунта и нижней поверхностью ростверка необходимо предусматривать зазор размером более или равным максимальному значению подъема грунта при его набухании.

При толщине слоя набухающего грунта менее 12 м допускается устраивать ростверк, опирающийся непосредственно на грунт, при соблюдении условия (10.1).

## 11 Особенности проектирования фундаментов на подрабатываемых территориях

**11.1** Проектирование фундаментов на подрабатываемых территориях осуществляют в соответствии с настоящим техническим кодексом и с учетом [1]; при этом наряду с данными инженерных изысканий для проектирования фундаментов также используют данные горно-геологических изысканий и сведения об ожидаемых деформациях земной поверхности.

**11.2** В задание на проектирование фундаментов на подрабатываемых территориях должны быть внесены полученные по результатам маркшейдерского расчета данные об ожидаемых максимальных деформациях земной поверхности на участке строительства, в том числе об оседании, наклоне, относительных горизонтальных деформациях растяжения или сжатия, радиусах кривизны земной поверхности, высоте уступа.

**11.3** Расчет фундаментов мостовых сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, следует производить по предельным состояниям на особое сочетание нагрузок, назначаемых с учетом воздействий со стороны деформируемого при подработке основания.

**11.4** В зависимости от характера сопряжения голов свай с ростверком и взаимодействия фундаментов с грунтом основания в процессе развития в нем горизонтальных деформаций от подработки территории различают следующие схемы свайных фундаментов:

— жесткие — при жесткой заделке голов свай в ростверк путем заанкеривания в нем выпусков арматуры свай или непосредственной заделки в нем головы сваи;

— податливые — при условно-шарнирном сопряжении сваи с ростверком, выполненном путем заделки ее головы в ростверк на 0,05 – 0,10 м, или сопряжения через шов скольжения.

**11.5** Расчет свайных фундаментов и их оснований на подрабатываемых территориях следует производить с учетом:

а) изменений физико-механических свойств грунтов, вызванных подработкой территории, по 11.6;

б) перераспределения вертикальных нагрузок на отдельные сваи, вызванного наклоном, искривлением и уступообразованием земной поверхности, по 11.7;

в) дополнительных нагрузок в горизонтальной плоскости, вызванных относительными горизонтальными деформациями грунтов основания, по 11.8.

**11.6** Несущую способность грунта основания свай всех видов,  $F_{cr}$ , кН, работающих на сжимающую нагрузку, при подработке территории следует определять по формуле

$$F_{cr} = \gamma_{cr} F_d, \quad (11.1)$$

где  $\gamma_{cr}$  — коэффициент условий работы, учитывающий изменение физико-механических свойств грунтов и перераспределение вертикальных нагрузок при подработке территории: для свай-стоек  $\gamma_{cr} = 1$ ; для защемленных в грунте свай в фундаментах податливых сооружений (например, с шарнирными опорами)  $\gamma_{cr} = 0,9$ ; для защемленных в грунте свай в фундаментах жестких сооружений (например, с жесткими узлами)  $\gamma_{cr} = 1,1$ ;

$F_d$  — несущая способность сваи, кН; определяют расчетом по 7.3.1 или по результатам полевых исследований (испытания свай динамической или статической нагрузкой, зондирование грунтов) (7.3.7).

В случае крутопадающих пластов в формуле (11.1) также учитывают зависящий от значения относительной горизонтальной деформации  $\varepsilon_h$ , мм/м, дополнительный коэффициент  $\gamma_{cr} = 1/(1 + 100\varepsilon_h)$ .

**11.7** Дополнительные вертикальные нагрузки  $\pm\Delta N$  на сваи или сваи-оболочки сооружений с жесткой конструктивной схемой определяют в зависимости от расчетных значений вертикальных перемещений свай, вызванных наклоном, искривлением, образованием уступов земной поверхности, а также горизонтальными деформациями грунтов основания при условиях:

а) свайные фундаменты из защемленных в грунте свай и их основания заменяют согласно 7.4.2 условным фундаментом на естественном основании;

б) основание условного фундамента принимают линейно-деформируемым с постоянными по длине сооружения или выделенного в нем отсека модулем деформации и коэффициентом постели грунта.

Определение дополнительных вертикальных нагрузок производят относительно продольной и поперечной осей мостового сооружения.

**11.8** В расчетах свайных фундаментов, возводимых на подрабатываемых территориях, следует учитывать дополнительные усилия, возникающие в сваях вследствие их работы на изгиб под влиянием горизонтальных перемещений грунта основания при подработке территории по отношению к проектному положению свай.

**11.9** Расчетное горизонтальное перемещение грунта,  $u_{cr}$ , мм, при подработке территории следует определять по формуле

$$u_{cr} = \gamma_f m_{b4} \varepsilon_h X, \quad (11.2)$$

где  $\gamma_f$ ,  $m_{b4}$  — соответственно коэффициент надежности по нагрузке и коэффициент условий работы для относительных горизонтальных деформаций; целесообразно принимать с учетом [1];

$\varepsilon_h$  — ожидаемое значение относительной горизонтальной деформации, определяемое по результатам маркшейдерского расчета, мм/м;

$x$  — расстояние от оси рассматриваемой сваи до центральной оси сооружения, м.

**11.10** Свайные фундаменты мостовых сооружений, возводимых на подрабатываемых территориях, проектируют исходя из условий необходимости передачи на ростверк минимальных усилий от свай, возникающих в результате деформации земной поверхности.

Для выполнения этого требования в проектах предусматривают:

а) устройство разрезных пролетных строений — для уменьшения влияния перемещений грунта основания;

б) преимущественно защемленные в грунте сваи для сооружений с жесткой конструктивной схемой — для снижения дополнительно возникающих усилий в вертикальной плоскости от искривления основания;

в) сваи возможно меньшей жесткости, например призматические, квадратного или прямоугольного поперечного сечения, при этом сваи прямоугольного сечения располагают меньшей стороной в продольном направлении сооружения;

г) преимущественно податливые конструкции сопряжений свай с ростверком, указанные в 11.4.

В случае применения разрезных пролетных строений размеры деформационных швов определяют в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект).

**11.11** Свайные фундаменты применяют, как правило, на подрабатываемых территориях I – IV групп, в том числе:

а) с защемленными в грунте сваями — на территориях I – IV групп для любых видов и конструкций мостовых сооружений;

б) со сваями-стойками — на территориях III и IV групп для сооружений, проектируемых с податливой конструктивной схемой при искривлении основания, а для IV группы — также и для сооружений, проектируемых с жесткой конструктивной схемой.

Заглубление в грунт свай на подрабатываемых территориях должно быть не менее 4 м, за исключением случаев опирания свай на скальные грунты.

Сваи-оболочки, набивные и буровые сваи диаметром более 600 мм и другие виды жестких свай допускается применять, как правило, только в свайных фундаментах с податливой схемой при сопряжении их с ростверком через шов скольжения (см. 11.4).

**11.12** На подрабатываемых территориях Iк – IVк групп с возможным образованием уступов, а также на площадках с геологическими нарушениями применение свайных фундаментов допускается только при наличии специального обоснования.

**11.13** Конструкция сопряжения свай с ростверком назначается в зависимости от значения ожидаемого горизонтального перемещения грунта основания, при этом предельные значения горизонтального перемещения для свай не должны превышать, при сопряжении с ростверком (11.4), мм:

20 — при жестком;

50 — при податливом условно-шарнирном;

80 — при податливом через шов скольжения.

**11.14** Свайные ростверки рассчитывают на внецентренное растяжение и сжатие, а также на кручение при воздействии на них горизонтальных опорных реакций от свай (поперечной силы и изгибающего момента), вызванных боковым давлением деформируемого при подработке грунта основания.

**11.15** При применении свайных фундаментов с высоким ростверком, устраиваемых на поверхности грунта, необходимо предусматривать зазор по всему периметру свай шириной не менее 80 мм на всю толщину жесткой конструкции. Зазор заполняют пластичными или упругими материалами, не образующими жесткой опоры для свай при воздействии горизонтальных перемещений грунта основания.

## **12 Особенности проектирования свайных фундаментов при реконструкции мостовых сооружений**

**12.1** Применение свайных фундаментов при реконструкции мостовых сооружений наиболее целесообразно при значительном увеличении нагрузки на основание и при наличии в основании слабых грунтов.

Для свайных фундаментов могут быть использованы следующие виды свай: забивные, вдавливаемые, буронабивные, буроинъекционные и бурозавинчиваемые.

При проведении реконструкции в условиях существующей застройки рекомендуется применение вдавливаемых, буронабивных, буроинъекционных и бурозавинчиваемых свай.

**12.2** Свайные фундаменты при реконструкции мостовых сооружений следует проектировать согласно настоящему разделу и 7.1 – 7.4. В исходные данные для проектирования, кроме указанных в 4.1, должны быть включены результаты работ по обследованию оснований, фундаментов и конструкций реконструируемого мостового сооружения, а в условиях существующей застройки — также зданий и сооружений, попадающих в зону влияния реконструкции.

**12.3** Инженерно-геологические изыскания для реконструкции следует проводить согласно разделу 5.

**12.4** В проектах реконструкции оснований и фундаментов мостовых сооружений следует принимать такие решения, при которых максимально используются существующие конструкции фундаментов и несущая способность грунтов. Для оценки несущей способности оснований и фундаментов при реконструкции, а также при капитальных ремонтах с повышением классов грузоподъемности сооружения, рекомендуется предусматривать методы инструментальной диагностики в соответствии с [10].

**12.5** Фундаменты из забивных свай, проектируемые для реконструкции в условиях существующей застройки, необходимо проверить на безопасность по условию динамических воздействий на конструкции близко расположенных зданий и сооружений с учетом 4.14, а также на безопасность смещения грунта вокруг погружаемых свай.

Безопасное по условию динамических воздействий расстояние от погружаемых свай до зданий или сооружений  $r$ , м, как правило, должно быть не менее 25 м.

**12.6** Если расстояние от ближайших погружаемых свай  $r$  менее 25 м, допустимые безопасные расстояния устанавливаются исходя из условия, чтобы расчетная скорость вертикальных колебаний фундамента  $V$ , см/с, на расстоянии  $r$  от погружаемой сваи не превышала предельно допустимого зна-

чения для данного здания или сооружения, которое устанавливается в зависимости от конструктивных особенностей здания или сооружения и категории их состояния согласно таблице Е.3 (приложение Е). Допустимые значения скорости вертикальных колебаний фундамента приведены в таблице 12.1. В необходимых случаях допустимые безопасные расстояния следует уточнить на основе инструментальных измерений параметров колебаний грунта и сооружений при пробном погружении свай.

Примечание — Уменьшение негативного динамического воздействия от забивки свай на существующие здания и сооружения возможно путем погружения свай в лидерные скважины, применением гидромолотов с большой массой их ударной части при малой высоте ее подъема, вибропогружения и др.

Значения скорости колебаний  $V$ , см/с, зданий и сооружений определяют по формуле

$$V = 2\pi\alpha\delta, \quad (12.1)$$

где  $\alpha$  и  $\delta$  — амплитуда и частота колебаний соответственно, определяемые экспериментально при пробной забивке свай.

Таблица 12.1

Конструкции зданий и сооружений	Допустимые значения скорости колебаний фундамента $V$ , см/с, не более, для грунтов основания		
	Пески		
	плотные	средней плотности	рыхлые
	Глинистые грунты при показателе текучести		
	$I_L < 0,5$	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$	$I_L > 0,75$
Монолитные железобетонные и каркасные со стальным каркасом	6,0	4,5	1,5
Каркасные с рамным каркасом из монолитного железобетона	4,0	2,0	0,7
Кирпичные блочные и панельные	3,0	1,5	0,5

**12.7** В случаях когда применение забивных свай вблизи существующих зданий и сооружений оказывается невозможным по условию динамических воздействий, они могут быть заменены на вдавливаемые сваи, погружаемые специальными сваевдавливающими установками или с помощью домкратов.

Минимально необходимое усилие  $F$ , кН, для вдавливания свай допускается определять из условия

$$F \geq K_v F_d, \quad (12.2)$$

где  $K_v$  — коэффициент условий работы, принимаемый при скорости погружения свай до 3 м/мин равным 1,2;

$F_d$  — несущая способность свай при различной глубине ее погружения, кН.

При применении вдавливания свай для усиления оснований реконструируемых зданий их фундаменты и подземные конструкции должны быть проверены на возможность восприятия усилия вдавливания  $F$  и, в случае необходимости, усилены.

**12.8** При применении фундаментов из буронабивных свай для реконструируемых зданий и сооружений необходимо произвести оценку возможной технологической осадки при разбуривании свайных скважин, которая может вызвать осадку близко расположенных фундаментов, а также преду-

смотреть мероприятия по уменьшению технологической осадки за счет использования станков, оснащенных инвентарными обсадными трубами. Оценка может быть выполнена на основании сопоставимого опыта или данных мониторинга.

**12.9** Для усиления или устройства фундаментов реконструируемых сооружений вместо буронабивных свай допускается применение бурозавинчиваемых свай. В этом случае исключаются разгрузка и разрыхление грунтов, происходящие при проходке буронабивных свай.

**12.10** Для усиления оснований и фундаментов в стесненных условиях проведения реконструкции, а также в случае необходимости углубления подземной части здания или устройства вблизи него подземных сооружений применяют буроинъекционные сваи диаметром от 100 до 250 мм.

**12.11** При усилении свайных фундаментов реконструируемых сооружений путем подведения дополнительных свай под их существующие ростверки последние должны быть проверены на прочность в связи с изменением значений нагрузок и мест их приложения. В случае недостаточной прочности ростверков необходимо предусмотреть их усиление.

**12.12** Дополнительные осадки оснований реконструируемых сооружений, вызванные реконструкцией, не должны превышать предельных дополнительных значений, которые устанавливают в зависимости от уровня ответственности сооружения и категории состояния его конструкций с учетом действующих ТНПА.

### **13 Особенности проектирования фундаментов при возведении мостовых сооружений вблизи существующих зданий и сооружений**

**13.1** При проектировании фундаментов мостовых сооружений в районах существующей застройки следует выполнить геотехнический прогноз влияния строительства на изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива и деформации существующих зданий и сооружений.

Прогноз изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива выполняют путем математического моделирования с использованием нелинейных моделей механики сплошных сред численными методами.

Математическое моделирование изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива разрешается не проводить при расположении существующих зданий и сооружений на расстоянии более  $2H_k$ , где  $H_k$  — глубина котлована.

**13.2** Методы оценки влияния нового строительства на расположенные вблизи здания и сооружения приведены в приложении Е.

## Приложение А

## Расчет свайных фундаментов

**А.1** Расчет свайных фундаментов на совместное действие вертикальной и горизонтальной сил и момента следует производить в соответствии со схемой, приведенной на рисунке А.1. Расчет должен включать следующие операции:

а) расчет свай по деформациям, предусматривающий проверку соблюдения условий (А.1) и (А.2):

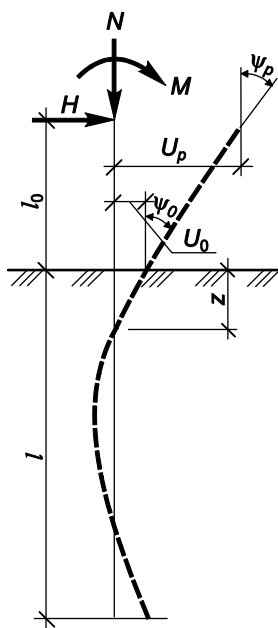
$$U_p \leq U_u, \quad (A.1)$$

$$\psi_p \leq \psi_u, \quad (A.2)$$

где  $U_p$  и  $\psi_p$  — расчетные значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, определяемые по А.6;

$U_u$  и  $\psi_u$  — предельные значения соответственно горизонтального перемещения головы сваи, м, и угла ее поворота, рад, устанавливаемые в задании на проектирование сооружения;

б) расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю, выполняемый по А.4;



**Рисунок А.1 — Расчетная схема**

в) проверку сечений свай на сопротивление материала по предельным состояниям первой и второй групп (по прочности, образованию и раскрытию трещин) на совместное действие расчетных усилий: сжимающей силы, изгибающего момента и поперечной силы; указанный расчет выполняют в зависимости от материала свай согласно требованиям ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект), с учетом дополнительных правил, приведенных в 7.1.6 – 7.1.8 и в настоящем приложении, а расчетные значения сжимающих сил  $N_z$ , изгибающих моментов  $M_z$  и поперечных сил  $Q_z$ , действующих в различных сечениях сваи, определяют по А.5.



В случае жесткой заделки сваи в ростверк, если исключается возможность поворота ее головы (например, в жесткий ростверк с двумя рядами свай или более, установленных в направлении действия горизонтальной силы), в расчетах следует учитывать момент заделки  $M = M_f$ , действующий в месте сопряжения сваи с ростверком и определяемый по А.8.

**А.2** При расчете свай на горизонтальную нагрузку грунт, окружающий сваю, допускается рассматривать как линейно-деформируемую среду, характеризующуюся коэффициентом постели  $c_z$ .

Расчетное значение коэффициента постели  $c_z$ , кН/м<sup>3</sup>, грунта на боковой поверхности сваи при отсутствии опытных данных допускается определять по формуле

$$c_z = Kz, \quad (\text{А.3})$$

где  $K$  — параметр пропорциональности, кН/м<sup>4</sup>; принимают в зависимости от вида грунта, окружающего сваю, по таблице А.1;

$z$  — глубина расположения сечения сваи в грунте, м, для которой определяют коэффициент постели по отношению к поверхности грунта при высоком ростверке или к подошве ростверка — при низком ростверке.

Расчетная поверхность грунта во всех расчетах, включающих определение перемещений фундамента, внутренних усилий в сечениях свай и плиты ростверка, а также давления фундамента на грунт, принимается на уровне его естественной поверхности; при срезке грунта или местного размыва дна водотока у опоры — на этих полученных отметках, а при наличии очень слабого верхнего слоя (илы, текучие или текучепластичные глинистые грунты) — на уровне подошвы этого слоя.

**Таблица А.1**

Грунт, окружающий сваю, и его характеристика	Параметр пропорциональности $K$ , кН/м <sup>4</sup> , для свай	
	забивных	набивных, буровых, свай-оболочек
Глины и суглинки текучепластичные ( $0,75 < I_L \leq 1$ )	650–2500	500–2000
Глины и суглинки мягкопластичные ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ ); супеси пластичные ( $0 \leq I_L \leq 1$ ); пески пылеватые ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ )	2500–5000	2000–4000
Глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ( $0 \leq I_L \leq 0,5$ ); супеси твердые ( $I_L < 0$ ); пески мелкие ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ); пески средней крупности ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )	5000–8000	4000–6000
Глины и суглинки твердые ( $I_L < 0$ ); пески крупные ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )	8000–13 000	6000–10 000
Пески гравелистые ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); гравий и галька с песчаным заполнителем	—	10 000–20 000
Примечание — Меньшие значения параметра $K$ в таблице соответствуют большим значениям показателя текучести $I_L$ глинистых грунтов и коэффициентов пористости $e$ песчаных грунтов, указанным в скобках, а большие значения параметра $K$ — соответственно более низким значениям $I_L$ и $e$ . Для грунтов с промежуточными значениями характеристик $I_L$ и $e$ значение параметра $K$ определяют интерполяцией.		

При расчетах свайных фундаментов с ростверком, заглубленным ниже поверхности грунта, необходимо учитывать сопротивление грунта не только вокруг свай, но и перед ростверком, при условии обеспечения контроля укладки и уплотнения обратной засыпки пазух или при наличии вокруг ростверка природного грунта.

Расчетное значение коэффициента постели на боковой грани плиты ростверка  $C_{z1}$  определяется по формуле

$$C_{z_1} = Kz_1, \quad (A.4)$$

где  $K$  — параметр пропорциональности, характеризующий изменение коэффициента постели грунта по глубине и принимаемый по таблице А.1, кН/м<sup>4</sup>;

$z_1$  — глубина от расчетной поверхности грунта до точки, для которой определяется коэффициент постели, м. Если верхняя грань плиты ростверка расположена ниже расчетной поверхности грунта, глубину  $z_1$  отсчитывают от этой грани.

Расчетное значение коэффициента постели грунта под подошвой сваи (оболочки или столба),  $C_n$  определяют по формулам

$$C_n = \frac{5Kl}{d_n}, \quad (A.5)$$

но не менее

$$C_n = \frac{50K}{d_n}. \quad (A.6)$$

В формулах (А.5) и (А.6):

$K$  — параметр пропорциональности, характеризующий изменение, в зависимости от глубины, коэффициента постели грунта, расположенного под подошвой сваи (принимают по таблице А.1), кН/м<sup>4</sup>;

$l$  — действительная глубина погружения нижнего конца сваи в грунт от подошвы ростверка или расчетной поверхности, м;

$d_n$  — размер подошвы сваи, м. При наличии уширения в нижней части принимается равным наибольшему поперечному размеру уширения, а при его отсутствии — диаметру свайного элемента.

В случае когда консистенция глинистых грунтов не характеризуется числовым значением показателя, а указывается в виде наименования и пески указываются средней плотности, параметр  $K$  принимают равным среднему арифметическому из указанных в таблице А.1 пределов соответствующих значений для данного вида грунта. Параметр  $K$  для плотных песков принимается на 30 % выше, чем наибольшие соответствующие табличные значения для данного вида грунта.

При наличии в пределах толщины плиты ростверка и в пределах глубины погружения свай нескольких слоев грунта в расчете используются приведенные значения  $K$ , которые следует определять по формулам (А.7) и (А.9)

$$K = \frac{\sum K_i h_i}{l_n}, \quad (A.7)$$

где  $K_i$  — значение параметра пропорциональности  $K$  для  $i$ -го слоя грунта; принимают по таблице А.1;

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

$l_n$  — глубина заложения подошвы плиты ростверка от расчетной поверхности грунта, м. Если верхняя грань плиты ростверка расположена ниже расчетной поверхности грунта, то под  $l_n$  понимают толщину плиты.

При наличии в пределах длины сваи нескольких слоев грунта рекомендуется для определения сопротивления грунта на боковой поверхности сваи использовать одно приведенное значение коэффициента пропорциональности  $K$ , принимаемое в зависимости от грунтов, расположенных до

глубины  $l_k$ , м, отсчитываемой от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка — при низком ростверке

$$l_k = 3,5d + \Delta, \quad (\text{A.8})$$

где  $d$  — наружный диаметр круглого или размер стороны квадратного или прямоугольного сечения сваи, параллельной плоскости действия нагрузки, м;

$\Delta$  — коэффициент, принимаемый равным 1,5 м.

Если в пределах глубины  $l_k$  расположено два слоя грунта, то приведенное значение  $K$  определяют по формуле

$$K = \frac{K_I h_I \cdot (2l_k - h_I) + K_{II} \cdot (l_k - h_I)^2}{l_k^2}, \quad (\text{A.9})$$

а если три слоя — по формуле

$$K = \frac{K_I h_I \cdot [2(h_{III} + h_{II}) + h_I] + K_{II} h_{II} \cdot (2h_{III} + h_{II}) + K_{III} h_{III}^2}{l_k^2}, \quad (\text{A.10})$$

где  $h_I$  — толщина первого (верхнего) слоя грунта, м;

$h_{II}$  и  $h_{III}$  — толщина второго и третьего слоев грунта в пределах  $h_k$ , м;

$K_I$ ,  $K_{II}$  и  $K_{III}$  — значения параметра пропорциональности, принимаемые по таблице А.1 для грунтов первого, второго и третьего слоев.

**А.3** Расчеты свай по предельным состояниям двух групп следует выполнять с использованием значений приведенной глубины погружения сваи в грунт  $\bar{l}$  и приведенной глубины расположения сечения сваи в грунте  $\bar{z}$ , определяемых по формулам:

$$\bar{l} = \alpha_\epsilon l, \quad (\text{A.11})$$

$$\bar{z} = \alpha_\epsilon z, \quad (\text{A.12})$$

где  $l$  и  $z$  — действительная глубина погружения сваи (ее нижнего конца) в грунт и действительная глубина расположения сечения сваи в грунте, соответственно отсчитываемые от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низком ростверке, м;

$\alpha_\epsilon$  — коэффициент деформации сваи, 1/м; определяют по формуле

$$\alpha_\epsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{EI}}, \quad (\text{A.13})$$

здесь  $K$  — то же, что в формуле (А.3);

$E$  — начальный модуль упругости бетона сваи при сжатии и растяжении для железобетонных свай; модуль упругости древесины для деревянных свай, кПа;

$I$  — момент инерции поперечного сечения сваи, м<sup>4</sup>;

$b_p$  — расчетная ширина свайного элемента (свай-оболочки, сваи-столба), м; определяют по формуле

$$b_p = K_\phi \cdot (d + 1) \cdot K_p; \quad (\text{A.14})$$

для сваи

$$b_p = K_\phi \cdot (1,5d + 0,5), \quad (\text{A.15})$$

## ТКП/ПР1 -202X

$K_\phi$  — коэффициент, равный 0,9 — при круглой форме поперечного сечения сваи и 1,0 — при квадратной;

$K_p$  — коэффициент; определяют по формуле

$$K_p = K_1 + \frac{(1 - K_1) \cdot Z_p}{2(d + 1)}, \quad (\text{A.16})$$

$k_1$  — коэффициент, зависящий от количества  $n_p$  свай в одной вертикальной плоскости (в одном ряду), параллельной действию нагрузки. При  $n_p = 1; 2; 3; 4$  и более  $k_1 = 1; 0,6; 0,5$  и  $0,45$  соответственно;

$Z_p$  — среднее расстояние в свету (на уровне расчетной поверхности грунта) между свайными элементами, расположенными в указанной плоскости, м;

$d$  — то же, что в формуле (A.8).

Для облегчения вычислений значений коэффициента деформации сваи  $\alpha_\varepsilon$  допускается использовать таблицу A.2.

В случае когда набивные и буровые сваи, сваи-оболочки заделаны не менее чем на 0,5 м в неветреный скальный грунт, глубину  $l$  определяют по формуле

$$l = l_c + l_\delta, \quad (\text{A.17})$$

где  $l_c$  — глубина расположения кровли неветреного скального грунта, м, отсчитываемая от поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы ростверка при низком ростверке;

$l_\delta$  — дополнительная глубина, м, принимаемая равной:

0 — при заделке нижнего конца сваи в магматические породы (гранит, диорит, базальт и др.);

$d/2$  — при заделке в другие породы.

**Таблица A.2**

$\frac{10^5 K b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$	$\frac{10^5 K b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$	$\frac{10^5 K b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$	$\frac{10^5 K b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$
1,000	0,1000	23,485	0,1880	160,16	0,2760	639,01	0,3640
1,104	0,1020	24,761	0,1900	166,04	0,2780	656,76	0,3660
1,217	0,1040	26,091	0,1920	172,10	0,2800	674,90	0,3680
1,338	0,1060	27,479	0,1940	178,34	0,2820	693,44	0,3700
1,469	0,1080	28,925	0,1960	184,75	0,2840	712,38	0,3720
1,611	0,1100	30,432	0,1980	191,35	0,2860	731,74	0,3740
1,762	0,1120	32,000	0,2000	198,14	0,2880	751,52	0,3760
1,925	0,1140	33,632	0,2020	205,11	0,2900	771,72	0,3780
2,082	0,1160	35,331	0,2040	212,28	0,2920	792,35	0,3800
2,288	0,1180	37,097	0,2060	219,65	0,2940	813,42	0,3820
2,449	0,1200	38,933	0,2080	227,23	0,2960	834,94	0,3840
2,703	0,1220	40,841	0,2100	235,01	0,2980	856,91	0,3860
2,932	0,1240	42,823	0,2120	243,00	0,3000	879,34	0,3880
3,176	0,1260	44,882	0,2140	251,21	0,3020	902,24	0,3900
3,436	0,1280	47,018	0,2160	259,64	0,3040	925,61	0,3920
3,713	0,1300	49,236	0,2180	268,29	0,3060	949,47	0,3940
4,007	0,1320	51,536	0,2200	277,17	0,3080	975,81	0,3960
4,320	0,1340	53,922	0,2220	286,29	0,3100	998,65	0,3980
4,653	0,1360	56,395	0,2240	295,65	0,3120	1024,00	0,4000
5,005	0,1380	58,958	0,2260	305,24	0,3140	1049,90	0,4020
5,378	0,1400	61,613	0,2280	315,09	0,3160	1076,20	0,4040
5,774	0,1420	64,363	0,2300	325,19	0,3180	1103,10	0,4060

Продолжение таблицы А.2

$\frac{10^5 K b_p}{EI}, M^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/M$	$\frac{10^5 K b_p}{EI}, M^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/M$	$\frac{10^5 K b_p}{EI}, M^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/M$	$\frac{10^5 K b_p}{EI}, M^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/M$
6,222	0,1440	67,211	0,2320	335,54	0,3200	1130,60	0,4080
6,634	0,1460	70,158	0,2340	346,16	0,3220	1158,60	0,4100
7,101	0,1480	73,208	0,2360	357,05	0,3240	1187,10	0,4120
7,594	0,1500	76,363	0,2380	368,20	0,3260	1216,20	0,4140
8,114	0,1520	79,626	0,2400	379,38	0,3280	1245,90	0,4160
8,662	0,1540	83,000	0,2420	391,35	0,3300	1276,10	0,4180
9,239	0,1560	83,487	0,2440	403,36	0,3320	1306,90	0,4200
9,847	0,1580	90,090	0,2460	415,65	0,3340	1338,30	0,4220
10,486	0,1600	93,812	0,2480	428,25	0,3360	1370,30	0,4240
11,158	0,1620	97,656	0,2500	441,15	0,3380	1403,00	0,4260
11,864	0,1640	101,636	0,2520	454,35	0,3400	1436,20	0,4280
12,605	0,1660	105,721	0,2540	467,88	0,3420	1468,50	0,4300
13,383	0,1680	109,950	0,2560	481,72	0,3440	1504,60	0,4320
14,199	0,1700	114,314	0,2580	495,88	0,3460	1539,70	0,4340
15,054	0,1720	118,810	0,2600	510,38	0,3480	1575,6	0,4360
15,949	0,1740	123,450	0,2620	525,22	0,3500	1612,0	0,4380
16,887	0,1760	128,240	0,2640	540,40	0,3520	1649,2	0,4400
17,869	0,1780	133,170	0,2660	555,92	0,3540	1687,0	0,4420
18,896	0,1800	138,25	0,2680	571,81	0,3560	1725,5	0,4440
19,969	0,1820	143,49	0,2700	588,05	0,3580	1764,7	0,4460
21,091	0,1840	148,88	0,2720	604,66	0,3600	1804,6	0,4480
22,262	0,1860	154,44	0,2740	621,65	0,3620	1845,0	0,4500
1886,7	0,4520	4591,7	0,5400	9767,8	0,6280	18 818	0,7160
1928,8	0,4540	4677,3	0,5420	9924,0	0,6300	19 082	0,7180
1971,6	0,4560	4764,5	0,5440	10 083	0,6320	19 349	0,7200
2015,2	0,4580	4852,5	0,5460	10 243	0,6340	19 619	0,7220
2059,6	0,4600	4942,0	0,5480	10 406	0,6360	19 838	0,7240
2104,8	0,4620	5032,8	0,5500	10 571	0,6380	20 169	0,7260
2150,8	0,4640	5125,0	0,5520	10 738	0,6400	20 448	0,7280
2197,5	0,4660	5218,5	0,5540	10 906	0,6420	20 731	0,7300
2245,1	0,4680	5313,4	0,5560	11 077	0,6440	21 016	0,7320
2293,5	0,4700	5409,7	0,5580	11 250	0,6460	21 305	0,7340
2342,7	0,4720	5507,3	0,5600	11 426	0,6480	21 597	0,7360
2392,7	0,4740	5606,4	0,5620	11 597	0,6500	21 892	0,7380
2443,6	0,4760	5706,8	0,5640	11 783	0,6520	22 190	0,7400
2495,4	0,4780	5808,7	0,5660	11 964	0,6540	22 492	0,7420
2548,0	0,4800	5912,1	0,5680	12 148	0,6560	22 796	0,7440
2601,6	0,4820	6016,8	0,5700	12 335	0,6580	23 104	0,7460
2656,0	0,4840	6123,2	0,5720	12 523	0,6600	23 416	0,7480
2711,3	0,4860	6231,0	0,5740	12 714	0,6620	23 730	0,7500
2767,6	0,4880	6340,3	0,5760	12 907	0,6640	24 049	0,7520
2824,8	0,4900	6451,2	0,5780	13 103	0,6660	24 370	0,7540
2882,9	0,4920	6563,6	0,5800	13 301	0,6680	24 695	0,7560
2942,0	0,4940	6677,5	0,5820	13 501	0,6700	25 023	0,7580
3002,0	0,4960	6793,0	0,5840	13 704	0,6720	25 355	0,7600
3063,0	0,4980	6910,2	0,5860	13 909	0,6740	25 691	0,7620
3125,0	0,5000	7028,9	0,5880	14 117	0,6760	26 030	0,7640
3188,0	0,5020	7149,2	0,5900	14 327	0,6780	26 372	0,7660
3252,0	0,5040	7271,2	0,5920	14 539	0,6800	26 718	0,7680
3317,1	0,5060	7394,9	0,5940	14 754	0,6820	27 068	0,7700
3383,1	0,5080	7520,2	0,5960	14 972	0,6840	27 421	0,7720
3450,3	0,5100	7647,3	0,5980	15 192	0,6860	27 778	0,7740
3518,4	0,5120	7776,0	0,6000	15 415	0,6880	28 139	0,7760
3587,7	0,5140	7906,5	0,6020	15 640	0,6900	28 503	0,7780
3658,0	0,5160	8037,7	0,6040	15 808	0,6920	28 872	0,7800
3729,5	0,5180	8172,7	0,6060	16 099	0,6940	29 244	0,7820

Окончание таблицы А.2

$\frac{10^5 K_b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$	$\frac{10^5 K_b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$	$\frac{10^5 K_b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$	$\frac{10^5 K_b_p}{EI}, \text{ м}^{-5}$	$\alpha_\varepsilon, 1/\text{м}$
3802,0	0,5200	8308,4	0,6080	16 332	0,6960	29 620	0,7840
3875,7	0,5220	8446,0	0,6100	16 568	0,6980	29 999	0,7860
3950,5	0,5240	8585,3	0,6120	16 807	0,7000	30 383	0,7880
4026,5	0,5260	8726,5	0,6140	17 048	0,7020	30 771	0,7900
4103,6	0,5280	8869,6	0,6160	17 295	0,7040	31 162	0,7920
4182,0	0,5300	9014,5	0,6180	17 540	0,7060	31 557	0,7940
4261,5	0,5320	9161,3	0,6200	17 790	0,7080	31 957	0,7960
4342,2	0,5340	9310,1	0,6220	18 042	0,7100	32 360	0,7980
4424,1	0,5360	9460,7	0,6240	18 298	0,7120	32 768	0,8000
4507,3	0,5380	9613,3	0,6260	18 556	0,7140	33 180	0,8020
33 595	0,8040	37 074	0,8200	40 835	0,8360	44 895	0,8520
34 015	0,8060	37 528	0,8220	41 326	0,8380	45 424	0,8540
34 440	0,8080	37 987	0,8240	41 821	0,8400	45 959	0,8560
34 868	0,8100	38 450	0,8260	42 321	0,8420	46 498	0,8580
35 300	0,8120	38 918	0,8280	42 826	0,8440	47 043	0,8600
35 737	0,8140	39 390	0,8300	43 336	0,8460	48 147	0,8640
36 179	0,8160	39 867	0,8320	43 851	0,8480	48 707	0,8660
36 624	0,8180	40 349	0,8340	44 371	0,8500	49 272	0,8680

Если в разных вертикальных плоскостях расположено различное количество свай, коэффициент  $K_p$  принимают один для всех элементов. Коэффициент  $K_p$  принимают равным меньшему из значений, полученных для этих рядов. Если через оси свайных элементов невозможно провести вертикальную плоскость, параллельную плоскости действия нагрузки, принимают  $K_p = 1$ . При расположении свайных элементов в шахматном порядке и расстояниях между осями соседних рядов, параллельных плоскости действия нагрузки, менее  $d + 1$ , значение  $K_p$  принимают как для приведенного ряда, полученного проекцией свайных элементов на плоскость действия нагрузки (рисунок А.2). В расчетах фундаментов на совместное действие нагрузок вдоль и поперек оси моста значение  $K_p$  принимают меньшим из значений, полученных для каждого из этих направлений.

При опирании свай на нескальный грунт подошву каждой сваи допускается принимать не закрепленной от поперечных смещений и поворотов, а при опирании свай на скальную породу (без забуривания в нее) — закрепленной против поперечных смещений и не закрепленной против поворотов. В этом случае глубину  $l$  заложения свай в грунте принимают равной расстоянию от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или от подошвы ростверка (при его заглублении в грунт) до низа сваи, а при наличии уширения — до его сечения наибольшего размера.

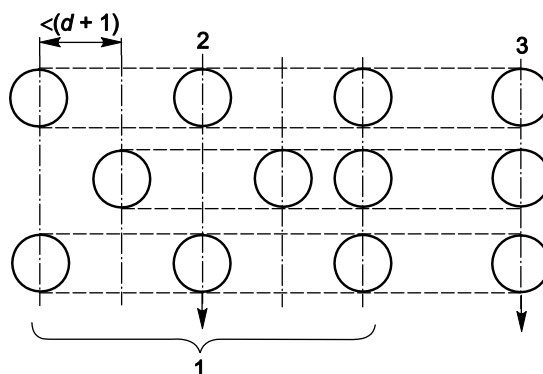


Рисунок А.2 — Схема для определения коэффициента  $K_p$  для свай-оболочек или свай-столбов, расположенных в шахматном порядке

Буровые сваи, заделанные в невыветрелый скальный грунт на глубину, требуемую по расчету, рассматривают как жестко заделанные в сечении, расположенном на  $\Delta l$  ниже поверхности невыветрелого скального грунта. Глубину  $l$  заложения в грунте таких свай принимают равной расстоянию от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенной над грунтом) или от подошвы ростверка (при заглоблении в грунт) до указанного сечения. При заделке буровых свай в скальные грунты из магматических пород (гранит, диорит, базальт и др.) принимают  $\Delta l = 0$ , в другие грунты —  $\Delta l = 0,5d$ , где  $d$  — диаметр сваи. При отсутствии связей между рассчитываемой опорой и другими опорами моста допускается принимать:

$$\bar{l} = 2l \text{ — для однорядных фундаментов;}$$

$\bar{l} = l$  — для фундаментов с вертикальными сваями, расположенными в два или несколько рядов;

$\bar{l} = 0,5l$  — для фундаментов, имеющих наклонные сваи, препятствующие горизонтальному смещению плиты ростверка в любом направлении.

В расчете несущей способности грунтового основания фундамента должно быть проверено выполнение условия

$$N_{\max} + Q_c \leq F_d \cdot \frac{m_{b4}}{\gamma_n}, \quad (\text{A.18})$$

где  $N_{\max}$  — наибольшее расчетное продольное усилие в верхнем сечении сваи, кН;

$Q_c$  — нагрузка от массы сваи, кН (для свай, опирающихся на глинистые или скальные грунты, вес  $Q_c$  определяют без учета гидростатического взвешивания, а свай, опирающихся на песчаные грунты, — с учетом гидростатического взвешивания);

$F_d$  — несущая способность основания сваи, кН; определяют по правилам раздела 7;

$\gamma_n$  и  $m_{b4}$  — соответственно коэффициент надежности по назначению сооружения и коэффициент условий работы.

Если сваи фундамента моста опираются на нескальный грунт и плита ростверка расположена над его поверхностью, значения  $\gamma_n$  принимают в зависимости от количества свай в фундаменте  $n$  по таблице 7.3.

В расчетах несущей способности фундаментов из свай, опертых на нескальный грунт и воспринимающих одну или несколько нагрузок и воздействий от торможения, горизонтальных поперечных ударов подвижного состава, давления ветра и льда, навала судов, изменения температуры, значения  $\gamma_c$  принимают по таблице А.3 в зависимости от наличия на плоской расчетной схеме фундамента наклонных свай или только вертикальных свай, от числа рядов свай  $n_r$  по схеме (т.е. расположенных перпендикулярно плоскости действия внешней нагрузки) и от степени неравномерности распределения продольных усилий в сваях фундамента, характеризуемой отношением

$$n_N = \frac{N_{\min}}{N_{\max}}, \quad (\text{A.19})$$

где  $N_{\min}$ ,  $N_{\max}$  — соответственно наименьшее и наибольшее продольные усилия в верхнем сечении свай (положительное при сжатии и отрицательное при растяжении).

Таблица А.3

Плоская схема фундамента	$n_r$	Значение $\gamma_c$ при		
		$n_N \leq 0,1$	$0,1 < n_N \leq 0,3$	$0,3 < n_N \leq 0,4$
Только с вертикальными сваями	4	1,10	1,10	1,10
	5–7	1,15	1,15	1,10
	$\geq 8$	1,20	1,15	1,10
При наличии наклонных свай	5–7	1,10	1,10	1,00
	$\geq 8$	1,15	1,10	1,10

Примечание — Несущую способность свай-оболочек и буровых свай, опираемых на невыветрелые, слабыветрелые или выветрелые скальные грунты, допускается определять как для свай-оболочек, опираемых на невыветрелый скальный грунт, при значениях коэффициентов надежности, соответственно равных 1,4; 2,3 и 4,6, а несущую способность свай-оболочек и буровых свай, опираемых на сильновыветрелый грунт, — как для крупнообломочных грунтов по результатам испытаний штампами или свай и свай-оболочек — статической нагрузкой.

Для случаев, не охваченных таблицей А.3, а также при опирании фундаментов на скальные грунты принимают  $m_{b4} = 1$ .

При расчете фундамента на нагрузки, совместно действующие вдоль и поперек оси мостового сооружения, коэффициент условий работы принимают равным меньшему из его значений, определенных для каждого из этих направлений.

В случае работы свай на выдергивание  $N_{min} + Q_{ch} < 0$  проверяют условие

$$|N_{min} + Q_{ch}| \leq \frac{F_{dh}}{\gamma_n}, \tag{A.20}$$

где  $N_{min}$  — наименьшее продольное усилие в верхнем сечении сваи, кН;

$Q_{ch}$  — нагрузка от массы сваи, кН, определенная с учетом гидростатического взвешивания независимо от вида грунта, на который свая опирается;

$F_{dh}$  — расчетная несущая способность сваи на выдергивание, кН;

$\gamma$  — коэффициент надежности, принимаемый при любых грунтовых условиях и положении ростверка в зависимости только от количества свай в фундаменте,  $n$ , по таблице 7.3.

Если расчет производится на действие постоянных нагрузок в сочетании только с временной вертикальной нагрузкой, давлением грунта от воздействия временных нагрузок и горизонтальной поперечной нагрузкой от центробежной силы, то значения коэффициента надежности  $\gamma_n$  увеличивают в 1,5 раза.

Кроме проверок несущей способности оснований свайных фундаментов проверяют в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования» (проект), несущую способность свайного фундамента по грунту как условного массивного фундамента.

При расчете фундаментов из свай, заделанных в невыветрелый скальный грунт без слабых прослоек не менее чем на 0,5 м, необходимо проверить несущую способность заделки каждой сваи на совместное действие изгибающего момента  $M_i$  и поперечной силы  $Q_i$ , определяемых расчетом для глубины  $z = l$ , а также продольной силы  $N_i$ , кН:

$$N_i = N + Q_c, \tag{A.21}$$

где  $N$  — продольное усилие в верхнем сечении свайного элемента, кН;

$Q_c$  — нагрузка от массы сваи, кН, определенная без учета гидростатического взвешивания.



Несущая способность заделки буровых свай в скальном грунте,  $F_d$ , считается обеспеченной, если выполняется условие

$$N_l \leq \frac{m_{b4}}{\gamma_n} \cdot F_d, \quad (A.22)$$

где  $m_{b4}$  и  $\gamma_n$  — соответственно коэффициент условий работы и коэффициент надежности по назначению сооружения,  $m_{b4} = 1,0$  и  $\gamma_n = 1,4$ ;

$F_d$  — несущая способность заделки сваи на сжатие с учетом понижающего влияния на нее изгибающего момента  $M_l$  и поперечной силы  $Q_l$ ; определяют по формуле

$$F_d = \left( \frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right) \cdot \frac{R_{c,n}}{K_r} \cdot AK_c, \quad (A.23)$$

здесь  $l_d$  — глубина заделки буровой сваи от кровли неветрелой породы, м;

$d_f$  — диаметр сваи на участке, заделанном в скальный грунт, м;

$R_{c,n}$  — нормативное (среднее арифметическое) значение временного сопротивления скального грунта одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии, кПа, для грунта, расположенного в пределах глубины  $l_d$ ;

$K_r$  — коэффициент безопасности, равный 1,4;

$A$  — площадь опирания свайного элемента на скальный грунт, м<sup>2</sup>;

$K_c$  — коэффициент, определяемый по графику (рисунок А.3) в зависимости от приведенного эксцентриситета; вычисляемого по формуле

$$\bar{e} = \frac{M_l}{N_l z} \cdot \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{Q_l}{M_l} \cdot h_d \right), \quad (A.24)$$

где  $M_l$  — опрокидывающий момент, кН·м;

$N_l$  — вертикальная сила, кН;

$z$  — глубина от расчетной поверхности грунта (при ростверке, расположенном над грунтом) или от подошвы ростверка (при его заглублении в грунт), м;

$Q_l$  — горизонтальная сила, кН.

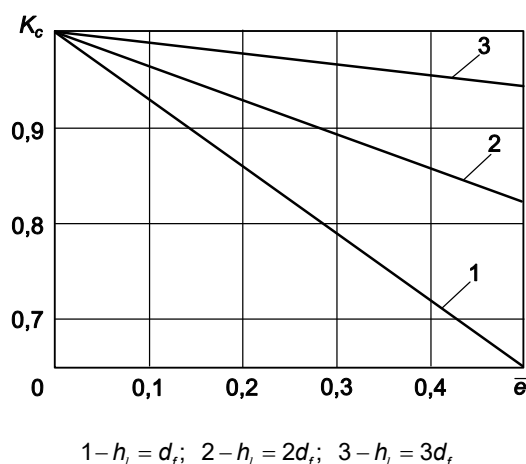


Рисунок А.3 — График для определения коэффициента  $K_c$

Если  $\bar{e} > 0,5$ , несущую способность скального основания допускается рассчитывать по формуле (А.18) с дополнительной проверкой выполнения условия

$$\frac{6M_l \pm 4Q_l l_d}{d_l l_d^2} \leq 0,1R_{c,n}. \quad (\text{A.25})$$

**А.4** Расчет устойчивости грунта основания, окружающего сваю, следует производить по условию ограничения расчетного давления, оказываемого на грунт боковыми поверхностями свай:

$$\sigma_z \leq \eta_1 \eta_2 \cdot \frac{4}{\cos \varphi_1} \cdot (\gamma_1 z \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1), \quad (\text{A.26})$$

где  $\sigma_z$  — расчетное давление на грунт боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по формуле (А.29) на глубине  $z$ , м, отсчитываемой при высоком ростверке от поверхности грунта, при низком ростверке — от его подошвы;

$\eta_1$  — коэффициент, принимаемый равным 1, кроме случаев расчета фундаментов распорных пролетных строений, в которых  $\eta_1$  принимают равным 0,7;

$\eta_2$  — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной нагрузке и определяемый по формуле

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{\bar{n} M_c + M_t}, \quad (\text{A.27})$$

здесь  $M_c$  — момент от внешних постоянных нагрузок относительно оси, проходящей в уровне нижних концов свайных элементов через центр тяжести их сечений перпендикулярно силовой плоскости, кН·м;

$M_t$  — то же, от внешних временных расчетных нагрузок, кН·м. Для однорядных фундаментов при нагрузках, действующих в плоскости, перпендикулярной ряду, моменты  $M_c$  и  $M_t$  вычисляют от горизонтальных и вертикальных нагрузок, в остальных случаях — только от горизонтальных;

$\bar{n}$  — коэффициент; значение  $\bar{n}$  принимается в зависимости от приведенной глубины заложения сваи  $\bar{l}$ :  $\bar{n} = 4,0$  при  $\bar{l} \leq 2,5$ ;  $\bar{n} = 2,5$  при  $\bar{l} = 5,0$ ; в интервале  $2,5 < \bar{l} < 5,0$  значение  $\bar{n}$  определяют линейной интерполяцией. При расчетах однорядных фундаментов на вертикальные нагрузки, приложенные вне плоскости ряда, принимают  $\bar{n} = 4$  независимо от значения  $\bar{l}$ ;

$\gamma_1$  — расчетный удельный вес грунта ненарушенной структуры, кН/м<sup>3</sup>, определяемый в водонасыщенных грунтах с учетом взвешивания в воде;

$\varphi_1$  и  $c_1$  — расчетные значения угла внутреннего трения грунта, ...°, и удельного сцепления грунта, кПа, соответственно. При погружении свай во все грунты без подмыва или при погружении их с подмывом в песчаные грунты, если производится добивка или вибрирование после отключения подмыва, принимают  $\varphi_1 = 0,9\varphi$  (но не более чем  $\varphi - 2^\circ$ ) и  $c_1 = 0,4c$ , где  $\varphi$  и  $c$  — соответственно нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта. Во всех остальных случаях принимают  $\varphi_1 = 0,8\varphi$  и  $c_1 = 0,2c$ ;

$\xi$  — коэффициент, принимаемый для забивных свай и свай-оболочек равным 0,6, для других видов свай — 0,3.

Глубина  $z$ , на которой проверяют выполнение условия (А.26), зависит от приведенной глубины заложения в грунте сваи, оболочки или столба  $\bar{l}$ , определяемой по формуле (А.11).

Если  $\bar{l} \leq 2,5$ , то выполнение условия (А.26) проверяют для глубины  $z = l/3$  и  $z = l$ , а если  $\bar{l} > 2,5$  — только для глубины  $z = 0,85/\alpha_c$ .

Если расчетное горизонтальное давление на грунт  $\sigma_z$ , определенное по формуле (А.29), не удовлетворяет условию (А.26), но при этом несущая способность свай по материалу недоиспользована и перемещения сваи меньше предельно допустимых значений, то при приведенной глубине свай  $\bar{l} > 2,5$  расчет повторяют, приняв уменьшенное значение параметра пропорциональности  $K$  (см. таблицу А.1). При новом значении  $K$  проверяют прочность сваи по материалу, ее перемещения, а также соблюдение условия (А.26).

Проверка условия (А.26) относится к расчетам по первой группе предельных состояний. Для определения нормативных значений физико-механических характеристик грунта используют преимущественно прямые полевые или лабораторные методы. При определении расчетных значений показателей  $\varphi$  и  $C$  коэффициент надежности  $\gamma_n$  принимают не более 1,1 и 1,5 соответственно. Расчетное значение удельного веса грунта определяют с учетом гидростатического взвешивания, принимая коэффициент надежности равным 1,0 (допускается принимать  $\gamma = 10$  кН/м<sup>3</sup>).

При нескольких слоях грунта значения  $\varphi$ ,  $C$  и  $\gamma$  рекомендуется принимать средневзвешенными на участке эпюры  $\sigma_z$ , на котором значения давления имеют один знак.

Если расчет фундамента производится с учетом сопротивления грунта перемещениям ростверка, проверяют выполнение условия

$$\sigma_p \leq \eta_1 \eta_2 \gamma l_p \cdot \frac{4 \operatorname{tg} \varphi}{\cos \varphi}, \quad (\text{А.28})$$

где  $\sigma_p$  — горизонтальное давление на грунт, передаваемое ростверком на уровне его подошвы, МПа;

$\eta_1$  и  $\eta_2$  — коэффициенты, определяемые по формуле (А.26); при вычислении значения  $\eta_2$  по формуле (А.27) коэффициент  $\bar{n}$  принимают равным 2,5;

$l_p$  — глубина заложения подошвы плиты ростверка от расчетной поверхности грунта, м. Если верхняя грань плиты ростверка расположена ниже расчетной поверхности грунта, то за  $l_p$  принимают толщину плиты;

$\gamma$  — расчетный удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$\varphi$  — расчетный угол внутреннего трения грунта, окружающего ростверк, ...°.

**А.5** Расчетное давление на грунт по контакту с боковой поверхностью сваи  $\sigma_z$ , кПа, возникающее на глубине  $z$ , а также расчетный изгибающий момент  $M_z$ , кН·м, поперечную силу  $Q_z$ , кН, продольную сжимающую силу  $N_z$ , кН, действующие на глубине  $z$  в сечении сваи, определяют по формулам

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_c} \cdot \bar{z} \cdot \left( U_0 A_1 - \frac{\Psi_0}{\alpha_c} \cdot B_1 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EI} \cdot C_1 + \frac{H_0}{\alpha_c^3 EI} \cdot D_1 \right); \quad (\text{А.29})$$

$$M_z = \alpha_c^2 EI U_0 A_3 - \alpha_c EI \Psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_c} \cdot D_3; \quad (\text{А.30})$$

$$Q_z = \alpha_c^3 EI U_0 A_4 - \alpha_c^2 EI \Psi_0 B_4 + \alpha_c M_0 C_4 + H_0 D_4; \quad (\text{А.31})$$

$$N_z = N, \quad (\text{А.32})$$

где  $K$  — параметр пропорциональности, определяемый по таблице А.1;

$\alpha_\epsilon$ ,  $E$  и  $I$  — то же, что в формуле (А.13);

$\bar{z}$  — приведенная глубина расположения сечения сваи в грунте, определяемая по формуле (А.12) в зависимости от значения действительной глубины  $z$ , для которой определяют значения давления  $\sigma_z$ , момента  $M_z$  и поперечной силы  $Q_z$ ;

$H_0$  и  $M_0$  — расчетные значения соответственно поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, в рассматриваемом сечении сваи; принимают равными  $H_0 = H$  и  $M_0 = M + Hl_0$  [здесь  $H$  и  $M$  — то же, что в формулах (А.33) и (А.34)];

$U_0$  и  $\psi_0$  — горизонтальное перемещение, м, и угол поворота поперечного сечения сваи, рад, в уровне поверхности грунта при высоком ростверке, а при низком ростверке — в уровне его подошвы; определяют по формулам (А.35) и (А.36) соответственно;

$A_1, B_1, C_1$  и  $D_1$ ,

$A_3, B_3, C_3$  и  $D_3$ ,

$A_4, B_4, C_4$  и  $D_4$  — коэффициенты, значения которых принимают по таблице А.4;

$N$  — расчетная осевая нагрузка, передаваемая на голову сваи, кН.

Вертикальную силу  $N$ , поперечную силу  $H$  и изгибающий момент  $M$ , действующие в верхнем сечении каждого свайного элемента, определяют в предположении, что нагрузки на данный тип фундамента распределяются поровну между всеми свайными элементами.

При этом значения  $N$ ,  $H$  и  $M$  считают положительными, если они при действии со стороны ростверка на голову свайного элемента направлены соответственно вниз, вправо и по часовой стрелке (см. рисунок А.1).

По формулам (А.31) и (А.32) при подстановке в них значений функций влияния, соответствующих приведенной глубине  $\bar{z} = \bar{l} = \alpha_\epsilon l$ , получают значения изгибающего момента  $M_l$  и поперечной силы  $Q_l$ , используемые при проверке прочности заделки буровой сваи в скальном грунте по формулам (А.22) и (А.23).

**А.6** Расчетные значения горизонтального перемещения сваи на уровне подошвы ростверка,  $U_p$ , м, и угол ее поворота,  $\psi_p$ , рад, определяют по формулам:

$$U_p = U_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI}, \quad (\text{А.33})$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2EI} + \frac{Ml_0}{EI} \quad (\text{А.34})$$

где  $H$  и  $M$  — расчетные значения поперечной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м, действующие на голову сваи (см. рисунок А.1);

$l_0$  — длина участка сваи, м, равная расстоянию от подошвы ростверка до поверхности грунта под ростверком;

$E$  и  $I$  — то же, что в формуле (А.13);

$U_0$  и  $\psi_0$  — то же, что и в формулах (А.29)–(А.31).

Примечание — При расчете считают положительными:

— момент и горизонтальную силу, приложенные к голове сваи, если момент и сила направлены соответственно по часовой стрелке и вправо;

- изгибающий момент и поперечную силу в сечении сваи, если момент и сила, передающиеся от верхней (условно отсеченной) части сваи на нижнюю, направлены соответственно по часовой стрелке и вправо;
- горизонтальное смещение сечения сваи и его поворот, если они направлены соответственно вправо и по часовой стрелке.



Таблица А.4

Приведенная глубина расположения сечения сваи в грунте, z	Коэффициент											
	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>	D <sub>1</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	B <sub>4</sub>	C <sub>4</sub>	D <sub>4</sub>
0,0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1
0,1	1	0,100	0,005	0	0	0	1	0,1	-0,005	0	0	1
0,2	1	0,200	0,02	0,001	-0,001	0	1	0,2	-0,020	-0,003	0	1
0,3	1	0,300	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1
0,4	1	0,400	0,08	0,011	-0,011	-0,002	1	0,4	-0,080	-0,021	-0,003	1
0,5	1	0,500	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,600	0,18	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,700	0,245	0,057	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,03	0,994
0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	-0,559	-0,420	0,811	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,613	-1,036	0,529
1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,64	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2,0	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-2,141	-2,663	-0,949	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3,0	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4,0	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,14





**А.7** Горизонтальное перемещение  $U_0$ , м, и угол поворота поперечного сечения сваи  $\psi_0$ , рад, определяют по формулам:

$$U_0 = H_0 \varepsilon_{HH} + M_0 \varepsilon_{HM}, \quad (\text{A.35})$$

$$\psi_0 = H_0 \varepsilon_{MH} + M_0 \varepsilon_{MM}, \quad (\text{A.36})$$

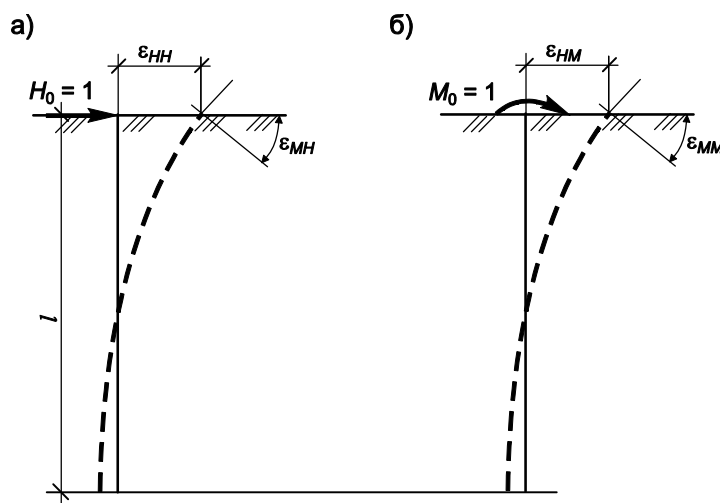
где  $H_0$  и  $M_0$  — то же, что и в формулах (А.29)–(А.31);

$\varepsilon_{HH}$  — горизонтальное перемещение сечения, м/кН, от силы  $H_0 = 1$  (рисунок А.4 а);

$\varepsilon_{HM}$  — горизонтальное перемещение сечения, 1/кН, от момента  $M_0 = 1$  (рисунок А.4 б);

$\varepsilon_{MH}$  — угловое перемещение сечения, 1/кН, от силы  $H_0 = 1$  (рисунок А.4 а);

$\varepsilon_{MM}$  — угловое перемещение сечения, 1/(кН·м), от момента  $M_0 = 1$  (рисунок А.4 б).



**Рисунок А.4** — Схема перемещений сваи в грунте:

**а** — перемещения от действия силы  $H_0 = 1$ ,

приложенной в уровне поверхности грунта;

**б** — перемещения от действия момента  $M_0 = 1$

Перемещения  $\varepsilon_{HH}$ ,  $\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM}$  и  $\varepsilon_{MM}$  определяют по формулам:

$$\varepsilon_{HH} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 EI} \cdot A_0, \quad (\text{A.37})$$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} \cdot B_0, \quad (\text{A.38})$$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon EI} \cdot C_0, \quad (\text{A.39})$$

где  $\alpha_\varepsilon$ ,  $E$  и  $l$  — то же, что в формуле (А.13);

$A_0$ ,  $B_0$ ,  $C_0$  — безразмерные коэффициенты; принимают по таблице А.5 в зависимости от приведенной глубины заложения сваи в грунте  $\bar{l}$ , определяемой по формуле (А.11). При значении глубины  $\bar{l}$ , соответствующей промежуточному значению, указанному в таблице А.6, его округляют до ближайшего табличного значения. При  $\bar{l} > 4,0$  допускается принимать  $\bar{l} = 4,0$ .

Таблица А.5

$\bar{T}$	Опираие сваи на дисперсный грунт			Опираие сваи на скальный грунт			Заделка сваи в скальный грунт		
	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$	$A_0$	$B_0$	$C_0$
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,5
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,18	0,6
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,14	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,17	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,16	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,05	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,24	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,48
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,73	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,19	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,46	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,24	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,6	1,687	2,33	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
≥4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,75	2,401	1,6	1,732

Горизонтальное смещение верха опоры  $U'_p$ , м, определяют по формуле

$$U'_p = U_p + \psi_p h_p + \Delta_1, \tag{A.40}$$

где  $U_p$  и  $\psi_p$  — горизонтальное смещение подошвы ростверка, м, и угол ее поворота, рад; определяют по формулам (А.33) и (А.34) или (А.41) и (А.42);

$h_p$  — расстояние от подошвы ростверка до верха опоры, м;

$\Delta_1$  — горизонтальное смещение верха опоры за счет деформации ее надфундаментной части.

При  $\bar{T} \geq 2,6$  для нескальных грунтов, а при опирании на скальный грунт при  $\bar{T} \geq 4,0$  горизонтальное смещение подошвы ростверка  $U_p$  и угол его поворота  $\psi_p$  допускается определять по формулам

$$U_p = \frac{L_M}{6EI} \cdot (3M + 2HL_M), \tag{A.41}$$

$$\psi_p = \frac{L_M}{2EI} \cdot (2M + HL_M), \tag{A.42}$$

где  $L_M$  — длина изгиба свайного элемента, м; определяют по формуле

$$L_M = l_0 + \frac{K_2}{\alpha_c}, \tag{A.43}$$

здесь  $K_2$  — коэффициент, определяемый по графику (рисунок А.5) в зависимости от приведенной глубины заложения сваи в грунте  $\bar{T}$ .

Остальные величины — те же, что в формулах (А.33) и (А.34).

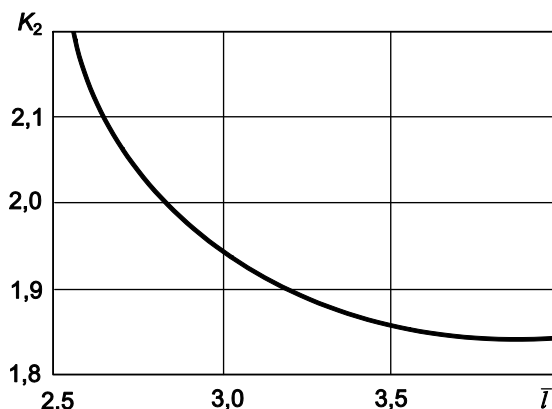


Рисунок А.5 — График для определения коэффициента  $K_2$

Наибольший изгибающий момент  $M_{\max}$ , действующий в поперечном сечении сваи на участке, расположенном в грунте, определяется по формуле

$$M_{\max} = M_0 + H_0 \cdot \frac{K_3}{\alpha_\varepsilon}, \quad (\text{А.44})$$

где  $K_3$  — коэффициент, зависящий от приведенной глубины заложения сваи в грунте:

$$K_3 = 0,65 \text{ при } \bar{T} = 2,6;$$

$$K_3 = 0,70 \text{ при } \bar{T} = 3,0;$$

$$K_3 = 0,75 \text{ при } \bar{T} = 3,5;$$

$M_0$  и  $H_0$  — то же, что в формулах (А.29)–(А.31).

Подлежащее проверке давление на грунт по контакту с боковой поверхностью свайного элемента, действующее на глубине  $z = \frac{0,85}{\alpha_\varepsilon}$ , определяется по формуле

$$\sigma_z = \frac{4M_0 + 10H_0z}{9b_0z^2} \cdot \xi, \quad (\text{А.45})$$

где  $\xi$  — коэффициент, принимаемый равным 0,7 при  $\bar{T} \geq 4,0$ , а при  $2,6 < \bar{T} < 4,0$  — определяемый по формуле

$$\xi = 1,5 - 0,2\bar{T}. \quad (\text{А.46})$$

**А.8** Расчетный момент заделки  $M_f$ , кН·м, учитываемый при расчете свай, имеющих жесткую заделку в ростверк, обеспечивающий невозможность поворота головы сваи, определяют по формуле

$$M_f = - \frac{\varepsilon_{MH} + l_0 \varepsilon_{MM} + \frac{l_0^2}{2EI}}{\varepsilon_{MM} + \frac{l_0}{EI}} \cdot H, \quad (\text{А.47})$$

где  $\varepsilon_{MH}$ ,  $l_0$ ,  $\varepsilon_{MM}$ ,  $E$ ,  $I$ ,  $H$  — то же, что в формулах (А.33) и (А.36).

При этом отрицательное значение расчетного момента заделки означает, что при горизонтальной силе  $H$ , направленной слева направо, на голову сваи со стороны заделки передается момент, направленный против часовой стрелки.

## Приложение Б

Графики для экспресс-оценки несущей способности буровых свай (столбов) в песчаных и глинистых грунтах в зависимости от их диаметра и длины

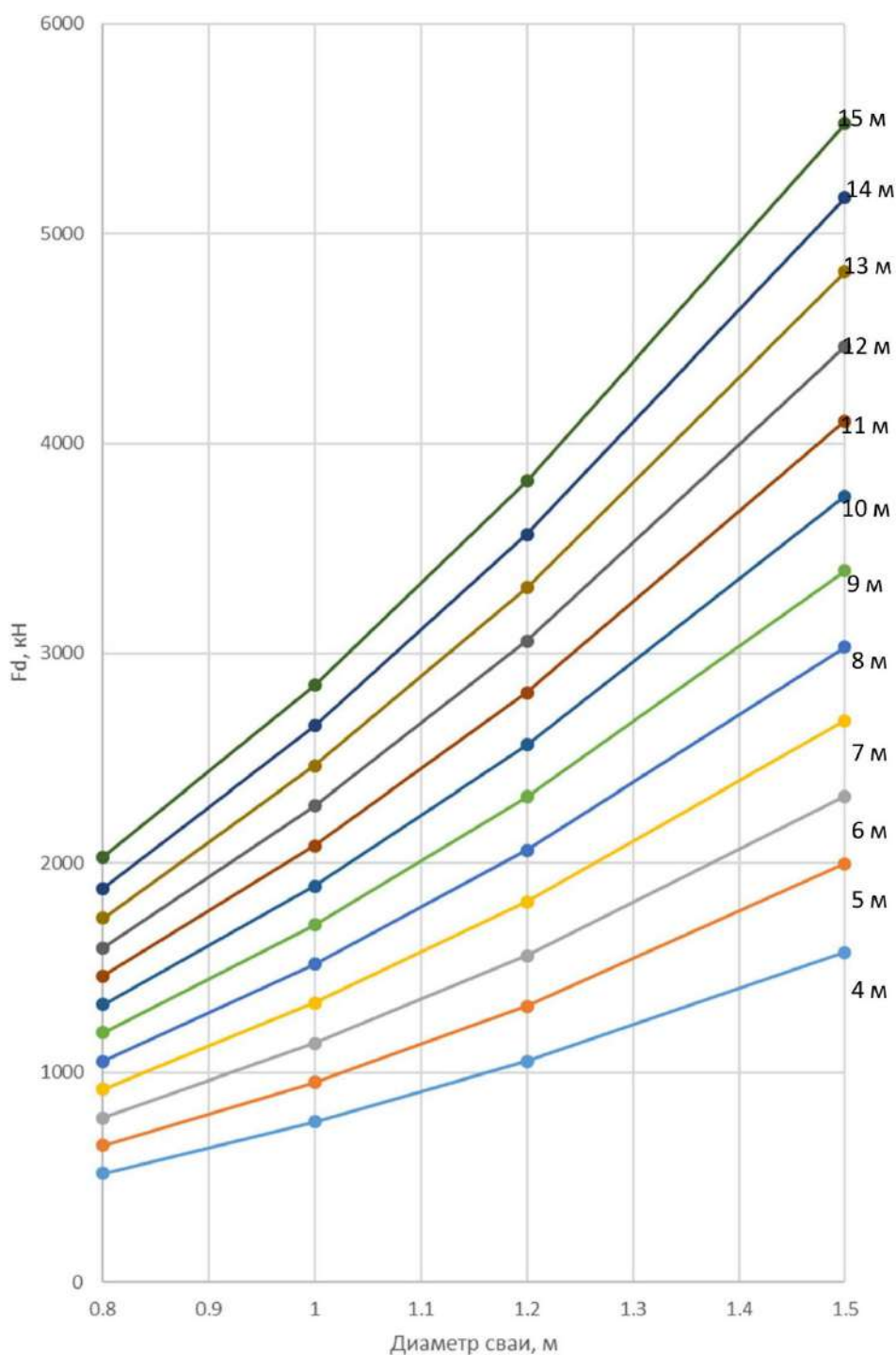


Рисунок Б.1 - Несущая способность буровых свай (столбов) в песчаных грунтах (с коэффициентом пористости  $e$  от 0,5 до 0,75 и степени влажности  $S_r < 0,8$ )

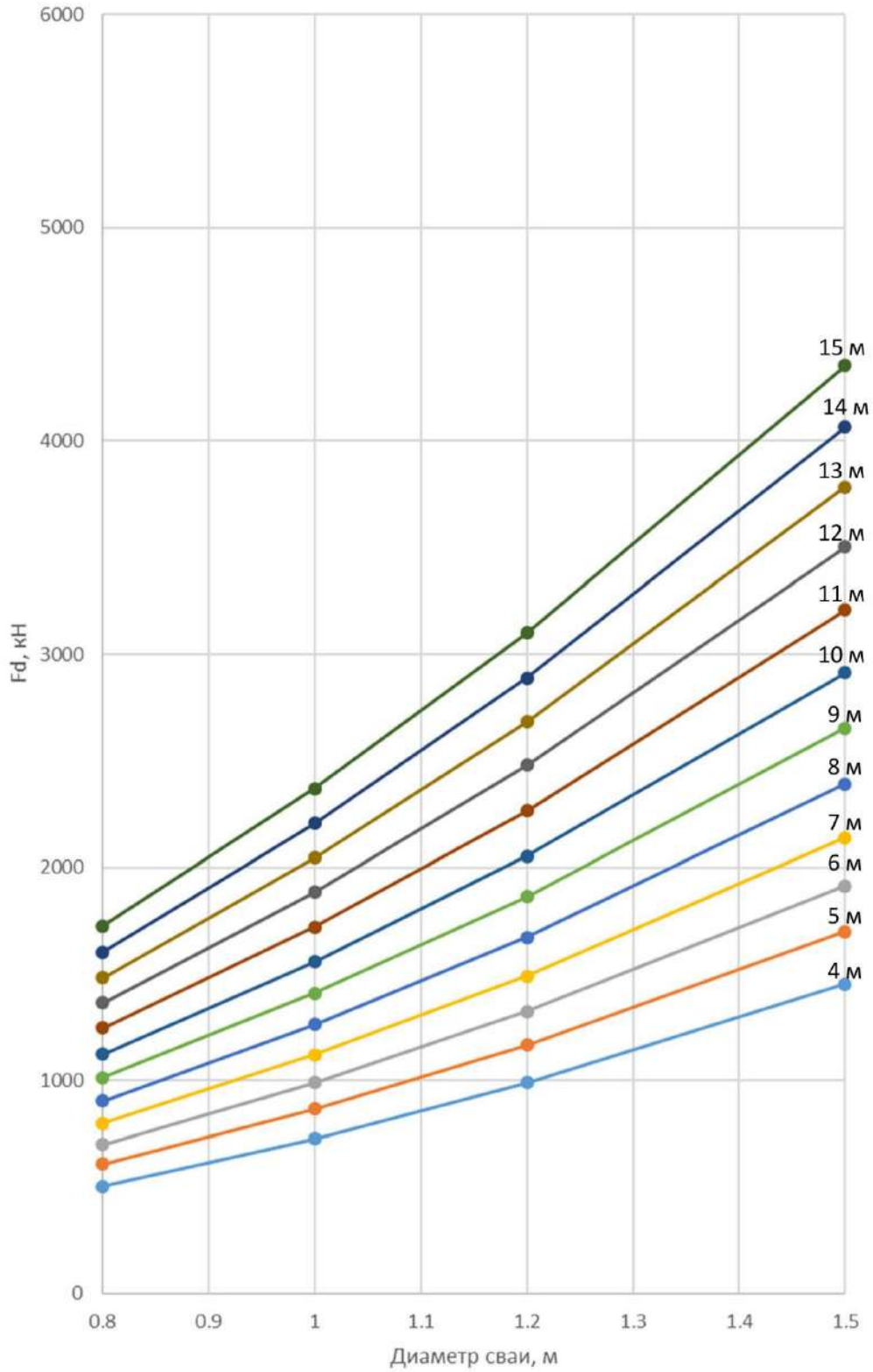


Рисунок Б.2 - Несущая способность буровых свай (столбов) в глинистых грунтах (с показателем текучести  $I_L < 0,5$ )

## Приложение В

## Определение осадки ленточных свайных фундаментов

Осадку ленточных свайных фундаментов,  $s$ , м, с одно- и двухрядным расположением свай при расстоянии между сваями от  $3d$  до  $4d$  определяют по формуле

$$s = \frac{n \cdot (1 - \nu^2)}{\pi E} \cdot \delta_0, \quad (\text{В.1})$$

где  $n$  — погонная нагрузка на свайный фундамент, кН/м, с учетом веса фундамента в виде массива грунта со сваями, ограниченного: сверху — поверхностью планировки; с боковых сторон — вертикальными плоскостями, проходящими по наружным граням крайних рядов свай; снизу — плоскостью, проходящей через нижние концы свай;

$E$ ,  $\nu$  — значения модуля деформации, кПа, и коэффициента Пуассона грунта в пределах сжимаемой толщи соответственно, определяемые для указанного выше фундамента, которые целесообразно принимать с учетом [2];

$\delta_0$  — коэффициент, принимаемый по номограмме (рисунок В.1) в зависимости от коэффициента Пуассона  $\nu$ , приведенной ширины фундамента  $\bar{B} = B/h$  (где  $B$  — ширина фундамента, принимаемая по наружным граням крайних рядов свай;  $h$  — глубина погружения свай) и приведенной глубины сжимаемой толщи  $H_c/h$  ( $H_c$  — глубина сжимаемой толщи).

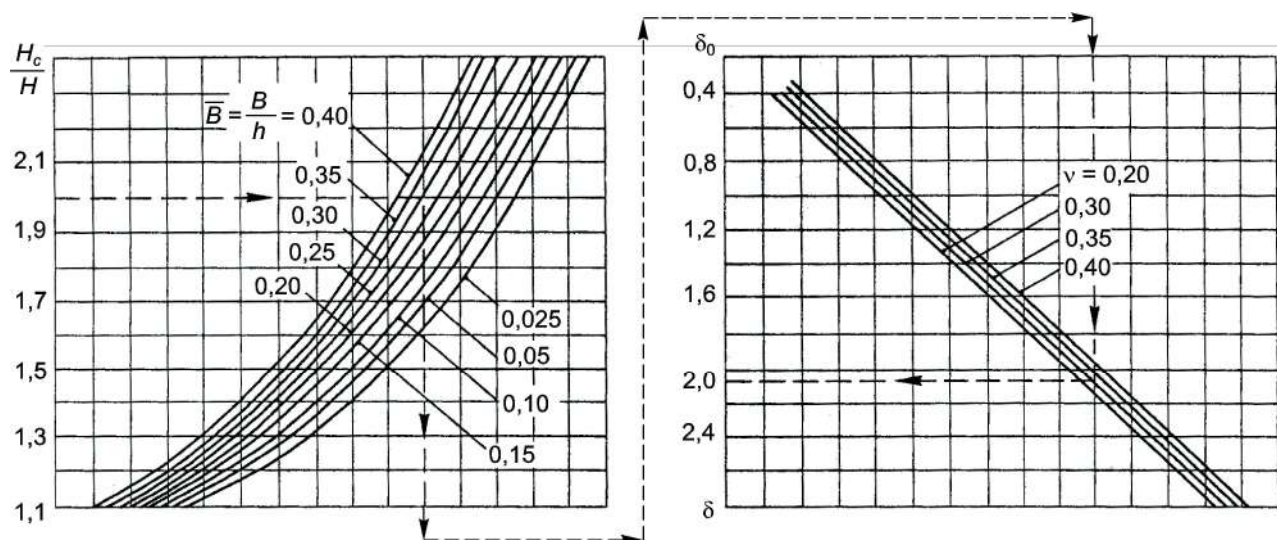


Рисунок В.1 — Номограмма для определения значений  $\delta_0$

Значения коэффициента  $\delta_0$  определяют по номограмме следующим образом. На номограмме через точку, соответствующую вычисленному значению приведенной глубины сжимаемой толщи, проводят прямую, параллельную оси абсцисс, до пересечения с линией приведенной ширины фундамента  $\bar{B}$ , и опускают перпендикуляр до линии коэффициента Пуассона грунта  $\nu$ . Из точки пересечения проводят линию, параллельную оси абсцисс, до пересечения с осью ординат, на которой приведены значения коэффициента  $\delta_0$ .

## Приложение Г

## Определение осадки одиночной сваи с учетом модуля сдвига

Расчет осадки одиночных свай, прорезающих слой грунта, с модулем сдвига  $G_1$ , МПа, коэффициентом Пуассона  $\nu_1$ , и опирающихся на грунт, рассматриваемый как линейно-деформируемое полупространство, характеризуемое модулем сдвига  $G_2$  и коэффициентом Пуассона  $\nu_2$ , допускается производить при  $N \leq F_d / \gamma_k$  и при условии  $l/d > 5$ ,  $G_1 / G_2 d > 1$  (где  $l$  — длина сваи, м,  $d$  — диаметр или размер стороны поперечного сечения сваи, м) по формулам:

а) для одиночной сваи без уширения

$$s = \beta \cdot \frac{N}{G_1 l}, \quad (\text{Г.1})$$

где  $N$  — вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, МН;

$\beta$  — коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + 0,5 \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi}, \quad (\text{Г.2})$$

здесь  $\beta'$  — коэффициент, соответствующий абсолютно жесткой свае ( $EA = \infty$ ), рассчитываемый по формуле  $\beta' = 0,17 \ln(k_v G_1 l / G_2 d)$ ;

$\alpha'$  — тот же коэффициент для случая однородного основания с характеристиками  $G_1$  и  $\nu_1$ , рассчитываемый по формуле  $\alpha' = 0,17 \ln(k_{\nu 1} l / d)$ ;

$k_v, k_{\nu 1}$  — коэффициенты, определяемые по формуле

$$k_v = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2 \quad (\text{Г.3})$$

соответственно при  $\nu = \frac{\nu_1 + \nu_2}{2}$  и при  $\nu = \nu_1$ ;

$\chi = \frac{EA}{G_1 l^2}$  — относительная жесткость сваи;

$EA$  — жесткость ствола сваи на сжатие, МН;

$\lambda_1$  — параметр, характеризующий увеличение осадки за счет сжатия ствола; определяют по формуле

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}}; \quad (\text{Г.4})$$

б) для одиночной сваи с уширением

$$\frac{(1 - \nu_2)}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}, \quad (\text{Г.5})$$

где  $d_b$  — диаметр уширения сваи.

Характеристики  $G_1$  и  $\nu_1$  принимаются осредненными для всех слоев грунта в пределах глубины погружения сваи, а  $G_2$  и  $\nu_2$  — в пределах  $0,5l$ , т.е. на глубине от  $l$  до  $0,5l$  от верха свай, при условии, что под нижними концами свай отсутствуют глинистые грунты текучей консистенции, органоминеральные и органические грунты.

## ТКП/ПР1 -202Х

Модуль сдвига грунта  $G=E_0/2(1+\nu)$  допускается принимать равным  $0,4E_0$ , а коэффициент  $k_\nu$  равным 2,0 (где  $E_0$  – модуль общей деформации).

Расчетный диаметр  $d$  для свай некруглого сечения, в частности стандартных забивных свай заводского изготовления, вычисляется по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}, \quad (\text{Г.6})$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения сваи.



## Приложение Д

## Расчет осадки буронабивной сваи в билинейной постановке

Осадку буронабивной сваи  $S_c$  на первом этапе ее нагружения при  $N < N_c + N_o$  рекомендуется определять по формуле

$$S_c = \frac{N}{G_1 l} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{G_2 d}, \quad (\text{Д.1})$$

где  $N$  – вертикальная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

$N_o$  – нагрузка, передаваемая на пяту сваи в момент полного развития по ее боковой поверхности предельного сопротивления  $N_c$ , кН;

$G_1$  и  $G_2$  – соответственно, среднее значение модуля сдвига для грунтов околосвайного пространства и минимальное значение модуля сдвига под нижним концом свай, кПа;

$l$  и  $d$  – длина и диаметр сваи, м;

$k_v$  – коэффициент, зависящий от среднего значения коэффициента Пуассона для грунтов (для расчетов рекомендуется принимать  $k_v = 2$ ).

Для буронабивных свай формула (Д.1) справедлива только на первом этапе нагружения сваи, то есть до возникновения полного предельного сопротивления  $N_o$  на боковой поверхности свай, появление которого, как правило, всегда значительно опережает возникновение предельного состояния сваи в целом.

С учетом постоянного равенства осадок пяты и ствола сваи, значение  $N_o$  рекомендуется определять по условию

$$\frac{N_o + N_c}{G_1 l} 0,17 \ln \left( \frac{k_v G_1 l}{G_2 d} \right) \approx \frac{N_o}{4 G_2 d} \quad (\text{Д.2})$$

На втором этапе нагружения сваи при  $N > N_c + N_o$  ее осадка определяется по формуле

$$S = S_c + \frac{N - (N_c + N_o)}{4 G_2 d}, \quad (\text{Д.3})$$

где  $S_c$  – осадка, м, полученная по формуле (Д.1) при  $N = N_c + N_o$ .



**Рисунок Д.1 – Схема осадки в зависимости от этапов нагружения сваи:**

1 – осадка буронабивной сваи на первом этапе нагружения, определяется по формуле (Д.1)

2 – осадка буронабивной сваи на втором этапе нагружения, определяется по формуле (Д.2)

## Приложение Е

### Методы оценки влияния нового строительства на расположенные вблизи здания и сооружения

**Е.1** Основными причинами деформаций существующих зданий и сооружений при строительстве вблизи них могут быть:

- изменение гидрогеологических условий, в том числе подтопление, связанное с барражным эффектом при подземном строительстве, или понижение уровня подземных вод (далее — УПВ);
- увеличение вертикальных напряжений в основании под фундаментами существующих зданий, вызванное строительством вблизи них;
- устройство котлованов или изменение планировочных отметок;
- технологические факторы, такие как динамические воздействия, влияние устройства всех видов свай, фундаментов глубокого заложения и ограждающих конструкций котлованов, влияние устройства инъекционных анкеров, влияние специальных видов работ (замораживание, инъекция и пр.);
- негативные процессы в грунтовом массиве, связанные с выполнением геотехнических работ (суффозионные процессы, образование пливунгов и пр.).

**Е.2** Степень влияния возведения новых мостовых сооружений на расположенные вблизи здания и сооружения, как правило, в большой мере обуславливается технологией производства работ и качеством строительства.

Рекомендуемые методы оценки влияния строительства на расположенные вблизи здания и сооружения ориентированы на строгое соблюдение всех технологических требований производства работ. Технологические отклонения могут приводить к значительно большему влиянию строительства на существующую застройку, чем может быть оценено прогнозом.

**Е.3** При выполнении расчетов оснований существующих зданий и сооружений, подвергаемых влиянию нового строительства, учитывают изменения физико-механических свойств грунтов и гидрогеологических условий в процессе соседнего строительства, в том числе с учетом сезонного промерзания и оттаивания грунтового массива.

**Е.4** Расчет оснований и фундаментов существующих сооружений по первой группе предельных состояний выполняют в следующих случаях:

- устройство котлованов вблизи существующих сооружений;
- устройство выработок и траншей (в том числе под защитой тиксотропных растворов) вблизи существующих сооружений;
- снижение планировочных отметок вблизи опор и наружных стен существующих зданий и сооружений;
- изменение значений порового давления в грунтовом массиве при незавершенном процессе консолидации;
- передача на существующие фундаменты дополнительных нагрузок и воздействий.

Целью расчета по первой группе предельных состояний является обеспечение прочности и устойчивости оснований, недопущение сдвига или опрокидывания существующих фундаментов.

При выполнении расчета оснований по первой группе предельных состояний целесообразно применять [2]. При этом в качестве предпочтительных используют методы расчета, основанные на поиске наиболее опасной поверхности скольжения, отделяющей сдвигаемый массив грунта от неподвижного (например, методы круглоцилиндрических или ломаных поверхностей, метод логарифмической спирали, метод переменной мобилизации сопротивления сдвигу и пр.).

Полученные значения коэффициента запаса устойчивости должны быть не менее 1,2 (коэффициент запаса по грунту) или 1,35 (коэффициент запаса по нагрузке) при использовании расчетных значений характеристик грунта для расчетов по первой группе предельных состояний.

**Е.5** В случае применения при строительстве забивки и вибропогружения свай или шпунта выполняют проверку на динамическую прочность несущих конструкций существующего здания (сооружения), ближайших к погружаемым свайным элементам.

Проверку прочности выполняют с учетом [2].

**Е.6** Расчет оснований существующих зданий или сооружений по второй группе предельных состояний выполняют во всех случаях, если они находятся в зоне влияния нового строительства.

Расчет дополнительных деформаций оснований зданий и сооружений, подвергаемых влиянию нового строительства, производят из условий совместной работы сооружения и основания, за исключением случаев, при определении которых применяют [2].

Дополнительные деформации зданий или сооружений при расчете по второй группе предельных состояний характеризуются и определяются в зависимости от вида воздействия по данным, приведенным в таблице Е.1.

**Таблица Е.1**

Вид воздействия	Определяемая дополнительная деформация				
	Средняя или максимальная осадка фундамента $s$	Относительная разность осадок фундаментов $\Delta s/L$ или относительный прогиб	Крен фундамента $i$	Горизонтальное перемещение фундамента или сооружения $u$	Относительное горизонтальное перемещение $\Delta u/L$
Изменение гидрогеологических условий	+	+	–	–	–
Увеличение нагрузок на основание при строительстве нового сооружения	+	+	+	–	–
Устройство вблизи здания котлована или изменение планировочных отметок	+	+	+	+	+
Динамические воздействия	+	+	–	–	–
Примечание — «+» — расчет выполняется; «–» — расчет не выполняется.					

**Е.7** При строительстве вблизи существующих зданий и сооружений расчет их оснований и фундаментов по деформациям выполняют исходя из условий:

$$s + s_{ad} \leq s_u^{\text{полн}}, \quad (\text{Е.1})$$

$$s_{ad} \leq s_{ad,u}, \quad (E.2)$$

где  $s$  — деформация основания, завершившаяся до начала нового строительства и определяемая расчетом, согласно настоящим строительным правилам с учетом [2];

$s_u^{полн}$  — предельное значение полной деформации основания;

$s_{ad}$  — дополнительная деформация основания, вызванная новым строительством;

$s_{ad,u}$  — предельное значение дополнительной деформации основания, вызванной новым строительством.

**Е.8** Предельное значение полной деформации основания определяют по формуле

$$s_u^{полн} = m_{b4} s_u, \quad (E.3)$$

где  $s_u$  — предельное значение деформации для нового строительства, при определении которого целесообразно применять [2];

$m_{b4}$  — коэффициент условий работы, назначаемый в зависимости от категории состояния конструкций здания по таблице Е.2; категорию состояния конструкций зданий определяют по таблице Е.3.

**Таблица Е.2**

Категория состояния конструкций зданий (сооружений)	Коэффициент $\gamma_c$
I, II	1
III	0,8

Примечание — Значения коэффициента условий работы приведены для зданий сроком эксплуатации не менее 10 лет.

**Таблица Е.3**

Категория состояния здания (сооружения)	Вид повреждений			Износ конструкций, %
	несущих стен, столбов, элементов каркаса (колонн, балок, ригелей и др.), фундаментов	ограждающих стен	перекрытий, лестниц, сводов	
<b>I — нормальное</b> Выполняются требования норм и проектной документации по условиям эксплуатации. Необходимость ремонтных работ отсутствует	В каменной кладке отсутствуют видимые дефекты и повреждения. Имеются трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы В железобетонных конструкциях видимых дефектов и повреждений нет или имеются отдельные небольшие выбоины, сколы, волосяные трещины (размером не более 0,1 мм). Антикоррозийная защита конструкций и закладных деталей не имеет нарушений. Прогибы и ширина раскрытия трещин не превышают допустимых В металлических конструкциях отсутствуют признаки, характеризующие износ конструкций, а также повреждения защитных покрытий	Отсутствуют видимые повреждения и трещины	Сдвигов и трещин нет	До 5

Продолжение таблицы Е.3

Категория состояния здания (сооружения)	Вид повреждений			Износ конструкций, %
	несущих стен, столбов, элементов каркаса (колонн, балок, ригелей и др.), фундаментов	ограждающих стен	перекрытий, лестниц, сводов	
<p><b>II — удовлетворительное</b></p> <p>С учетом фактических свойств материалов удовлетворяются требования действующих норм, относящиеся к предельным состояниям I группы; требования норм в отношении II группы могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется текущий ремонт с устранением локальных повреждений без усиления конструкций</p>	<p>В каменной кладке имеются трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной не более 150 мм). Отслоение облицовки на глубину до 15 % толщины</p> <p>В железобетонных конструкциях на отдельных участках в местах с малой величиной защитного слоя проступают следы коррозии арматуры; потери сечения рабочей арматуры не более 5 %. Ориентировочная прочность бетона в пределах защитного слоя ниже проектной не более чем на 10 %</p> <p>В металлических конструкциях местами разрушено антикоррозионное покрытие. На некоторых участках — коррозия отдельными пятнами с поражением до 5 % сечения. Местные погнутости от ударов транспортных средств и другие повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 5 %</p>	Волосяные трещины в кладке и швах между панелями	Повреждения и сдвиги отсутствуют	До 20
<p><b>III — неудовлетворительное</b></p> <p>Нарушены требования действующих норм, но отсутствуют опасность обрушения и угроза безопасности людей. Требуется усиление и восстановление несущей способности поврежденных конструкций</p>	<p>В каменной кладке имеются следующие (средние) повреждения. Промораживание и выветривание кладки. Отслоение облицовки на глубину до 25 % толщины. Вертикальные и косые трещины (независимо от ширины раскрытия) в стенах и столбах, пересекающие не более четырех рядов кладки. Образование вертикальных трещин между продольными и поперечными стенами. Снижение несущей способности кладки до 25 %</p> <p>В железобетонных конструкциях трещины в растянутой зоне бетона с шириной раскрытия, превышающей допустимую.</p>	Вертикальные и наклонные трещины с шириной раскрытия до 5 мм	Смещение плит перекрытий на опорах не более чем на 1/5 глубины заделки, но не более чем на 2 см	До 40

Окончание таблицы Е.3

Категория состояния здания (сооружения)	Вид повреждений			Износ конструкций, %
	несущих стен, столбов, элементов каркаса (колонн, балок, ригелей и др.), фундаментов	ограждающих стен	перекрытий, лестниц, сводов	
	Трещины в сжатой зоне и в зоне главных растягивающих напряжений, прогибы элементов, вызванные эксплуа-			

	<p>тационными воздействиями, превышают допустимые более чем на 30 %. Снижение прочности бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов до 30 % и на остальных участках - до 20 %. Высокая водо- и воздухопроницаемость стыков стеновых панелей</p> <p>В металлических конструкциях прогибы изгибаемых элементов превышают 1/150 пролета. Пластовая коррозия с уменьшением площади сечения несущих элементов до 15 %. Местные погнутости от ударов транспортных средств и другие механические повреждения, приводящие к ослаблению сечения до 15 %. Погнутость узловых фасонок ферм</p>			
--	---	--	--	--

**Е.9** Предельные значения дополнительных деформаций основания,  $S_{ad,u}$ , вызванных новым строительством, назначают на основе расчетов совместной работы конструкций здания или сооружения и основания и определения допустимых значений внутренних усилий в конструкциях, вызванных дополнительными деформациями основания в процессе нового строительства, а также с учетом степени износа конструкций, конструктивных и эксплуатационных требований, значений уже выявленных деформаций.

Предельные значения горизонтальных перемещений фундаментов назначают в зависимости от конструктивных особенностей узлов примыкания перекрытий к наружным несущим стенам или элементам каркаса.

Предельные значения относительной разности горизонтальных перемещений соседних фундаментов назначают в зависимости от допустимого уровня дополнительных растягивающих напряжений в конструкциях перекрытий и несущих стен, вызванных неравномерностью горизонтальных перемещений.

**Е.10** При проектировании нового строительства вблизи застройки прогнозируемые значения дополнительных деформаций существующих зданий и сооружений  $S_{ad}$  от всех факторов влияния рекомендуется определять комплексно, на основе математического моделирования методом конечных элементов с использованием нелинейных моделей грунтов с учетом положений раздела 13.

Для предварительной оценки необходимости применения защитных мероприятий допускается использование в расчетах приближенных методов, рекомендованных Е.11 – Е.15, в которых рассматриваются отдельно дополнительные деформации, вызванные различными факторами.

**Е.11** Расчет деформаций оснований существующих сооружений при повышении УПВ, вызванного новым строительством, выполняют для двух основных случаев:

- возникновение дополнительных эффективных напряжений в грунте за счет подъема УПВ;
- снижение значений модуля деформации грунта при его водонасыщении.

Расчет деформаций оснований существующих сооружений при повышении УПВ, вызванного новым строительством, выполняют с учетом ТКП 45-5.01-76.

**Е.12** Деформации оснований существующих зданий и сооружений при временном или постоянном (дренаж) водопонижении вблизи них определяют в зависимости от влияния возникающих дополнительных эффективных напряжений в грунте, вызванных снятием взвешивающего действия воды. Значение дополнительных эффективных напряжений в грунте  $\sigma_w^{доп}$ , МПа, определяется по формуле

$$\sigma_w^{доп} = (\gamma - \gamma_{sb}) \cdot h_w, \quad (E.4)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad \text{– удельный вес грунта во взвешенном состоянии, кН/м}^3;$$

$\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_w$  – удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>;

$e$  – коэффициент пористости;

$h_w$  – понижение уровня подземных вод (УПВ) для точек, находящихся ниже нового положения уровня подземных вод или расстояние до старого положения УПВ для точек, находящихся выше нового и ниже старого УПВ, м.

Значения осадок допускается определять методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_w^{доп} \cdot \frac{h_i}{E_i}, \quad (E.5)$$

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

$\sigma_w^{доп}$  – то же, что в формуле (E.4);

$h_i, E_i$  – толщина и модуль деформации  $i$ -го слоя грунта;

$n$  – количество слоев грунта в пределах сжимаемой толщи.

За нижнюю границу сжимаемой толщи принимается меньшее из двух значений – глубина кровли нижележащего водоупора или глубина, на которой значение дополнительных эффективных напряжений (включая напряжения от собственного веса существующих сооружений) составляет 20 % значения вертикальных напряжений от веса грунта.

**Е.13** Расчет деформаций оснований и фундаментов существующих зданий при увеличении вертикальных напряжений в основании за счет нового строительства выполняют методами послойного суммирования или линейно-деформируемого слоя с использованием метода угловых точек, при определении которых целесообразно применять [2].

Данный расчет допускается не выполнять, если выполняется условие

$$k_r L_\phi \geq L_r, \quad (E.6)$$

где  $L_\phi$  – минимальное расстояние между существующими и возводимыми фундаментами, м;

$L_r$  – расстояние, м, определяемое по графикам на рисунке Е.1 в зависимости от ширины фундамента возводимого сооружения и значения давления по его подошве фундамента  $p$ , МПа;

$k_r$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$k_r = \left[ \frac{0,06 \cdot (E - 10)}{b} \right] + 1, \quad (Г.7)$$

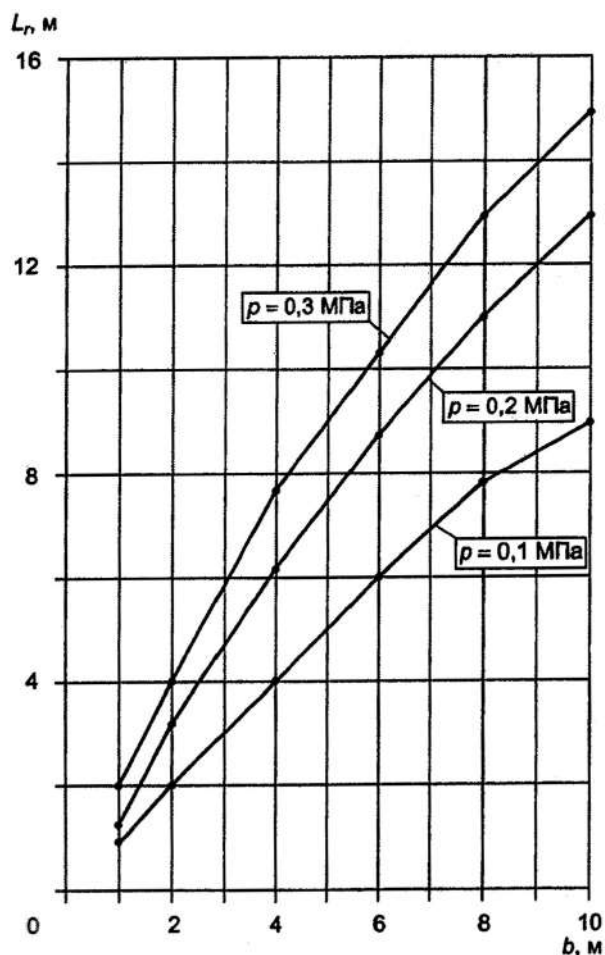
здесь  $b$  – ширина подошвы фундамента возводимого сооружения, м;

$E$  – среднее значение модуля деформации в пределах сжимаемой толщи, МПа;

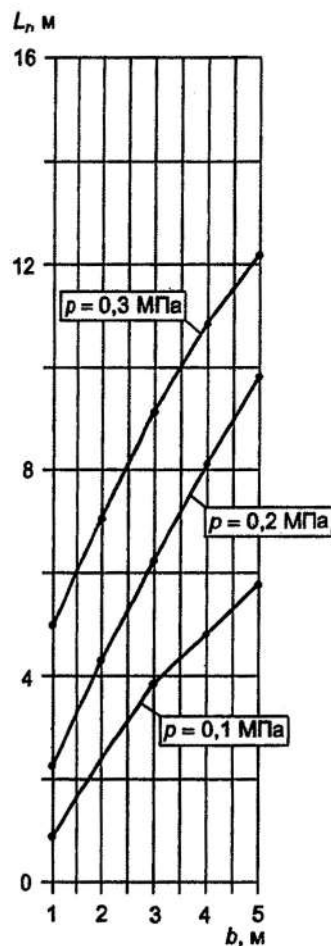
0,06 — коэффициент, м/МПа.

Значение  $L_r$ , в случае определения влияния квадратного фундамента, определяется по графику, приведенному на рисунке Е.1 а); в случае прямоугольного фундамента с отношением сторон  $l/b \geq 5$  — по графику, приведенному на рисунке Е.1 б); для промежуточных значений отношения  $l/b$  значение  $L_r$  определяется интерполяцией.

а)



б)



**Рисунок Е.1 — Графики для определения расстояния между фундаментами, при котором учитывается влияние нового строительства:**

**а — для квадратного фундамента;**  
**б — для прямоугольного фундамента**

**Е.14** Расчет осадок и горизонтальных смещений существующих фундаментов, вызванных деформациями ограждающих конструкций при устройстве вблизи зданий (сооружений) подкрепленных котлованов, для проверки необходимости применения защитных мероприятий допускается проводить без учета жесткости элементов здания (сооружения).

Для определения перемещений фундаментов существующих зданий (сооружений), попадающих в зону влияния, выполняют расчет ограждающих конструкций котлована в соответствии с ТКП 45-5.01-237 и строят эпюру их горизонтальных перемещений.

В случае если существующий фундамент попадает в призму активного давления грунта (рисунок Е.2), можно считать, что его перемещения непосредственно зависят от значений горизонтальных смещений ограждающей конструкции. В предположении, что площадь эпюры осадок поверхности грунта равна площади эпюры горизонтальных перемещений ограждающей конструкции и формы этих



эпюр соответствуют друг другу, значения перемещений точек фундаментов с координатами  $x_0, z_0$  (см. рисунок Е.2) определяются по формулам

— осадка:

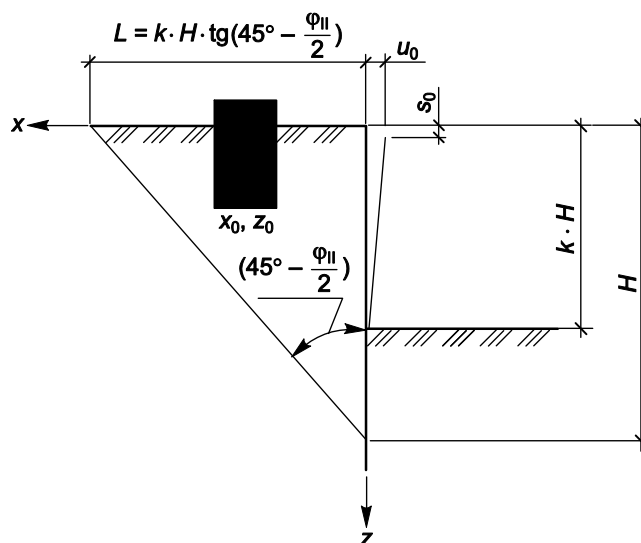
$$s(x_0, z_0) = \frac{u \cdot \left( 0, z_0 + \frac{x_0}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right)} \right)}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right)}; \quad (\text{E.8})$$

— горизонтальное перемещение:

$$u(x_0, z_0) = u \cdot \left( 0, z_0 + \frac{x_0}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right)} \right), \quad (\text{E.9})$$

где  $u(x_0, z_0)$  — горизонтальное перемещение ограждающей конструкции на глубине  $z_0 + \frac{x_0}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right)}$ , м;

$\varphi_{II}$  — средневзвешенное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, ...°, для расчетов по второй группе предельных состояний.



**Рисунок Е.2 — Схема для определения осадок  $s_0$  и горизонтальных перемещений  $u_0$  фундаментов вблизи подкрепленных котлованов**

Для ограждающих конструкций, работающих по консольной схеме, допускается применять линейный закон распределения горизонтальных перемещений стены по глубине. В этом случае значения перемещений точки фундамента с координатами  $x_0, z_0$  определяются по формулам

$$\text{— осадка: } s(x_0, z_0) = \frac{u_0 \cdot \left( 1 - \frac{z_0}{kH} - \frac{x_0}{kH \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right)} \right)}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right)}; \quad (\text{E.10})$$

$$\text{— горизонтальное перемещение: } u(x_0, z_0) = s(x_0, z_0) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2}\right), \quad (\text{E.11})$$

где  $u_0$  — горизонтальное перемещение верха ограждающей конструкции, м;

$H$  — глубина котлована, м;

$k$  — безразмерный коэффициент, принимаемый в зависимости от грунтовых условий равным:

1,3 — для песков;

1,2 — для суглинков и супесей;

1,1 — для глин.

Справочные значения перемещений верха консольной ограждающей конструкции для различных грунтовых условий, в зависимости от глубины котлована и типа конструкции,  $u_0$ , приведены на рисунке Е.3. Значения  $u_0$ , соответствующие промежуточным значениям изгибной жесткости ограждающей конструкции, для предварительных расчетов допускается определять интерполяцией.

Полученные значения  $u_0$  вычислены для полной глубины ограждающей конструкции, равной  $2H$ , с учетом поверхностной равномерно распределенной нагрузки, равной 10 кПа. Уровень подземных вод во всех расчетах принимался ниже дна котлована, нагрузка, передаваемая зданием, не учитывалась.

Для определения перемещений фундаментов существующих сооружений, не попадающих в призму активного давления грунта, выполняют математическое моделирование согласно Е.10.

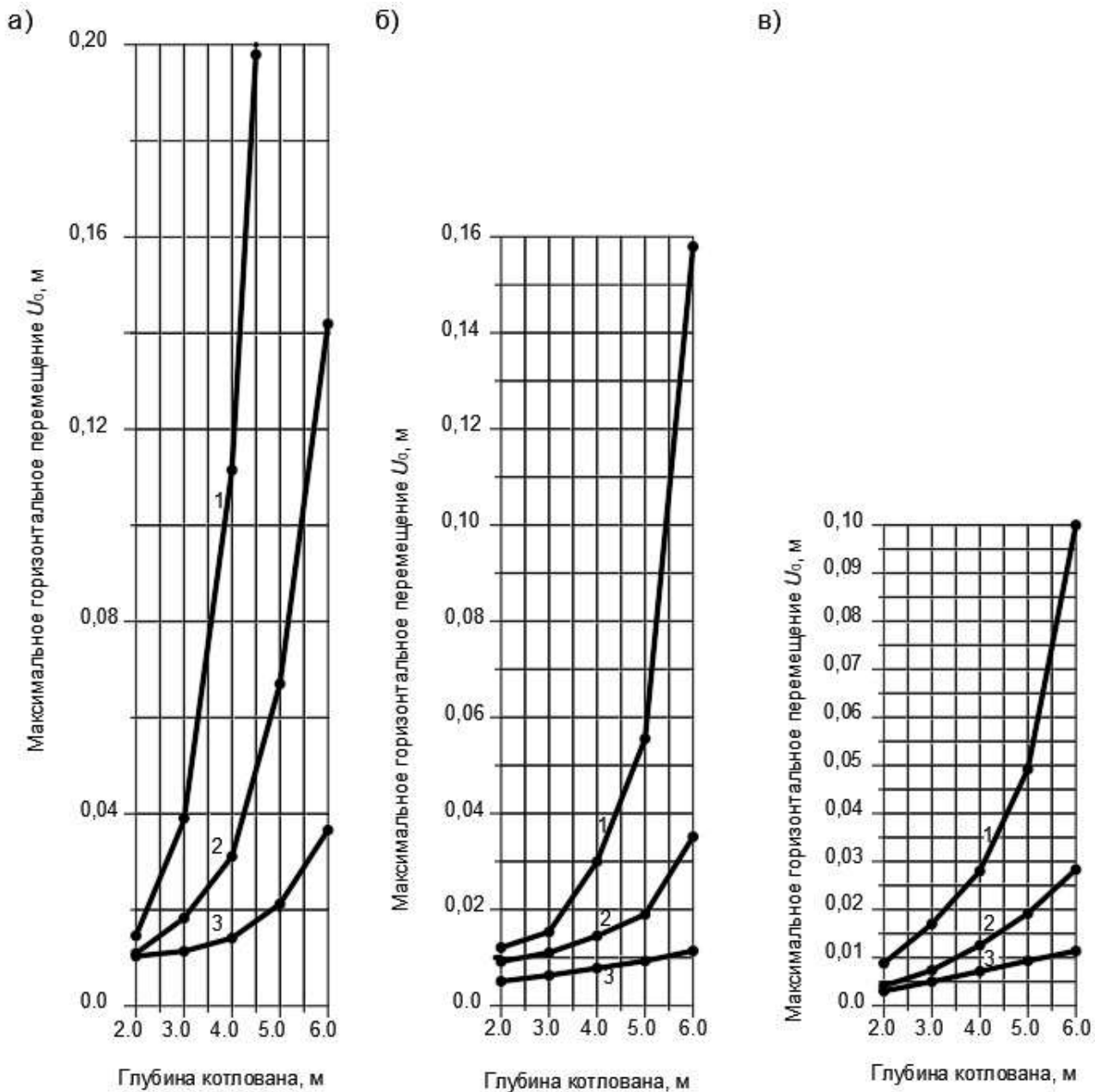
**Е.15** При устройстве вблизи существующих зданий и сооружений свайных фундаментов или шпунтовых ограждений из элементов, погружаемых забивкой или вибрационным оборудованием, дополнительные деформации основания существующих фундаментов от динамических воздействий рекомендуется определять с учетом [2].

Дополнительные деформации основания, вызванные динамическими воздействиями, определяются в зависимости от ускорения вертикальных колебаний фундамента, типа грунтов, конструктивной схемы здания и категории его состояния.

**Е.16** При необходимости использования защитных мероприятий по снижению значений дополнительных деформаций оснований и фундаментов существующих зданий, вызванных новым строительством, эффективность этих мероприятий оценивается путем математического моделирования с учетом Е.10.

**Е.17** В случае устройства анкерного крепления ограждения котлована возводимого здания учитывают возможность его влияния на деформации фундаментов рядом расположенных существующих зданий и сооружений за счет дополнительных усилий, передаваемых на основание при натяжении анкеров, а также за счет ползучести корней анкеров в процессе экскавации котлована.

Значения дополнительных деформаций фундаментов существующих зданий при расположении корней анкеров в пределах сжимаемой толщи их основания, а также в случае возможности передачи на фундаменты дополнительных горизонтальных составляющих нагрузок оценивают методами математического моделирования с учетом Е.10.



1 — стена в грунте толщиной 600 мм ( $EI = 540\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ );

2 — шпунт «Ларсен-5» ( $EI = 107\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ );

3 — ограждение из труб диаметром 325 мм с шагом 1 м ( $EI = 21\,000 \text{ кН}\cdot\text{м}^2$ )

**Рисунок Е.3 — Значения максимальных горизонтальных перемещений ограждающих конструкций в зависимости от глубины котлована:**

**а — в песках; б — в супесях и суглинках; в — в глинах**

Библиография

- [1] СП 2.03.01-2020 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов
- [2] СП 5.01.01-2023 Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений
- [3] СН 1.02.01-2019 Инженерные изыскания для строительства
- [4] СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология
- [5] СН 2.01.07-2020 Защита строительных конструкций от коррозии
- [6] ГОСТ Р 58326-2018 Грунты. Метод лабораторного определения параметров переуплотнения
- [7] П14-01 к СНБ 5.01.01-99 Проектирование и устройство свайных и траншейных стен
- [8] СП 5.01.03-2023 Свайные фундаменты
- [9] СП 5.01.02-2023 Устройство оснований и фундаментов
- [10] ДМД 33200.032-2024 Рекомендации по проведению инструментальной вибродиагностики и оценке технического состояния фундаментов опор мостовых сооружений. Утверждены приказом ГП «БелдорНИИ» 17.05.2024 №73

Заместитель директора государственного предприятия «БелдорНИИ»

Е.В.Рокало



Начальник отраслевой мостовой лаборатории государственного предприятия «БелдорНИИ»

О.Г.Попелушко



Руководитель разработки:

Начальник отдела промышленной апробации и внедрения инновационных разработок отраслевой мостовой лаборатории государственного предприятия «БелдорНИИ»

Ю.И. Павуков

