МИНИСТЕРСТВО АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

СП 5.01.___-2020

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

СВАЙНЫЯ ПАДМУРКІ

Издание официальное

Минск 2020

УДК 624.155.04 (083.74) **МКС 93.020**

Ключевые слова: основания, фундаменты, сваи, устройство, инъецирование, уплотнение, производство работ, технология гидронамыва территорий, трамбовка, метод интенсивного динамического уплотнения, насыпной грунт

Предисловие

1 РАЗРАБОТАНЫ научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «Стройтехнорм» (РУП «Стройтехнорм»),

Авторский коллектив: доцент кафедры «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета Кремнев А.П., заведующий лабораторией РУП «Институт БелНИИС» Лях В.Н., доцент БНТУ Сернов В.А., доцент БНТУ Бойко И.Л.

ВНЕСЕНЫ главным управлением градостроительства, проектной, научно-технической, инновационной политики и цифровой трансформации Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь

2 УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от __ _____ №___

В Национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства настоящие строительные правила входят в блок 5.01 «Основания и фундаменты зданий и сооружений»

3 ВВЕДЕНЫ ВПЕРВЫЕ (с отменой ТКП 45-5.01-256-2012 в части проектирования фундаментов из забивных свай, П 19-04 к СНБ 5.01.01-99 - в части проектирования фундаментов из свай набивных, П13-04 к СНБ 5.01.01-99 - в части проектирования фундаментов из буронабивных свай , П18 -04 к СНБ 5.01.01-99 - в части проектирования фундаментов из буроинъекционных свай, П2-2000СНБ 5.01.01-99 в части проектирования фундаментов из забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов

Настоящие строительные правила не могут быть воспроизведены, тиражированы и распространены в качестве официального издания без разрешения Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь

Изданы на русском языке

Содержание

1 Область применения ……
2 Нормативные ссылки……...
3 Термины, определения и обозначения……..……..
3.1 Термины и определения…….
3.2 Обозначения ……..
3.2.1 Коэффициенты……
3.2.2 Характеристики грунтов, материалов и механизмов……
3.2.3 Нагрузки, напряжения, сопротивления…….
3.2.4 Деформации основания……
3.2.5 Геометрические характеристики……
4 Общие положения…….
5 Проектирование свайных фундаментов , погружаемых в грунт (забивных, и винтовых свай ……..……
6 Проектирование фундаментов из свай набивных, изготавливаемых в грунте …
7 Расчет и проектирование свайно-плитных и плитно-свайных фундаментов……
8.Проектирование свайных фундаментов в особых условиях……..……
Приложение А Значение коэффициента постели …… …….
Приложение Б Переходные коэффициенты к данным зондирования для установок с диаметром зонда 62мм (СПК)…….
Приложение В Пример определения частного значения несущей способности грунтов оснований свай по результатам статического зондирования грунтов……..
Приложение Г Пример определения частного значения несущей способности грунтов оснований свай по результатам динамического зондирования грунтов….
Приложение Д Расчет набивных свай с уплотненным основанием (свай уплотнения) на действие моментов и горизонтальных нагрузок …….
Приложение Е Определение несущей способности и деформации оснований пирамидальных свай с наклоном боковых граней i_p >0,025……
Приложение Ж Область применения буронабивных свай без инъекционного упрочнения грунта и набивных свай с уплотненным основанием (свай уплотнения)…….

Приложение И Расчет фундаментов, в том числе комбинированных, из свай-анкеров набивных с уплотненным основанием (свай-анкеров уплотнения) при наличии выдергивающих нагрузок……
Библиография……

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УСТРОЙСТВО ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

УСТРОЙВАННЕ АСНОЎ І ПАДМУРКАЎ

Piles foundations

Дата введения_____

1 Область применения

Настоящие строительные правила (далее - СП) распространяются на проектирование свайных фундаментов различных типов (далее - свайные фундаменты) возводимых и реконструируемых зданий и сооружений различного назначения .

Настоящие строительные правила не распространяются на проектирование свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых на лессовых просадочных грунтах II типа, набухающих грунтах, на оползневых и подрабатываемых территориях, а также свайных фундаментов машин с динамическими нагрузками.

Основные положения настоящих технических правил не ограничивают разработку новых или совершенствование уже существующих конструктивных решений свайных фундаментов, применение апробированных расчетных схем и моделей грунта, методов производства работ.

Примечание - Проектирование свайных фундаментов опор мостовых сооружений, водопропускных труб и тоннелей, а также свайных опор под трубопроводы тепловых сетей производят согласно ТКП 45-5.01-65, ТКП 45-3.03-188, ТКП 45-3.03-232.

Проект, окончательная редакция

2 Нормативные ссылки

В настоящих строительных правилах использованы ссылки на следующие технические нормативные правовые акты в области технического нормирования и стандартизации (далее — ТНПА):

ТР2009/013/BY Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность

СН 1.02.01-2019 Инженерные изыскания для строительства

СН 1.03.01-2019 Возведение строительных конструкций зданий и сооружений

СН 2.01.01.01 -2019 Основы проектирования строительных конструкций

СН 2.01.02-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий

СН 2.01.03-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости

СН 2.01.04-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки

СН 2.01.05-2019 Воздействия на конструкцию. Общие воздействия. Ветровые воздействия

СН 2.01.06-2019 Воздействия на конструкцию. Общие воздействия. Температурные воздействия

СН 2.01.07-2020 Защита строительных конструкций от коррозии

СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции

ТКП 45-5.01-15-2005 (02250) Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным статического зондирования и пенетрационного каротажа. Правила определения

ТКП 45-5.01-17-2006 (02250) Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения

ТКП 45-5.09-33-2006 Антикоррозионные покрытия строительных конструкций зданий и сооружений. Правила устройства

ТКП 45-5.01-65-2007 (02250) Опоры свайные под трубопроводы тепловых сетей. Правила проектирования

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

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

ТКП 45-3.02-108-2008 (02250) Высотные здания. Строительные нормы проектирования

ТКП 45-5.05-146-2009 (02250) Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования

ТКП 45-3.04-169-2009 (02250) Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования

ТКП 45-3.03-188-2010 (02250) Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования фундаментов

ТКП 45-3.03-232-2011 Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования

ТКП 45-5.01-254-2012 Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования

СТБ 943-2007 Грунты. Классификация

СТБ 1035-96 Смеси бетонные. Технические условия

СТБ 1075-97 Сваи железобетонные. Общие технические условия

СТБ 1164.0-2012 Строительство. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Номенклатура контролируемых показателей качества

СТБ 1164.3-2009 Строительство. Устройство свайных фундаментов. Контроль качества работ

СТБ 1164.4-2009 «Строительство. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Буроинъекционные анкеры и сваи. Контроль качества работ

СТБ 1241-2000 Зонд забивной. Технические условия

СТБ 1242-2000 Плотномер динамический. Технические условия

СТБ 1489-2004 Оголовки свай сборные железобетонные. Технические условия

СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия

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

СТБ 1701-2006 Сталь арматурная горячекатаная, упрочненная вытяжкой. Технические условия

СТБ 1704-2012 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 1706-2006 Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 1900 -2008 Строительство. Основные термины и определения

СТБ 2176-2011 Строительство. Земляные сооружения. Контроль степени уплотнения грунтов

СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями

ГОСТ 10922-2012 Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия

ГОСТ 13015.0-83 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования

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

ГОСТ 20522-2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний

ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету

Примечание - При пользовании настоящими строительными правилами целесообразно проверить действие ТНПА.

Если ссылочные ТНПА заменены (изменены), то при пользовании настоящими строительными правилами следует руководствоваться действующими взамен ТНПА. Если ссылочные ТНПА отменены без замены, то положение, в котором дана ссылка на них, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины, определения и обозначения

3.1 В настоящих строительных правилах применяют термины с соответствующими определениями, установленные ТКП 45-5.01-254, СТБ 1648, СТБ 1900.

3.2 Обозначения

3.2.1 Коэффициенты

γ_k - коэффициент надежности метода испытаний; [[

γ_g - коэффициент надежности по грунту;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке;

γ_s, γ_o, γ_{sp}, γ_c - коэффициенты условий работы;

γ_{cu} - динамический коэффициент условий работы сваи в грунте;

γ_{cr}, γ_{cf}, γ_{cp} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом сваи, на боковой поверхности сваи и под подош-

вой несущего ростверка;

γ_{con} - дополнительный коэффициент условий работы консолей;

γ_{cfj} - коэффициент реализации силы отрицательного трения;

γ_{cfo} - коэффициент условий работы при действии силы отрицательного трения;

γ_{cv} - коэффициент влияния вертикальной нагрузки на сопротивление сваи горизонтальной силе;

γ_{cq} - коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в общем значении нагрузки;

γ_{cs} - коэффициент, учитывающий пространственную работу сваи;

α - коэффициент деформации, 1/м; значение доверительной вероятности; коэффициент изменения напряжений в грунте на глубине h_i;

α_{oh} - коэффициент (показатель) гибкости сваи;

ρ_m - реологический коэффициент;

ξ - коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания к осадке сваи по результатам статических испытаний свай;

ε - коэффициент восстановления удара;

K_g - коэффициент группового эффекта;

η_I, η_{II} - коэффициенты, учитывающие нелинейность зависимости между нагрузкой и горизонтальными перемещениями сваи соответственно при расчетах по и II группам предельных состояний;

K - коэффициент пропорциональности между коэффициентом постели и глубиной расчетного сечения сваи; коэффициент применимости молота;

K_s, K_d, K_m - эмпирические коэффициенты;

n_p, n_f, β_{1i}, β_{2i}, K_q, K_f - коэффициенты перехода;

K_{com} - коэффициент уплотнения грунта;

m - коэффициент условий работы сваи при вдавливании;

ν - коэффициент развития пластических деформаций в грунте;

μ - коэффициент Пуассона грунта, кПа;

μ_i - коэффициент Пуассона *i*-го слоя грунта, кПа;

f_r - коэффициент влияния инерционных и вязких сопротивлений на несущую способность сваи;

χ - относительная жесткость сваи;

e, e_y - соответственно коэффициент пористости, коэффициент пористости уплотненного грунта;

$K_ф$ - коэффициент фильтрации, м/с;

K_v, K_y - соответственно коэффициент, учитывающий уплотнение грунта вокруг сваи, и коэффициент, используемый для определения размера зоны уплотнения;

K_s - коэффициент снижения бокового сопротивления грунта во время вибропогружения;

λ - расчетный параметр, определяющий увеличение осадки за счет сжатия ствола сваи;

r - коэффициент корреляции;

$W_п$ - коэффициент, зависящий от геометрических параметров пирамидальной сваи и условий ее пространственной работы, м^4;

$F_1 \div F_5$, $F_{\alpha 1} \div F_{\alpha 3}$, $F_{\nu 1} \div F_{\nu 5}$, M, n, n_1, n_2, η, θ, ψ, ν, φ, δ_o, β, β', α', k, k', k_1 — эмпирические коэффициенты.

3.2.2 Характеристики грунтов, материалов и механизмов

A_0 - необходимая амплитуда колебаний при отсутствии сопротивления грунта, см;

A_r - фактическая амплитуда колебаний, см;

a_c - коэффициент сжимаемости грунта, м^2/кН;

a_{co} - коэффициент относительной сжимаемости грунта, м^2/кН;

D_{pd} - степень разложения органического вещества, %;

E - модуль общих деформации грунта, МПа;

E_d - максимальная энергия удара молота (вибропогружателя) необходимая для погружения сваи, кН·м; расчетная энергия удара,

кДж;

E_n - модуль упругости прокладки, МПа;

E_σ - модуль упругости бетона, МПа;

Q_m - вес ударной части молота, кН;

C_n - суммарный вес вибросистемы, кН;

C_z - коэффициент постели грунта, кН/м^3;

q_c - вес сваи, кН;

I_L - показатель текучести для глинистых грунтов;

E_i - модуль общей деформации *i*-го слоя грунта, МПа;

$K_{mД}$ - статический момент массы дебалансов, кг·м;

q_1, q_2, q_3, q_4 - соответственно вес молота или вибропогружателя, вес сваи с наголовником, вес подбабка, вес ударной части молота, кН;

M_c - суммарная масса вибропогружателя, сваи и наголовника, кг;

I_{om} - степень заторфованности грунтов (относительное содержание органического вещества);

I_p - число пластичности;

G_1 - модуль сдвига грунта, МПа;

EA - жесткость ствола сваи на сжатие, кН;

$\gamma_{I,i}$, ρ - расчетное значение соответственно удельного веса, кН/м^3, *i*-го слоя грунта по длине сваи и плотности грунта, кг/м^3;

ρ_d, $\rho_{d.ср}$ - соответственно плотность грунта в сухом состоянии и средняя плотность (средневзвешенное значение плотности) в зоне уплотнения сваи, т/м^3;

ρ_s - плотность частиц грунта, г/см^3;

$\varphi_{I,i}$, $c_{I,i}$ - соответственно расчетное значение угла внутреннего трения, …°, и удельного сцепления, кПа, *i*-го слоя грунта;

C_z, C_{zh} - соответственно коэффициент постели грунта и коэффициент постели грунта в уровне нижнего конца сваи, кН/м^3;

$\varphi_{II,mt}$ - осредненное значение угла внутреннего трения, град;

k - количество слоев грунта основания по длине сваи;

n - число испытаний, количество свай в фундаменте (в кусте), количество точек зондирования, шт.;

$n_м$ - число ударов молота в единицу времени, удар/мин;

$n_ф$ - фактическая частота колебаний вибросистемы, мин$^{-1}$;

h_n - толщина прокладки на наголовнике, см;

H_p - рабочий ход цилиндра или поршня, м;

EI - жесткость поперечного сечения сваи, кН·м^2;

t - возраст намывного грунта; время, год; время, затраченное на погружение сваи, мин;

H_m - фактическая высота подъема или падения ударной части молота, м;

h_1 - высота первого отскока ударной части дизель-молота, см;

W, W_o - соответственно природная и оптимальная влажность грунта, %;

W_m - мощность, расходуемая на движение вибросистемы, кВт;

S_r - степень влажности грунта;

$\eta_э$ - КПД электродвигателя;

$\lambda_{ср}$ - средневзвешенное значение показателя свойств грунта;

λ_i - значение показателя свойств грунта *i*-го слоя;

W_{hm} - потребляемая из сети активная мощность, кВт;

W_{0m} - мощность холостого хода вибропогружателя, кВт;

γ - удельный вес грунта, кН/см^3.

3.2.3 Нагрузки, напряжения, сопротивления

H_d, H_{Nq}, H_{Np} - значение проектной горизонтальной нагрузки; значения горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент из свай соответственно от постоянной и временной нагрузок, кН;

H, H_{Nq}, H_{Np} - значение горизонтальной нагрузки; значения горизонтальной составляющей нагрузки на фундамент из свай соответственно от постоянной и временной нагрузок, кН;

H_{NII} - горизонтальная составляющая нагрузки на фундамент при расчете по деформациям и эксплуатационной пригодности, кН;

N_d , N_{di} - проектная (расчетная) внешняя нагрузка, в том числе усилие вдавливания, передаваемая соответственно на свайный фундамент и одиночную сваю, кН;

M, M_{dx}, M_{dy} - проектные (расчетные) изгибающие моменты соответственно в сечении, в том числе в голове сваи, и относительно главных центральных осей *x* и *y* в плоскости подошвы ростверка, кН·м;

M_{max} - максимальное значение изгибающего момента, кН·м;

Q - поперечная сила в произвольном сечении сваи, кН;

q_{di} - удельное сопротивление i-го слоя грунта в пределах участка z под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования, МПа;

q, q_s - соответственно равномерно распределенная нагрузка, кН/м, и удельное сопротивление грунта погружению конуса при статическом зондировании, МПа;

$\bar{q}_{si}$ среднее значение удельного сопротивления i-го слоя грунта под наконечником зонда, полученное на участке z, МПа;

p_d - условное динамическое сопротивление грунта (показатель динамического зондирования), МПа;

F - расчетное значение силы, кН;

F_k ,F_d - характеристическое (нормативное) и проектное (расчетное) значение несущей способности свай;

$F_{B/2}$ - несущая способность боковой поверхности одиночной сваи в пределах от верхнего конца до глубины В/2, кН;

F_0 - значение необходимой вынуждающей силы вибропогружателя, кН;

F_i - несущая способность сваи в пределах i-го слоя грунта, кН;

F_v, F_h - соответственно вертикальная и горизонтальная составляющая силы, кН;

F_f - расчетное значение отрицательной силы трения, кН;

F_{fk} - отрицательная сила трения, действующая на куст свай, кН;

F_{di}, F_d - соответственно расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи в составе фундамента, несущая способность сваи по грунту, кН;

F_{dv}, F_{dh} - расчетная несущая способность сваи соответственно при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок, кН;

F_{du} - расчетная несущая способность сваи при действии выдергивающей нагрузки, кН;

F_s - боковое сопротивление грунта при вибропогружении, кН;

F_u, $F_{u,n}$ - соответственно частное значение силы предельного сопротивления грунта основания сваи и ее нормативное значение, кН;

$F_{u,sp}$ - значение силы предельного сопротивления грунта основания для эталонной сваи, кН;

f_{di} - среднее значение удельного сопротивления *i*-го слоя грунта в пределах участка *h* на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования, МПа;

f_s - удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности зонда при статическом зондировании, МПа;

f_{si} - среднее значение удельного сопротивления *i*-го слоя грунта на боковой поверхности зонда в пределах участка *h* на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования, МПа;

P_p - среднее давление на грунт под подошвой ростверка, кПа;

$\overline{R}$ - удельное сопротивление грунта пенетрации, кПа;

R, R_{sp}, R_{ps} - расчетное сопротивление грунта, в том числе под нижним концом соответственно забивной сваи, эталонной сваи, сваи-зонда, кПа;

R_{con} - значение расчетного сопротивления грунта под консолями сваи-колонны, кПа;

R_d - среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

R_p - расчетное сопротивление грунта под подошвой несущего ростверка, кПа;

R_f - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования, МПа;

R_{fd} - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

R_{fi} - расчетное сопротивление *i*-го слоя грунта основания на боко-

вой поверхности забивной сваи, кПа;

R_{fs} - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

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

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

R_{fu} - предельное сопротивление грунта под условной опорой боковой поверхности сваи в рассматриваемой точке, МПа;

R_s - среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

R_z - расчетное сопротивление грунта слабого слоя ниже подошвы условного фундамента, МПа;

p_i - расчетное сопротивление грунта основания сжатию боковыми гранями свай в *i*-м слое грунта, МПа;

σ_{zp}, σ_{zq} - вертикальные напряжения в грунте на глубине *z* от подошвы условного фундамента, соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;

$\sigma_{доп}$ - среднее дополнительное напряжение в основании свай, кПа, на глубине h_i.

3.2.4 Деформации основания

u_p - горизонтальное перемещение, см;

ψ_p - угол поворота фундамента (сваи), °;

S - расчетное значение совместной деформации сваи, свайного фундамента и сооружения, см;

S_u - предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения, см;

S_{uh} - предельное значение горизонтального перемещения фундамента, м;

$S_{u,mt}$ - предельное значение средней осадки фундамента для зданий и

сооружений, см;

S^{∞} - стабилизированная (конечная) осадка слоя грунта, см;

S_t, S_{ct} - соответственно осадка слоя околосвайного грунта и свай или свайного фундамента в момент времени t, см;

S_i - осадка i-го слоя грунта, см;

S_o - осадка грунта относительно сваи, см;

$S_{доп}$ - дополнительная осадка свайного фундамента от напряжений под подошвой ростверка в межсвайном пространстве, см;

S_r - осадка свайного фундамента с несущим ростверком, см;

S_1 - осадка одиночной сваи, не находящейся в составе группы свай, см;

S_p - осадка группы свай, см;

S_R - осадка фундамента при давлении под его подошвой, равном R, кПа, см;

S_a, S_{el} - соответственно фактический остаточный и упругий отказ сваи, см;

ε_h - относительное сжатие насыпного слоя;

u_o - горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, см;

ψ_o - угол поворота сечения сваи в уровне поверхности грунта, рад;

u_h, u_L - соответственно горизонтальное перемещение нижнего конца сваи и в точке приложения горизонтальной нагрузки, м.

3.2.5 Геометрические характеристики

A - площадь опирания на грунт сваи; площадь поперечного сечения сваи или шпунта, м^2;

A_i - площадь боковой поверхности сваи в пределах i-го слоя грунта, м^2;

A_c - площадь поперечного сечения сваи, м^2;

A_{ci} - площадь поперечного сечения i-й сваи, м^2;

A_{con} - площадь проекции консолей на горизонтальную плоскость, м^2;

A_f - условная площадь участка грунта, создающего отрицательное трение; площадь боковой поверхности сваи, м^2;

A_p - площадь условной опоры ростверка, м^2;

A_p^r - приведенная площадь подошвы ростверка, м^2;

a - наибольший размер поперечного сечения сваи; шаг свай в кусте, м;

B - ширина свайного фундамента или ростверка; наибольший размер поперечного сечения пирамидальной сваи, м;

$B_{уф}$ - сторона подошвы условного фундамента, м;

b - наименьший размер поперечного сечения сваи; ширина ростверка в плане; ширина фундамента, принимаемая по наружным граням крайних рядов свай, м;

b_o, b_h - наименьший размер поперечного сечения пирамидальной сваи соответственно в уровне поверхности грунта и в уровне нижнего конца, м;

$\bar{b}_0$ - приведенная ширина фундамента, м;

b_p - ширина ростверка, м;

c - толщина защитного слоя бетона, м;

d - диаметр или размер стороны сечения сваи (для свай постоянного сечения); наименьший размер поперечного сечения сваи, м;

D_y - максимальный диаметр зоны уплотнения грунта вокруг пирамидальной сваи, м;

i_p - наклон боковых граней сваи, в долях единицы;

L - высота приложения горизонтальной нагрузки над уровнем поверхности грунта; длина пирамидальной части сваи, находящейся в грунте основания, м;

l - длина сваи; длина ростверка в плане; глубина котлована; глубина, м;

l_p - длина ростверка, м;

l_o - длина участка сваи от подошвы высокого ростверка до уровня планировки грунта, м;

l_i - длина сваи от подошвы низкого ростверка до сечения (плоскости) жесткого защемления сваи в грунте, м;

f - расстояние от обреза фундамента до расчетной поверхности грунта, м;

e_L - эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки, м;

h	- глубина погружения сваи в грунт от подошвы ростверка, м;
h_0	- глубина расположения нулевой точки от поверхности грунта, м;
h_i	- толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;
h_j	- толщина j-го слоя оседающего грунта, вызывающего отрицательное трение, м;
h_{mt}	- расстояние от нижнего конца сваи до кровли слабого слоя, м;
H, H_c	- соответственно толщина слоя грунта и глубина сжимаемой толщи, в том числе под свайным ростверком, м;
U_k	- периметр куста свай, м;
U, U_i	- наружный периметр соответственно поперечного сечения ствола сваи и i-го сечения сваи, м;
U_{oi}	- сумма размеров сторон i-го поперечного сечения сваи, которые имеют наклон к оси сваи, м;
U_{sp}	- периметр сечения эталонной сваи, м;
x, y	- расстояние от главных осей до оси сваи, для которой вычисляется нагрузка, м;
x_i, y_i	- расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м;
z	- глубина расположения сечения сваи в грунте; участок, расположенный в пределах одного диаметра d выше и $4d$ ниже от отметки острия проектируемой сваи, м;
z_i	- толщина i-го слоя грунта в пределах участка z, м;
z_m	- глубина расположения сечения сваи в грунте, где действует максимальный изгибающий момент, м;
α_c	- угол конусности сваи, …°; относительная глубина расположения нулевой точки сваи, м;
λ_L	- относительная высота приложения горизонтальной нагрузки над уровнем поверхности грунта, м;
y_0	- глубина расположения точки поворота оси пирамидальной сваи от расчетной поверхности грунта, м;
θ	- угол наклона к вертикали равнодействующей сил, действующих на сваю, …°(рад).

4 Общие положения

4.1 Проектирование свайных фундаментов выполняют с учетом соблюдения общих требований безопасности и надежности строительных конструкций согласно ТР 2009/013/BY, ГОСТ 27751, СН 2.01.01 а также в соответствии с действующими нормативными и правовыми актами в области экологии и охраны окружающий среды с учетом:

- инженерно-геологических и гидрогеологических условий;
- возможности развития опасных геодинамических процессов;
- сейсмичности района строительства;
- действующих нагрузок, типа и размеров сооружения, срока их службы и условий эксплуатации;
- влияния технологии устройства свай на окружающую среду и близлежащие сооружения;
- влияния окружающей среды на надежность и долговечность свайных фундаментов.

4.2 Выбор конструкции фундамента, а также вида свай и свайного фундамента, производят на основании технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений с учетом всех вышеперечисленных факторов и с использованием критерием конструктивной и экономической эффективности, а также экологической безопасности.

4.3 3 Свайные фундаменты проектируют согласно техническому заданию, используя следующие исходные данные:

- инженерно-геодезические, инженерно-геологические, инженерно-гидрометеорологические (при необходимости инженерно-экологические) условия площадки строительства;
- конструктивные особенности проектируемых зданий и сооружений, значения нормативных и расчетных нагрузок, действующих на фундаменты;
- условия эксплуатации зданий и сооружений;
- технические условия, выданные соответствующими уполномоченными организациями (при наличии коммуникаций, высоковольтных линий, особых экологических требований в районе строительства).

При проектировании рекомендуется учитывать местные условия строительства, опыт строительства и эксплуатации сооружений в аналогичных инженерно-геологических, гидрогеологических и экологических условиях.

4.4 При проектировании учитывают уровень ответственности сооружения согласно ГОСТ 27751 (класса надежности RC согласно СН 2.01.01) и класс геотехнического риска объекта строительства в соответствии с ТКП 45-5.01-254. В дополнение к положениям ТКП 45-5.01-254 при проектировании свайных фундаментов класс геотехнического риска «Н» назначается для:

- свайных фундаментов при длине свай более 35 м;
- комбинированных плитно-свайных фундаментов;
- фундаментов со сваями диаметром более 1,5м;
- свай, прорезающих хотя бы один слой скальных или полускальных грунтов.

4.5 Данные, необходимые для выбора типа свайного фундамента, определения вида свай и их размеров, несущей способности основания сваи с учетом прогноза возможных изменений в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений принимают с учетом результатов инженерных изысканий согласно СН 1.02.01. В отчете по инженерным изысканиям отражают данные о геодинамических процессах района строительства и классе геотехнического риска объекта. Следует иметь в виду, что достоверность данных об инженерно-геологических условиях площадки строительства является определяющим фактором обеспечения фундаментальных требований надежности и долговечности свайных фундаментов. Состав и объем инженерно-геологических изысканий приведены в 4.11 настоящих строительных правил. Проектирование свайных фундаментов без инженерно-геологических изысканий не допускается.

4.6 При проектировании зданий и сооружений в условиях плотной городской застройки и промышленных предприятий на стадии изысканий (с привлечением специалистов геотехников) следует оценивать влияния технологии устройства свай (забивка, вибропогружение, выштамповка и др.) на существующие здания, сооружения, подземные коммуникации, а также на находящиеся в них чувствительные к колебаниям механизмы, приборы и оборудование.

4.7 При проектировании свайных фундаментов в условиях, соответствующих классу геотехнического риска Б, Н, У, предусматриваются натурные измерения (мониторинг) осадки фундамента как в процессе строительства так и в процессе эксплуатации. Натурные измерения деформаций (мониторинг) оснований и фундаментов также предусматривают при:

- применении новых конструктивных решений (не включенных в данные строительные правила) конструкций свай, свайных фундаментов и технологий их устройства;

- при наличии в задании на проектирование специальных указаний по измерению деформаций;
- в иных случаях, когда необходимо подтверждение принятых конструктивных решений и технологий устройства фундаментов требованиям безопасности, надежности и долговечности зданий и сооружений

4.8 В сложных грунтовых условиях и при применении нетиповых конструктивных решений свайных фундаментов в проекте предусматривают проведение статические испытания характерных фрагментов фундаментов с соблюдением положений 4.14 настоящих строительных правил.

4.9 Свайные фундаменты в условиях агрессивного воздействия грунта и грунтовых вод на материал свай проектируют с учетом СН 2.01.07, а конструкции деревянных свай с учетом требований по защите их от гниения, разрушения и поражения древоточцами. При проектировании свай из бетона и железобетона дополнительно руководствуются положениями СП 5.03.01.

4.10 При расчетах по формулам, приведенным в настоящих правилах, результаты вычисления и значения величин, входящих в формулы, указывают с точностью до первого десятичного знака или с большей точностью.

4. 11 Состав и объем инженерно-геологических изысканий (ИГИ)

4.11.1 Инженерные изыскания для проектирования свайных фундаментов назначают согласно СН 1.02.01, и действующих ТНПА по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства. Состав и объем инженерных изысканий устанавливают с учетом уровня ответственности (класса надежности RC согласно СН 2.01.01) и категории сложности инженерно-геологических условий согласно СН 1.02.01.

4.11.2 Основанием для проведения изыскательских работ является техническое задание, утверждаемое проектной организацией (заказчиком). В задании на проведение инженерно-геологических изысканий для проектирования свайных фундаментов указывают:

- место строительства и топографические данные участка;
- уровень ответственности (класс надежности RC согласно СН 2.01.01), класс сложности в соответствии с СТБ 2331;
- конструктивные особенности возводимого сооружения, предполагаемая глубина заложения фундаментов, значения расчетных нагрузок на фундамент;
- наличие подземных коммуникаций и глубина их заложения;
- предполагаемую длину свай (по опыту строительства в аналогичных условиях).

4.11.3 В соответствии с техническим заданием изыскательская организация (индивидуальный предприниматель) составляет программу работ в соответствии с СН 1.02.01 с учетом наличия материалов прошлых изысканий, опыта строительства и эксплуатации существующих сооружений.

4.11.4 Инженерно-геологические изыскания выполняют комплексно и предусматривают:

- бурение скважин с отбором монолитов, проб грунта и грунтовых вод. При назначении мест отбора монолитов учитывается, что наибольшее влияние на работу горизонтально нагруженных свайных опор оказывает верхняя (в пределах 3 м от верха сваи) часть разреза:
- лабораторные определения свойств грунтов;
- испытания грунтов зондированием (статическим или динамическим);
- статические испытания эталонных и натурных свай;
- динамические испытания свай на вертикальную нагрузку и с целью установления возможности погружения свай на проектную отметку;
- штамповые испытания в скважинах на глубине погружения свай в несущие слои для расчета свай и свайных кустов по деформациям, а также для расчета пирамидальных свай по несущей способности. При отсутствии штамповых испытаний модуль деформации грунтов определяется по результатам зондирования или компрессионных испытаний с поправочными коэффициентами для перехода к штамповым испытаниям согласно ТКП 45-5.01-15 и ТКП 45-5.01-17.

4.11.5 Количество, глубина буровых скважин и точек зондирования назначают в соответствии с требованиями СН 1.02.01 и ТКП 45-5.01-254. Глубина инженерно-геологических выработок определяется расчетом в пределах активной зоны свайного основания. В любом случае глубины инженерно-геологических выработок принимают ниже проектируемых отметок погружения свай не менее чем на:

- 5м при рядовом расположении свай и нагрузках на группу (куст) свай до 3 МН;
- 10 м при свайных полях размером до 10х10 м и при нагрузках на куст более 3 МН;
- 10 диаметров свай или пяты сваи.

При свайных полях размером более 10х10 м и применении плитно-свайных фундаментов глубину выработок принимают более глубины сжимаемой толщи, но не менее половины ширины свайного поля или плиты и не менее чем на 15 м, чем предполагае-

мое погружение свай. При сплошном свайном поле указанные глубины исследования рекомендуется соблюдать не менее чем в 50 % точек.

4.11.6 Статическое и динамическое зондирование грунтов выполняют в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-15, ТКП 45-5.01-17, ГОСТ 19912. Количество точек зондирования, их расположение в плане и по глубине устанавливают программой работ по инженерно-геологическим изысканиям в соответствии с требованиями СН 1.02.01

4.11.7 Точки статического и динамического зондирования размещают в пределах контура здания по осям проектируемых фундаментов, но не далее 5 м от них или места расположения опытных свай и увязывать с особенностями грунтовых напластований.

4.11.8 Для оконтуривания линз и прослоек слабых пылевато-глинистых, насыпных, заторфованных и малопрочных песчаных грунтов допускается устанавливать расстояния между точками зондирования менее приведенных в СН 1.02.01. С этой целью целесообразно применять георадиолокационное зондирование грунтов (георадар).

4.11.9 Объем работ по статическому и динамическому зондированию на намывных грунтах определяют с учетом СН 1.02.01 и ТКП 45-5.01-76, а для опор под трубопроводы тепловых сетей - СН 1.02.01 и ТКП 45-5.01-65.

4.11.10 В состав работ инженерно-геологических изысканий при классах геотехнического риска Б, Н, У включают испытания грунтов эталонной или натурной сваей статической или динамической нагрузками согласно СТБ 2242. Прямые определения несущей способности основания свай предусматривают для зданий и сооружений 1 уровня ответственности (класса надежности RC3 согласно СН 2.01.01) не зависимо от сложности инженерно-геологических условий.

4.11.11 В случае, когда в пределах большей части ствола сваи и (или) под их нижним концом залегают слабые грунты (при значениях удельного сопротивления грунта под наконечником зонда $q_s \leq 1{,}0$ МПа и на участке боковой поверхности зонда $f_s \leq 0{,}02$ МПа, а также значениях условного динамического сопротивления погружению зонда $p_d \leq 1{,}5$ МПа, несущая способность грунта основания свай назначается по результатам их испытаний статической нагрузкой согласно СТБ 2242 и п.п.4.14 настоящих СП.

4.11.12 При проектировании набивных свай, изготавливаемых в грунте, особое вниманием уделяют гидрогеологической обстановке изучаемой территории, наличию напорных грунтовых вод, выявлению условий формирования их подпора (подпружинивания), направлению их движения и режима.

4.11.13 В материалах отчетов по инженерным изысканиям представляют следующие данные:

- показатели состава и физико-механических свойств грунтов для каждого инженерно-геологического элемента (гранулометрический состав; плотность, в том числе в сухом состоянии, частиц грунта; естественная влажность; оптимальная влажность; показатель текучести; коэффициент пористости; удельное сцепление; угол внутреннего трения; модуль деформации);
- результаты полевых испытаний грунтов;
- сведения о гидрогеологических условиях исследуемой территории, сезонном и многолетнем колебании уровня грунтовых вод, прогноз возможного изменения уровня грунтовых вод при устройстве свай и при эксплуатации сооружений;
- агрессивность грунта и грунтовых вод по отношению к материалу свай и фундаментов.

Кроме того, при наличии в составе оснований слабых, насыпных и намывных грунтов, в отчете указывают дополнительные сведения об относительном содержании растительных остатков, степени разложения органических веществ, коэффициенте уплотнения, виде исходного материала насыпного или намывного грунта, возрасте и способе устройства искусственного основания.

4.11.14 При описании осложняющих факторов возведения свайных фундаментов в данных инженерно-геологических условиях оценивают возможность:

- развития опасных геодинамических процессов (оползни, обвалы, землетрясение, образование карстовых провалов);
- развития механической или химической суффозии грунта;
- изменения уровня грунтовых вод (вследствие водопонижения, осушения, подтопления, вскрытия сваей водоупорной кровли водоносного горизонта и т.п.);
- морозного или химического пучения грунта;
- смещения неравномерно залегающих пластов грунта;
- развития отрицательного трения по боковой поверхности свай;
- оседание грунта на подрабатываемых территориях.

4.11.15 При оценке инженерно-геологических условий также учитывают:

- плотность застройки территории:
- конструктивные особенности и техническое состояние близлежащих сооружений;
- наличия развитой сети подземных коммуникаций и подземных сооружений;

- наличия источников вибрационных и динамических колебаний (от оборудования, транспорта);
- возможность выделения газов из грунта при бурении скважин (биогенного или техногенного происхождения).

4.12 Виды свай

4.12.1 По условиям взаимодействия с грунтом сваи подразделяют на сваи-стойки и сваи защемленные в грунте.

К сваям-стойкам относят сваи, опирающиеся на малосжимаемые скальные и полускальные грунты, а также крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем средней прочности или прочным, а также глины твердой консистенции с модулем деформации $E \geq 50$ МПа (подтверждённым штамповыми испытаниями).

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

4.12.2 По способу изготовления сваи подразделяют на готовые сваи погружаемые в грунт и набивные сваи изготавливаемые в грунте.

Готовые сваи представляют собой предварительно изготовленные на заводе или полигоне конструкции, погружаемые в грунт любым из известных способов. Готовые сваи подразделяются:

- по материалу - железобетонные сваи, отвечающие требованиям СТБ 1075, деревянные и стальные сваи, соответствующие ТКП 45-5.05-146 и [2];
- по форме поперечного сечения - прямоугольного сплошного сечения, прямоугольного с полостями (круглыми и др.), треугольного, таврового, двутаврового, трапецеидального и других сплошных сечений, а также кольцевого сечения (сваи-оболочки);
- по форме продольного сечения - на призматические, цилиндрические и с наклонными боковыми гранями (пирамидальные, бипирамидальные, трапецеидальные, ромбовидные, булавовидные, винтовые);
- по конструктивным особенностям - на цельные и составные (из отдельных секций);
- по форме нижнего конца - на сваи с заостренным или плоским нижним концом.
- по способу армирования (для железобетонных свай) - на сваи с ненапрягаемой продольной арматурой с поперечным армированием и на предварительно напряженные сваи со стержневой или проволочной продольной арматурой из высокопрочной

проволоки и арматурных канатов с поперечным армированием и без него;

- по назначению: - на собственно сваи для устройства фундаментов; свая-колонна (опора), представляющая собой и элемент фундамента и надземный конструктивный элемент зданий и сооружений.

4.12.3 Погружение свай в грунт может производиться с помощью молотов, вибропогружателей, а также путем вдавливания, ввинчивания (винтовые сваи) без предварительной выемки грунта или с использованием подмыва, а также с помощью предварительной проходки лидерных скважин в случае затруднения достижения проектных глубин.

4.12.4 Набивные сваи, изготавливаемые в грунте выполняются путем заполнения твердеющим материалом (бетоном, раствором, цементо-грунтом) заранее образованной в грунте полости (скважины, выштампованного ложа) с соответствующим армированием или без него.

4.12.5 Полости (скважины) в грунте выполняют следующими способами:

- буро-вращательным с полной или частичной выемкой грунта в процессе устройства скважины (ствола буронабивной сваи);
- буро-раздвижным с вытеснением грунта в стороны при вращении бурового инструмента (сваи уплотнения);
- вибрационно-погружным или забивным (выштамповкой) с–вытеснением, отжатием грунта за счет погружения цилиндрического или конического пуансона (сваи набивные в выштампованом ложе или выштампованные).

4.12.6 Стенки скважин при устройстве буронабивных и набивных свай крепят от обрушения или оплывания грунта при помощи:

- бурового (глинистого, цементного) раствора или воды;
- обсадных труб;
- затирки вяжущим из заливаемого в забой раствора.

Обсадные трубы могут быть извлекаемыми, не извлекаемыми, на всю длину сваи или в пределах неустойчивого слоя (толщи) грунта. Устройство буронабивных и набивных сваи без крепления допускается лишь в условиях, исключающих обрушение или оплываие грунта со стенок скважин в процессе их бурения, погружения арматурного каркаса и бетонирования ствола сваи.

4.12.7 Способы упрочнения грунта в уровне пяты набивной сваи подразделяют на:

- с уплотнением грунта механическим способом (вытрамбовкой, выштамповкой, опрессовкой);

- закачка под давлением вяжущих растворов в забой скважины.

4.12.8 Набивные сваи подразделяют по виду продольного профиля на:

- сплошные цилиндрические (равномерные);
- с уширением в верхней или нижней частях ствола;

4.12.9 Выштампованные сваи по виду продольного профиля подразделяются на:

- цилиндрические;
- конические;
- пирамидальные.

Все виды выштампованных свай могут иметь уширение в нижней части.

4.12.10 По способу армирования ствола сваи:

- бетонные (неармированные);
- железобетонные (армированные);

4.12.11 В зависимости от способа заполнения скважины набивные сваи подразделяются на:

- монолитные, с заполнением всего объема скважин бетонной смесью или раствором;
- сборно-монолитные (буроопускные сваи) с заполнением бетонной смесью части объема скважины с последующим опусканием готового несущего конструктивного элемента (сваи, сваи-колонны, столбов и т.п.);
- буроинъекционные диаметром 0,15-0,35 м, устраиваемые в пробуренных скважинах путем нагнетания (инъекции) в них раствора или мелкозернистой бетонной смеси, ~~а~~ также устраиваемые полым шнеком или с использованием не извлекаемых полых буровых штанг;
- монолитные с инъекционным упрочнением (дополнительно основание под пятой сваи и (или) по боковой поверхности упрочняется раствором, закачиваемым под давлением);
- монолитные с опрессовкой окружающего грунта за счет увеличения диаметра скважины при обработке свежеуложенного бетона разрядом электического тока (сваи РИТ) или путем раздувания гибкого рукава опускаемого в скважину при укладке бетонной смеси (буронабивные сплошные или полые сваи с опрессовкой).

4.13 Основные положения по расчету

4.13.1 Расчетные ситуации и расчетные модели.

4.13.1.1 Расчет свайных фундаментов начинают с анализа расчетных ситуаций и определения расчетной модели (схемы).

4.13.1.2 Детальное описание расчетных ситуаций, обуславливаемых природными или техногенными факторами, возникающими как в процессе строительства, так и в процессе эксплуатации зданий и сооружений, включает:

- общую оценку сложности инженерно-геологических условий и определение группы геотехнического риска;
- проектные нагрузки и воздействия от вышележащих конструкций при различном их сочетании;
- оценку чувствительности несущих конструкций сооружения к деформациям основания и определение допустимых значения предельных деформаций;
- выявление условий эксплуатации и их влияния на свойства грунта;
- анализ возможности изменения значений и направления действия расчетных нагрузок на различных этапах строительства.

4.13.1.3 При проектировании свайных фундаментов расчетные модели (схемы) могут быть:

- аналитические;
- полуэмпирические;
- численные.

4.13.1.4 Расчетная модель может быть либо точной или содержать упрощения, дающие погрешность только в сторону запаса надежности. Если заранее такая погрешность не может быть определена, необходимо проведение нескольких вариантных расчетов и определение наиболее неблагоприятную из ситуаций.

4.13.1.5 В расчетной модели свайного фундамента рекомендуется рассматривать взаимодействие системы «основание - свайный фундамент - сооружение" при самых существенных факторах, в наибольшей степени определяющих напряженно-деформируемое состояние грунтовых основания и конструкций сооружения. При составлении расчетной модели учитывается изменение статической схемы загружения в процессе возведения сооружения, а также возможность ухудшения свойств грунтов при проведении земляных работ в непосредственной близости от проектируемых фундаментов. .

4.13.1.6 При составлении расчетной схемы рекомендуется учитывать пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейность, анизотропность, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, возможного развития областей пластических деформаций в грунтовом основании.

4.13.1.7 Расчеты большеразмерных свайных кустов и комбинированных свайно-плитных фундаментов (КСП) рекомендуется выполнять численно с применением соответствующих программных вычислительных комплексов.

4.13.1.8 При проведении компьютерных расчетов свайных фундаментов учитывают возможные неопределенности, связанные с назначением расчетной модели и выбором деформационных и прочностных характеристик грунтов основания. Для этого при проведении численных расчетов по определению возможных сопротивлений грунтов в основаниях одиночных свай, групп свай и свайно-плитных фундаментов следует сопоставлять получаемые результаты для отдельных элементов расчетной схемы с аналитическими решениями, а также сопоставлять результаты альтернативных расчетов по различным геотехническим программам.

4.13.1.9 При проектировании свайных фундаментов допускается использовать как компьютерные программы, реализующие методики настоящего свода правил, так и численные решения с использованием апробированных геотехнических моделей. Программное обеспечение должно быть верифицировано (проверено).

4.13.1.10 Если в расчетах используют эмпирическую зависимость, то должно быть однозначно установлено, что она соответствует фактическим грунтовым условиям объекта строительства.

4.13.2 Предельные состояния

4.13.2.1 Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняется по предельным состояниям несущей способности и предельным состояниям эксплуатационной пригодности согласно СН 2.01.01.

4.13.2.2 Расчеты по предельным состояниям несущей способности выполняются:

- по прочности материала свай и свайных ростверков;
- по несущей способности грунта основания свай;
- по потере общей устойчивости оснований свайных фундаментов, если на них передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и др.), в том числе сейсмические, если сооружение расположено на откосе или вблизи него или когда основание сложено крутопадающими слоями грунта. Этот расчет следует производить с учетом конструктивных мероприятий, предусмотренных для предотвращения смещения проектируемого фундамента;
- по несущей способности кровли подстилающего слоя в случае, если пята свай находится в прочных грунтах, а в пределах сжимаемой толщи залегают слабые силь-

носжимаемые грунты минерального или биогенного происхождения с $I_{om} \geq 0{,}1$; $E \leq$ 5,0 МП.

4.13.2.3 Расчеты по предельным состояниям эксплуатационной пригодности выполняются:

- по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок;
- по перемещениям свай (горизонтальным u_p, углам поворота головы сваи ψ_p) совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных сил и моментов;
- по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свайных фундаментов.

4.13.3 Нагрузки и воздействия

4.13.3.1 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах свайных фундаментов, коэффициенты надежности по нагрузке, а также возможные сочетания воздействий принимаются согласно с требованиями СН 2.01.01, СН 2.01.02, СН 2.01.04, СН 2.01.05, СН 2.01.06.

4.13.3.2 Расчет свай, свайных фундаментов и их оснований по несущей способности выполняется на основные и особые сочетания нагрузок, по деформациям – на основные сочетания.

4.13.3.3 Нагрузки и воздействия, их сочетания и коэффициенты надежности по нагрузке при расчете свайных фундаментов мостов и гидротехнических сооружений принимаются в соответствии с требованиями ТКП 45-3.04-169, ТКП 45-3.03-188.

4.13.3.4 При расчете по прочности материала свай, несущей способности и устойчивости грунтов основания свай расчетные (проектные) значения нагрузок определяются с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и коэффициентов сочетания, принимаемых для предельных состояний по несущей способности, согласно СН 2.01.01÷ 06. При расчете по деформациям коэффициенты надежности и сочетаний принимаются как для предельных состояний по эксплуатационной пригодности, согласно СН 2.01.01÷6.

4.13.3.5 При определении значений проектных (расчетных) нагрузок на сваи предпочтение отдают численным методам расчета с применением соответствующих программных комплексов, учитывающих совместную работу основания, фундамента и надземных конструкций с обязательным сопоставлением полученных результатов с результатами аналитического расчета.

4.13.3.6 При действии на фундамент вдавливающей нагрузки и изгибающих моментов проектное значение вдавливающего усилия на одну вертикальную сваи в кусте N_{di} , допускается определять как для как рамной конструкции по формуле:

$$N_{di} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_{dx} \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{dy} \cdot x}{\sum x_i^2} \qquad (4.1)$$

где N_d, M_{dx}, M_{dy} - проектные (расчетные) усилия (продольная сжимающая нагрузка и изгибающие моменты) в уровне плоскости подошвы фундамента и относительно его главных центральных осей x, y, определяемые в ходе статического расчета здания с учетом собственного веса фундамента.

n - количество свай в фундаменте, шт.;

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

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

4.13.3.7 Расчет по формуле (4.1) выполняют для наиболее невыгодного сочетания действующих нагрузок, рассматривая различные комбинации значений продольных сил и моментов по схеме: $N_{d,max}$-$M_{d,соот}$ или $M_{d,max}$-$N_{d,соот}$ ($N_{d,max}$ – максимальное значение нагрузки при данном сочетании и соответствующие этому сочетанию значение момента $M_{d,соот}$, и наоборот).

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

4.13.4 Характеристики грунтов

4.13.4.1 Расчет свай, свайных фундаментов и их оснований выполняют с использованием расчетных значений характеристик грунтов оснований, которые определяют в соответствие с ГОСТ 20522, а расчетные значения коэффициента постели (Cz) допускается принимать по данным статического и динамического зондирования в соответствии с приложением А.

4.13.4.2 Расчетные значения сопротивления грунта под нижним концом сваи R и на боковой поверхности R_f определяют по данным статического или динамического зондирования грунтов согласно указаниям раздела 4.15 настоящих правил. Для сооружений III уровня ответственности, а также для предварительных расчетов значения сопротивления грунта под нижним концом сваи R и на боковой поверхности R_f допускается определять по таблицам разделов 5, 6 настоящих правил.

4.13.4.3 При наличии результатов полевых испытаний грунтов эталонной сваей или натурных свай статической нагрузкой несущую способность грунта основания сваи определяют согласно 4.14. Для объектов, по которым не проводились испытания натурных свай статической нагрузкой, несущую способность грунта основания сваи рекомендуется определять несколькими из возможных способов, указанных в 4.15, главах 5, 6.

4.13.5 Расчет свай по материалу

4.13.5.1 Расчет по прочности материала свай и свайных ростверков производят в соответствии с требованиями ТКП 45-5.05-146, СП 5.03.01 для мостов и гидротехнических сооружений - ТКП 45-3.03-232 и ТКП 45-3.04-169.

4.13.5.2 Расчеты свай, свайных фундаментов по прочности выполняют с использованием расчетных значений характеристик материалов. Расчетные значения характеристик материалов свай и свайных ростверков принимаются в соответствии с требованиями ТКП 45-5.05-146, ТКП 45-3.04-169, ТКП 45-3.03-188, ТКП 45-3.03-232, СТБ 1489, СТБ 1701, СТБ 1704, СТБ 1706, ГОСТ 10922, ГОСТ 13015.0, СП 5.03.01.

4.13.5.3 Расчет элементов железобетонных конструкций свайных фундаментов по образованию и раскрытию трещин производят согласно СП 5.03.01, для мостов и гидротехнических сооружений - также с учетом положений ТКП 45-3.03-232 и ТКП 45-3.04-169 соответственно.

4.13.5.4 При расчетах свай всех видов по прочности материала сваю рекомендуется рассматривать как стержень, жестко защемленный в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии l_1, которое определяется согласно ТКП 45-5.01-254.

4.13.5.5 Если для буронабивных сваи и свай оболочек, заглубленных сквозь толщу нескального грунта и заделанных в скальных грунт, отношение $2/\alpha > h$, принимают $l_1 > l_0 + h$ (где h – глубина погружения сваи или сваи-оболочки, отсчитываемая от их нижних концов до уровня планировки грунтовой поперхности расположенного над нею высокого ростверка или до подошвы низкого ростверка с ее опиранием или заглублением в нескальные грунты, за исключением сильносжимаемых.

4.13.5.6 При расчете по прочности материала буроинъекционных свай, прорезающих сильносжимаемые грунты с модулем деформации E < 5 МПа, расчетную длину свай на продольных изгиб l_d в зависимости от их диаметра d принимают равной:

при $E <= 2$МПа $l_d = 25d$

при $2 < E <= 5$ МПа $l_d = 15d$.

В случае если l_d превышает толщину слоя сильносжимаемого грунта h_g, расчетную длину принимают принимают $l_d = 2h_g$.

4.13.5.7 При расчете набивных свай и баретт (кроме свай-столбов и буроопускных свай) по прочности материала расчетное сопротивление бетона принимают с понижающим коэффициентом условий работы $\gamma_{cb} = 0,85$, учитывающим бетонирование в узком промежутке между стенками выработок (скважин, траншей) или обсадными трубами и бетонолитной трубой, а также γ'_{cb}, учитывающим влияние способа производства свайных работ:

- в глинистых грунтах, если возможно бурение скважин и бетонирование их насухо без крепления стенок при положении уровня подземных вод в период строительства ниже пяты свай, $\gamma'_{cb} = 1,0$;
- в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых производят насухо с применением извлекаемых обсадных труб или полых шнеков, $\gamma'_{cb} = 0,9$;
- в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых осуществляют при наличии в них воды с применением извлекаемых обсадных труб или полых шнеков, $\gamma'_{cb} = 0,8$;
- в грунтах, бурение скважин и бетонирование в которых выполняют под глинистым раствором или под избыточным давлением воды (без обсадных труб), $\gamma'_{cb} = 0,7$.

Бетонирование свай под водой или под глинистым раствором производят только методом вертикально перемещаемой трубы (ВПТ) или с помощью бетононасосов с учетом требований раздела 4.17 и действующих ТНПА.

4.13.5.8 Расчеты готовых свай рекомендуется также производить на воздействия, возникающие от собственного веса свай (при изготовлении, складировании, транспортировании, а также при подъеме их на копер за одну точку, удаленную от головы сваи на одну треть ее длины). В этом случае усилие в свае (как балке) от воздействия собственного веса определяется с учетом коэффициента динамичности, равного:

1,5 - при расчете по прочности;

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

В этих случаях коэффициент надежности по нагрузке к собственному весу сваи принимается равным единице.

4.13.6 Расчет свай по несущей способности грунтов оснований свай

4.13.6.1 Несущую способность грунтов в основании одиночной сваи в составе фундамента и вне его рассчитывают исходя из условия:

$$N_d \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \qquad (4.3)$$

где N_d - проектное значение воздействия (расчетная нагрузка), передаваемого на сваю (усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок при наиболее невыгодном их сочетании с учетом коэффициентов надежности по нагрузке принимаемой для предельных состояний по несущей способности и коэффициента надежности учитывающий уровень ответственности сооружения.

F_d - проектная (расчетная) величина сопротивления воздействию грунта основания одиночной сваи (расчетная несущая способность) или отдельной сваи в кусте и приходящейся на нее части ростверка, определяют в соответствии с указаниями разделов 4.14, 4.15, глав 5, 6 настоящих строительных правил;

γ_k - коэффициент надежности метода определения, принимаемый равным:

1,2 - при определении несущей способности сваи по результатам полевых испытаний статической нагрузкой;

1,25 - при определении несущей способности сваи расчетом по результатам статического зондирования грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной сваей-зондом;

1,3 - при определении несущей способности сваи расчетом по результатам динамического зондирования грунта, а также по результатам динамических испытаний свай, выполненных с применением отказомеров, когда упругие деформации составляют более 20 % от остаточных;

1,4 - при определении несущей способности сваи расчетом с использованием таблиц настоящих строительных правил , в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без применения отказомеров, или если упругие деформации составляют менее 20 % от остаточных;

1,4 (1,25) - для фундаментов опор мостов с низким и высоким ростверком, работающих только на сжимающую нагрузку (независимо от числа свай в фундаменте);

- для фундаментов опор мостов с высоким и низким ростверком, подошва которых опирается на сильносжимаемый грунт, и сваях, защемленных в грунте, воспринимающих сжимающую или моментную нагрузку, а также при любом виде ростверка и сваях длиной $l \geq 4$ м, воспринимающих выдергивающие нагрузки, γ_k принимается в зависимости от числа свай в фундаменте:

- 1,4(1,25) при числе свай в фундаменте 21 и более;

- 1,55(1,4)	то же	от	11	до	20;
- 1,65(1,5)	“	“	6	“	10;
- 1,75(1,6)	“	“	1	“	5;

- для фундаментов из одиночной сваи под колонну, при нагрузке на забивную сваю квадратного сечения более 600 кН, значение коэффициента γ_k следует принимать равным:

1,4 - если несущая способность сваи определена по результатам испытаний статической нагрузкой;

1,6 - если несущая способность сваи определена другими способами;

1,0 - для сплошных свайных полей жестких сооружений с предельной осадкой 30 см и более (при количестве свай более 100), если несущая способность сваи определена по результатам статических испытаний.

Примечания:

1 В скобках приведены значения γ_k для случаев, когда несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой или расчетом по результатам статического зондирования грунтов.

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

3 Если расчет свайных фундаментов производится с учетом ветровых и крановых нагрузок, то воспринимаемую крайними сваями расчетную нагрузку допускается увеличивать на 20 % (кроме фундаментов опор линий электропередачи). 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 сваей, 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 определяется интерполяцией.

4.13.6.2 Проектное значение усилия (расчетную нагрузку) на сваю N_I определяют в согласно .4.13.3 с учетом совместной работы системы «основания- свайный фундамент-надземные конструкции» и в общем случае может оказывать вдавливающее, выдергивающее, горизонтальное воздействие на сваю.

4.13.6.3 Проверку устойчивости свайного фундамента и его основания производят в соответствии с требованиями ТКП 45-5.01-254 с учетом передачи дополнительных горизонтальных усилий от свай, приложенных к сдвигаемой части грунта.

4.13.6.4 Сваи и свайные фундаменты в пучинистых грунтах рассчитывают по прочности материала с проверкой их устойчивости при действии сил морозного пучения.

4.13.6.5 Проектная (расчетная) величина сопротивления грунта основания одиночной сваи или отдельной сваи в кусте R_d, может быть определена следующими методами:

- по данным испытания грунтов сваей (натурной или инвентарной с размерами идентичными натурной) статической нагрузкой (см.раздел 4.14 настоящих СП);
- по данным статического или динамического зондирования грунтов (см. раздел 4.18 настоящих строительных правил);;
- с использованием эмпирических данных (табличный метод) или аналитических методов расчета, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях (см. главы 5, 6 настоящих строительных правил);
- по данным испытаний динамической нагрузкой, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях (см. раздел 4.14. настоящих строительных правил;;
- для предварительных расчетов по результатам наблюдений за поведением аналогичного свайного фундамента в аналогичных грунтовых условиях, которые подтверждается результатами инженерно-геологических изысканий и испытаний свай.

4.13.6.6 При выборе метода расчета учитывают :

- уровень ответственности зданий и сооружений и класс геотехнического риска;
- опыт устройства проектируемого типа свай по той же технологии;
- степень изученности грунтовых условий и наличие слабых или специфических грунтов;
- характер и величины действующих нагрузок;

4.13.6.7 При классе геотехнического риска Б Н У (согласно ТКП 45-5.01-254) предпочтение отдают испытанию грунтов сваей статической нагрузкой согласно п. 4.14 настоящих строительных правил . В остальных случаях несущую способность грунта основания сваи рекомендуется определять по данным статического или динамического зондирования согласно п.п.4.18 настоящих строительных правил. Расчет свай с использованием аналитического метода и эмпирических зависимостей (табличный метод) рекомендуется применять только для зданий и сооружений III уровня ответственности или при предварительном расчете на стадии обоснований инвестиций.

4.14 Определение несущей способности грунтов в основании свай по результатам полевых испытаний

4.14.1 Общие требования к проведению испытаний

4.14.1.1 Необходимость определения несущей способности грунта основания свай по результатам их испытаний в полевых условиях, места проведения испытаний, количество испытуемых свай определяет проектная организация в соответствии с требованиями СН 2.01.02, ТКП 45-5.01-254, п.п.4.13.6.7 настоящих строительных правил и других действующих ТНПА.

4.14.1.2 Полевые испытания грунтов могут проводиться с применением инвентарных свай-зондов, самоанкерирующихся свай-штампов, а также натурных свай на стадиях проектно-изыскательских работ и (или) на стадии строительства (при соответствующем обосновании).

4.14.1.3 Полевые испытания грунтов сваями выполняют по программе, разрабатываемой проектной организацией с учетом требований СТБ 2242 и других действующих ТНПА с привлечением (при необходимости) соответствующих специалистов из профильных организаций.

4.14.1.4 Целью полевых испытаний грунтов сваями на стадии проведения проектно-изыскательских работ является получение данных, необходимых для обоснования выбора типа свай и свайных фундаментов, их геометрических параметров и способов устройства, в том числе:

- определения несущей способности грунта основания свай;
- проверки возможности устройства или погружения свай на требуемую глубину, оценки однородности грунтов по сопротивлению погружению сваи или бурового инструмента при устройстве скважин;
- определения зависимости перемещения свай в грунте от нагрузок и времени.

Испытания грунтов сваями выдергивающими нагрузками проводят натурными и эталонными сваями, испытания горизонтальными нагрузками — только натурными сваями.

4.14.1.5 Метод определения и количество определений несущей способности грунтов в основании свай на стадии проектно-изыскательских работ назначает проектная организация в зависимости от сложности инженерно-геологических условий, уровня ответственности сооружения и его конструктивных особенностей (протяженность, высотность, значений нагрузок). Количество определений рекомендуется принимать не менее:

- статических испытаний натурными сваям и сваей-штампом - 3;

- динамических испытаний свай - 6;
- испытаний грунтов эталонной сваей - 6;
- испытаний свай-зондов - 6;
- испытаний статическим зондированием - 6.

4.14.1.6 Полевые испытаний грунтов сваями на этапе строительства, как правило, проводят с целью подтверждения проектной несущей способности свай (контрольные испытания), а также качества их устройства (как этап приемочного контроля, согласно СТБ 1164.0).

Количество свай при контрольных испытаниях в процессе строительства назначает проектная организация, в соответствии с требованиями СТБ 2242. В сложных инженерно-геологических условиях количество контрольных свай может быть увеличено по усмотрению проектной организации. Для зданий индивидуальной застройки, одноквартирных домов до трех этажей (III уровня в ответственности) в грунтовых условиях I категории сложности в качестве контрольной может быть принята 1 свая.

Контрольные испытания свай, как правило, проводят до массового их устройства или забивки. Значение испытательной (контрольной) нагрузки при приемочном контроле несущей способности свай на этапе строительства принимают не менее значения проектной (расчетной) нагрузки на сваю с учетом коэффициента надежности метода определения, согласно 4.13.6.1.

4.14.1.7 Полевые испытаний грунтов натурными сваями на этапе строительства с целью определения их фактической несущей способности рекомендуется выполнять при классе геотехнического риска Н и У. Такие испытания назначают в случае применения новых конструктивно-технологических решений свай и при необходимости определения зависимости их осадок (перемещений) в грунте от нагрузок и времени.

Объемы работ по устройству опытных свай и их испытанию с учетом сроков их проведения и необходимого времени на «отдых» (набор прочности бетоном в грунте) отражают в проектно-сметной документации, увязывая с нормативным периодом строительства объекта.

Количество опытных свай, в этом случае, устанавливает проектная организация, как правило, не менее 2 % от общего количества свай, но не менее двух штук (в идентичных грунтовых условиях застраиваемого пятна). .

4.14.1.8 Испытания натурных (опытных) свай производят в наиболее характерных по грунтовым условиям местах строительной площадки и в местах с наиболее низкими физико-механическими характеристиками грунтов.

4.14.1.9 Порядок проведения испытаний статической и динамической нагрузками натурной, эталонной сваей и сваей-зондом, требования к оборудованию и средствам измерения, порядок оформления исполнительной документации приведены в СТБ 2242.

4.14.1.10 Продолжительность «отдыха» свай с момента их погружения до начала проведения испытаний определяется в зависимости от свойств и состояния грунтов основания свай и принимается согласно СТБ 2242. Начало испытаний набивных свай после их устройства назначается проектной организацией с учетом времени, необходимого для набора материалом свай достаточной прочности для восприятия проектных (расчетных) нагрузок.

4.14.2 Испытание грунтов сваями статической нагрузкой

4.14.2.1 Программа таких испытаний учитывает характер взаимодействия свай с грунтами в соответствии с расчетной схемой их расположения в фундаменте, величины и вид передаваемых нагрузок от сооружения. При невозможности проведения испытаний в соответствии с расчетной схемой допускается проведение испытаний по упрощенной схеме. В этих случаях определяют фактическое значение коэффициента постели грунта, которое используется при расчетах отдельных свай или свайных кустов согласно разделу 8.6. или значения сопротивления грунтов сжатию под нижним концом сваи и сопротивления сдвигу вдоль ее ствола.

4.14.2.2 Испытания грунтов сваями проводят на участке, отведенном под строительство проектируемых зданий или сооружений, на расстоянии не более 5 и не менее 1 м от инженерно-геологических выработок, из которых отобраны монолиты грунтов для лабораторных испытаний

4.14.2.3 Грунтовые условия в месте проведения испытаний должны быть подтверждены данными статического или динамического зондирования (ГОСТ 19912) не менее чем в двух точках на удалении не более 2 м от грани сваи

4.14.2.4 Для защемленных в грунте забивных свай длиной более 12 м допускается при испытании грунтов вместо эталонной сваи применять металлическую сваю-зонд Ø127 мм, обеспечивающей раздельные измерения сопротивления грунта под нижним концом и на участке боковой поверхности (муфте трения) площадью 0,25 м^2, соблюдая требования СТБ 2242 применительно к эталонной свае типа II.

4. 14.2.5 Проектную величину сопротивления (расчетную несущую способность) грунта основания одиночной или отдельной сваи в группе на воздействие вдавливающей или горизонтальной нагрузки F_d, кН, определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot \frac{F_{k.}}{\gamma_g} \qquad (4.4)$$

где γ_c - коэффициент условий работы; в случае вдавливающих или горизонтальных нагрузок γ_c = 1; выдергивающих нагрузок — коэффициент условий работы для свай, погружаемых в грунт на глубину:

- менее 4 м — γ_c = 0,6;
- 4 м и более — γ_c = 0,8 — для всех зданий и сооружений, кроме опор воздушных линий электропередачи.

F_k - нормативная (репрезентативная) допустимая нагрузка на одиночную сваю или отдельную сваю в группе, кН;

γ_g - коэффициент надежности по грунту.

4.14.2.6 Когда количество испытанных в одинаковых грунтовых условиях свай составляет менее шести, нормативное значение силы предельного сопротивления грунта основания сваи F_k в формуле (4.4) принимают равным наименьшему предельному, полученному из результатов испытаний, то есть $F_k = F_{ki,\min}$, а γ_g = 1.

Если количество свай, испытанных в одинаковых, подтвержденных контрольным статическим зондированием грунтовых условиях, составляет шесть и более, F_k и γ_g определяют в результате статистической обработки полученных по данным испытаний частных значений предельного сопротивления грунта основания свай F_{ki}, руководствуясь требованиями ГОСТ 20522, относящиеся к временному сопротивлению. Для нахождения частных значений F_k руководствуются 4.14.2.7 при вдавливающих, 4.14.2.10 - при выдергивающих и горизонтальных нагрузках, 4.14.3 - при динамических испытаниях.

4.14.2.7 Для фундаментов зданий и сооружений (за исключением мостов и гидротехнических сооружений) за частное значение силы предельного сопротивления грунта основания сваи F_{ki} на вдавливание принимают нагрузку, под воздействием которой испытываемая свая получит осадку, равную S, определяемую по формуле:

$$S = \zeta S_{u,mt}, \qquad (4.5)$$

где $S_{u,mt}$ - предельное значение средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения; устанавливают согласно указаниям ТКП 45-5.01-254;

ζ - коэффициент перехода от предельного значения средней осадки фундамента здания или сооружения $S_{u,mt}$ к осадке сваи, полученной при статических испытаниях с соблюдением требований СТБ 2242, принимаемый для зданий и сооружений равным при:

4.14.2.8 Если при максимальной, достигнутой при испытаниях нагрузке, которая окажется более или равной несущей способности сваи F_d, определенной расчетом по таблицам ТНПА или зондированию с коэффициентом 1.5, осадка сваи S при испытаниях окажется менее значения, определенного по формуле (4.5), а для мостов и гидротехнических сооружений — менее 40 мм, то по согласованию с проектной организацией и заказчиком испытания могут быть остановлены, а за частное значение предельного сопротивления грунта основания сваи F_u принимают максимальную нагрузку, достигнутую при испытаниях. 0,5 – III пониженном уровне ответственности на однородно сжимаемых основаниях I и II категорий сложности;

0,40 –II нормальном уровне ответственности на однородно сжимаемых основаниях I и II категорий сложности;

0,35 - I повышенном уровне ответственности на основаниях I категории сложности;

0,2 - во всех остальных случаях.

Значение коэффициента ζ допускается уточнять по результатам наблюдений за осадками зданий, построенных на свайных фундаментах в аналогичных грунтовых условиях.

Если определенная по формуле (4.5) осадка превышает 40 мм, то за частное значение предельного сопротивления грунта основания сваи F_u принимают нагрузку при осадке S = 40 мм.

Для мостов и гидротехнических сооружений за частное значение предельного сопротивления грунта основания вдавливаемой сваи F_{ki} принимают нагрузку на одну ступень менее вызывающей:

- приращение осадки за одну ступень нагружения (при общем значении осадки более 40 мм), превышающее в 5 раз и более полученной за предшествующую ступень;

- осадку без затухания за сутки и более (при общем ее значении более 40 мм).

Если статическая нагрузка при испытании сваи на вдавливание вызывает непрерывное возрастание осадки S во времени, за частное значение предельного сопротивления грунта F_{ki} в основании такой сваи принимают предыдущую ступень.

4.14.2.8 Если при испытании достигнута максимальная нагрузка больше или равная несущей способности грунта в основания сваи F_d, определенной расчетом по таблицам ТНПА или зондированию с коэффициентом 1.5, а осадка сваи S при этом окажется меньше вычисленной по формуле (4.5), а для мостов и гидротехнических сооружений — меньше 40 мм, то по согласованию с проектной организацией и заказчиком можно прекратить испытания, а за частное значение F_u принять достигнутое значение усилия.

4.14.2.9 Определение несущей способности свай с учетом возможного развития отрицательного трения по боковой поверхности сваи производится в соответствии с требованиями СТБ 2242 путем двукратного вычитания отрицательных сил трения от значения несущей способности основания сваи, полученного по результатам испытаний статической вдавливающей нагрузкой. Условия возникновения отрицательного трения рассмотрены в разделе 8.5 настоящих правил.

4.14.2.10 При испытании свай статической выдергивающей или горизонтальной нагрузками за частное значение предельного сопротивления грунта основания F_u по графикам зависимости перемещений от нагрузок принимают нагрузку на одну ступень менее нагрузки, при которой (без ее увеличения) перемещения сваи непрерывно возрастают, но не более 10 мм.

Примечание - Результаты статических испытаний свай на горизонтальные нагрузки могут быть использованы для непосредственного определения расчетных параметров системы «свая - грунт», используемых в расчетах на совместное действие вертикальных и горизонтальных сил и момента.

Сваи, подвергнутые испытанию с целью определения их фактической несущей способности не допускается использовать в качестве несущих элементов фундамента.

Сваи, подвергнутые таким испытаниям, как правило, не допускается использовать в качестве несущих элементов фундамента. В исключительных случаях их допускаются использовать только после их обследования и подтверждения целостности стволов, отсутствия в них трещин и других повреждений с использованием ультразвукового, акустического или иных методов.

4.14.3 Определение несущей способности грунтов основания свай по результатам их испытаний сваями динамической нагрузкой

4.14.3.1 При динамических испытаниях забивных свай частное значение предельного сопротивления грунта основания F_u, кН по данным их погружения при фактических (измеренных) остаточных отказах $S_a \geq 0{,}002$ м определяют по формуле

$$F_u = \gamma_{cu} \cdot \frac{\eta A_c M}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A_c S_a} \cdot \frac{q_1 + \varepsilon^2 \cdot (q_2 + q_3)}{q_1 + q_2 + q_3}} - 1 \right]. \quad (4.6)$$

Если фактический (измеренный) остаточный отказ S_a < 0,002 м, то в проекте свайного фундамента предусматривают применение для погружения свай молота с большей энергией удара, при которой фактический отказ $S_a \geq$ 0,002 м, а в случае невозможности замены сваебойного оборудования, а также при наличии отказомеров частное значение предельного сопротивления грунта основания сваи F_u, кН, определяют по формуле

$$F_u = \gamma_{cu} \cdot \frac{1}{2\theta} \cdot \frac{2S_a + S_{el}}{S_a + S_{el}} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{8E_d \cdot (S_a + S_{el})}{(2S_a + S_{el})^2} \cdot \frac{q_4}{q_4 + q_2} \cdot \theta} - 1 \right]. \quad (4.7)$$

В формулах (4.6) и (4.7):

γ_{cu} - динамический коэффициент условий работы сваи в грунте; принимают равным для:

- песчаных грунтов - 1;
- пылевато-глинистых грунтов - 1,05;
- моренных супесей и суглинков -1,1;

η - коэффициент, принимаемый по таблице 4.1, кПа;

A_c - площадь, ограниченная наружным контуром сплошного или полого поперечного сечения ствола сваи (независимо от наличия или отсутствия у сваи острия), м^2;

M - коэффициент, принимаемый равным единице при забивке свай молотами ударного действия, а при вибропогружении свай - по таблице 4.2;

E_d - расчетная энергия удара молота, кДж, принимаемая по таблице 4.3, или расчетная энергия вибропогружателя - по таблице 4.4;

S_a - фактический остаточный отказ сваи, м; равен значению погружения сваи от одного удара молота, а при применении вибропогружателей - от их работы в течение 1 мин;

S_{el} - упругий отказ сваи (упругие перемещения грунта и сваи), м; определяют с помощью отказомера;

q_1 - вес молота или вибропогружателя, кг;

q_2 - вес сваи и наголовника, кг;

q_3 - вес подбабка, кг; при вибропогружении свай $m_3 = 0$;

q_4 - вес ударной части молота, кг;

ε - коэффициент восстановления удара; при забивке железобетонных свай молотами ударного действия с применением наголовника с деревянным вкладышем $\varepsilon^2 = 0{,}2$, а при применении вибропогружателей $\varepsilon^2 = 0$;

θ - коэффициент, 1/кН; определяют по формуле

$$\theta = \frac{1}{4}\cdot\left(\frac{n_p}{A_c}+\frac{n_f}{A_f}\right)\cdot\frac{q_4}{q_4+q_2}\sqrt{2g\cdot(H_m+h_1)}, \qquad (4.8)$$

где n_p, n_f - коэффициенты перехода от динамического (включающего вязкое сопротивление грунта) к статическому сопротивлению грунта, с·м/кН, принимаемые соответственно для:

- грунта под нижним концом сваи — $n_p = 0{,}00025$;

- грунта на боковой поверхности сваи — $n_f = 0{,}025$;

A_f - площадь боковой поверхности сваи, соприкасающейся с грунтом, м^2;

g - ускорение свободного падения; $g = 9{,}81$ м/с^2;

H_m - фактическая высота падения ударной части молота, м;

h_1 - высота первого отскока ударной части дизель-молота, м; принимается $h_1 = 0{,}5$; для других видов молотов $h_1 = 0$.

Таблица 4.1

Случай расчета	Коэффициент η, кПа
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

4.14.3.2 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 4.2

N	Вид грунта под нижним концом сваи	Коэффициент *M*
1	Гравийные с песчаным заполнителем	1,3
2	Пески средней крупности и крупные средней плотности, 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 0,8
6	Суглинки и глины полутвердые	0,7
7	Суглинки и глины тугопластичные	

Примечание - Для прочных песков согласно СТБ 943 значение коэффициента *M* в поз. 2–4 повышается на 60 %, а при наличии результатов статического зондирования — на 100 %.

Таблица 4.3

Вид молота	Расчетная энергия удара молота E_d, кДж
Подвесной или одиночного действия	$Q_m H_m$
Трубчатый дизель-молот	$0{,}9 Q_m H_m$
Штанговый дизель-молот	$0{,}4 Q_m H_m$
Дизельный при контрольной добивке одиночными ударами без подачи топлива	$Q_m \cdot (H_m - h_1)$

Примечания

1 Q_m — вес ударной части молота, кН; H_m — фактическая высота падения ударной части молота, м.

2 Для поз. 4: h_1 — высота первого отскока ударной части дизель-молота от воздушной подушки, м, определяемая по мерной рейке. При предварительных расчетах допускается принимать для штанговых дизель-молотов h_1 = 0,6, для трубчатых дизель-молотов h_1 = 0,4 м.

Таблица 4.4

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

4.14.3.3 Для определения несущей способности сваи при добивке принимают действительную энергию удара, причем испытания свай дизель-молотом ведут одиночными ударами без подачи топлива.

4.14.3.4 В формулах (4.6) и (4.8), при сплошных квадратных и прямоугольных сваях, а также при полых сваях с закрытым нижним концом, площадь поперечного сечения сваи A_c принимается равной полной площади поперечного сечения брутто, ограниченной наружным периметром ствола сваи.

Действительную энергию удара дизель-молота при подаче топлива определяют по формуле:

$$Э = \left(Q_m H_m + p_a \cdot A_c \cdot H_p\right) \cdot \left(1 + \psi \cdot \frac{s_{el} + s_a}{H_p}\right) - p_a \cdot A_c \cdot H_p \cdot \nu, \qquad (4.9)$$

где Q_m - вес ударной части молота, кН;

H_m - фактическая высота падения ударной части молота, м;

p_a - атмосферное давление, кПа;

A_c - площадь поперечного сечения цилиндра молота, м^2;

H_p - рабочий ход цилиндра или поршня молота, м;

S_{el} - упругий отказ сваи, м, измеряемый отказомером;

S_a - фактический остаточный отказ сваи, м;

ψ и ν - эмпирические коэффициенты; принимают для:

- трубчатых дизель-молотов ψ = 8, ν = 4,5;

- штанговых дизель-молотов ψ = 10, ν = 5,8.

Расчетные технические характеристики дизель-молотов приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5

Тип дизель-молота	Вес ударной части молота Q_m, кН	Диаметр цилин-дра, см	Площадь цилиндра $A_ц$, м^2	Рабочий ход цилиндра H_p, м	Фактическая высота паде-ния ударной части молота H_m, м
С-254 С-222 С-268 С-330	6 12 18 25	20 25 29 32	0,0314 0,0491 0,066 0,08	0,38 0,48 0,515 0,5	1,77 1,79 2,1 2,6
С-994 С-857	6	23,5	0,0434	0,28	3
С-995 С-858	12	30	0,0705	0,32	3
С-996 С-859	18	34,5	0,093	0,37	3
С-1047 С-949	25	40	0,126	0,37	3
С-1048 С-954	35	47	0,174	0,375	3
С-54 С-947	50	55	0,237	0,42	3
Ур-500	5	21	0,9346	0,27	2,27
Ур-1250	12,5	30	0,0705	0,3	3,31

4.14.4 Определение несущей способности грунтов в основании свай по данным испытаний эталонной сваей, сваей-зондом, сваей-штампом.

4.14.4.1 Несущую способность F_d, кН, забивной защемленной в грунте сваи, работающей на вдавливающую нагрузку, по результатам испытаний грунтов эталонной сваей, испытаний сваи-зонда, статического или динамического зондирования определяют по формуле

Несущую способность F_d, кН, грунтов в основании защемленных в грунте соосно вдавливаемых свай, устроенных с вытеснением грунтов в стороны, т.е. забивных или набивных с бетонируемыми стволами в скважинах, созданных погружением обсадных труб с теряемыми крышками на нижних концах, по результатам ~~их~~ испытаний эталонной сваей, сваей-зондом, определяют по формуле

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^{n} F_u}{n \gamma_g}, \qquad (4.10)$$

где γ_c - коэффициент условий работы; принимают γ_c = 1;

n - число испытаний грунтов эталонной сваей, испытаний сваи-зонда или точек зондирования;

F_u - частное значение предельного сопротивления грунта основания сваи в месте испытаний грунтов эталонной сваей, испытания сваи-зонда, кН;

γ_g - коэффициент надежности по грунту, устанавливаемый в зависимости от изменчивости полученных частных значений предельного сопротивления сваи F_u в местах испытаний грунтов эталонной сваей, испытаний сваи-зонда или в точках зондирования и числа этих испытаний или точек при значении доверительной вероятности α = 0,95 в соответствии с требованиями ГОСТ 20522.

4.14.4.2 Частное значение предельного сопротивления грунта основания забивной сваи в месте испытания грунтов эталонной сваей F_u, кН, определяют :

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

$$F_u = \gamma_{sp} \cdot \frac{U}{U_{sp}} \cdot F_{u,sp}, \tag{4.11}$$

где γ_{sp} - коэффициент, принимаемый:

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

1 - для остальных грунтов;

U, U_{sp} - периметры поперечного сечения соответственно натурной сваи и эталонной сваи, м;

$F_{u,sp}$ - частное значение предельного сопротивления грунта в основании эталонной сваи, кН; определяют по результатам испытания статической нагрузкой;

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

$$F_u = \gamma_{cr} R_{sp} A_c + \gamma_{cf} R_{fsp} U h, \tag{4.12}$$

где γ_{cr} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом натурной сваи; принимают по таблице 4.6 в зависимости от значения R_{sp} предельного сопротивления грунта под нижним концом эталонной сваи R_{sp};

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

A_c - площадь поперечного сечения натурной сваи, м^2;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности натурной сваи; принимают по таблице 4.6 в зависимости от R_{fsp} эталонной сваи ;

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

4.14.4.3 При наличии результатов испытаний эталонной сваи I типа на выдергивание значение F_u, кН, допускается определять по формуле

$$F_u = \gamma_{sp} \cdot \left[\frac{A}{A_{sp}} \cdot \left(F_{u,sp} - R_{fsp} \right) + \frac{U}{U_{sp}} \cdot R_{fsp} \right], \tag{4.13}$$

где A - площадь сечения забивной сваи, м^2;

A_{sp} - площадь сечения эталонной сваи I типа, м^2.

Все остальные обозначения те же, что и в формулах (4.11) и (4.12).

4.14.4.4 Частное значение предельного сопротивления грунта основания забивной сваи в месте испытаний сваи-зонда F_u, кН, определяют по формуле:

$$F_u = \gamma_{cr} R_{ps} A_c + \Sigma U_i \gamma_{cf} R_{fps,i} h_i, \tag{4.14}$$

где γ_{cr} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; принимают равным 0,8;

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

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта i-го слоя на боковой поверхности сваи; принимают по таблице 4.6 в зависимости от среднего значения предельного удельного сопротивления i-го слоя грунта на боковой поверхности сваи-зонда R_{fps};

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

h_i - толщина i-го слоя грунта, м;

A_c - то же, что в формуле (4.12);

U_i - периметр поперечного сечения натурной сваи на уровне i-го слоя грунта.

Таблица 4.6

R_{sp}, кПа	Коэффициент γ_{cr} в зависимости от R_{sp}		R_{fsp}, $R_{fps,i}$, кПа	Коэффициент γ_{cf} в зависимости от R_{fsp} для эталонных свай II и III типов		Коэффициент γ_{cf} в зависимости от $R_{fps,i}$ для сваи-зонда
	для эталонных свай II типа	для эталонных свай III типа		при песчаных грунтах	при пылевато-глинистых 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 γ_{cr} и γ_{cf} определяются интерполяцией.

2 В случае, если по боковой поверхности сваи залегают песчаные и пылевато-глинистые грунты, отличающиеся по своим характеристикам не более чем на 10 % (по данным зондирования), то коэффициент γ_{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 соответственно песчаных и пылевато-глинистых грунтов;

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

4.15 Определение несущей способности грунтов в основании свай по данным зондирования грунтов

4.15.1 Общие требования к проведению статического и динамического зондирования

4.15.1.1 Статическое и динамическое зондирование грунтов выполняют в соответствии с требованиями СН 1.02.01, СТБ 943, ГОСТ 19912 и настоящих строительных правил.

4.15.1.2 Объем работ по статическому и динамическому зондированию (количество точек, расстояние между ними, их расположение в плане и по глубине) устанавливают программой на инженерно-геологические изыскания в соответствии с требованиями СН 1.02.01.

4.15.1.3 Глубина точек статического и динамического зондирования для свайных фундаментов назначают как для горных выработок в соответствии с требованиями СН 1.02.01 и п.п.4.11.5 настоящих строительных правил.

4.15.1.4 Точки статического и динамического зондирования размещают в пределах контура здания по осям проектируемых фундаментов, но не далее 1м от них или места расположения опытных свай. Допускается, при соответствующем обосновании, размещать их не более 5 м от контура здания с последующим уточнением данных зондирования в ходе изысканий на стадии строительства или при проведении испытаний свай полевыми методам.

4.15.1.5 Точки статического и динамического зондирования размещают не ближе 1 м от границ горных выработок и опытных свай. Максимальное расстояние от точек статического и динамического зондирования до опытных свай не должно превышать 2м.

4.15.1.6 Объем работ по статическому и динамическому зондированию на намывных грунтах выполняется согласно [4], а для опор под трубопроводы тепловых сетей - по [4] и [5].

4.15.1.7 Порядок проведения статического и динамического зондирования, требования к оборудованию и средствам измерения, порядок оформления исполнительной документации в соответствии с ГОСТ 19912.

4.15.1.8 Частные значения несущей способности грунтов в основании свай по данным зондирования определяют для всех их точек в пределах сооружения с дальнейшей обработкой согласно требованиям ГОСТ 20522. В сложных грунтовых условиях группируют такие частные значения по участкам (захваткам), где характер напластования грун-

тов и данные зондирования существенно не отличаются, причем для каждого из них определяют свои нормативные и расчетные значения несущей способности грунтов в основании свай и, при необходимости, выполняют корректировку длин и диаметров свай.

4.15.1.9 По данным зондирования проектную (расчетную) несущую способность грунтов (F_d), кН, в основании вдавливаемой сваи определяют по формуле

$$F_d = \frac{F_k}{\gamma_g}, \qquad (4.15)$$

где F_k - характеристическое (нормативное) значение предельного сопротивления сваи по данным зондирования, определяемое согласно п.п.4.15.1.10.

γ_g - коэффициент надежности (безопасности) по грунту, устанавливаемый в зависимости от изменчивости полученных частных значений предельного сопротивления сваи в точках статического зондирования (F_u) и числа точек при значении доверительной вероятности α = 0,95 в соответствии с требованиями ГОСТ 20522.

4.15.1.10 Характеристическое (нормативное) значение предельного сопротивления сваи по данным зондирования F_k при числе определений менее шести, принимают равным минимальному значению $F_{k,i}$ для данной группы частных определений:

$$F_k = \min(F_{k,i}), \qquad (4.16)$$

при этом γ_g в формуле 4.15 принимается равным 1 (γ_g = 1).

При количестве определений более шести значение F_k принимается равным среднему значению частных определений для данной группы частных определений:

$$F_k = \frac{\sum F_{ki}}{n}, \qquad (4.17)$$

где n – число определений.

4.15.2 Определение частного значения несущей способности грунтов в основании забивной сваи по данным статического зондирования грунтов

4.15.2.1 Частное значение предельного сопротивления забивной защемленной в грунте сваи с размером меньшей стороны поперечного сечения или диаметром ствола сваи (d) от 0,15 до 0,40 м в точке статического зондирования (F_{ki}), кН, , определяют по формуле

$$F_{ki} = \overline{R}_s A + \overline{R}_{js} hU, \qquad (4.18)$$

где $\bar{R}_s$ - среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа;

A - площадь поперечного сечения забивной сваи, м^2;

$\bar{R}_{fs}$ - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке, МПа:

h - глубина погружения сваи в грунт, м;

U - периметр поперечного сечения ствола сваи, м

4.15.2.2 Среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке ($\bar{R}_s$), МПа, определяют по формуле

$$\bar{R}_s = \sum_{1}^{n} \beta_{1i} \bar{q}_{si} z_i / z, \qquad (4.19)$$

где β_{li} - коэффициент перехода от (q_s) к $(\bar{R}_s)$ для i-го слоя грунта в пределах участка (*z*), принимаемый по таблице 4.7;

$\bar{q}_{si}$ - среднее значение удельного сопротивления i-го слоя грунта под наконечником зонда, МПа, полученное из опыта, на участке (z);

z_i - толщина i-го слоя грунта в пределах участка (z), м;

z - участок, расположенный в пределах одного диаметра или меньшей стороны сечения сваи выше и четырех диаметров или четырех меньших сторон сечений сваи ниже отметки острия проектируемой сваи, м.

Для установок с диаметром зонда 62 мм (для станции пенетрационного каротажа — далее СПК) величину ($\bar{q}_{si}$)определяют делением полученных величин на коэффициент (K_q), приведенный в Приложении Б.

4.15.2.3 Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи ($\bar{R}_{fs}$), МПа, по данным статического зондирования грунта в рассматриваемой точке определяют по формуле:

$$\bar{R}_{fs} = \sum_{1}^{n} \beta_{2i} \bar{f}_{si} h_i / h, \qquad (4.20)$$

где β_{2i} - коэффициент, принимаемый по таблице 4.7;

$\bar{f}_{si}$ - среднее значение удельного сопротивления i-го слоя грунта на боковой поверхности зонда, полученное в пределах глубины погружения на боковой поверхности сваи, (h), МПа;

h_i - толщина i-го слоя грунта в пределах длины ствола сваи (h), , м;

h - глубина погружения сваи, м

Для установок с диаметром зонда 62 мм (СПК) величину ($\bar{f}_{si}$) определяют делением полученных величин на коэффициент *(K_f),* приведенный в Приложении Б .

4.15.3 Определение частного значения несущей способности грунтов в основании набивной сваи по данным их статического зондирования

4.15.3.1 Для набивных свай в вытрамбованных и выштампованных скважинах частное значение предельного сопротивления грунтов (F_{ki}), кН, определяют по формуле:

$$F_{ki} = R_s A + R_{fu} A_{fu} + \bar{R}_{fs} h U, \qquad (4.21)$$

где R_{fu} - предельное сопротивление грунта под условной опорой боковой поверхности сваи посредине i-го слоя грунта в рассматриваемом интервале, МПа. определяется по формуле (4.19) аналогично как и для R_s;

A_{fu} - площадь условной опоры боковой поверхности сваи (вертикальная проекция боковой поверхности в пределах i-го слоя грунта, взятая в средней част и слоя), м^2;

R_s, A, $\bar{R}_{fs}$, h, U - обозначения те же, что и в формуле (4.18).

Примечание - Значения коэффициентов (β_{1i}) и (β_{2i}) определяются по таблице 4.7 настоящих строительных правил.

4.15.3.2 Для набивных свай диаметрами (d) от 300 до 800 мм включительно с уплотненным основанием (забоем) частное значение предельного сопротивления (F_u), МПа, определяют по формуле (4.18), а коэффициенты (β_{1i}) и (β_{2i}) - по таблице 4.8 настоящего строительных правил. Для буронабивных свай, выполненных по технологии непрерывного полого шнека (НПШ) значения коэффициентов (β_{1i}) и (β_{2i}) допускается увеличивать для песчаных грунтов средних и средней прочности, моренных глинистых на 20%, для остальных грунтов на10%.

Таблица 4.7

$(\bar{q}_{si})$ МПа	Значение коэффициента (β_{1i}) в зависимости от $(\bar{q}_{si})$			$(\bar{f}_{si})$, МПа	Коэффициент перехода (β_{2i}) от $(\bar{f}_{si})$ к $(\bar{R}_{fs})$ для зонда типа I		Значение коэффициента (β_{2i}) в зависимости от $(\bar{f}_{si})$ для зондов II и III типов		
	при песчаных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылевато-глинистых, кроме моренных		при песчаных грунтах	при пылевато-глинистых, кроме моренных	при песчаных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылевато-глинистых, кроме моренных
1	1,27	1,17	1,01	0,01	—	—	0,90	1,57	1,31
2	1,13	1,01	0,80	0,02	2,40	1,50	0,76	1,33	1,03
3	0,98	0,87	0,68	0,03	2,25	1,37	0,68	1,14	0,86
5	0,82	0,66	0,52	0,04	1,65	1,00	0,60	0,98	0,75
8	0,66	0,47	0,38	0,05	1,53	0,94	0,57	0,90	0,66
10	0,59	0,39	0,33	0,06	1,20	0,75	0,55	0,82	0,60
12	0,53	0,37	0,28	0,08	1,00	0,60	0,48	0,68	0,47
20	0,38	0,30	0,22	0,10	0,85	0,50	0,44	0,58	0,40
30	0,27	—	—	0,12	0,75	0,40	0,40	0,55	0,32
				0,20	—	—	0,30	0,50	0,28

Примечания

1 При значениях $(\bar{q}_{si})$ и $(\bar{f}_{si})$ превышающих указанные в таблице, эти величины принимаются равными их максимальным значениям указанным в таблице.

2 Для грунтов с промежуточными значениями $(\bar{q}_{si})$ и $(\bar{f}_{si})$ величины коэффициентов определяются интерполяцией.

Таблица 4.8

$(\bar{q}_{si})$ МПа	Значение коэффициента (β_{1i}) в зависимости от $(\bar{q}_{si})$			$(\bar{f}_{si})$, МПа	Значение коэффициента (β_{2i}) в зависимости от $(\bar{f}_{si})$		
	при песчаных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылевато-глинистых, кроме моренных		при песчаных грунтах	при моренных глинистых грунтах	при пылевато-глинистых, кроме моренных
1	0,56	0,50	0,45	0,01	0,80	1,30	1,10
2	0,49	0,43	0,39	0,02	0,68	1,20	1,00
3	0,45	0,39	0,35	0,03	0,59	1,00	0,86
5	0,39	0,34	0,30	0,04	0,55	0,80	0,75
8	0,35	0,28	0,25	0,05	0,47	0,78	0,68
10	0,29	0,24	0,21	0,06	0,43	0,68	0,60
12	0,25	0,20	0,19	0,08	0,38	0,56	0,47
20	0,18	0,14	—	0,10	0,34	0,50	0,40
				0,12	0,30	0,46	0,35
				0,20	0,25	0,40	0,30

Примечания

1 При значениях $(\bar{q}_{si})$ и $(\bar{f}_{si})$ превышающих указанные в таблице, эти величины принимаются равными их максимальным значениям указанным в таблице.

2 Для грунтов с промежуточными значениями $(\bar{q}_{si})$ и $(\bar{f}_{si})$ величины коэффициентов определяются интерполяцией.

4.15.3.3 Определение несущей способности забивных и набивных свай с учетом возможного развития отрицательного трения по боковой поверхности сваи производится в соответствии с требованиями 8.5 настоящих строительных правил Величину дополнительного давления на сваю допускается определять по формулам (4.20). (4.21) и таблицам 4.7, 4.8 настоящих строительных правил.

4.15.3.4 Несущую способность забивных и набивных свай на выдергивающие нагрузки определяют согласно настоящих строительных правил с учетом формулы (4.20) и таблиц 4.7, 4.8

4.15.3.5 Пример определения частного значения несущей способности грунтов оснований свай по результатам статического зондирования грунтов приведен в приложении В.

4.15.4 Определение несущей способности грунтов в основании свай по данным динамического зондирования грунтов

4.15.4.1 По данным динамического зондирования несущую способность грунтов в основании свай допускается определять для сооружений II уровня ответственности, если основание сложено песчаными грунтами (крупные, средние и мелкие) и III уровня ответственности, если основание сложено моренными глинистыми и пылеватыми неводонасыщенными песками. В остальных случаях полученные значения несущей способности сопоставляют с результатами испытаний свай статическими нагрузками в соответствии с требованиями СТБ 2242.

4.15.4.2 Частное значение предельного сопротивления грунта основания забивной защемленной в грунте сваи со стороной квадратного сечения сваи (*d*) от 0,15 до 0,40 м в точке ударного динамическою зондирования (F_{ki}), кН. Определяют по формуле

$$F_{ki} = \overline{R}_d A + \overline{R}_{fd} hU, \qquad (4.22)$$

где $\overline{R}_d$ - среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа, определяемое в соответствии с 4.15.4.3 настоящих правил;

A - площадь поперечного сечения забивной сваи, м^2;

$\overline{R}_{fd}$ - среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке, МПа, определяемое в соответствии с 4.15.4.4 настоящих правил;

h - глубина погружения сваи в грунт, м;

U - периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

4.15.4.3 Среднее значение предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке ($\overline{R}_d$), МПа, определяют по формуле

$$\overline{R}_d = \frac{\sum_{1}^{n} q_{di} z_i}{z}, \qquad (4.23)$$

где q_{di} - удельное сопротивление i-го слоя грунта в пределах участка (z) под нижним концом забивной сваи, МПа, определяемое в зависимости от полученного из опыта условного динамического сопротивления грунта *(p_d)* по таблице 4.9 настоящих строительных правил;

z_i - толщина i-го слоя грунта в пределах участка (г), м;

z - участок, расположенный в пределах одного диаметра *(d)* выше и четырех диаметров *(4d)* ниже отметки нижнего конца проектируемой сваи, м.

Таблица 4.9

(p_d) МПа	Удельное сопротивление грунта i-го слоя под нижним концом забивной сваи (q_{di}), МПа			Среднее значение удельного сопротивления грунта i-го слоя на боковой поверхности забивной сваи ($\bar{f}_{di}$), 10^{-2} МПа		
	для песчаных грунтов естественного сложения и намывных с давностью намыва более 0,5 года	для моренных глинистых грунтов	для пылевато-глинистых грунтов (кроме моренных) неводонасыщенных	для песчаных грунтов естественного сложения и намывных с давностью намыва более 0,5 года	для моренных глинистых грунтов	для пылевато-глинистых грунтов (кроме моренных) неводонасыщенных
≤1	0,95	0,65	0,59	0,58	2,82	2,34
2	1,70	1,15	1,04	1,11	4,75	3,80
3	2,40	1,60	1,44	1,60	5,00	3,95
5	3,55	2,25	2,02	2,46	5,50	4,20
8	4,80	2,95	2,65	3,54	5,75	4,30
10	5,42	3,20	2,90	4,13	6,00	4,40
12	6,10	3,40	3,06	4,64	6,20	4,50
15	6,25	3,50	3,15	5,27	6,30	4,55
≥ 17,5	6,40	4,00	3,60	5,63	6,50	4,60

Примечания

1 Значения (q_{di}) и ($\bar{f}_{di}$) по таблице 4.9 следует определять для однородных слоев с изменениями (p_d) не более, чем на 20%.

2. Сопротивление пылеватых водонасыщенных песков по результатам динамического зондирования не нормируется .

4.15.4.4 Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным ударного динамического зондирования в рассматриваемой точке ($\overline{R}_{fd}$), МПа, определяют по формуле:

$$\overline{R}_{fd} = \frac{\sum_{1}^{n} \bar{f}_{di} h_i}{h}, \qquad (4.24)$$

где $\bar{f}_{di}$ - среднее значение удельного сопротивления грунта i-го слоя в пределах участка (h) на боковой поверхности сваи, МПа, определяемое в зависимости от полученного из опыта условного динамического сопротивления грунта (p_d) по таблице 4.9 настоящих строительных правил ;

h, h_i - то же, что и в формуле (4.20).

4.15.4.5 Для набивных свай с уплотненным основанием частное значение предельного сопротивления сваи в точке ударного динамического зондирования (F_{ki}), кН, определяют по формуле:

$$F_{ki} = \overline{R}_d A + R_{fu} A_{fu} + \overline{R}_{fd} hU, \qquad (4.25)$$

где A_{fu}, R_{fu} - обозначения те же, что и в формуле (4.21); значение (R_{fu}) определяется по формуле (4.23) и таблице 4.10:

$\overline{R}_d$, $\overline{R}_{fd}$, A, h, U — обозначения те же, что и в формуле (4.22) настоящего настоящих строительных правил.

Таблица 4.10

Прилож (p_d) МПа	Удельное сопротивление грунта i-го слоя под нижним концом забивной сваи (q_{di}) или (R_{fu}), МПа			Среднее значение удельного сопротивления грунта i-го слоя на боковой поверхности забивной сваи ($\bar{f}_{di}$), 10^{-2} МПа		
	для песчаных грунтов	для моренных глинистых грунтов	для пылевато-глинистых грунтов, кроме моренных	для песчаных грунтов	для моренных глинистых грунтов	для пылевато-глинистых грунтов, кроме моренных
1	2	3	4	5	6	7
1	0,90	0,60	0,50	0,53	2,80	2,10
2	1,63	1,00	0,80	1,00	4,20	3,20
3	2,20	1,40	1,10	1,42	4,50	3,46
5	3,20	2,20	1,70	2,10	4,90	3,76
8	4,40	2,60	2,10	3,20	5,20	4,00
10	4,90	2,90	2,40	3,72	5,45	4,20
12	5,50	3,10	2,60	4,10	5,60	4,30

Окончание таблицы 4.10

1	2	3	4	5	6	7
15	5,80	3,30	2,70	4,75	5,70	4,40
≥ 18,0	6,00	3,60	2,90	5,10	6,00	4,60

Примечания

1 При значениях p_d > 18 МПа величины (q_{di}) и ($\bar{f}_{di}$) принимают равными их максимальным значениям, указанным в таблице.

2 Значения (q_{di}) и ($\bar{f}_{di}$) по таблице следует определять для однородных слоев с изменениями (p_d) не более, чем на 20%.

3 Для грунтов с промежуточными значениями ($p_{d)}$ величины (q_{di}) и ($\bar{f}_{di}$) следует определять интерполяцией.

4 Пылеватые водонасыщенные пески и водонасыщенные лессовидные супеси и суглинки не нормируются.

4.15.4.6 Значения ($\bar{R}_d$), ($\bar{R}_{fd}$) как функции от ((q_{di}) и ($\bar{f}_{di}$)) для набивных свай определяют по формулам (4.23). (4.24) и таблице 4.10 настоящих правил.

Пример определения несущей способности оснований свай по результатам динамического зондирования грунтов приведен в приложении Г.

4.16 Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям

4.16.1 Общие положения

4.16.1.1 Деформации оснований свайных фундаментов уникальных зданий и сооружений, а также I уровня ответственности в сложных инженерно-геологических условиях рекомендуется выполнять численными методами в нелинейной постановке с использованием апробированных моделей грунта и программных комплексов, основанных на численных методах расчета.

4.16.1.2 В остальных случаях определение деформаций фундаментов допускается выполнять с использованием расчетных схем, основанных на модели грунта как линейно-деформируемой среды, при выполнении условия (4.2).

4.16.1.3 При расчете свайных фундаментов по деформациям в общем случае проверяют следующие условия:

$$s \le s_u \qquad (4.26)$$

$$\lambda \le \lambda_u (\lambda = \Delta s / L) \qquad (4.27)$$

$$\upsilon \leq \upsilon_u \qquad (4.28)$$

где s, s_u - расчетная и предельная осадка свайного фундамента соответственно;

λ, λ_u - расчетная и предельная относительная неравномерная осадка;

υ, υ_u - расчетное и предельное горизонтальное смещение свайного фундамента.

4.16.1.4 Предельные значения деформаций определяются в зависимости от конструктивных особенностей здания, технологических, эстетических и других требований согласно ТКП 45-5.01-254.

4.16.1.5 Методика расчет осадки свайного фундамента с использованием модели линейно-деформируемой среды приведена п.п. 4.16.2 настоящих правил.

4.16.1.6 Свайные фундаменты из свай, работающих как сваи-стойки и защемленные в грунте одиночные сваи, воспринимающие выдергивающие нагрузки, а также свайные группы (кусты), работающие на действие выдергивающих нагрузок, рассчитывать по деформациям в большинстве случаев не требуется. Как правило, обеспечение требований по несущей способности является достаточным условием для того, чтобы не допустить предельного состояния по деформациям. Исключением является случай, когда в проекте заложены более жесткие требования, чем критерий определения несущей способности свай, работающих на выдергивающую нагрузку (S_u<10мм).

4.16.1.7 Расчет свай по деформациям на действие вертикальной и горизонтальной сил а также момента рекомендуется выполнять в соответствии с 8.6 и приложений Д и Е, а расчет осадок малонагруженных ленточных свайных фундаментов и одиночных свай выполняется согласно [4] (приложения Ж, И в [4]).

4.16.2 Определение осадки свайного фундамента с использование модели линейно-деформируемой среды

4.16.2.1 Расчет осадки свайных фундаментов от действия вертикальных нагрузок производят как для условного фундамента на естественном основании с учетом влияния соседних фундаментов или по результатам определения осадки одиночных свай (расчетом или экспериментально) с учетом их взаимного влияния (п.п.4.16.3). Границы условного фундамента определяются согласно п.п. 4.16.2.4 настоящих правил.

4.16.2.2 Расчет осадки условного фундамента рекомендуется выполнять методом послойного суммирования согласно ТКП 45-5.01-67, ТКП 45-5.01-254, или другими методами, основанными на принципе линейного деформирования грунта.

4.16.2.3 Применимость модели линейно-деформируемой среды для расчета осадки свайного фундамента обосновывают выполнением положений ТКП 45-5.01-254 (по расчетному сопротивлению основания условного фундамента и, при необходимости, слабого подстилающего слоя).

4.16.2.4 Граница условного фундамента из вертикальных свай снизу ограничиваются плоскостью АБ, проходящей через нижние концы свай (см. рис. 4.1а), а боковые грани АВ и БГ отступают от наружных граней крайних рядов свай на расстояние:

$$a = h \cdot tg \frac{\varphi_{II,mt}}{4} \qquad (4.29)$$

где h – длина сваи;

$\varphi_{II,mt}$ – осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=0}^{k} \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i}, \qquad (4.30)$$

4.16.2.5 Граница условного фундамента с наклонными сваями определяют в соответствии с рис.4.1.

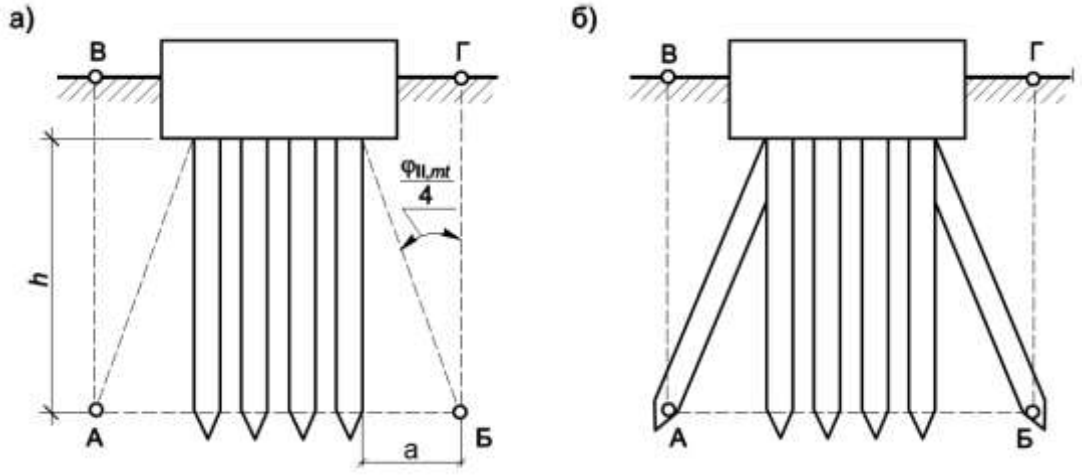


Рисунок 4.1 — Определение границ условного фундамента при расчете осадок свайных фундаментов:

а — при вертикальном расположении свай;

б — при наклонном расположении свай

4.16.2.6 При залегании сильносжимаемых грунтов (E_0<5МПа) в пределах толщи грунтов, прорезаемых сваями, высоту h в формуле (4.29) определяют от подошвы слоя слабого грунта (см.рис.4.2).

4.16.2.7 Границы условного фундамента свай уплотнения определяют согласно раздела 6.3 настоящих строительных правил.

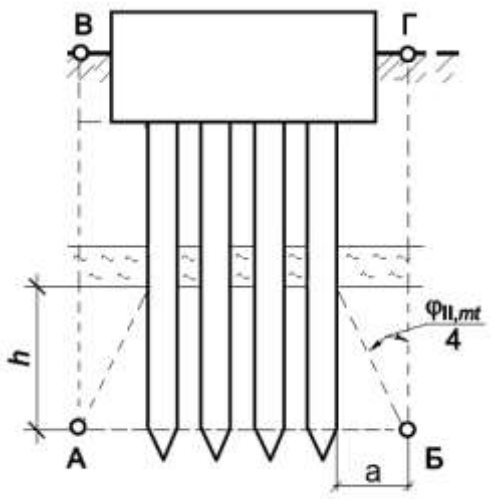


Рисунок 4.2 — Определение границ условного фундамента при наличии прослойки слабого грунта

4.16.2.8 При определении осадки условного фундамента учитывают собственный вес свай и грунта в объеме условного фундамента.

4.16.2.9 Расчет осадок пирамидальных свай с наклоном боковых граней i_p > 0,025 выполняют в соответствии с приложением Е.

4.16.2.10 Расчет неравномерности осадок и крен свайных фундаментов рекомендуется выполнять в обязательном порядке

- для разноэтажных высотных, повышенной этажности и точечных зданий (более 30 м);

- зданий, возводимых рядом с существующей застройкой, и всех сооружений, попадающих в зону влияния проектируемого объекта;

- во всех случаях, когда концы свай погружены в грунты с модулем деформации E < 10,0 МПа;

- при различных типах фундаментов или длин свай под одним зданием;

- при разнице нагрузок более 50 % на отдельные ростверки или участки ленточных ростверков.

4.16.3 Определение осадки ростверка с учетом взаимного влияния свай в группе

4.16.3.1 Для расчета осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в группе необходимо определить осадку одиночной сваи расчетом или экспериментально. В случае сплошного свайного поля определяется среднее значение осадки сваи из осадок отдельных свай расположенных в углах, серединах сторон и в центре свайного поля. При наличии на стадии проектирования результатов испытаний грунтов в основании свай статической нагрузкой отдают предпочтение экспериментальному методу определения осадки одиночных свай. При отсутствии таких результатов используют расчетные методы с обязательной их верификацией после проведения статических испытаний.

4.16.3.2 Осадку группы свай S_g, м, при расстоянии между сваями до 7d с учетом взаимного влияния свай в группе определяют на основе численного решения, учитывающего увеличение осадки сваи в группе против осадки одиночной сваи при той же нагрузке, гибкости l/d свай, по формуле:

$$S_g = S_1 K_g, \qquad (4.31)$$

где S_1 - осадка одиночной сваи при принятой на нее нагрузке, определяемая расчетом или экспериментально;

K_g — коэффициент группового эффекта, учитывающий увеличение осадки группы свай в результате их взаимодействия в сравнении с одиночной сваей (таблица 4.11).

Таблица 4.11

Число свай n	Значения коэффициента K_g								
	l/d=10			l/d=25			l/d=50		
	a/d			a/d			a/d		
	3	5	7	3	5	7	3	5	7
4	1,40	1,30	1,20	2,45	2,00	1,80	2,75	2,25	2,00
9	2,25	2,00	1,90	3,90	3,25	2,90	4,35	3,55	3,15
16	2,85	2,50	2,35	4,90	4,10	3,65	5,50	4,50	4,00
25	3,30	3,00	2,75	5,60	4,75	4,25	6,50	5,25	4,70
36	3,70	3,30	3,10	6,40	5,35	4,80	7,20	5,85	5,25
49	4,00	3,55	3,30	6,90	5,75	5,10	7,75	6,35	5,60
100	4,70	4,20	4,00	8,20	6,80	6,10	9,20	7,50	6,70

Окончание таблицы 4.11

196	5,40	4,80	4,50	9,35	7,75	7,00	10,50	8,60	7,65
400	6,15	5,50	5,10	10,60	8,85	7,90	12,00	9,80	8,70
1000	7,05	6,30	6,00	12,30	10,00	9,15	13,80	11,25	10,05

Примечания

1 В каждом столбце при других значениях *n* коэффициент K_g определяют по формуле

$K_g(n)=0,5\ K_g(100)\lg n$.

2 Таблица составлена для групп свай квадратной формы. Для групп прямоугольной формы число свай *n* принимают равным квадрату числа свай по короткой стороне фундамента.

4.16.3.3 Общее число свай *n* определяют при удовлетворении двух условий: осадка их группы S_g не превышает допустимой величины, а нагрузка на одиночную сваю P_1 соответствует значению, вызывающему осадку $S_1= S_g /K_g$.

4.17 Конструирование свайных фундаментов

4.17.1 Свайные фундаменты конструируют согласно предписаниям настоящего раздела и с учетом требований соответствующих ТНПА к конструкциям и материалам по обеспечению надлежащих их надежности, долговечности, технологичности и минимальной стоимости. Недоиспользование несущей способности оснований свайных фундаментов и прочности их конструкций более чем на 15% рекомендуется допускать лишь в исключительных случаях при соответствующем обосновании. .

4.17.2 В качестве основных конструктивных материалов для свайных фундаментов всех уровней ответственности, как правило, применяют бетон и железобетон. Допускается при соответствующем обосновании применение металла, дерева и грунтобетона.

4.17.3 Виды, классы, марки материалов свайных фундаментов назначаются расчетом с учетом условий эксплуатации конструкций классе бетона по прочности на сжатие $C^{16}/_{20}$ (класс среды ХС2 и должны, как правило, для бетона и железобетона соответствовать требованиям СП 5.03.01 при минимальном) при плотности от 2,2 до 2,5 т/м^3. Марка бетона свай и ростверков по водонепроницаемости должна назначаться не менее W6. Для сооружений III уровня ответственности допускается снижение характеристик материалов на одну-две ступени..

4.17.4 Свайные фундаменты, в зависимости от размещения свай в плане, проектируются в виде:

а) односвайных безростверковых, как правило, с уширенным оголовком - под отдельно стоящие опоры;

б) ленточных с расположением свай в один и более рядов - под стены зданий и сооружений при передаче на фундамент распределенных по длине нагрузок;

в) столбчатых с групповым расположением свай в плане на участке квадратной, прямоугольной, трапецеидальной и других форм со сторонами $b \leq 10$ м - под сосредоточенные нагрузки;

г) плитных с равномерным расположенными свай под всем сооружением или его частью (свайное поле), либо при их сгущении в местах передачи сосредоточенных нагрузок от колонн каркаса и лифтовых шахт или полосовых от стен, с объединением всего свайного поля поверху сплошным ростверком с размерами $b > 10$ м - под значительные нагрузки или в слабых грунтах.

4.17.5 При разработке проекта свайных фундаментов учитывают следующие данные:

- конструктивную схему проектируемого здания или сооружения;
- размеры несущих конструкций и материалы, из которых они проектируются;
- наличие заглубленных помещений с их габаритами и расстояниями до фундаментов и к строительным осям здания или сооружения;
- конструкции полов и технологические нагрузки на них;
- нагрузки на фундамент от надземных конструкций;
- наличие и размещение технологического оборудования, нагрузки, передаваемые от него на строительные конструкции,
- требования к предельным осадкам и кренам строительных конструкций и фундаментов под оборудование.

4.17.6 Количество свай в фундаменте назначают из условия максимального использования прочностных свойств их материала и несущей способности грунтов основания, с учетом допустимых перегрузок крайних свай в фундаменте. Выбор конструкции и размеров свай должен осуществляться с учетом значений и направления действия на фундаменты нагрузок (в том числе технологических нагрузок), особенности инженерно-геологических и гидрогеологических условий, а также технологии геотехнических работ и строительства всех элементов здания или сооружения с подземными коммуникациями.

4.17.7 Глубину заложения подошвы свайного ростверка назначают в зависимости от конструктивных решений заглубленной части здания или сооружения (наличия подвала, технического подполья) и проекта планировки территории (срезкой или подсыпкой), а

также высоты ростверка, определяемой расчетом. При строительстве на пучинистых грунтах предусматривают меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростверк.

4.17.8 В зоне воздействия температур не ниже минус 25 °С для фундаментов мостов в зоне воздействия знакопеременных температур вне акватории используются сваи сплошного сечения, полые сваи и сваи оболочки с соблюдением требуемого защитного слоя бетона (согласно ТКП 45-3.03-188) и при условии не допущения образования в них трещин.

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.

4.17.9 Минимальные размеры свайных фундаментов назначают расчетом, принимая во внимание их сопряжение с надземными конструкциями сооружений, расположение арматуры с ее анкеровкой, а также принятую технологию производства работ.

4.17.10 При отсутствии изгибающих моментов, внецентренно приложенных вертикальных или горизонтальных усилий жесткие ростверки армируют конструктивной арматурой.

4.17.11 Монолитные ростверки под сборные и монолитные железобетонные опоры надземных конструкций при их высоте более 400 мм проектируют ступенчатого типа с размерами в плане их подошвы, ступеней и подколонников, кратными 50 мм. Высоту ступеней монолитных ростверков определяют расчетом на продавливание и назначают кратной 50мм.

4.17.12 Применение сборных ростверков допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании. Их проектируют с таким расчетом, чтобы вес отдельных конструкций, как правило, не превышал грузоподъемности монтажных кранов, а длина по условиям транспортировки - 12 м.

4.17.13 Под сборными ростверками в глинистых грунтах устраивают песчаную выравнивающую подготовку, а под монолитными в любых грунтах и сборными в водонасыщенных песках - бетонную подготовку из бетона не ниже класса $C^{8}/_{10}$ по СТБ 1544, толщиной 100 мм, с размерами, на 100 мм более подошвы ростверка в каждую из сторон.

4.17.14 Ростверки под сборные колонны выполняют с устройством стакана с внутренними наклонными поверхностями стенок, размеры которого должны быть больше размеров устанавливаемой колонны. Зазоры между стенками стакана и колонной должны

составлять: понизу между стенками, дном стакана и плоскостями колонн - не менее 50 мм, поверху - не менее 75 мм.

Глубину стакана фундамента h_c целесообразно принимать равной глубине заделки колонн, установленной типовыми сериями и положениями СП 5.01.03 по условиям анкеровки арматуры колонны плюс 50 мм.

Толщину дна стакана назначают по расчету на продавливание (срез), но не менее 200 мм.

4.17.15 Размеры и армирование стенок стакана целесообразно принимать из расчета на внецентренное сжатие по СП 5.03.01 и в соответствии с ТКП 45-5.01-67 (раздел 6) а также на усилия, возникающие при монтаже колонны в процессе ее расклинивания и заделки бетоном. В любом случае толщины стенок стакана для возможности виброуплотнения укладываемого в них бетона должны быть не менее 200 мм. Минимальный процент армирования ростверка принимается по СП 5.03.01.

4.17.16 Для изготовления сеток в качестве рабочей арматуры рекомендуется применять стержни периодического профиля, как правило, из стали класса S500.

Арматурные сетки сваривают или соединяют вязальной проволокой диаметром от 1,4 до 1,6 мм во всех точках пересечения стержней.

Площади и шаг нерабочих (конструктивных) стержней и поперечной арматуры целесообразно принимать по СП 5.03.01.

Для монтажных (подъемных) петель сборных железобетонных ростверков применяют горячекатаную арматурную сталь класса S240 по СТБ 1704 .

4.17.17 Толщину защитного слоя бетона подошвы ростверков в неагрессивных средах принимают равной:

- для монолитных - 45 мм (при наличии бетонной подготовки) и 80 мм (без нее);
- для сборных фундаментов - не менее 45 мм;

Толщина защитного слоя бетона свай заводского изготовления назначается согласно СТБ 1075. Толщину защитного слоя бетона набивных свай изготавливаемых в грунте рекомендуется принимать равной 45мм и более с учетом технологии установки каркаса в ствол скважины или погружения его в свежеуложенный бетон.

Толщина защитного слоя остальных конструктивных элементов свайного фундамента назначается согласно требованиям раздела 6 СП 5.03.01.

4.17.18 В условиях агрессивного воздействия грунтов и грунтовых вод на конструкции свайных фундаментов в проекте необходимо предусматривать мероприятия по их защите от коррозии согласно требованиям СН 2.01.07 и ТКП 45-5.09-33.

4.17.19 При проектировании свайных (в том числе свайно-плитных) фундаментов с учетом передачи части вертикальной нагрузки на грунты основания подошвы ростверка (при совместной работе ростверка и свай) предусматривается дополнительное уплотнение поверхности грунта между сваям в соответствии с рекомендациями 7.1.4. При этом следует учитывать требования 7.1.3.

4.17.20 Сваи в составе фундамента должны сопрягаться с ростверком шарнирно или жестко, принимая глубины их заделки в ростверке согласно шарнирной схеме не менее 5 см, а при жесткой – исходя из требуемой длины анкеровки рабочей арматуры стволов.

Жесткое сопряжение свай с ростверком предусматривают в следующих случаях:

- стволы свай располагаются в слабых слоях грунтах (рыхлых песках, пылевато-глинистых грунтах текучей консистенции, илах, торфах);
- в месте сопряжения сжимающая нагрузка на сваю передается с эксцентриситетом за пределами ядра ее сечения;
- на сваи действуют горизонтальные нагрузки более 0,5кН;
- в фундаменте имеются наклонные или составные вертикальные сваи;
- сваи работают на выдергивающие нагрузки.

Обеспечение жесткого сопряжения сваи с ростверком обеспечивается конструктивным мероприятиями согласно п.п.4.7.31 настоящего СП

4.17.21 Ростверки для свай следует проектировать, со свесами, величина которых принимается больше допустимых отклонений в плане при их устройстве или погружении на 50 мм. Свес ростверка должен обеспечивать симметричную передачу нагрузки на сваю (нагрузка не выходит за пределы ядра сечения), а прочность бетона и армирование ростверка по условиям продавливания угловой сваей.

При проектировании ростверков на пучинистых и набухающих грунтах предусматривают зазор между ростверком и грунтом или подсыпку на глубину промерзания из песка, шлака и др. непучинистых материалов и мероприятия по недопущению промораживания и увлажнения грунтов под ростверками.

4.17.22 Расстояния между сваями назначают с учетом действующих нагрузок, технологических условий строительства и конструктивных особенностей сооружения, но, как правило, не менее:

а) для готовых свай заводского изготовления и набивных свай $d \leq 800$ мм, защемленных в грунте, - 3*d*; свай-стоек - 1,5*d* между осями (*d* - диаметр, сторона квадратного поперечного сечения сваи, для прямоугольного поперечного сечения — большая сторона);

б) для набивных столбов $d > 800$ мм, глубоких опор — 1000 мм в свету между стволами и 700 мм в свету между его уширениями;

в) для свай с уширениями в верхней части и наклонных свай - от 100 до 200 мм в свету между верхом оголовков (наклонных свай).

При меньших значениях указанных расстояний между сваями расчет по предельным состояниям выполняется с учетом их взаимного влияния на несущую способность основания свайного фундамента (см. п.п.5.8.8 [5]), а при устройстве набивных свай дополнительно предусматриваются мероприятия по обеспечению устойчивости стенок смежных скважин при их заполнении (нагнетании) бетоном (установление очередности устройства свай и времени технологических перерывов).

4.17.23 Количество свай в кусте назначают из условия обеспечения несущей способности свайного фундамента по материалу и грунту при минимальном расходе материальных и трудовых ресурсов.

4.17.24 При устройстве свай с вытрамбованной пятой применяют бетонную смесь по СТБ 1544, при этом целесообразно учитывать [5] – [7].

4.17.25 Для восприятия значительных вертикальных нагрузок и моментов, а также горизонтальных нагрузок (в зависимости от их значения и направления) рекомендуется применять наклонные, козловые и вертикальные сваи с уширениями по длине и в уровне торца (анкерные). При этом наклон свай со стороной или диаметром поперечного сечения менее 1 м не должен превышать 1:1.

4.17.26 Выбор длины свай производят в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, уровня расположения подошвы ростверка с учетом возможностей имеющегося оборудования для устройства свайных фундаментов**.** При наличии слабых сильносжимаемых грунтов (ила, торфа, заторфованных и слабых глинистых с $I_L \geq I$ грунтов) нижние концы свай заглубляют в прочные подстилающие слои грунта согласно 8.1.3.

Набивные сваи и круглые полые сваи без острия, $d \geq 700$ мм, сваи с уширенной пятой, а также сваи-оболочки, погруженные без выемки или с частичной выемкой грунта, должны входить в несущий слой не менее чем на 2 м в грунты средней прочности и на 1 м — в прочные грунты.

При этом исключают согласно п.8.1.1 ТКП 45-5.01-254 опирание нижних концов всех видов свай на биогенные грунты и глинистые грунты с консистенцией $I_L > 1$.

Расстояние от пяты свай до кровли подстилающего сильносжимаемого минерального или биогенного и заторфованного слоя с $I_{om} \geq 0{,}1$ при $E \leq 5{,}0$ МПа принимают не менее 5-и диаметров сваи, проверяя несущую способность такого слабого грунта с определением деформаций свайного фундамента.

Для фундаментов зданий и сооружений III уровня ответственности (временных, подсобного и вспомогательного назначения) нижние концы свай допускается заглублять в песчаные и пылевато-глинистые грунты с относительным содержанием органического вещества $I_{om} \leq 0{,}25$. В этом случае несущую способность свай определяют по результатам их испытаний статической нагрузкой.

При наличии слоя погребенного торфа нижний конец свай заглубляют не менее чем на 2 м ниже подошвы данного слоя. При этом учитывают глубину и мощность слоя погребенного торфа. . При больших глубине залегания и мощности такого слоя торфа избегают его пронизывания сваями во избежание доступа к нему воздуха и воды, способствующих разложению и активизаци негативного трения вдоль их стволов. В таких случаях предпочтительнее применять короткие пирамидальные или конические сваи с распорным эффектом и уменьшением мощности сжимаемой зоны под ними.

4.17.27 В слабых водонасыщенных грунтах исключают применение свай с центральным армированием одним стержнем, пучком струн или прядей, а также без поперечного армирования..

4.17.28 При значительных уклонах кровли слоя грунта в основании нижних концов свай следует назначать разную их длину с использованием, при необходимости, наклонных свай для обеспечении допустимых деформаций свайных фундаментов (горизонтальных сдвигов, крена, разницы осадок и др.).

Перепад отметок нижних концов соседних групп свай, как правило, не должен превышать 2 м. При большей его величине или погружении стволов в разные по прочности и деформируемости грунты, когда не обеспечены допустимые разница осадок или крен, целесообразно делить здание или сооружение осадочными швами на отдельные блоки.

Количество свай и расстояния между ними в зонах перепада их длин назначают с учетом изменения несущей способности грунтов в основании свай и недопущения превышения предельных значений относительных осадок.

4.17.29 Под несущими и самонесущими стенами сваи целесообразно располагать в один ряд за счет увеличения их сечения и длин, применения забивных оголовков, устройства уширенной пяты и т. д. В углах здания и в местах пересечения стен наличие свай обязательно.

Располагаемые в два ряда и более сваи размещают в шахматном порядке.

4.17.30 Центры тяжести рядов свай под ленточными ростверками должны совпадать с осями приложения нагрузок. Центр тяжести группы (куста) свай должен совпадать с точкой приложения равнодействующей от постоянных и длительно действующих временных нагрузок на фундамент.

При наличии горизонтальных нагрузок или изгибающих моментов, действующих в одном направлении, центр тяжести свайного поля должен совпадать с осью равнодействующей силы от постоянных и длительных временных нагрузок.

4.17.31 Жесткое сопряжение свай с монолитным ростверком осуществляется заделкой оголенной стержневой арматуры на длину анкеровки l_{bd}, которую целесообразно определять по СП 5.03.01. Длину забивных свай назначают с учетом срубки их голов на величину требуемой анкеровки арматуры.

Для свай с напрягаемой арматурой в их головах предусматривают наличие ненапрягаемого каркаса, используемого в качестве анкерной арматуры с длиной заделки по расчету согласно СП 5.03.01. Заделку голов свай с напрягаемой арматурой назначают не менее ширины сечения квадратной или диаметра круглой сваи.

У набивных свай предусматривают выпуск продольных стержней арматурного каркаса, достаточный для анкеровки в ростверке.

4.17.32 При необходимости устройства температурных и осадочных швов в уровне фундаментов, они должны совпадать со швами в надземных конструкциях зданий или сооружений и располагаться между сваями в ростверках смежных секций (сваями).

4.17.33 Подземные сантехнические трубопроводы и другие водонесущие коммуникации не должны пересекать ростверк и располагаться вплотную к сваям.

4.17.34 При проектировании безростверковых фундаментов дополнительно учитывают следующее:

а) забивные сваи целесоорбразно применять сечением 300×300 и 350×350 мм, длиной до 12 м только с поперечным армированием;

б) сваи под стенами предпочтительно размещать в один ряд;

в) под каждую стеновую панель, фундаментную балку или участок между проемами следует назначать не менее двух свай;

г) оси свай располагают с минимальным эксцентриситетом относительно равнодействующей вертикальных сил, приложенных к оголовку;

д) верх оголовков (уширений) назначают : под стены подвала - на 50–100 мм ниже его пола, под внутренние стены первого этажа - на 20 мм ниже панелей перекрытия.

4.17.35 При конструировании сплошных плитных фундаментов под все сооружение или его часть целесообразно руководствоваться требованиями настоящих строительных правил и СП 5.03.01.

Как правило, для армирования следует применять унифицированные арматурные изделия заводского изготовления. Отдельные стержни рекомендуется применять только в качестве дополнительного армирования при невозможности или нерациональности применения сварных сеток.

Армирование фундаментных плит производят в двух зонах: в нижней (подошвы) и в верхней. Каждая зона армируется в двух направлениях не более чем в четырех уровнях с шагом не более 200 мм, который допускается в обоснованных случаях уменьшать до 100 мм.

Шаг поддерживающих каркасов арматуры верхней зоны, исходя из монтажных нагрузок и диаметра ее рабочей арматуры, составляет , мм, не менее:

- при диаметре рабочих стержней, мм до 16 — 1000;
- “ от 18 “ 25 — 2000;
- “ св. 25 — 3000.

4.17.36 Для свайных фундаментов опор воздушных линий электропередачи не допускается применение пирамидальных свай.

4.17.37 Для фундаментов под стальные мачты ЛЭП глубину погружения в грунт свай, воспринимающих выдергивающие или горизонтальные нагрузки, принимают не менее 4,0 м, а для деревянных опор - не менее 3,0 м.

4.17.48 При проектировании свайных фундаментов малоэтажных зданий (дома усадебного типа, животноводческие и птицеводческие здания, склады сельскохозяйственной продукции и сельскохозяйственной техники, навесы различного назначения с расчетной

нагрузкой в уровне цоколя стены зданий до 150 кН/м, а на колонну - до 400 кН) применяют преимущественно сваи-колонны и короткие пирамидальные сваи с предварительно напряженной арматурой без поперечного армирования согласно СТБ 1075. Для свайных фундаментов и свай-колонн одноэтажных зданий в глинистых грунтах необходимо производить проверку устойчивости фундамента на действие сил морозного пучения.

5 Проектирование свайных фундаментов, погружаемых в грунт (забивных и винтовых свай)

5.1 Фундаменты из свай погружаемых в грунт

5.1.1 Призматические, круглые и булавовидные сваи

5.1.1.1 Несущая способность забивной сваи-стойки F_d, кН, опирающейся на скальный или малосжимаемый грунт, определяют по формуле

$$F_d = \gamma_c R A, \qquad (5.1)$$

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

A - площадь опирания на грунт сваи, м^2; для свай сплошного сечения принимается равной площади поперечного сечения, для полых свай круглого сечения:

- при отсутствии заполнения их полости бетоном - равной площади поперечного сечения нетто

- при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров - равной площади поперечного сечения брутто;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа; принимают для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, R = 20 000 кПа.

Примечания

1 Для свай-стоек, работающих на вертикальную нагрузку и опирающихся на скальный или практически несжимаемый грунт, учитывается только сопротивление грунта основания под нижним концом (подошвой) свай всех типов, так как сопротивление грунта на боковой (наружной) поверхности может проявиться только в процессе перемещения (осадки) сваи. Таким образом, в настоящем пункте даются рекомендации по расчету свай-стоек, под которыми понимаются не просто сваи, передающие большую часть нагрузки на грунт своим нижним концом, а сваи, которые практически не могут передать нагрузку через свою боковую поверхность из-за незначительных осадок грунта, залегающего под нижним концом свай.

2 В настоящем пункте расчетное значение сопротивления крупнообломочных грунтов указано для случая, когда забивная свая заглубляется в несущий слой крупнообломочных грунтов не менее чем на 0,5 м. Если для забивки свай-стоек применяются молоты более легкие, чем это предусмотрено правилами производства работ, при которых не обеспечивается указанное заглубление свай в слой крупнообломочного грунта, то несущая способность таких свай должна быть проверена динамическими или статическими испытаниями.

3 Несущая способность свай, опирающихся на крупнообломочные грунты с глинистым заполнением, в значительной степени зависит от консистенции глинистого заполнения, поэтому несущая способность таких свай должна определяться по данным статических испытаний.

5.1.1.2 Пример 1. Определить несущую способность сваи и расчетную нагрузку, допускаемую на забивную сваю квадратного сечения 300×300 мм, длиной 8 м, опирающуюся на крупнообломочные грунты с песчаным заполнением. Свая изготавливается из бетона класса $C^{20}/_{25}$ и армируется 4∅12 S500.

Решение. Несущую способность сваи по грунту определяют по формуле (5.1).

Для забивных свай-стоек γ_c = 1, R = 20 000 кПа, по условию задачи A = 0,3·0,3 = 0,09 м^2, $F_d = \gamma_c RA$ = 1·20 000·0,09 = 1800 кН.

Расчетная нагрузка на сваю допускаемая по грунту определяют по формуле (4.3) с учетом коэффициента надежности γ_k = 1,4:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1800}{1{,}4} = 1280 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка на сваю, допускаемая по условию прочности материала, определяют по графику для проверки свай по прочности, приведенному в рабочих чертежах типовых конструкций свай. Применительно к свае, предусмотренной условиями примера, эта нагрузка составляет 1200 кН.

За расчетную допустимую нагрузку на сваю принимают меншее из двух значений, т. е. N = 1200 кН.

5.1.1.3 Несущую способность защемленной в грунте забивной сваи, работающей на вдавливающую нагрузку F_d, кН, определяют как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} RA + \sum U_i \gamma_{cf} h_i R_{fi}), \qquad (5.2)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте; γ_c = 1, для грунтов I типа по просадочности и для биогенных грунтов — γ_c = 0,8;

γ_{cr}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта; принимаются по таблице 5.1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; принимают по таблице 5.2, для биогенных и моренных грунтов - согласно разделам 8.1 и 8.4;

A - площадь опирания на грунт сваи, м^2; принимается равной площади поперечного сечения брутто сваи;

U_i- усредненный периметр поперечного сечения ствола сваи в *i*-м слое грунта, м;

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

R_{fi} - расчетное сопротивление (прочность) *i*-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа; принимается по таблице 5.3, для биогенных и моренных грунтов - согласно разделам 8.1 и 8.4.

Таблица 5.1

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее чем на 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи		0,5
б) на 0,05 м меньше стороны квадратной сваи	1,0	0,6
	1,0	
в) на 0,15 м меньше стороны квадратной сваи или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)		1,0
	1,0	
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более		0,9
	1,0	

Окончание таблицы 5.1

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек,погружаемых без выемки грунта, виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунт		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $l_l = 0,5$		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $l_l \leq 0$	1,0	1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, св. 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6 Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие	1,1	1,0
б) в пылеватые пески	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,5$	1,1	1,0
г) то же, $I_L > 0,5$	1,0	1,0

Примечания

1 Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} по позиции 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0 < I_L < 0,5$ определяются интерполяцией.

2 Толщину стенок полых круглых свай по позиции 5 определяют в соответствии с действующими ТНПА.

Таблица 5.2

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, *R*, кПа										
	песчаных грунтов средней прочности с коэффициентом пористости *e* = 0,65										
	граве-листых	крупных	—	средней крупности	мелких	пыле-ватых	—	—	—	—	—
	пылевато-глинистых, кроме моренных, грунтов при показателе текучести I_L, равном										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
2	7100 6000	6000 3200	2500	3400 1800	1800 1300	1200 1000	900	800	600	—	—
3	7500 6500	6600 4000	3500	3800 2200	2100 1600	1300 1200	1000	900	700	—	—
4	8300 7000	6800 4800	4000	4400 2600	2300 1700	1350 1300	1100	1000	750	—	—
5	8900 7500	7000 6000	4400	4600 2800	2400 2000	1400 1350	1150	1050	800	—	—
6	9400 8100	7200 6500	4500	4700 3000	2450 2100	1450 1400	1200	1100	850	—	—
7	9700 8500	7300 6900	4600	4800 3200	2500 2200	1500 1450	1250	1150	900	—	—
8	9900 8700	7550 7100	4800	4900 3300	2600 2300	1550 1500	1280	1170	920	—	—
9	10200 8900	7800 7200	4900	5000 3400	2560 2350	1600 1550	1300	1200	940	—	—
10	10500 9100	7900 7350	5000	5100 3500	2700 2400	1650 1600	1320	1220	960	—	—
12	11000 9300	8200 7500	5200	5200 3700	2800 2500	1750 1650	1350	1250	980	—	—
15	11700 9500	8500 7700	5600	5400 4000	3000 2600	1900 1700	1380	1280	1000	—	—
20	12600 10000	8800 7800	6200	5600 4500	3200 2700	1950 1750	1400	1300	1020	—	—
25	13400 10500	9000 7900	6800	5800 4800	3500 2800	2000 1800	1450	1320	1040	—	—

Окончание таблицы 5.2

Примечания

1 В числителе приведены значения *R* для песчаных грунтов, в знаменателе — для пылевато-глинистых

2 Глубина погружения нижнего конца сваи и средняя глубина расположения слоя грунта в водоеме принимаются от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах — от уровня дна болота.

При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубина погружения в грунт нижнего конца сваи принимается от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубина погружения свай принимается как для выемок глубиной 6 м.

3 Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения *R* и R_{fi} в таблицах 5.2 и 5.3 определяются интерполяцией.

4 Значения расчетных сопротивлений *R* допускается использовать при условии, если заглубления свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляют не менее, м:

4,0 — для мостов и гидротехнических сооружений;

2,0 — для зданий и прочих сооружений.

5 Для супесей при числе пластичности $I_p < 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления грунтов *R* и R_{fi} определяются как для пылеватых песков средней плотности.

6 Для песчаных грунтов по СТБ 943 значения *R* приведены с учетом средних значений коэффициента пористости *e*:

$e = 0,63$ — для гравелистых, крупных и средней крупности песков;

$e = 0,68$ — для мелких песков;

$e = 0,70$ — для пылеватых песков.

7 Для песчаных грунтов средней прочности с другими значениями коэффициента пористости *e* значения *R* определяются интерполяцией.

8 Для прочных песчаных грунтов по СТБ 943, прочность которых определена по данным статического зондирования, значения *R* для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, увеличиваются на 80 %. При определении прочности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для прочных песков значения *R* увеличиваются на 50 %, но не более чем до 20 000 кПа.

9 Для забивных свай, опирающихся нижним концом на малопрочные песчаные грунты, несущая способность определяется по результатам статических испытаний свай.

Таблица 5.3

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

Примечания

1 При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи R_{fi} учитываются требования, изложенные в примечаниях 1, 2 и 3 к таблице 5.2.

2 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай R_{fi} пласты грунтов расчленяются на однородные слои толщиной не более 2 м.

3 Значения расчетного сопротивления прочных песчаных грунтов на боковой поверхности свай R_{fi} увеличиваются на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

5.1.1.4 В формуле (5.2) суммирование сопротивления грунта производится по всем слоям грунта, пройденным сваей, за исключением случаев, когда проектом предусматривается планировка территории срезкой или возможен размыв грунта. В этих случаях осуществляется суммирование сопротивления всех слоев грунта, расположенных соответственно ниже уровня планировки (срезки) и дна водоема после его местного размыва при расчетном паводке.

5.1.1.5 Несущая способность забивных булавовидных свай определяется по формуле (5.2), при этом за периметр U_i на участке уширения принимается периметр поперечного сечения уширения сваи, а на участке ствола выше уширения сопротивление грунта вдоль ствола сваи принимается отсутствующим.

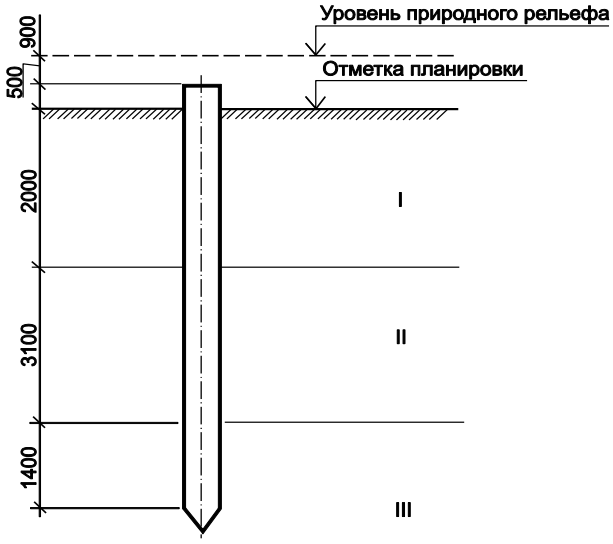
Расчетное сопротивление R_{fi} грунта на боковой поверхности таких свай на участке уширения, а в песчаных грунтах - и на участке ствола ниже уширения принимается таким же, как для свай без уширения; в пылевато-глинистых грунтах сопротивление R_{fi} на участке ствола, расположенного вдоль уширения, принимается равным нулю.

5.1.1.6 Расчетные сопротивления грунтов R и R_{fi} в формуле (5.2) для пылевато-глинистых лессовидных грунтов при глубине погружения свай более 5 м принимают по таблицам 5.2 и 5.3 для глубины 5 м.

Кроме того, для данных грунтов, в случае возможности их замачивания расчетные сопротивления R и R_{fi}, указанные в таблицах 5.2 и 5.3, принимаются при показателе текучести, соответствующем полному водонасыщению грунта.

5.1.1.7 ***Пример 2***. Требуется определить несущую способность основания сваи и расчетную допускаемую нагрузку на железобетонную сваю с поперечным сечением 300×300 мм, длиной l = 7 м, забитую в грунт дизель-молотом ниже дна котлована глубиной l_k = 1,4 м на глубину l_c = 6,5 м.

Грунтовые условия указаны на рисунке 5.1. С отметки дна котлована залегает тугопластичный суглинок (I_L = 0,5), толщина слоя которого 2 м; ниже - тугопластичный суглинок (I_L = 0,3) на глубину 3,1 м, подстилаемый слоем полутвердой глины (I_L = 0,2), разведанной толщиной слоя 7 м.



I — тугопластичный суглинок, I_L = 0,5; II — то же, I_L = 0,3;
III — полутвердая глина, I_L = 0,2

Рисунок 5.1 — Схема геологического разреза

Решение. Площадь поперечного сечения сваи A_c = 0,3·0,3 = 0,09 м^2; периметр поперечного сечения U = 4·0,3 = 1,2 м; расчетная глубина погружения нижнего конца сваи от поверхности грунта $l_k + l_c$ = 1,4 + 6,5 = 7,9 м.

По таблице 5.2 для данной глубины расчетное сопротивление грунта в плоскости нижнего конца сваи $R \approx$ 4800 кПа.

Далее определяем среднюю глубину расположения слоев грунта от дневной поверхности и соответствующие значения расчетного сопротивления i-го слоя грунта на боковой поверхности сваи R_{fi} по таблице 5.3.

Для суглинков с консистенцией I_L = 0,5 на глубине

l_1 = 1,4 + 2/2 = 2,4 м R_{f1} = 15 кПа.

Для следующего слоя грунта (тугопластичный суглинок с показателем текучести I_L = 0,3) следует учесть примечание 2 к таблице 5.3. Поэтому разбиваем этот слой на два однородных слоя толщиной 2 и 1,1 м:

на глубине l_2 = 1,4 + 2 + 2/2 = 4,4 м R_{f2} = 41 кПа;

l_3 = 1,4 + 2 + 2 + 1,1/2 = 5,95 м R_{f3} = 45 кПа.

Для полутвердой глины с показателем текучести I_L = 0,2 на глубине

l_4 = 1,4 + 2 + 3,1 + 1,1/2 = 7,1 м R_{f4} = 61 кПа.

По формуле (5.2) определяем несущую способность сваи:

$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} RA + \sum U_i \gamma_{cf} h_i R_{fi}) = 1 \cdot [1 \cdot 0{,}09 \cdot 4780 + 1{,}2 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 15 + 2 \cdot 41 + 1{,}1 \cdot 45 + 1{,}4 \cdot 61)] =$

$= 1 \cdot [430{,}2 + 295{,}51] = 726$ кН.

Расчетная допускаемая нагрузка на сваю

$N = \dfrac{F_d}{\gamma_k} = \dfrac{725}{1{,}4} = 518$ кН.

Проверка несущей способности свай по условию прочности материала в данном случае не требуется, так как сопротивление сжатию сваи сечением 300×300 мм превышает 518 кН.

5.1.1.8 Несущая способность защемленной в грунте забивной сваи, работающей на выдергивающую нагрузку, F_{du}, кН, определяют по формуле

$$F_{du} = \gamma_c \sum U_i \gamma_{cf} R_{fi} h_i, \qquad (5.3)$$

где U_i, γ_{cf}, R_{fi}, h_i - то же, что в формуле (5.2);

γ_c - коэффициент условий работы для свай, погружаемых в грунт на глубину:

- менее 4 м - $\gamma_c = 0{,}6$;
- 4 м и более - $\gamma_c = 0{,}8$ — для всех зданий и сооружений, кроме опор воздушных линий электропередачи, для которых коэффициент γ_c принимается по указаниям раздела 8.8.

5.1.1.9 ***Пример 4.*** Определить несущую способность и расчетную допускаемую нагрузку на сваю, работающую на выдергивание, сечением 300×300 мм, длиной 7 м; грунтовые условия указаны на рисунке 5.1.

Решение. Несущую способность сваи определяют по формуле (5.3):

$$F_{du} = \gamma_c \sum U_i \gamma_{cf} R_{fi} h_i,$$

где γ_c — коэффициент условий работы для свай, забиваемых в грунт на глубину более 4 м; $\gamma_c = 0{,}8$.

$F_{du} = 1 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 1{,}5 + 2 \cdot 4{,}1 + 1{,}1 \cdot 4{,}5 + 1{,}4 \cdot 6{,}1) = 236$ кН.

Расчетная допускаемая нагрузка на сваю

$N = \dfrac{F_{du}}{\gamma_k} = \dfrac{236}{1{,}4} = 168$ кН.

5.1.2 Пирамидальные, трапецеидальные и ромбовидные сваи

5.1.2.1 Несущая способность пирамидальной, трапецеидальной и ромбовидной свай, прорезающих песчаные и пылевато-глинистые грунты, F_d, кН, с наклоном боковых граней $i_p \leq 0{,}025$ определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot [RA + \sum h_i \cdot (U_i R_{fi} + U_{0i} i_p E_i k_i \zeta_r)], \qquad (5.4)$$

где γ_c, R, A, h_i, R_{fi} — то же, что в формуле (5.2);

U_i - наружный периметр i-го поперечного сечения сваи, м;

U_{0i} - сумма размеров сторон i-го поперечного сечения сваи, м, боковых граней, имеющих наклон к оси сваи;

i_p - наклон боковых граней сваи в долях единицы;

E_i - модуль деформации i-го слоя грунта, окружающего боковую поверхность сваи, кПа; определяют по результатам прессиометрических, штамповых испытаний или по данным статического зондирования на соответствующих глубинах;

k_i - коэффициент, зависящий от вида грунта; принимают по таблице 5.4;

ζ_r - реологический коэффициент; $\zeta_r = 0{,}8$.

Примечания

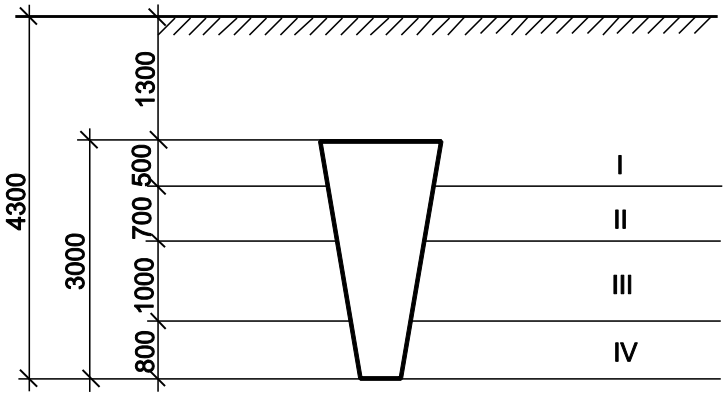
1 При ромбовидных сваях суммирование сопротивлений грунта на боковой поверхности участков с обратным наклоном по формуле (5.4) не производится.

2 Расчет пирамидальных свай с наклоном боковых граней $i_p > 0{,}025$ допускается производить в соответствии с приложением Г при наличии результатов прессиометрических испытаний, испытаний штампом в скважине или по данным статического зондирования на соответствующих глубинах, а при их отсутствии — по формуле (5.4), принимая $i_p = 0{,}025$.

Таблица 5.4

Грунты	Коэффициент k_i
Пески и супеси	0,5
Суглинки	0,6
Глины при I_p:	
18	0,7
25	0,8
Примечание — Для глин с числом пластичности $18 < I_p < 25$ значения коэффициента k_i определяются интерполяцией.	

5.1.2.2 ***Пример 3.*** Определить несущую способность сваи и расчетную допускаемую нагрузку на пирамидальную сваю; длина сваи 3 м; размеры головы 0,7×0,7 м и острия — 0,1×0,1 м. Грунтовые условия указаны на рисунке 5.2.



I — насыпной и почвенно-растительный слой; II — супесь твердая, E_k = 6,4 МПа;
III — суглинок тугопластичный, E_k = 3,3 МПа, I_L = 0,33; IV — глина мягкопластичная, I_L = 0,6

Рисунок 5.2 — Схема геологического разреза

Решение. Несущую способность пирамидальной сваи F_d, кН, определяют по формуле (5.4). Все вычисления для удобства сведены в таблицу 5.5.

Расчетную допускаемую нагрузку на сваю N определяют по формуле (4.3), приняв γ_k = 1,4:

$$N = 319{,}5/1{,}4 = 228{,}2 \text{ кН}.$$

Таблица 5.5

γ_c	R_1, МПа	A, м^2	RA, кН	h_{i1}, м	U_{i1}, м	R_{fi}, кПа	U_iR_{fi}, кН/м	$U_{0,i}$, м	i_c	E_i, МПа	k_i	ζ_r	$U_{0i}i_cE_ik_i\zeta_r$, кН/м	$U_iR_{fi}+U_{0i}i_cE_ik_i\zeta_r$, кН/м	$L_i(U_iR_{fi}+U_{0i}i_cE_ik_i\zeta_r)$, кН	$\sum L_i(U_iR_{fi}+U_{0i}i_cE_ik_i\zeta_r)$, кН	F_d, кН	Слои грунта
1	—	—	—	0,7	2,12	56	119	2,12	0,025	640	0,5	0,8	136	255	178,5	—	—	Супесь твердая
	—	—	—	1	1,44	36	52	1,44	0,025	330	0,6	0,8	57	109	109	308,3	319,5	Суглинок тугопластичный
	1,12	0,01	11,2	0,8	0,72	18	13	0,72	0,025	180	0,5	0,8	13	26	20,8	—	—	Глина мягкопластичная

5.1.2.3 Порядок расчета несущей способности оснований пирамидальных свай с наклоном боковых граней i_p > 0,025 приведен в приложении Г.

5.2 Винтовые сваи

5.2.1 Несущая способность F_d, кН, одиночных или отдельных в составе фундамента готовых завинчиваемых свай с цилиндрическим профилем по длине, работающих на продольную (осевую) вдавливающую и выдергивающую нагрузки методом расчета определяют как сумму сопротивлений грунтов основания вдавливанию, выдергиванию под (над) уширениями, нижним концом сваи и сдвигу на ее боковой поверхности по формулам (5.5) и (5.6).

- для вдавливаемых свай, защемленных в грунте и работающих на вдавливание;
- для свай, защемленных в грунте и работающих на выдергивание

$$\left.\begin{aligned} F_{di} &= \gamma_c \cdot \left(\sum \gamma_{cr} RA + U_i \sum \gamma_{cf} h_i R_{fi}\right); \\ F_{td} &= \gamma_c U \sum \gamma_{cf} R_{fi} h_i + \gamma_m G, \end{aligned}\right\} \qquad (5.5)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте – при вдавливающей нагрузке принимается γ_c = 1,0; в случае ее опирания на лессовые и глинистые грунты со степенью влажности S_r от 0,7 до 0,9 - γ_c = 0,8 и 0,7, соответственно; при выдергивающей нагрузке для свай с глубиной погружения $l \leq 4$ м — γ_c = 0,6, при l > 4 м — γ_c = 0,8;

γ_{cr}, γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под и над лопастью и на ее боковой поверхности, принимаются в соответствии с 5.2.2;

A - площадь опирания на грунт лопасти сваи, м^2. Площадь опирания лопасти принимается кольцевой по разности поперечных сечений лопасти и ствола;

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

R - расчетное сопротивление грунта под или над лопастью, принимаемое по таблице 5.6;

R_{fi} - расчетное сопротивление i-го слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, МПа, определяемое по таблице 5.7;

h_i - толщина i-го слоя грунта, м, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи; принимают разбивкой массива в пределах длины сваи на слои размером $h_i \cong 2{,}0$ м или по толщине прослоек, если их мощность составляет от 0,5 до 2,0 м;

G - вес сваи, кН;

γ_m - коэффициент надежности по материалу сваи, равный 0,9.

Таблица 5.6 — Расчетные сопротивления грунта *R* под (над) лопастью одиночных металлических винтовых свай с диаметром ствола d_c = 219 мм

Глубина заложения лопасти сваи *z*, м	Коэффициент пористости в уровне лопасти *e*	Расчетные сопротивления грунтов *R*, кПа, для грунтов								
		песчаных				глинистых при показателе текучести I_L				
		крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	0	0,2	0,4	0,6	0,8
2	0,5	4980	2340	1400	800	3990	2340	1200	600	360
	0,7	3840	1800	1140	620	3140	1820	1020	510	250
3	0,5	5100	2460	1520	960	4150	2430	1390	790	410
	0,7	3960	1920	1160	780	3330	2010	1160	630	300
От 4 до 5	0,5	5260	2620	1680	1020	4220	2560	1420	820	420
	0,7	4020	1980	1320	840	3460	2050	1240	700	316
От 6 до 10	0,5	5740	2900	1750	1130	4300	2650	1555	875	435
	0,7	4480	2250	1435	950	3500	2175	1378	756	332

Примечания

1 При промежуточных значениях *z*, *e*, I_L расчетные сопротивления грунтов *R* определяют интерполяцией.

2 Значения *R* приведены для периметра ствола сваи *u* = 0,69 м (d_c = 219 мм). При других периметрах ствола сваи u_d значения *R* умножают на коэффициент 0,9 — при диаметре ствола сваи от 10 до 200 мм, и 0,8 — при диаметре менее 100 мм.

3 Значения *R* при выдергивающей нагрузке приведены для винтовых свай с относительной глубиной заложения лопасти $z \geq 2$.

Таблица 5.7 — Расчетные сопротивления грунта R_{fi} на боковой поверхности одиночных металлических винтовых свай с диаметром ствола d_c = 219 мм

Средняя глубина расположения слоя грунта l_m, м	Средний коэффициент пористости грунта в слое e	Расчетные сопротивления грунтов R_{fi}, кПа, для грунтов							
		песчаных			глинистых при показателе текучести I_L				
		крупных, средней крупности	мелких	пылеватых	0	0,2	0,4	0,6	0,8
1	0,5	56	39	32	33	27	22	18	13
	0,7	42	28	21	32	25	20	16	11
От 2 до 3	0,5	60	42	35	48	38	29	22	15
	0,7	46	32	25	46	35	26	19	13
От 4 до 5	0,5	60	44	37	50	39	31	23	16
	0,7	46	33	26	47	36	28	20	14
От 6 до 10	0,5	64	46	39	52	41	33	24	17
	0,7	49	36	27	48	38	30	21	15

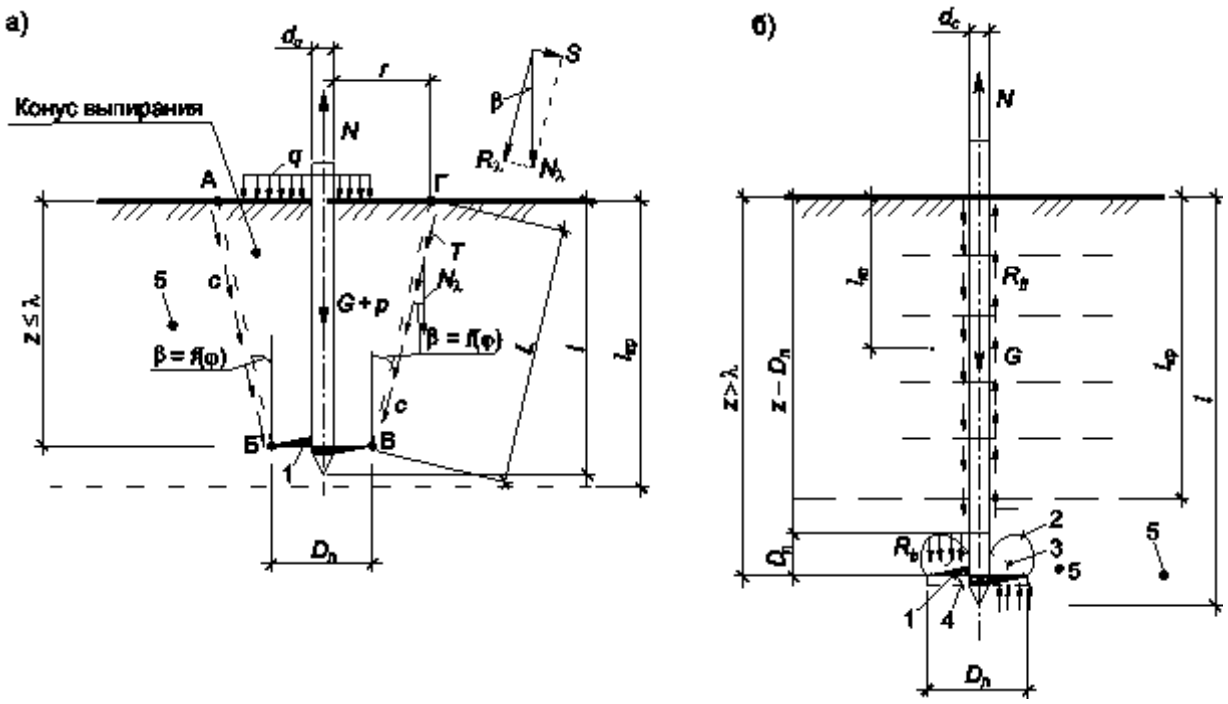
Примечания

1 При промежуточных значениях z, e, I_L расчетные сопротивления грунтов R_{fi} определяют интерполяцией.

2 Значения R_{fi} приведены для периметра ствола сваи u = 0,69 м (d_c = 219 мм). При других периметрах ствола сваи u_d значения R_{fi} умножают на отношение u_d/u.

3 Значения R_{fi} при выдергивающей нагрузке приведены для винтовых свай с относительной глубиной заложения лопасти $z \geq 2$.

5.2.2 Несущая способность винтовой металлической сваи длиной l до 10 м с диаметром лопасти $D_л$ до 1000 мм, погруженной в грунт со скоростью ≤2 об/мин на глубину более 2 м, работающую на выдергивающие нагрузки F_{td}, кН, определяется в зависимости от критической глубины заложения лопасти λ и вида грунта (рисунок 5.3) по формуле (5.6). Для винтовых свай с l > 10 м и $D_л$ > 1000 мм F_{td} определяется полевыми испытаниями по СТБ 2242.



1 — лопасть сваи; 2 — зона активного сопротивления грунта выдергиванию; 3 — уплотненный клин; 4 — полость в грунте под лопастью от выхода сваи; 5 — неподвижный грунт

Рисунок 5.3 — Схемы работы винтовой сваи при выдергивающей нагрузке в зависимости от относительной глубины заложения лопасти λ:

а — для винтовых свай с глубиной заложения лопасти $z \le \lambda$ (до критической глубины);

б — для винтовых свай с глубиной заложения лопасти $z > \lambda$ (ниже критической глубины)

- для свай с $z \le \lambda$;

$$F_{td,\lambda 6} = \gamma_c \cdot \left(\gamma_m G + \gamma_{cf} N_\lambda \cos\beta + \gamma_{mg} G_g\right)$$

- для свай с $z > \lambda$,

$$F_{td,\lambda 9} = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cr} R \cdot 0{,}785 \cdot \left(D_л^2 - d_c^2\right) + \gamma_{cf} u \sum R_{fi} \cdot \left(z - D_л\right) + \gamma_m G + \gamma_q q\right) \quad (5.6)$$

где $\lambda = l_{кр}$ - критическая глубина заложения лопасти винтовой металлической сваи, равная $\lambda \le 6D_л$ (для глинистых грунтов), $\lambda \le 8D_л$ (для песков), если $z \le \lambda$ (мелкое заложение лопасти) и $\lambda > 7D_л$ (для глинистых грунтов), $\lambda > 9D_л$ (для песков), если $z > \lambda$ (глубокое заложение лопасти);

γ_c, γ_m, G, R, u, R_{fi} — по формуле (5.8);

γ_{cf}, γ_{cr} - коэффициенты условий работы грунта, равные:

0,8 - под лопастью;

0,7 - над лопастью;

0,6 - на боковой поверхности ствола сваи;

N_λ- сила сопротивления отрыву конуса выпирания от грунта основания сваи поверхности, кН (см. рисунок 5.3); определяется по формулам (5.7), (5.8):

$$N_\lambda = 4R_\lambda\pi \cdot (D_л + z\mathrm{tg}\beta), \quad (5.7)$$

$$R_\lambda = \frac{cz\cos\varphi}{\cos^2\frac{\varphi}{2}} + \gamma_q q, \quad (5.8)$$

здесь R_λ - сила сопротивления отрыву конуса выпора от грунта на единицу длины плоскости сдвига, кН;

c - сцепление, кН, согласно инженерно-геологических изысканий;

z - глубина заложения лопасти от поверхности грунта, м;

φ - угол внутреннего трения, (^{0}) , согласно инженерно-геологических изысканий;

γ_q - коэффициент условий работы по полезной нагрузке q, принимаемый равным 0,9;

q - полезная нагрузка, МПа, с прилегающей территории, в том числе в пределах конуса выпирания;

β - угол наклона образующей конуса выпора по рисунку 5.3, равный углу внутреннего трения $\beta = \varphi$ - для прочных грунтов; β от 0,7 до 0,9φ - для грунтов средней прочности (меньшее значение для грунтов со степенью влажности $S_r \geq 0{,}9$; β от 0,3 до 0,6φ грунтов с $S_r \geq 0{,}9$ и наличием растительных остатков с $I_{om} \leq 0{,}1$);

γ_{mg} - коэффициент надежности по материалу грунта, равный 0,8;

G_g - вес грунта в объеме конуса выпирания (см. рисунок 5.3);

$D_л$, d_c - диаметр, м, лопасти и ствола винтовой сваи соответственно.

6 Проектирования фундаментов со сваями набивными, изготавливаемыми в грунте

6.1 Общие положения

6.1.1 Область применения

6.1.1.1 Общая классификация набивных свай, изготавливаемых в грунте (далее набивные сваи) приведена в 4.13.

6.1.1.2 Область применения набивных свай, устраиваемых без инъекционного упрочнения грунта, определяется согласно приложению Ж.

6.1.1.3 Примеры набивных свай с уширениями и примеры сопряжения набивных свай с элементами зданий приведены в разделе 6.3.

6.1.1.4 Буроопускные сваи применяют при невозможности погружения готовых свай на проектные отметки в силу их заклинивания в насыпных или песчаных грунтах при возникновении значительных распоров.

6.1.1.5 Буронабивные сваи с инъекционным упрочнением грунта устраивают при расположении несущих слоев грунта на значительных глубинах, достижение которых нижними концами свай приводит к чрезмерным материальным и трудовым затратам. Такого рода упрочнение грунта целесообразно выполнять, преимущественно, в уровнях контакта слоев с различными свойствами и, особенно, под нижними концами свай для обеспечения повышения доли сопротивления сжатию под создаваемыми уширениями (увеличения площади опирания), что позволит производить проходку скважин на меньшие глубины. В целях обеспечения условий равнопрочности стволов свай по их длине, исходя из распределения усилий в них (с уменьшением их по глубине), целесообразно использовать ступенчатое уменьшение диаметров скважин (телескопическое изменение сечений стволов).

6.1.1.6 Буронабивные полые сваи с опрессовкой окружающего грунта, в т.ч. с устройством уширений в уровне пяты и по длине ствола (например, сваи CFA, инъекционные, РИТ), устраивают, преимущественно, при наличии низких и средней прочности грунтовых напластований на большие глубины, что обуславливает потребность в создании повышенных диаметров стволов и экономии материала на их формирование. При устройстве таких свай возможно также ступенчатое уменьшение диаметров скважин и, соответственно, стволов свай отрезками по длине.

6.1.1.7 Забивные сваи с инъекционным уширением пяты экономически целесообразно выполнять при низких прочностных свойствах грунтов до значительных глубин, а также возможности достижения требуемых величин несущей способности свай при уменьшенных их длинах за счет повышения сопротивляемости грунта сжатию под увеличенными от закачки раствора опорными поверхностями вдоль ствола и под пятой. Стволы таких свай могут приниматься как призматическими (цилиндрическими), так и пирамидальными (коническими).

6.1.2 Общие положения по проектированию и расчету набивных свай

6.1.2.1 Требования к материалам для набивных свай предъявляются исходя из соответствующих указаний СП 2.02.03 и 4.13.5 настоящих правил.

6.1.2.2 Расчет фундаментов из набивных свай производят по несущей способности и деформациям согласно указаниям ТКП 45-5.01-254 и раздела 4.3 настоящих правил.

6.1.2.3 Расчетное проектное усилие на одиночную набивную сваю и забивную с инъекционным уширением пяты при их работе на вдавливание или выдергивание по несущей способности грунтов основания рассчитывают исходя из условия (4.3) настоящих правил.

6.1.2.4 При устройстве свай в насыпных грунтах, мощностью более 3 м, плотность которых характеризуется коэффициентом уплотнения $K_{com} \leq 0{,}95$, а так же в случае, если в составе основания или в пределах сжимаемой зоны сваи имеются слои слабых (малопрочных или биогенных) грунтов, расчет по деформациям и проверка прочности слабого подстилающего слоя является обязательным.

В случае устройства насыпных оснований из пылевато-глинистых грунтов прорезка (проходка) насыпного слоя буронабивными сваями является обязательной.

6.1.2.5 Способ определения расчетного проектного усилия несущей способности основания буронабивных свай выбирают в зависимости от группы геотехнического риска в соответствии с 4.13.6.5-4.13.6.7 настоящих правил:

6.2 Буронабивные сваи

6.2.1 Основные типы и размеры буронабивных свай

6.2.1.1 Основные типы и размеры буронабивных свай приведены на рисунке 6.1 и в таблице 6.1.

6.2.1.2 Буронабивные сваи без уплотнения забоя (строка 1 в табл.6.1), работающих на вдавливающую нагрузку рекомендуется применять лишь в исключительных случаях.

Таблица 6.1 — Основные типы и размеры буронабивных свай

Наименование типа свай	Номер рисунка	Размеры свай, мм			Форма по длине ствола	Форма поперечного сечения	Примечание
		Диаметр или размер стороны поперечного сечения		Длина ствола (l)			
		верхней части (d), (b)	в уровне пяты (d_l), (b_l)				
В буровых скважинах с уплотненным забоем	6.1а	200—1000	200—1000	1500-10000	Цилиндр	Круг	То же
В буровых скважинах с вытрамбованной уширенной пятой	6.1б	200—1000	300—1500	2000-10000	Ствол-цилиндр, пята-эллипсоид, шар	Круг	"
Буроопускные сваи	6.1а	100—1000	100—1000	1000-10000	Призма, цилиндр	Многоугольник, круг	"
В буровых скважинах с инъекционным упрочнением грунта	6.1в	100—1000	100—1000	1000-10000 (35000)	Ствол-цилиндр, уширения ствола и пята - произвольной формы	Круг	"
Буронабивные полые сваи с опрессовкой окружающего грунта	6.1в	100—1000	100—1000	1000-10000	Ствол-цилиндр, уширения ствола - эллипсоид, шар	Круг	"
Буронабивные сваи, выполненные по технологии НПШ	6.1в	350—1200	350—1200	1000-35000	Ствол-цилиндр, уширения ствола - цилиндр	Круг	"
Забивные сваи с инъекционным уширением пяты	6.1в	100—350	100—350	200-10000	Призма, цилиндр	Многоугольник, круг	"

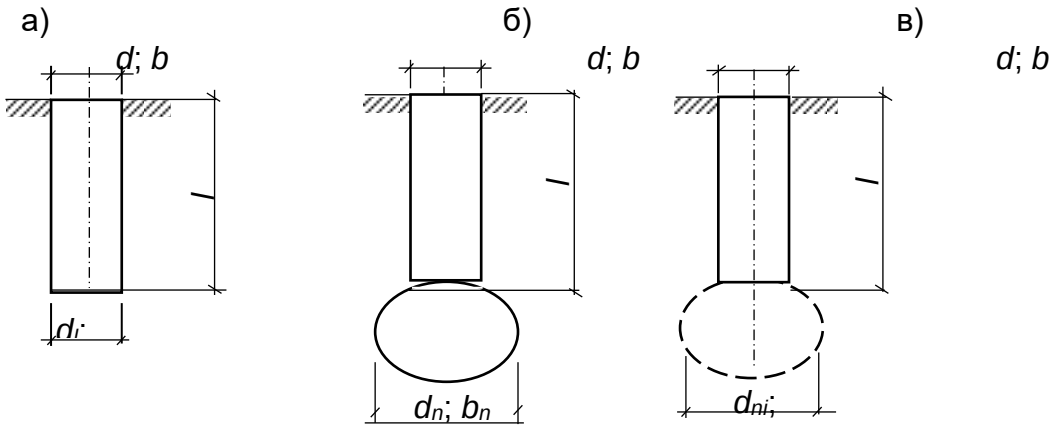


Рисунок 6.1 — Типы буронабивных свай с уплотненным основанием:

а, б, в — типы свай (расшифровка обозначений дана в таблице 6.1)

6.2.2 Определение проектного (расчетного) сопротивления буронабивной сваи

6.2.2.1 Проектное (расчетное) сопротивление (F_{di}), кН, грунта в основании буронабивных свай с уширением и без уширения, работающих на сжимающую нагрузку определяют как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности определять по формуле:

$$F_{di} = \gamma_c\,(\gamma_{cR} R\,A + \sum u \gamma_{cf} R_{fi} h_i), \qquad (6.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи; в случае опирания ее на пылевато-глинистые грунты (со степенью влажности $S_r < 0{,}9$) $\gamma_c = 0{,}8$, а в остальных случаях $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи, принимаемый равным 1, за исключением свай с уширением, бетонируемым подводным способом, для которых $\gamma_{cR} = 0{,}9$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом буронабивной сваи, кПа, принимается в зависимости от вида грунта по таблицам 6.3, 6.4, 6.5. (Если глубина погружения свай превышает глубины, указанные в таблицах, значение R допускается принимать по максимально указанной в таблицах глубине).

A - площадь поперечного сечения ствола или уширения сваи, м^2;

U - осредненный периметр в i-ом слое грунта поперечного сечения ствола сваи, м;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования,

принимаемый по таблице 6.2;

R_{fi} - расчетное сопротивление трению грунта на боковой поверхности ствола сваи в пределах *i*-го слоя, кПа, принимаемое в зависимости от вида грунта по таблицам 6.6, 6.7, 6.8. (Если глубина i-го слоя, прорезаемого сваей превышает указанные в таблицах значения, величина R_{fi} допускается принимать по максимально указанной глубине)

h_i - толщина грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола сваи в пределах *i*-го слоя, м.

Таблица 6.2

Сваи и способы их устройства	Коэффициент условий работы сваи (γ_{cf})			
	в песках	в супесях	в суглинках	в глинах
Буровые, в том числе с уширением в верхней или нижней части, бетонируемые:				
а) при отсутствии воды в скважине (сухим способом), а также при использовании обсадных инвентарных труб	0,7	0,7	0,7	0,6
б) под водой или под глинистым раствором	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жесткими бетонными смесями, укладываемыми с помощью глубинной вибрации (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
2 Буронабивные, полые круглые, устраиваемые при отсутствии воды в скважине с помощью вибросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7

Таблица 6.3

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) сваи, м	Коэффициент пористости (*e*)	Сопротивление (*R*), МПа, для песчаных грунтов			
		крупных и гравелистых	средних	мелких	пылеватых
1,5	0,50	1,80	1,40	1,15	0,90
	0,65	1,40	1,10	0,90	0,70
	0,80	1,10	0,90	0,70	0,55
2,0	0,50	2,60	1,95	1,30	1,05
	0,65	2,00	1,50	1,00	0,80
	0,80	1,60	1,20	0,80	0,65
3,0	0,50	3,00	2,20	1,40	1,15
	0,65	2,30	1,70	1,10	0,90
	0,80	1,85	1,35	0,90	0,70
4,0	0,50	3,50	2,80	1,60	1,30
	0,65	2,70	2,15	1,25	1,00
	0,80	2,15	1,70	1,00	0,80
5,0	0,50	4,00	3,25	1,80	1,40
	0,65	3,10	2,50	1,40	1,10
	0,80	2,50	2,00	1,10	0,90
7,0	0,50	5,00	4,15	2,20	1,70
	0,65	3,90	3,20	1,70	1,30
	0,80	3,10	2,60	1,35	1,05
9,0	0,50	6,10	5,05	2,60	1,90
	0,65	4,70	3,90	2,00	1,50
	0,80	3,75	3,10	1,60	1,20
12,0	0,50	7,80	6,50	3,20	2,45
	0,65	6,00	5,00	2,50	1,90
	0,80	4,80	4,00	2,00	1,50

Примечания

1 Для промежуточных значений глубин слоев и коэффициента пористости (*e*) значение (*R*) определяется интерполяцией.

2 Расчетную глубину расположения нижнего конца сваи во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) необходимо принимать от поверхности грунта.

3 В случае устройства свай в уплотненных насыпных (K_{com} от 0,92 до 0,95) и намывных грунтах с ненарушенной структурой в возрасте более 2 лет, значение (*R*) необходимо принимать как для песков средней прочности (*e* = 0,65), при плотности K_{com} от 0,98 до 1,00 и намывных с ненарушенной структурой в возрасте более 5 лет, значение (*R*) принимать на 20 % больше, чем при *e* = 0,65.

4 Для насыпных грунтов с K_{com} < 0,92 и намывных в возрасте менее двух лет, устройство буронабивных свай не рекомендуется.

Таблица 6.4

Расчетная глубина расположения нижнего конца свай, м	Коэффициент пористости (*e*)	Сопротивление (*R*), МПа, для глинистых грунтов (моренных) с показателем текучести (I_L)									
		≤0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,5	0,3	2,0	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,70	0,60	—	—
	0,4	1,3	1,00	0,90	0,80	0,65	0,50	0,40	0,35	0,30	—
	0,5	0,9	0,70	0,60	0,55	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
2,0	0,3	2,8	2,40	2,10	1,80	1,40	1,20	0,90	0,80	—	—
	0,4	1,8	1,50	1,30	1,20	0,90	0,80	0,60	0,50	0,40	—
	0,5	1,3	1,10	0,90	0,80	0,60	0,55	0,40	0,35	0,30	0,25
3,0	0,3	3,0	2,70	2,40	2,00	1,60	1,40	1,10	1,00	—	—
	0,4	2,0	1,80	1,60	1,30	1,00	0,90	0,70	0,60	0,50	—
	0,5	1,5	1,25	1,10	0,90	0,70	0,60	0,50	0,45	0,40	0,30
4,0	0,3	3,2	2,90	2,60	2,30	1,90	1,60	1,30	1,00	—	—
	0,4	2,3	2,10	1,85	1,60	1,20	1,05	0,90	0,70	0,60	—
	0,5	1,7	1,50	1,30	1,05	0,85	0,70	0,60	0,40	0,35	0,35

Окончание таблицы 6.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5,0	0,3	3,4	3,10	2,80	2,50	2,00	1,75	1,40	1,20	—	—
	0,4	2,6	2,40	2,20	1,70	1,30	1,20	1,00	0,80	0,70	—
	0,5	2,0	1,70	1,50	1,15	0,90	0,80	0,55	0,50	0,45	0,40
6,0	0,3	3,6	3,30	3,00	2,60	2,10	1,85	1,50	1,30	—	—
	0,4	2,9	2,60	2,40	1,80	1,40	1,30	1,20	0,90	0,75	—
	0,5	2,2	1,80	1,60	1,25	1,00	0,90	0,65	0,45	0,50	0,35
8,0	0,3	4,0	3,70	3,40	2,80	2,30	2,05	1,70	1,50	—	—
	0,4	3,4	3,00	2,60	2,00	1,60	1,40	1,30	1,00	0,80	—
	0,5	2,6	2,00	1,80	1,35	1,10	1,00	0,75	0,50	0,55	0,40
10	0,3	4,4	4,10	3,80	3,00	2,50	2,25	1,90	1,70	—	—
	0,4	3,6	3,40	2,80	2,20	1,80	1,50	1,40	1,05	0,80	—
	0,5	3,0	2,20	1,90	1,55	1,20	1,10	0,85	0,55	0,50	0,45
12	0,3	4,8	4,50	4,20	3,20	2,70	2,40	2,10	1,90	—	—
	0,4	4,4	3,80	3,00	2,30	1,95	1,60	1,45	1,10	0,90	—
	0,5	3,4	2,60	2,00	1,70	1,30	1,20	0,90	0,60	0,55	0,50

Примечания

1 Для промежуточных значений глубин и показателей текучести грунтов значения (*R*) определяются интерполяцией.

2 Расчетную глубину расположения нижнего конца сваи во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) необходимо принимать от поверхности грунта.

Таблица 6.5

Расчетная глубина расположения нижнего конца (пяты) сваи, м	Коэффициент пористости (*e*)	Сопротивление (*R*), МПа, для пылевато-глинистых грунтов (кроме моренных) с показателем текучести (I_L)							
		≤0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
1,5	≤ 0,55	1,20	1,00	0,85	0,70	0,60	0,50	0,45	0,30
	0,65	1,00	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,35	0,25
	0,75	0,80	0,60	0,55	0,45	0,40	0,30	0,25	0,20
2,0	≤ 0,55	1,70	1,40	1,25	1,10	0,85	0,70	0,55	0,35
	0,65	1,40	1,20	1,05	0,90	0,70	0,60	0,45	0,30
	0,75	1,10	1,00	0,85	0,70	0,55	0,45	0,35	0,25
3,0	≤ 0,55	1,90	1,70	1,40	1,20	1,00	0,85	0,65	0,50
	0,65	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80	0,70	0,55	0,40
	0,75	1,30	1,10	1,00	0,80	0,60	0,55	0,45	0,30
4,0	≤ 0,55	2,40	1,90	1,70	1,30	1,10	1,00	0,70	0,60
	0,65	2,00	1,60	1,45	1,10	0,90	0,80	0,60	0,50
	0,75	1,60	1,30	1,20	0,90	0,70	0,60	0,45	0,40
5,0	≤ 0,55	2,80	2,30	2,00	1,50	1,20	1,10	0,85	0,70
	0,65	2,40	1,90	1,70	1,25	1,00	0,90	0,70	0,60
	0,75	2,00	1,50	1,40	1,00	0,80	0,70	0,55	0,45
7,0	≤ 0,55	3,50	2,70	2,50	2,00	1,70	1,30	1,10	0,85
	0,65	2,90	2,30	2,10	1,70	1,40	1,10	0,90	0,70
	0,75	2,30	1,90	1,70	1,40	1,10	0,90	0,70	0,55
10,0	≤ 0,55	4,20	3,50	3,20	2,70	2,50	1,70	1,40	1,10
	0,65	3,50	2,90	2,70	2,30	2,00	1,40	1,20	0,90
	0,75	2,80	2,30	2,10	1,90	1,70	1,10	1,00	0,70

4.15.1.1.1.1 Примечания

1 Для промежуточных значений глубин слоев и показателей текучести и коэффициента пористости значения (*R*) определяются интерполяцией.

2 Расчетную глубину расположения нижнего конца сваи во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) принимать от поверхности грунта.

Таблица 6.6

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Коэффициент пористости (*e*)	Сопротивление (R_{fi}), кПа, для песчаных грунтов			
		крупных и гравелистых	средних	мелких	пылеватых
1	2	3	4	5	6
0,5	0,50	45	39	26	19
	0,65	35	30	20	15
	0,80	31	24	16	12
1,0	0,50	52	45	32	30
	0,65	40	35	25	23
	0,80	32	31	20	18
1,5	0,50	55	49	39	32
	0,65	42	38	30	25
	0,80	34	30	24	20
2,0	0,50	58	55	41	36
	0,65	45	42	32	28
	0,80	36	34	26	22
3,0	0,50	65	62	45	39
	0,65	50	48	35	30
	0,80	40	38	31	24
4,0	0,50	71	69	49	41
	0,65	55	53	38	32
	0,80	44	42	29	26
5,0	0,50	78	73	52	44
	0,65	60	56	40	34
	0,80	48	45	32	27
6,0	0,50	80	75	55	45
	0,65	62	58	42	35
	0,80	50	46	34	28

Окончание таблицы 6.6

1	2	3	4	5	6
8,0	0,50	84	80	57	46
	0,65	65	62	44	36
	0,80	52	50	35	29
11,0	0,50	93	88	65	51
	0,65	72	68	50	39
	0,80	58	55	40	31

Примечания:
1 Для промежуточных значений глубин слоев и коэффициента пористости (e) значение (R_{fi}) определяется интерполяцией.
2 Расстояние до середины рассматриваемого слоя грунта во всех случаях принимать от верха сваи (фундамента) в уровне отметки забивки.
3 При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности сваи (R_{fi}), пласты грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м.
4 Для намывных грунтов (возрастом более двух лет) значение (R_{fi}) принимать как для песчаных грунтов с e = 0,65, а для насыпных песчаных грунтов — согласно таблице 6.22.

Таблица 6.7

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Сопротивление, (R_{fi}), кПа, для пылевато-глинистых грунтов (моренных) с показателем текучести (I_L)									
	≤0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,5	50	44	40	26	16	11	8	5,5	4	3
1,0	58	51	45	32	20	15	12	8	6	5
2,0	65	58	53	41	25	22	17	14	12	9
3,0	67	60	56	48	34	27	22	19	17	12
4,0	69	62	58	51	41	33	25	22	19	14
5,0	71	64	60	54	46	34	27	24	21	17
6,0	73	66	62	57	49	37	29	27	23	19
8,0	77	70	66	60	54	42	33	31	27	23
11,0	82	76	71	65	59	50	38	35	33	29

Окончание таблицы 6.7

Примечания 1 Для промежуточных значений глубин и показателей текучести (I_L), расчетное сопротивление (R_{fi}), кПа, определяется интерполяцией. 2 Для прочных и очень прочных моренных супесей и суглинков расчетное сопротивление (R_{fi}), кПа, увеличивается на 30 %. 3 Для насыпных пылевато-глинистых грунтов значение (R_{fi}), кПа, принимать согласно таблице 6.22.

Таблица 6.8

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Сопротивление (R_{fi}), кПа, для пылевато-глинистых грунтов (кроме моренных) с показателем текучести (I_L)							
	≤0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
0,5	40	35	30	20	12	9	6	4,5
1,0	45	38	35	25	15	12	9	5
2,0	55	45	42	32	22	17	13	9
3,0	60	50	48	38	28	21	17	13
4,0	65	55	53	40	32	24	19	15
5,0	70	60	56	43	36	26	21	17
7,0	74	64	60	47	40	30	25	20
9,0	78	68	64	51	44	32	27	22

Примечания
1 Для промежуточных значений глубин слоев и показателя текучести грунтов значения (R_{fi}) определяются интерполяцией.
2 Для прочных супесей, суглинков и глин значения (R_{fi}) увеличиваются на 20 %.
3 Для насыпных пылевато-глинистых грунтов значение (R_{fi}) принимать согласно таблице 6.22.

6.2.2.2 Расчетную несущую способность (F_{di}), кН, свай в буровых скважинах с уплотненным забоем (в том числе НПШ сваи) или вытрамбованной пятой (рисунок 6.1а, б), работающих на осевую сжимающую нагрузку определяют по формуле (6.1), где все обозначения те же, что и в формуле (6.1).

При этом:

γ_c - принимается для грунтов I типа по просадочности, а также при наличии в зоне влияния свай слабых органических грунтов γ_{cI} = 0,8, а в остальных случаях - γ_{cI} = 1;

γ_{cR} - учитывает влияние способа подготовки основания под нижним концом сваи и принимается по таблице 6.9;

A - принимается равной площади поперечного сечения нижнего конца сваи в месте его наибольшего диаметра;

γ_{cf} - принимается для глинистых грунтов - γ_{cf} = 0,8, для песчаных - γ_{cf} = 0,9, для насыпных при K_{com} < 0,95 — γ_{cf} = 0,75.

Таблица 6.9

Диаметр нижнего конца сваи (пяты), мм	Коэффициент условий работы (γ_{cR}) при способе подготовки песчаных и глинистых оснований	
	разбуриванием с уплотнением забоя скважины (в том числе сваи НПШ)	разбуриванием с вытрамбовкой пяты
400	1,20	—
500	1,20	—
600	1,20	3,00
700	1,15	2,60
800	1,10	2,40
900	1,05	2,20
1000	1,05	2,00
1500	—	1,50

6.2.2.3 Несущую способность (F_{du}), кН, набивной сваи, работающей на выдергивающие нагрузки, следует определять по формуле 5.3.

6.2.2.4 Несущую способность буронабивных свай по 6.1.1.5, 6.1.1.6 и забивных с инъекционным уширением пяты по 6.1.1.7 при их работе на действие вдавливающих (F_{di}) или выдергивающих нагрузок (F_{du}) следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под (над) опорными поверхностями уширений или нижних концов и на их боковых поверхностях по формуле (6.1), где все обозначения те же, что и в формуле (6.1), при этом:

γ_c = 1;

γ_{cR} = 1 во всех случаях, кроме устройства свай без опрессовки грунта в

глинистых грунтах при $I_L \geq 0,5$, для которых $\gamma_{cR} = 0,8$;

A - принимается кольцевой по разности сечений и расположенных над (под) ними отрезков стволов меньшего диаметра (поперечного сечения);

R - принимается с учетом уплотнения забоя и опрессовки грунта инъекцией по 6.16, при этом значение (R) для свай длиной более 7,0 м принимается, как для свай длиной равной 7,0 м;

γ_{cf} = 1 во всех случаях опрессовки окружающего грунта, а при пробуренных шнеком скважинах в глинистых грунтах без их опрессовки — $\gamma_{cf} = 0,8$;

R_{fi} - принимается по таблице 6.18.

6.2.2.5 Конструктивные требования при проектировании фундаментов из буронабивных свай, в том числе свайных ростверков, для обеспечения условий их изготовления требуемой надежности и долговечности следует выполнять в соответствии с требованиями раздела 4.17 настоящих правил.

6.3 Проектирование набивных свай с уплотненным основанием (сваи уплотнения)

6.3.1 Область применения

6.3.1.1 Набивные сваи уплотнения в выштампованном и вытрамбованном ложе по способу устройства скважин разделяются на сваи:

– в выштампованных скважинах, изготовляемые бетонированием скважин, образованных забивкой в основание инвентарного штампа, извлекаемого из грунта после завершения процесса его погружения;

– в вытрамбованных скважинах, изготовляемые бетонированием скважин, образованных многократным циклическим сбрасыванием в одно и то же место инвентарного штампа-трамбовки;

– изготовляемые бетонированием скважин, образованных путем их раскатки стенок скважин лидерами – штампами;

– комбинированные, изготовляемые бетонированием скважин, образованных с использованием нескольких инвентарных штампов или инвентарных штампов и трамбовки.

6.3.1.2 Область применения набивных свай уплотнения определяют в соответствии с приложением Ж

6.3.1.3 Фундаменты с анкерами из свай включают в себя группу свай, которые объединены низким несущим ростверком и жестко взаимно сопряжены. ФСА предназначены для восприятия комбинированных нагрузок с повышенными значениями их горизонтальных и моментных составляющих, когда возможно появление опрокидывающих и выдергивающих сил, действующих на фундамент.

6.3.1.4 Основные типы и размеры свай уплотнения указаны в таблицах 6.10 и 6.11 и на рисунках 6.2 и 6.3.

Таблица 6.10

Тип сваи	Номер рисунка	Геометрические характеристики, мм				Форма продольного профиля	Форма поперечного сечения	Примечание
		b, $D_в$ ($a_в$; $b_в$)	b_l, $D_н$	Высота уширенного оголовка h	l			
	2	*3*	*4*	*5*	*6*	7	8	9
В буровых скважинах с уплотненным забоем	6.2а	400–1000	400–1000	-	1500–3000	Цилиндр	Круг	Возможно уширение оголовка
В буровых скважинах с вытрамбованной уширенной пятой	6.2б	400–1000	500–1500	-	3000	Ствол - цилиндр, пята - эллипсоид, шар	Круг	Возможно уширение оголовка
В выштампованных или вытрамбованных скважинах с уширенным оголовком, I тип	6.2в 6.2д	800–1200 800–1200	500–400 100–250	900–1200 400–900	1500–3000 1500–3000	Ступенчатая из усеченных пирамид, конусов	Прямоугольник, квадрат, многоугольник или круг	Возможно уширение оголовка
В выштампованных или вытрамбованных скважинах с микросваями (из группы микросвай), Iа тип	6.2г	(600–1200)× ×(900–1200)	50–200	400–1200	1500–3000	Ступенчатая из усеченных пирамид, конусов	Оголовок — квадрат или прямоугольник, микросваи — многоугольник или круг	Возможно уширение оголовка

Окончание таблицы 6.10

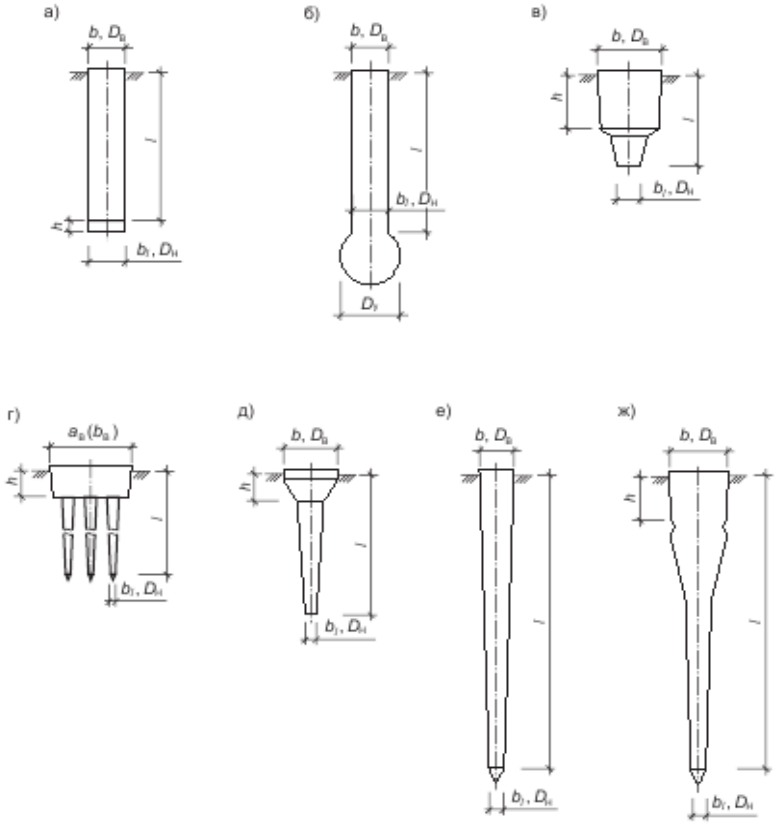
Тип сваи	Номер рисунка	Геометрические характеристики, мм				Форма продольного профиля	Форма поперечного сечения	Примечание
		b, $D_в$ ($a_в$; $b_в$)	b_l, $D_н$	Высота уширенного оголовка h	l			
В выштампованных или вытрамбованных скважинах, II тип	6.2е	400–1200	100–600	—	2500–7000	Усеченные конус или пирамида	Квадрат, прямоугольник, многоугольник или круг	Возможно уширение оголовка и устройство уширенной пяты
Комбинированные в выштампованных или вытрамбованных скважинах, III тип	6.1ж	800–1200	100–250	900–1200	3000–7000	Ступенчатая из усеченных пирамид или конусов	Многоугольник или круг, квадрат или прямоугольник	Возможно устройство уширенной пяты

Таблица 6.11

Вид анкера из свай	Номер рисунка	Геометрические характеристики, мм						
		l	h	$D_в$	$a_в$	$D_н$	$a_н$	$D_у$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Сваи набивные в буровых скважинах с уплотненным забоем (СБУ)	6.3а	1500–3000	100–300	400–1000	—	400–1000	—	—
Сваи набивные в буровых скважинах с уширенной вытрамбованной пятой (СВТ)	6.3б	1500–3000	—	400–1000	—	400–1000	—	500–1500
Сваи набивные в вытрамбованных скважинах с уширенной вытрамбованной пятой (СТП)	6.3в	1500–7000	—	600–1200	—	200–600	—	500–1500

Окончание таблицы 6.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Фундамент набивной в выштампованном котловане с микросваями в выштампованных скважинах (СШМ)	6.3г	1000–2000	500–1000	—	900–1400	—	700–1100	—



b — ширина фундамента (сваи) в уровне верха фундамента (сваи);

b_l — ширина сваи в уровне нижнего конца;

a_B (b_B) — длина (ширина) ростверка по верху;

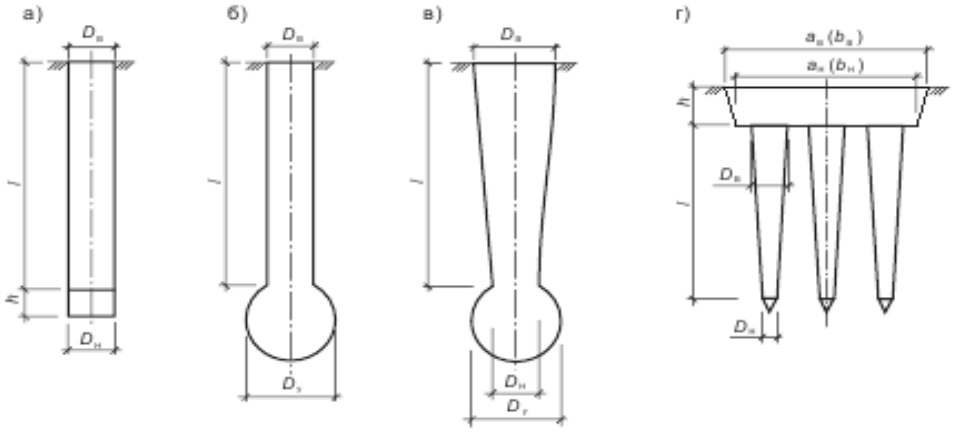
$D_в$ ($D_н$) — размер сваи-анкера в верхней (нижней) части;

l — длина ствола сваи;

h — высота ростверка (величина заглубления нижнего конца сваи);

$D_у$ — диаметр уширения сваи

Рисунок 6.2 — Типы набивных свай уплотнения



а, б, в, г — виды свай-анкеров

Рисунок 6.3 — Виды анкеров из свай (ФСА)

6.3.2 Определение несущей способность грунта оснований свай уплотнения:

6.3.2.1 Проектное (расчетное) значение сопротивления грунта основания свай уплотнения определяют :

- расчетом, согласно указаниям ТКП 45-5.01-254, ГОСТ 27751 и положениями 6.3.2.1–6.3.2.2 При этом коэффициент надежности метода определения принимают равным: γ_k = 1,4, если несущая способность определена расчетом; γ_k = 1,25, если несущая способность определена зондированием;

- по результатам испытаний опытных свай статической нагрузкой согласно требованиям настоящего раздела и раздела 4.14 настоящих правил. При этом коэффициент надежности принимается равным: γ_f = 1,2, если ширина (диаметр) в среднем сечении сваи $b_{ср}$ ($D_{ср}$) ≤ 1,0 м и γ_f = 1,0, если $b_{ср}$ ($D_{ср}$) > 1,0 м.

Коэффициент перехода ζ в формуле (4.5) принимается по таблице 6.12.

6.3.2.2 Окончательную (при необходимости) оценку несущей способности свай следует производить по результатам их испытаний статической нагрузкой с учетом 6.2.2.

Таблица 6.12

Тип сваи	Ширина (диаметр) в среднем сечении сваи $b_{ср}$ ($D_{ср}$), м, для зданий	Значение коэффициента ξ для грунтов					
		Песок плотный	Песок средней плотности	Глинистые грунты при показателе текучести I_L			
				I_L≤0	0<I_L≤0,25	0,25<I_L≤0,5	0,5<I_L≤0,75
	Гражданских, промышленных и сельскохозяйственных всех классов ответственности:						
	$b_{ср}$ ($D_{ср}$) ≤ 1,0	0,5	0,4	0,5	0,40	0,3	0,25
	$b_{ср}$ ($D_{ср}$) > 1,0	0,5	0,5	0,5	0,45	0,4	0,30
Примечание — Если осадка *S*, определенная по формуле (4.5) ТКП 45-5.01-256, окажется более 40 мм, то за частное значение предельного сопротивления сваи принимается нагрузка, соответствующая осадке *S* = 40 мм.							

6.3.2.3 Расчет свайных фундаментов по деформациям от действия вертикальных нагрузок производится как для условного фундамента на естественном основании (см. рисунок 6.4) с учетом влияния соседних фундаментов:

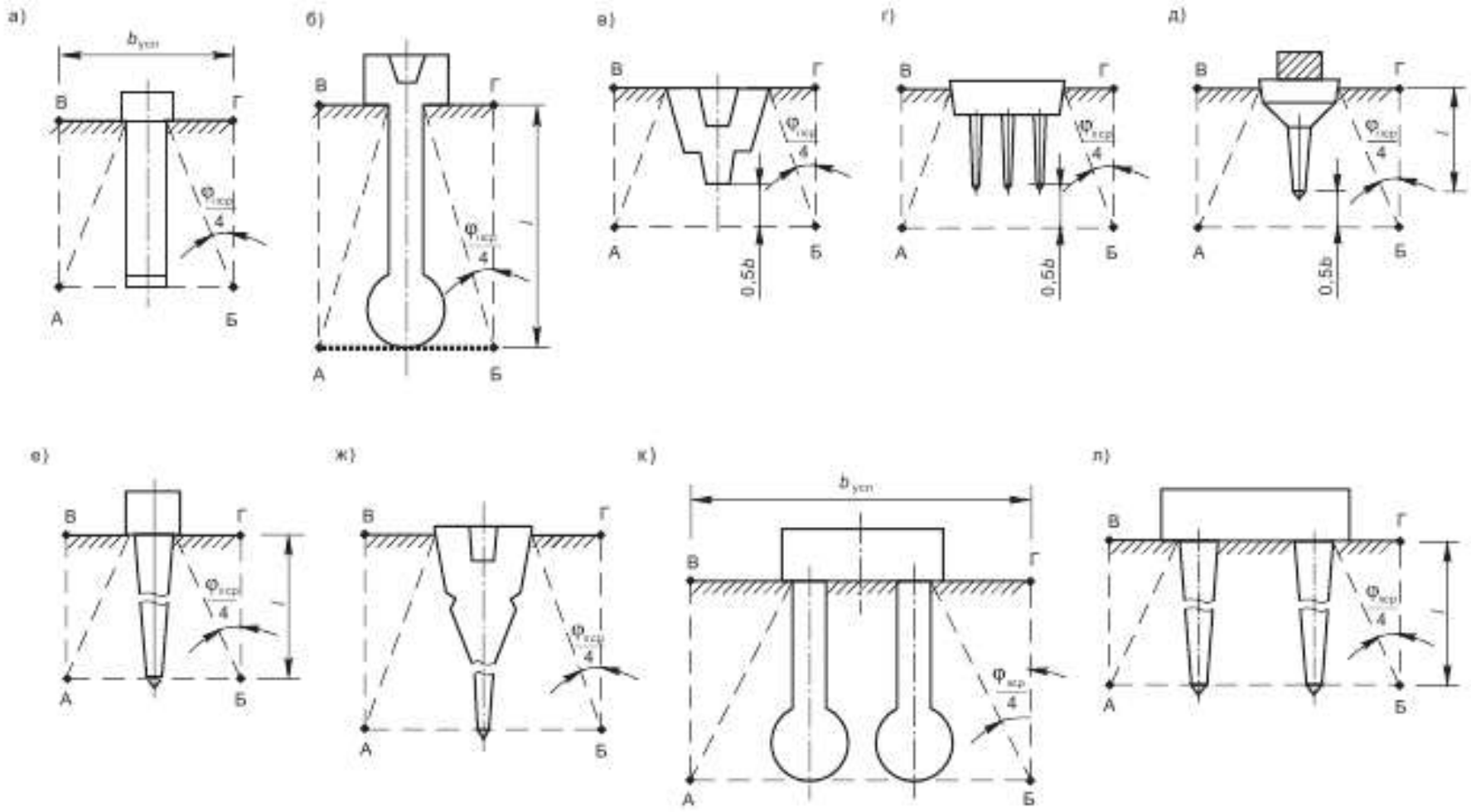
- при длине ствола свай *l* > 3 м - согласно 4.16;
- то же *l* ≤ 3 м - согласно требованиям ТКП 45-5.01-67, а для свай Iа типа (с микросваями)— дополнительно согласно приложению В в [7] .

6.3.2.4 Расчет и проектирование свайных фундаментов из рассматриваемых свай по несущей способности и деформациям от действия горизонтальных нагрузок и моментов для зданий II и III уровней ответственности допускается производить в соответствии с положениями, изложенными в приложении Д.

6.3.2.5 Расчет и проектирование свайных фундаментов из рассматриваемых свай по несущей способности и деформациям при наличии выдергивающих нагрузок для зданий II и III уровней ответственности допускается производить в соответствии с положениями, изложенными в приложении И.

6.3.2.6 Расчетная несущая способность свай F_{uv}, кН, в буровых скважинах с уплотненным забоем и вытрамбованной пятой (см. рисунки 6.2а, б), работающих на осевую сжимающую нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_{uv} = \gamma_{c1} \cdot (\gamma_{cr} RA + \gamma_{cf} U \sum_{i=1}^{n_c} R_{fi} h_i\ ), \qquad (6.1)$$



$\varphi_{IIср}$ — согласно ТКП 45-5.01-256; $b_{усл}$ — ширина условного фундамента; l — длина ствола сваи

Рисунок 6.3 — Схемы условных свайных фундаментов при расчете осадок:
а, б, в, г, д, е, ж — габариты условного фундамента
для односвайного и ленточного вариантов фундаментов;
к, л — то же, для вариантов фундаментов из кустов свай

где γ_{c1} - коэффициент условий работы грунтового основания, принимаемый равным для грунтов I типа по просадочности, а также при наличии в зоне влияния свай слабых органических грунтов 0,8, в остальных случаях - 1,0;

γ_{cr} - коэффициент условий работы грунта под уширением сваи, учитывающий влияние способа подготовки основания под нижним концом сваи и принимаемый по таблице 6.15;

R - расчетное сопротивление грунта основания под нижним концом сваи, МПа, принимаемое по таблице 6.13;

A - площадь опирания пяты сваи, м^2, принимаемая равной площади поперечного сечения нижнего конца сваи в месте его наибольшего диаметра;

U - средний периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

n_c - число слоев, на которые разбивается основание вдоль ствола сваи толщиной согласно 6.3.3.3;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности ствола сваи, принимаемый равным для глинистых грунтов 0,8, для песчаных - 0,9, для насыпных при $K_{com} < 0,95$ - 0,75;

R_{fi} - расчетное сопротивление грунта i-го слоя по боковой поверхности ствола сваи, МПа, принимаемое по таблице 6.14;

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

Таблица 6.13

Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи (пяты), м	Расчетное сопротивление *R*, МПа, грунтов						
	песчаных средней прочности						
	крупных, гравелистых	средней крупности	—	мелких	пылеватых	—	—
	глинистых с показателем текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2,0	2,00 / 1,40	1,50 / 1,20	1,05	1,00 / 0,90	0,80 / 0,70	0,60	0,45
3,0	2,30 / 1,60	1,70 / 1,40	1,20	1,10 / 1,00	0,90 / 0,80	0,70	0,55
5,0	3,10 / 2,40	2,70 / 1,90	1,70	1,40 / 1,25	1,10 / 1,00	0,90	0,70

Примечания

1 Значения *R*, указанные в числителе, относятся к песчаным грунтам, в знаменателе — к глинистым.

2 Для промежуточных значений глубин слоев и показателя текучести грунтов *R* определяется интерполяцией.

3 Для плотных песков и моренных грунтов величина *R* увеличивается на 30 %; для намывных грунтов ненарушенной структуры в возрасте 2 и более лет - на 20 %.

4 Для насыпных грунтов с коэффициентом уплотнения грунта (до устройства свай) $K_{com} \leq 0,95$ величина *R* уменьшается на 10 %.

5 Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) принимается от верха сваи (отметки забивки).

Таблица 6.14

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетное сопротивление R_{fi}, кПа, грунтов				
	песчаных средней прочности				
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	—	—
	глинистых с показателем текучести I_L				
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
0,5	30	20	15	12	8
1,0	35	25	23	14	10
1,5	38	30	25	18	12
2,0	42	32	28	20	14
2,5	46	37	30	22	16

Примечания

1 Для промежуточных значений глубин слоев и показателя текучести грунтов R_{fi} определяется интерполяцией.

2 Для плотных песков и моренных грунтов величина R_{fi} увеличивается на 30 %; для намывных грунтов ненарушенной структуры в возрасте 2 и более лет - на 20 %.

3 Для насыпных грунтов мощностью более 3,0 м с коэффициентом уплотнения грунта (до устройства свай) $K_{com} \leq 0,95$ величина R_{fi} уменьшается на 10 %.

4 Расстояние до середины рассматриваемого слоя грунта во всех случаях (в том числе и для искусственных грунтов) принимается от верха сваи (отметки забивки).

6.3.2.7 Расчетная несущая способность свай F_{uv}, МН (кН) (в выштампованных или вытрамбованных скважинах) I и II типов и комбинированных свай III типа (см. рисунки 6.2г–6.2д; 6.2е–6.2ж), , работающих на осевую сжимающую нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом и на боковой поверхности сваи по формуле

$$F_{uv} = \gamma_{c1}\gamma_{c2}\cdot(R_0A_0 + RA + \sum_{i=1}^{n_c} R_i A_{iy} + \sum_{i=1}^{n_c} U_i R_{fi} h_i\ ), \qquad (6.2)$$

где γ_{c1} - то же, что и в формуле (6.1);

γ_{c2} - коэффициент условий работы сваи, учитывающий надежность взаимодействия сваи с основанием и принимаемый по таблице 6.15;

R_0 - расчетное сопротивление грунта под подошвой уширенного оголовка сваи (шайбой), МПа, определяемое в соответствии с ТКП 45-5.01-67 (приложение Е) для буронабивных свай с коэффициентом 1,0, а для набивных свай в выштампованном или вытрамбованном ложе — с коэффициентом 1,2;

A_0 - площадь уширения в голове сваи (шайбы), соприкасающаяся с грунтом, м^2;

R - расчетное сопротивление грунта основания под нижним концом сваи, МПа, принимаемое по таблицам 6.16 и 6.17;

A - площадь опирания пяты сваи, м^2, равная площади поперечного сечения острия в месте его наибольшего размера;

n_c - то же, что и в формуле (6.1);

R_i - расчетное сопротивление грунта основания под условной опорой боковой поверхности сваи в пределах i-го слоя грунта основания рассматриваемого интервала, МПа, принимаемое по таблицам 6.16 и 6.17;

A_{iy} - площадь условной опоры боковой поверхности сваи (вертикальная проекция боковой поверхности) в пределах i-го слоя грунта, м^2;

U_i - средний периметр поперечного сечения сваи в пределах i-го слоя грунта, м;

R_{fi} - расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, МПа, принимаемое по таблицам 6.18 и 6.19;

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

Таблица 6.15

Тип сваи	Коэффициент условий работы сваи γ_{c2}		
	для песчаных и глинистых грунтов естественного сложения	для насыпных песчаных и глинистых грунтов при мощности несущего слоя *H*, м, и коэффициенте уплотнения K_{com}	
		$H \le 3$ или $K_{com} \ge 0{,}95$	$H > 3$ или $K_{com} < 0{,}95$
В выштампованных или вытрамбованных скважинах I и Iа типов	0,90	0,8	0,6
В выштампованных или вытрамбованных скважинах II и III типов длиной до 3,0 м	0,85	0,8	0,6
То же, длиной более 3,0 м	1,00	0,9	0,8

Таблица 6.16

Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи (фундамента), м	Коэффициент пористости грунта *e*	Расчетные сопротивления *R* и R_i, МПа, грунтов									
		песчаных									
		гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—
		пылевато-глинистых с показателем текучести I_L									
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,5	0,5	3,00 / 2,00	2,50 / 1,60	1,30	2,40 / 1,20	2,20 / 1,05	1,75 / 0,90	0,80	0,65	0,40	0,25
	0,65	2,00 / 1,50	1,60 / 1,20	1,00	1,50 / 0,90	1,40 / 0,80	1,10 / 0,70	0,60	0,50	0,30	0,20
	0,8	1,60 / 1,15	1,10 / 0,80	0,70	1,05 / 0,60	1,00 / 0,55	0,80 / 0,50	0,40	0,35	0,20	0,15

Продолжение таблицы 6.16

Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи (фундамента), м	Коэффициент пористости грунта е	Расчетные сопротивления R и R_i, МПа, грунтов									
		песчаных									
		гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—
		пылевато-глинистых с показателем текучести I_L									
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1,0	0,5	4,80 / 3,25	4,20 / 2,10	1,80	3,20 / 1,30	2,40 / 1,20	1,85 / 1,05	0,90	0,75	0,50	0,40
	0,65	3,00 / 2,50	2,80 / 1,60	1,40	2,00 / 1,00	1,50 / 0,90	1,15 / 0,80	0,70	0,60	0,40	0,30
	0,8	2,10 / 1,75	2,00 / 1,10	1,00	1,40 / 0,70	1,05 / 0,60	0,82 / 0,55	0,50	0,40	0,30	0,20
1,5	0,5	7,20 / 4,90	6,40 / 3,40	2,20	4,10 / 1,70	2,55 / 1,30	1,90 / 1,20	1,00	0,90	0,65	0,45
	0,65	4,50 / 3,80	4,00 / 2,60	1,70	2,60 / 1,30	1,60 / 1,00	1,17 / 0,90	0,80	0,70	0,50	0,35
	0,8	3,15 / 2,60	2,80 / 1,80	1,20	1,80 / 0,90	1,10 / 0,70	0,85 / 0,60	0,55	0,50	0,35	0,25
2,0	0,5	10,00 / 7,10	9,60 / 4,20	3,25	5,40 / 2,30	2,90 / 1,70	1,95 / 1,30	1,10	1,00	0,75	0,50
	0,65	6,80 / 5,00	6,00 / 3,20	2,50	3,40 / 1,80	1,80 / 1,30	1,20 / 1,00	0,90	0,80	0,60	0,40
	0,8	4,80 / 3,80	4,20 / 2,20	1,75	2,40 / 1,30	1,25 / 0,90	0,90 / 0,70	0,65	0,55	0,40	0,30

Продолжение таблицы 6.16

Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи (фундамента), м	Коэффициент пористости грунта e	Расчетные сопротивления R и R_i, МПа, грунтов									
		песчаных									
		гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—
		пылевато-глинистых с показателем текучести I_L									
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
2,5	0,5	11,30 / 7,80	10,00 / 4,50	3,90	5,70 / 2,60	3,05 / 1,95	2,00 / 1,60	1,15	1,05	0,80	0,55
	0,65	7,10 / 6,00	6,30 / 3,50	3,00	3,60 / 2,00	1,90 / 1,50	1,25 / 1,10	0,95	0,85	0,65	0,45
	0,8	5,00 / 4,20	4,40 / 2,50	2,10	2,50 / 1,40	1,30 / 1,05	0,85 / 0,75	0,65	0,50	0,45	0,35
3,0	0,5	12,00 / 8,50	10,50 / 5,70	4,50	6,10 / 2,80	3,35 / 2,10	2,10 / 1,65	1,30	1,15	0,90	0,65
	0,65	7,50 / 6,50	6,60 / 4,00	3,50	3,80 / 2,20	2,10 / 1,60	1,30 / 1,20	1,00	0,90	0,70	0,50
	0,8	5,25 / 4,50	4,60 / 2,80	2,50	2,70 / 1,95	1,50 / 1,10	0,90 / 0,85	0,70	0,60	0,50	0,40
4,0	0,5	13,20 / 9,10	10,80 / 6,70	5,20	7,00 / 3,40	3,70 / 2,20	2,15 / 1,70	1,35	1,30	0,92	0,70
	0,65	8,30 / 7,00	6,80 / 5,20	4,00	4,40 / 2,60	2,30 / 1,70	1,35 / 1,30	1,10	1,00	0,75	0,55
	0,8	5,80 / 4,90	4,80 / 3,70	2,80	3,10 / 1,80	1,60 / 1,20	0,95 / 0,90	0,75	0,65	0,52	0,42

Окончание таблицы 6.16

Расчетная глубина расположения нижнего конца сваи (фундамента), м	Коэффициент пористости грунта e	Расчетные сопротивления R и R_i, МПа, грунтов									
		песчаных									
		гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—
		пылевато-глинистых с показателем текучести I_L									
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
5,0	0,5	14,10 / 9,70	11,20 / 8,10	5,70	7,40 / 3,60	3,85 / 2,60	2,25 / 1,75	1,40	1,35	1,00	0,75
	0,65	8,80 / 7,50	7,00 / 6,20	4,40	4,60 / 2,80	2,40 / 2,00	1,40 / 1,35	1,15	1,05	0,80	0,60
	0,8	6,20 / 5,20	4,90 / 4,30	3,10	3,20 / 2,00	1,70 / 1,40	1,00 / 0,95	0,80	0,70	0,60	0,45
7,0	0,5	15,00 / 10,00	11,60 / 8,90	6,20	7,70 / 4,30	4,00 / 2,80	2,40 / 1,80	1,50	1,40	1,15	0,90
	0,65	9,70 / 8,50	7,30 / 6,90	4,80	4,85 / 3,30	2,50 / 2,20	1,50 / 1,40	1,20	1,10	0,90	0,70
	0,8	6,80 / 6,00	5,10 / 4,90	3,40	3,40 / 2,30	1,75 / 1,60	1,05 / 1,00	0,85	0,80	0,65	0,50

Примечания

1 При назначении расчетных сопротивлений R и R_i учитываются требования примечаний 1, 2 и 5 к таблице 6.16.

2 Для моренных грунтов с коэффициентом пористости e ≤ 0,45 значения R и R_i принимаются на 100 % больше соответствующего значения при e = 0,5. Для намывных грунтов ненарушенной структуры в возрасте 2 и более лет, а также для насыпных песчаных грунтов в планомерно возведенных насыпях с коэффициентом уплотнения K_{com} ≥ 0,92 — как для песчаных грунтов средней прочности.

3 В случае, если по данным гидрогеологических изысканий предполагается затопление основания сваи (фундамента) в процессе ее (его) эксплуатации в результате подъема уровня грунтовых вод или по другим причинам, значения R и R_i принимаются на 20 % меньше.

Таблица 6.17

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетные сопротивления R и R_i, МПа, грунтов								
	песчаных с коэффициентом уплотнения K_{com}				пылевато-глинистых с показателем текучести I_L				
	0,92	0,94	0,96	0,98	0	0,2	0,4	0,6	0,8
0,5	0,90	1,10	1,12	1,40	1,20	0,80	0,65	0,50	0,25
1,0	0,92	1,15	1,20	1,45	1,30	0,90	0,75	0,55	0,30
1,5	0,95	1,18	1,25	1,50	1,40	1,00	0,80	0,65	0,40
2,0	1,00	1,20	1,40	1,55	1,50	1,10	0,90	0,70	0,50
2,5	1,02	1,25	1,50	1,60	1,60	1,20	1,00	0,75	0,52
3,0	1,05	1,30	1,60	1,65	1,70	1,30	1,10	0,80	0,55
4,0	1,10	1,35	1,65	1,70	1,80	1,40	1,20	0,90	0,60
5,0	1,12	1,40	1,70	1,80	1,90	1,50	1,25	0,92	0,65
7,0	1,20	1,50	1,80	1,90	2,00	1,60	1,30	0,95	0,70

Примечания

1 Значения R и R_i даны для грунтов в планомерно возведенных насыпях и в отвалах с уплотнением и без уплотнения.

2 Для промежуточных значений глубин слоев, показателя текучести и коэффициента уплотнения грунтов значения R и R_i определяются интерполяцией.

3 В случае прогнозируемого поднятия грунтовых вод с затоплением оснований свай (фундаментов) в процессе их эксплуатации, значения R и R_i принимаются на 20 % меньше.

Таблица 6.18

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетное сопротивление R_{fi}, кПа, грунтов										
	песчаных средней прочности										
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—	—	—
	пылевато-глинистых с показателем текучести I_L										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,5	50,0 / 40,0	47,0 / 35,0	40,0 / 31,0	35,0 / 20,0	25,0 / 12,0	9	6	4	3	2	1
1,0	60,0 / 45,0	55,0 / 38,0	45,0 / 35,0	40,0 / 25,0	30,0 / 15,0	12	9	6	5	4	3
1,5	65,0 / 50,0	57,0 / 40,0	50,0 / 38,0	45,0 / 28,0	35,0 / 18,0	15	11	9	7	5	4
2,0	70,0 / 55,0	60,0 / 45,0	55,0 / 42,0	50,0 / 32,0	40,0 / 22,0	17	13	11	9	7	5
2,5	75,0 / 57,0	62,0 / 50,0	57,0 / 45,0	54,0 / 35,0	43,0 / 25,0	19	15	13	11	8	6
3,0	80,0 / 60,0	65,0 / 52,0	60,0 / 48,0	56,0 / 38,0	46,0 / 28,0	21	17	15	13	9	7
4,0	85,0 / 65,0	70,0 / 55,0	63,0 / 53,0	58,0 / 40,0	49,0 / 32,0	24	19	17	15	11	9
5,0	90,0 / 70,0	75,0 / 60,0	68,0 / 56,0	62,0 / 43,0	52,0 / 36,0	26	21	19	17	13	11

Окончание таблицы 6.18

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетное сопротивление R_{fi}, кПа, грунтов										
	песчаных средней прочности										
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—	—	—	—
	пылевато-глинистых с показателем текучести I_L										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
6,0	95,0 / 72,0	80,0 / 65,0	72,0 / 60,0	65,0 / 45,0	55,0 / 38,0	29	23	21	19	14	12
7,0	100,0 / 75,0	85,0 / 70,0	75,0 / 63,0	68,0 / 48,0	58,0 / 40,0	32	25	22	20	15	13

Примечания

1 Значения R_{fi}, указанные в числителе, относятся к песчаным грунтам, в знаменателе — к глинистым.

2 При назначении расчетных сопротивлений R_{fi} учитываются требования примечаний 1 и 4 к таблице 6.17.

3 Для прочных песчаных и моренных грунтов с коэффициентом пористости е ≤ 0,45 значения R_{fi} увеличиваются на 30 %, для намывных грунтов ненарушенной структуры в возрасте 2 и более лет, а также насыпных (планомерно возведенных) песчаных грунтов с коэффициентом уплотнения K_{com} ≥ 0,92 — принимаются как для песков средней прочности. Для малопрочных песков R_{fi} принимается на 20 % меньше.

4 В случае, если по данным гидрогеологических изысканий предполагается затопление оснований фундаментов в процессе их эксплуатации в связи с поднятием уровня грунтовых вод или по другим причинам, значения R_{fi} принимаются на 30 % меньше.

Таблица 6.19

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетное сопротивление R_{fi}, кПа, грунтов							
	насыпных песчаных с коэффициентом уплотнения K_{com}			пылевато-глинистых с показателем текучести I_L				
	0,92	0,95	0,98	0	0,2	0,4	0,6	0,8
0,5	18	28	38	36	25	9	4	2
1,0	24	32	44	40	28	12	7	4
1,5	27	35	49	44	31	14	9	5
2,0	30	38	55	46	34	17	10	7
2,5	32	40	58	50	36	20	12	9
3,0	33	42	61	55	38	22	14	11
4,0	35	43	63	58	41	25	15	12
5,0	38	46	67	60	45	28	17	13
6,0	39	49	71	63	48	30	19	15
7,0	40	52	73	65	50	32	20	16

Примечания

1 Значения R_{fi} даны для грунтов в непланомерно возведенных насыпях и в отвалах с уплотнением и без уплотнения.

2 Расстояние до середины рассматриваемого слоя грунта принимается от верха сваи (фундамента) в уровне отметки забивки.

3 В случае, если по данным гидрогеологических изысканий предполагается затопление оснований свай (фундаментов) в процессе их эксплуатации в связи с поднятием уровня грунтовых вод или по другим причинам, значения R_{fi} принимаются на 20 % меньше.

6.3.3 Определение несущей способность фундаментов с микросваями и кустовых фундаментов

6.3.3.1 Расчетная несущая способность F_{uv}, МН (кН), фундаментов с микросваями в выштампованных или вытрамбованных скважинах (при числе микросвай в группе не ме-

нее 2 шт.) Iа типа (см. рисунок 6.1г), работающих на осевую сжимающую нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений основания под подошвой уширенного оголовка, а также нижними концами и на боковой поверхности микросвай по формуле

$$F_{uv} = \gamma_{c1}\gamma_{c2}\cdot[R_0A_0 + n_c\cdot(RA + \sum_{i=1}^{n_c} R_iA_{iy} + \sum_{i=1}^{n_c} U_iR_{fi}h_i\ )], \qquad (6.3)$$

где γ_{c1}, γ_{c2} - то же, что и в формулах (6.1) и (6.2);

R_0 - расчетное сопротивление грунта основания под подошвой уширенного оголовка свай, МПа, принимаемое как для R по таблицам 6.16 и 6.17;

A_0 - площадь условной опоры уширенного оголовка свай, м^2, равная $b_в \times l_п$ ($b_в$ и $l_п$ — соответственно ширина и длина уширенного оголовка по верху);

n_c - количество микросвай в группе; то же, что и в формуле (6.1), шт.;

R, A, R_i, A_{iy}, U_i, R_{fi}, h_i — то же, что и в формулах (6.1) и (6.2).

6.3.3.2 Несущая способность кустового фундамента F_{uk}, МН (кН) (расчетная допустимая нагрузка на куст свай F_{dk}), работающего на осевую сжимающую нагрузку, определяется суммированием значений F_{uv} (F_d) одиночных свай (или свай-анкеров F_{dk}^a), входящих в состав куста и назначенных согласно указаниям 6.2.2, по формуле

$$F_{uk} = \gamma_{ck}\sum F_{uv}(F_{dk} = \gamma_{ck}\sum F_d), \qquad (6.4)$$

где γ_{ck} — коэффициент условий работы основания кустового фундамента, принимаемый по таблице 6.20.

Таблица 6.20

Количество фундаментов в кусте	Значение коэффициента γ_{ck} для оснований из грунтов					
	песчаных			глинистых с показателем текучести		
	малопрочных	средней прочности	прочных	$I_L \le 0{,}25$	$0{,}25 < I_L < 0{,}75$	$I_L \ge 0{,}75$
2	1	0,95	0,85	1,00	0,95	0,85
4	1	0,85	0,80	0,95	0,75	0,65
6	1	0,80	0,75	0,85	0,65	0,55
Примечание — Значения коэффициентов γ_{ck} приняты при расстоянии между скважинами $a < 3b$. При $a \ge 3b$ значение γ_{ck} принимается равным 1.						

6.3.3.3 При определении значений расчетного сопротивления грунта R_{fi} пласты грунта разбиваются на однородные слои толщиной не более 1000 мм или принимаются равными толщине отдельных прослоев, если высота последних не превышает 1000 мм.

Для свай, имеющих сложный характер изменения боковой поверхности, слои грунта принимаются толщиной, равной высоте отдельных элементов, составляющих очертание боковой поверхности свай, но не более 1500 мм.

Если в пределах расчетной толщины i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, основание представлено различными напластованиями, то расчетное сопротивление R_{fi} определяется по формуле

$$R_{fi} = \frac{R_{fi1}h_{fi1} + R_{fi2}h_{fi2} + \ldots + R_{fin}h_{fin}}{h_{fi1} + h_{fi2} + \ldots + h_{fin}}, \qquad (6.5)$$

где R_{fi1}, R_{fi2}, …, R_{fin} — расчетные сопротивления грунта смежных пластов, МПа, в пределах высоты расчетного слоя H_i, м;

h_{fi1}, h_{fi2}, …, h_{fin} — толщины смежных напластований грунта, м, в пределах высоты расчетного слоя H_i, м.

7 Расчет и проектирование свайно-плитных и плитно-свайных фундаментов

7.1 Конструктивные особенности и область применения

7.1.1. Свайно-плитный фундамент (СПФ) конструктивно не отличается от традиционного свайного фундамента и состоит из группы свай (свайного поля) и объединяющего их ростверка (фундаментной плиты). Сваи могут располагаться равномерно в пределах контура фундаментной плиты (рисунок 7.1а), либо концентрироваться в местах приложения нагрузок от несущих элементов здания (рисунок 7.1б). Отличительной особенностью СПФ является способность передавать часть нагрузки от сооружения через подошву ростверка (фундаментной плиты) на верхние слои основания, разгрузив при этом свайное поле, что позволяет снизить стоимость его возведения за счет уменьшения количества свай. СПФ могут устраиваться как под все здание или сооружение в виде сплошного фундамента, так и под отдельные несущие элементы (колонны, стены и др.) в виде столбчатых или ленточных свайных фундаментов с несущими ростверками. Основным несущим элементом СПФ, воспринимающим более 50% нагрузки, является группа свай.

а) б)

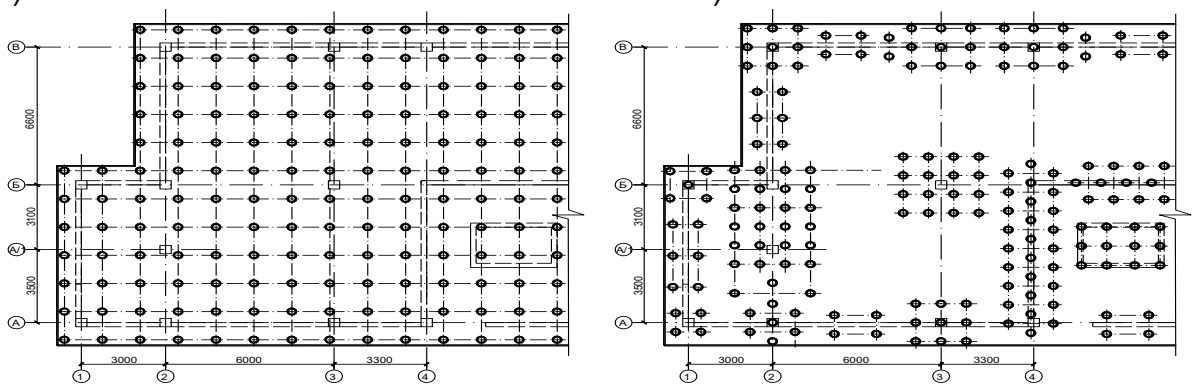


Рисунок 7.1 — Схемы фрагментов свайно-плитных фундаментов СПФ

(а – сплошное свайное поле, б – концентрация свай в местах приложения нагрузки)

7.1.2 Плитно-свайный фундамент (ПСФ) конструктивно представляет собой фундаментную плиту на естественном основании, под которой, в местах приложения максимальных нагрузок от надземных конструкций, локально устраиваются одиночные сваи (рисунок 7.2а), либо группы свай до 4 штук (рисунок 7.2б). Основным несущим элементом ПСФ, воспринимающим более 50% нагрузки, является фундаментная плита. ПСФ рекомендуется устраивать, если среднее давление на основание под фундаментной плитой от расчетных нагрузок второй группы при отсутствии свай не превышает расчетное сопротивление грунта. $p_m \leq R$, а расчетные осадки превышают допускаемые значения. В этом случае сваи устраиваются для снижения общей или неравномерной осадки от сооружения, а так же уменьшения напряжений в самой фундаментной плите и, соответственно, ее армирования.

а) б)

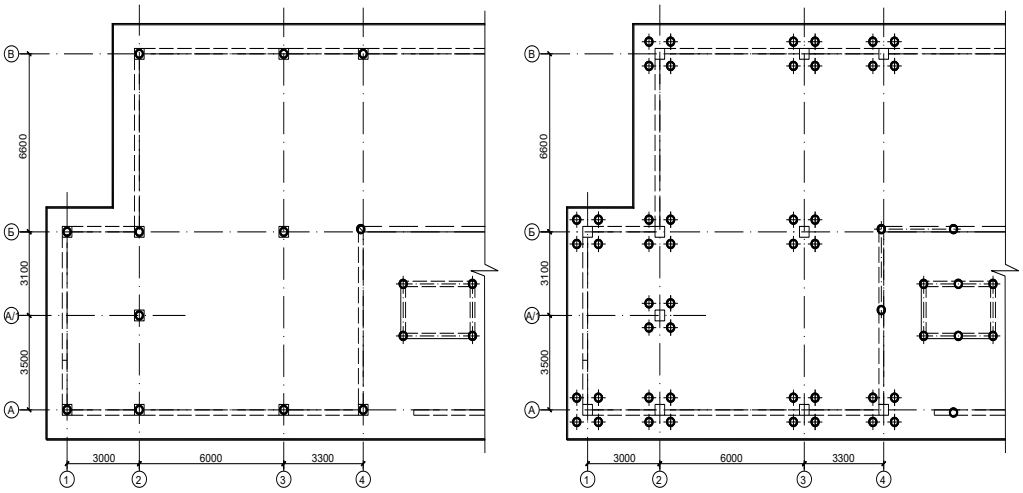


Рисунок 7.2 — Схемы фрагментов плитно-свайных фундаментов ПСФ

7.1.3 СПФ и ПСФ рекомендуется применять на песчаных и глинистых грунтах, кроме малопрочных, слабых, сильносжимаемых (E<5МПа), просадочных II типа, содержащих органические вещества более 10%, и на подрабатываемых территориях.

7.1.4 При устройстве СПФ и ПСФ фундаментов, для предотвращения разупрочнения грунта в верхней зоне основания, следует отдавать предпочтение буронабивным сваям. В случае применения забивных свай и набивных с уплотненным забоем рекомендуется устройство их в заранее пробуренные лидерные скважины диаметром равным стороне сечения или диаметру сваи, а глубиной не менее 5d (d - диаметр сваи, м). Непосредственно перед устройством фундаментной плиты грунт между оголовками свай доуплотняется малогабаритными катками и виброплитами. Рекомендуется втрамбовывание в основание фундаментной плиты щебня или песчано-гравийной смеси слоем 100мм.

7.2 Особенности расчета

7.2.1 Расчет основания СПФ выполняется по предельным состояниям:

– по несущей способности грунта основания свай в соответствии с настоящим СП;

– по осадкам основания от внешних нагрузок и собственного веса.

7.2.2. Требуемое количество свай n, шт., для СПФ определяется по первой группе предельных состояний в зависимости от доли нагрузки, воспринимаемой группой свай (свайным полем):

$$n=P_p/P_1 \qquad (7.1)$$

$$P_p= N_I – P_r \qquad (7.2)$$

где P_p - доля нагрузки, воспринимаемая группой свай (свайным полем), кН;

P_1 - нагрузка допускаемая на сваю, кН, определяется из условия 5.6 ТКП 45-5.01-254 ;

N_I - суммарная расчетная нагрузка по первой группе предельных состояний на СПФ с учетом веса фундаментной плиты и свай, кН;

P_r - доля нагрузки, воспринимаемая ростверком (фундаментной плитой), кН.

7.2.3 Для небольших в плане СПФ в виде столбчатых или ленточных ростверков под отдельные опоры или стены здания, доля нагрузки, передаваемая на грунт ростверком P_r, кН, определяется в зависимости от расчетного сопротивления грунта в его основании R, кПа:

$$P_r = R\,A \qquad (7.3)$$

где R - расчетное сопротивление грунта в основании ростверка, определяемое в соответствии с п. 5.2.7 ТКП 45-5.01-254, как для фундамента на естественном основании аналогичных размеров, *кПа*. В случае если по расчету R>250кПа, принимается R=250кПа.

A - площадь подошвы ростверка, м^2.

7.2.4 Для СПФ в виде сплошных фундаментных плит под все здание или сооружение доля нагрузки, передаваемая на грунт фундаментной плитой P_r, кН, определяется расчетом плиты как фундамента на естественном основании по деформациям и ограничивается значением, при котором ее средняя осадка S_r, м, будет равна S_r=0,5S_{um} при среднем шаге свай a_m<4.5d и S_r=0,75S_{um} при a_m>4.5d (S_{um}, м — средняя предельная осадка, если не указана в задании на проектирование, допускается принимать в соответствии с приложением В ТКП 45-5.01-254. При этом среднее давление на основание p_m, кПа, при нагрузке P_r, кН, не должно превышать расчетное сопротивление грунта R, кПа, (п. 5.2.7 ТКП 45-5.01-254).

7.2.5 Расчет осадки плиты S производится, в соответствии с п. 5.6 ТКП 45-5.01-67, методом послойного суммирования. Если ширина или диаметр фундамента b≥10м, а суммарная толщина слоев с модулем деформации E=5-10МПа в пределах сжимаемой толщи основания H_c, м, не превышает 0,2H_c, расчет осадки плиты S и глубины сжимаемой толщи основания H_c, м, можно выполнять методом линейно-деформируемого слоя.

7.2.6 Длина свай L, м, для СПФ принимается в зависимости от грунтовых условий с учетом общих требований, предъявляемых к свайным фундаментам, но не менее L=H_c. При L<H_c необходимо учитывать снижение жесткости K_p, кН/м, свайного поля от воздействия плиты.

7.2.7 Расчет осадки СПФ производят на основе определения частных значений жесткости одиночных свай и фундаментной плиты (ростверка), коэффициента их взаимодействия и коэффициента жесткости всего фундамента:

а) жесткость грунта в основании группы свай K_p, кН/м, определяют по формуле:

$$K_p = K_1\, n / K_g, \qquad (7.4)$$

где K_1 - жесткость грунта в основании сваи, определяемая как отношение допускаемой нагрузки на сваю P_1,кН к соответствующей ей осадке S_1, м, при этой нагрузке: $K_1= P_1/S_1$, кН/м;

n - общее число свай в фундаменте;

K_g - коэффициент группового эффекта (см. таблица 5.1) при среднем значении шага свай a/d в фундаменте.

б) жесткость основания фундаментной плиты K_r, кН/м, определяется отношением воспринимаемой ею нагрузки P_r, кН, к соответствующей ей осадке S_r, м, при этой нагрузке: $K_r= P_r/S_r$, кН/м.

в) общую жесткость СПФ фундамента K_f вычисляют по формуле:

$$K_f = K_p+K_r, \tag{7.5}$$

7.2.8 Осадка СПФ фундамента определяется по формуле:

$$S_f = N_{II}/K_f, \tag{7.6}$$

где N_{II} — расчетная нагрузка по деформациям на СПФ фундамент с учетом веса фундаментной плиты и свай, кН.

7.2.9 При расчете СПФ следует учитывать, что в результате перераспределения нагрузок жесткой плитой и каркасом здания, 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 фундаментной плиты (ростверка).

Для зданий и сооружений II и III уровней ответственности допускается принимать нагрузки на сваи в ростверке в зависимости от средней нагрузки на сваю в фундаменте P_{cp} в крайних рядах - $P_к=2P_{cp}$, в том числе на угловых сваях - $P_у=3P_{cp}$.

7.2.10 При соблюдении условия $p_m \leq R$ (п. 5.2.7 ТКП 45-5.01-254) расчет основания ПСФ производится только по деформациям как фундаментной плиты на естественном основании в соответствии с 5.6. ТКП 45-5.01-67-2007. При этом учитываются реакции локальных свай (рисунок 7.2а) в точках их расположения с жесткостью $K_1=P_1/S_1$, кН/м, либо реакции свайных групп (рисунок 7.2б) с жесткостью, определяемой по формуле 7.4. Длины свай рекомендуется принимать, как и в случае СПФ (см.7.2.6).

7.2.11 При расчете СПФ и ПСФ предпочтение отдают численным методам, позволяющим учесть пространственное взаимодействие «основание – фундамент – надземные конструкции». Определение внутренних усилий в сваях и фундаментной плите сле-

дует выполнять на ЭВМ с использованием апробированных программ, описывающих такое взаимодействие.

7.2.12 *Пример 1*. Требуется выполнить расчет СПФ 25-этажного здания с монолитным железобетонным каркасом, определить необходимое количество свай, их длину и среднюю осадку СПФ. Исходные данные:

- размеры фундаментной плиты LxB=42мх20м;
- суммарная расчетная нагрузка на основание первой группы N_I=414МН, второй группы - N_{II}=300МН;
- средняя предельная осадка S_{um}=150мм;

– грунтовые условия: до глубины 7м под фундаментной плитой залегают моренные супеси (γ_{II}=21 кН/м^3; f_{II}=18°; c_{II}=20 кПа; E=9 МПа), ниже пески средние прочные (γ_{II}=18 кН/м^3; f_{II}=35°; c_{II}=2 кПа; E=25 МПа).

I. Последовательность расчета требуемого количества свай СПФ.

1. Определяем долю нагрузки, передаваемой на основание фундаментной плитой P_r при среднем расчетном значении осадки плиты S_r=0,5S_{um}=0,5·150=75мм. В данном случае, поскольку в основании плиты залегает мощный слой грунта с E<10МПа, для определения P_r применяется метод послойного суммирования. Для уменьшения трудоемкости расчетов рекомендуется использование программных комплексов, реализующих этот метод. В результате последовательных приближений при S_r=75мм получаем: P_r=95МН и глубину сжимаемой толщи грунта H_c=9м.

2. Определяем долю нагрузки, приходящейся на группу свай (свайное поле) по формуле 7.2:

$$P_p = N_I - P_r = 414-95=319 \text{МН}$$

3. Принимаем буронабивные сваи диаметром 0,5м. Длину свай назначаем из условия L≥Hc (п. 7.2.6), L=10м. Определяем несущую способность грунта в основании одиночной сваи F_d. Значение F_d рекомендуется определять по результатам испытаний натурных свай статической нагрузкой, а при отсутствии этих данных расчетными методами (разделы 5, 6). Предположим, что по результатам испытаний статической нагрузкой F_d=1,5МН, нагрузка, допускаемая на сваю с учетом коэффициента надежности γ_k=1,2 равна P_1=1,25МН, а осадка сваи при нагрузке P_1 равна S_1=15мм.

4. Требуемое количество свай:

$$n = P_p / P_1 = 319/1,25 = 255$$

5. Предварительно средний шаг свай a_m, м, определяется в зависимости от площади фундаментной плиты А, м^2, и количества свай n по формуле:

$$a_m = (A/n)^{0,5} = (840/255)^{0,5} = 1,81м$$

6. Выполняется расстановка свай равномерно под всей площадью фундаментной плиты в 11 рядов по 24шт. Расстояние между рядами 1,85м. Окончательно принимается количество свай n=264шт., средний шаг a_m=3,6d=1,8м.

7. Если при условии S_r=0,5S_{um} (п. 7.2.4) значение a_m≥4,2d, следует проверить возможность уменьшения количества свай за счет увеличения их шага a_m≥4,5d и передачи большей части нагрузки на фундаментную плиту. Т.е. необходимо повторить данный расчет, определяя долю нагрузки, воспринимаемой фундаментной плитой P_r исходя из условия S_r=0,75S_{um}.

II. Последовательность расчета осадки СПФ.

1. Определяем жесткость одиночной сваи K_1 в соответствии с (п. 7.2.7):

$$K_1 = P_1/S_1 = 1,25/0,015 = 83,4МН/м$$

2. Жесткость группы свай, при K_g=8,35 (таблица 4.11), определяется по формуле (7.4):

$$K_p = K_1\ n/\ K_g = 83,4 \cdot 264/8,35 = 2637МН/м$$

3. Жесткость основания фундаментной плиты определяется по формуле:

$$K_r = P_r/S_r = 95/0,075 = 1267МН/м$$

4. Общая жесткость СПФ определяется по формуле 7.5:

$$K_f = K_p + K_r = 2637+1267 = 3904МН/м$$

5. Осадка СПФ определяется по формуле 7.6:

$$S_f = N_{II}/K_f, \qquad = 300/3904 = 0,077м$$

8 Проектирования свайных фундаментов в особых условиях

8.1 Биогенные грунты

8.1.1 Свайные фундаменты на основаниях с биогенными грунтами целесообразно применять в случае, когда расчетное значение осадки плитных фундаментов превышает предельно допустимое значение осадки зданий.

8.1.2 К биогенным грунтам согласно СТБ 943 относятся: сапропели, торф, заторфованный грунт, ил.

8.1.3 Сваи прорезают толщу биогенных грунтов, находящихся в пределах сжимаемой толщи основания. При этом заглубление нижнего конца сваи в подстилающие грунты составляет не менее, м:

- 0,5 - для крупнообломочных, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных, глинистых (с показателем текучести $I_L \leq 0{,}1$) грунтов;

- 2,0 - для прочих видов нескальных грунтов, в том числе имеющих степень заторфованности $I_{om} \leq 0{,}1$.

Набивные сваи и круглые полые сваи без острия, $d \geq 700$ мм, сваи с уширенной пятой, а также сваи-оболочки, погруженные без выемки или с частичной выемкой грунта, должны входить в несущий слой не менее чем на 2 м в грунты средней прочности и на 1 м - в прочные грунты.

Расстояние от пяты свай до кровли подстилающего сильносжимаемого минерального или биогенного заторфованного слоя с $I_{om} \geq 0{,}1$, $E \leq 5{,}0$ МПа проверяют расчетом и принимают не менее 1,5 м.

8.1.4 При прорезке сваями мощных пластов биогенных грунтов проверяется устойчивость ствола сваи в случае опирания свай на малосжимаемые грунты.

8.1.5 В условиях слабых водонасыщенных грунтов не применяются сваи с центральным армированием одним стержнем, пучком струн или прядей, а также без поперечного армирования.

8.1.6 При однорядном, многорядном или групповом расположении свай, включая сплошное свайное поле, головы свай заделываются в монолитный ростверк с обнажением рабочей арматуры на высоту, достаточную для восприятия действующих нагрузок, согласно требованиям СП 5.03.01.

8.1.7 Призматические сваи с периферийной стержневой рабочей арматурой могут применяться как с предварительным натяжением арматуры, так и без него.

8.1.8 При проектировании свайных фундаментов рассматриваются на следующие разновидности сложения оснований с биогенными грунтами:

- почти однородные напластования илов, а также глинистых грунтов текучепластичной и текучей консистенции озерно-старичного и болотного происхождения;

- толщи перемежающихся по глубине слоев биогенного грунта и песка, как правило, залегающих крайне неоднородно;

- напластования, включающие на некоторой глубине выраженную прослойку плотного песка, ниже которой залегает биогенный грунт.

8.1.9 При обнаружении биогенных грунтов на стадии инженерно-геологических изысканий дополнительно выполняется:

а) бурение дополнительных скважин за пределами здания выполняется на глубину не менее ширины здания, при этом выполняется бурение скважин по углам здания, а расстояние между скважинами и точками зондирования не превышает 5 м для получения достоверной информации о мощности слабых слоев в пролетах между скважинами с оконтуриванием в плане и по глубине;

б) для биогенных грунтов определяется:

- степень заторфованности;
- степень разложения растительных остатков;
- плотность грунта в естественном состоянии и плотность сухого грунта;
- влажность при полном водонасыщении;
- условное сопротивление сдвигу в приборах вращательного среза в условиях природного напряженного состояния или в лабораторных условиях на сдвиговых приборах;
- коэффициент консолидации; модуль деформации при давлениях от 0,02 до 0,2 МПа с интервалом 0,02–0,05 МПа, определенный в полевых (в скважине или в шурфе) и в лабораторных условиях (в компрессионном приборе);
- агрессивность грунтовых вод и их водородный показатель pH.

8.1.10 Расчет отдельных свай и свайных кустов производится по предельным состояниям:

а) По несущей способности:

- материала свай и их устойчивости на восприятие воздействий от свайных ростверков;
- грунта основания свай;

б) по эксплуатационной пригодности:

- по осадкам основания свай и свайных кустов;
- по образованию или раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций свай и ростверков.

8.1.11 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах свайных фундаментов, принимаются в соответствии с ТКП 45-5.01-254 и СН 2.01.01 .

8.1.12 Расчет свайных фундаментов и их оснований по несущей способности выполняется на основные и особые сочетания нагрузок; по деформациям - на основные сочетания.

8.1.13 Нагрузки и воздействия, учитываемые в расчетах свайных фундаментов, коэффициенты надежности по нагрузке и по назначению, а также возможные сочетания нагрузок принимаются в соответствии с СН 2.01.01 .

8.1.14 Расчет по прочности материала железобетонных свай и ростверков производится в соответствии с требованиями СП 5.03.01.

8.1.15 Выбор и технико-экономическая оценка конструкции фундаментов производятся, исходя из целесообразности их применения в конкретных грунтовых условиях с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости, стоимости строительства и производственных возможностей строительных организаций.

8.1.16 Состав проекта фундаментов, кроме данных, регламентируемых ТКП 45-5.01-254, содержит дополнительные сведения, определяемые ТКП 45-5.01-65, а также развертки свайных фундаментов по продольным сечениям, совмещенные с геологическими разрезами, чтобы иметь представление о глубинах погружения свай в несущие слои и наличии толщ и линз слабых грунтов вдоль стволов.

8.1.17 Для возведенных зданий и сооружений I уровня ответственности наблюдения за их осадками и горизонтальными деформациями, выполняются согласно [9], при необходимости и по усмотрению проектной организации.

8.1.18 При анализе грунтов, слагающих строительную площадку, учитывается уровень залегания слоев слабых биогенных грунтов с разделением их толщи на зоны:

- действия отрицательных сил трения;

- действия сил, которые могут не учитываться в расчетах;

- действия сил сопротивления.

8.1.19 При залегании биогенных грунтов с поверхности и их прорезке сваями с погружением в несущий слой силы сопротивления грунта по боковой поверхности учитывают по всей длине сваи (рисунок 8.1а).

8.1.20 В случае погружения свай по 8.1.19 и при наличии на поверхности распределенной нагрузки q, приложенной к поверхности по всему свайному полю ($q \leq 0{,}05$ МПа), сопротивление грунта по боковой поверхности сваи в пределах толщи слабых грунтов принимают равным нулю (рисунок 8.1б).

8.1.21 В случае залегания биогенных грунтов с поверхности и их прорезки сваями с заглублением нижних концов свай в несущий слой при наличии распределенной нагрузки q, приложенной по всему свайному полю (q > 0,05 МПа), учитываются отрицательные силы трения в пределах толщи слабых грунтов (рисунок 8.1в).

8.1.22 Во всех случаях, описанных в 8.1.18 – 8.1.20, положительные силы сопротивления грунта учитываются в пределах длины части сваи, расположенной под нижней границей слабого грунта и под ее нижним концом.

8.1.23 При погребенных слоях биогенных грунтов мощностью не более 1 м, независимо от глубины его расположения, руководствуются следующими требованиями:

- для консолидированного грунта, при отсутствии распределенной нагрузки на его поверхности, силы положительного сопротивления грунта учитываются по всей длине сваи и под нижним ее концом (рисунок 8.1г);

- при наличии приложенной к поверхности грунта распределенной нагрузки $q \leq 0{,}05$ МПа допускается учитывать положительное сопротивление грунта по всей длине сваи, за исключением участка в пределах слабого грунта, где сопротивление грунта принимается равным нулю (рисунок 8.1д);

- при наличии приложенной к поверхности грунта распределенной нагрузки q > 0,05 МПа по длине сваи до нижней границы слабого погребенного слоя, сопротивление грунта по боковой поверхности сваи принимается равным нулю (рисунок 8.1е).

8.1.24 При погребенных слоях биогенных грунтов мощностью более 1 м, независимо от глубины их расположения, руководствуются следующим:

- для консолидированного грунта, при отсутствии на его поверхности распределенной нагрузки, положительные силы трения грунта по боковой поверхности сваи учитываются по всей ее длине, за исключением участка, находящегося в пределах слабого слоя, где эти силы принимаются равными нулю (рисунок 8.1ж);

- при наличии приложенной к поверхности грунта распределенной нагрузки $q \leq 0{,}05$ МПа учитываются отрицательные силы трения грунта по боковой поверхности сваи на участке от дна котлована или планировочной отметки грунта до верхней границы погребенного слабого слоя (рисунок 8.1к);

- при наличии приложенной к поверхности грунта распределенной нагрузки q > 0,05 МПа учитываются отрицательные силы трения грунта по боковой поверхности сваи на всей ее длине до нижней границы слабого грунта (рисунок 8.1л).

8.1.25 Во всех случаях, описанных в 8.1.23, 8.1.24, учитываются положительные сопротивления грунта по боковой поверхности сваи на участке ее длины под нижней границей погребенного слабого слоя и под пятой сваи.

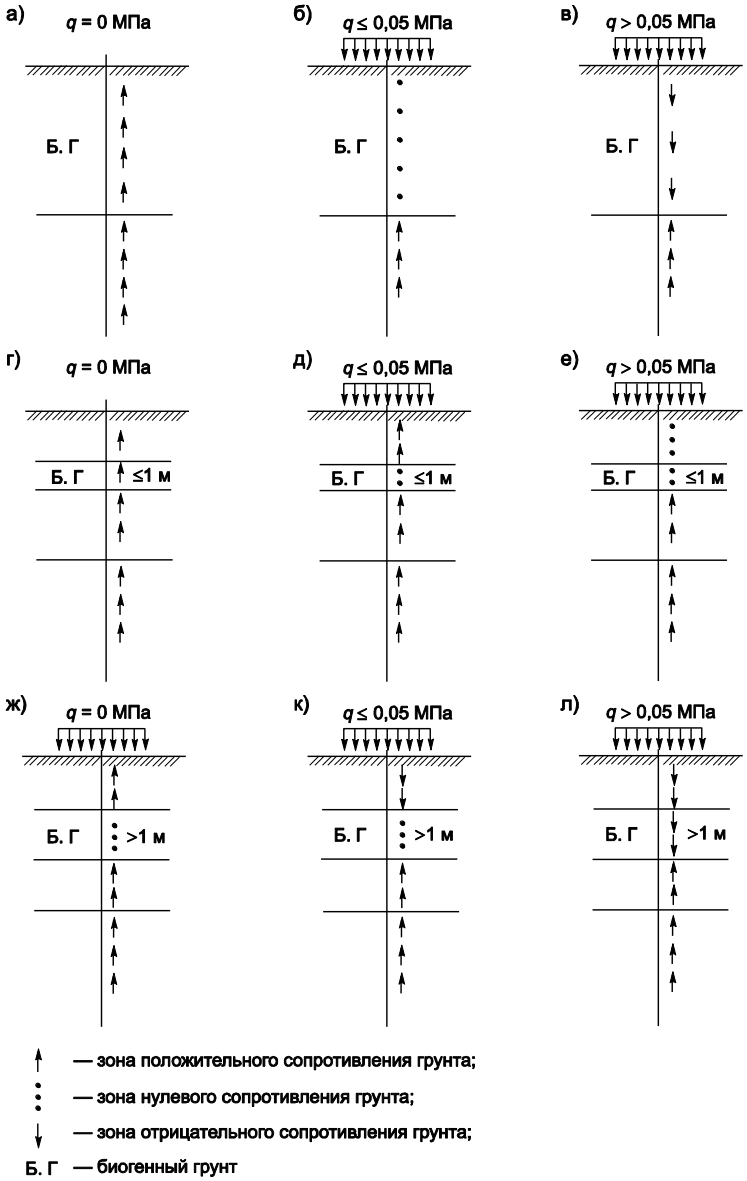


Рисунок 8.1 — Расчетные схемы свай при различных уровнях залегания биогенных грунтов

8.1.26 Расчет свай на вертикальную нагрузку производят согласно условию (8.8) по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} R A + \sum U_i \gamma_{cf} R_{fi} h_i - \sum U_j \gamma_{cfo} R_{fj} h_j), \qquad (8.1)$$

где F_d — то же, что и в формуле (8.8), кН;

γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте; принимается:

$\gamma_c = 1$ - рисунок 8.1а;

$\gamma_c = 0{,}95$ - рисунок 8.1б;

$\gamma_c = 0{,}9$ - рисунки 8.1в и 8.1г;

$\gamma_c = 0{,}85$ - рисунки 8.1д и 8.1ж;

$\gamma_c = 0{,}8$ - рисунки 8.1е и 8.1к;

$\gamma_c = 0{,}75$ - рисунок 8.1л;

γ_{cr} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи; принимается $\gamma_{cr} = 1$;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи; принимается:

$\gamma_{cf} = 1$ - рисунки 8.1а и 8.1г;

$\gamma_{cf} = 0{,}9$ - в остальных случаях;

γ_{cfo} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи при действии отрицательных сил трения; принимается:

$\gamma_{cfo} = 1{,}0$ - рисунок 8.1в;

$\gamma_{cfo} = 1{,}1$ - рисунки 8.1к и 8.1л;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа; принимается по таблице 8.1;

A - площадь опирания сваи на грунт, м^2; принимается по площади поперечного сечения сваи;

U_i - наружный периметр i-го поперечного сечения сваи, м;

R_{fi}, R_{fj} - расчетное сопротивление грунта основания на боковой поверхности сваи соответственно i-го и j-го слоев, кПа; принимается по таблице 8.1;

h_i, h_j - толщина соответственно i-го и j-го слоев грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Таблица 8.1

Грунты			Физико-механические свойства	
Генетическая группа	Тип	Вид и разновидность	Коэффициент пористости *e*	Расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности R_f, кПа
Озерно-старичные	Сапропели	Органические $I_{om} > 0,5$	22–16 8–5	1–6 8–12
		Органо-минеральные $0,3 < I_{om} \leq 0,5$	16–8 5–3	6–8 12–15
		Минеральные $0,1 < I_{om} \leq 0,3$	8–3 3–1,5	8–12 15–18
	Илы	Текучий $I_L \geq 1$	1,5–1	4–9 10–20
		Пластичный $I_L < 1$	≤1	10 30
Болотные	Торфы	Слаборазложившиеся $D_{pd} < 25$	22–16 12–9	5–8 8–10
		Среднеразложившиеся $25 < D_{pd} \leq 40$	16–12 9–5	8–10 10–15
		Сильноразложившиеся $D_{pd} > 40$	12–8 5–3	10–12 15–25
	Заторфованные	Сильнозаторфованные $0,40 < I_{om} \leq 0,50$	8–5 6–3	8–12 10–15
		Среднезаторфованные $0,25 < I_{om} \leq 0,40$	6–4 5–2	12–15 15–20
		Слабозаторфованные $0,10 < I_{om} \leq 0,25$	4–1,5 2–1,2	15–20 20–30
Примечание — В числителе приведены значения для отложений биогенных грунтов, залегающих с поверхности; в знаменателе — для погребенных отложений.				

8.1.27 Несущая способность F_{du}, кН, защемленной в грунте забивной призматической сваи, работающей на выдергивающую нагрузку, определяется по формуле

$$F_{du} = \gamma_c \sum U_i \gamma_{cf} R_{fi} h_i, \qquad (8.2)$$

где U_i, R_{fi}, h_i - то же, что и в формуле (8.1);

γ_c - коэффициент условий работы; принимают для свай, погружаемых на глубину l:

γ_c = 0,4 при $l \leq 2$ м;

γ_c = 0,6 при $2 < l \leq 4$ м;

γ_c = 0,8 при $4 < l \leq 6$ м;

γ_c = 1,0 при $l > 6$ м;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи; принимают γ_{cf} = 1,0 во всех случаях, изображенных на рисунках 8.1а – 8.1л.

8.1.28 Расчет несущей способности свайных кустов с ростверком производится с учетом положений раздела 7.

8.1.29 Расчет фундамента из защемленных в грунте свай и его основания по деформациям производится в соответствии с 4.16.

8.2 Насыпные грунты

8.2.1 Свайные фундаменты на насыпных грунтах, состоящих из отвалов грунтов и отходов производства, допускается применять при условии прорезки насыпных грунтов сваями.

8.2.2 Свайные фундаменты на насыпных грунтах, состоящих из планомерно возведенных насыпей, допускается применять при использовании их в качестве оснований свай.

8.2.3 Характер взаимодействия свай с насыпным грунтом и развитие этого взаимодействия во времени определяется следующими факторами:

- возможностью самоуплотнения насыпных грунтов от собственного веса;
- физико-механическими характеристиками насыпных грунтов;
- наличием и величиной дополнительной осадки;
- величиной вертикальной пригрузки насыпного грунта;
- толщиной слоя насыпного грунта.

8.2.4 При проектировании свайных фундаментов на насыпных грунтах учитываются основные факторы - способ образования насыпи и плотность насыпного грунта.

Свайные фундаменты на планомерно возведенных насыпях (если коэффициент уплотнения насыпного грунта $K_y > 0,92$) проектируются в соответствии с 4.13, и 5 (таблицы 5.2, 5.3).

Свайные фундаменты на непланомерно возведенных насыпях или если коэффициент уплотнения насыпного грунта $K_y \leq 0{,}92$ проектируют в соответствии с 4.13, и 8 (таблицы 8.2, 8.3 и с учетом 8.2.5 – 8.2.7, а также 8.5).

Таблица 8.2

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта *R*, кПа, для насыпных грунтов									
	песчаных с коэффициентом уплотнения K_y					пылевато-глинистых с показателем текучести I_L				
	0,92	0,94	0,96	0,98	1,00	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
2	1000	1200	1400	1550	1850	1500	1100	900	700	500
3	1050	1300	1600	1650	1900	1700	1300	1100	800	550
4	1100	1350	1650	1700	1950	1800	1400	1200	900	600
5	1120	1400	1700	1800	2000	1900	1500	1250	920	650
7	1200	1500	1800	1900	2100	2000	1600	1300	950	700
8	1250	1550	1850	2000	2200	2200	1700	1350	1000	750
10	1300	1600	1900	2200	2500	2500	1900	1400	1100	800

Примечания

1 Значения *R* приведены для насыпных песчаных и пылевато-глинистых грунтов (непланомерно возведенные насыпи, отвалы грунтов с уплотнением и без уплотнения).

2 Для промежуточных значений глубины погружения показателя текучести и коэффициента уплотнения слоев грунта значение *R* определяется интерполяцией.

3 В случае прогнозируемого поднятия грунтовых вод с затоплением свай (фундаментов) в процессе их эксплуатации, значение *R* принимаются на 20 % меньше.

4 Для прочных (по СТБ 943) насыпных песчаных грунтов, прочность которых определена по данным статического и динамического зондирования, значения *R* для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, увеличиваются на 100 %.

5 Для пылевато-глинистых грунтов значения *R* приведены при значении удельного сопротивления грунта под наконечником зонда по данным статического зондирования 1,5 МПа $\leq q_s \leq$ 5 МПа.

6 Для свай, изготавливаемых в грунте (набивных) значения *R* принимаются по 6.

8.2.5 В непланомерно возведенных насыпях или если $K_y \leq 0{,}92$ на сваю действует дополнительная нагружающая нагрузка F_f, кН, значение которой определяется с учетом 8.5 исходя из следующих условий:

- по значению трения и сцепления между сваей и окружающим ее насыпным грунтом. В этом случае используется формула

$$F_{f1} = \gamma_s \gamma_c \sum_{i=0}^{H_{f'}} \gamma_{cf} R_{fi} h_i \qquad (8.3)$$

где γ_s - коэффициент условий работы, учитывающий величину дополнительной осадки насыпного грунта; принимается:

$\gamma_s = 0$ при $S \geq 0{,}4S_u$,

здесь S - осадка слоя насыпного грунта, м;

S_u - предельно допустимая осадка сооружения согласно ТКП 45-5.01-254, м;

$\gamma_s = 1$ при $S \geq \varepsilon_h \cdot H$,

здесь ε_h - относительное сжатие насыпного грунта, при котором полностью реализуются отрицательные силы трения; $\varepsilon_h = 0{,}01$;

H - толщина слоя насыпного грунта, м;

$0 < \gamma_s < 1$ (определяется по интерполяции) при $\varepsilon_h H \leq S \leq 0{,}4S_u$;

γ_c, γ_{cf} - обозначения те же, что и в формуле (5.2);

R_{fi} - расчетное значение отрицательной силы нагружающего трения, МПа; определяется по таблице 8.3 с учетом фактической плотности и влажности насыпного грунта, определяемых по результатам полевых испытаний;

h_i - толщина i-го слоя насыпного грунта, в пределах которого учитывается дополнительная осадка, м;

H_f' - толщина слоя насыпного и подстилающего слабого грунта, в пределах которого учитывается дополнительная осадка, м; H_f' определяется по формуле

$$H_f' = H_f - 40S_u, \qquad (8.4)$$

здесь H_f - общая толщина слоя насыпного и подстилающего слабого грунта, м;

- по весу создающего отрицательное трение насыпного и подстилающего слабого грунта. В этом случае применяется формула

$$F_{f2} = \gamma A_f, \qquad (8.5)$$

где γ - средневзвешенное значение удельного веса грунта при природной влажности или в водонасыщенном состоянии, кН/м^3;

A_f - условная площадь участка грунта, создающего отрицательное трение, м^2; принимается для:

- одиночной сваи — $A_f = \pi \cdot (0{,}15H_f')^2$;
- средней сваи в кусте — $A_f = l^2$;
- крайней сваи в кусте — $A_f = l \cdot (0{,}5l + 0{,}15H_f')$;

- угловой сваи в кусте — $A_f = 0{,}25\pi\cdot(0{,}5l + 0{,}15H_f')$;
- сваи в ленточном фундаменте — $A_f = 0{,}3lH_f$,

здесь l - расстояние в осях между сваями в кусте.

Таблица 8.3

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R_{fi}, кПа, для насыпных грунтов								
	песчаных с коэффициентом уплотнения K_y				пылевато-глинистых с показателем текучести I_L				
	0,92	0,95	0,98	1,00	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
1,0	24	32	44	46	40	28	12	7	4
2,0	30	38	55	57	46	34	17	10	7
2,5	32	40	58	59	50	36	20	12	9
3,0	33	42	61	62	55	38	22	14	11
4,0	35	43	63	64	58	41	25	15	12
5,0	38	46	65	66	60	45	28	17	13
6,0	39	49	66	68	63	48	30	19	15
7,0	40	52	67	70	65	50	32	20	16
8,0	41	53	68	72	67	52	34	21	17
10,0	42	54	70	75	70	54	36	22	18

Примечания

1 Значения R_{fi} приведены для насыпных песчаных и пылевато-глинистых грунтов (непланомерно возведенные насыпи, отвалы грунтов с уплотнением и без уплотнения).

2 Для промежуточных значений глубины расположения слоев, показателя текучести и коэффициента уплотнения грунтов значение R_{fi} определяется интерполяцией.

3 Расстояние до середины рассматриваемого слоя грунта во всех случаях принимается от верха сваи (фундамента) в уровне планировочной отметки.

4 В случае прогнозируемого поднятия грунтовых вод с затоплением свай (фундаментов) в процессе их эксплуатации, значение R_{fi} принимается на 20 % меньше.

5 Значение расчетного сопротивления прочных насыпных песчаных грунтов на боковой поверхности свай R_{fi} увеличивается на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в настоящей таблице.

6 Для пылевато-глинистых грунтов значения R_{fi} приведены при значении удельного сопротивления грунта под наконечником зонда по данным статического зондирования 15 МПа $\leq q_s \leq$ 60 кПа.

7 Для свай, изготавливаемых в грунте (набивных) значения R_{fi} принимаются по 6.

8.2.6 За расчетную дополнительную нагрузку на сваю в непланомерно возведенных насыпах принимается меньшее из значений F_{f1} и F_{f2}, определенных согласно 8.2.5.

8.2.7 Если коэффициент уплотнения насыпного грунта $K_y \leq 0{,}95$, расчет основания по деформациям является обязательным.

8.2.8 При разработке проектов свайных фундаментов в условиях насыпных грунтов предусматриваются испытания свай, а для непланомерно возведенных насыпей (или если $K_y \leq 0{,}92$) - наблюдения за деформациями основания и фундаментов в процессе строительства и эксплуатации зданий (дополнительно к испытаниям свай).

8.3 Намывные грунты

8.3.1 При проектировании свайных фундаментов на намывных грунтах предусматриваются два варианта их устройства:

- с использованием в качестве основания намывного слоя грунта (без прорезки его сваями);

- с прорезкой намывного грунта и заглублением концов свай в подстилающие прочные слои грунта.

8.3.2 При наличии в намывной толще прослоек слабого грунта с относительным содержанием растительных остатков $I_{om} \geq 0{,}1$,, а также в случае, когда плотность намывного грунта в стабилизированном состоянии по коэффициенту уплотнения $K_y = 0{,}90$, применяется прорезка намывного грунта и заглубление концов свай в прочный (несущий) слой грунта на глубину:

- для песчаных грунтов плотных, средней плотности (гравелистых, крупных, средней крупности) и пылевато-глинистых с показателем текучести $I_L \leq 0{,}10$ — не менее чем 0,5 м, а с показателем текучести $0{,}1 \leq I_L \leq 0{,}25$ - не менее чем 1,0 м;

- для остальных видов грунтов - не менее чем 2,0 м.

При этом степень заторфованности подстилающих грунтов I_{cm} не превышает $J_{om} \leq 0{,}1$ во всех случаях. Для зданий III уровня ответственности концы свай допускается оставлять в слое грунта со степенью заторфованности $J_{om} \leq 0{,}25$.

8.3.3 Расчет фундаментов из свай и их оснований производится по предельным состояниям согласно требованиям ТКП 45-5.01-254 и настоящих СП.

8.3.4 Расчетная несущая способность намывного основания свай в стабилизированном состоянии (возраст намывного грунта более 4,5 лет) определяется:

- по расчету, согласно 5;

- по результатам испытаний статической нагрузкой согласно 4.14;

- по результатам статического и динамического зондирования грунтов согласно 4.15.

Окончательная оценка несущей способности свай для зданий I и II уровней ответственности производится по результатам их испытаний статической нагрузкой.

8.3.5 Если в составе намывного основания имеются прослойки слабого грунта или коэффициент уплотнения намытого грунта $K_y \leq 0{,}95$ производится расчет основания по деформациям.

8.3.6 Расчет свай по несущей способности и деформациям от действия горизонтальных нагрузок для зданий II и III уровней ответственности производится в соответствии с 8.6 и приложением Д, для зданий I уровня ответственности дополнительно - в соответствии с ТКП 45-5.01-254 и ТКП 45-3.02-108.

8.3.7 Расчет несущей способности по грунту (в стабилизированном состоянии) F_d, кН, призматических защемленных в грунте забивных свай и забивных пирамидальных свай с наклоном боковых граней производится согласно 5, а свай, изготавливаемых в грунте (набивных) — согласно 6.

При этом расчетное сопротивление грунта R, кПа, под нижними концами свай для намывных грунтов в стабилизированном состоянии определяется по таблице 8.4.

Таблица 8.4

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Значение R, кПа, для намывного грунта (песка)								
	средней крупности			мелкого			пылеватого		
	при степени влажности								
	$S_r < 0{,}4$	$0{,}4 \leq S_r \leq 0{,}6$	$S_r > 0{,}6$	$S_r \leq 0{,}4$	$0{,}4 < S_r \leq 0{,}6$	$S_r > 0{,}6$	$S_r \leq 0{,}5$	$0{,}5 < S_r \leq 0{,}7$	$S_r > 0{,}7$
2	3400	3000	2550	2000	1600	1250	1200	2950	750
3	3800	3300	2450	2800	2250	1700	1250	1000	850
4	4000	3500	2600	2900	2350	1800	1300	1050	900
5	4200	3650	2750	2000	2400	1850	1400	1100	950
Примечание – Для свай, изготавливаемых в грунте (набивных) значение R принимается по 6									

8.3.8 Расчетные значения сопротивления слоев грунта на боковой поверхности забивных призматических и пирамидальных свай R_{fi}, кПа, при расчете их несущей способности для намывных грунтов следует определять по таблице 8.5, для подстилающих грунтов - согласно разделу 5.

Таблица 8.5

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Значение R_{fi}, кПа, для намывного грунта (песка)								
	средней крупности			мелкого			пылеватого		
	при степени влажности								
	$S_r < 0,4$	$0,4 \le S_r \le 0,6$	$S_r > 0,6$	$S_r \le 0,4$	$0,4 < S_r \le 0,6$	$S_r > 0,6$	$S_r \le 0,5$	$0,5 < S_r \le 0,7$	$S_r > 0,7$
0,5	31	27	21	19	15	12	12	9	7
1	35	30	24	31	25	19	24	18	14
2	42	37	29	40	32	25	31	25	18
3	48	42	32	45	36	28	38	29	22
4	53	46	36	51	41	32	41	31	24
5	56	49	38	54	44	34	43	33	26
Примечание – Для свай, изготавливаемых в грунте (набивных) значение R_{fi} принимается по 6									

8.3.9 При определении расчетных значений сопротивления грунта R_{fi}, кПа, с использованием их табличных значений, пласты грунта вдоль боковой поверхности сваи расчленяют на однородные слои толщиной 2000 мм.

8.3.10 Глубина погружения нижнего конца сваи или средняя глубина расположения слоев грунта вдоль боковой поверхности сваи для намывной толщи принимается от уровня планировочной отметки, а для подстилающих грунтов - согласно 4.20.

В случае, если намывная толща подстилается слоем слабого (биогенного) грунта мощностью более 0,5 м, учет отрицательного трения грунта на боковой поверхности сваи выполняется в соответствии с 8.1 и 8.5.

8.3.11 Изменение несущей способности намывного песчаного основания забивных свай во времени F_{dt}, кН, в возрасте t от 0,5 до 4,5 лет допускается оценивать по формуле

$$F_{dt} = F_d - n/t, \qquad (8.6)$$

где F_d — расчетная несущая способность грунта основания забивной сваи квадратного сечения, кН; определяется согласно 5;

n- параметр, характеризующий затухание процесса упрочнения намывного песчаного грунта во времени, кН·г.; принимается для намывных песков мелких и средней крупности:

от 2000 до 2500 — при $0,5 \le t \le 2$;

“ 1000 “ 1500 — при $2 < t \leq 4{,}5$;

t - возраст намывного грунта, лет.

8.3.12 При разработке проектов свайных фундаментов для намывных оснований предусматриваются опытное устройство и испытание свай. Затраты по этим видам работ закладываются в сводных сметах на строительство.

В рабочих чертежах указываются места, тип, количество и параметры свай, подлежащих испытаниям.

8.3.13 При наличии в пределах сжимаемой толщи оснований биогенных грунтов для объектов I и II уровней ответственности, проектной документацией предусматриваются наблюдения за деформациями основания и фундаментов в процессе строительства и эксплуатации здания. Проведение наблюдений должно осуществляться в соответствии с [9].

8.3.14 В случае затруднения забивки свай в намывные грунты, их погружение производится с применением подмыва или лидерных скважин.

8.4 Моренные грунты

8.4.1 К моренным грунтам, согласно СТБ 943, относятся пылевато-глинистые грунты ледникового комплекса четвертичных отложений, представленные в основном супесями и суглинками.

8.4.2 Отличительными особенностями моренных грунтов являются:

- повышенная прочность;
- пониженный коэффициент пористости (высокая плотность);
- наличие обломочных включений и плотных песчаных прослоек.

8.4.3 Расчет несущей способности F_d, кН, оснований свай на моренных грунтах производится по формулам (5.2) – (5.4) с учетом значений расчетных сопротивлений грунта, приведенных в таблицах 8.6 и 8.7.

8.4.4 Рациональная глубина погружения нижнего конца свай в моренные грунты, в зависимости от значения коэффициента пористости e, принимается при:

- $e < 0{,}35$ - не менее 0,5 м;
- $0{,}35 \leq e \leq 0{,}45$ - не менее 1,0 м;
- $0{,}45 \leq e \leq 0{,}55$ - не менее пятикратного большего размера поперечного сечения сваи.

Таблица 8.6

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Коэффициент пористости *e*	Расчетные сопротивления моренных грунтов *R*, кПа, под нижним концом свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, при показателе текучести I_L						
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
2	До 0,35	12 000	6400	5000	3600	2600	2000	1800
	от 0,35 “ 0,45 включ.	7800	4160	3250	2340	1690	1300	1170
	св. 0,45	6600	3520	2750	1980	1430	1100	990
3	До 0,35	13 000	8000	7000	4400	3200	2400	2000
	от 0,35 “ 0,45 включ.	8450	5200	4550	2860	2080	1560	1300
	св. 0,45	7150	4400	3850	2420	1760	1320	1100
4	До 0,35	14 000	9600	8000	5200	3400	2600	2200
	от 0,35 “ 0,45 включ.	9100	6240	5200	3380	2210	1690	1430
	св. 0,45	7700	5280	4400	2860	1870	1430	1210
5	До 0,35	15 000	12 000	8800	5600	4000	2700	2300
	от 0,35 “ 0,45 включ.	9750	7800	5720	3640	2600	1760	1490
	св. 0,45	8250	6600	4840	3080	2200	1490	1260
6	До 0,35	16 200	13 000	9000	6000	4200	2800	2400
	от 0,35 “ 0,45 включ.	10 530	8450	5850	3900	2730	1820	1560
	св. 0,45	8910	7150	4950	3300	2310	1540	1320
7	До 0,35	17 000	13 800	9200	6400	4400	2900	2500
	от 0,35 “ 0,45 включ.	11050	8970	5980	4160	2860	1880	1620
	св. 0,45	9350	7590	5060	3520	2420	1590	1370
8	До 0,35	17 400	14 200	9600	6600	4600	3000	2560
	от 0,35 “ 0,45 включ.	11310	9230	6240	4290	2990	1950	1660
	св. 0,45	9570	7810	5280	3630	2530	1650	1410
9	До 0,35	17 800	14 400	9800	6800	4700	3100	2600
	от 0,35 “ 0,45 включ.	11570	9360	6370	4420	3050	2010	1690
	св. 0,45	9790	7920	5390	3740	2580	1700	1430
10	До 0,35	18 200	14 700	10 000	7000	4800	3200	2640
	от 0,35 “ 0,45 включ.	11 830	9550	6500	4550	3120	2080	1720
	св. 0,45	10 010	8080	5500	3850	2640	1760	1450
12	До 0,35	18 600	15 000	10 400	7400	5000	3300	2700
	от 0,35 “ 0,45 включ.	12 090	9750	6760	4810	3250	2140	1760
	св. 0,45	10 230	8250	5720	4070	2750	1810	1490

Примечания

1 Таблица применяется с учетом примечаний 2, 3 и 5 к таблице 5.2.

2 Для свай, изготавливаемых в грунте (набивных) значение *R* принимается по 6

Таблица 8.7

Средняя глубина расположе-ния слоя, м	Коэффициент пористости *e*	Расчетные сопротивления моренных грунтов R_{fi}, кПа, на боковой поверхности свай при показателе текучести I_L						
		0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1	До 0,35	72	61	56	40	24	19	14
	от 0,35 “ 0,45 включ.	59	69	45	32	19	16	12
	св. 0,45	50	42	38	27	16	13	10
2	До 0,35	88	72	67	51	35	27	21
	от 0,35 “ 0,45 включ.	72	59	55	42	29	22	17
	св. 0,45	61	50	46	35	24	19	14
3	До 0,35	96	83	77	61	45	34	27
	от 0,35 “ 0,45 включ.	78	68	62	49	36	27	22
	св. 0,45	66	57	53	42	31	23	19
4	До 0,35	104	88	85	64	51	38	30
	от 0,35 “ 0,45 включ.	85	72	69	52	42	31	25
	св. 0,45	72	61	58	44	35	26	21
5	До 0,35	112	96	90	69	54	42	34
	от 0,35 “ 0,45 включ.	91	78	73	56	44	34	27
	св. 0,45	77	66	62	47	37	29	23
6	До 0,35	115	104	96	72	56	46	37
	от 0,35 “ 0,45 включ.	94	85	78	59	45	38	30
	св. 0,45	79	72	66	50	38	32	25
7	До 0,35	120	112	101	75	58	51	40
	от 0,35 “ 0,45 включ.	98	91	82	61	47	42	32
	св. 0,45	83	77	69	52	40	35	27
8	До 0,35	122	117	104	77	59	53	42
	от 0,35 “ 0,45 включ.	99	95	85	62	48	43	34
	св. 0,45	84	80	72	53	41	36	29
9	До 0,35	123	118	106	78	61	54	43
	от 0,35 “ 0,45 включ.	100	96	86	64	49	44	35
	св. 0,45	85	81	73	54	42	37	30
10	До 0,35	125	120	107	80	62	56	45
	от 0,35 “ 0,45 включ.	101	98	87	65	51	45	36
	св. 0,45	86	83	74	55	43	38	31
12	До 0,35	128	123	109	82	64	58	46
	от 0,35 “ 0,45 включ.	104	100	88	66	52	47	38
	св. 0,45	88	85	75	56	44	40	32

Примечания

1 Таблица применяется с учетом примечаний 1 и 2 к таблице 5.3.

2 Для свай, изготавливаемых в грунте (набивных) значение R_{fi} принимается по 6

8.5 Учет отрицательных (негативных или нагружающих) сил трения грунта на боковой поверхности свай

8.5.1 Отрицательные (негативные или нагружающие) силы трения, возникающие на боковой поверхности свай при осадке околосвайного грунта и направленные вертикально вниз, учитываются в случаях:

- планировки территории подсыпкой толщиной более 1,0 м;
- загрузки пола складов полезной нагрузкой более 20 кПа;
- загрузки пола около фундаментов полезной нагрузкой от оборудования более 100 кПа;
- увеличения эффективных напряжений в грунте за счет снятия взвешивающего действия воды при понижении уровня подземных вод;
- незавершенной консолидации грунтов современных и техногенных отложений;
- уплотнения несвязных грунтов при динамических воздействиях;
- просадки грунтов при замачивании.

Учет отрицательных сил трения, возникающих в биогенных насыпных и намывных грунтах, следует производить в соответствии с 8.1- 8.3.

8.5.2 Отрицательные силы трения учитываются до глубины, на которой значение деформации околосвайного грунта после возведения и загрузки свайного фундамента превышает половину предельного значения осадки фундамента. Расчетные сопротивления грунта R_{fi} принимаются по таблице 5.3 со знаком «минус».

Если в пределах длины погруженной части сваи залегают напластования сильносжимаемого слабого грунта толщиной более 30 см и возможна планировка территории подсыпкой или иная ее загрузка, эквивалентная подсыпке, то расчетное сопротивление грунта R_{fi}, расположенного выше подошвы наинизшего (в пределах длины погруженной части сваи) слабого слоя, принимается:

- при подсыпках высотой менее 2 м: для грунтовой подсыпки и слабых слоев — равным нулю; для минеральных ненасыпных грунтов природного сложения — равным положительным значениям по таблице 5.3;
- при подсыпках высотой от 2 до 5 м для грунтов, включая подсыпку, — равным 0,4 значений, указанных в таблице 5.3, но со знаком «минус» (отрицательные силы трения);
- при подсыпках высотой более 5 м для грунтов, включая подсыпку, — равным значениям, указанным в таблице 5.3, но со знаком «минус».

В пределах нижней части свай, где осадка околосвайного грунта после возведения

и загрузки свайного фундамента не превышает половины предельного значения осадки свайного фундамента, расчетные сопротивления грунта R_{fi} принимаются положительными по таблице 5.3.

8.5.3 В случае, когда консолидация грунта от подсыпки или пригрузки территории к моменту начала возведения надземной части зданий или сооружений (включая свайный ростверк) завершилась или возможное значение осадки околосвайного грунта после указанного момента в результате остаточной консолидации не превышает половины предельного значения осадки для проектируемого здания или сооружения, сопротивление грунта на боковой поверхности сваи допускается принимать положительным, независимо от наличия или отсутствия прослоек слабых слоев.

Если известны значения коэффициентов консолидации и модуля деформации слабых слоев, залегающих в пределах длины погруженной части сваи, и возможно определение значения осадки основания от воздействия пригрузки территории для каждого слоя грунта, то при определении несущей способности сваи допускается учитывать силы сопротивления грунта со знаком «минус» (отрицательные силы трения) не от уровня подошвы нижнего слабого слоя, а начиная от верхнего уровня слоя грунта, значение дополнительной осадки которого от пригрузки территории (определенной начиная с момента передачи на сваю расчетной нагрузки) составляет половину предельного значения осадки для проектируемого здания и сооружения.

8.5.4 Осадку слабого слоя грунта, происходящую под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки территории рекомендуется определять по теории фильтрационной консолидации например по [10] (раздел 6 [10]).

Примечание - К слабым грунтам согласно СТБ 943 относятся биогенные, пылевато-глинистые слабые, песчаные малопрочные водонасыщенные грунты.

8.5.5 При определении зоны действия отрицательных сил трения исходят из того, что в расчете их учитывают только выше плоскости, проходящей через слой грунта, для которого выполняется условие

$$S^{\infty} - S_t = S_u - S_{ct}, \qquad (8.7)$$

где S^{∞} - стабилизированная осадка слоя грунта, определяемая по 4.19 за время $t = \infty$, см;

S_t - осадка слоя околосвайного грунта, происшедшая к моменту окончания строительства за время t, см;

S_u - величина предельных деформаций оснований, см; принимают по приложению В ТКП 45-5.01-254;

S_{ct} - осадка свайного фундамента, происшедшая к моменту окончания строительства за время t, см; допускается принимать от собственного веса конструкций $S_{ct} = 0{,}5S_u$,.

8.5.6 При действии отрицательных сил трения расчет свай и свайных фундаментов производится по несущей способности по формуле (4.3). Для одиночных свай это условие считается выполненным, если

$$N \le \frac{F_{di}}{\gamma_k} - F_f, \qquad (8.8)$$

где N, F_{di}, γ_k - обозначения те же, что и в формуле (4.3);

F_f - расчетное значение отрицательной силы трения, действующей на боковой поверхности сваи, кН; определяют по формуле (8.9) или по результатам полевых испытаний;

$$F_f = \gamma_o \Sigma U_i \gamma_{cfj} R_{foj} h_j, \qquad (8.9)$$

здесь γ_o - коэффициент условий работы сваи в оседающем грунте, учитывающий уплотнение околосвайного грунта при забивке свай; принимают для песчаных грунтов $\gamma_o = 1{,}1$, для глинистых - $\gamma_o = 1$;

U_i - периметр поперечного сечения сваи, м;

γ_{cfj} - -коэффициент реализации, учитывающий уменьшение отрицательных сил трения с уменьшением разности осадок j-го слоя околосвайного грунта и сваи; принимают:

- для защемленных в грунте свай $\gamma_{cfj} = 1$;

- для свай-стоек: $\gamma_{cfj} = 1$ - при $S_j \ge S_o$, $\gamma_{cfj} = \frac{S_j}{S_0}$ - при $S_j < S_o$,

S_j - осадка j-го слоя грунта после забивки сваи, м;

S_o - осадка грунта относительно сваи, при которой полностью реализуются отрицательные силы трения; допускается принимать $S_o = 0{,}05$ м;

R_{foj} - расчетное сопротивление j-го слоя оседающего грунта на боковой поверхности сваи, кПа; определяют по таблице 5.3;

h_j - толщина j-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи и расположенного в пределах части длины сваи от уровня планировки до уровня

нейтральной точки, м (т. е. толщина слоя грунта, в котором возникает отрицательное трение).

8.5.7 При расчете фундаментов, состоящих из нескольких свай, подвергающихся действию отрицательных сил трения, в число расчетных нагрузок, действующих на условный фундамент, включается величина расчетного значения сил отрицательного трения F_{fk}, действующих на группу (куст) свай (т. е. отрицательные силы трения действуют только по периметру этой группы):

$$F_{fk} = \Sigma U_i \gamma_{cfj} R_{foj} h_j, \qquad (8.10)$$

где U_i - периметр куста по наружным граням свай, расположенных в крайних рядах, м;

γ_{cfj}, R_{foj}, h_j - обозначения те же, что и в формуле (8.9).

8.5.8 *Пример*. Сваи длиной 18 м забиты с поверхности намываемого грунта. Величина предельных деформаций сооружения S_u = 8 см, причем к окончанию строительства осадка сооружения ожидается равной 0,4S_u = 4 см, а скорость осадки сооружения принята равномерной, т. е. при завершении строительства в течение одного года она составит υ = 4 см/г., а в течение полутора лет — 2,7 см/г. Геологические условия площадки и характеристики грунтовых напластований представлены в таблице 8.8.

Таблица 8.8

Наименование грунта по слоям	Относительная отметка, м		Толщина слоя H, м	Удельный вес γ, кН/см^3	Коэффициент пористости e	Коэффициент сжимаемости a_c, м^2/кН	Коэффициент относительной сжимаемости a_{co}, м^2/кН	Коэффициент фильтрации $K_ф$, м/с	Коэффициент консолидации c_v, м^2/с
	кровли	подошвы							
Песок намывной средней крупности, средней плотности	0	–5	5	$2{,}00\cdot10^{-5}$	0,62	—	—	—	—
Ил супесчаный	–5	–8	3	$1{,}75\cdot10^{-5}$	0,95	3,5	1,7	$5\cdot10^{-7}$	$2{,}85\cdot10^{-4}$
Песок средней крупности, средней плотности	–8	–9,5	1,5	$2{,}03\cdot10^{-5}$	0,54	0,8	0,5	$5\cdot10^{-4}$	—
Глина мягкопластичная заторфованная	–9,5	–15,5	6	$1{,}57\cdot10^{-5}$	1,55	15	6	$8\cdot10^{-10}$	$1{,}36\cdot10^{-4}$
Песок средней крупности, средней плотности	–15,5	–28	12,5	$2{,}03\cdot10^{-5}$	0,54	0,8	0,5	$5\cdot10^{-4}$	—

Сваи заглублены на 2 м в слой № 5. Песчаные грунты для определения зоны действия отрицательных сил трения принимаем несжимаемыми.

Определить расчетную нагрузку свайных фундаментов, состоящих из девяти свай (3×3 м) с шагом 1,2 м. Сваи сечением 35×35 см, острие сваи на отметке минус 17,5 м.

Решение. По требованиям 8.5.6–8.5.9 определяем, что зона действия отрицательной силы трения при строительстве в течение одного года распространяется до отметки минус 12,5 м, а при строительстве в течение полутора лет — до отметки минус 10,8 м. Таким образом, расчетные силы сопротивления в соответствии с формулой (5.2) и таблицами 5.2, 5.3 составляют соответственно:

$F_{dt\,=\,1{,}0}$ = 1·[1·489·0,1225 + 0,35·4·(1·2,6·3 + 1·7,9·2)]·9 = 929 кН;

$F_{dt\,=\,1{,}5}$ = 1·[1·489·0,1225 + 0,35·4·(1·2,6·4,7 + 1·7,9·2)]·9 = 980 кН.

По формуле (8.7) определим зону учитываемых в расчете отрицательных сил трения.

Стабилизированная осадка слоя № 4:

S^{∞} = 36 см, $S_{t=1,0}$ = 31 см, $S_{t=1,5}$ = 33,1 см;

t = 1 год: $S^{\infty} - S_t$ = 5 см > $S_u - S_c$ = 8 – 4 = 4 см;

t = 1,5 года: $S^{\infty} - S_t$ = 2,9 см < 4 см.

Таким образом, при строительстве продолжительностью полтора года, отрицательные силы трения в расчете могут не учитываться, так как условие (8.7) выполняется на кровле сильносжимаемого слоя, т. е.

$$N_{t=1,5} = \frac{F_{dt=1,5}}{\gamma_k} = \frac{980}{1,4} = 700 \text{ кН}.$$

Интерполируя данные расчетов по 8.5.6 – 8.5.9 для осадки при продолжительности строительства в один год, определяем, что зона учитываемых в расчете отрицательных сил трения распространяется выше отметки минус 11,5 м, так как осадка грунта на этой отметке составляет S_t = 20,2 см, а S^{∞} = 24 см,

$S^{\infty} - S_t$ = 24 – 20,2 = 3,8 см < 4 см;

U = (1,2·2 + 0,35)·4 = 11 м, γ_{cf} = 1.

Из таблицы 5.3 для слоя № 1

R_{fo1} = 49 МПа, R_{fo2} = 9 МПа, R_{fo3} = 62 МПа, R_{fo4} = 24 МПа;

F_f = 11·1·(5·49 + 3·9 + 1,5·62 + 2·24) = 454,3 кН;

$N_{t=1}$ = 929/1,4 = 209,3 кН.

Таким образом, в рассмотренном примере зона действия отрицательной силы трения при завершении строительства в течение одного года распространяется до отметки минус 12,5 м, а зона учитываемых в расчете отрицательных сил трения — до отметки минус 11,5 м. При завершении строительства в течение полутора лет зона действия отрицательных сил трения распространяется до отметки минус 10,8 м, но в расчете их можно не учитывать, так как они не могут вызвать недопустимую осадку фундамента.

8.5.9 Проектирование свайных фундаментов с учетом отрицательных сил трения грунта на боковой поверхности свай рекомендуется проводить с учетом дополнительных материалов 8.1-8.3.

8.6 Проектирование свайных фундаментов при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок и моментов

8.6.1 Расчет длинных гибких одиночных свай и кустов свай совместно с ростверком

8.6.1.1 К длинным гибким сваям относятся призматические сваи стандартной номенклатуры длиной более 3 м.

8.6.1.2 Расчет указанных видов свай рекомендуется производить в соответствии с [4] (приложение Д в [4]] и с учетом 7.

При этом фактическое значение коэффициента постели грунта C_z допускается определять в соответствии с приложением А.

8.6.2 Расчет одиночных пирамидальных свай с большим углом конусности

8.6.2.1 К пирамидальным сваям с большим (повышенным) углом конусности относятся сваи квадратного и прямоугольного поперечного сечения, с наклоном боковых граней i_p > 0,025, длиной не более 3,5 м.

8.6.2.2 Расчет указанных видов свай рекомендуется производить согласно приложению Г.

8.6.3 Расчет одиночных свай постоянного и переменного (с углом конусности $i_p \leq 0{,}025$) поперечного сечения

8.6.3.1 Расчет свай переменного сечения (пирамидальных) производится по расчетной модели абсолютно жесткой сваи (рисунок 8.2) при выполнении условия

$$\alpha_{0h} = \frac{bC_z h}{360EI} \leq 1{,}0\,, \qquad (8.11)$$

где α_{0h} - коэффициент (показатель) гибкости сваи;

C_z - коэффициент постели грунта, кН/м^3; определяют по таблицам 8.9 и 8.10;

EI - жесткость поперечного сечения сваи, кН·м^2; определяют по таблицам 8.11 и 8.12;

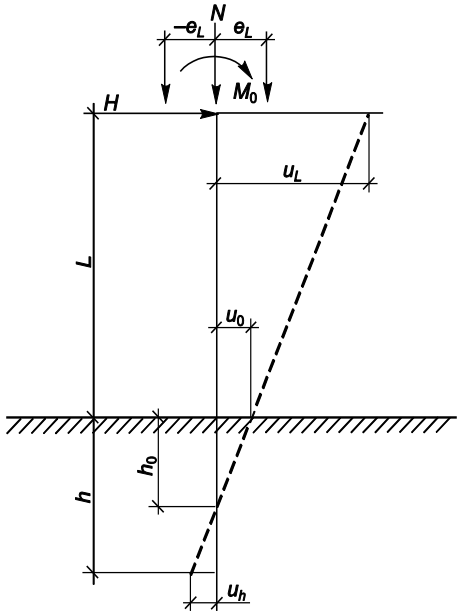
h - глубина погружения сваи в грунт, м;

b - наименьший размер или диаметр поперечного сечения сваи постоянного сечения, м; для расчета пирамидальной сваи $b = b_{ср}$,

$$b_{cp} = \frac{b_0 + b_h}{2}, \qquad (8.12)$$

здесь b_0 - наименьший размер поперечного сечения пирамидальной сваи в уровне поверхности грунта, м;

b_h - наименьший размер поперечного сечения пирамидальной сваи в уровне нижнего конца, м.



e_L — эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки, м;

H — горизонтальная нагрузка, кН; *h* — глубина погружения сваи в грунт, м;

h_0 — глубина расположения нулевой точки от поверхности грунта, м;

L — высота приложения горизонтальной нагрузки над уровнем поверхности грунта, м;

M_0 — внешний изгибающий момент, приложенный к голове сваи, кН·м;

N — вертикальная нагрузка, кН; u_h — горизонтальное перемещение нижнего конца сваи, м;

u_L — горизонтальное перемещение в точке приложения горизонтальной нагрузки, м;

u_0 — горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, м

Рисунок 8.2 — Расчетная схема абсолютно жесткой сваи

Таблица 8.9

Вид грунта, прорезаемого сваей, и его плотность	Коэффициент постели грунта C_z, кН/м^3, при степени влажности грунта S_r		
	маловлажные $0 < S_r < 0,5$	влажные $0,5 \le S_r < 0,8$	водонасыщенные $0,8 \le S_r < 1$
Пески гравелистые, крупные:			
плотные	86 000	78 000	65 000
средней плотности	57 000	52 000	43 000
рыхлые	34 000	31 000	26 000
Пески средней крупности:			
плотные	82 000	75 000	62 000
средней плотности	55 000	50 000	42 000
рыхлые	33 000	30 000	25 000
Пески мелкие:			
плотные	76 000	69 000	57 000
средней плотности	50 000	46 000	38 000
рыхлые	30 000	27 000	22 000
Пески пылеватые:			
плотные	66 000	60 000	50 000
средней плотности	44 000	40 000	33 000
рыхлые	26 000	24 000	20 000

Таблица 8.10

Вид грунта, прорезаемого сваей	Коэффициент постели грунта C_z, кН/м^3, для пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Супеси	36 000	30 000	25 000	22 000	20 000	18 000	16 000	15 000	14 500	14 000	14 000
Супеси моренные	42 000	36 000	31 000	27 000	25 000	23 000	21 000	20 000	19 000	18 000	18 000
Суглинки	32 000	26 000	22 000	18 000	16 000	14000	13 000	12 000	11 000	11 000	11 000
Суглинки моренные	38 000	32 000	27 000	24 000	21 000	19 000	17 000	16 000	15 000	14 000	14 000
Глины	30 000	24 000	20 000	17 000	15 000	13 000	12 000	11 000	10 000	10 000	10 000
Глины моренные	38 000	32 000	27 000	24 000	21 000	19 000	17 000	16 000	15 000	14 000	14 000

Таблица 8.11

Диаметр продольной арматуры класса S500, мм	Жесткость поперечного сечения сваи *EI*, кН·м^2			
	для свай из бетона класса $C^{20}/_{25}$, прямоугольного сечения, размерами *a*×*b*, м			
	0,25×0,25	0,3×0,3	0,35×0,35	0,4×0,4
	с защитным слоем бетона толщиной *c*, см			
	4,0	4,0	4,5	5,0
12	15 000	23 000	—	—
14	19 000	31 000	45 000	—
16	23 000	39 000	56 000	75 000
18	28 000	47 000	69 000	93 000
20	32 000	55 000	81 000	112 000
22	37 000	63 000	94 000	130 000
24	41 000	71 000	107 000	149 000
26	45 000	79 000	119 000	168 000
28	—	87 000	132 000	188 000
30	—	—	145 000	207 000
32	—	—	159 000	227 000
34	—	—	—	247 000

Таблица 8.12

Диаметр продольной арматуры класса S500, мм	Жесткость поперечного сечения сваи *EI*, кН·м^2			
	для свай из бетона класса $C^{20}/_{25}$, круглого сечения, диаметром *d*, см			
	40	60	80	100
	с количеством стержней продольной арматуры, шт.			
	8	10	12	16
	с защитным слоем бетона толщиной *c*, см			
	4,0	5,0	5,0	5,0
12	5500	15 000	41 000	84 000
14	6700	20 000	51 000	108 000
16	8100	26 000	64 000	126 000
18	9500	32 500	78 000	155 000
20	10 900	39000	93 000	188 000
22	12 300	47000	107 000	220 000
24	—	55000	122 000	256 000
26	—	—	138 000	280 000
28	—	—	—	326 000

8.6.3.2 Расчет свай постоянного сечения (забивных призматических) производят по универсальной расчетной модели, справедливой для свай любой длины и любой жесткости.

8.6.3.3 Расчет пирамидальной сваи на действие внешних нагрузок производят по формуле

$$F_{dh} = \gamma_c C_z h U_0 \left\{ b_0 \cdot \left[\frac{1}{\nu+1} - \frac{1}{(\nu+2)\alpha} \right] - (b_0 - b_h) \cdot \left[\frac{1}{\nu+2} - \frac{1}{(\nu+3)\alpha} \right] \right\}, \qquad (8.13)$$

где F_{dh} - расчетная несущая способность сваи на восприятие горизонтальной нагрузки, кН;

γ_c - коэффициент условий работы; принимают равным:

0,8 - для знакопеременной горизонтальной нагрузки;

1,0 - в остальных случаях;

C_z - коэффициент постели грунта, кН/м^3; принимают по таблицам 8.9 и 8.10;

b_0, b_h, h - то же, что в формулах (8.11) и (8.12);

u_0 - горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, м;

ν - коэффициент развития пластических деформаций в околосвайном грунте; принимают по таблице 8.13 при заданном горизонтальном перемещении u_0;

α_c - относительная глубина расположения нулевой точки сваи, м; определяют по формуле

$$\alpha_c = \frac{\left[F_{\nu 1} C_z h^2 - N \cdot (\lambda_L + 1)\right] \cdot u_0}{F_{\nu 2} C_z h^2 u_0 + N \cdot \left(e_L - \frac{b_h}{2} \right) \pm M_0}, \qquad (8.14)$$

здесь $$F_{\nu 1} = \frac{b_0 \cdot [(\lambda+1)\cdot(\nu+3)-1]}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)} - \frac{(b_0 - b_h)\cdot[(\lambda_L+1)\cdot(\nu+4)-1]}{(\nu+3)\cdot(\nu+4)}, \qquad (8.15)$$

$$F_{\nu 2} = \frac{b_0 \cdot [(\lambda_L+1)\cdot(\nu+2)-1]}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)} - \frac{(b_0 - b_h)\cdot[(\lambda+1)\cdot(\nu+3)-1]}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)}, \qquad (8.16)$$

λ_L - относительная высота приложения горизонтальной нагрузки над уровнем поверхности грунта, определяемая из соотношения $\lambda_L = L/h$;

L - высота приложения горизонтальной нагрузки над уровнем поверхности грунта, м;

N - вертикальная нагрузка, кН;

Таблица 8.13

α_{0h}	α_k	Значение показателя развития пластических деформаций грунта ν при горизонтальном перемещении u_0, м								
		0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010
0,01	1,000	0,000	0,040	0,080	0,120	0,160	0,200	0,234	0,270	0,310
0,05	0,990	0,000	0,040	0,080	0,120	0,160	0,200	0,234	0,270	0,310
0,10	0,986	0,000	0,040	0,080	0,120	0,160	0,200	0,234	0,270	0,310
0,20	0,983	0,000	0,040	0,080	0,120	0,160	0,200	0,234	0,270	0,310
0,30	0,980	0,000	0,040	0,079	0,120	0,160	0,200	0,234	0,270	0,309
0,40	0,976	0,000	0,040	0,078	0,120	0,156	0,195	0,230	0,260	0,302
0,50	0,972	0,000	0,040	0,077	0,115	0,152	0,190	0,225	0,260	0,296
0,60	0,968	0,000	0,040	0,076	0,115	0,150	0,185	0,222	0,255	0,291
0,70	0,962	0,000	0,040	0,074	0,110	0,146	0,180	0,216	0,250	0,280
0,80	0,935	0,000	0,040	0,073	0,110	0,144	0,175	0,213	0,245	0,279
0,90	0,946	0,000	0,040	0,071	0,110	0,140	0,170	0,210	0,240	0,275
1,00	0,940	0,000	0,035	0,069	0,100	0,138	0,165	0,207	0,235	0,270
2,00	0,870	0,000	0,035	0,060	0,100	0,125	0,160	0,191	0,220	0,248
4,00	0,790	0,000	0,030	0,055	0,090	0,116	0,150	0,178	0,200	0,229
6,00	0,740	0,000	0,030	0,055	0,085	0,113	0,140	0,174	0,195	0,225
8,00	0,700	0,000	0,030	0,055	0,085	0,111	0,140	0,171	0,190	0,220
10,00	0,670	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,140	0,169	0,190	0,219
12,00	0,642	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,218
14,00	0,622	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
16,00	0,600	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
18,00	0,585	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
20,00	0,575	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
30,00	0,530	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
40,00	0,500	0,000	0,030	0,055	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
50,00	0,485	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
60,00	0,470	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
70,00	0,455	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
80,00	0,440	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
90,00	0,425	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
100,00	0,410	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
110,00	0,395	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
120,00	0,380	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
130,00	0,365	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
140,00	0,350	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217
150,00	0,335	0,000	0,030	0,050	0,080	0,111	0,135	0,167	0,190	0,217

Окончание таблицы 8.13

α_{0h}	α_k	Значения показателя развития пластических деформаций грунта ν при горизонтальном перемещении u_0, м							
		0,012	0,015	0,016	0,018	0,020	0,022	0,025	0,030
0,01	1,000	0,375	0,472	0,500	0,560	0,622	0,675	0,752	0,875
0,05	0,990	0,375	0,472	0,500	0,560	0,622	0,675	0,752	0,875
0,10	0,986	0,375	0,472	0,500	0,560	0,622	0,675	0,752	0,975
0,20	0,983	0,375	0,472	0,500	0,560	0,622	0,675	0,752	0,875
0,30	0,980	0,375	0,4715	0,500	0,560	0,622	0,675	0,752	0,875
0,40	0,976	0,365	0,466	0,495	0,500	0,617	0,665	0,744	0,860
0,50	0,972	0,365	0,460	0,490	0,555	0,610	0,665	0,734	0,846
0,60	0,968	0,360	0,450	0,480	0,545	0,598	0,650	0,720	0,830
0,70	0,962	0,355	0,440	0,475	0,530	0,580	0,630	0,694	0,810
0,80	0,935	0,340	0,432	0,455	0,510	0,565	0,610	0,680	0,790
0,90	0,946	0,335	0,432	0,450	0,505	0,550	0,600	0,667	0,770
1,00	0,940	0,330	0,418	0,445	0,495	0,540	0,590	0,665	0,752
2,00	0,870	0,300	0,347	0,400	0,450	0,490	0,530	0,589	0,676
4,00	0,790	0,280	0,350	0,375	0,415	0,455	0,490	0,543	0,618
6,00	0,740	0,270	0,341	0,360	0,405	0,442	0,475	0,528	0,600
8,00	0,700	0,270	0,336	0,360	0,400	0,435	0,470	0,520	0,590
10,00	0,670	0,265	0,335	0,355	0,395	0,432	0,460	0,517	0,586
12,00	0,642	0,260	0,334	0,350	0,390	0,431	0,460	0,514	0,583
14,00	0,622	0,260	0,334	0,350	0,390	0,430	0,460	0,513	0,581
16,00	0,600	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,512	0,580
18,00	0,585	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,512	0,579
20,00	0,575	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
30,00	0,530	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
40,00	0,500	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
50,00	0,485	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
60,00	0,470	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
70,00	0,455	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
80,00	0,440	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
90,00	0,425	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
100,00	0,410	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
110,00	0,395	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
120,00	0,380	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
130,00	0,365	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
140,00	0,350	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578
150,00	0,335	0,260	0,334	0,350	0,390	0,429	0,460	0,510	0,578

e_L - эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки N, м; принимают со знаком плюс, если e_L направлен в сторону действия горизонтальной нагрузки относительно геометрической оси сваи, и со знаком минус, если направлен в противоположную сторону;

M_0 - внешний изгибающий момент, приложенный к голове сваи, кН·м; принимают со знаком плюс, если направление его действия совпадает с направлением горизонтальной нагрузки, и со знаком минус, если момент направлен в противоположную сторону.

8.6.3.4 Поперечную силу в произвольном сечении сваи Q, кН, определяют по формуле

$$Q = F_{dh} - C_z h u_0 \left\{ b_0 \cdot \left[\frac{1}{\nu+1} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+1} - \frac{1}{(\nu+2)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} \right] - \right.$$

$$\left. -(b_0 - b_h) \cdot \left[\frac{1}{\nu+2} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} - \frac{1}{(\nu+3)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} \right] \right\},, \qquad (8.17)$$

где z - глубина расположения сечения сваи в грунте, м;

F_{dh}, C_z, h, u_0, b_0, ν, α_c, b_h — то же, что в формуле (8.13).

8.6.3.5 Изгибающий момент M, кН·м, возникающий в произвольном сечении сваи от действия внешних нагрузок, определяют по формуле

$$M = N \cdot \left(\frac{\lambda_L + 1}{\alpha_c} u_0 + e_L - \frac{b_h}{2} \right) + H \cdot (L + z) - C_z h^2 u_0 \left\{ b_0 \cdot \left[\frac{1}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{1}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} \right] - (b_0 - b_h) \cdot \left[\frac{1}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} - \frac{1}{(\nu+3)\cdot(\nu+4)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+4} \right] \right\} + M_0 . \qquad (8.18)$$

При работе пирамидальной сваи на восприятие горизонтальной нагрузки опасное сечение не совпадает с местом действия максимального изгибающего момента, а находится в нижней трети заглубленной в грунт части сваи.

Проверку сечений свай и подбор продольной арматуры осуществляют путем построения эпюры изгибающих моментов по длине свай с шагом не менее чем 0,1h.

8.6.3.6 Для расчета коротких жестких свай постоянного сечения при $\alpha_{0h} \leq 1{,}0$ пользуются формулами (8.13) – (8.18). В этих случаях принимают $b_0 = b_h = b$. Формулы упрощаются и принимают вид

$$F_{dh} = \gamma_c C_z h u_0 b \cdot \left[\frac{1}{\nu+1} - \frac{1}{(\nu+2)\cdot \alpha_c} \right], \tag{8.19}$$

где $$\alpha_c = \frac{\left[F_{\nu 1} C_z h^2 - N \cdot (\lambda_L + 1)\right] \cdot u_0}{F_{\nu 2} C_z h^2 u_0 + N \cdot \left(e_L - \frac{b}{2}\right) \pm M_0}; \tag{8.20}$$

$$F_{\nu 1} = \frac{b \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu+3) - 1\right]}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)}; \tag{8.21}$$

$$F_{\nu 2} = \frac{b \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu+2) - 1\right]}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)}, \tag{8.22}$$

$$Q = H - C_z h u_0 b \cdot \left[\frac{1}{\nu+1} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+1} - \frac{1}{(\nu+2)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} \right], \tag{8.23}$$

$$M = N \cdot \left(\frac{\lambda_L + 1}{\alpha_c} \cdot u_0 + e_L - \frac{b}{2} \right) + H \cdot (L + z) - C_z h^2 u_0 b \cdot \left[\frac{1}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} \right]. \tag{8.24}$$

Максимальное значение изгибающего момента M_{max}, кН·м, возникающего в сечении сваи постоянного сечения, определяют по формуле

$$M_{max} = N \cdot \left(\frac{\lambda_L + 1}{\alpha_c} \cdot u_0 + e_L - \frac{b}{2} \right) + H \cdot (L + z_m) - C_z h^2 u_0 b \cdot \left[\frac{1}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)} \cdot \left(\frac{z_m}{h}\right)^{\nu+2} - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)\cdot \alpha_c} \cdot \left(\frac{z_m}{h}\right)^{\nu+3} \right], \tag{8.25}$$

где z_m - глубина расположения в грунте сечения сваи, в котором действует максимальный изгибающий момент M_{max}, определяют по формуле

$$z_m = 0{,}35 \alpha_c h. \tag{8.26}$$

В формулах (8.19) – (8.26) все остальные обозначения те же, что в формулах (8.13) – (8.18).

8.6.3.7 Расчет несущей способности свай постоянного сечения при α_{0h} > 1,0 производится по формуле

$$F_{dh} = bC_{zh}u_0 h \cdot \left[\frac{1}{\nu+1} - \frac{1}{(\nu+2)\cdot\alpha_c} - \frac{\alpha_{0h}F_{\alpha 2}\cdot(1-\alpha_c)}{\alpha_c\cdot(1-\alpha_c+\alpha_{0h}F_{\alpha 1})} \right], \quad (8.27)$$

где F_{dh}, b, u_0, ν, h - то же, что в формуле (8.13);

C_{zh} - коэффициент постели грунта в уровне нижнего конца сваи, кН/м^3; определяют по формуле

$$C_{zh} = \alpha_k C_z, \quad (8.28)$$

здесь C_z - то же, что в формуле (8.13);

α_k - коэффициент, учитывающий изменение коэффициента постели C_{zh}; определяют по таблице 8.13 в зависимости от показателя гибкости сваи α_{0h}, определяют по формуле (8.11);

$$\left.\begin{aligned}
&F_{\alpha 1} = 26 - 33\alpha_c - F_{\alpha 3};\\
&F_{\alpha 2} = F_1 + F_2 - F_3 + F_4 - F_5;\\
&F_{\alpha 3} = 45\alpha_c - 80\alpha_c^2 + 30\alpha_c^3 - 2\alpha_c^5;\\
&F_1 = \frac{F_{\alpha 3}}{\nu+2};\ F_2 = \frac{60\alpha_c - 45}{\nu+3};\ F_3 = \frac{30\alpha_c - 20}{\nu+4};\ F_4 = \frac{3\alpha_c}{\nu+6};\ F_5 = \frac{1}{\nu+7},
\end{aligned}\right\} \quad (8.29)$$

здесь $F_{\alpha 1}$, $F_{\alpha 2}$, $F_{\alpha 3}$, F_1, F_2, F_3, F_4, F_5 — эмпирические коэффициенты;

α_c - относительная глубина расположения нулевой точки сваи; определяют из уравнения

$$\frac{(\lambda_L+1)\cdot(\lambda_L+2)-1}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)} - \frac{(\lambda_L+1)\cdot(\lambda_L+3)-1}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)\cdot\alpha_c} - \frac{\alpha_{0h}\cdot(1-\alpha_c)}{\alpha_c\cdot(1-\alpha_c+\alpha_{0h}F_{\alpha 1})}F_\nu + \frac{M_0}{bC_z h^2 u_0} = 0; \quad (8.30)$$

$$\left.\begin{aligned}
&F_\nu = F_{\nu 1} + F_{\nu 2} + F_{\nu 3} + F_{\nu 4} + F_{\nu 5};\\
&F_{\nu 1} = \frac{F_1 \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu + 3) - 1\right]}{\nu + 3}; F_{\nu 2} = \frac{F_2 \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu + 4) - 1\right]}{\nu + 4};\\
&F_{\nu 3} = \frac{F_3 \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu + 5) - 1\right]}{\nu + 5}; F_{\nu 4} = \frac{F_4 \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu + 7) - 1\right]}{\nu + 7};\\
&F_{\nu 5} = \frac{F_5 \cdot \left[(\lambda_L + 1)\cdot(\nu + 8) - 1\right]}{\nu + 8};
\end{aligned}\right\} \qquad (8.31)$$

где λ_L , M_0 - то же, что в формуле (8.14).

В формулах (8.27 – 8.31) остальные обозначения те же, что в формулах (8.19) – (8.26).

Уравнение (8.30) рекомендуется решать итерационным методом, задавая последовательность значения α_c и определяя графическим путем точки перехода полученной кривой через нуль, что соответствует значению α_c.

Вычисления, приведенные выше в 8.6.3.3-8.6.3.7, рекомендуется производить при помощи программного обеспечения для расчета одиночных отдельно стоящих свай.

8.6.3.8 Горизонтальное перемещение сваи в точке приложения горизонтальной нагрузки *H* на высоте *L* от поверхности грунта u_L, ñì , определяют по формуле

$$u_L = u_0 + \psi_0 L + \frac{H L^3}{3EI} + \frac{M L^2}{2EI}, \qquad (8.32)$$

где ψ_0 - угол поворота сечения сваи в уровне поверхности грунта, рад; определяют по формуле

$$\psi_0 = \frac{u_0}{\alpha_c h} \cdot \left[1 + \frac{\alpha_{0h} \cdot (1 - \alpha_c)}{1 - \alpha_c + \alpha_{0h} F_{\alpha 1}} \cdot F_{\alpha 3}\right]. \qquad (8.33)$$

Остальные обозначения те же, что и в предыдущих формулах.

8.6.3.9 Поперечную силу *Q*, кН, возникающую в произвольном сечении сваи на глубине *z* от поверхности грунта, определяют по формуле

$$Q = H - bC_h hU_0 \left\{ \frac{1}{\nu+1} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+1} - \frac{1}{(\nu+2)\cdot\alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} - \frac{\alpha_{0h}\cdot(1-\alpha_c)}{\alpha_c\cdot(1-\alpha_c+\alpha_{0h}F_{\alpha 1})} \times \right.$$

$$\left. \times \left[F_1 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} + F_2 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} - F_3 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+4} + F_4 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+6} - F_5 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+7} \right] \right\}, \qquad (8.34)$$

где H, b, C_h, u_0, h, ν, α_{0h}, $F_{\alpha 1}$, F_1, F_2, F_3, F_4, F_5 — то же, что в формулах (8.27) – (8.31).

8.6.3.10 Изгибающий момент M, кН·м, возникающий в произвольном сечении сваи на глубине z от поверхности грунта, определяют по формуле

$$M = M + H\cdot(L+z) + N\cdot\left(u_L + u_h + e_L - \frac{b}{2}\right) + bC_h h^2 u_0 \left\{ \frac{1}{(\nu+1)\cdot(\nu+2)} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+2} - \right.$$

$$- \frac{1}{(\nu+2)\cdot(\nu+3)\cdot\alpha_c} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} - \frac{\alpha_{0h}\cdot(1-\alpha_c)}{\alpha_c\cdot(1-\alpha_c+\alpha_{0h}F_{\alpha 1})} \cdot \left[\frac{F_1}{\nu+3} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+3} + \frac{F_2}{\nu+4} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+4} - \right.$$

$$\left. \left. - \frac{F_3}{\nu+5} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+5} - \frac{F_4}{\nu+7} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+7} + \frac{F_5}{\nu+8} \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^{\nu+8} \right] \right\}, \qquad (8.35)$$

где u_h — горизонтальное перемещение нижнего конца сваи, м; определяют по формуле

$$u_h = \frac{u_0\cdot(1-\alpha_c)^2}{\alpha_c\cdot(1-\alpha_c+\alpha_{0h}F_{\alpha 1})}. \qquad (8.36)$$

Остальные обозначения те же, что в предыдущих формулах.

8.6.3.11 Максимальный изгибающий момент, возникающий в сечении сваи, определяют по формуле (8.35) при подстановке вместо z значения z_m, определяемого по формуле

$$z_m = 0{,}35\alpha_c h. \qquad (8.37)$$

Остальные обозначения те же, что в предыдущих формулах.

8.6.3.12 Формулы (8.27) – (8.37) могут быть применены для любой глубины погружения сваи и любой расчетной модели - от бесконечно жесткой до бесконечно длинной сваи. При этом в таблице 8.13 имеет место ограничение по показателю гибкости α_{0h}, поскольку дальнейшее увеличение глубины заложения сваи h, а следовательно, и показа-

теля гибкости α_{0h} не приводит к увеличению несущей способности сваи на восприятие горизонтальной нагрузки.

8.7 Проектирование свайных фундаментов в условиях реконструкции зданий и сооружений

8.7.1 Применение свайных фундаментов в условиях реконструкции зданий и сооружений наиболее целесообразно при значительном увеличении нагрузки на основание и при наличии в основании слабых грунтов.

Для свайных фундаментов в условиях реконструкции могут быть использованы следующие виды свай: вдавливаемые, буронабивные, буроинъекционные, в том числе изготовленные по технологии CFA, и бурозавинчиваемые, винтовые сваи в защитной среде цементного раствора.

8.7.2 Свайные фундаменты в условиях реконструкции зданий и сооружений проектируются в соответствии с требованиями настоящих строительных правил, а также [11]. Исходные данные для проектирования, помимо указанных в 4.1-4.10, должны содержать результаты работ по обследованию оснований, фундаментов и конструкций реконструируемого здания, а в условиях существующей застройки – также для зданий и сооружений, попадающих в зону влияния реконструкции.

8.7.3 Инженерно-геологические изыскания для реконструкции проводятся в соответствии с 4.11.

8.7.4 В проектах реконструкции оснований и фундаментов зданий и сооружений принимаются такие решения, при которых максимально используются существующие конструкции фундаментов и несущая способность грунтов.

8.7.5 Фундаменты из забивных свай, проектируемые для реконструкции в условиях существующей застройки, проверяются на безопасность по условию динамических воздействий на конструкции близко расположенных зданий и сооружений в соответствии с 4.1, а также на безопасность по условию смещения грунта вокруг погружаемых свай.

Безопасное по условию динамических воздействий расстояние *r*, м, от погружаемых свай до зданий или сооружений, как правило, должно назначаться не менее 25 м.

8.7.6 Если расстояние *r* от ближайших погружаемых свай меньше 25 м, допустимые безопасные расстояния следует устанавливать исходя из условия, чтобы расчетная скорость вертикальных колебаний фундамента *V*, см/с, на расстоянии *r* от погружаемой сваи не превышала предельно допустимого значения для данного здания или сооружения, ко-

торое должно устанавливаться в зависимости от конструктивных особенностей здания или сооружения и категории их состояния. Допустимые значения скорости колебаний могут быть определены по таблице 8.14, либо в соответствии с [11]. В необходимых случаях допустимые безопасные расстояния должны уточняться 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.

Таблица 8.14

Конструкции зданий и сооружений	Допустимые скорости колебаний, см/с, при грунтах основания		
	Пески		
	плотные	средней плотности	рыхлые
	Глинистые грунты при показателе текучести		
	$I_L < 0,5$	$0,5 \le I_L \le 0,75$	$I_L > 0,75$
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

Значения скорости колебаний V, см/с, зданий и сооружений вычисляют по формуле

$$V = 2\pi\alpha\delta, \qquad (8.38)$$

где α и δ - соответственно амплитуда и частота колебаний, определяемые экспериментально при пробной забивке свай.

8.7.7 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 вдавливающими установками для свай или с помощью домкратов.

Минимально необходимое усилие F, кН, для вдавливания свай допускается определять по формуле

$$F \ge K_v F_d, \qquad (8.39)$$

где K_v - коэффициент условий работы, принимаемый при скорости погружения сваи до 3 м/мин равным 1,2;

F_d - несущая способность сваи при различных глубинах ее погружения, кН.

При применении вдавливания свай для усиления оснований реконструируемых зданий их фундаменты и подземные конструкции проверяются на возможность восприятия усилия вдавливания *F* и в случае необходимости усилены.

8.7.8 При применении фундаментов из буронабивных свай для реконструируемых зданий и сооружений проводится оценка возможной технологической осадки при разбуривании свайных скважин, которая может вызвать осадку близко расположенных фундаментов, а также предусматриваются мероприятия по уменьшению технологической осадки за счет использования станков, оснащенных инвентарными обсадными трубами.

8.7.9 Для усиления или устройства фундаментов реконструируемых зданий и сооружений вместо буронабивных свай могут применяться бурозавинчиваемые сваи. В этом случае исключаются разгрузка и разрыхление грунтов, происходящие при проходке буронабивных свай.

8.7.10 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 целесообразно применять буроинъекционные сваи диаметром 100-250 мм или сваи, изготовленные по технологии CFA.

8.7.11 При усилении свайных фундаментов реконструируемых зданий путем подведения дополнительных свай под их существующие ростверки последние проверяются на прочность в связи с изменением нагрузок и мест их приложения. В случае недостаточной прочности ростверков проектируется их усиление.

8.7.12 Дополнительные осадки оснований реконструируемых зданий и сооружений, вызванные реконструкцией, не должны превышать предельных дополнительных значений, которые устанавливаются в зависимости от уровня ответственности сооружения и категории состояния его конструкций с учетом имеющихся нормативных документов.

8.8 Проектирование свайных фундаментов опор воздушных линий электропередачи

8.8.1 Для свайных фундаментов опор воздушных линий электропередачи (ЛЭП) и открытых распределительных устройств (ОРУ) подстанций допускается применять различные виды свай.

8.8.2 Для свайных фундаментов опор ЛЭП не допускается применение свай с наклонными гранями боковой поверхности.

8.8.3 Глубина погружения в грунт свай, воспринимающих выдергивающие или горизонтальные нагрузки, должна быть не менее 4,0 м, а для фундаментов деревянных опор - не менее 3,0 м.

8.8.4 Деревянные сваи для фундаментов деревянных опор ЛЭП допускается применять независимо от наличия и положения уровня подземных вод. При этом в зоне переменной влажности необходимо предусматривать усиленную защиту древесины от гниения.

8.8.5 Несущая способность забивных и набивных, защемленных в грунте свай, работающих на сжимающую нагрузку, определяют по 5 и 6 с учетом 8.8.7 и 8.8.8, при этом коэффициент условий работы сваи в грунте γ_c принимается:

- для нормальных промежуточных опор - 1,2;
- в остальных случаях - 1,0.

8.8.6 Несущая способность забивных свай, работающих на выдергивание, определятся по 5 и 6 с учетом дополнительных указаний, приведенных в 8.8.7 – 8.8.9, при этом коэффициент условий работы γ_c принимается для опор:

- нормальных и промежуточных - 1,2;
- анкерных и угловых - 1,0;
- больших переходов:
- если удерживающая сила веса свай и ростверка равна расчетной выдергивающей нагрузке - 1,0;
- если удерживающая сила составляет 65 % и менее расчетной выдергивающей нагрузки - 0,6;
- в остальных случаях - по интерполяции.

8.8.7 Расчетные сопротивления грунта под нижним концом забивных свай R и на боковой поверхности забивных свай R_{fi} для фундаментов опор ЛЭП принимаются по таблицам 5.2 и 5.3 с учетом требований раздела 8, причем в фундаментах нормальных опор расчетные значения R_{fi} для пылевато-глинистых грунтов при их показателе текучести $I_L \geq 0,3$ следует повышать на 25 %.

8.8.8 Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай R_{fi}, вычисленные в соответствии с требованиями 8.8.7, умножаются на дополнительные коэффициенты условий работы γ_c, приведенные в таблице 8.15.

Таблица 8.15

Вид фундамента, характеристики грунта и нагрузки	Дополнительные коэффициенты условий работы γ_c при длине свай l			
	$l \geq 25d$	$l < 25d$ и отношении		
		$\frac{H}{N} \leq 0{,}1$	$\frac{H}{N} = 0{,}4$	$\frac{H}{N} = 0{,}6$
1 Фундамент под нормальную промежуточную опору при расчете:				
а) одиночных свай на выдергивающие нагрузки:				
в песчаных грунтах и супесях	0,9	0,9	0,8	0,55
в глинах и суглинках при $I_L \leq 0{,}6$	1,15	1,15	1,05	0,7
то же, при $I_L > 0{,}6$	1,5	1,5	1,35	0,9
б) одиночных свай на сжимающие нагрузки и свай в составе куста на выдергивающие нагрузки:				
в песчаных грунтах и супесях	0,9	0,9	0,9	0,9
в глинах и суглинках при $I_L \leq 0{,}6$	1,15	1,15	1,15	1,15
то же, при $I_L > 0{,}6$	1,5	1,5	1,5	1,5
2 Фундамент под анкерную угловую концевую опору, под опоры больших переходов при расчете:				
а) одиночных свай на выдергивающие нагрузки:				
в песчаных грунтах и супесях	0,8	0,8	0,7	0,6
в глинах и суглинках	1,0	1,0	0,9	0,6
б) свай в составе куста на выдергивающие нагрузки:				
в песчаных грунтах и супесях	0,8	0,8	0,8	0,8
в глинах и суглинках	1,0	1,0	1,0	1,0

Окончание таблицы 8.15

Вид фундамента, характеристики грунта и нагрузки	Дополнительные коэффициенты условий работы γ_c при длине свай l			
	$l \geq 25d$	$l < 25d$ и отношении		
		$\frac{H}{N} \leq 0,1$	$\frac{H}{N} = 0,4$	$\frac{H}{N} = 0,6$
в) сваи на сжимающие нагрузки во всех грунтах	1,0	1,0	1,0	1,0

Примечания

1 Здесь d — диаметр круглого, сторона квадратного или большая сторона прямоугольного поперечного сечения сваи, м; H — горизонтальная составляющая расчетной внешней нагрузки на сваю, кН; N — вертикальная составляющая расчетной внешней нагрузки на сваю, кН.

2 При погружении одиночной сваи с наклоном в сторону действия горизонтальной составляющей нагрузки, при угле наклона к вертикали более 10°, дополнительный коэффициент условий работы принимается как для вертикальной сваи, работающей в составе куста (по поз. 1б или 2б).

8.8.9 При расчете на выдергивающие нагрузки сваи, работающей в свайном кусте из четырех свай и менее, расчетная несущая способность сваи уменьшается на 20 %.

8.8.10 Для свай, воспринимающих выдергивающие нагрузки, допускается предусматривать их погружение в лидерные скважины, при этом разница между большим размером поперечного сечения сваи и диаметром лидерной скважины должна быть не менее 0,15 м.

8.9 Проектирование свайных фундаментов малоэтажных зданий

8.9.1 Особенности проектирования свайных фундаментов распространяются на следующие виды малоэтажных зданий: дома усадебного типа, животноводческие и птицеводческие здания, склады сельскохозяйственной продукции и сельскохозяйственной техники, навесы различного назначения с расчетной нагрузкой в уровне цоколя стены зданий до 150 кН/м, а на колонну - до 400 кН.

8.9.2 Рекомендуется применять следующие виды свай:

- забивные призматические сечением 30х30 см;

- короткие пирамидальные сваи с предварительно напряженной арматурой без поперечного армирования;

- буровые сваи диаметром 30-60 см длиной до 3 м с уплотненным трамбованием забоем;

- набивные сваи диаметром 30-60 см длиной до 3 м, устраиваемые в пробитых скважинах;

- буроинъекционные сваи диаметром 150-250 мм;

- трубчатые металлобетонные сваи диаметром 159-325 мм;

- сваи-колонны.

В фундаментах производственных сельскохозяйственных зданий распорной конструкции рекомендуется применять сваи таврового и двутаврового сечений с консолями.

Примечание – Уплотнение забоя скважин при устройстве буровых свай во всех случаях рекомендуется осуществлять путем втрамбовывания в грунт слоя щебня толщиной не менее 10 см в соответствии с действующим СП по производству работ в строительстве.

8.9.3 При расчете несущей способности свай по формуле (5.2) расчетные сопротивления грунта R, кПа, под нижним концом забивных свай при глубине погружения от 2 до 3 м принимаются по таблице 8.16, а на боковой поверхности R_{fi}, кПа, - по таблице 8.17.

Таблица 8.16

Глубина погружения сваи l, м	Коэффициент пористости e	Расчетные сопротивления грунтов под нижним концом забивных свай R, кПа, для									
		песков				глинистых грунтов при показателе текучести I_L, равном					
		крупных	средней крупности	мелких	пылеватых	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
2	≤ 0,55	8300	3900	2500	1500	6500	3900	2000	1000	600	300
	0,70	6400	3000	1900	1200	5400	3200	1700	900	500	250
	1,00	-	-	-	-	3200	1900	1000	600	300	150
3	≤ 0,55	8500	4100	2700	1600	6600	4000	2100	1100	650	350
	0,70	6600	3200	2100	1300	5500	3300	1800	1000	550	250
	1,00	-	-	-	-	3300	2000	1100	700	350	200

Примечание – Для промежуточных значений l, I_L и e значения R определяют интерполяцией.

Таблица 8.17

Средняя глубина расположения слоя грунта h_i, м	Коэффициент пористости грунта в слое e	Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных свай, в том числе таврового и двутаврового сечений, R_{fi}, кПа, для								
		песков			глинистых грунтов при показателе текучести I_L, равном					
		крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
1	≤ 0,55	80	55	45	46	39	32	25	18	11
	0,70	60	40	30	45	37	30	23	16	9
	1,00	-	-	-	-	32	23	15	10	6
2-3	≤ 0,55	85	60	50	68	53	40	29	20	13
	0,70	65	45	35	65	50	37	26	18	11
	1,00	-	-	-	60	45	32	21	13	7
Примечание – Для промежуточных значений h_i, e и I_L значения R_{fi} определяют интерполяцией.										

8.9.4 Расчетные сопротивления грунта R, кПа, под нижним концом набивных и буровых свай с уплотненным забоем при глубине погружения свай от 2 до 3 м принимаются по таблице 8.18; при этом для плотных песков табличные значения увеличивают в 1,3 раза. Расчетные сопротивления R_{fi}, кПа, на боковой поверхности набивных и буровых свай допускается принимать по таблице 8.17 с дополнительным коэффициентом условий работы, равным 0,9.

Таблица 8.18

Грунты	Коэффициент пористости *e*	Расчетные сопротивления под нижним концом набивных и буровых свай *R*, кПа, при глубине их погружения 2-3 м и расчетные сопротивления под консолями свай-колонн R_{con}, кПа			
		песков			
		крупных	средней крупности	мелких	пылеватых
		глинистых грунтов при показателе текучести I_L, равном			
		0,0	0,2	0,4	0,6
Пески	0,55-0,8	2000	1500	800	500
Супеси и суглинки	0,5	800	650	550	450
	0,7	650	550	450	350
	1,0	550	450	350	250
Глины	0,5	1400	1100	900	700
	0,6	1100	900	750	600
	0,8	700	600	500	400

8.9.5 Несущая способность F_d, кН, сваи-колонны с погружаемыми в грунт железобетонными консолями, работающей на сжимающую нагрузку, определяется как сумма сопротивлений грунта под нижним ее концом, под консолями и на боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c(RA + \gamma_{con}R_{con}A_{con} + U\sum R_{fi}h_i), \qquad (8.40)$$

где γ_c, R, A, U, R_{fi}, h_i - то же, что и в формуле (5.2);

γ_{con} - дополнительный коэффициент условий работы; γ_{con} = 0,4 для песков и γ_{con} = 0,8 для глинистых грунтов;

R_{con} - расчетное сопротивление грунта под консолями, кПа, при погружении их в грунт на глубину 0,5-1,0 м, принимаемое по таблице 8.18;

A_{con} - площадь проекции консолей на горизонтальную плоскость, м^2.

8.9.6 Несущая способность свай таврового и двутаврового сечений при действии вертикальной составляющей нагрузки определяется по формуле (5.2), принимая в ней значения R_{fi} на боковой поверхности полки и стенки по таблице 8.17.

Примечание – При расчете несущей способности свай таврового и двутаврового сечений, используемых для зданий с каркасом из трехшарнирных рам, допускается учитывать влияние горизонтальной составляющей распора на расчетные сопротивления на боковой поверхности свай.

8.9.7 Расчетные характеристики грунтов при определении несущей способности свай по 8.9.3-8.9.6 принимаются для наиболее неблагоприятного случая их сезонного изменения в процессе строительства и эксплуатации здания.

8.9.8 При проектировании свайных фундаментов в пучинистых грунтах производят расчет на воздействие сил пучения.

Приложение А .

Значение коэффициента постели грунта

Фактические значения коэффициента постели грунта C_z, кН/м^3, для забивных свай определяют по результатам статического и динамического зондирования (q_s и p_d) по таблицам А.1 и А.2.

Таблица А.1

Вид грунта, прорезаемого сваей	Среднее значение удельного сопротивления грунта ниже острия сваи на 4d, МПа		Коэффициент постели грунта C_z, кН/м^3, при степени влажности S_r для песчаных грунтов	
	q_s	p_d	маловлажные и влажные $0 < S_r \leq 0,8$	водонасыщенные $0,8 < S_r \leq 1$
Пески гравелистые крупные:				
прочные	>15	>14	78 000	65 000
средней прочности	8,9	8,6	52 000	43 000
малопрочные	<2,8	<3,3	31 000	26 000
Пески средние:				
прочные	>15	>14	75 000	62 000
средней прочности	8,7	8,5	50 000	42 000
малопрочные	<2,5	<3,0	30 000	25 000
Пески мелкие:				
прочные	>8,3	>8,5	69 000	57 000
средней прочности	4,9	5,3	46 000	38 000
малопрочные	<1,5	<2,2	27 000	22 000
Пески пылеватые:				
прочные	>8,3	>8,5	60 000	50 000
средней прочности	4,2	5,0	40 000	33 000
малопрочные	<1,2	<1,5	24 000	20 000
Примечание — При промежуточных значениях q_s и p_d коэффициент C_z определяется интерполяцией.				

Таблица А.2

Вид грунта, прорезаемого сваей	Коэффициент постели грунта C_z, кН/м^3, при показателе текучести I_L для пылевато-глинистых грунтов								
	≤0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
Супеси	36 000	30 000	25 000	22 000	20 000	18 000	16 000	15 000	14 000
Супеси моренные	42 000	36 000	31 000	27 000	25 000	23 000	21 000	20 000	19 000
Суглинки	32 000	26 000	22 000	18 000	16 000	14 000	12 500	12 000	11 000
Суглинки моренные	38 000	32 000	27 000	24 000	21 000	19 000	17 000	16 000	15 000
Глины	30 000	24 000	20 000	17 000	15 000	13 000	12 000	11 000	10 000
Глины моренные	38 000	32 000	27 000	24 000	21 000	19 000	17 000	16 000	15 000

Примечание — При промежуточных значениях I_L коэффициент C_z определяется интерполяцией.

Приложение Б

Переходные коэффициенты к данным зондирования для установок с диаметром зонда 62 мм (СПК)

Величины удельного сопротивления грунта под наконечником зонда (q_s), МПа, и удельного сопротивления грунта на участке боковой поверхности зонда (муфте трения) (f_s), МПа, для установок с диаметром зонда 62 мм (СПК) следует определять делением полученных величин на коэффициенты соответственно (K_q) и (K_f), приведенные в таблицах Б.1 и Б.2.

Таблица Б1

Глубина погружения зонда (h), м	Значение коэффициента перехода (K_q) при (q_s), МПа, (диаметр зонда 62 мм)			
	менее 2	от 2 до 6	от 6 до 10	более 10
Менее 6	1,11 / 1,06	1,04 / 0,93	0,97 / 0,75	0,88 / 0,75
От 6 до 12	1,16 / 1,25	1,11 / 1,07	1,05 / 0,93	0,97 / 0,87
Более 12	1,20 / 1,37	1,17 / 1,21	1,12 / 1,07	1,07 / 1,01

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

2 Для грунтов с промежуточными значениями (q_s) величину коэффициента перехода (K_q) следует определять интерполяцией.

Таблица Б.2

Глубина погружения зонда (h), м	Значение коэффициента перехода (K_f) при (f_s), МПа,			
	менее 2	от 2 до 6	от 6 до 10	более 10
Менее 6	2,40 / 1,31	1,60 / 1,02	1,22 / 0,80	1,10 / 0,62
От 6 до 12	1,72 / 1,44	1,42 / 1,20	1,21 / 0,99	1,07 / 0,76
Более 12	1,20 / 1,57	1,19 / 1,42	1,10 / 1,28	1,00 / 1,08

Примечания

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

2 Для грунтов с промежуточными значениями (f_s) величину коэффициента перехода (K_f) определяется интерполяцией.

Коэффициент (K_q) допускается принимать равным 1 при значениях (q_s):

- до 10 МПа и глубине зондирования до 12 м в пылевато-глинистых грунтах;

- до 10 МПа в песчаных грунтах;

- более 10 МПа и глубине зондирования более 12 м в пылевато-глинистых грунтах.

Приложение В.

Пример определения частного значения несущей способности грунтов оснований свай по результатам статического зондирования грунтов

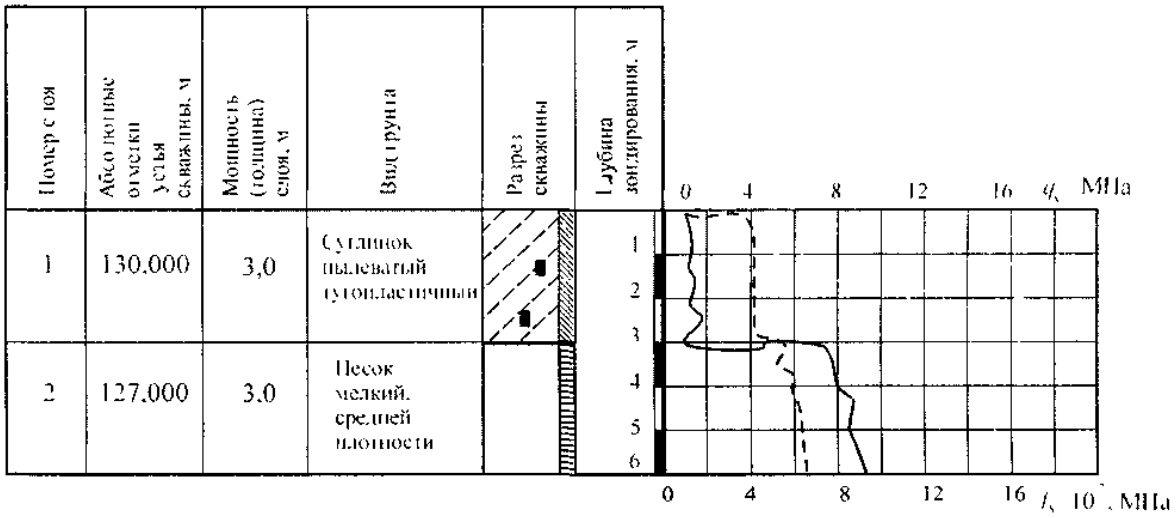
Исходные данные:

1 График статического зондирования, совмещенный с инженерно-геологической колонкой (рисунок В.1).

2 Проектируемые сваи:

а) h = 4,0 м; d = 0,3 м; A = 0,09 м^2; U = 1,2 м.

б) h = 4,0 м; d = 0,15 м; A = 0,0225 м^2; U = 0,6 м.



q_s — удельное сопротивление грунта конусу зонда, МПа;

f_s — удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности зонда, МПа.

Рисунок В.1 — График статического зондирования, совмещенный с инженерно-геологической колонкой.

Задание: Произвести расчет частного значения предельного сопротивления сваи в точке зондирования и определить расчетную допускаемую нагрузку на сваю.

Расчет:

- определяем величину ($\overline{q}_{si}$) на участке (Id) выше и ($4d$) ниже острия проектируемой сваи, как среднее арифметическое (q_{si}) в отдельных точках

а) $\bar{q}_{si} = \dfrac{\sum_{i=1}^{n} q_{si} z_i}{z} = \dfrac{7{,}8 \cdot 0{,}5 + 8 \cdot 0{,}5 + 8{,}2 \cdot 0{,}5}{1{,}5} = 8{,}00\,\text{МПа};$

б) $\bar{q}_{si} = \dfrac{\sum_{i=1}^{n} q_{si} z_i}{z} = \dfrac{8{,}0 \cdot 0{,}75}{0{,}75} = 8{,}00\,\text{МПа};$

- предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным статического зондирования в рассматриваемой точке

а) $R_s = \beta_{1i} \cdot \bar{q}_{si} = 0{,}66 \cdot 8 = 5{,}28\,\text{МПа};$

б) $R_s = \beta_{ij} \cdot \bar{q}_{si} = 0{,}66 \cdot 8 = 5{,}28\,\text{МПа};$

- определяем ($\bar{f}_{si}$) на боковой поверхности зонда на двух участках (глинистые и песчаные)

$$\bar{f}_{s1} = \frac{\sum f_{si} h_i}{h} = \frac{0{,}038 \cdot 1 + 0{,}040 \cdot 1 + 0{,}042 \cdot 1}{3{,}0} = 0{,}040\,\text{МПа};$$

$$\bar{f}_{s2} = \frac{\sum f_{si} h_i}{h} = \frac{0{,}42 \cdot 0{,}2 + 0{,}050 \cdot 0{,}6 + 0{,}058 \cdot 0{,}2}{1{,}0} = 0{,}050\,\text{МПа};$$

- среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи ($\bar{R}_{fs}$), по данным статического зондирования грунта в рассматриваемой точке

а) $R_{fs1} = \bar{f}_{s1} \beta_{2i} = 0{,}04 \cdot 0{,}75 = 0{,}03\,\text{МПа};$

б) $R_{fs2} = \bar{f}_{s2} \beta_{2i} = 0{,}05 \cdot 0{,}57 = 0{,}0285\,\text{МПа};$

$$R_{fs} = \frac{0{,}03 \cdot 3 + 0{,}0285 \cdot 1}{4} = 0{,}0296\,\text{МПа};$$

- частное значение предельных сопротивлений свай определяем по формуле

$$F_u = R_s A + R_{fs} h U,$$

а) F_u = 5,28·0,09 + 0,0296·4·1,2 = 0,4752+0,142 ≈ 0,62 МН = 620 кН.

б) F_u = 5,28·0,0225 + 0,0296·4·0,6 = 0,1188 + 0,07 ≈ 0,19 МН = 190 кН,

- несущая способность (F_d), кН, забивной защемленной в грунте сваи, работающей на сжимающую нагрузку, по результатам статического зондирования равна

$$F_d = \frac{\sum F_u}{n\gamma_g}.$$

Для одного испытания $F_u = F_d$;

- расчетная допустимая нагрузка на сваю

а) $N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0{,}62}{1{,}25} = 0{,}496\,\text{МН} = 496\,\text{кН};$

б) $N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{0{,}19}{1{,}25} = 0{,}152\,\text{МН} = 152\,\text{кН};$

Примечание — Методика статического зондирования в том числе разбиение графиков зондирования на участки, выполняется согласно 4.15.3.

Приложение Г.

Пример определения частного значения несущей способности грунтов оснований свай по результатам динамического зондирования грунтов

Исходные данные:

1. График динамического зондирования, совмещенный с инженерно-геологической колонкой (рисунок Г.1).

2. Проектируемая свая:

h = 5,0 м; d = 0,3 м.

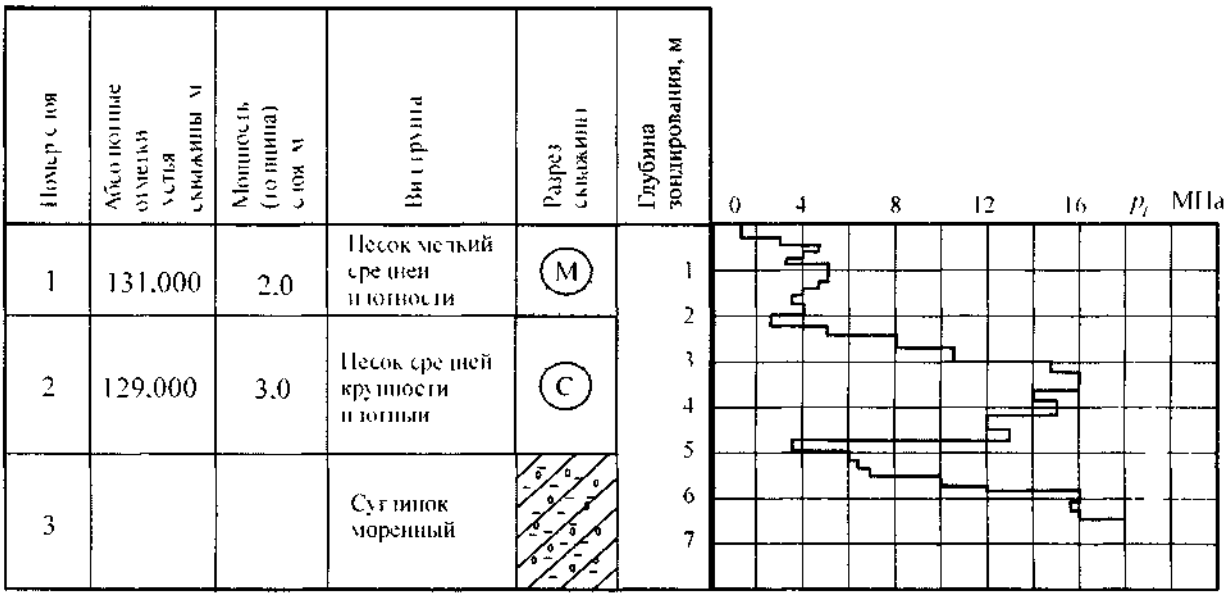


Рисунок Г.1 — График динамического зондирования, совмещенный

с инженерно-геологической колонкой

Задание: Провести расчет частного значения предельного сопротивления сваи в точке динамического зондирования и определить расчетную нагрузку на сваю.

Расчет:

- определяем предельное удельное сопротивление грунта под нижним концом сваи *(R_d)* по данным динамического зондирования в рассматриваемой точке

$$R_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} q_{di} z_i}{z} = \frac{2{,}80 \cdot 0{,}3 + 2{,}4 \cdot 0{,}5 + 3{,}5 \cdot 0{,}7}{1{,}5} 2{,}99 \text{ МПа};$$

- определяем среднее значение предельного удельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи $\left(\overline{R}_{fd}\right)$

$$R_{fd} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \bar{f}_{di} h_i}{h} = \frac{(2{,}03 \cdot 2 + 4{,}13 \cdot 3 + 6{,}1 \cdot 1{,}5) \cdot 10^{-2}}{6{,}5} = 3{,}94 \cdot 10^{-2} \text{ МПа};$$

- определяем частное значение предельного сопротивления забивной висячей сваи в точке зондирования

$$F_u = R_d A + R_{fd}\, h\, U = 2{,}99 \cdot 0{,}09 + 3{,}94 \cdot 10^{-2} \cdot 6{,}5 \cdot 1{,}2 = 0{,}576 \text{ кН},$$

так как произведено одно испытание, то $F_u = F_d = 576$ кН;

- определяем расчетную допускаемую нагрузку на сваю по несущей способности

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{576}{1{,}3} = 443 \text{ кН}.$$

Приложение Д.

Расчет набивных свай с уплотненным основанием на действие моментов и горизонтальных нагрузок

Д.1 Расчет односвайных набивных фундаментов с уплотненным основанием на горизонтальную нагрузку производится с учетом влияния вертикальной нагрузки и момента, приложенных к голове сваи.

Д.2 Расчет оснований свай Iа типа (с микросваями) по несущей способности на горизонтальную нагрузку F_h, кН, производится исходя из следующего условия

$$F_h \le \gamma_r \cdot \frac{F_{sr}}{\gamma_n}, \qquad (Д.1)$$

где γ_r - коэффициент условий работы грунта, принимаемый по таблице Д.1;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, равный для зданий уровня ответственности:

I - 1,20;

II - 1,15;

III - 1,10;

F_{sr} - удерживающая реактивная сила, действующая по плоскости скольжения, равная сумме проекций удерживающих сил на плоскость сдвига по подошве уширенного оголовка (ростверка), кН, определяемая в соответствии с Д.2.1.

Таблица Д.1

Вид грунта основания сваи в скважине Iа типа	Коэффициент условий работы грунта γ_r
Песчаные грунты, за исключением пылеватых и мелких	1,00
Пески мелкие и пылеватые	0,90
Глинистые грунты, в том числе и лессовидные при показателе текучести $I_L \le 0,60$	0,90
Глинистые грунты при показателе текучести $I_L > 0,60$	0,80

Д.2.1 Значение F_{sr} для сваи Iа типа определяется в соответствии с расчетной схемой (рисунок Е.1, для трехшарнирных рам) по формуле

$$F_{sr} = N\mathrm{tg}\varphi_y + A_п c_y + E_p, \qquad (Д.2)$$

где N - нагрузка, нормальная к подошве фундамента, равная сумме всех верти-

кальных нагрузок, действующих на подошву фундамента, кН;

φ_y, c_y - соответственно угол внутреннего трения, град, и удельное сцепление, МПа, уплотненного грунта, принимаемые по таблице Д.2;

$A_п$ - площадь подошвы уширенного оголовка (ростверка) сваи Iа типа, равная $b_п \times l_п$ (см. рисунок Д.1), м^2;

E_p - сила пассивного отпора грунта по боковой поверхности уширенного оголовка (ростверка) и микросвай Iа типа (см. рисунок Д.1), кН, определяемая по формуле (Д.4).

Таблица Д.2

Вид грунта основания и его физические характеристики	Параметры прочности уплотненного грунта	
	φ_y	c_y
Песчаные грунты при коэффициенте пористости:		
e < 0,60	$\varphi_y = \varphi_I + 1°$	$c_y = 1{,}0c_I$
0,60 ≤ e ≤ 0,75	$\varphi_y = \varphi_I + 2°$	$c_y = 1{,}3c_I$
e > 0,75	$\varphi_y = \varphi_I + 3°$	$c_y = 1{,}3c_I$
Пылевато-глинистые грунты при показателе текучести:	$\varphi_y = \varphi_I + 1°$	$c_y = 1{,}1c_I$
I_L < 0,20	$\varphi_y = \varphi_I + 2°$	$c_y = 1{,}25c_I$
0,20 ≤ I_L ≤ 0,60	$\varphi_y = \varphi_I + 2°$	$c_y = 1{,}6c_I$
0,60 < I_L ≤ 0,80	$\varphi_y = \varphi_I + 1°$	$c_y = 1{,}4c_I$

Примечания

1 c_I и φ_I — соответственно удельное сцепление, кПа, и угол внутреннего трения, град, грунта природного залегания, принимаемые по данным инженерно-геологических изысканий.

2 Выражение в знаменателе относится к моренным супесям и суглинкам, в числителе — ко всем остальным видам супесей и суглинков.

3 Если в отчете по инженерно-геологическим изысканиям отсутствуют данные по параметрам c_I и φ_I, допускается использовать нормативные значения $c_н$ и $\varphi_н$. При этом расчетные значения c_I и φ_I определяются по формулам:

$$\varphi_I = \frac{\varphi_н}{\gamma_{g(\varphi)}}, \quad c_I = \frac{c_н}{\gamma_{g(c)}},$$

где $\gamma_{g(\varphi)}$, $\gamma_{g(c)}$ — переходные коэффициенты, равные:

$\gamma_{g(\varphi)}$ = 1,10 (для песчаных грунтов);

$\gamma_{g(\varphi)}$ = 1,15 (для глинистых грунтов);

$\gamma_{g(c)}$ = 1,50.

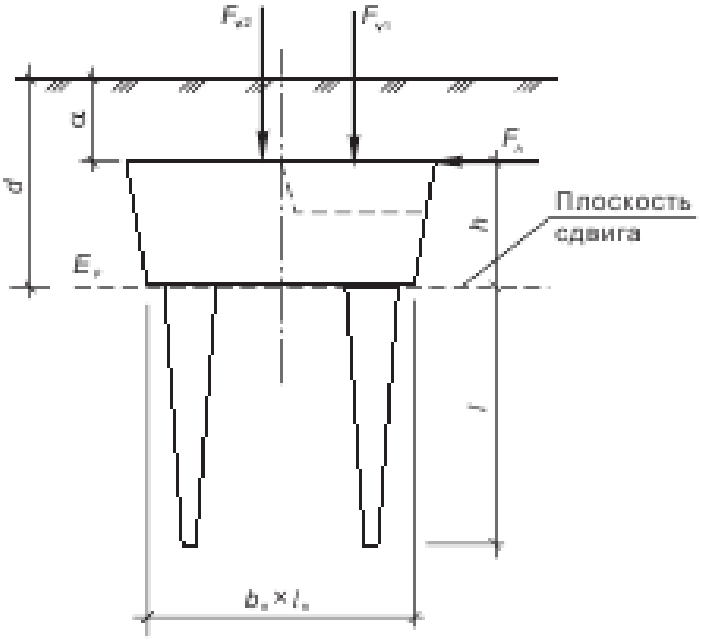


Рисунок Д.1 — Расчетная схема сваи Iа типа на сдвиг

по подошве уширенного оголовка (ростверка)

Значение *N*, кН, определяется по формуле

$$N = F_{v1} + \gamma_f \cdot (F_{v2} + \gamma_{mt} d b l_п), \qquad (Д.3)$$

где F_{v1} - вертикальная нагрузка, передающаяся на свайный фундамент от колонн, кН, и несущих стен, кН/м;

F_{v2} - то же, от ограждающих и самонесущих конструкций (стен, перегородок), кН/м;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для стенового ограждения, собственного веса фундамента и грунта над ним, принимаемый равным γ_f = 0,9;

γ_{mt} - среднее взвешенное значение удельных весов тела фундамента и грунта, расположенных над подошвой фундамента, принимаемое равным γ_{mt} = 20 кН/м^3;

b - ширина ростверка свайного фундамента, м;

$l_п$ - длина ростверка свайного фундамента, м;

d - глубина заложения ростверка свайного фундамента, м.

Д.2.2 Сила пассивного отпора грунта E_p, кН, определяется по формуле

$$E_p = K_n \cdot (A_{б.о.} + n_c A_{б.м.}) \cdot \left[\left(a + \frac{h}{2} \right) \gamma_y \lambda_r + 2c_y \cdot \sqrt{\lambda_r} \right] \cos \varphi_y , \qquad (Д.4)$$

где K_n - коэффициент, учитывающий пространственный характер работы сваи Iа типа, принимаемый равным K_n = 1,3 для песчаных и K_n = 1,5 для глинистых грунтов;

$A_{б.о.}$ - площадь боковой поверхности уширенного оголовка (ростверка) сваи Iа типа со стороны пассивного отпора грунта, м^2;

n_c - количество микросвай в фундаменте, шт.;

$A_{б.м.}$ - площадь боковой поверхности микросвай со стороны пассивного отпора грунта, м^2;

a, h - см. рисунок Е.1;

γ_y - среднее значение удельного веса грунта в пределах цилиндрической уплотненной области, кН/м^3;

φ_y, c_y - параметры прочности уплотненного грунта, принимаемые по таблице Д.2;

λ_r - коэффициент отпора грунта, определяемый по графикам на рисунке Д.2.

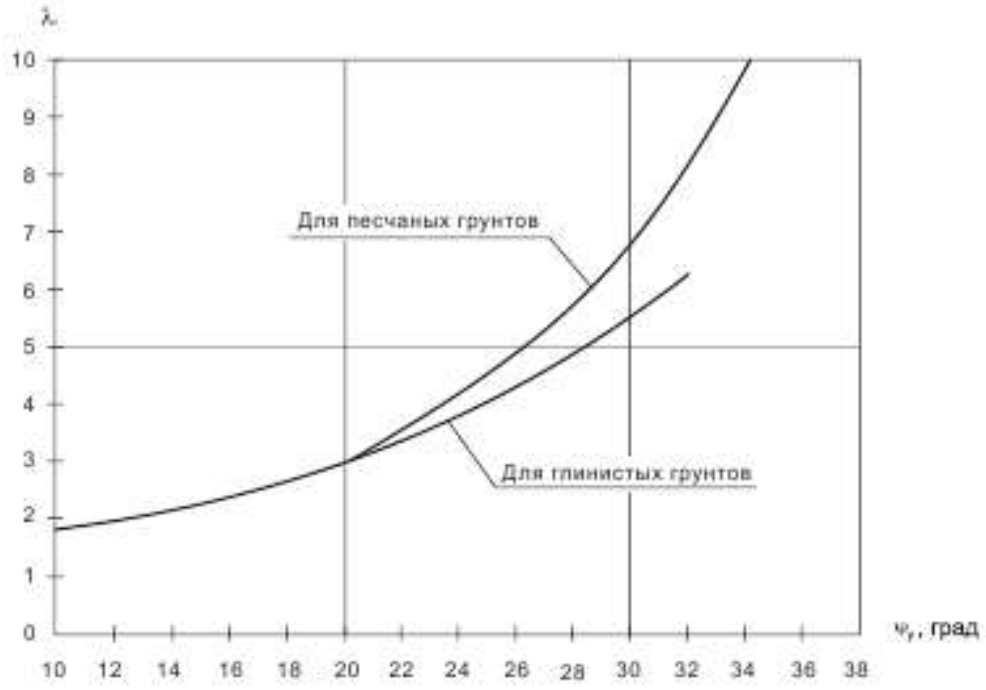


Рисунок Д.2 — График для определения коэффициента λ_r

Д.2.3 Значение силы пассивного отпора грунта E_p принимается не более величины силы предельного сопротивления микросвай на срез F_{um} в уровне подошвы уширенного оголовка (ростверка) сваи Iа типа, которая определяется по формуле (Д.5).

Д.2.4 Сила предельного сопротивления микросваи (без поперечной арматуры) на срез F_{um}, кН, в уровне подошвы уширенного оголовка (ростверка) сваи Iа типа определяется по формуле

$$F_{um} = \gamma_{b2} \cdot 2{,}5 R_{bt} n_c A_м, \qquad (Д.5)$$

где γ_{b2} - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным γ_{b2} = 0,9 (согласно СП 5.03.01);

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона на срез, равное R_{bt} = 0,75 МПа для бетона класса $С^{12}/_{15}$ (согласно СП 5.03.01);

n_c - количество микросвай, шт.;

$A_м$ - площадь поперечного сечения микросваи в месте ее наибольшего диаметра, м^2.

Примечание — При наличии в микросваях поперечной арматуры расчет производится в соответствии с СП 5.03.01.

Д.3 Расчет оснований свай Iа типа на вертикальную нагрузку (при наличии моментов и горизонтальных нагрузок) по деформациям производится в соответствии с Д.3.1 (что характерно для фундаментов под колонны).

Д.3.1 Расчет свай Iа типа на вертикальную нагрузку (при наличии момента и горизонтальной нагрузки) по деформациям производится с определением максимальных σ_{max} и минимальных σ_{min} краевых давлений под подошвой уширенного оголовка (ростверка) сваи Iа типа в соответствии с рисунком Д.3 по формулам

$$\sigma^{max}_{min} = (N + G)/A_m \pm (\Sigma M - 0{,}5 f_h b_m h^2)/W, \qquad (Д.6)$$

$$\sigma_{max} \le 1{,}2 R_{(1,2)}, \qquad (Д.7)$$

$$\sigma_{min} \ge 0, \qquad (Д.8)$$

$$\sigma_{ср} \le R_{(1,2)}, \qquad (Д.9)$$

где N - вертикальная составляющая равнодействующей сил, действующих на фундамент, кН;

G - собственный вес фундамента и вес грунта действующий на обрез фундамента (см. рисунок Д.3), равный $G = \gamma_m d_0$ (здесь: γ_m = 20 кН/м^3, d_0 – толщина грунта и пола, м), кН;

A_m - площадь фундамента на глубине $0{,}5h(d_p)$, м^2 (см. рисунок Д.3);

ΣM - сумма моментов, в т.ч. и сдвиговых (горизонтальных) сил, кНм;

f_h - горизонтальная составляющая реактивного отпора грунта с учетом уплотнения песчаной подушки толщиной $h_п$, равная меньшему значению из двух величин:

$f_h = a + b\sigma_m$ (здесь: a = 100 кПа; b = 0,4; σ_m – среднее вертикальное напряжение на глубине $0{,}5h$, м), кН/м^2;

$f_h = E_p$ (см. Е.2.2), кН/м^2;

$R_{(1,2)}$ - расчетное сопротивление грунта под подошвой ростверка – $R_{(1)}$ и расчетное сопротивление под условным фундаментом – $R_{(2)}$ (под микросваями) (см. таблицы 6.8 и 6.9 и рисунок Д.3), кН/м^2;

W - момент сопротивления сечения ростверка на глубине $0{,}5d_p(h)$, м^3.

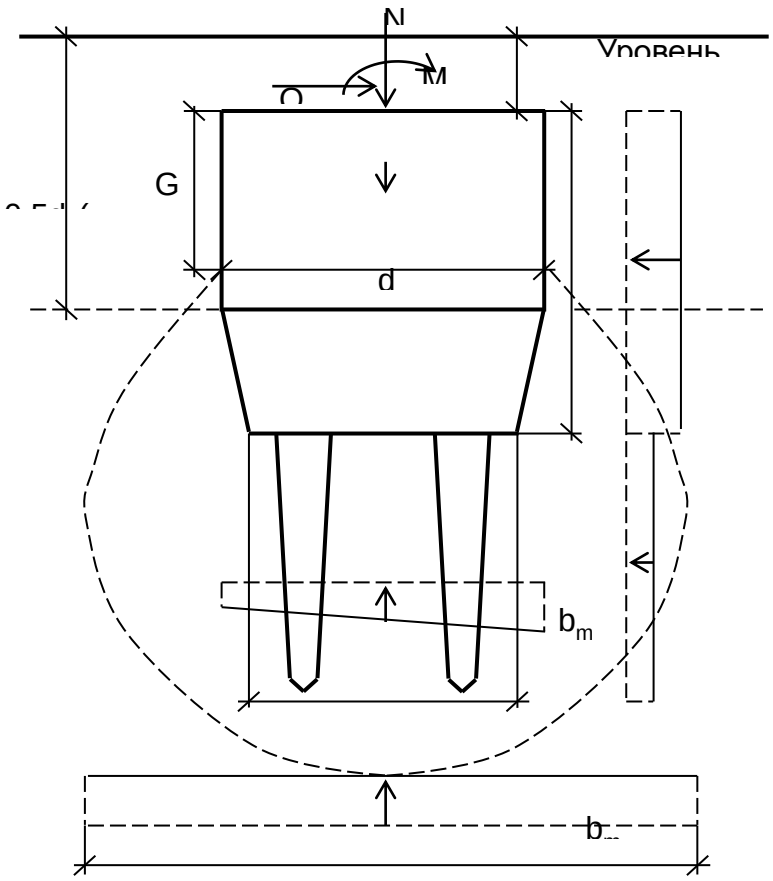


Рисунок Д.3 — Расчетная схема сваи Ia типа на вертикальную нагрузку F_v по деформациям при наличии горизонтальной нагрузки F_h и момента M

Значение среднего вертикального напряжения σ_m, кН/м^2, на глубине 0,5h, м, определяется по формуле:

$$\sigma_m = (N + G)/A_m, \qquad (Д.10)$$

где N, G, A_m - то же, что и в формуле (Д.6).

Значения $R_{(1,2)}$ принимаются по таблицам 6.8 и 6.9 с учетом расстояния от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, а именно:

- значение $R_{(1)}$ – на расстоянии (глубине) – не менее 0,5 м во всех случаях;

- значение $R_{(2)}$ – на расстоянии (глубине) – не минее 1,5 м во всех случаях с коэффициентом 0,6.

При этом значение $R_{(2)}$ не превышает значение расчетного сопротивления грунта ($R_{усл}$) под подошвой условного фундамента (см. рисунок Д.3) шириной $b_{усл}$, определенного для грунта природного сложения по данным инженерно-геологических изысканий.

Д.3.2 Для зданий без мостовых кранов допускается треугольная эпюра давлений с частичным отрывом фундамента от грунта, но не более 1/4 длины фундамента (см. рисунок Е.4).

Д.4 Расчет основания свай Iа типа на горизонтальную нагрузку по деформациям допускается производить в соответствии с Д.4.1 и Д.4.2.

Д.4.1 Горизонтальное перемещение u, м, свай Iа типа определяется по формуле

$$u = m_p \Phi \cdot \frac{F_h}{2 l_п E}, \qquad (Д.11)$$

где F_h - горизонтальная нагрузка на фундамент, кН, с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

$l_п$ - длина подошвы уширенного оголовка (ростверка) сваи Iа типа, м (см. рисунок Е.4);

E - модуль деформации грунта, МПа;

Ф - эмпирический коэффициент, зависящий от свойств грунта и определяемый по формуле

$$\Phi = 1{,}68 - 0{,}64\mu - 1{,}23\mu^2, \qquad (Е.12)$$

здесь μ - коэффициент Пуассона, принимаемый равным:

0,30 - для песков и супесей;

0,35 - для суглинков;

0,42 - для глин;

m_p - эмпирический коэффициент, учитывающий влияние вертикальных нагрузок на горизонтальное перемещение, принимаемый по таблице Д.3.

Таблица Д.3

Значение коэффициента *К*	Коэффициент m_p
$K \le 0{,}55$	1,0
$0{,}55 < K \le 0{,}75$	1,3
$0{,}75 < K \le 0{,}95$	1,8
$K > 0{,}95$	2,5
Примечание — При известных значениях вертикальной и горизонтальной нагрузок коэффициент *К* можно определить по формуле $K = \dfrac{F_h}{F_{v1} + F_{v2}}$.	

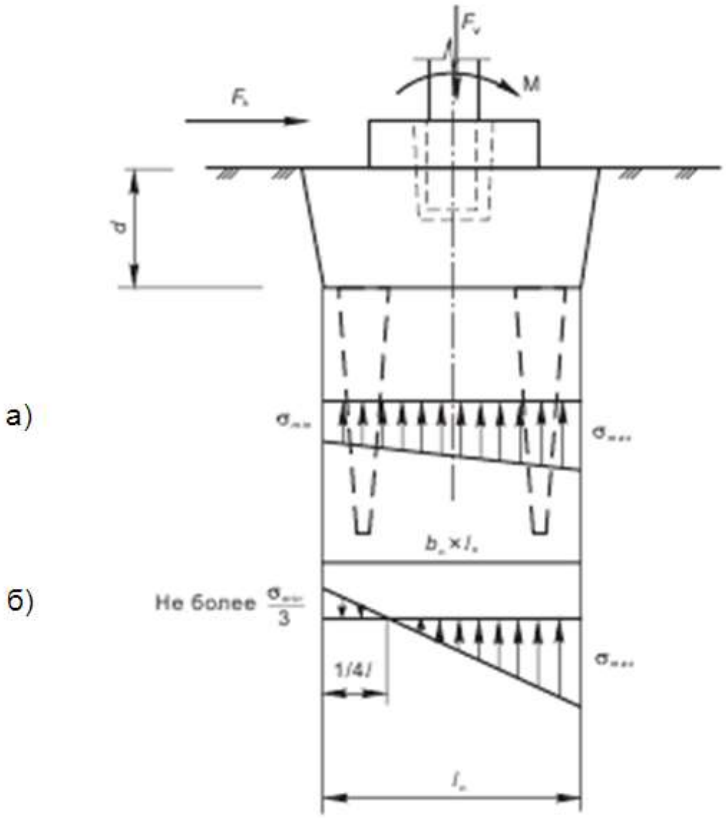


Рисунок Д.4 — Расчетная схема сваи Ia типа на вертикальную нагрузку F_v по деформациям при наличии горизонтальной нагрузки F_h и момента *М*:

а — опора краевых давлений для зданий с мостовыми кранами;

б — то же, без мостовых кранов

Д.4.2 Предельно допустимое горизонтальное перемещение свай Iа типа u_u, м, не рекомендуется превышать более 0,02 м.

Д.5 Расчет свай пирамидальной (конусообразной) формы в выштампованных скважинах (II тип) при действии горизонтальной нагрузки производится по формуле

$$F_{uh} = C_z h u_0 \cdot \left\{ b_0 \cdot \left[\frac{1}{v+1} - \frac{1}{\alpha_h \cdot (v+2)} \right] - (b_0 - b_l) \cdot \left[\frac{1}{v+2} - \frac{1}{\alpha_h \cdot (v+3)} \right] \right\}, \qquad (Д.13)$$

где F_{uh} - несущая способность сваи при действии горизонтальной нагрузки, кН, при заданном горизонтальном перемещении u_0;

u_0 - горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта, задаваемое в проектной документации, м;

h - глубина погружения сваи в грунт, м;

C_z - коэффициент постели грунта, кН/м^3, принимаемый по таблицам Д.4 и Д.5;

b_0 - поперечный размер сваи в уровне поверхности грунта (планировки), м;

b_l - поперечный размер сваи в уровне ее нижнего конца, м;

v - коэффициент развития пластических деформаций в околосвайном грунте, принимаемый по таблице Д.6;

α_h - относительная глубина расположения нулевой точки сваи, определяемая по формуле

$$\alpha_h = \frac{(f_{v1} C_z h^2 - N) u_0}{f_{v2} C_z h^2 u_0 + N \cdot \left(e_t - \frac{b_l}{2} \right) \pm M_0}, \qquad (Д.14)$$

здесь N - вдавливающая нагрузка, действующая на сваю, кН;

e_t - относительный эксцентриситет приложения вдавливающей нагрузки N, принимаемый со знаком плюс, если он направлен в сторону действия горизонтальной нагрузки относительно геометрической оси сваи, и со знаком минус, если направлен в противоположную сторону;

M_0 - внешний изгибающий момент, кН·м, приложенный к свае, принимаемый со знаком плюс, если направление его действия совпадает с направлением горизонтальной нагрузки, и со знаком минус, если момент направлен в противоположную сторону;

f_{v1}, f_{v2} — эмпирические коэффициенты, м, определяемые по формулам:

$$f_{v1} = \frac{b_0}{v+3} - \frac{b_0 - b_l}{v+4}, \qquad (Д.15)$$

$$f_{v2} = \frac{b_0}{v+2} - \frac{b_0 - b_l}{v+3}. \qquad (Д.16)$$

Таблица Д.4

Вид и характеристики грунта, прорезаемого сваей	Коэффициент постели грунта C_z, кН/м^3, при степени влажности S_r грунтов		
	маловлажных $0 < S_r \le 0,5$	влажных $0,5 < S_r \le 0,8$	водонасыщенных $0,8 < S_r \le 1,0$
Пески гравелистые и крупные:			
прочные	86 000	78 000	65 000
средней прочности	57 000	52 000	43 000
малопрочные	34 000	31 000	26 000
Пески средней крупности:			
прочные	82 000	75 000	62 000
средней прочности	55 000	50 000	42 000
малопрочные	33 000	30 000	25 000
Пески мелкие:			
прочные	76 000	69 000	57 000
средней прочности	50 000	46 000	38 000
малопрочные	30 000	27 000	22 000
Пески пылеватые:			
прочные	66 000	60 000	50 000
средней прочности	44 000	40 000	33 000
малопрочные	26 000	24 000	20 000

Таблица Д.5

Вид грунта, прорезаемого сваей	Коэффициент постели грунта C_z, кН/м^3, при показателе текучести I_L										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Супеси	36 000	30 000	25 000	22 000	20 000	18 000	16 000	15 000	14 500	14 000	14 000
Супеси моренные	42 000	36 000	31 000	27 000	25 000	23 000	21 000	20 000	19 000	18 000	18 000
Суглинки	32 000	26 000	22 000	18 000	16 000	14 000	13 000	12 000	11 000	11 000	11 000
Суглинки моренные	38 000	32 000	27 000	24 000	21 000	19 000	17 000	16 000	15 000	14 000	14 000
Глины	30 000	24 000	20 000	17 000	15 000	13 000	12 000	11 000	10 000	10 000	10 000
Глины моренные	38 000	32 000	27 000	24 000	21 000	19 000	17 000	16 000	15 000	14 000	14 000

Таблица Д.6

u_0, мм	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15	16	18	20	22	25	30
v	0,0	0,04	0,08	0,12	0,16	0,2	0,234	0,27	0,31	0,375	0,472	0,5	0,56	0,622	0,675	0,752	0,875

Д.6 Расчет сваи пирамидальной (конусообразной) формы (I тип) с уширением в верхней части (рисунок Д.5а) при действии горизонтальной нагрузки производится по формуле

$$F_{uh}^{B} = \gamma_c F_{uh}, \qquad (Д.17)$$

где F_{uh}^{B} - несущая способность сваи пирамидальной формы с уширением в верхней части, кН, при заданном горизонтальном перемещении u_0;

γ_c — коэффициент условий работы грунта, определяемый по графику на рисунке Д.6а в зависимости от коэффициентов α_1 и β_1;

F_{uh} — то же, что и в формуле (Д.13).

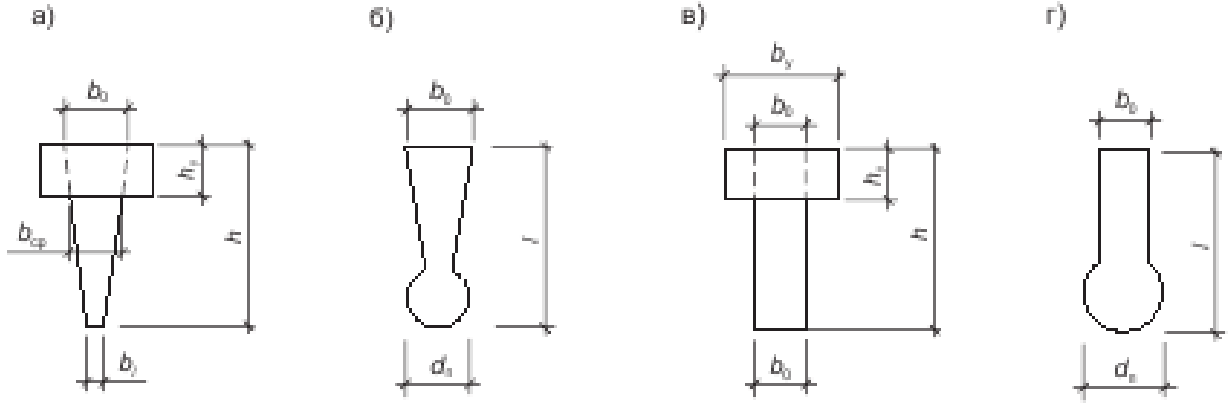


Рисунок Д.5 — Геометрические характеристики свай:

а — набивная свая в выштампованной или вытрамбованной скважине с уширением в верхней части; б — то же, в нижней части; в — буронабивная свая с уширением в верхней части; г — то же, в нижней части

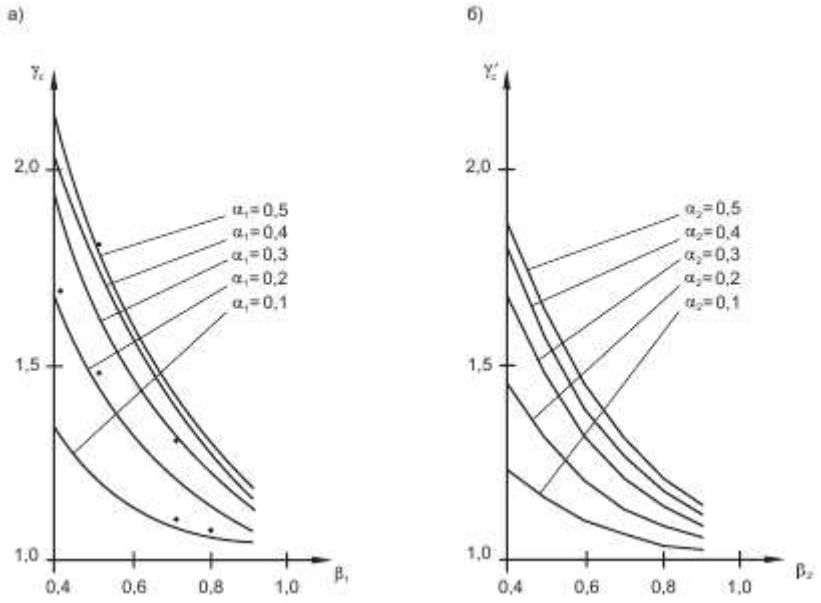


Рисунок Д.6 — Графики зависимости коэффициентов γ_c и γ_c' от коэффициентов α_1, β_1 и α_2, β_2:

а — для набивных свай в выштампованных и вытрамбованных скважинах с уширениями;

б — для буронабивных свай с уширениями

Примечание - Для рассматриваемых свай: $\beta_1 = \beta_2 = b_0/b_y$, $\alpha_1 = \alpha_2 = h_y/l$ (с уширением в верхней части) и $\beta_1 = \beta_2 = b_0/b_п$, $\alpha_1 = \alpha_2 = b_п/l$ (с уширением в нижней части); $b_п = 0{,}886d_п$, где b_0 — поперечный размер ствола сваи в уровне планировки, м; $b_п$ — расчетный поперечный размер уширения в нижней части сваи, м; $b_у$ — поперечный размер уширенного оголовка сваи, м; l — длина ствола сваи, в том числе с уширением, м; h_y — высота уширения верхнего конца сваи, находящегося в грунте, м; $d_п$ — диаметр уширения (пяты) сваи, м.

При этом поперечный размер пирамидальной сваи в уровне поверхности грунта b_0, м, (см. формулу (Д.13)) определяется по формуле

$$b_0 = b \cdot \frac{h_y \cdot (b - b_l)}{h - h_y}, \qquad (Д.18)$$

где b - поперечный размер пирамидальной сваи в месте ее сопряжения с уширением, задаваемый в проектной документации, м;

b_l - то же, что и в формуле (Д.13);

h_y - высота уширения верхнего конца сваи (шайбы), находящегося в грунте, м;

h - глубина погружения сваи в грунт вместе с уширением, м.

Д.7 Расчет пирамидальной сваи (II тип) с уширением в нижней части (рисунок Д.5б) при действии горизонтальной нагрузки производится по формуле

$$F_{uh}^{н} = \gamma_c F_{uh}, \qquad (Д.19)$$

где $F_{uh}^{н}$ - несущая способность сваи пирамидальной формы с уширением в нижней части, кН;

γ_c - то же, что и в формуле (Д.17);

F_{uh} - то же, что и в формуле (Д.13).

Д.8 Расчет короткой жесткой буронабивной сваи с уширением в верхней части при действии горизонтальной нагрузки осуществляется по формулам (Д.13) и (Д.14) при $b_0 = b_l$, т. е.:

$$F_{uh} = C_z h u_0 b_0 \cdot \left[\frac{1}{v+1} - \frac{1}{\alpha_h \cdot (v+2)} \right],$$

$$\alpha_h = \frac{\left[b_0 C_z h^2 / (v+3) - N \right] u_0}{b_0 C_z h^2 / (v+2) + N \cdot (e_t - b_0/2) \pm M_0},$$

где b_0 - поперечный размер ствола буронабивной сваи, м;

C_z, h, u_0, v - то же, что и в формуле (Д.13);

e_t, M_0, N - то же, что и в формуле (Д.14).

Д.9 Расчет буронабивной сваи с уширением в верхней части (см. рисунок Д.5в) производится по формуле

$$F_{uh}^{B} = \gamma_c' F_{uh}, \qquad (Д.20)$$

где F_{uh}^{B} - несущая способность буронабивной сваи с уширением в верхней части при действии горизонтальной нагрузки, кН;

γ_c' - коэффициент условий работы сваи с уширением в верхней части, принимаемый по графику на рисунке Д.6б в зависимости от коэффициентов α_2 и β_2;

F_{uh} — несущая способность буронабивной сваи без уширения при действии горизонтальной нагрузки, кН.

Д.10 Расчет буронабивной сваи с уширением в нижней части (см. рисунок Д.5г) производится по формуле

$$F_{uh}^{H} = \gamma_c' F_{uh}, \qquad (Д.21)$$

где F_{uh}^{H} - несущая способность буронабивной сваи без уширения при действии горизонтальной нагрузки, кН, при заданном перемещении u_0, м;

γ_c' - коэффициент условий работы сваи с уширением в нижней части, принимаемый по графику на рисунке Е.6б в зависимости от коэффициентов α_2 и β_2;

F_{uh} - то же, что и в формуле (Д.20).

Д.11 При необходимости расчет моментов и поперечных сил в железобетонных набивных пирамидальных и буронабивных сваях с уширениями и без них допускается производить согласно ТКП 45-5.01-65.

Приложение Е.

Определение несущей способности и деформации оснований пирамидальных свай с наклоном боковых граней i_p > 0,025

Е.1 Расчеты оснований пирамидальных свай по несущей способности

Е.1.1 Несущая способность забивной пирамидальной сваи при действии вертикальной составляющей нагрузки F_{dv}, кН, определяется по формуле

$$F_{dv} = \sum_{i=1}^{k} A_i \cos\alpha_c \cdot \left[P_i \cdot \left(tg\alpha_c + tg\varphi_{1.i}\right) + c_{1.i}\right], \qquad (E.1)$$

где A_i - площадь боковой поверхности сваи в пределах i-го слоя грунта, м^2;

α_c - угол конусности пирамидальной части сваи, …°;

P_i - расчетное сопротивление грунта основания сжатию наклонными боковыми гранями сваи в пределах i-го слоя грунта, кПа;

$\varphi_{1.i}$, $c_{1.i}$ - соответственно расчетное значение угла внутреннего трения, …°, и удельного сцепления, кПа, i-го слоя грунта в зоне уплотнения на контакте с поверхностью сваи;

k - количество слоев грунта основания по длине сваи.

Е.1.2 Угол конусности пирамидальной части сваи квадратного поперечного сечения α_c, …°, определяется по формуле

$$\alpha_c = \mathrm{arctg}\frac{B-b}{2L}, \qquad (E.2)$$

где L - длина пирамидальной части сваи, м;

B - наибольший размер стороны поперечного сечения пирамидальной части сваи в пределах длины L, м;

b - размер стороны поперечного сечения нижнего конца сваи, м.

Е.1.3 Для пирамидальных свай прямоугольного поперечного сечения, с наибольшими размерами сторон сечения C и D в пределах длины L пирамидальной части и наименьшими размерами c и d — у нижнего конца сваи, определяется усредненное зна-

чение угла конусности пирамидальной части сваи α_c, используя для этого формулу (Е.2), принимая при этом

$$B = \sqrt{CD} \text{ и } b = \sqrt{cd}\,.$$

Е.1.4 Площадь боковой поверхности сваи в пределах *i*-го слоя грунта A_i, м^2, определяется по формуле

$$A_i = \frac{4 \cdot \left(B_{i.k} - h_i\, tg\, \alpha_c\right) \cdot h_i}{cos\, \alpha_c}\,, \qquad \text{(Е.3)}$$

где h_i — толщина *i*-го слоя грунта, м;

$B_{i.k}$ — размер стороны квадратного поперечного сечения или значение корня квадратного из площади прямоугольного поперечного сечения пирамидальной части сваи в уровне верха *i*-го слоя грунта, м.

Е.1.5 Расчетное сопротивление грунта основания сжатию наклонными боковыми гранями сваи в пределах *i*-го слоя грунта P_i, кПа, допускается определять по графикам (рисунок Г.1) в зависимости от вида грунтов (пески, пылевато-глинистые грунты), плотности сухого грунта, ρ_{di}, естественного сложения и угла конусности α_c при осредненном его значении для пирамидальной части свай.

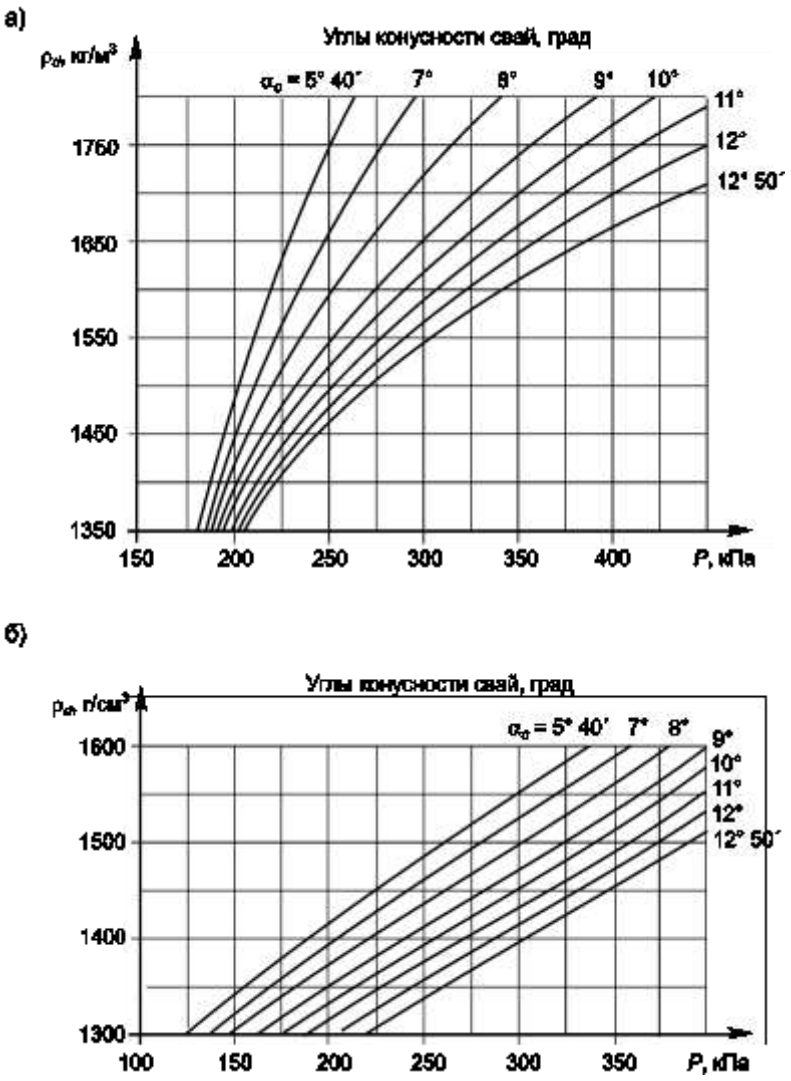


Рисунок Е.1 — Графики для определения сопротивления грунта основания *P* сжатию наклонными боковыми гранями пирамидальной сваи:

а — для песчаных грунтов;

б — для пылевато-глинистых грунтов

Е.1.6 Расчетные значения удельного сцепления $c_{1.i}$, кПа, и угла внутреннего трения $\varphi_{1.i}$, …°, в зависимости от вида грунта и среднего значения его коэффициента пористости в зоне уплотнения e_y, определяют по таблицам Е.1 и Е.2.

Таблица Е.1 — Расчетные значения удельного сцепления c_1, кПа, и угла внутреннего трения φ_1, °, песчаных грунтов

Виды песчаных грунтов	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости в зоне уплотнения e_y			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Пески гравелистые и крупные	c_1	1,3	0,7	—	—
	φ_1	39°	36°	34°	—
Пески средней крупности	c_1	2,0	1,3	0,7	—
	φ_1	36°	34°	32°	—
Пески мелкие	c_1	4,0	3,0	1,3	—
	φ_1	34°	33°	29°	25°
Пески пылеватые	c_1	5,0	4,0	3,0	1,3
	φ_1	33°	31°	27°	24°

Таблица Е.2 — Расчетные значения удельного сцепления c_1, кПа, и угла внутреннего трения φ1, …°, глинистых грунтов

Виды глинистых грунтов и их консистенции J_L		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости в зоне уплотнения e_y						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 < J_L \le 0,25$	c_1	14,0	11,0	10,0	9,0	—	—	—
		φ_1	26°	25°	23°	21°	—	—	—
	$0,25 < J_L \le 0,75$	c_1	13,0	10,0	9,0	7,0	6,0	—	—
		φ_1	24°	23°	21°	18°	16°	—	—
Суглинки	$0 < J_L \le 0,25$	c_1	31,0	25,0	21,0	17,0	15,0	13,0	—
		φ_1	23°	22°	23°	20°	19°	17°	—
	$0,25 < J_L \le 0,50$	c_1	26,0	23,0	19,0	15,0	12,0	10,0	—
		φ_1	21°	20°	19°	18°	16°	15°	—
	$0,50 < J_L \le 0,75$	c_1	—	—	17,0	13,0	11,0	9,0	8,0
		φ_1	—	—	16°	15°	14°	12°	10°
Глины	$0 < J_L \le 0,25$	c_1	—	50,0	45,0	36,0	31,0	27,0	24,0
		φ_1	—	18°	17°	16°	15°	14°	12°
	$0,25 < J_L \le 0,50$	c_1	—	—	38,0	33,0	30,0	25,0	21,0
		φ_1	—	—	16°	15°	14°	12°	10°
	$0,50 < J_L \le 0,75$	c_1	—	—	30,0	27,0	24,0	22,0	20,0
		φ_1	—	—	13°	12°	10°	9°	6°

Е.1.7 Среднее значение коэффициента пористости грунта в зоне уплотнения e_y определяют по формуле

$$e_y = \frac{\rho_s}{\rho_d \cdot \left(1 + \frac{1}{K_v}\right)} - 1, \qquad (E.4)$$

где ρ_s и ρ_d - соответственно плотность частиц и плотность сухого грунта естественного сложения, кг/м^3;

K_v — коэффициент, определяемый по графику (рисунок Е.2) в зависимости от угла конусности свай α_c, …°, и средневзвешенного значения плотности сухого грунта $\rho_{d.ср}$, кг/м^3, в пределах длины пирамидальной части сваи, находящейся в грунте.

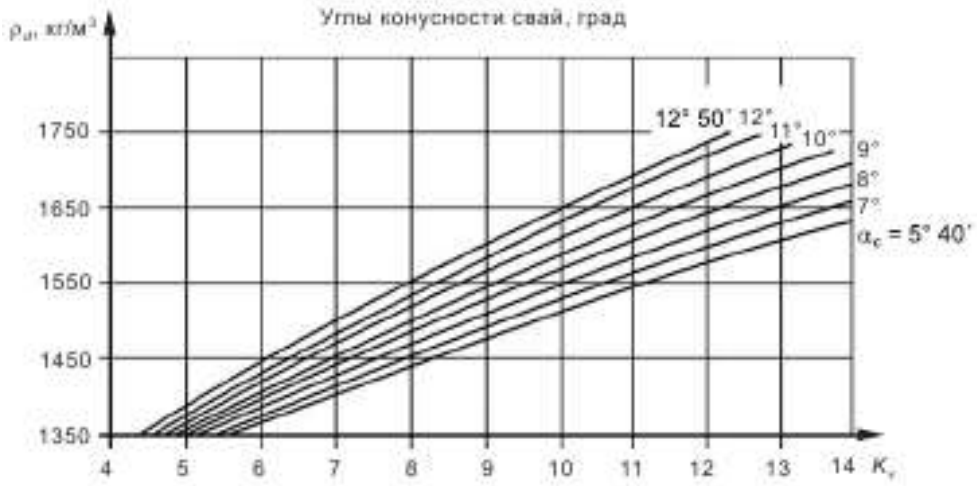


Рисунок Е.2 — График для определения коэффициента K_v

Е.1.8 Средневзвешенное значение показателей свойств грунтов, прорезаемых сваей, $\chi_{ср}$ определяют по формуле

$$\chi_{cp} = \frac{\sum \chi_i A_i}{\sum A_i}, \qquad (E.5)$$

где χ_i - значение искомого показателя для i-го слоя грунта;

A_i - площадь боковой поверхности участка сваи в пределах i-го слоя грунта, м^2.

Е.1.9 Несущая способность основания пирамидальной сваи при действии горизонтальной составляющей нагрузки F_{dh}, кН, определяют по формуле

$$F_{dh} = \frac{\gamma_c \gamma_{cv}}{\gamma_{cq}} \cdot \frac{0{,}015 K W_п}{\eta_1}, \qquad (Е.6)$$

где γ_c - коэффициент условий работы; принимают γ_c = 1,1;

γ_{cv} - коэффициент влияния вертикальной нагрузки на сопротивление сваи горизонтальной силе; принимают по таблице Е.3;

γ_{cq} - коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в общем значении нагрузки;

0,015 - предельно допустимое значение угла поворота сваи, рад;

K - коэффициент пропорциональности; принимают по таблице Е.4;

$W_п$ - коэффициент, зависящий от геометрических параметров сваи и условий ее пространственной работы;

η_I - коэффициент, учитывающий нелинейность зависимости между нагрузкой и горизонтальными перемещениями сваи при расчете по I группе предельных состояний; принимают η_I = 2,08.

Таблица Е.3 — Значения коэффициента влияния вертикальной нагрузки на сопротивление сваи горизонтальной силе γ_{cv} в зависимости от угла наклона равнодействующей сил, действующих на сваю, к вертикали θ, …°

θ	90°	60°	45°	40°	35°	30°	26°	23°	20°	15°	11°	7,5°
γ_{cv}	1,00	1,18	1,32	1,42	1,50	1,59	1,65	1,69	1,68	1,53	1,26	0,92

Таблица Е.4 — Значения коэффициента пропорциональности *K* и коэффициента, учитывающего пространственную работу сваи γ_{cs}

Вид грунта	*K*, кН/м^4	γ_{cs}
1 Пески крупные средней плотности, глины и суглинки твердые	40 000	2,5
2 Пески средние и мелкие средней плотности, супеси твердые, глины и суглинки полутвердые и тугопластичные	30 000	2,0
3 Намывные пески и насыпные глинистые грунты, уплотненные не менее чем до ρ_d = 1,6 т/м^3 — для песков, и ρ_d = 1,65 т/м^3 — для глинистых грунтов	25 000	1,8
4 Пески пылеватые средней плотности, супеси пластичные, глины и суглинки мягкопластичные	20 000	1,5
5 Глины и суглинки текучепластичные	10 000	1,0

Е.1.10 Коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в общем значении нагрузки, определяется по формуле

$$\gamma_{cq} = 0{,}5 + \frac{H_q}{H_q + H_p}, \qquad (Е.7)$$

где H_q и H_p - значения горизонтальной составляющей соответственно постоянных и временных нагрузок на фундамент, кН.

Е.1.11 Коэффициент, зависящий от геометрических параметров сваи и условий ее пространственной работы, $W_п$, м^4, определяется по формуле

$$W_п = L_p^{1,1} \cdot \left[y_0 \cdot \left(\frac{D_p + 1,1d}{2,31} \right) - L_p \cdot \left(\frac{D_p + 2,1d}{6,5} \right) \right] \cdot \gamma_{cs}, \qquad (Е.8)$$

где L_p - расчетная длина пирамидальной части сваи от уровня расчетной поверхности грунта до острия сваи, м (рисунок Е.3);

D_p - расчетная ширина наклонной грани сваи, перпендикулярной к плоскости действия горизонтальной нагрузки и изгибающего момента, м; принимается в уровне расчетной поверхности грунта в зависимости от конструктивного решения фундамента (см. рисунок Е.3);

d - ширина той же грани в уровне острия сваи, м;

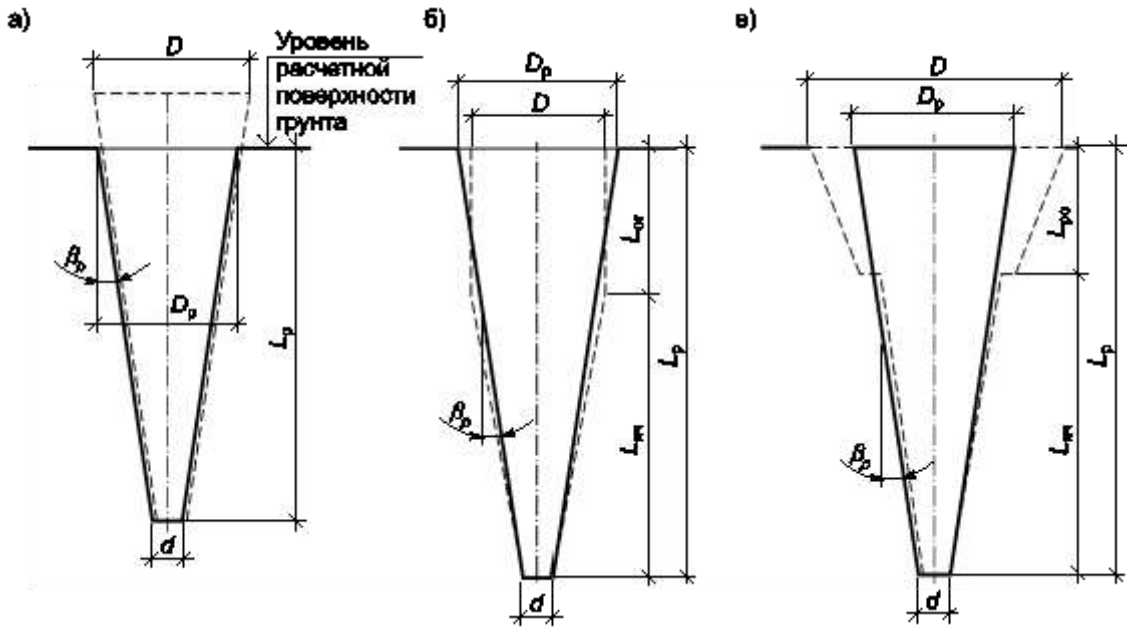
y_0 - глубина расположения точки поворота оси фундамента (сваи) от уровня расчетной поверхности грунта, м (рисунок Е.4);

γ_{cs} - коэффициент, учитывающий пространственную работу сваи; принимается по таблице Е.4.

Е.1.12 Глубина расположения точки поворота оси фундамента (сваи) от уровня расчетной поверхности грунта y_0, м, определяется по формуле

$$y_0 = L_p \frac{L_p \cdot \left(\frac{D_p + 3,1d}{12,7} \right) \pm h \cdot \left(\frac{D_p + 2,1d}{6,5} \right)}{L_p \cdot \left(\frac{D_p + 2,1d}{6,5} \right) \pm h \cdot \left(\frac{D_p + 1,1d}{2,31} \right)}, \qquad (Е.9)$$

где h - расстояние от линии действия горизонтальной нагрузки до расчетной поверхности грунта, м; принимается со знаком минус, если нагрузка действует ниже расчетной поверхности (рисунок Е.4).



Примечание — Пунктиром показан контур фундамента, сплошной линией — контур наклонной грани сваи с расчетными размерами.

РисунокЕ.3 — Схемы приведения фундаментов из пирамидальных свай к расчетным размерам:

а — пирамидальная свая;

б — пирамидальная свая с призматическим оголовком;

в — пирамидальная свая с монолитным ростверком

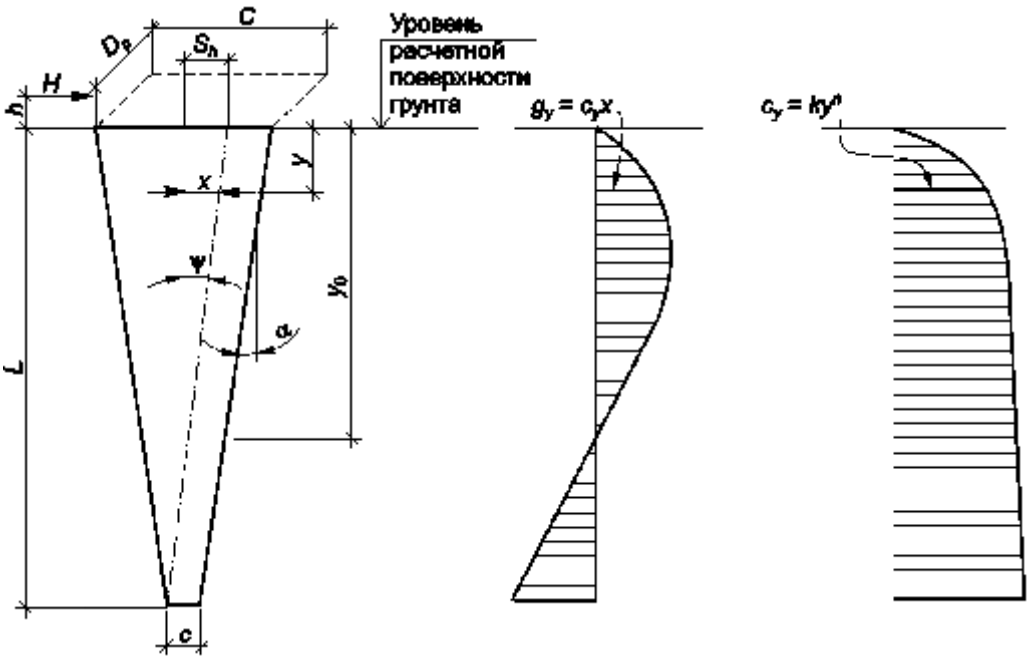


Рисунок Е.4 — Расчетная схема фундамента из пирамидальной сваи при определении несущей способности основания свай на действие горизонтальной нагрузки

Е.1.13 Полученное по формуле (Е.6) значение несущей способности основания сваи на действие горизонтальной составляющей нагрузки F_{dh}, кН, должно удовлетворяться условию

$$F_{dh} \le F_{dv}\mathrm{tg}\theta, \qquad (E.10)$$

где F_{dv} - то же, что в формуле (Е.1);

θ - угол наклона к вертикали равнодействующей сил, действующих на сваю.

При невыполнении условия (Е.10) за несущую способность сваи принимается значение

$$F_{dh} = F_{dv}\,\mathrm{tg}\theta.$$

Е.1.14 Определение несущей способности основания фундамента из пирамидальных свай на действие горизонтальной составляющей нагрузки F_{dh}, кН, по Е.1.9 и Е.1.13, производится с использованием значений коэффициента пропорциональности K и коэффициента, учитывающего пространственную работу сваи, γ_{cs}, предполагающих однородное строение грунтовой толщи в пределах глубины погружения свай.

При неоднородных грунтах принимаются средневзвешенные значения K и γ_{cs}, определяемые в соответствии с Е.1.8.

Е.2 Расчет оснований пирамидальных свай по деформациям

Е.2.1 Расчетное значение горизонтального перемещения фундамента в уровне его обреза S_h, м, определяется по формуле

$$S_h = \frac{\gamma_{cq}}{\gamma_{cv}} \cdot \eta_{II} \cdot \frac{H_{N_{II}}}{K W_п} \cdot (y_0 + f), \qquad (Е.11)$$

где γ_{cq}, γ_{cv}, K и $W_п$ - то же, что в формуле (Е.6);

$H_{N_{II}}$ - расчетное значение горизонтальной составляющей нагрузки, действующей на фундамент, определяемое с коэффициентами перегрузки, равными единице, кН;

η_{II} - коэффициент, учитывающий нелинейность зависимости между нагрузкой и горизонтальными перемещениями сваи при расчете по II группе предельных состояний;

y_0 - глубина расположения точки поворота оси фундамента от расчетной поверхности грунта;

f - расстояние от обреза фундамента до расчетной поверхности грунта, м, учитываемое для конструктивных решений, в которых обрез фундамента расположен выше расчетной поверхности. В остальных случаях $f = 0$.

Е.2.2 Коэффициент, учитывающий нелинейность, для расчетов по деформациям определяют по формуле

$$\eta_{II} = \left(\frac{200\, \gamma_{cq} H_{II}}{K W_п} \right)^2, \qquad (Е.12)$$

где обозначения - те же, что в формуле (Е.11).

При $\eta_{II} < 1$ значение η_{II} принимается равным единице.

Е.2.3 Осадка фундаментов из одиночных пирамидальных свай S, м, определяется методами послойного суммирования или эквивалентного слоя грунта, как для условного фундамента (рисунок Е. 5), глубина заложения подошвы которого располагается на уровне острия сваи, а размер стороны $b_{уф}$, м, определяется по формуле

$$b_{уф} = 0{,}886 D_y, \qquad (Д.13)$$

где D_y — максимальный диаметр зоны уплотнения грунта вокруг сваи, м; определяют по формуле (Е.14).

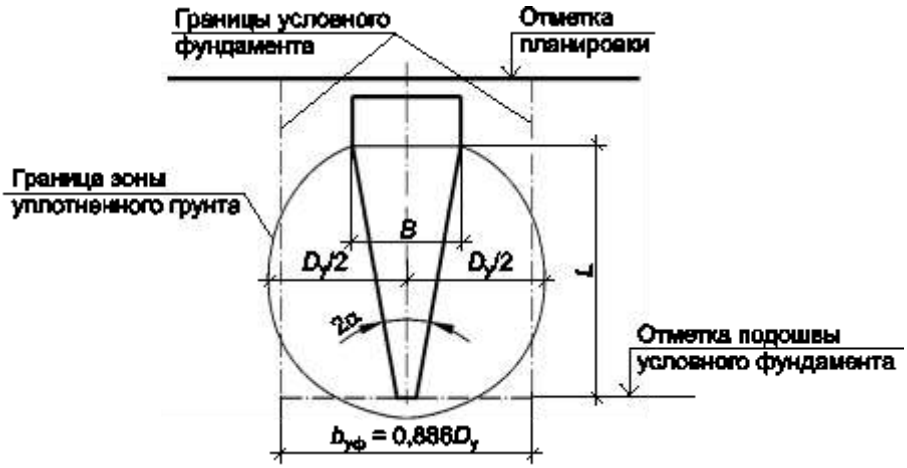


Рисунок Е.5 — Границы условного фундамента для определения осадки

Е.2.4 Максимальный диаметр зоны уплотнения грунта D_y, м, определяют по формуле

$$D_y = K_y 2B, \qquad (E.14)$$

где K_y - коэффициент, определяемый по графику (рисунок Е.6) в зависимости от угла внутреннего трения грунта;

B - наибольший (рисунок Е.5) размер поперечного сечения пирамидальной части сваи, м.

Е.2.5 Среднее давление, передаваемое условным фундаментом на грунт основания $P_{ср}$, кПа, определяют с учетом нагрузки от здания, сооружения, веса сваи и грунта в границах условного фундамента.

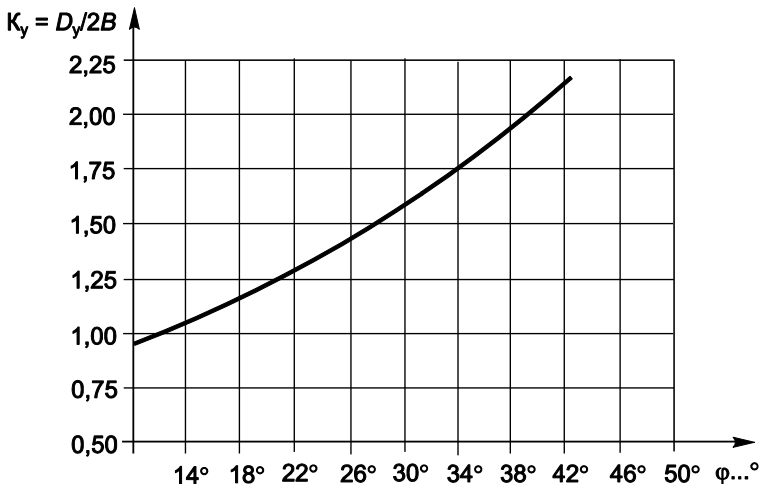


Рисунок Е.6 — График для определения коэффициента K_y

Е.2.6 При наличии в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z, м, от подошвы условного фундамента слоя грунта меньшей прочности, чем прочность грунта вышележащих слоев, производится проверка выполнения условия

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z, \qquad (E.15)$$

где σ_{zp} и σ_{zq} - вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента: соответственно дополнительное от нагрузки на фундамент и от собственного веса грунта, кПа;

R_z - расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z, кПа; вычисляют по формуле

$$R_z = K_L \cdot (M_\gamma b_z \gamma_{II} + M_q d_z \gamma'_{II} + M_c c_{II}), \qquad (E.16)$$

здесь K_L - коэффициент, учитывающий грунтовые условия и жесткость конструктивной схемы; принимают равным единице;

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по таблице Е.5;

γ_{II} - осредненное значение удельного веса грунта, залегающего ниже уровня, соответствующего глубине z (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3;

γ'_{II} - то же, залегающего выше указанного уровня, кН/м^3;

d_z - глубина расположения кровли слабого слоя грунта от отметки планировки, м;

b_z - ширина условного фундамента, м, на глубине z; определяют по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a\,, \qquad \text{(E.17)}$$

$$A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}}\,,\ a = \frac{l_{уф} - b_{уф}}{2}\,,$$

N - вертикальная нагрузка на основание, включающая вес условного фундамента, кН;

$l_{уф}$ и $b_{уф}$ - соответственно длина и ширина условного фундамента на глубине z, м.

Таблица Е.5 — Коэффициенты M_γ, M_q, M_c

Угол внутреннего трения φ_{II}, …°	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c
12°	0,23	1,94	4,42
14°	0,29	2,17	4,69
16°	0,36	2,43	4,99
18°	0,43	2,73	5,31
20°	0,51	3,06	5,66
22°	0,61	3,44	6,04
24°	0,72	3,87	6,45
26°	0,84	4,37	6,90
28°	0,98	4,93	7,40
30°	1,15	5,59	7,95
32°	1,34	6,34	8,55
34°	1,55	7,22	9,22
36°	1,81	8,24	9,97
38°	2,11	9,44	10,80

Примечание – Для промежуточных значений φ_{II} коэффициенты определяются интерполяцией.

Е.3 Расчет конструкций пирамидальных свай.

Е.3.1 Значения изгибающего момента M_y и поперечной силы Q_y в сечении сваи на глубине y, м, ниже поверхности грунта определяют по формулам:

$$M_y = H \cdot \left\{ h + y \cdot \left[1 - \frac{y^{1,1} \cdot \left[\frac{y_0}{2,1} \cdot \left(\frac{D_p}{1,1} - \frac{2ytg\,\beta_p}{3,1} \right) - \frac{y}{3,1} \cdot \left(\frac{D_p}{2,1} - \frac{2ytg\,\beta_p}{4,1} \right) \right]}{L^{1,1} \cdot \left[y_0 \cdot \left(\frac{D_p}{1,1} - \frac{2Ltg\,\beta_p}{2,1} \right) - L \cdot \left(\frac{D_p}{2,1} - \frac{2Ltg\,\beta_p}{3,1} \right) \right]} \right] \right\}, \qquad (Е.18)$$

$$Q_y = H \cdot \left\{ 1 - \frac{y^{1,1} \cdot \left[y_0 \cdot \left(\frac{D_p}{1,1} - \frac{2ytg\,\beta_p}{2,1} \right) - y \cdot \left(\frac{D_p}{2,1} - \frac{2ytg\,\beta_p}{3,1} \right) \right]}{L^{1,1} \cdot \left[y_0 \cdot \left(\frac{D_p}{1,1} - \frac{2Ltg\,\beta_p}{2,1} \right) - L \cdot \left(\frac{D_p}{2,1} - \frac{2Ltg\,\beta_p}{3,1} \right) \right]} \right\}. \qquad (Е.19)$$

Е.3.2 Учитывая, что $tg\beta_p = \frac{D_p - d}{2L}$, формулам (Е.18) и (Е.19) можно придать более удобный для расчета вид:

$$M_y = H \cdot \left\{ h + y \cdot \left[1 - \frac{y^{1,1} \cdot \left[\frac{y_0}{2,31} \cdot \left(D_p - \frac{y \cdot (D_p - d)}{2,82L} \right) - \frac{y}{6,49} \cdot \left(D_p - \frac{y \cdot (D_p - d)}{1,95L} \right) \right]}{L^{1,1} \cdot \left[\frac{y_0}{2,31} \cdot (D_p - 1,1d) - \frac{L}{6,49} \cdot (D_p - 2,1d) \right]} \right] \right\}, \qquad (Е.20)$$

$$Q_y = H \cdot \left\{ 1 - \frac{y^{1,1} \cdot \left[\frac{y_0}{1,1} \cdot \left(D_p - \frac{y \cdot (D_p - d)}{1,91L} \right) - \frac{y}{2,1} \cdot \left(D_p - \frac{y \cdot (D_p - d)}{1,48L} \right) \right]}{L^{1,1} \cdot \left[\frac{y_0}{2,31} \cdot (D_p - 1,1d) - \frac{L}{6,49} \cdot (D_p - 2,1d) \right]} \right\}. \qquad (Е.21)$$

Е.3.3 Глубину $y_{кр}$ расположения поперечного сечения, в котором действует максимальный изгибающий момент, можно определить из выражения (Е.21), принимая $Q_y = 0$. Максимальное значение поперечной силы в сечении свай определяется при $y = y_0$.

Е.3.4 Величины, используемые в формулах, соответствуют указанным в настоящем приложении.

Приложение Ж

Область применения буронабивных свай без инъекционного упрочнения грунта и набивных свай с уплотненным основанием (свай уплотнения)

Ж.1 Область применения буронабивных свай без инъекционного упрочнения грунта длиной *l>3,0м* в зависимости от грунтовых условий, видов и величин нагрузок приведена в таблицах Ж.1 и Ж.2.

Таблица Ж.1

Типы свай	Наименование грунтов несущего слоя			Расположение и мощность несущего слоя
	Песчаные средней плотности и плотные при степени влажности (S_r)	Глины, суглинки с показателем текучести (I_L)	Супеси с показателем текучести (I_L)	
В буровых скважинах без упрочнения грунта и без уширения пяты или ствола	$0,1 \le S_r \le 0,9$	$I_L \le 0,7$	$I_L \le 0,6$	На 0,5 м выше и не менее $2d_n$ (d_n — диаметр пяты сваи) ниже пяты сваи
В буровых скважинах без упрочнения грунта с уширением пяты или ствола	$0,1 \le S_r \le 0,9$	$I_L \le 0,7$	$I_L \le 0,6$	На $0,5d_n$ выше и не менее $2d_n$ ниже пяты сваи
В буровых скважинах с уплотненным забоем	$0,1 \le S_r \le 0,8$	$I_L \le 0,6$	$I_L \le 0,5$	На 1 м выше и не менее $6d_n$ ниже пяты сваи
В буровых скважинах с вытрамбованной уширенной пятой	$0,1 \le S_r \le 0,8$	$I_L \le 0,6$	$I_L \le 0,5$	На 1,5 м выше и не менее $6d_n$ ниже пяты сваи
Примечание - Для свай, изготовленных с упрочнением грунта и входящих в состав столбчатого (на кусте свай) или ленточного (на ряде свай) фундаментов, мощность несущего слоя ниже концов свай дополнительно увеличивается на 30 %.				

Таблица Ж.2

Типы свай	Область применения	
	По видам нагрузок	По величине нагрузки на одиночную сваю, кН
В буровых скважинах без упрочнения грунта и без уширения пяты или ствола	Вертикальная Горизонтальная	До 1000 “ 100
В буровых скважинах без упрочнения грунта с уширением пяты или ствола	Вертикальная Горизонтальная Выдергивающая	До 5000 “ 250 “ 500
В буровых скважинах с уплотненным забоем	Вертикальная Горизонтальная	До 1000 “ 100
В буровых скважинах с вытрамбованной уширенной пятой	Вертикальная Горизонтальная Выдергивающая	До 2000 “ 150 “ 300

Ж.2 Буронабивные сваи длиной *l>3,0м* с уплотненным забоем или вытрамбованной уширенной пятой применяются:

- в насыпных, намывных и рыхлых песках естественного сложения, если природная плотность указанных грунтов соответствует коэффициенту уплотнения $K_{com} \geq 0{,}92$ (по ГОСТ 22733);

- в основаниях, в составе которых имеются слабые грунты, (то есть при $E \leq 5$ МПа, $I_L \geq 0{,}75$, $e > 0{,}8$), если отношение модулей деформации несущего ($E_н$) и подстилающего ($E_п$) грунтов составляет:

а) $E_н / E_п \leq 10$ - в случае минерального слабого грунта;

б) $E_н / E_п \leq 5$ - в случае органического слабого грунта.

При этом мощность органического слабого слоя не должна превышать 1 м, а расстояние от концов свай до кровли слабого подстилающего слоя должно быть не менее значений, приведенных в таблице Ж.1.

Ж.3 Уровень грунтовых вод в процессе устройства скважин должен быть ниже отметки основания скважин для свай в буровых скважинах без крепления стенок — не менее чем на 3*b*, где *b* - ширина (диаметр) скважины.

Ж.4 Максимально возможный уровень грунтовых вод в процессе эксплуатации фундаментов из свай длиной *l* > 3,0 м в буровых скважинах без инъекционного упрочнения грунта, устраиваемых без крепления стенок, должен быть ниже их концов не менее чем на $2b_l$, где b_l - ширина буронабивной сваи в уровне пяты.

Концы свай, устраиваемых без уплотнения забоя скважин или вытрамбовки пяты, могут находиться ниже уровня грунтовых вод не более чем на 1/2 их общей длины.

Ж.5 Область применения различных типов набивных свай с уплотненным основанием (свай уплотнения), в том числе для буронабивных свай с уплотненным основанием длиной *l* ≤ 3,0 м, в зависимости от грунтовых условий приведена в таблице Ж.3, а в зависимости от видов и величин нагрузок - в таблице Ж.4.

Ж.6 Сваи уплотнения допускается применять в аналогичных условиях, приведенных в Ж.2.

При этом мощность органического слабого грунта не должна превышать 1 м, а расстояние от концов свай уплотнения до кровли слабого подстилающего слоя должно быть не менее значений, приведенных в таблице Ж.3.

Ж.7 Уровень грунтовых вод в процессе устройства скважин должен быть ниже отметки основания скважин:

- для свай уплотнения в буровых скважинах — не менее чем на 3*b*, где *b* — ширина (поперечный размер) сваи в уровне ее верхнего конца;

- для всех остальных случаев - не мене чем на 0,5 м.

Примечание - Для свай Iа типа (с микросваями) отметкой основания скважины считается отметка низа котлована под ростверк.

Ж.8 Максимально возможный уровень грунтовых вод в буровых скважинах длиной *l* ≤ 3,0 м с уплотненным основанием в процессе эксплуатации фундаментов из свай уплотнения должен быть ниже концов свай не менее чем на $2b_l$, где b_l - ширина (поперечный размер) сваи в уровне ее нижнего конца.

Концы буронабивных свай длиной l ≤ 3,0 м, устраиваемых без уплотнения забоя скважин или вытрамбовывания пяты, могут находиться ниже уровня грунтовых вод не более чем на половину их общей длины.

Таблица Ж.3

Тип свай уплотнения	Наименование грунтов несущего слоя			Расположение и мощность несущего слоя
	Песчаные средней прочности и прочные при степени влажности S_r	Глины и суглинки с показателем текучести I_L	Супеси с показателем текучести I_L	
В буровых скважинах с уплотненным забоем	$0,1 \le S_r \le 0,8$	$I_L \le 0,6$	$I_L \le 0,5$	На 1 м выше и не менее чем на $6d_п$ ($d_п$ — диаметр пяты сваи) ниже пяты сваи
В буровых скважинах с вытрамбованной уширенной пятой	То же	То же	То же	На 1,5 м выше и не менее чем на $6d_п$ ниже пяты сваи
В выштампованных или вытрамбованных скважинах с уширенным оголовком, I тип	“	“	“	От поверхности грунта и на $3b$ (b — диаметр верхней части сваи) ниже пяты сваи
В выштампованных или вытрамбованных скважинах с микросваями Iа типа	“	$I_L \le 0,75$	$I_L \le 0,6$	От поверхности грунта и на $4b$ (b — меньший размер оголовка) ниже концов микросвай
В выштампованных или вытрамбованных скважинах, II тип	“	$I_L \le 0,6$	$I_L \le 0,5$	От поверхности грунта и на $10d_п$ ниже пяты
Комбинированные в выштампованных или вытрамбованных скважинах, III тип	"	То же	То же	То же

Примечание — Для свай уплотнения, входящих в состав кустового или ленточного фундамента, мощность несущего слоя ниже концов свай дополнительно увеличивается на 30 %.

Таблица Ж.4

Тип свай уплотнения	Область применения	
	По видам нагрузок	По величине нагрузки на одиночную сваю, кН
В буровых скважинах с уплотненным забоем	Вертикальная Горизонтальная	До 5000 “ 100
В буровых скважинах с вытрамбованной уширенной пятой	Вертикальная Горизонтальная Выдергивающая	До 2000 “ 150 “ 300
В выштампованных или вытрамбованных скважинах с уширенным оголовком, I тип	Вертикальная Горизонтальная	До $\frac{500}{1500}$ “ $\frac{100}{150}$
В выштампованных или вытрамбованных скважинах с микросваями, Iа тип	Вертикальная Горизонтальная Выдергивающая	До $\frac{800}{2000}$ “ $\frac{100}{250}$ “ $\frac{50}{100}$
В выштампованных или вытрамбованных скважинах, II тип	Вертикальная Горизонтальная Выдергивающая	До $\frac{1000}{2000}$ “ $\frac{120}{150}$ “ $\frac{200}{250}$
Комбинированные в выштампованных или вытрамбованных скважинах, III тип	Вертикальная Горизонтальная Выдергивающая	До $\frac{1500}{2500}$ “ $\frac{200}{250}$ “ $\frac{200}{250}$
Примечание — В числителе даны значения нагрузок для нижних значений интервалов размеров свай, приведенных в таблице Ж.3, в знаменателе — для верхних значений интервалов.		

Ж.9 Область применения комбинированных фундаментов с анкерами из свай уплотнения приведена в таблице Ж.5.

Таблица Ж.5

Фундаменты с анкерами из свай уплотнения типов по таблице 6.13	Область применения				
	По грунтам		По виду нагрузки	По величине нагрузки	
	Песчаные, при степени влажности S_r	Глинистые, с показателем текучести I_L		на одиночный анкер, не более, кН	на фундамент с анкерами, не более, кН
СБУ	$0{,}0 \le S_r \le 1{,}0$	$I_L \le 1{,}0$	Вертикальная	600/150	4800/1200
			Горизонтальная	300/150	800/400
			Выдергивающая	200/100	1000/500
			Моментная (кН·м)	200/100	1200/600
СВТ	$0{,}0 \le S_r \le 1{,}0$	$I_L \le 1{,}0$	Вертикальная	1000/700	4000/2000
			Горизонтальная	300/200	900/400
			Выдергивающая	500/350	1500/750
			Моментная (кН·м)	500/350	3000/2000
СТП	$0{,}1 \le S_r \le 0{,}8$	$I_L \le 0{,}65$	Вертикальная	1500/1200	6000/4000
			Горизонтальная	300/200	900/400
			Выдергивающая	350/250	1000/500
			Моментная (кН·м)	500/350	3000/2000
СШМ	$0{,}1 \le S_r \le 0{,}8$	$I_L \le 0{,}75$	Вертикальная	1200/600	4000/1500
			Горизонтальная	300/150	800/400
			Выдергивающая	50/25	300/150
			Моментная (кН·м)	200/100	1500/800

Примечания

1 В числителе даны значения нагрузок для верхних значений интервалов размеров анкеров, приведенных в таблице 6.13, в знаменателе — для нижних значений интервалов.

2 Для ФСА величины нагрузок даны с учетом того, что в одной группе (кусте) содержится не более восьми СБУ, не более шести СВТ и СТП и не более четырех СШМ.

3 Значение горизонтальной нагрузки предварительно определяется по приложению Д и назначается с условием, что величина вертикальной нагрузки должна составлять не менее 2/3 величины горизонтальной нагрузки.

4 Рациональная область применения ФСА по видам свай устанавливается в каждом конкретном случае на стадии проектирования. Предварительно следует считать, что фундаменты с анкерами из СБУ, СВТ и СТП целесообразно применять, если преобладают моментные нагрузки, а фундаменты с анкерами из СШМ — если преобладают вертикальные нагрузки.

Ж.10 Сваи применяются как для комбинированных фундаментов зданий, так и в виде односвайных фундаментов.

Предпочтение во всех случаях отдается односвайным фундаментам с безростверковым сопряжением с надземными конструкциями зданий.

Ж.11 Область применения свай может быть расширена как по нагрузкам и грунтовым условиям, так и по материалам, применяемым для изготовления тела сваи, с учетом имеющихся результатов исследований, подтвержденных опытом строительства реальных объектов с последующим наблюдением за их эксплуатацией в течение не менее чем 3-х лет.

Приложение И.

Расчет фундаментов, в том числе комбинированных, из свай-анкеров набивных с уплотненным основанием (свай-анкеров уплотнения) при наличии выдергивающих нагрузок

И.1 Расчет фундаментов с анкерами из рассматриваемых свай (далее – ФСА, см. таблицу 6.12) производится по предельным состояниям, согласно И.2 и И.3.

И.2 Основные расчетные требования приведены в ТКП 45-5.01-254 и И.3 – И.7 с учетом положений [4], [12], [13].

И.3 Расчет оснований ФСА производится:

- по несущей способности - для одиночных свай-анкеров из свай набивных в вытрамбованной скважине с уширенной вытрамбованной пятой (далее - СТП) на действие вертикальной выдергивающей нагрузки;

- по деформациям - для комбинированных (групповых) ФСА (т. е. куста свай анкеров и несущего ростверка) на совместное действие вертикальных, моментных, горизонтальных и выдергивающих нагрузок.

И.4 Расчетное значение несущей способности одиночных свай-анкеров из СТП и СШМ определяется как наименьшее из двух значений:

- по грунту;

- по предельному сопротивлению материала сваи (пяты).

И.5 Несущая способность анкера из свай Iа типа с микросваями (далее – СШМ) определяется весом фундамента с учетом защемления грунта в межсвайном пространстве и сопротивления грунта уплотненной зоны трению и сцеплению.

Несущая способность такого фундамента на действие выдергивающей нагрузки определяется в соответствии с расчетной схемой на рисунке И.1 по формуле

$$F^t_{da} = \gamma_c \cdot (c_y A_c + R_{f\varphi y} A_\varphi + n_c U h_з R_{fi}) + G_ф + G_г, \qquad (И.1)$$

где F^t_{da} - несущая способность растянутого анкера, кН;

γ_c - коэффициент условий работы грунта, равный γ_c = 0,9;

c_y - удельное сцепление уплотненного грунта, приведенное в таблице И.1, МПа;

A_c - площадь уплотненного грунта, защемленного между микросваями, м^2;

$R_{f\varphi y}$ - условное расчетное сопротивление трению по боковой поверхности уплотненного грунта, защемленного между микросваями, МПа, принимаемое в зависимости от значений угла внутреннего трения уплотненного грунта φ_y, приведенных в таблице И.1.

A_φ - площадь боковой поверхности грунта, м^2, защемленного между микросваями на глубину $h_з$, м;

$h_з$ - глубина защемления уплотненного грунта между микросваями СШМ, м, принимаемая:

$h_з = 0{,}5l$ - для песчаных грунтов (кроме песков маловлажных гравелистых и крупных, для которых $h_з = 0$);

$h_з = 0{,}35l$ - для пылевато-глинистых грунтов при $I_L \leq 0{,}2$;

$h_з = 0{,}15l$ - для пылевато-глинистых грунтов при $I_L \leq 0{,}4$ (при $I_L > 0{,}4$ значение $h_з = 0$),

где: l - длина микросвай, м;

n_c - количество микросвай, шт.;

U - средний периметр поперечного сечения микросваи на глубине $h_з$, м;

R_{fi} - расчетное сопротивление грунта i-го слоя на боковой поверхности ствола микросваи, МПа, принимаемое по таблицам 6.10 и 6.11 с учетом таблицы И.2 (выбирается меньшее из значений R_{fi});

$G_ф$ - вес тела СШМ, кН;

$G_г$ - вес грунта, защемленного между сваями на глубину $h_з$, кН.

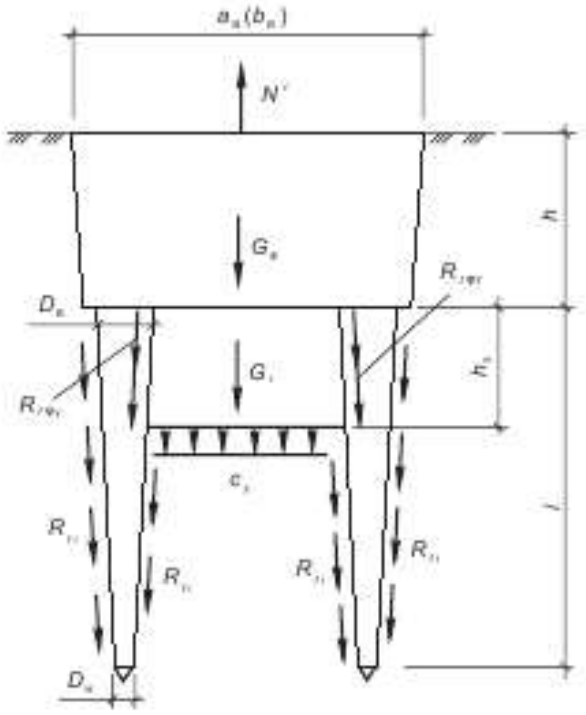


Рисунок И.1 — Расчетная схема анкера из СШМ

Таблица И.1

φ_y	$R_{f\varphi y}$
35°	30
30°	25
25°	15
20°	5
15°	1
Примечание — Значения $R_{f\varphi y}$, приведенные в таблице, принимаются при I_L = 0; значение $R_{f\varphi y}$ снижается на 15 % при увеличении значения I_L на 0,1.	

Таблица И.2

Наименование грунтов	Коэффициент пористости грунта *e*	Природная влажность грунта *w*, %	Корреляционные зависимости для определения сопротивления сдвигу R_{fi}, кПа
Пески маловлажные:			
средней крупности	0,60–0,85	—	113,1 – 122,6*e*
крупные	0,60–0,85	—	116,0 – 123,4*e*
гравелистые	0,60–0,85	—	82,0 – 84,0*e*
Супеси пылеватые:			
твердые	0,60–0,80	—	105,3 – 122,9*e*
пластичные, при показателе текучести:			
$0,25 \le I_L \le 0,5$	0,60–0,80	—	(105,3 – 122,9*e*)/1,8
$0,75 \le I_L \le 0,9$	0,60–0,80	—	(105,3 – 122,9*e*)/3,3
Суглинки моренные	0,30–0,35	5–18	98,3 – 4,2*w*

И.6 Несущая способность сваи-анкера СТП определяется в зависимости от значения h/D_y, где h - величина заглубления нижнего конца сваи, м, D_y — диаметр уширения в основании сваи (пяты), м.

И.6.1 Если значение $h/D_y \le 3$, - это свая-анкер СТП мелкого заложения, несущая способность F^t_{da} которой определяется в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рисунке И.2, по формуле

$$F^t_{da} = E_{py} + G_г + G_а, \qquad (И.2)$$

где $G_а$ - вес тела сваи-анкера СТП, кН;

$G_г$ - вес уплотненной области грунта, кН, определяемый по формуле

$$G_r = \pi r_y^2 \cdot (\gamma_y h + q), \qquad (И.3)$$

здесь γ_y - среднее значение удельного веса грунта в пределах цилиндрической уплотненной области, кН/м^3;

q - интенсивность воздействия нагрузки на поверхность основания, кН/м^2;

r_y - радиус цилиндрической области, м, равный радиусу зоны уширения (пяты);

h - глубина заложения сваи-анкера с учетом размера зоны уширения (пяты), м;

E_{py} - вертикальная составляющая силы пассивного отпора грунта по боковой поверхности цилиндрической уплотненной области, кН, определяемая по формуле

$$E_{py} = 2\pi\gamma_y h r_y 2m \cdot \left[\left(\frac{R_{fc}}{\gamma_y h} + \frac{r_y}{h\lambda n}\right) exp\left(\frac{\lambda h}{r_y}\right) - \frac{R_{fc}}{\gamma_y h} - \frac{r_y}{nh} - \frac{l}{n}\right], \qquad (И.4)$$

здесь m, n, λ - безразмерные коэффициенты, определяемые по формулам:

$$m = \sin\varphi \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{\sqrt{1 - sin2\varphi\, cos2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}}{(1 - sin\varphi) cos2\varphi\, tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}, \qquad (И.5)$$

$$\lambda = \sin\varphi \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (И.6)$$

$$n = \frac{\left[sin\varphi\, sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \sqrt{1 - sin2\varphi\, cos2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}\right]^2}{(1 - sin\varphi) cos2\varphi}, \qquad (И.7)$$

R_{fc} - сопротивление основания, МПа, зависящее от удельного сцепления грунта, определяемое по формуле

$$R_{fc} = c_y \mathrm{ctg}\varphi_y, \qquad (И.8)$$

c_y - удельное сцепление уплотненного грунта, кПа;

φ_y - угол внутреннего трения уплотненного грунта, град;

φ - угол между силами пассивного отпора грунта (см. рисунок И.2), град.

Примечание — Если $2 \le h/D_y \le 3$, то значения φ_y и c_y принимаются по таблице Д.1. При $h/D_y < 2$ — значения коэффициентов m, n, λ допускается определять по номограммам, приведенным на рисунке И.3.

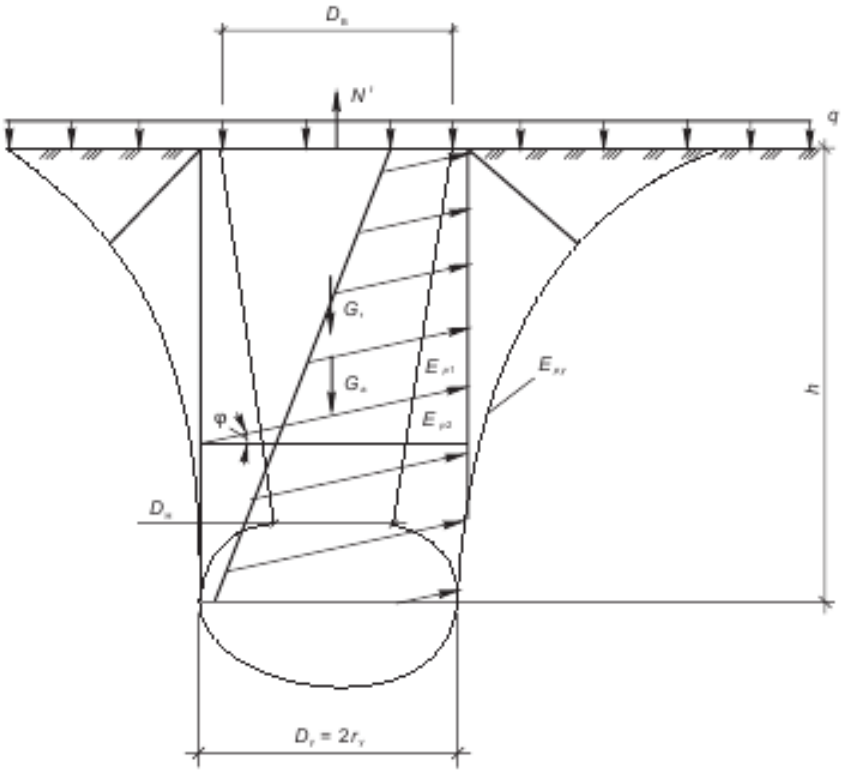


Рисунок И.2 — Расчетная схема сваи-анкера СТП мелкого заложения

Ж.6.2 Если $h/D_y > 3$ - это свая-анкер глубокого заложения, несущая способность F^t_{da} которой определяется в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рисунке И.4, по формуле

$$F^t_{da} = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} R A_k + U_i \gamma_{cf} h_i R_{fi}) + G_a, \qquad (И.9)$$

где γ_c - коэффициент условий работы грунта, равный $\gamma_c = 0{,}9$; для слабых органических и I типа по просадочности грунтов $\gamma_c = 0{,}8$;

γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности ствола сваи над уширенной пятой, принимаемый: $\gamma_{cR} = 0{,}4$ при $D_y > 1{,}8D_н$; $\gamma_{cR} = 0{,}7$ при $1{,}3D_н \le D_y \le 1{,}8D_н$; $\gamma_{cR} = 0{,}8$ при $D_y < 1{,}3D_н$. Здесь $D_н$ - диаметр ствола сваи-анкера в нижней части над пятой, м;

R - расчетное сопротивление грунта основания над уширенной пятой, МПа, принимаемое по таблицам 6.8 и 6.9 с понижающим коэффициентом 0,8;

A_k - площадь опирания на грунт кольцевого элемента (уширенной пяты) на конце сваи, м^2, определяемая из выражения

$$A_k = A_y - A_н,$$

здесь A_y - площадь сечения уширенной пяты в наиболее широкой части, м^2;

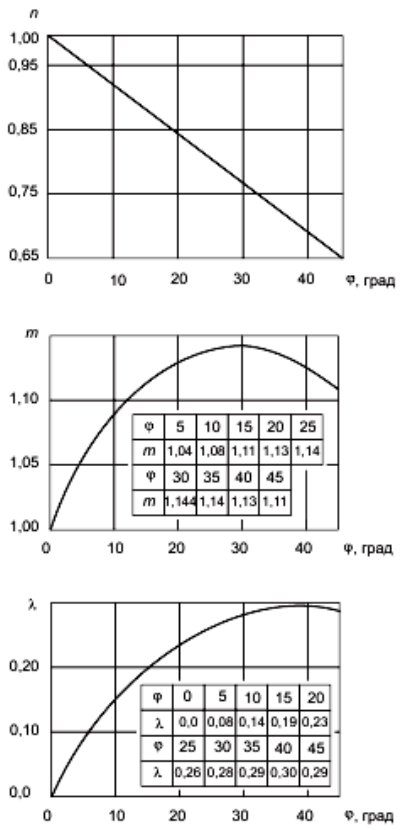
$A_н$ - площадь сечения в нижней части конического ствола сваи около пяты, м^2;

U_i - периметр ствола сваи в грунте i-го слоя, м;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности ствола сваи-анкера, принимаемый: γ_{cf} = 0,8 при $h_f > l/1{,}5$ и $D_y > 1{,}8D_н$; γ_{cf} = 0,7 при $l/3{,}0 \le h_f \le l/1{,}5$ и $1{,}3D_н \le D_y \le 1{,}8D_н$; γ_{cf} = 0,6 при $h_f < l/3{,}0$ и $D_y < 1{,}3D_н$. Здесь h_f - глубина, на которой определяется трение грунта, м;

h_i - толщина i-го слоя грунта, м, соприкасающегося с боковой поверхностью ствола сваи-анкера;

R_{fi} - расчетное сопротивление грунта i-го слоя на боковой поверхности ствола сваи- анкера, МПа, принимаемое по таблицам 6.10 и 6.11 с учетом данных таблицы Ж.2 (выбирается меньшее из значений R_{fi}).



φ	5	10	15	20	25
m	1,04	1,08	1,11	1,13	1,14
φ	30	35	40	45	
m	1,144	1,14	1,13	1,11	

φ	0	5	10	15	20
λ	0,0	0,08	0,14	0,19	0,23
φ	25	30	35	40	45
λ	0,26	0,28	0,29	0,30	0,29

Рисунок И.3 — Номограммы для определения значений коэффициентов *m*, *n*, λ

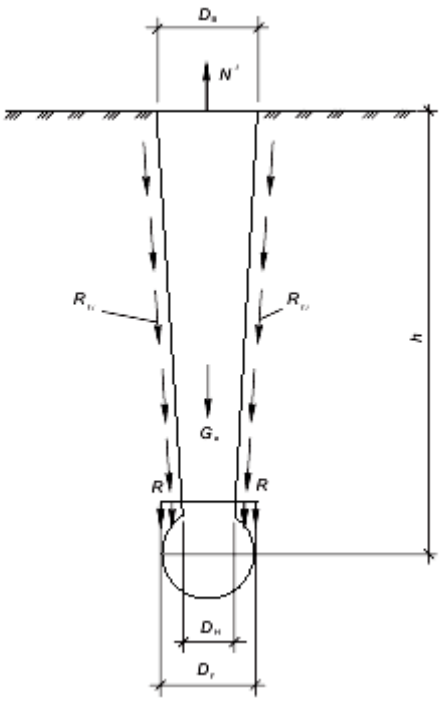


Рисунок И.4 — Расчетная схема сваи-анкера СТП глубокого заложения

И.7 Определение несущей способности сваи-анкера СТП по предельному сопротивлению материала уширенной пяты на срез $F_{uп}$, кН, рекомендуется производить по формуле

$$F_{uп} = \gamma_{b2} 2{,}5 R_{bt} A_п, \qquad (И.10)$$

где γ_{b2} - коэффициент условий работы бетона пяты, равный γ_{b2} = 0,8 (согласно СП 5.03.01);

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона пяты на срез, МПа, равное R_{bt} = 0,75 МПа для бетона класса $C^{12}/_{15}$ (согласно СП 5.03.01);

$A_п$ - площадь сечения, по которой происходит срез пяты, м^2, определяемая по формуле

$$A_п = \pi D_y \cdot (l_a + \frac{D_y}{4}), \qquad (И.11)$$

здесь D_y - диаметр уширения пяты, м, принимаемый по таблице 6.2 (см. рисунок 6.2);

l_a - длина анкеровки, м.

И.7.1 Длина анкеровки определяют исходя из условия

$$l_a > 20 D_a, \qquad (И.12)$$

где D_a - номинальный диаметр продольных арматурных стержней, м.

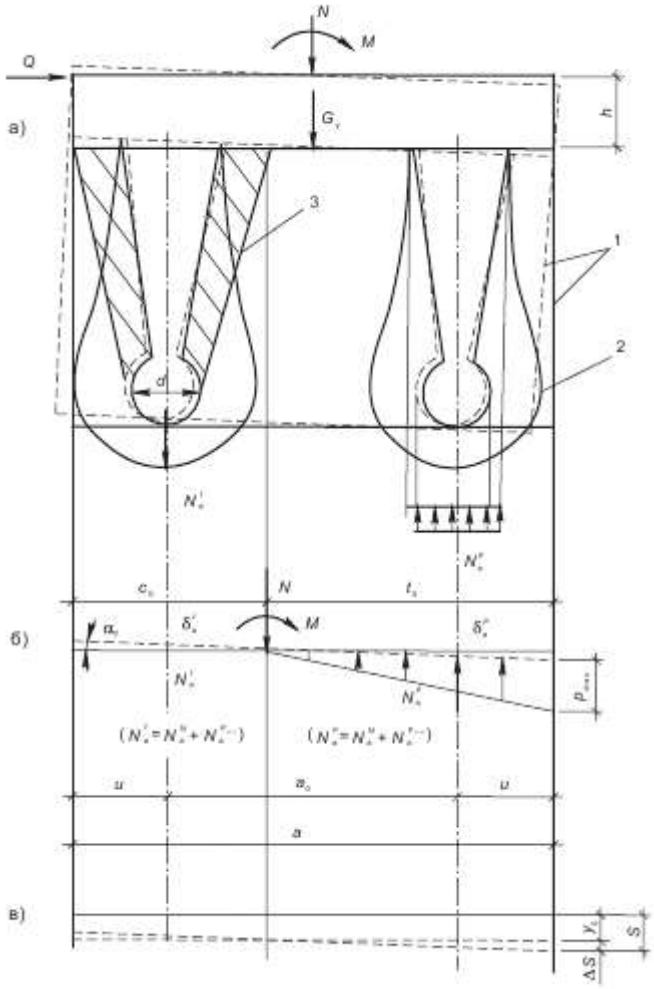
И.7.2 В случае, если $10D_a \le l_a \le 20D_a$, значение $F_{uп}$ уменьшают в 1,25 раза, а при $5D_a \le l_a < 10D_a$ значение $F_{uп}$ уменьшают в 1,35 раза.

В случае, если $l_a < 5D_a$, значение $F_{uп}$ принимают не более, кН:

65 - при наличии глинистых грунтов несущего слоя;

40 - при наличии песчаных грунтов несущего слоя.

И.8 Расчет оснований комбинированных ФСА из группы (куста) свай при действии повышенных моментных и горизонтальных нагрузок, когда могут возникать выдергивающие усилия, рекомендуется производить согласно расчетной схеме, приведенной на рисунке Ж.5, по изложенным ниже основным вариантам, принимая по результатам конкретного расчета его минимальное значение.



1 — граница условного фундамента (для расчета по первому варианту); 2 — граница зоны уплотнения грунта; 3 — граница условной призмы выпора

Рисунок И.5 — Схема взаимодействия комбинированного ФСА с грунтовым основанием:

а — общий вид;

б — схема внешних реактивных усилий;

в — схема перемещений подошвы

И.8.1 Первый вариант Расчет фундамента с кустом анкеров ведут как для условного фундамента, определенного в соответствии с 6.2.5 с коэффициентом γ^t_{dk} = 0,9, учитывающим влияние эксцентриситета вдавливающей нагрузки. Несущая способность и деформация основания ФСА определяются в соответствии с ТКП 45-5.01-254.

И.8.2 Второй вариант Расчет комбинированного ФСА с одним или несколькими анкерами и объединяющим низким жестким несущим ростверком ведется как для жесткой плиты, лежащей на упругом основании и испытывающей действие комбинированных

нагрузок. В соответствии с ТКП 45-5.01-254 вычисляются краевые давления, максимальные и минимальные значения которых в пересчете на сосредоточенную нагрузку распределяются на анкеры, работающие на сжимающие N_a^p и выдергивающие N_a^t усилия, с учетом коэффициента условий работы сваи-анкера в группе (кусте) при действии выдергивающей нагрузки γ^t_{dk} = 0,9.

Значения усилий N_a^p и N_a^t, кН, определяются по формулам:

$$N_a^p = N_a^N + N_a^{p,max}, \qquad (И.13)$$

$$N_a^t = N_a^N + N_a^{p,min}, \qquad (И.14)$$

где N_a^N - нагрузка на сваю-анкер, передающаяся через низкий жесткий ростверк от вертикальной нагрузки, кН;

$N_a^{p,max}$ - дополнительная нагрузка, передающаяся на сваю-анкер за счет максимального значения краевого давления по подошве низкого жесткого ростверка от моментов и горизонтальных сил, кН;

$N_a^{p,min}$ - то же, за счет минимального значения краевого давления по подошве низкого жесткого ростверка от моментов и горизонтальных сил, кН.

И.8.3 Третий вариант Комбинированный ФСА рассчитывается как фундамент с анкерами в нескальных грунтах согласно [12] (подраздел 6.4 в [12]). При этом расчет свай-анкеров на осевую сжимающую нагрузку производится согласно 6.2.8 – 6.2.11, а на выдергивающие нагрузки - согласно И.5 – И.7.

И.8.4 Расчет комбинированных ФСА с анкерами из СШМ достаточно производить по первому и второму вариантам, а с анкерами из СТП — по второму и третьему вариантам.

Библиография

[1] Правила по охране труда при выполнении строительных работ, утверждены Постановление Министерства труда и социальной защиты Республики Беларусь и Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 31.05.2019 г. №24/33

[2] СНиП II-23-81* Изд. 1990 Стальные конструкции

[3] Пособие 5.03.01-96 к СНиП 3.03.01-87 Проектирование и возведение конструкций подземных частей полносборных зданий с рациональным применением монолитного бетона

[4] СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. — М., Стройиздат, 2004.

[5] П13 – 01 к СНиП 5.01.01-99 Проектирование и устройство буронабивных свай

[6] П18 -04 к СНиП 5.01.01-99 Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай

[7] П19-04 Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием

[8] СНиП 2.01.07 -85 Нагрузки и воздействия

[9] Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. - М., Стройиздат, 1975.

[10] Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83).

[11] Рекомендации по проектированию и устройству оснований фундаментов зданий и сооружений, подверженных вибродинамическим воздействиям от строительных механизмов, оборудования и транспорта в условиях реконструкции и стесненной городской застройки. — Мн., НИЭП РУП «Институт БелНИИС», 2003.

[12] Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика/Под общ. ред. Е.А.Сорочана и Ю.Г.Трофименкова. — М., Стройиздат, 1985.

[13] Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник геотехника/Под общ. ред. В.А.Ильичева и Р.А.Мангушева. — М., Издательство Ассоциации строительных вузов, 2014.

Директор
РУП «Стройтехнорм» И.Л.Лишай

Заместитель директора – начальник
Центра технического нормирования и
стандартизации РУП «Стройтехнорм» О.О.Кудревич

Начальник отдела технического
нормирования и стандартизации
по строительным конструкциям и
производству работ
РУП «Стройтехнорм» И.В.Яковлева

Ведущий инженер
РУП «Стройтехнорм» Н.А.Поповский

Исполнители:
Доцент кафедры «Строительные конструкции»
Полоцкий государственный университет А.П.Кремнев

Заведующий лабораторией
РУП «Институт БелНИИС» В.Н.Лях

Доцент кафедры «Геотехника и
экология строительства» БНТУ В.А.Сернов

Доцент кафедры «Мосты и тоннели» БНТУ И.Л.Бойко