ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ ДЛЯ МАЛОЭТАЖНЫХ СЕЛЬСКИХ ЗДАНИЙ

## ВСН 26-84

## Минсельстрой СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА СССР

МОСКВА—1985

gost.e-ecolog.ru

Разработаны и внесены: Центральным научно-исследовательским, экспериментальным и проектным институтом по сельскому строительству (ЦНИИЭПсельстроем) Минсельстроя СССР

| | |
|---|---|
| Директор | Л.Н.Ануфриев |
| Заведующий лабораторией оснований и фундаментов, кандидат технических наук | Н.В.Жуков |
| Старший научный сотрудник, кандидат технических наук | Л.П.Карабанова |
| инженеры | И.Д.Балов<br>А.К.Куликов |
| Горьковским ИСИ. | |
| профессор | Н.В.Финаев |
| инженер | В.Д.Токарев |
| НИИОСПом Госстроя СССР | |
| доктор технических наук, профессор | В.А.Ильичев |
| кандидаты технических наук | Ю.В.Монголов<br>И.К.Попсуенко |
| ТашЗНИИЭПом Госгражданстроя | |
| кандидаты технических наук | С.Т.Узлов<br>Ф.А.Валиев |
| ЦНИИСом Минтрансстроя СССР | |
| кандидаты технических наук | А.А.Орел<br>А.С.Головачев |
| Мосгипроинсельстроем | |
| кандидат технических наук | Я.П.Бондарь |
| инженер | Л.В.Головачева |
| с участием: | |
| Куйбышевского ИСИ | |
| кандидат технических наук | Ю.П.Рудь |
| Одесского ИСИ | |
| доктор технических наук, профессор | В.Н.Годубков |
| кандидаты технических наук | Ю.Ф.Тугаенко<br>А.И.Догадайло<br>Г.Н.Симонов |
| Полтавского ИСИ | |
| кандидаты технических наук | Н.Л.Зоценко<br>В.И.Хазин |
| инженер | В.И.Завадий |
| Воронежского ИСИ | |
| кандидаты технических наук | В.М.Алексеев<br>Б.С.Одинг |
| Узоргтехсельстроя | |
| инженеры | В.Е.Гдуховской<br>Г.А.Дьякаев |

Подготовлены к утверждению Главным техническим управлением Минсельстроя СССР

Начальник В.Я.Макарук

**Согласованы:**

| | |
|---|---|
| Госстроем СССР | |
| Заместитель председателя | Д.А.Паньковский |
| Главсельстройпроектом Минсельхоза СССР | |
| Заместитель начальника | И.С.Быстрицкий |
| Госгражданстроем | |
| Заместитель начальника управления по жилищному строительству | Г.Я.Липкин |

Утверждены и введены в действие: Приказом Министерства сельского строительства СССР № 287 от 28 декабря 1984 г.

ВЕДОМСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ ДЛЯ МАЛОЭТАЖНЫХ СЕЛЬСКИХ ЗДАНИЙ

## ВСН 26-84

## Минсельстрой СССР

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

УТВЕРЖДЕНЫ
Министерством
сельского строительства СССР
28 декабря 1984 г.

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА СССР

МОСКВА — 1985

## СОДЕРЖАНИЕ


1. Общие положения ..... 3

2. Основные требования к инженерно-геологическим изысканиям ..... 6

3. Расчет пирамидальных свай и забивных блоков на осевые вдавливающие нагрузки ..... 9

4. Расчет забивных блоков каркасных зданий на моментные и горизонтальные нагрузки ..... 23

5. Расчет забивных блоков и пирамидальных свай сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами на горизонтальные нагрузки ..... 28

6. Расчет пирамидальных свай и забивных блоков на сейсмические нагрузки ..... 42

7. Определение несущей способности пирамидальных свай и забивных блоков по результатам испытаний статическими вдавливающими и динамическими нагрузками, имитирующими сейсмические ..... 47

8. Основные требования к производству работ ..... 54

Приложения:

1. Номенклатура пирамидальных преднапряженных свай без поперечной арматуры для зданий с несущими стенами (серия I.811.I-2) ..... 57

2. Номенклатура пирамидальных свай с напрягаемой арматурой для сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами (шифр 3027-3-77) ..... 58

3. Номенклатура пирамидальных забивных блоков с гнездом для бетонирования колонны для сельскохозяйственных зданий стоечно-балочной конструкции (шифр I07-84) ..... 59

4. Номенклатура забивных блоков таврового сечения для сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами (шифр I07-84) ..... 60

5. Номенклатура пирамидальных забивных блоков для зданий с несущими стенами и под колонны ..... 6I

6. Методика испытаний пирамидальных свай и забивных блоков статическими осевыми вдавливающими нагрузками . 62

7. Примеры расчета пирамидальных свай и забивных блоков ..... 65

8. Наголовники для погружения пирамидальных свай и блоков ниже поверхности грунта ..... 76

| Министерство сельского строительства СССР (Минсельстрой СССР) | Ведомственные строительные нормы<br>по проектированию и устройству пирамидальных свай и забивных блоков для малоэтажных сельских зданий | ВСН- 26-84<br>Минсельстрой СССР<br>Вводятся впервые |
|---|---|---|

## I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Ведомственные строительные нормы распространяются на проектирование и устройство фундаментов из пирамидальных свай длиной до 4 м и забивных блоков для панельных, блочных, кирпичных малоэтажных (до двух этажей) сельских жилых, общественных, производственных зданий, возводимых на обычных и просадочных грунтах I и II типа по просадочности с просадкой от собственной массы грунта до I5 см, а также в сейсмических районах с расчетной сейсмичностью 7, 8, 9 баллов.

I.2. Пирамидальные сваи используются двух типов:

а) предварительно напряженные без поперечной арматуры с центральным армированием длиной 2, 3, 4 м (приложение I);

б) с обычной ненапрягаемой арматурой и гнездом для опирания пяты железобетонной трехшарнирной рамы (приложение 2).

I.3. Забивные блоки используются трех типов:

а) в виде усеченной пирамиды со стаканом для замоноличивания колонны (приложение 3);

| Внесены | Утверждены | Срок введения в действие |
|---|---|---|
| Центральным научно-исследовательским, экспериментальным и проектным институтом по сельскому строительству | приказом Министерства сельского строительства СССР от 28 декабря I984 г. № 287 | I января I985 г. |

б) таврового сечения с гнездом для опирания пяты железобетонной трехшарнирной рамы (приложение 4);

в) забивные блоки в форме усеченной пирамиды (приложение 5).

I.4. Для фундаментов жилых, общественных, производственных зданий основного и вспомогательного назначения с несущими стенами рекомендуется применять пирамидальные сваи по п.I.2,а и забивные блоки по п.I.3,в.

I.5. Для фундаментов полносборных производственных сельскохозяйственных зданий с каркасом стоечно-балочной конструкции рекомендуются забивные блоки по п.I.3,а.

I.6. Для фундаментов сельскохозяйственных зданий с каркасом из железобетонных трехшарнирных рам рекомендуются:

- забивные блоки по п.I.3,б при величине распора 0,I-0,2 МН;

- пирамидальные сваи по п.I.2,б при величине распора не более 0,I3 МН.

I.7. В соответствии с письмом Госстроя СССР № ИИ-2733-2/I и Госбанка СССР № 52-74 от 26 июня I974 г. выбор наиболее экономичного фундамента осуществляется на основании технико-экономического сравнения конкурентоспособных фундаментов.

I.8. Выбор конструкций фундаментов из пирамидальных свай и забивных блоков для малоэтажных сельских зданий различного назначения, проектируемых для Нечерноземной зоны РСФСР, допускается осуществлять без вариантного проектирования в соответствии с "Рекомендациями по выбору эффективных фундаментов без вариантного проектирования для малоэтажных сельских зданий в условиях Нечерноземной зоны", одобренными Госстроем СССР, Минсельстроем СССР, Минсельхозом СССР и Росколхозстройобъединением.

I.9. При проектировании фундаментов жилых домов усадебного типа и секционных различных конструктивных систем, а также общественных и производственных зданий основного и вспомогательного назначе-

ния с несущими стенами следует применять однорядное расположение свай и блоков и преимущественно безростверковое решение с опиранием цокольных панелей непосредственно на сваи и забивные блоки по слою раствора. На просадочных, пучинистых, набухающих грунтах, в сейсмических районах цокольные панели и монолитные ростверки должны образовывать жесткий непрерывный пояс под всем зданием.

I.I0. Применение пирамидальных свай и забивных блоков рекомендуется при залегании в основании следующих видов грунтов: песков мелких и пылеватых средней плотности; непучинистых глинистых грунтов с показателем текучести 0,2-0,8; просадочных грунтов I и II типа по просадочности с просадкой от собственной массы грунта при замачивании до I5 см.

I.II. Допускается применение пирамидальных свай и забивных блоков в слабо-и среднепучинистых грунтах при нормативной глубине промерзания до I м и слабопучинистых грунтах при глубине промерзания до I,5 м при соблюдении следующих условий:

- вертикальная нагрузка на пирамидальную сваю составляет не менее I00 кН, а на забивной блок - не менее I50 кН;

- заглубление верха свай и блоков ниже планировочной отметки земли равно или более 0,3 м;

- в строительный период в зимнее время обеспечиваются мероприятия против промерзания грунта;

- в период эксплуатации зданий и сооружений предусмотрены меры, исключающие обводнение грунтов основания;

- выполнены расчеты свай и блоков по деформациям пучения; деформации пучения не должны превышать предельно допустимых значений для данного вида здания или сооружения.

Примечание. "Инструкция" не распространяется на проектирование пирамидальных свай и забивных блоков на вечномерзлых грунтах и на подрабатываемых территориях.

9435-7-85

## 2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ИЗЫСКАНИЯМ

2.1. Состав и объем инженерно-геологических изысканий устанавливается проектной и изыскательской организациями в соответствии с требованиями СНиП II-9-78 "Инженерные изыскания для строительства. Основные положения", а также дополнительными требованиями настоящего раздела.

2.2. Выработки в плане располагаются по створам. Расстояния между створами и между выработками в створе не должны превышать 150 м. Для одиночных зданий наличие технических выработок или точек зондирования в пределах пятна застройки (или на расстоянии не более 5 м от него) обязательно. Для усадебных и секционных жилых зданий длиной не более 20 м в пределах пятна застройки должно быть не менее одного шурфа или одной скважины и одной точки зондирования. Для протяженных зданий длиной 30-40 м и более в пределах пятна застройки должно быть не менее двух выработок (шурф и скважина); рекомендуется также назначать две-три точки зондирования.

При строительстве нескольких зданий и сооружений допускается уменьшать объем инженерно-геологических изысканий, располагая равномерно шурфы, скважины, точки зондирования в пределах всего застраиваемого участка.

Примечание. По согласованию с проектной организацией - автором проекта - допускается изменение объема инженерно-геологических изысканий: сокращение - в случае выявленной однородности грунтов и наличия положительного опыта строительства и эксплуатации аналогичных зданий и сооружений в районе строительства; увеличение - в случае резко выраженной неоднородности грунтов строительной площадки.

2.3. Глубина разведочных и технических скважин принимается на 2 м ниже проектируемой глубины погружения свай и блоков, но не менее 7 м. Глубина шурфов принимается не менее 5 м. Статическое зондирование производится на глубину 7 м. Для просадочных грунтов, в

случае если в районе предполагаемого строительства ожидается повышение уровня грунтовых вод в связи со строительством водоподпорных сооружений, орошением полей и др., 80% скважин, но не менее двух, должны проходить просадочную толщу или достигать установившегося уровня грунтовых вод.

Примечания: I. При мощности просадочной толщи более 20 м глубина скважин принимается равной 20 м.

2. Допускается устанавливать тип грунтовых условий по просадочности и мощность просадочной толщи по региональным инженерно-геологическим картам с учетом предшествующего опыта изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

3. Глубина выработок может быть уменьшена, если практически несжимаемые грунты (скальные, полускальные, крупнообломочные грунты, пески гравелистые) встречены на глубине меньшей, чем указано в п.2.3.

4. Допускается проходку шурфов заменять техническими скважинами с отбором проб грунта грунтоносами, исключающими нарушение плотности и структуры грунта.

2.4. Количество технических выработок, предназначенных для отбора монолитов грунтов для лабораторных определений их физико-механических свойств, должно составлять I5% от общего числа выработок. (но не менее 3 ). При сложных грунтовых условиях строительной площадки (наличие выклинивающихся слоев ила, торфа и т.п.) число технических выработок увеличивается до 20% (но не менее 5 ); для однородных грунтов число технических выработок допускается уменьшать до I0% (но не менее 2 ).

2.5. Отбор монолитов грунта из технических выработок для лабораторных испытаний в однородных грунтах производится через 0,5 м по глубине. Для однородных просадочных грунтов большой мощности монолиты в пределах первых 5 м отбираются через I м, а ниже - через 2-3 м.

2.6. В процессе инженерно-геологических изысканий и лабораторных испытаний подлежат определению:

- для песчаных грунтов - гранулометрический состав, плотность грунта природной структуры и влажности ($\rho$), плотность грунта в сухом состоянии ($\rho_d$), плотность частиц грунта ($\rho_s$), удельное сцепление ($C$), угол внутреннего трения ($\varphi$), модуль деформации грунта ($E$) и степень влажности ($S_r$);

- для глинистых грунтов - влажность на границе пластичности (раскатывания) и текучесть ($W_p, W_L$), природная влажность ($W$), плотность грунта природной структуры и влажности, плотность частиц грунта, плотность сухого грунта, удельное сцепление, угол внутреннего трения, модуль деформации и степень влажности;

- для просадочных грунтов дополнительно определяются относительная просадочность ($\varepsilon_{sl}$) при давлении P=0,3 МПа, величина начального просадочного давления ($\rho_{sl}$), удельное сцепление, угол внутреннего трения, модуль деформации для водонасыщенного грунта, степень влажности.

Примечание. При проведении инженерно-геологических изысканий для разработки рабочих проектов поселков или сельскохозяйственных предприятий на площадках со сложными грунтовыми условиями (обводненные глинистые, в том числе просадочные грунты, с показателем текучести более 0,6, рыхлые водонасыщенные пески мелкие и пылеватые, заторфованные и илистые грунты, просадочные грунты с пористостью более 49% и др.) рекомендуется включать в программу изысканий проведение испытаний пирамидальных свай и забивных блоков статическими нагрузками, а в сейсмических районах - динамическими нагрузками, имитирующими сейсмические. Порядок проведения таких работ определен письмом Госстроя СССР 78-Д от 30 декабря 1971г. Испытаниям подвергается не менее двух свай или блоков. Организацию испытаний осуществляет заказчик с привлечением по отдельному договору генподрядной строительной организации или проектной органи-

зации - генерального проектировщика. Проектная организация с привлечением в необходимых случаях специализированных проектных и изыскательских или научно-исследовательских организаций составляет и передает заказчику проекта программу испытаний. Проектная организация, разрабатывающая рабочий проект поселка или предприятия, осуществляет техническое руководство испытаниями, обрабатывает полученные данные. Строительная организация, которая будет осуществлять строительство, выполняет в соответствии с программой работы по монтажу стендов, заготовке нагрузочных блоков, изготовлению и погружению свай и др. Материалы испытаний в I экз. направляются в ЦНИИЭПсельстрой.

## 3. РАСЧЕТ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ НА ОСЕВЫЕ ВДАВЛИВАЮЩИЕ НАГРУЗКИ

3.I. Расчет пирамидальных свай и забивных блоков на осевые вдавливающие нагрузки производится по первой группе предельных состояний. Осадки свай и блоков не определяются, так как при принятой методике определения несущей способности свай и блоков по грунту осадки, как правило, не превышают 3 см.

3.2. Расчетная несущая способность пирамидальной сваи или забивного блока (рис.I,а) по грунту на осевую вдавливающую нагрузку $\Phi$, МН определяется по формуле

$$\Phi = m\,(\Phi_п + \Phi_{б.п.}), \qquad (I)$$

где $m$ - коэффициент условий работы грунта в основании. Для песчаных и глинистых непросадочных грунтов $m$ =I; для лессовых просадочных грунтов величина $m$ принимается по табл.I.

$\Phi_п$ - несущая способность пяты, МН;

$\Phi_{б.п.}$ - несущая способность боковой поверхности, МН.

3.3. Расчетная несущая способность пяты свай и блоков определяется по формуле

$$\Phi_п = R \cdot F_п, \qquad (2)$$

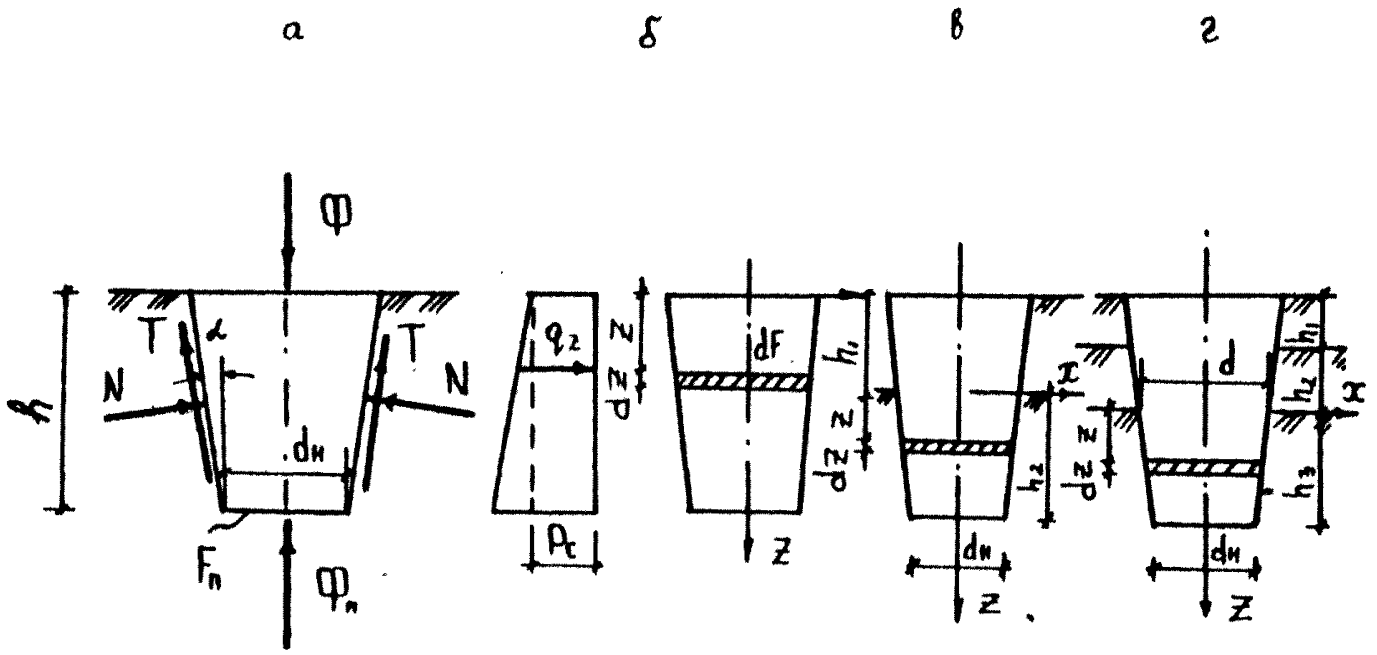



Рис. 1. Расчетные схемы к определению несущей способности пирамидальных свай и забивных блоков по грунту на осевые вдавливающие нагрузки:
а– схема усилий, действующих на забивной блок или сваю;
б,в,г– расчетные схемы для определения $\Phi_{в.п.}$ соответственно при однослойном, двухслойном, трехслойном основании

Таблица 5

Коэффициент условий работы $m_1$ для лессовых просадочных грунтов

| Характеристика малоэтажных сельских зданий по характеру вероятного замачивания основания (см. п. 3.10 - 3.12) | $\rho_d$ = 1,3 т/м³ ($\zeta$ =1,1) | | | $\rho_d$ = 1,4 т/м³ ($\zeta$ =0,9) | | | $\rho_d$ = 1,6 т/м³ ($\zeta$ =0,7) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $S_r$ =0,3 | $S_r$ =0,6 | $S_r$ =0,8 | $S_r$ =0,3 | $S_r$ =0,6 | $S_r$ 0,8 | $0 \leq S_r \leq 0,8$ |
| А – здания группы "а";<br>– расчетные локальные участки повышенной интенсивности замачивания зданий группы "б";<br>– здания группы "г" при залегании под просадочной толщей дренирующего подстилающего слоя | 1,3 | 1,2 | 1 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 1,0 |
| Б здания, перечисленные в графе А, но при залегании под просадочной толщей недренирующего слоя | 1,4 | 1,2 | 1 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 1,0 |
| В – здания группы "в";<br>– здания группы "б" (за исключением расчетных локальных участков повышенной интенсивности замачивания) при залегании под просадочной толщей дренирующих грунтов | 1,7 | 1,5 | 1 | 1,5 | 1,2 | 1,0 | 1,0 |
| Г здания, перечисленные в графе В, но при залегании под просадочной толщей недренирующего слоя | 1,8 | 1,3 | 1 | 1,4 | 1,2 | 1,0 | 1,0 |
| Д здания любого типа при ожидаемом повышении уровня грунтовых вод до слоев грунта, в которые погружены забивные блоки и сваи | 0,85 | 0,85 | 0,85 | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 1,0 |

где $R$ - расчетное сопротивление грунта под пятой свай и блоков, МПа, определяемое по графикам на рис.2, 3 и по табл.2 для забивных блоков при глубине погружения 2 м и по табл.3 для пирамидальных свай.

Примечания: I. Величина $R$ определяется в зависимости от средневзвешенного значения степени влажности $S_r$, плотности сухого грунта $\rho_d$ и показателя текучести $J_L$ в пределах 0,5 м выше и I,5 м ниже пяты пирамидальной сваи или забивного блока.

2. Для глубины погружения забивных блоков I м приведенные на графиках (см.рис.2,3) и в табл.2 значения $R$ умножаются на коэффициент 0,6; при глубине погружения блоков от I м до 2 м значения $R$ принимаются по интерполяции.

$F_п$ - площадь пяты забивного блока или пирамидальной сваи, $м^2$.

3.4. Расчетная несущая способность боковой поверхности $\Phi_{б.п}$ забивных свай и блоков пирамидальной формы при одинаковом угле наклона боковых граней к вертикали $\alpha$ и равной площади всех граней $F$ (рис.I,а) определяется по формуле

$$\Phi_{б.п} = 4\cos\alpha\left[N(\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{tg}\varphi_y) + C_y F\right], \quad (3)$$

где $\varphi_y$ и $C_y$ - соответственно угол внутреннего трения, град., и удельное сцепление МПа уплотненного грунта, принимаемые по табл.4;

$N$ - равнодействующая давления грунта на одну грань блока или сваи в предельном состоянии, МН, определяемая для однородного однослойного основания по формуле

$$N = K_п h \frac{\cos\delta}{\cos\alpha}\left[P_c(d_н + h\operatorname{tg}\alpha) + \gamma_1 h\left(\frac{d_н}{2} + \frac{h\operatorname{tg}\alpha}{3}\right)\right], \quad (4)$$

где $h$ - глубина погружения сваи, блока в грунт природной структуры или послойно уплотненный грунт до плотности сухого грунта $\rho_d$ = I,6 - I,65 т/$м^3$;

$K_п$ - коэффициент, учитывающий пространственный характер работы

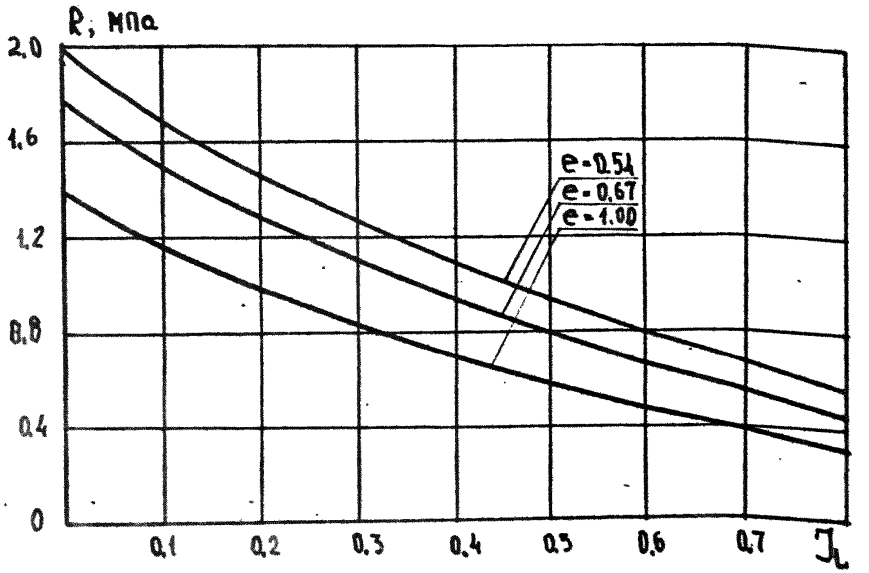



Рис.2. Значения расчетного сопротивления $R$ глинистых грунтов (непросадочных) под пятой забивных блоков, погружаемых в грунт на глубину 2 м

Таблица 2

**Значения расчетного сопротивления $R$ песчаных грунтов под пятой забивных блоков, погружаемых в грунт на глубину 2 м**

| Вид грунта основания | Расчетное сопротивление $R$, МПа (пески средней плотности) |
|---|---|
| Пески пылеватые маловлажные | I,3 |
| влажные | I,I |
| насыщенные водой | I,0 |
| Пески мелкие маловлажные | I,8 |
| влажные и насыщенные водой | I,6 |
| Пески средней крупности независимо от влажности | 2,I |

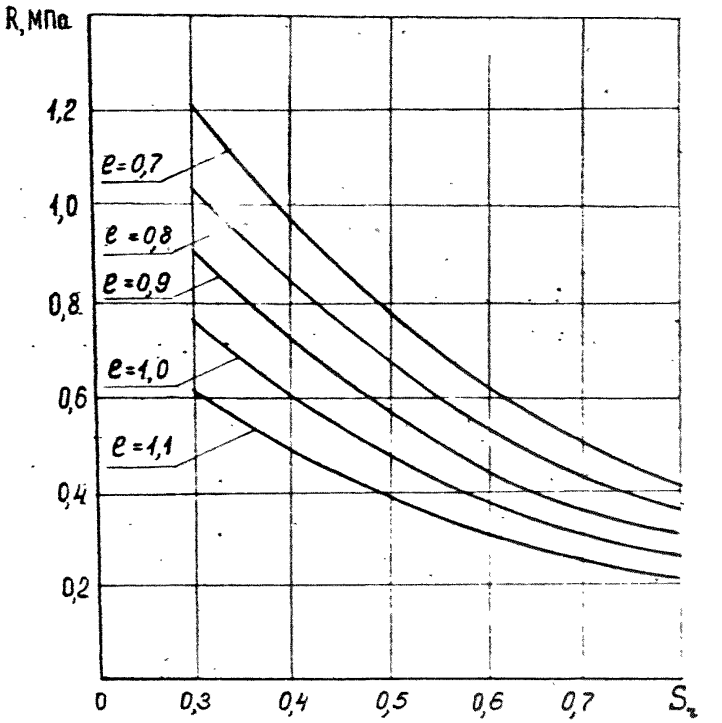



Рис.3. Значения расчётного сопротивления $R$ лёссовых просадочных грунтов под пятой забивных свай и блоков, погружаемых в грунт на глубину 2м

Таблица 3

Расчетные сопротивления грунтов $R$ под пятой одиночных забивных свай длиной до 4 м для непросадочных и просадочных грунтов естественной влажности

| Глубина забивки м | Коэффициент пористости, $e$ | Расчетные сопротивления грунтов под пятой забивных свай $R$, МПа | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | песчаных грунтов | | | | глинистых грунтов при показателе текучести $J_L$, равном | | | | | |
| | | крупных | средней крупности | мелких | пылеватых | $\leqslant 0$ | 0,2 | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1,0 |
| 2 | $\leqslant 0,55$ | 8,30 | 3,90 | 2,50 | 1,50 | 6,50 | 3,90 | 2,00 | 1,00 | 0,70 | 0,50 |
| | 0,70 | 6,40 | 3,00 | 1,90 | 1,20 | 5,40 | 3,20 | 1,70 | 0,90 | 0,65 | 0,45 |
| | 1,00 | – | – | – | – | 3,20 | 1,90 | 1,00 | 0,70 | 0,50 | 0,30 |
| 3 | $\leqslant 0,55$ | 8,50 | 4,10 | 2,70 | 1,60 | 6,60 | 4,00 | 2,10 | 1,10 | 0,75 | 0,55 |
| | 0,70 | 6,60 | 3,20 | 2,10 | 1,30 | 5,50 | 3,30 | 1,80 | 1,00 | 0,70 | 0,50 |
| | 1,00 | – | – | – | – | 3,30 | 2,00 | 1,10 | 0,75 | 0,55 | 0,35 |
| 4 | $\leqslant 0,55$ | 8,60 | 4,20 | 2,80 | 1,70 | 6,70 | 4,10 | 2,20 | 1,20 | 0,80 | 0,60 |
| | 0,7 | 6,70 | 3,30 | 2,20 | 1,40 | 5,60 | 3,40 | 1,90 | 1,10 | 0,75 | 0,55 |
| | 1,0 | – | – | – | – | 3,40 | 2,10 | 1,20 | 0,80 | 0,60 | 0,40 |

Примечание. В интервале величин $J_L$ и $e$, приведенных в таблице, значения $R$ принимаются по линейной интерполяции.

сваи или блока, принимаемый равным I,3 для песчаных и I,5 для глинистых грунтов;

$d_н$ - размер грани сваи или блока на уровне пяты, м;

$\gamma$ - удельный вес грунта, МН/м$^3$;*)

$\delta$ - угол трения грунта о бетонную поверхность блока, сваи, (град), принимаемый равным $\delta = \varphi_y$ для песчаных грунтов и $\delta = 0{,}5\,\varphi_y$ - для глинистых;

$\lambda$ - коэффициент отпора грунта, определяемый по графикам на рис. 4, 5 в зависимости от угла внутреннего трения $\varphi_y$, угла наклона грани $\alpha$, угла трения бетона по грунту $\delta$;

$p_c$ - давление грунта, МПа, обусловленное сцеплением, равное

$$p_c = 2 c_y \sqrt{\lambda}. \qquad (5)$$

Таблица 4

Параметры прочности $\varphi_y$ и $c_y$ для уплотненных грунтов

| Вид грунта основания | Параметры прочности грунта | |
|---|---|---|
| | $\varphi_y$ | $c_y$ |
| Песчаные грунты | | |
| $e \le 0{,}6$ | $\varphi_y = 0{,}9\,\varphi_I$ | $c_y = 0{,}9\,c_I$ |
| $0{,}6 < e \le 0{,}75$ | $\varphi_y = \varphi_I + 2^\circ$ | $c_y = I{,}3\,c_I$ |
| $e > 0{,}75$ | $\varphi_y = \varphi_I + 3^\circ$ | $c_y = I{,}3\,c_I$ |
| Глинистые в т.ч. просадочные грунты при | | |
| $J_L \le 0{,}I$ | $\varphi_y = \varphi_I$ | $c_y = 0{,}8\,c_I$ |
| $0{,}I < J_L \le 0{,}2$ | $\varphi_y = \varphi_I + I^\circ$ | $c_y = I{,}I\,c_I$ |
| $0{,}2 < J_L \le 0{,}5$ | $\varphi_y = \varphi_I + 2^\circ$ | $c_y = I{,}6\,c_I$ |
| $0{,}5 < J_L \le 0{,}8$ | $\varphi_y = \varphi_I + I^\circ$ | $c_y = I{,}4\,c_I$ |
| $J_L$ - для грунта природной структуры | | |

Примечание. $c_I$, $\varphi_I$ - соответственно расчетные удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта природного залегания.

*) Термин "удельный вес грунта" - по СНиП 2.02.0I-83; старое название-"объемный вес грунта".

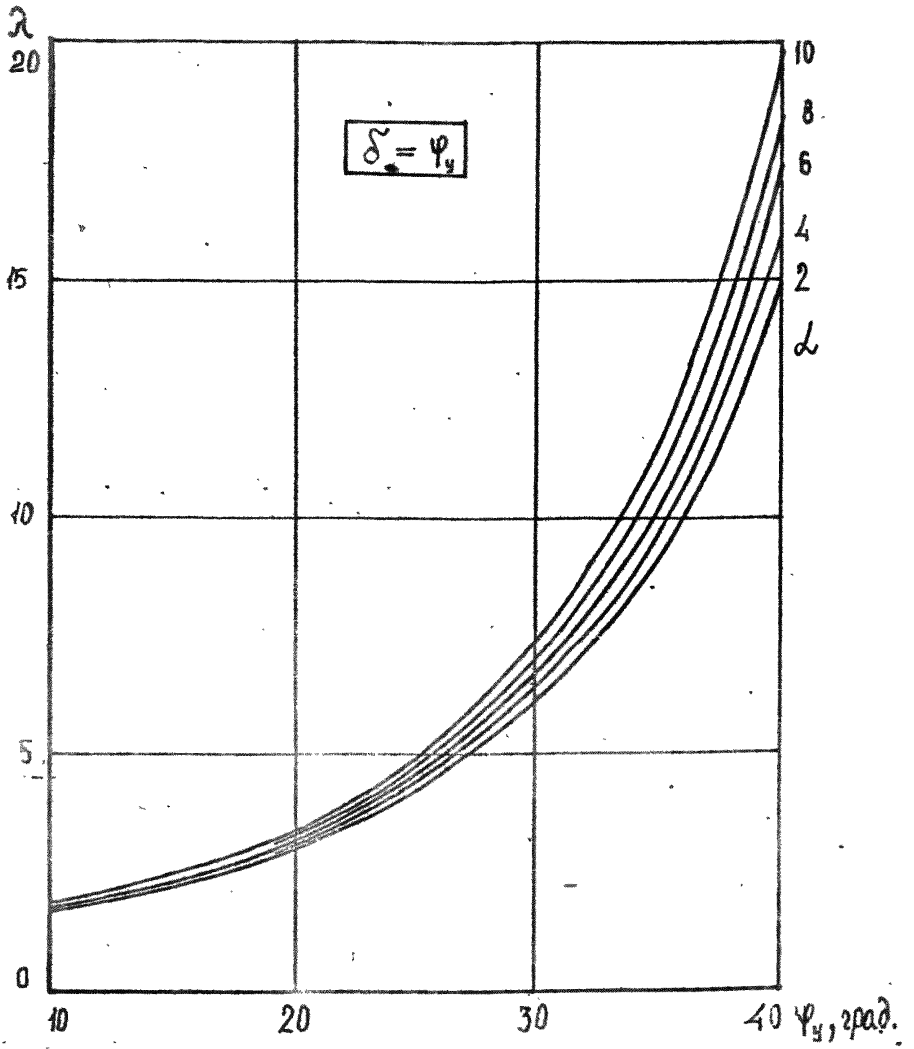



Рис. 4. Графики для определения коэффициента $\lambda$ для песчаных грунтов в зависимости от угла внутреннего трения грунта $\varphi_y$ и угла наклона к вертикали надвигающейся на грунт грани $\alpha$ при угле трения грунта о бетонную поверхность $\delta = \varphi_y$

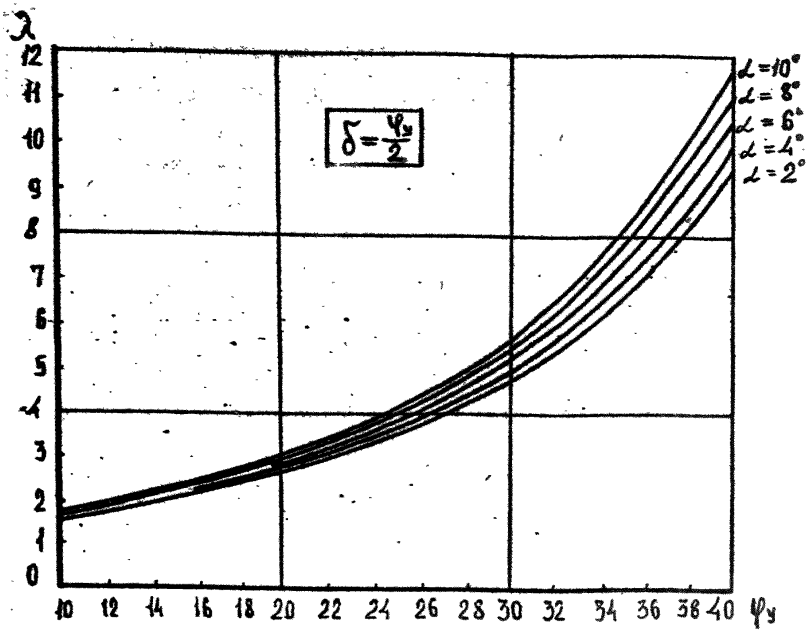



Рис.5. Графики для определения коэффициента $\lambda$ для глинистых грунтов в зависимости от угла внутреннего трения грунта $\varphi_y$ и угла наклона к вертикали надвигающейся на грунт грани $\alpha$ при угле трения грунта о бетонную поверхность $\delta = \frac{\varphi_y}{2}$

3.5. При многослойном основании расчетная несущая способность боковой поверхности $\Phi_{б.п}$ определяется суммированием нагрузок, воспринимаемых участками боковой поверхности отдельных слоев грунта.

$$\Phi_{б.п} = 4\cos\alpha \sum_{i=1}^{i=n} \left[ N_i (tg\alpha + tg\varphi_{yi}) + C_{yi} F_i \right], \qquad (6)$$

где $n$ - число слоев;

$\varphi_{yi}, C_{yi}$ - соответственно угол внутреннего трения, град., удельное сцепление, МПа, уплотненного грунта в $i$ -ом слое;

$F_i$ -площадь $i$ -го участка боковой грани, $м^2$;

$N_i$ - равнодействующая давления грунта на участок грани в $i$ -ом слое, МН, определяемая в соответствии с указаниями п. 3.6, 3.7.

3.6. При двухслойном основании (рис.I,в) равнодействующая давления $N_1$ в слое № I определяется по формуле (4), а в слое № 2 по формуле

$$N_2 = K_n h_2 \frac{\cos\delta}{\cos\alpha} \left[ (\gamma_1 h_1 \lambda_2 + P_{c2})(d_н + h_2 tg\alpha) + \gamma_2 h_2 \lambda_2 \left( \frac{d_н}{2} + \frac{h_2 tg\alpha}{3} \right) \right], \qquad (7)$$

где $\gamma_1, h_1$ - соответственно удельный вес грунта, $МН/м^3$, толщина первого слоя, м;

$\gamma_2, \lambda_2, P_{c2}, h_2$ - соответственно удельный вес, $МН/м^3$, коэффициент отпора, давление, обусловленное сцеплением грунта, МПа, толщина слоя № 2, м.

3.7. При трехслойном основании (рис.I,г) равнодействующая давления грунта в слое № 2 определяется по формуле (7), при этом вместо $d_н$ следует подставить размер $d$ .

Равнодействующая давления грунта в слое № 3 определяется по формуле

$$N_3 = K_n h_3 \frac{\cos\delta}{\cos\alpha} \left\{ \left[ \left( \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 \right) \lambda_3 + P_{c3} \right] \left( d_н + h_3 tg\alpha \right) + \gamma_3 h_3 \lambda_3 \left( \frac{d_н}{2} + \frac{h_3 tg\alpha}{3} \right) \right\}, \qquad (8)$$

где параметры $\gamma_3$ , $h_3$ , $\lambda_3$ , $P_{c3}$ определяются для слоя № 3.

3.8. Расчетная нагрузка на сваю или забивной блок, МН, определяется по формуле

$$P = \frac{\Phi}{K_н} , \qquad (9)$$

где $K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый равным I,4;

$\varphi$ - то же, что в п.3.2.

3.9. Проектирование фундаментов малоэтажных сельских зданий на просадочных грунтах I типа должно осуществляться с учетом ...даемой вероятности и степени замачивания основания в период эксплуатации зданий. Различают случаи, указанные в п.п.3.I0-3.I2.

3.I0. Замачивание основания вследствие повышения уровня грунтовых вод и утечек воды из водонесущих коммуникаций и емкостей невозможно. К этому случаю относят здания и сооружения, не оборудованные водопроводом и канализацией и расположенные на расстоянии более $(I,5\text{-}2)H$ от возможных источников замачивания: трубопроводов, емкостей и т.п. ( $H$ - толщина просадочной толщи). Примером таких зданий являются трансформаторные подстанции, навесы для сена и сельхозтехники и др.).

Проектирование фундаментов для таких зданий осуществляется без учета замачивания основания. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю или блок, определяется в соответствии с п.п.3.2-3.8 для влажности, прогнозируемой на период эксплуатации здания. При отсутствии таких данных в запас прочности сопротивления $R$, $f$ определяются при влажности на границе раскатывания $W_p$, если природная влажность $W < W_p$ и при влажности $W$, если $W > W_p$.

3.II. Возможно аварийное замачивание основания вследствие утечек воды из водонесущих коммуникаций и емкостей, расположенных внутри здания или вне здания на расстоянии менее I,5 $H$;

Повышение уровня грунтовых вод в период эксплуатации зданий, способное вызвать просадочные деформации, не ожидается.

К этому случаю относят сельскохозяйственные, жилые, культурно-бытовые здания высотой до двух этажей включительно, оборудованные водопроводом и канализацией. Эти здания разделяются на подгруппы, отличающиеся интенсивностью и характером возможного аварийного замачивания:

а) сельскохозяйственные здания с мокрым технологическим режимом, равномерным распределением источников замачивания по площади здания, расходом воды более 10 литров в сутки на 1 м$^2$ площади пола здания. К ним относятся: коровники, свинарники, имеющие гидросмыв и систему подпольных каналов гидросплава навоза, располагаемых вдоль всего здания, и некоторые типы птичников с системой кюночных и канализационных канавок под поилками;

б) сельскохозяйственные здания с локальным мокрым технологическим режимом. Здания этого типа имеют отдельные помещения или участки с мокрым технологическим режимом (моечные, душевые). К ним относятся также свинарники с одиночными поперечными подпольными каналами гидросплава навоза, объединяющими систему продольных каналов, оборудованных скребковыми транспортерами. Каналы гидросплава находятся друг от друга на расстоянии 20-30 м и более. На локальных участках расходы воды значительно превышают 10 л в сутки на 1 м$^2$ площади пола, а на остальной площади - менее 10 л или отсутствуют;

в) здания с расходом воды менее 10 л в сутки на 1 м$^2$ площади пола. Эти здания отличаются наименьшими вероятностью и размером замачивания. Некоторые здания этой группы (птичники, овчарни) имеют разветвленную, но не заглубляемую в грунт систему водопровода, а проводки канализации отсутствуют или единичны. Утечки воды обнаруживаются непосредственно после аварийного повреждения трубопроводов;

г) жилые усадебные и секционные одно- и двухэтажные жилые дома с расходом воды не более 5 м$^3$ в сутки.

Проектирование фундаментов в этих случаях осуществляется с учетом возможного замачивания основания. В качестве основного расчетного случая принимается полное водонасыщение грунта ( $S_r \geq 0{,}8$). Расчетные сопротивления $R$ принимаются по рис.3 и табл.3. Отличие действительных условий аварийного замачивания от наихудших, соответствующих полному водонасыщению грунта, учитывается коэффициентами условий работы в формуле (I), которые принимаются по табл.I.

Примечание. Площадь расчетного локального участка принимается равной площади помещения или участка здания с мокрым технологическим режимом, увеличенной на расстояние I,5 $H$ во все стороны от его границ.

3.I2. В период эксплуатации зданий ожидается повышение уровня грунтовых вод до отметок, превышающих заглубление пяты свай или забивных блоков. При этом наблюдается наибольшее снижение прочности грунта, а деформации фундаментов и основания достигают максимальных значений.

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю или забивной блок, определяется по п.3.2-3.8. Коэффициент условий работы основания принимается по табл.I (графа Д).

3.I3. При проектировании зданий и сооружений вертикальная планировка застраиваемых площадок должна обеспечивать быстрый сток атмосферных вод, максимально использовать естественный рельеф местности и существующие пути стока.

3.I4. Вокруг каждого здания или сооружения, проектируемого на просадочных грунтах, следует устраивать водонепроницаемые отмостки с уклоном 0,03, шириной не менее I м. Встречающиеся на площадке старые выработки (ямы, траншеи) следует засыпать местным грунтом с послойным уплотнением и с доведением плотности уплотненного грунта до $\rho \geqslant$ I,6 т/м$^3$.

## 4. РАСЧЕТ ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА МОМЕНТНЫЕ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

4.I. Фундаменты из забивных блоков сельскохозяйственных зданий с каркасом стоечно-балочной конструкции, а также каркасных жилых и общественных зданий следует рассчитывать на моментные и горизонтальные нагрузки. Такой расчет выполняется по деформациям. Для определения углов поворота блока и горизонтальных смещений используется модель Фусса-Винклера с коэффициентом постели, линейно возрастающим с глубиной. Цель расчета - проверка углов поворота и горизонтальных смещений от нормативных нагрузок и сравнение их с допустимыми величинами, заданными в проекте для здания или сооружения.

4.2. Угол поворота забивного блока в грунте $\theta$ (рис.6) определяется по формуле

$$\theta = \frac{T}{Kh[h_0 L - A - Б(h-h_0)]}, \qquad (10)$$

где $T$ - горизонтальная сила, МН;

$h$ - высота блока, м;

$h_0$ - расстояние от верха блока до точки его поворота в грунте, м, определяемое в соответствии с указаниями п.4.3;

$L, A, Б$ - параметры, зависящие от размера блока, глубины его погружения и определяемые по формулам

$$L = (b+d)\left(a+\frac{h}{2}\right) + 2t_g\alpha h\left(a+\frac{h}{3}\right); \qquad (11)$$

$$A = h\left[(b+d)\left(\frac{d}{2}+\frac{h}{3}\right) + \frac{2ht_g\alpha}{3}\left(a+\frac{h}{2}\right)\right]; \qquad (12)$$

$$Б = \frac{bd}{2h}(a+h). \qquad (13)$$

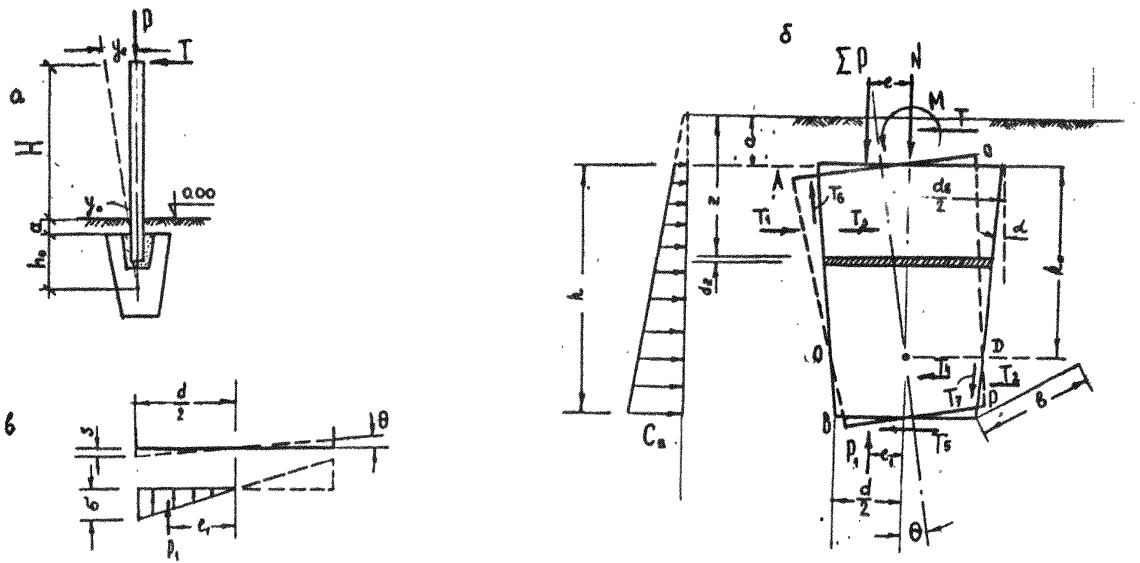



Рис.6. Расчетная схема забивного блока на горизонтальные и моментные нагрузки: а-горизонтальные перемещения системы "колонна-забивной блок" под воздействием горизонтальной силы T ; б-схема к определению реакций грунта; в-схема к определению силы $P_1$ отпора грунта по подошве блока

В формулах

$b$ и $d$ – размеры основания блока, м;

$a$ – расстояние от поверхности грунта до верха блока, м;

Остальные обозначения – прежние.

$K$ – коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение коэффициента постели грунта с глубиной, МН/м$^4$ (табл. 5).

$$C_z = K \cdot z, \qquad (14)$$

где $C_z$ – коэффициент постели грунта, МН/ м$^3$, на глубине $z$, м.

Коэффициент пропорциональности $K$ Таблица 5

| Вид грунта основания | | Коэффициент пропорциональности $K$, МН/ м$^4$ |
|---|---|---|
| глины и суглинки | $0,5 < J_L \leq 0,75$ | |
| супеси пластичные | $0 \leq J_L \leq 1$ | 10 – 15 |
| пески пылеватые | $0,6 \leq e \leq 0,8$ | |
| глины и суглинки | $0 < J_L \leq 0,5$ | |
| супеси твердые | $J_L < 0$ | 15 – 20 |
| пески мелкие и средней крупности | $0,55 \leq e \leq 0,7$ | |
| глины и суглинки твердые | $J_L \leq 0$ | 20 – 25 |
| пески крупные | $0,55 \leq e \leq 0,7$ | |
| просадочные грунты при | $S_r = 0,8$ | |
| | $e = 0,65$ | 12-14 |
| | $e = 0,85$ | 10-12 |
| | $e = 1,05$ | 8-10 |

Примечания. 1. Меньшие значения $K$ принимаются для грунтов меньшей плотности и большей влажности.

2. Для просадочных грунтов значения $K$ следует умножать на коэффициенты условий работы $m$ (табл. 1).

4.3. Расстояние от верха блока до точки его поворота в грунте $h_o$ определяется по формуле

$$h_o = \frac{\Psi + \Pi + E(A + Бh) - hD}{E(L + Б) - hЖ}, \qquad (15)$$

где $\Psi$, $\Pi$, $D$, $($ - параметры, зависящие от размеров блока, глубины его погружения и определяемые по формулам

$$\Psi = \left\{ dB\left(a + \frac{h}{2}\right) + h\,tg\alpha\left[(B+d)\left(a + \frac{h}{3}\right) + \frac{h\,tg\alpha}{3}(4a+h)\right]\right\} \times \qquad (16)$$

$$\times \frac{\cos\alpha\,(d + d_в)}{8}$$

$$\Pi = \frac{Bd^3(a+h)}{24h}. \qquad (17)$$

$$D = h\left[\frac{B+d}{6}\left(a + \frac{h}{2}\right) + \frac{2h\,tg\alpha}{3}\left(\frac{a}{2} + \frac{h}{5}\right)\right]. \qquad (18)$$

$$Ж = \frac{2h\,tg\alpha}{3}\left(2a + \frac{h}{2}\right) + \frac{B+d}{2}\left(a + \frac{h}{3}\right). \qquad (19)$$

$E$ - параметр, зависящий от величины внешних нагрузок, определяемый по формуле

$$E = \frac{\Sigma M_{ц.т.}}{T}, \qquad (20)$$

где $\Sigma M_{ц.т.}$ - сумма моментов внешних сил относительно центра тяжести подошвы забивного блока, МН·м;

$T$ - то же, что в п. 4.2.

4.4. Горизонтальное перемещение колонны в уровне поверхности грунта $y_o$, м, определяется по формуле

$$y_o = B(h_o + a). \qquad (21)$$

4.5. Горизонтальное перемещение верха (опорной площадки) колонны $y_{ge}$, м, без учета упругого прогиба колонны определяется по формуле

$$y_{ge} = \theta (H + h_з + a), \qquad (22)$$

где $H$ – высота колонны от верха ее опорной площадки до поверхности грунта, м.

4.6. Допустимое перемещение $[y_{ge}]$ назначается с учетом обеспечения нормальной эксплуатации зданий и сооружений. При отсутствии опытных или теоретических данных о значении $[y_{ge}]$ для сельскохозяйственных зданий с податливыми связями между несущими и ограждающими конструкциями и подвергающихся в основном воздействию кратковременных ветровых горизонтальных нагрузок принимается не более $[y_{ge}]$ =20мм.

4.7. Расчет колонн каркаса сечением не более 40х60 см, замоноличиваемых в стакане рабочего блока, рекомендуется осуществлять с учетом упругой податливости блоков в грунте. Допускается принимать жесткое защемление колонн в уровне обреза (верхнего яруса) блоков.

## 5. РАСЧЕТ ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ И ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С ТРЕХШАРНИРНЫМИ РАМАМИ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

**5.1.** Пирамидальные сваи и забивные блоки, проектируемые для сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами, должны рассчитываться на горизонтальные нагрузки по первому и второму предельным состояниям.

**Примечание.** Расчет забивных блоков таврового сечения на вертикальные нагрузки производится в соответствии с указаниями раздела 3.

### а) РАСЧЕТ ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

**5.2.** Расчетная несущая способность забивного блока на сдвиг по грунту (рис. 7 ) определяется по формуле

$$\Phi_r = E + 2T_1 + T_2, \qquad (23)$$

где $E$ – сила отпора грунта по грани блока, надвигающейся на грунт, МН, определяемая по указаниям п.5.3;

$2T_1$ – силы трения по боковым граням блока, параллельным распору, МН, определяемые по указаниям п.5.4;

$T_2$ – сила трения по подошве, МН, определяемая по указаниям п.5.5.

**5.3.** Сила отпора грунта $E$ определяется по формуле

$$E = N \cos \delta, \qquad (24)$$

где $N$ и $\delta$ то же, что и п.3.4.

Для забивного блока, имеющего постоянную по высоте ширину грани $b$; формула для $N$ приобретает вид:

$$N = k_n b h \left[ (a + \frac{h}{2}) \gamma \lambda + 2 C_y \sqrt{\lambda} \right] \cos \delta. \qquad (25)$$

**5.4.** Силы трения $T_1$ определяются по формуле

$$T_1 = N_\delta \operatorname{tg} \varphi_y + F C_y, \qquad (26)$$

где равнодействующая давления $N_\delta$ определяется по указаниям п.3.4 для угла наклона боковой грани $\delta$;

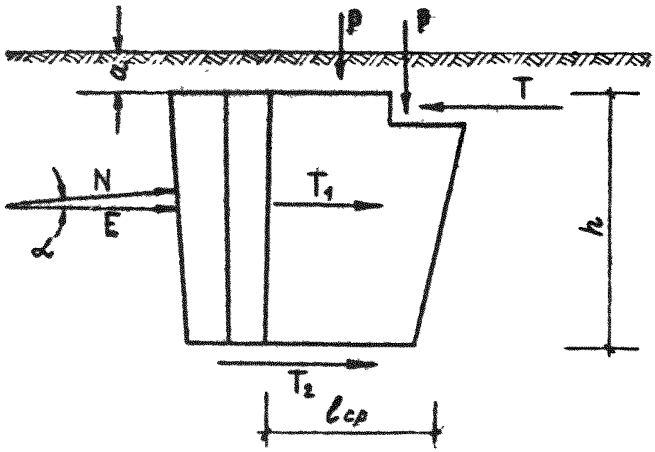



Рис.7.Схема к расчету блока по первому предельному состоянию

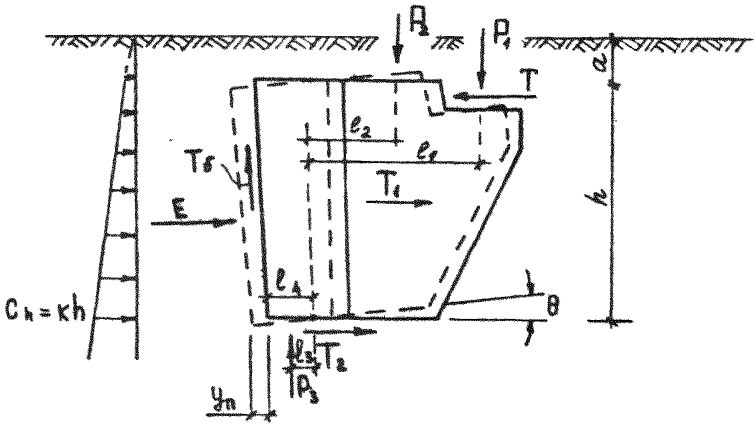



Рис.8.Схема к расчету блока по деформациям

$F$ - площадь одной боковой грани, $м^2$;

$\varphi_y$, $C_y$ - то же, что в п.3.4.

Примечание. При определении площади $F$ допускается принимать ее ширину условно-постоянной по высоте слоя и находить равнодействующую давления грунта по формуле (25).

5.5. Сила трения $T_2$ определяется по формуле

$$(\Sigma P - \Phi_{б.п.}) tg \varphi_y + C_y F_п , \qquad (27)$$

где $\Sigma P$ - сумма вертикальных сил, действующих на забивной блок, МН;

$\Phi_{б.п.}$ - то же, что в формуле (I), но определяемая без учета работы граней, отодвигающихся от грунта, причем, равнодействующая давления грунта на грани блока определяется по формуле (25) (см. п.5.3, 5.4); при $\Phi_{б.п.} > \Sigma P$ первый член выражения (27) принимается равным нулю.

5.6. Расчетная нагрузка на забивной блок определяется по формуле

$$T_{расч.} = \omega \frac{\Phi_г}{K_н} , \qquad (28)$$

где $K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый равным I,2 ;

$\omega$ - реологический коэффициент, принимаемый равным:

| | |
|---|---|
| для песчаных грунтов, за исключением пылеватых и мелких | $\omega = I$; |
| для пылеватых песков и мелких | $\omega = 0,9$; |
| для глинистых, в том числе просадочных, грунтов $J_L \leq 0,5$ | $\omega = 0,85$; |
| для глинистых грунтов $J_L > 0,5$ | $\omega = 0,8$. |

б) РАСЧЕТ ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

5.7. Угол поворота блока в грунте под действием нормативных нагрузок определяется по формуле

$$\theta = \frac{\frac{\Sigma M_{н.т.}}{K' h} - \frac{T B'}{K' A'}}{Д' - \frac{Б' B' h}{A'}} , \qquad (29)$$

где $\theta, h, T$ – то же, что в разделе 4;

$\Sigma M_{ц.т.}$ – сумма моментов внешних сил, действующих на забивной блок относительно центра подошвы блока, МН, равный:

$$\Sigma M_{ц.т.} = T h - P_1 \ell_1 - P_2 \ell_2 . \quad (30)$$

$A', Б', В', Д'$ – параметры, зависящие от размеров блока

$$A' = (a + \frac{h}{2})(в + в_{ср}) + \frac{Fn(a+h)}{2h} . \quad (31)$$

$$Б' = (a + \frac{h}{6})(в + в_{ср})\frac{h}{2} . \quad (32)$$

$$В' = (\frac{a}{2} + \frac{h}{6})(в + в_{ср}) . \quad (33)$$

$$Д' = h(\frac{ah}{3} + \frac{h}{12})(в + в_{ср}) + \frac{a+h}{h}(a_1^2 F_1 + a_2^2 F_2 + a_3^2 F_3) + \frac{\rho n^2 \cos\alpha}{2}(a + \frac{h}{2}); \quad (34)$$

В формулах (30)–(34) $a, в, h, \alpha$ – то же, что в разделе 4;

$в_{ср}$ – средняя ширина граней, параллельных сдвигающей силе (рис. 7);

$P_1, P_2, \ell_1, \ell_2$ – параметры, приведенные на рис. 8;

$a_1, a_2, a_3, F_1, F_2, F_3, n$ – параметры, приведенные на рис. 9;

$K'$ – коэффициент пропорциональности, принимаемый по табл.6.

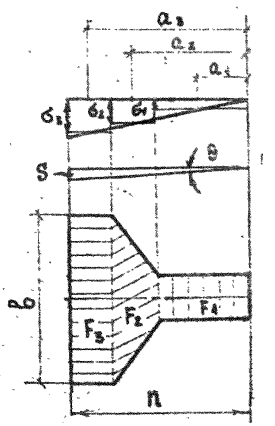



Рис. 9. Схема к определению силы $P_3$

Таблица 6

Коэффициент пропорциональности $K^I$

| Вид грунта основания | Показатель текучести грунта $J_L$ и $e$ коэффициент пористости | Коэффициент $K^I$, $МН/м^4$ |
|---|---|---|
| Глины, суглинки | $0,5 < J_L \leq 0,75$ | |
| Супеси | $0 \leq J_L \leq I$ | 4 - 7 |
| Пески пылеватые | $0,6 \leq e \leq 0,8$ | |
| Глины, суглинки | $0 \leq J_L \leq 0,5$ | |
| Супеси | $J_L < 0$ | 7 - I0 |
| Пески мелкие и средней крупности | $0,55 \leq e \leq 0,7$ | |
| Глины и суглинки | $J_L \leq 0$ | I0 - I8 |
| Пески крупные | $0,55 \leq e \leq 0,7$ | |
| Просадочные грунты водонасыщенные $S_r \geq 0,8$ | $e = 0,65$ | 8 - I0 |
| | $e = 0,85$ | 6 - 8 |
| | $e = I,05$ | 4 - 6 |

Меньшие значения $K^I$ принимаются для грунтов большей влажности и меньшей плотности

5.8. Смещение блока на уровне подошвы, м, определяется по формуле

$$y_n = \frac{T}{K^I h A^I} - \theta \frac{B^I}{A^I}. \qquad (35)$$

5.9. Смещение блока на уровне опирания пяты рамы определяется по формуле

$$y_0 = y_n + \theta h. \qquad (36)$$

Примечание. При отрицательном значении угла поворота $\theta$ перемещение блока по подошве $y_n$ будет больше перемещения $y_0$ в уровне опирания пяты рамы.

5.10. Перемещение блока $y_0$ не должно превышать предельного значения, заданного в проекте. При отсутствии в проекте данных о предельном перемещении последнее принимается равным 20 мм.

## б) РАСЧЕТ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

5.11. Расчет коротких пирамидальных свай на действие горизонтальной нагрузки Рг (или изгибающего момента М) выполняют, исходя из следующих положений:

а) пирамидальную сваю рассматривают как абсолютно жесткую конструкцию, т.е. деформации от изгиба самой сваи по сравнению с ее перемещением в грунте от действующей нагрузки не учитывают;

б) пространственную работу пирамидальной сваи (влияние ширины, а также трения грунта по боковым граням, параллельным направлению плоскости действия нагрузки) учитывают коэффициентом "одиночности" Код > 1,0;

в) грунт, в котором находится пирамидальная свая, рассматривается как упругодеформируемая среда, характеризующаяся коэффициентом постели, изменяющимся с глубиной по закону степенной функции, т.е. $Cy = C \cdot y^{K}$, где показатель степени $K \simeq 0,1$;

г) при углах наклона пирамидальной сваи, удовлетворяющих условию $tg\beta \leq 0,005$, принимается линейная зависимость между нагрузкой и горизонтальным перемещением сваи, а при условии $tg\beta > 0,005$ - нелинейная зависимость, учитываемая коэффициентом $\eta$.

5.12. Нагрузка, действующая в одной вертикальной плоскости симметрии пирамидальной сваи (рис. Ш,а), приводится к равнодействующей горизонтальных сил Рг, равной сумме проекций сил на горизонтальную ось и приложенной на расстоянии Н от расчетной поверхности грунта (рис. Ш,б). Величину Н определяют из выражения $H = \frac{M}{Pr}$, где М - сумма моментов всех сил относительно точки О пересечения оси сваи с расчетной поверхностью грунта.

Если момент и горизонтальная сила наклоняют сваю в одном направлении, то горизонтальная сила Рг расположена над поверхностью грунта и величина Н в расчетах принимается со знаком "+". Если от действия момента свая наклоняется в противоположном направлении, чем от действия горизонтальной силы, то горизонтальная сила Рг расположена ниже

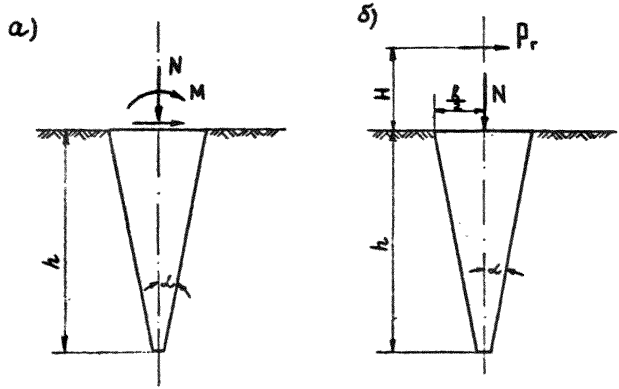



Рис. 10. Схема приведения нагрузок, действующих на пирамидальную сваю:
а-исходная схема; б- расчётная схема

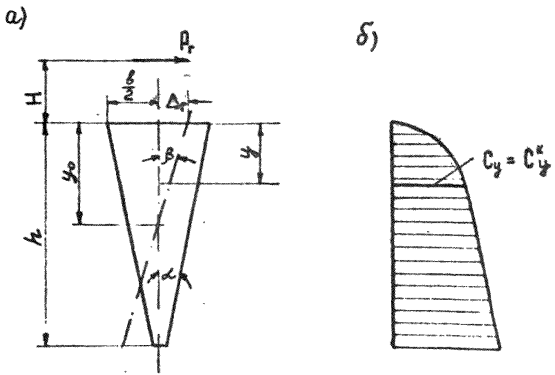



Рис. 11. Расчётная схема работы пирамидальной сваи при действии горизонтальной нагрузки:
а- расчётная схема; б- эпюра коэффициента постели $C_y$

поверхности грунта и величина H принимается со знаком "-".

5.13. Горизонтальное перемещение пирамидальной сваи в уровне поверхности грунта (рис.11), определяют по формуле

$$\Delta_r = y_o \cdot tg\beta , \qquad (37)$$

где $y_o$ - глубина расположения точки поворота оси сваи относительно расчетной поверхности грунта, определяемая по указаниям п. 5.14;

$\beta$ - угол поворота оси сваи от действия горизонтальной силы Pr.

5.14. Глубину расположения точки поворота оси сваи относительно поверхности грунта определяют по формуле

$$y_o = h\frac{h\left(\frac{6}{K+3}\cdot\frac{2h}{K+4}tg\alpha\right)+H\left(\frac{6}{K+2}-\frac{2h}{K+3}tg\alpha\right)}{h\left(\frac{6}{K+2}-\frac{2h}{K+3}tg\alpha\right)+H\left(\frac{6}{K+1}-\frac{2h}{K+2}tg\alpha\right)} , \qquad (38)$$

где $h$ - глубина пирамидальной сваи в грунте ниже расчетной поверхности грунта, м;

$6$ - ширина - сторона квадрата в сечении сваи на уровне расчетной поверхности грунта, м;

$H$ - расстояние от горизонтальной силы Pr до расчетной поверхности грунта, м (см. п.5.11);

$K$ - показатель степени K=0,1 (см. п.5.11, в);

$\alpha$ - угол сбега - наклона к вертикали боковых граней пирамидальной сваи, град.

5.15. Тангенс угла поворота оси сваи от действия горизонтальной силы Pr определяют по формуле

$$tg\beta = \frac{m_H}{m_p}\cdot\frac{P_r}{CW}\cdot\eta , \qquad (39)$$

где $m_H$ - коэффициент условий работы, учитывающий долю постоянной

нагрузки в суммарной, определяемый в соответствии с п.6;

$m_p$ - коэффициент условий работы, учитывающий влияние вертикального пригруза на сопротивление сваи горизонтальной нагрузки, принимаемый по табл.7;

$C$ - коэффициент постели, принимаемый по табл.8;

$W$ - параметр, зависящий от геометрических размеров сваи и условий ее пространственной работы в грунте, определяемый в соответствии с п.5.17.

$\eta$ - коэффициент, учитывающий нелинейность между нагрузкой и горизонтальным перемещением сваи, определяемый в соответствии с п.5.18.

5.16. Коэффициент условий работы $m_H$ принимается равным

$$m_H = 0{,}5 + \xi \quad , \tag{40}$$

где $$\xi = \frac{P_{гп}}{P_{гп} + P_{гв}} \quad . \tag{41}$$

Здесь Ргп и Ргв - доля соответственно постоянной и временной горизонтальной нагрузки в суммарной.

5.17. Параметр $W$ определяют по формуле

$$W = h^{(k+1)}\left[y_0\left(\frac{e}{k+1} - \frac{2h}{k+2}\operatorname{tg}\alpha\right) - h\left(\frac{e}{k+2} - \frac{2h}{k+3}\operatorname{tg}\alpha\right)\right] \cdot K_{og} \quad , \tag{42}$$

где $K_{og}$ - коэффициент "одиночности" (см.п.5.4,б), принимаемый по табл.8.

5.18. Коэффициент нелинейности $\eta$ определяют по формуле

$$\eta = \left(\frac{200\, m_H P_c}{C W}\right)^2 . \tag{43}$$

В случае, если подсчитанный по формуле (43) коэффициент $\eta < 1{,}0$, т.е. при $\operatorname{tg}\beta \leq 0{,}005$, в соответствии с п.5.4,г принимают коэффициент $\eta = 1$.

Таблица 7

Значение коэффициента $m_\rho$ в зависимости от вертикального пригруза N

| Угол наклона Θ равнодействующей R к вертикали, град. | 90 | 75 | 60 | 45 | 35 | 30 | 20 | 15 | 7,5 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Коэффициент $m_\rho$ | 1,00 | 1,10 | 1,20 | 1,30 | 1,50 | 1,60 | 1,50 | 1,30 | 0,90 |

Примечание: Равнодействующая $R = \sqrt{\rho_r^2 + N^2}$ (см. рис. 10).

Таблица 8

Значения коэффициентов постели C и коэффициентов одиночности Код

| Вид грунта | Коэффициенты | |
|---|---|---|
| | постели C, кН/м³ | одиночности Код |
| Пески средней крупности, глинистые грунты - полутвердые | 35000 | 2,8 |
| Пески мелкие, глинистые грунты - тугопластичные | 30000 | 2,0 |
| Намывные пески и насыпные глинистые грунты - уплотненные | 25000 | 1,8 |
| Пески пылеватые и мелкие водонасыщенные, глинистые грунты - мягкопластичные | 20000 | 1,5 |

Примечание. Значения коэффициентов C и Код в таблице приведены для однородного строения грунтов основания в пределах глубины сваи. При многослойных грунтах величины C и Код принимаются как средневзвешенные в зависимости от толщины каждого слоя грунта.

5.19. Предельно допустимое по условиям эксплуатации на действие нормативной горизонтальной нагрузки горизонтальное перемещение пирамидальной сваи в уровне расчетной поверхности грунта не должно превышать 2,0 см. При этом наклон пирамидальной сваи должен удовлетво-

рять условию $tg\beta \leq 0{,}015$.

5.20. Значение изгибающего момента $M_y$ и поперечной силы $Q_y$ в поперечных сечениях пирамидальной сваи ниже расчетной поверхности грунта на глубине $y$ определяют по формулам:

$$M_y = P_r\left\{H + y\left[I - \frac{y^{(k+1)}\left[y_0\left(\frac{b}{k+1} - \frac{2y}{k+3}tg\alpha\right) - y\left(\frac{b}{k+2} - \frac{2y}{k+4}tg\alpha\right)\right]}{W}\right]\right\}, \quad (44)$$

$$Q_y = P_r\left\{I - \frac{y^{(k+1)}\left[y_0\left(\frac{b}{k+1} - \frac{2y}{k+2}tg\alpha\right) - y\left(\frac{b}{k+2} - \frac{2y}{k+3}tg\alpha\right)\right]}{W}\right\}. \quad (45)$$

5.21. Значения нормативных напряжений $\sigma_y$ в поперечных сечениях сваи ниже расчетной поверхности грунта на глубине $y$ определяют по формуле

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y}, \quad (46)$$

где $M_y$ – изгибающий момент, определяемый по формуле (44);

$W_y$ – момент сопротивления поперечного сечения пирамидальной сваи. Для сваи квадратного поперечного сечения

$$W_y = \frac{(b - 2y\,tg\alpha)^3}{6}. \quad (47)$$

5.22. Глубину $y_I$ расположения сечения, в котором действует максимальный изгибающий момент, можно определить, исходя из условия $\frac{dM_y}{dy} = 0$, т.е. из формулы (45), приняв $Q_y = 0$.

5.23. Глубина расположения сечения, в котором действует максимальная поперечная сила, находится на глубине $y = y_0$.

5.24. Наиболее опасное сечение, в котором следует производить проверку прочности и трещиностойкости сваи, находится на глубине $y_2$, определяемое из условия $\frac{d\sigma_y}{dy} = 0$.

5.25. Типичные формы эпюр $M_y$, $Q_y$ и $\sigma_y$ для пирамидальной сваи при действии горизонтальной нагрузки $P_r$ в уровне расчетной поверхности грунта, приведены на рис.12.

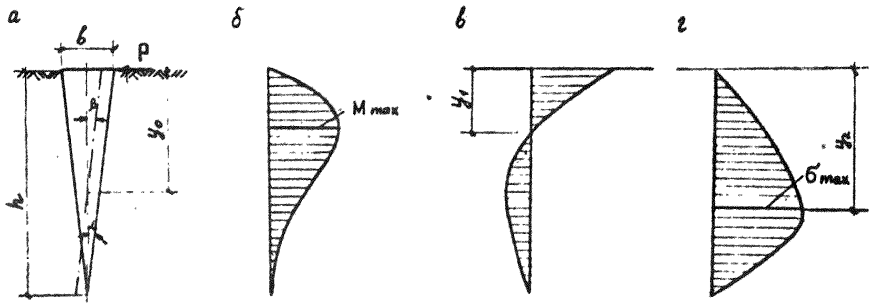



Рис. 12. Эпюры изгибающего момента $M_y$, поперечной силы $Q_y$ и нормальных напряжений $\sigma_y$ в поперечном сечении пирамидальной сваи ниже поверхности грунта:
а– схема сваи; б– эпюра $M_y$; в– эпюра $Q_y$; г– эпюра $\sigma_y$

## 6. РАСЧЕТ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

6.1. Фундаменты из пирамидальных свай и забивных блоков, проектируемые для сейсмических районов, кроме расчета на основное сочетание нагрузок рассчитываются на особое сочетание нагрузок в соответствии с требованиями СНиП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования" и требованиями настоящего раздела.

6.2. Сейсмостойкость зданий и сооружений обеспечивается:

- выбором благоприятной в сейсмическом отношении площадки строительства, конструктивно-планировочной схемы здания и материалов;

- качественным выполнением строительно-монтажных работ;

- применением в необходимых случаях дополнительных конструктивных мероприятий.

Примечание. В сейсмических районах для преимущественного применения рекомендуются полносборные крупнопанельные жилые, общественные, производственные, вспомогательные здания и сооружения, обладающие повышенной сейсмостойкостью по сравнению с кирпичными, крупноблочными зданиями и сооружениями.

6.3. При проектировании зданий и сооружений следует руководствоваться следующими принципами:

- использовать облегченные несущие и ограждающие конструкции, особенно в покрытии здания; это позволяет уменьшить инерционные нагрузки на фундаменты, снизить затраты на осуществление антисейсмических мероприятий;

- объемно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений должны удовлетворять условиям симметрии и равномерного распределения масс и жесткостей.

- одноэтажные сельскохозяйственные здания следует проектировать с полным каркасом и навесными стеновыми панелями,

а жилые и общественные - преимущественно крупнопанельные. Такие здания обладают повышенной сейсмостойкостью по сравнению с кирпичными и крупноблочными.

6.4. При проектировании фундаментов с учетом сейсмических нагрузок другие виды особых нагрузок и воздействий не учитываются (нагрузки, вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной поломкой оборудования, воздействием неравномерных деформаций основания при аварийном замачивании просадочных грунтов I и II типов по просадочности и т.п.).

Примечание. При ожидаемом повышении уровня грунтовых вод до отметок, на которых расположены нижние концы свай и забивных блоков, расчет фундаментов на особое сочетание нагрузок выполняется на просадочных грунтах с учетом его полного водонасыщения.

6.5. При расчете зданий и сооружений на особое сочетание нагрузок значения расчетных нагрузок умножаются на коэффициенты сочетаний $n_c$, принимаемые равными:

| | |
|---|---|
| для постоянных нагрузок | $n_c = 0,9$; |
| для временных длительных нагрузок | $n_c = 0,8$; |
| для кратковременных нагрузок на перекрытиях и покрытии | $n_c = 0,5$. |

Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов не учитываются.

6.6. Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. Для малоэтажных сельских зданий, имеющих простую геометрическую форму, расчетные сейсмические нагрузки принимаются действующими горизонтально в направлении их продольной и поперечной осей. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях учитывается раздельно.

6.7. При назначении глубины погружения пирамидальных свай и забивных блоков в сейсмических районах рекомендуется предусматривать опирание пяты на слабосжимаемые прочные грунты: глинистые твердой, полутвердой и тугопластичной текучести, песчаные маловлажные грунты средней плотности и плотные. Минимальная глубина погружения пирамидальных свай в грунт природной структуры - 1,5 м, забивных блоков - 0,8 м.

Примечание. При необходимости строительства зданий и сооружений на слабых грунтах (обводненные просадочные грунты и глинистые с показателем текучести 0,6-0,8, песчаные грунты маловлажные рыхлые, песчаные грунты средней плотности влажные и насыщенные водой) несущая способность пирамидальных свай и забивных блоков устанавливается по результатам полевых исследований, выполняемых по специальной программе. Если полевые испытания проводились ранее в аналогичных грунтовых условиях при аналогичной величине нагрузок, то дополнительные исследования не назначаются.

6.8. При проектировании зданий и сооружений на пирамидальных сваях и забивных блоках в сейсмических районах следует применять однорядное расположение свай и блоков, а при проектировании крупнопанельных жилых зданий, как правило, безростверковое решение. В качестве ростверков рекомендуется использовать цокольные панели.

6.9. Расчет пирамидальных свай и забивных блоков на особое сочетание нагрузок выполняется по предельным состояниям первой группы и включает в себя:

а) определение несущей способности свай и блоков по грунту на осевую вдавливающую нагрузку;

б) определение несущей способности свай и блоков по грунту на горизонтальные нагрузки;

в) проверку прочности ствола свай на совместное действие вертикальных, горизонтальных и моментных нагрузок.

6.10. Расчетная несущая способность по грунту на осевую вдавливающую нагрузку пирамидальной сваи или забивного блока с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле

$$\Phi = m_c \Phi_c , \qquad (48)$$

где $m_c$ – коэффициент условий работы, учитывающий влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта, принимаемый по табл.8;

$\Phi_c$ – несущая способность пирамидальной сваи или забивного блока с учетом раскачивания здания при колебаниях, определяемая по формуле (I) с учетом п.6.II настоящей "Инструкции".

Таблица 9

| Расчетная сейсмичность в баллах | Значения коэффициента $m_c$ | | |
|---|---|---|---|
| | для маловлажных песчаных грунтов средней плотности и плотных | для влажных грунтов с показателем текучести $0 \leq J_L \leq 0,5$ | для влажных*) грунтов с показателем текучести $0,5 \leq J_L \leq 0,75$; песков мелких и пылеватых, насыщенных водой |
| 7 | 0,95 | I,0 | 0,95 |
| 8 | 0,90 | 0,95 | 0,75 |
| 9 | 0,85 | 0,90 | 0,65 |

*) в том числе карстовых, просадочных при замачивании.

6.II. При определении несущей способности пирамидальной сваи или забивного блока на всякую занимающую нагрузку с учетом сейсмических воздействий площадь боковой поверхности вычисляется для рабочего объема сваи, расположенного ниже глубины $h'$, величина которой определяется по формуле

$$h' = \beta d_s T, \qquad (49)$$

где $\beta$ – коэффициент, принимаемый для свай и блоков, не защемленных жестко в ростверк, равным $0,01\ м^{-1}$;

$d_s$ – размер поперечного сечения пирамидальной сваи или блока в уровне поверхности грунта, м;

$T$ – расчетная горизонтальная нагрузка, приходящаяся на

одну сваю, кН;

6.12. Расчетная несущая способность пирамидальной сваи или забивного блока в просадочных грунтах с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле (48) с учетом следующих положений:

– если в период эксплуатации зданий и сооружений возможно аварийное замачивание основания, а также в случае, если в период эксплуатации замачивание основания невозможно (п.3.10–3.12 случаи а, б, в, г) несущая способность $\Phi_c$ и коэффициент $m_c$ определяются для грунта природной влажности без учета замачивания. При этом должна определяться несущая способность свай или блоков по грунту на основное сочетание нагрузок с учетом аварийного замачивания основания по указаниям раздела 3. Для проектирования фундаментов выбирается меньшее из двух полученных значений несущей способности;

– если в период эксплуатации зданий и сооружений ожидается подъем уровня грунтовых вод до слоев грунта, в которые погружены сваи или блоки, то несущая способность $\Phi_c$ и коэффициент $m_c$ определяются для водонасыщенного просадочного грунта ($S_r \geqslant 0{,}8$);

6.13. Расчетная нагрузка на пирамидальную сваю или забивной блок с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле

$$P = \frac{\Phi}{K_н}, \qquad (50)$$

где $\Phi$ – то же, что в п.6.10;

$K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4.

## 7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИСПЫТАНИЙ СТАТИЧЕСКИМИ ВДАВЛИВАЮЩИМИ И ДИНАМИЧЕСКИМИ НАГРУЗКАМИ, ИМИТИРУЮЩИМИ СЕЙСМИЧЕСКИЕ.

7.1. Испытания пирамидальных свай и забивных блоков статическими и динамическими нагрузками проводятся, как правило, только на площадках строительства сельских поселков и комплексов при сложных грунтовых условиях (глинистые грунты с показателем текучести более 0,6; пески рыхлые и пылеватые водонасыщенные; просадочные грунты с пористостью более 49%; наличие в сжимаемой толще линз ила, торфа и т.п.).

7.2. Количество испытаний устанавливает проектная организация в зависимости от сложности инженерно-геологических условий, объема и опыта строительства на пирамидальных сваях и забивных блоках. Минимальное число испытаний - 2.

7.3. Расчетная вдавливающая нагрузка на пирамидальную сваю или забивной блок $P$, кН, по результатам статических испытаний определяется по формуле:

$$P = m \cdot m_r \frac{\Phi}{K_n}, \qquad (54)$$

где $\Phi$ - несущая способность сваи или блока по грунту, кН. При числе испытаний более одного, но менее шести принимается равной наименьшей несущей способности $\Phi$, полученной по результатам испытаний. Для каждого частного результата испытаний несущая способность $\Phi$ определяется по графику осадка-нагрузка ($P$-$S$). При наличии на графике $P$-$S$ "срыва" (нагрузка, при которой осадка начинает возрастать с примерно постоянной скоростью без увеличения нагрузки при общей величине осадки до 2 см) эта нагрузка принимается за несущую способность сваи или блока. В остальных случаях за несущую способность $\Phi$ принимается нагрузка, соответствующая осадке $\Delta$, определяемой по формуле

$$\Delta = \xi \bar{S}_u \quad , \qquad (52)$$

где $\bar{S}_u$ - предельно допускаемая величина средней осадки фундамента проектируемого здания или сооружения, установленная в задании на проектирование или принимаемая по СНиП 2.02.01-83 ;

$\xi$ - коэффициент, учитывающий кратковременность стандартных испытаний, вид грунта, взаимовлияние свай и принимаемый по таблице 10.

$K_н$ - коэффициент надежности, принимаемый равным 1,25;

$m$ - коэффициент условий работы, принимаемый при испытании свай и блоков в непросадочных грунтах $m$ = 1, при испытании в просадочных грунтах с замачиванием по таблице 1;

$m_1$ - коэффициент условий работы, принимаемый при испытании свай и блоков в непросадочных и просадочных грунтах с замачиванием $m_1$ = 1.

Таблица 10

Коэффициент $\xi$ для пирамидальных свай и забивных блоков при однорядном расположении, шаге 2 м и более

| Наименование грунтов, в которые погружены сваи и блоки | Величина коэффициента $\xi$ |
|---|---|
| Глинистые, в т.ч. просадочные ( п. 3.10 ) | |
| $J_L < 0,2$ | 0,40 |
| $J_L = 0,4 - 0,2$ | 0,35 |
| $J_L = 0,41 - 0,6$ | 0,25 |
| $J_L = 0,61 - 0,8$ | 0,20 |
| Просадочные грунты ( п. 3.11 ) | 0,30 |
| Просадочные грунты ( п. 3.12 ) | 0,20 |
| Песчаные средней плотности: | |
| пылеватые | 0,35 |
| мелкие, крупные, средней крупности | 0,40 |

Примечание. В отдельных случаях, когда статические испытания с замачиванием вертикальных свай и забивных блоков на просадочных грунтах организовать невозможно (вновь осваиваемые территории), допускается проводить испытания в грунтах природной влажности. В этом случае расчетная нагрузка на сваю или блок с учетом вероятного замачивания определяется по формуле (51), при этом коэффициент $m_1$ определяется по табл. 12 в зависимости от средневзвешенного значения степени влажности грунта $S_r$ в условиях природного залегания, определяемого в пределах глубины погружения сваи или блока и в слое 1,5 м ниже пяты.

Таблица 12

| $S_r$ | $\leq 0,3$ | 0,4 | 0,5 | 0,6 | 0,7 |
|---|---|---|---|---|---|
| $m_1$ | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 |

При отсутствии степени влажности коэффициент $m_1$ допускается принимать по табл. 12 в зависимости от показателя текучести $J_L$, определяемого как средневзвешенное на той же глубине, что и степень влажности.

Таблица 13

| $J_L$ | $\leq 0,0$ | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $m_1$ | 0,55 | 0,65 | 0,75 | 0,85 | 0,95 | 1,00 |

7.4. Несущая способность пирамидальной сваи или забивного блока на осевую сжимающую нагрузку по результатам полевых испытаний имитированными сейсмическими воздействиями определяется по формуле

$$\Phi_c = K_c \Phi, \qquad (53)$$

где $\Phi$ – несущая способность сваи или блока по грунту кН, определенная по результатам статических испытаний;

$K_c$ – коэффициент, характеризующий снижение несущей способности сваи при сейсмических воздействиях.

$K_c = m_1 m_2$, где $m_1$ и $m_2$ – коэффициенты, учитывающие снижение несущей способности сваи на вертикальную нагрузку соответственно при изменении напряженного состояния грунта в процессе прохождения сейсмических волн и при горизонтальных динамических воздействиях от раскачивающегося здания.

7.5. Коэффициент $m_1$ определяется по результатам испытания свай, загруженных вертикальной статической нагрузкой, на сейсмовзрывные воздействия.

Свая или блок испытывается осевой вдавливающей нагрузкой с условной стабилизацией осадки по ГОСТ 5686-78. С помощью гидравлического домкрата загружение производится до величины нагрузки, при которой осадка сваи достигает значения $\Delta$, определяемого по формуле (52). При этом вертикальная нагрузка должна быть безэксцентриковой.

После окончания стабилизации осадки осуществляется сейсмовзрывное воздействие требуемой интенсивности в результате замедленного взрыва зарядов взрывчатого вещества (ВВ). Ориентировочная масса зарядов ВВ и расстояние от места взрыва до испытываемых свай определяются по величинам расчетных характеристик колебаний грунта (амплитуда, период, скорость и ускорение, отвечающие расчетной интенсивности воздействия) в соответствии с формулами М.А.Садовского. Продолжитель-

ность сейсмовзрывного воздействия при испытаниях должна составлять не менее 7с.

При испытаниях на сейсмовзрывные воздействия регистрируются горизонтальные составляющие колебаний грунта на поверхности возле опытных свай в двух взаимно перпендикулярных направлениях, осадка сваи $\Delta$ за время испытаний и уменьшение давления в гидравлической системе домкрата (т.е.вертикальной нагрузки). Значения ускорений колебаний поверхности грунта возле опытных свай должны быть не менее 200,400,700 см/с$^2$ для расчетной сейсмичности соответственно 7,8 и 9 баллов.

7.6. Величина коэффициента $m_1$ по результатам испытаний свай на сейсмовзрывные воздействия определяется по формуле

$$m_1 = \frac{P_1}{P_0} \cdot \frac{1}{1+\frac{\Delta_1}{\Delta_0}}, \qquad (54)$$

где $P_0$ и $P_1$ - величина вертикальной статической нагрузки соответственно до начала и после окончания сейсмовзрывных воздействий;

$\Delta_0$ - величина осадки сваи при нагрузке $P_0$ перед началом испытаний на сейсмовзрывные воздействия;

$\Delta_1$ - величина дополнительной осадки сваи за время испытаний на сейсмовзрывные воздействия.

7.7. Коэффициент $m_2$ определяется по результатам испытаний свай, загруженных вертикальной статической нагрузкой, на горизонтальные динамические воздействия.

Свая загружается вертикальной статической нагрузкой $P_0$ так же, как и при испытаниях на сейсмовзрывные воздействия. Горизонтальные динамические воздействия на сваю создаются вибратором направлен-

ного действия, установленным на катках возле сваи и жестко связанным с ней. Продолжительность воздействия 30с при постоянной частоте вращения, не превышающей 10 Гц. Горизонтальное раскачивание сваи необходимо осуществлять с постоянной амплитудой $A_д$, величина которой в уровне поверхности грунта должна составлять $A_д \geq 1{,}2 y_0$;

$y_0$ - горизонтальное перемещение сваи в уровне поверхности грунта при статическом приложении расчетной сейсмической нагрузки (определяется опытным или расчетным путем).

7.8. Величина коэффициента $m_2$ по результатам испытаний свай на горизонтальные динамические воздействия определяется по формуле

$$m_2 = \frac{P_2}{P_0} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\Delta_2}{\Delta_0}}, \qquad (55)$$

где $P_0$ и $P_2$ - величина вертикальной статической нагрузки на свае соответственно до начала и после окончания горизонтальных динамических воздействий;

$\Delta_0$ - величина осадки сваи при нагрузке $P_0$ перед началом испытаний на горизонтальные динамические воздействия;

$\Delta_2$ - величина дополнительной осадки сваи за время испытаний на горизонтальные динамические воздействия.

Примечание. Схемы испытания свай на сейсмовзрывные и горизонтальные динамические воздействия см. в "Рекомендациях по испытанию свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах", Красноярск, 1976.

7.9. В отдельных случаях, когда сваи или блоки находятся в грунтовых условиях, для которых значения коэффициентов условий работы $m_c$ известны, для определения несущей способности свай на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий могут быть

использованы результаты испытаний свай статическими вертикальными нагрузками.

Несущая способность сваи или блока на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий $\Phi_c^в$ по результатам испытаний их статическими нагрузками определяется по формуле

$$\Phi_c^в = \frac{\Phi}{\Phi'} \cdot \Phi_д , \qquad (56)$$

где $\Phi$ - несущая способность сваи или блока с учетом сейсмических воздействий, определяемая по формуле (48) настоящей "Инструкции";

$\Phi'$ - несущая способность сваи или блока без учета сейсмических воздействий, определяемая по формуле (I) "Инструкции";

$\Phi_д$ - несущая способность сваи или блока на вертикальную статическую нагрузку, определяемая по результатам полевых испытаний.

7.IO. Несущую способность пирамидальных свай или блоков на горизонтальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий допускается принимать равной несущей способности сваи, определенной по результатам ее испытаний горизонтальной статической нагрузкой в соответствии с указаниями пп. 6.3 и 6.6 СНиП II-I7-77.

## 8. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ

8.I. Работы по устройству фундаментов из пирамидальных свай и забивных блоков выполняются в соответствии с требованиями главы СНиП II-9-74 "Основания и фундаменты. Правила производства и приемки работ" и указаниям настоящего раздела.

8.2. Рекомендуемая последовательность работ по возведению фундаментов:

- срезка растительного слоя, планировка площадки до уровня низа подготовки под полы с послойным уплотнением грунта в местах подсыпки до плотности сухого грунта $\rho_d = 1{,}6$ т/м$^3$;
- разбивка осей и мест погружения свай (или блоков);
- раскладка свай в местах погружения; забивные блоки "с колес" устанавливаются на точку погружения;
- погружение свай или блоков до проектной отметки;
- составление исполнительной схемы свайного поля;
- монтаж цокольных панелей (жилые здания), подурам (здания с трехшарнирными рамами), колонн (здания каркасного типа).

8.3. При планировке площадок с просадочными грунтами следует учитывать требования п.3.I3.

8.4. Погружение забивных блоков и пирамидальных свай ниже поверхности земли осуществляется с помощью приспособления, показанного в приложении 8, 8а.

8.5. Погружение свай и блоков в просадочные грунты, имеющие степень влажности $S_r < 0{,}2$, рекомендуется осуществлять после предварительного увлажнения грунта в местах забивки свай и блоков. В неглубокие лунки (I5-20 см) заливается I50-I00 л воды за 8-I0 ч до забивки сваи и блоков.

8.6. Погружение свай и блоков в зимнее время рекомендуется осуществлять в следующей последовательности (рис.I3):

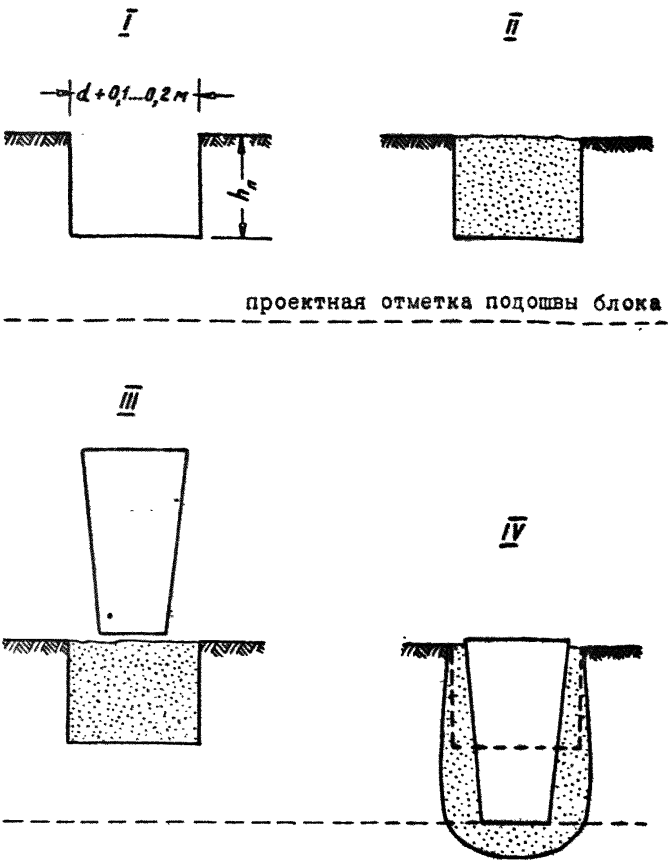



Рис.13.Погружение забивных блоков в зимнее время в слабых водонасыщенных глинистых грунтах: I-бурение лидирующих скважин на глубину промерзания грунта $h_п$ ; II-засыпка скважин песком крупности; III-установка забивного блока в проектное положение по геодезическим приборам; IV-погружение забивного блока до проектной отметки

- бурение лидирующих скважин на толщину мерзлого слоя грунта; диаметр скважины принимается на 10-20 см больше размера "А" блока или сваи.

Дальнейшая последовательность погружения свай и блоков устанавливается с учетом свойств грунта основания:

а) для слабых глинистых грунтов с показателем текучести 0,6 и более и рыхлых водонасыщенных пылеватых песков:

- засыпка скважины песком крупным или средней крупности;

- установка сваи или блока на точку погружения с помощью геодезических приборов;

- забивка свай или блоков до проектной отметки;

б) для песчаных грунтов средней плотности и глинистых твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции:

- установка свай или блоков на точку погружения;

- забивка свай или блоков на 0,5...0,7 проектной глубины;

- засыпка песка средней крупности или крупного в пространство между скважиной и погружаемым элементом;

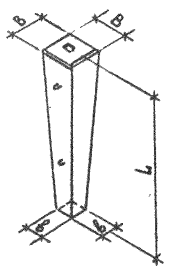
- добивка сваи или блока до проектной отметки.

Примечание. В случае б) первоначальная забивка свай или блоков производится на большую глубину в более прочных грунтах, на меньшую - в более слабых (в пределах 0,5...0,7 полной глубины погружения).

8.7. Допускаемое отклонение пирамидальных свай и забивных блоков после погружения:

| | |
|---|---|
| в плане | ± 5 см; |
| по высоте | перебивка до 3 см |
| | недобивка не более 1 см. |

Номенклатура пирамидальных преднапряженных свай без поперечной арматуры для зданий с несущими стенами (серия 1.811.1-2)

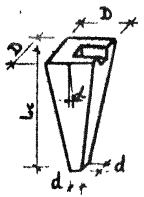
| N п/п | Эскиз | Марка сваи | Размеры, мм | | | Расход материалов: | | Масса, т |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | L | B | b | тяжелого бетона М-300, м³ | стали, кг | |
| 1 |  | СПР 2 | 2000 | 400 | 150 | 0,16 | 6,9 | 0,4 |
| 2 | | СПР3 | 3000 | | | 0,24 | 7,6 | 0,6 |
| 3 | | СПР4 | 4000 | | | 0,32 | 8,3 | 0,8 |

Разработаны ЦНИИЭПсельстроем и Фундаментпроектом.

Утверждены Госстроем СССР.

Приложение 2

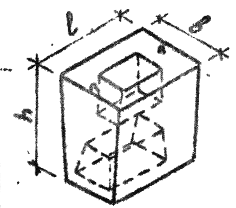
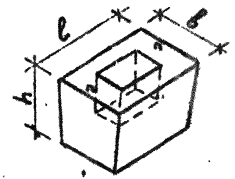
Номенклатура пирамидальных свай с напрягаемой арматурой для сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами ( шифр 3027-3-77)

| N п/п | Эскиз | Марка сваи | Размеры, мм | | | Угол $\alpha$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $l_c$ | D | d | |
| 1 |  | СП-20-2 | 2000 | 700 | 70 | 9° |
| 2 | | СП-25-2 | 2500 | 800 | 70 | 8°20' |
| 3 | | СП-27-2 | 2700 | 600 | 70 | 5°40' |
| 4 | | СП-30-2 | 3000 | 800 | 70 | 6°40' |
| 5 | | СП-37-2 | 3700 | 800 | 70 | 5°40' |
| 6 | | СП-40-2 | 4000 | 800 | 100 | 5° |



Разработаны Московским Промстройпроектом и Полтавским ИСИ.
Согласованы Госстроем СССР для экспериментального строительства ( письмо № 2/3 от 31 июля 1978 г.)
Применять по согласованию с ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР.

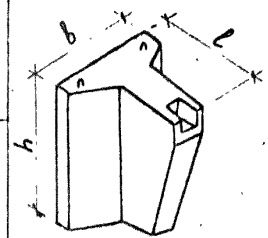
Номенклатура пирамидальных забивных блоков с гнездом для бетонирования колонны для сельскохозяйственных зданий стоечно- балочной конструкции ( шифр 107-84)

| N п/п | Эскиз | Марка блока | Размеры, мм | | | Расход материалов: | | Масса, т |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | l | b | h | Тяжелого бетона М-200, м³ | Стали, кг | |
| 1 |  | БП12 | 950 | 800 | 1200 | 0,56 | 46,4 | 1,43 |
| 2 |  | БП8 | 950 | 800 | 750 | 0,42 | 39,0 | 1,04 |

Разработаны ЦНИИЭПсельстроем.
Согласованы Госстроем СССР для экспериментального строительства

Применять по согласованию с ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР.

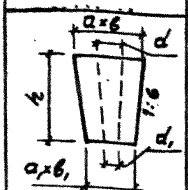
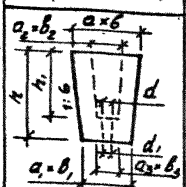
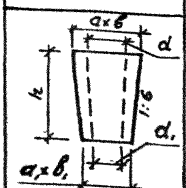
Номенклатура забивных блоков таврового сечения для сельскохозяйственных зданий с трехшарнирными рамами (шифр 107-84)

| N п/п | Эскиз | Марка блока | Размеры, мм | | | Расход материалов: | | Масса, т |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | l | b | h | тяжелого бетона, $м^3$ | стали, кг | |
| 1 |  | БТ15 | 1250 | 1200 | 1500 | 0,76 | 42,2 | 1,90 |
| 2 | | БТ10 | 1050 | 1000 | 1000 | 0,44 | 32,9 | 1,10 |

Разработаны ЦНИИЭПсельстроем.
Согласованы Госстроем СССР для экспериментального строительства

Применять по согласованию с ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР.

Номенклатура пирамидальных забивных блоков для зданий с несущими стенами и под колонны

| Эскиз фундамента | Марка фундамента | Расход бетона, м³ | Размеры фундамента, мм | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $h$ | $h_1$ | $a$ ($b$) | $a_1$ ($b_1$) | $a_2$ ($b_2$) | $a_3$ ($b_3$) | $\frac{d}{d_1}$ |
|  | ЗБ 6-6-4 | 0,112 | 600 | - | 600 | 400 | - | - | $\frac{400}{200}$ |
| | ЗБ 9-7-4 | 0,187 | 900 | - | 700 | 400 | - | - | $\frac{500}{200}$ |
| | ЗБ 12-8-4 | 0,285 | 1200 | - | 800 | 400 | - | - | $\frac{600}{200}$ |
|  | ЗБС 9-9-6 | 0,311 | 900 | 700 | 900 | 600 | 550 | 500 | $\frac{250}{200}$ |
| | ЗБС 12-10-6 | 0,571 | 1200 | 700 | 1000 | 600 | 550 | 500 | $\frac{250}{200}$ |
|  | ЗБК 9-9-6 | 0,294 | 900 | 700 | 900 | 600 | - | - | $\frac{700}{400}$ |
| | ЗБК 12-10-6 | 0,432 | 1200 | 700 | 1000 | 600 | - | - | $\frac{800}{400}$ |

Примечания:

1. Настоящая номенклатура распространяется на забивные блоки для фундаментов под стены зданий (марки ЗБ 6-6-4, ЗБ 9-7-4, ЗБ 12-8-4) и под колонны (марки ЗБС 9-9-6, ЗБС 12-10-6- стаканные , ЗБК 9-9-6, ЗБК 12-10-6 - под колонны).
2. Забивные блоки рекомендуются ЦНИИЭПсельстроем и Горьковским ИСИ для экспериментального строительства.

## МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ СТАТИЧЕСКИМИ ОСЕВЫМИ ВДАВЛИВАЮЩИМИ НАГРУЗКАМИ.

I. Испытания свай и блоков статическими осевыми вдавливающими нагрузками проводятся с целью определения их несущей способности в грунтах природной влажности, а также в замоченных просадочных грунтах.

2. Для испытаний выбирается площадка с грунтами, обладающими наименьшей несущей способностью (максимальными пористостью и влажностью) в пределах застраиваемого участка.

3. Испытаниям подвергается не менее двух свай или блоков.

4. Начинать испытания свай и забивных блоков следует после их "отдыха". Время "отдыха" должно быть не менее 3 суток при погружении свай и блоков в песчаные грунты и 6 суток - в глинистые.

Примечание. Если глинистые грунты имеют показатель текучести $J_L \geq 0{,}3$, рекомендуется принимать следующие сроки "отдыха":

в супесях - 8-10 суток;
в суглинках - 20-25 суток;
в глинах - 30-60 суток.

Наибольшие сроки принимаются в грунтах $J_L = 0{,}7 \div 1$.

5. При испытании свай и забивных блоков в просадочных грунтах с замачиванием основания по периметру испытываемого фундамента устраивается обвалование из грунта высотой 30-40 см (рис. I4). Дно образовавшегося котлована и дрены, устраиваемые для ускорения замачивания основания, заполняются щебнем. В течение всего периода испытаний толщина слоя воды в котловане должна составлять 20-25 см. Ориентировочный расход воды на увлажнение грунта основания до начала испытаний-30 $м^3$. В процессе испытания свай и забивных блоков замачивание грунта необходимо продолжать.

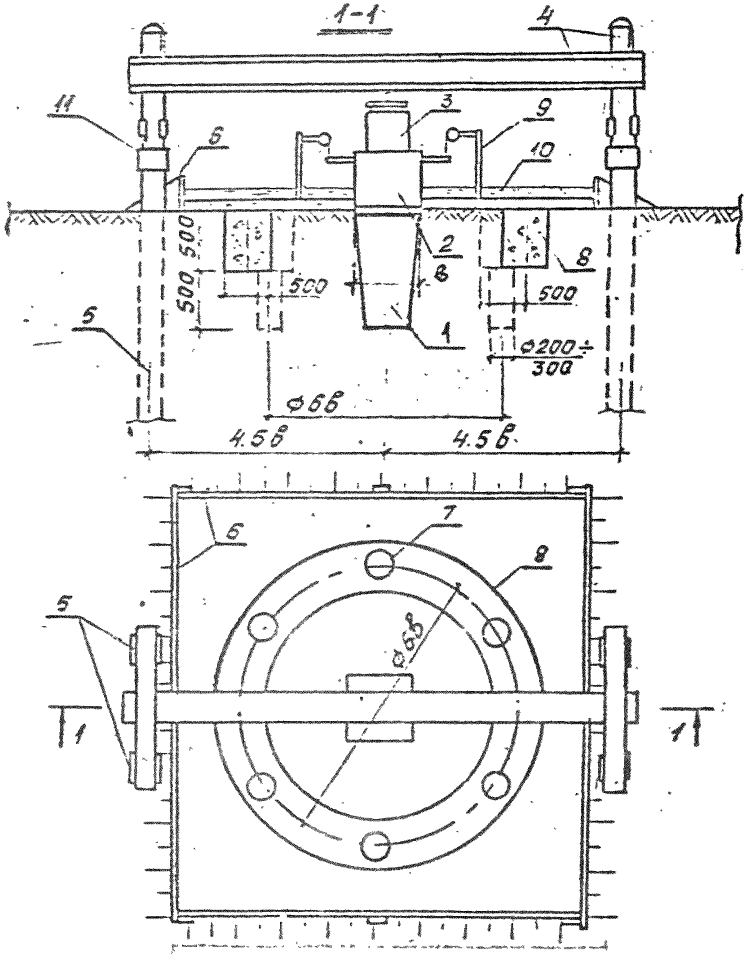



Рис.I4. Схема установки для статического испытания забивного блока с замачиванием грунта;
I - опытный блок; 2 - блок-подставка; 3 - гидравлический домкрат; 4 - упорные балки; 5 - анкерные сваи; 6 - деревянный щит, обвалованный грунтом; 7 - дрены; 8 - траншея; 9 - реперная система с прогибомерами; I0 - слой щебня I00 мм; II -захваты

Примечания: 1. Следует контролировать степень влажности замоченного просадочного грунта перед испытанием. Допускается начинать испытание при степени влажности $S_r \geq 0{,}8$.

2. Контроль за замачиванием просадочного грунта по глубине толщи ведется с помощью бурения скважин с отбором проб грунта для определения его влажности. Для определения степени влажности используются коэффициенты пористости, определяемые по образцам грунта, отобранным из шурфов на стадии изысканий.

6. Нагружение блока вертикальной нагрузкой ведется с использованием загрузочных платформ, или с помощью гидравлического домкрата, упирающегося в систему упорных балок с передачей реактивных усилий на анкерные сваи, или комбинированным способом, используя гидравлический домкрат и анкерные установки с пригрузом.

7. Статическое испытание забивного блока должно быть доведено до критической нагрузки или до достижения осадок не менее 50 мм.

8. Несущая способность сваи и забивных блоков по результатам испытаний статическими осевыми вдавливающими нагрузками определяется по указаниям раздела 7.

Приложение 7

## ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ

а) Пример расчета пирамидальной сваи

Исходные данные. Свая пирамидальная длиной 3,0 м с размерами по верху 40х40 и по низу I5xI5см, забита в глинистый грунт.

Грунт однороден - основание однослойное.

Глубина погружения сваи в грунт 2,80 м.

Грунтовые условия. Растительный слой срезан. Суглинки тугопластичные, маловлажные, непросадочные со следующими расчетными характеристиками:

$\varphi = 20^0$, $C = 0{,}020$ МПа показатель текучести $J_L = 0{,}4$; $e = 0{,}8$, $\gamma = 0{,}018$ МН/м$^3$.

Определить: Расчетную вертикальную нагрузку на сваю $P$

Для определения расчетной несущей способности пирамидальной сваи по грунту используется формула (I) настоящей "Инструкции".

Предварительно определяются входящие в нее величины:

- по формуле (2) — несущая способность пяты сваи; в этой формуле

$F_п = 0{,}15 \times 0{,}15 = 0{,}0225$ м$^2$;

$R = 1{,}60$ МПа (по табл.3, с интерполяцией)

тогда $\Phi_п = 0{,}0225 \times 1{,}60 = 0{,}036$ МН

- по формуле (3) — несущая способность боковой поверхности сваи.

В ней $d = 2^0 20'$; $\cos d = 0{,}999$; $tg d = 0{,}041$.

$\varphi_y = 20 + 2 = 22^0$; $C_y = 1{,}6 \times 0{,}020 = 0{,}032$ МПа (по табл.4)

$tg\varphi_y = 0{,}40$; $F = \frac{0{,}39 + 0{,}15}{2 \cdot 0{,}999} \times 2{,}80 = 0{,}756$ м$^2$.

$\delta = 0{,}5\varphi_y = 11^0$; $\cos\delta = 0{,}9816$.

– предварительно по формуле (4) находится равнодействующая давления грунта на одну грань сваи.

В этой формуле:

$h$ = 2,8 м – глубина погружения сваи в грунт природной структуры;

$K_n$ = I,5 – коэффициент пространственной работы сваи.

$d_n$ = 0,35 м;

$\gamma$ = 0,0I8 мН/м³;

$\lambda$ = 2,90 (по графику на рис.5).

$P_c$ – давление, обусловленное сцеплением, устанавливается по формуле (5):

$$P_c = 2C_y\sqrt{\lambda} = 2\text{x}0{,}032 \text{ x } \sqrt{2{,}90} = 0{,}109 \text{ мПа}.$$

Подставляя в формулу (4), получаем

$$N = I{,}5\text{x}\frac{2{,}8\ 0{,}916}{0{,}999}\text{x}\left[0{,}I09\ (0{,}I5+2{,}8\text{x}0{,}04I)+0{,}0I8\text{x}2{,}90\text{x}2{,}8\text{x}\left(\frac{0{,}I5}{2}+\frac{2{,}8\text{ x }0{,}04I}{3}\right)\right] = 0{,}487 \text{ Н}.$$

Тогда по формуле (3)

$$\Phi_{б.я} = 4\text{x}0{,}999\text{ x}\left[0{,}487(0{,}04I+0{,}40)+0{,}032\text{x}0{,}756\right] = 0{,}426 \text{ Н}.$$

Подставив полученные значения в формулу (I), окончательно имеем:

$$\Phi = I{,}0\ (0{,}036+0{,}426)=0{,}462 \text{ Н}.$$

Расчетная вертикальная нагрузка на сваю составит:

$$P = \frac{\Phi}{K_n} = \frac{0{,}462}{I{,}4} = 0{,}33 \text{ Н}.$$

## б) Пример расчета забивного блока

Исходные данные: Блок пирамидальной формы высотой I,2 м с размерами по верху 0,65x0,55 м и по низу 0,4x0,4 м забит в просадочный грунт ( суглинки I типа по просадочности) на глубину 0,97 м, 0,23 м-подсыпка. Расчетная сейсмичность площадки - 8 баллов. Расчетные значения физико-механических характеристик грунтов приведены в таблице.

| № п/п | Глубина взятия проб, м | Естественная влажность W, % | Удельный вес грунта, МН/м³ (γ) влажного | сухого | Пористость, % | Коэффициент пористости $e$ | Показатель текучести $J_L$ | Степень влажности $S_r$ | Угол внутреннего трения $\varphi$ зам, град. | Удельное сцепление C зам, МПа |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I. | I,0 | I0,6 | 0,0I54 | 0,0I39 | 48,7 | 0,949 | < 0 | 0,30 | 25 | 0,0037 |
| 2. | 2,0 | I5,6 | 0,0I58 | 0,0I37 | 49,2 | 0,97 | < 0 | 0,43 | 25 | 0,0025 |
| 3 | 3,0 | 24,I | 0,0I56 | 0,0I34 | 50,I | I,007 | 0,55 | 0,64 | 25 | 0,0025 |

Примечания: 1.Угол внутреннего трения и удельное сцепление приведены для водонасыщенного грунта.
2.Термин "удельный вес грунта" по СНиП 2.02.01-83 соответствует старому названию "объемный вес" в СНиПе П-15-74.

### А. Расчет забивного блока на основное сочетание нагрузок.

Расчетная схема блока показана на рис.I5.

I. Определяем средневзвешенные значения физико-механических характеристик грунта в пределах расчетной зоны блока.

Для определения сопротивления "R" под пятой расчетная зона принимается на 0,5 м выше и I,5 м ниже пяты блока.

$$e = \frac{0,949 \cdot 0,53 + 0,97 \cdot I,0 + I,007 \cdot 0,47}{2,0} = 0,97.$$

При определении равнодействующей давления грунта на боковую грань блока средневзвешенные значения характеристик грунта принимаются в пределах высоты блока.

$C_{зам} = 0,0037$ МПа ; $\varphi_{зам} = 25^0$ ; $\gamma_{зам} = 0,019$ МН/м³ - удельный вес грунта при полном водонасыщении ($S_r \geq 0,8$).

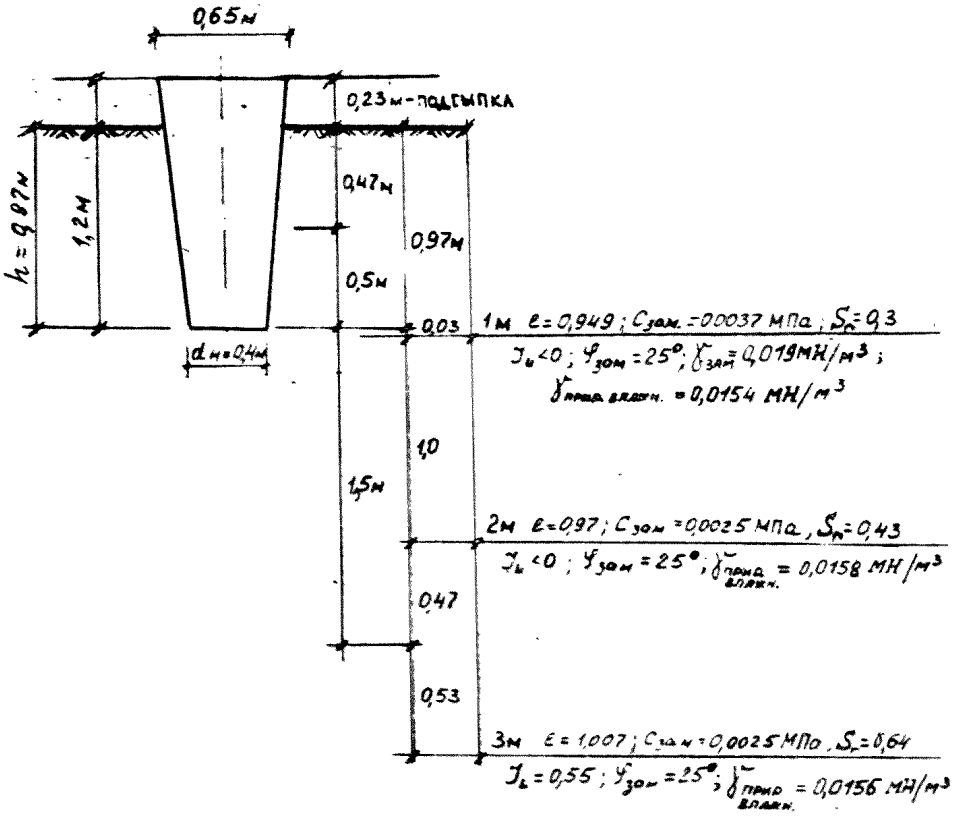



Рис.15. Расчётная схема

Проектирование фундаментов из забивных блоков для жилых зданий осуществляется с учетом возможного замачивания основания. В качестве основного расчетного случая принимается полное водонасыщение грунта ($S_r \geq 0,8$). Отличие действительных условий аврийного замачивания от наихудших, соответствующих полному водонасыщению грунта, учитывается повышающим коэффициентом условий работы.

2. Определяем расчетное сопротивление под пятой при $S_r = 0,8$.

По графику рис.3. для средневзвешенного значения коэффициента пористости $e = 0,97$ и при глубине погружения блока $h = 2$ м $R = 0,275$ МПа.

Для нашего случая при глубине забивки блока в грунт природной структуры $h = 0,97$м по интерполяции:

$R = K \cdot 0,275$МПа $= 0,588 \times 0,275 = 0,162$ МПа.

3. Определяем расчетную несущую способность пяты блока по формуле (2).

Площадь пяты $F = 0,4 \times 0,4 = 0,16 м^2$.

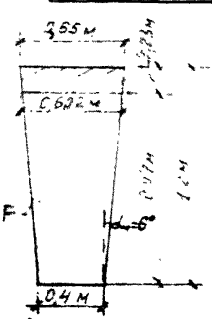
$\Phi_n = R \cdot F_n = 0,162 \times 0,16 = 0,0259$ МН.

4. Равнодействующая давления грунта на одну грань блока "N" определяется по формуле (4). Предварительно определяются все расчетные параметры, входящие в формулу (4).

Угол внутреннего трения и удельное сцепление уплотненного грунта по табл.4 для замоченного грунта при $0,5 < J_L \leq 0,8$ равны

$\varphi_y = \varphi_I + I^0 = 25^0 + I^0 = 26^0$ ; $C_y = I,4\ C_I = I,4 \times 0,0037 = 0,0051$8 МПа.

Грань блока шириной 0,65 м




Площадь боковой грани за вычетом высоты подсыпки равна

$$F_1 = \frac{0,602+0,4}{2} \times 0,97 = 0,488 \text{ м}^2.$$

Для угла наклона грани $\alpha = 6^0$ и $\varphi_y = 26^0$ по графику рис.5 коэффициент отпора грунта $\lambda_1 = 4,12$.

Давление грунта, обусловленное сцеплением, по формуле (5) равно:

$P_c = 2c_y\sqrt{\lambda_1} = 2 \times 0{,}00518\sqrt{4{,}12} = 0{,}02103$ МПа.

$h = 0{,}97$ м; $d_н = 0{,}4$ м; $\cos\alpha_1 = 0{,}9945$; $tg\alpha_1 = 0{,}1051$;

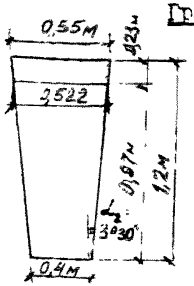
$\gamma_{зам} = 0{,}019$ МН/м$^3$; $K_п = 1{,}5$ – коэффициент, учитывающий пространственный характер работы блока; $\delta = 0{,}5\varphi_y = 13°$; $\cos\delta = 0{,}9744$.

Равнодействующая давления грунта на первую грань блока равна:

$$N_1 = K_п h \frac{\cos\delta}{\cos\alpha_1}\left[P_c\left(d_н + h\,tg\alpha_1\right) + \gamma\lambda h\left(\frac{d_н}{2} + \frac{h\,tg\alpha_1}{3}\right)\right] =$$

$$= 1{,}5 \cdot 0{,}97 \times \frac{0{,}9744}{0{,}9945}\left[0{,}02103\left(0{,}4 + 0{,}97 \times 0{,}1051\right) + 0{,}019 \times 4{,}12 \times 0{,}97\left(\frac{0{,}4}{2} + \frac{0{,}97 \times 0{,}1051}{3}\right)\right] = 0{,}0404 \text{ МН}.$$

Грань блока шириной 0,55 м




$$F_2 = \frac{0{,}522 + 0{,}4}{2}\times 0{,}97 = 0{,}448 \text{ м}^2.$$

Для $\alpha_2 = 3°\,30'$ и $\varphi_y = 26°$ по графику рис.5 $\lambda = 3{,}9$.

$P_c = 2 \times 0{,}00518\sqrt{3{,}9} = 0{,}02046$ МПа.

$h = 0{,}97$м; $d_н = 0{,}4$м; $\cos\alpha_2 = 0{,}9981$;

$tg\alpha_2 = 0{,}0612$; $\gamma_{зам} = 0{,}019$ МН/м$^3$; $K_п = 1{,}5$.

Равнодействующая давления грунта на вторую грань блока равна:

$$N_2 = 1{,}5 \cdot 0{,}97 \frac{0{,}9744}{0{,}9981}\left[0{,}02046\left(0{,}4 + 0{,}97 \times 0{,}0612\right) + 0{,}019 \times 3{,}9 \times 0{,}97\left(\frac{0{,}4}{2} + \frac{0{,}97 \times 0{,}0612}{3}\right)\right] = 0{,}0358 \text{ МН}.$$

5. Расчетная несущая способность боковой поверхности забивного блока определяется по формуле (3):

$$\Phi_{б.п} = 2\cos\alpha_1\left[N_1\left(tg\alpha_1 + tg\varphi_y\right) + c_y \cdot F_1\right] + 2\cos\alpha_2\left[N_2\left(tg\alpha_2 + tg\varphi_y\right) + c_y F_2\right] =$$

$$= 2 \times 0{,}9945\left[0{,}0404\left(0{,}1051 + 0{,}4877\right) + 0{,}00518 \times 0{,}488\right] + 2 \times 0{,}9981 \times \left[0{,}0358\left(0{,}0612 + 0{,}4877\right) + 0{,}00518 \times 0{,}448\right] = 0{,}0965 \text{ МН}.$$

6. Определяем расчетную несущую способность блока по формуле (1) при $\delta_c = 0{,}8$:

$\Phi = m(\Phi_д + \Phi_{б.п.}) = 1{,}0(0{,}0259 + 0{,}0965) = 0{,}1224$ МН.

7. Определяем повышающий коэффициент условий работы "$m$", соответствующий действительным условиям возможного замачивания основания. Средневзвешенные значения характеристик грунта принимаются в пределах высоты блока $h = 0{,}97$м и расчетной зоны, равной 1,5м:

$$S_r = \frac{0{,}3 \times 1{,}0 + 0{,}43 \times 1{,}0 + 0{,}64 \times 0{,}47}{2{,}47} = 0{,}42;$$

$$e = \frac{0{,}949 \times 1{,}0 + 0{,}97 \times 1{,}0 + 1{,}007 \times 0{,}47}{2{,}47} = 0{,}97.$$

При $S_r = 0{,}42$ и $e = 0{,}97$ коэффициент условий работы "$m$" по табл.1 для жилых усадебных домов (графа Б) равен $m = 1{,}22$. Значение коэффициента принято по интерполяции.

8. Расчетная несущая способность забивного блока по грунту с учетом возможного аварийного замачивания основания равна

$\Phi = 1{,}22(0{,}0259 + 0{,}0965) = 0{,}148$ МН.

9. Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на забивной блок, по формуле (9) с учетом возможного аварийного замачивания основания

$$P = \frac{\Phi}{K_н} = \frac{0{,}148}{1{,}4} = 0{,}106 \text{ МН},$$

где $K_н$ – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4.

Б. Расчет забивного блока на особое сочетание нагрузок.

Если в период эксплуатации зданий возможно аварийное замачивание основания, расчетная несущая способность забивных блоков в просадочных грунтах с учетом сейсмических воздействий $\Phi_c$ определяется для грунта природной влажности без учета замачивания ( т.е.расчет выполняется из условия, что сейсмическое воздействие и замачивание грунта по времени не совпадают).

1. Определяем средневзвешенные значения физико-механических характеристик грунта:

$$S_r = \frac{0{,}3 \times 0{,}53 + 0{,}43 \times 1{,}0 + 0{,}64 \times 0{,}47}{2{,}0} = 0{,}44;$$

$e = 0,97$; $\varphi_{зам} = 25^0$; $C_{зам} = 0,0037$ МПа (см. расчет на основное сочетание нагрузок).

Удельное сцепление и угол внутреннего трения в грунте природной влажности равны:

$$C = 2 \times C_{зам} = 2 \times 0,0037 \text{ МПа} = 0,0074 \text{ МПа}$$

$$\varphi = \varphi_{зам} + 3^0 = 25^0 + 3^0 = 28^0.$$

2. Определяем расчетное сопротивление под пятой.

По графику рис.3 для степени влажности $S_r = 0,44$, коэффициента пористости $e = 0,97$ и при глубине погружения блока $h = 2$ м $R = 0,58$ МПа.

Для нашего случая при глубине забивки блока в грунт природной структуры $h = 0,97$ м по интерполяции

$$R = K \times 0,58 \text{ МПа} = 0,588 \times 0,58 \text{ МПа} = 0,341 \text{ МПа}.$$

3. Определяем расчетную несущую способность пяты блока:

$$\Phi_п = R \cdot F_п = 0,341 \times 0,16 = 0,055 \text{ МН}.$$

4. Равнодействующая давления грунта на одну грань блока "N" определяется по формуле (4).

Предварительно определяются все расчетные параметры, входящие в формулу (4).

Угол внутреннего трения и удельное сцепление уплотненного грунта по табл. 4 при $J_L \leq 0,1$ равны $\varphi_y = \varphi_I = 28^0$; $C_y = 0,8\ C_I = 0,8 \times 0,0074$ МПа $= 0,00592$ МПа.

Грань блока шириной 0,65 м

В данном случае высоту зоны снятия трения грунта по боковой поверхности блока принимаем равной высоте подсыпки - 0,23 м.

Площадь боковой грани равна $F_1 = 0,488$ м$^2$.

Для угла наклона грани $\alpha = 6^0$ и $\varphi_y = 28^0$ по графику рис. 5 $\lambda_1 = 4,65$.

$$P_c = 2\ C_y \sqrt{\lambda} = 2 \times 0,00592 \sqrt{4,65} = 0,02554 \text{МПа}.$$

$h$ = 0,97 м; $d_н$ = 0,4 м; $\cos\alpha_1$ = 0,9945; $tg\,\alpha_1$ = 0,1051;

$\gamma_{пригр.сл.}$ = 0,0154 МН/м$^3$; $K_п$ = 1,5; $\delta = 0{,}5\,\varphi_y = 14°$; $\cos\delta$ = 0,9703.

Равнодействующая давления грунта на первую грань блока равна:

$$N_1 = 1{,}5 \cdot 0{,}97 \cdot \frac{0{,}9703}{0{,}9945}\left[0{,}02554\,(0{,}4 + 0{,}97 \times 0{,}1051) + 0{,}0154 \times 4{,}65 \times 0{,}97 \times \left(\frac{0{,}4}{2} + \frac{0{,}97 \times 0{,}1051}{3}\right)\right] = 0{,}0413\ \text{МН}.$$

Грань блока шириной 0,55 м

$F_2$ = 0,448 м$^2$.

Для $\alpha = 3°\,30'$ и $\varphi_y = 28°$ $\lambda$ = 4,35;

$P_c = 2 \times 0{,}00592\sqrt{4{,}35}$ = 0,02469 МПа.

$h$ = 0,97 м; $d_н$ = 0,4 м; $\cos\alpha_2$ = 0,9981; $tg\,\alpha_2$ = 0,0612;

$\gamma_{пригр.сл.}$ = 0,0154 МН/м$^3$; $K_п$ = 1,5.

Равнодействующая давления грунта на вторую грань блока равна:

$$N_2 = 1{,}5 \cdot 0{,}97 \cdot \frac{0{,}9703}{0{,}9981}\left[0{,}02469\,(0{,}4 + 0{,}97 \times 0{,}0612) + 0{,}0154 \times 4{,}35 \times 0{,}97 \times \left(\frac{0{,}4}{2} + \frac{0{,}97 \times 0{,}0612}{3}\right)\right] = 0{,}0363\ \text{МН}.$$

5. Расчетная несущая способность боковой поверхности забивного блока определяется по формуле (3):

$$\Phi_{б.п.} = 2 \times 0{,}9945\left[0{,}0413\,(0{,}1051 + 0{,}5317) + 0{,}00592 \times 0{,}488\right] + 2 \times 0{,}9981\left[0{,}0363\,(0{,}0612 + 0{,}5317) + 0{,}00592 \times 0{,}448\right] = 0{,}106\ \text{МН}.$$

6. Определяем коэффициент условий работы $m_c$, учитывающий влияние сейсмических колебаний на напряженное состояние грунта.

Средневзвешенное значение показателя текучести равно

$$J_L = \frac{0 \times 1{,}0 + 0 \times 1{,}0 + 0{,}55 \times 0{,}47}{2{,}47} = 0{,}105;$$

По табл. 9 для $0 \le J_L \le 0{,}5$ и сейсмичности 8 баллов $m_c$ = 0,95.

7. Расчетная несущая способность забивного блока по грунту на вертикальную нагрузку с учетом сейсмических воздействий определяется по формуле (48):

$$\Phi = m_c \cdot \Phi_c = m_c\,(\Phi_п + \Phi_{б.п.}) = 0{,}95(0{,}055 + 0{,}106) = 0{,}155\ \text{МН}.$$

8. Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на забивной блок

$$P = \frac{\Phi}{K_н} = \frac{0,152}{1,4} = 0,11 \text{ МН}.$$

Таким образом, расчетная нагрузка, допускаемая на забивной блок, при расчете на основное сочетание нагрузок с учетом возможного замачивания основания составляет 0,106 МН , а при расчете на особое сочетание с учетом сейсмических воздействий - 0,11 МН.

Для проектирования фундаментов из блоков выбирается меньшее из двух полученных значений расчетных нагрузок, т.е. P= 0,106 МН.

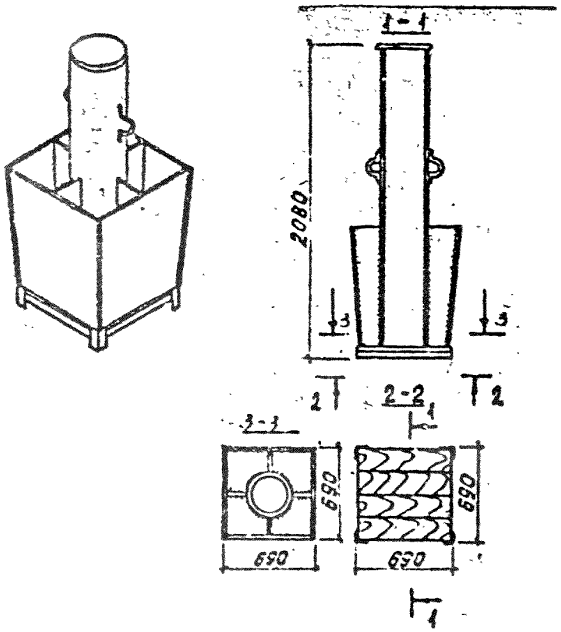



Рис.16. Забивное устройство для погружения блоков с размерами верхнего основания 600х600 мм ниже поверхности земли

## Наголовники для погружения пирамидальных свай и блоков ниже поверхности грунта

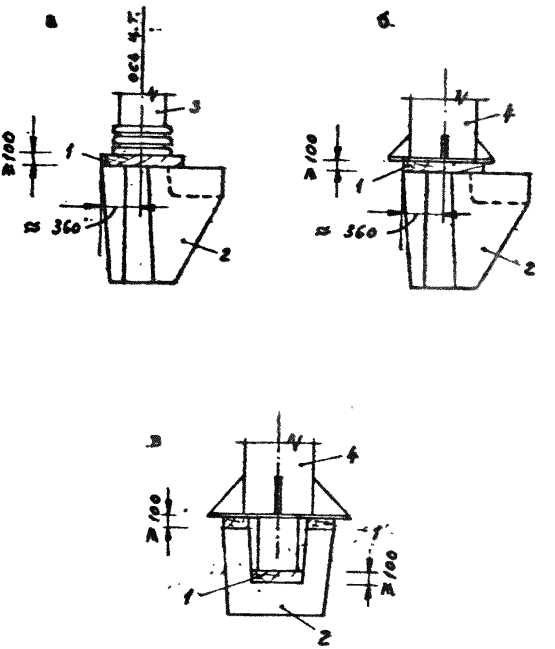



Рис.17. Особенности погружения забивных блоков таврового сечения:

а – схема установки шабота на забивной блок таврового сечения;

б – схема установки наголовника на забивной блок таврового сечения;

в – схема установки наголовника на забивной блок со стаканом

1 – деревянная прокладка; 2 – забивной блок; 3 – шабот; 4 – наголовник

© ЦНИИЭПсельстрой, 1985 г.

Редакционная коллегия

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБУБНЫХ БЛОКОВ ДЛЯ МАЛОЭТАЖНЫХ СЕЛЬСКИХ ЗДАНИЙ

ВСН 26-84

Ответственный за выпуск Н.В.Куков

Корректор А.И.Заглакушкина

Формат 60x84/16. Печать плоская. Бумага типографская.
4,3 уч.-изд.л. 4,41 усл.п.л. Цена 46 коп.
Тираж 6000 экз. Заказ 321

Адрес редакции: 143360, г.Апрелевка Московской области, ул.Апрелевская, 65, ЦНИИЭПсельстрой. Телефон для справок: 436-51-75.
Типография ЦНИИЭПсельстроя

gost.e-ecolog.ru