

Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ

---

Кафедра «Геотехника и экология в строительстве»

## МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания  
к выполнению курсового проекта  
для студентов строительных специальностей  
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»,  
1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»

Минск  
БНТУ  
2011

УДК [624.131+624.15]:378.147.091.313(075.8)

ББК 38.58я7

М 55

Составители:

*С.Н. Банников, И.Л. Бойко, С.В. Игнатов,*

*В.Н. Кравцов, В.А. Сернов*

Под общей редакцией *М.И. Никитенко*

Рецензенты:

*В.Е. Сеськов, Г.А. Колпашников*

Методические указания разработаны для студентов строительных специальностей 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» и 1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью» дневной и заочной форм обучения и являются пособием по проектированию (расчет и проектирование по материалу и грунту) плитных ленточных, столбчатых фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов с их реконструкцией.

Даны краткие теоретические и методические сведения для проектирования оснований, фундаментов, оформления курсового проекта (курсовой работы) и необходимые материалы для их расчетов и конструирования: варианты заданий, инженерно-геологические характеристики грунтов, конструкций фундаментов, строительных площадок, схемы и конструкции зданий, нагрузки от них на фундаменты, справочные материалы для расчетов и рекомендуемая литература.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	5
1. ЗАДАНИЕ И МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....	6
1.1. Задание, объем и состав курсового проекта .....	6
1.2. Отчетный материал по курсовому проекту (работе).....	7
1.2.1. Титульный лист. Содержание.....	8
1.2.2. Введение .....	8
1.2.3. Основной текст КП.....	8
1.2.4. Приложение.....	9
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО МЕТОДИКЕ НОРМ.....	10
2.1. Оценка условий строительства оснований строительной площадки и классификационных свойств слагающих их грунтов.....	10
2.2. Выбор глубины заложения подошвы плитного фундамента .....	10
2.3. Выбор конструкции фундамента и определение его размеров.....	11
2.4. Расчет возможной конечной осадки и крена плитного фундамента .....	15
2.5. Проектирование конструкции (тела) плитных фундаментов.....	18
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО МЕТОДИКЕ НОРМ (ТНПА) .....	22
3.1 Основные положения по проектированию свайных фундаментов.....	22
3.2. Расчет и конструирование свайного фундамента .....	23
3.3. Проектирование свайного ростверка под колонну и стену ..	27
3.4 Расчет возможной конечной осадки основания свайного фундамента .....	30
4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЕРСОНАЛЬНЫХ КОМПЬЮТЕРОВ И СРЕДСТВ ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ .....	33

5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДОВ EUROCODE 7.....	35
6. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ СУЩЕСТВУЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ИХ РЕКОНСТРУКЦИИ И УСИЛЕНИИ.....	40
6.1. Условия проектирования реконструкций и усилений .....	40
6.2. Конструктивные решения по усилению фундаментов и упрочнению грунтов оснований .....	45
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	50
ПРИЛОЖЕНИЯ .....	52
Приложение А.....	52
Приложение Б .....	53
Приложение В.....	58
Приложение Г .....	59
Приложение Д.....	60
Приложение Е .....	61
Приложение Ж.....	62
Приложение И.....	63
Приложение К.....	64
Приложение Л.....	65
Приложение М.....	67
Приложение Н.....	68

## ВВЕДЕНИЕ

Курсовое проектирование по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» ставит своей целью дать студентам дневного и заочного обучения практические навыки по проектированию оснований и конструкций фундаментов зданий и сооружений, закрепить знания теоретических основ в практическом приложении, ознакомить их с современными требованиями нормативной базы (ТНПА) Республики Беларусь и со справочно-технической литературой в области фундаментостроения.

В методических указаниях (далее МУ) излагаются вопросы расчета, конструирования плитных и свайных фундаментов, реконструкции оснований и фундаментов, приводятся необходимые данные инженерно-геологических изысканий на площадке застройки, а также схемы сооружений и действующие нагрузки на фундаменты по заданным расчетным сечениям.

Методики расчета оснований и конструкций фундаментов изложены в соответствии с действующими в Республике Беларусь нормативными документами (ТНПА): СНБ 5.01.01–99 [1], ТКП 45-5.01-67–2007 [2], СНБ 5.03.01–2002 (с изменениями) [12] и других источниках [3–10], а также в рекомендуемой методической и технической литературе [14–21].

# 1. ЗАДАНИЕ И МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

## 1.1. Задание, объем и состав курсового проекта

Для разработки курсового проекта (далее, где это возможно, КП) в заданиях на проектирование (прил. А) оснований и фундаментов предусматриваются следующие типы зданий (прил. Б): промышленное, производственное, административно-производственное, сборочный цех, фабричный корпус и 20 вариантов инженерно-геологических условий. Применительно к заданным инженерно-геологическим условиям строительной площадки курсовой проект разрабатывается в трех вариантах:

*1-й вариант* – для плитного фундамента ленточного и столбчатого (мелкого заложения на естественном основании) в бесподвальной и подвальной частях здания по прил. Б, при наличии в составе основания грунтов средней прочности;

*2-й вариант* – для свайного фундамента соответствующего здания – по прил. Б при наличии в верхней зоне основания слабых биогенных грунтов (ил, торф, заторфованный грунт), прорезаемых сваями, заглубляемыми в подстилающие прочные грунты;

*3-й вариант* – для реконструируемого плитного фундамента (по варианту 1) или свайного фундамента (по варианту 2) в связи с увеличением на него нагрузок или ухудшением физико-механических свойств грунтов.

Для варианта плитного фундамента (мелкого заложения) курсовое проектирование рекомендуется выполнять в следующем порядке:

- оценить физико-механические свойства грунтов, слагающих площадку строительства;

- назначить глубину заложения фундаментов из условий промерзания грунта в заданном районе строительства и конструктивных особенностей здания (наличие отсеков с подвалом и без него, ввод сетей, конструкций сопряжения с надземными элементами и др.);

- выбрать тип фундамента и определить размеры его подошвы в плане, исходя из расчетного сопротивления грунта основания;

- построить эпюры распределения напряжений в основании под подошвой фундамента от дополнительного давления и собственного веса грунта в пределах – глубины сжимаемой толщи основания;

- вычислить вероятное значение средней конечной осадки фундамента;

- сконструировать и произвести расчет прочности тела фундамента;

- выполнить графические материалы в виде чертежей: план расположения фундаментов и конструкции фундаментов для заданных расчетных сечений, развертку фундаментов на отрезке перехода от бесподвального к подвальному отсеку по наружной стене.

Для варианта свайного фундамента курсовое проектирование рекомендуется производить в следующем порядке:

- исходя из геологических условий площадки строительства и конструктивных особенностей здания, выбрать типы ростверков и свай, их размеры (поперечное сечение и длину свай), а также технологию устройства;

- определить несущую способность сваи и допускаемую на нее расчетную нагрузку;

- определить количество свай в фундаменте, распределить их в плане, установить размеры ростверка;

- проверить усилия в сваях, определить отказ (в случае использования забивных свай или погружения пуансона для создания скважины под набивную сваю);

- сконструировать ростверки и произвести расчет их прочности;

- вычислить осадку условного свайного фундамента;

- выполнить рабочие чертежи свайных фундаментов для заданных расчетных сечений по прил. Б.

В связи с изменившимися условиями эксплуатации объекта, по заданию руководителя (характер нагружения фундамента или свойств грунтов), разработать проектное решение по реконструкции фундаментов с его представлением на чертеже.

## **1.2. Отчетный материал по курсовому проекту (работе)**

Курсовой проект (курсовая работа) должен содержать расчетно-пояснительную записку и чертежи (в виде приложения к ней).

Расчетно-пояснительная записка должна включать следующие элементы: титульный лист; содержание; введение; основной текст КП с наличием в нем таблиц, рисунков, результатов проектирования по вариантам 1–3 по п. 1.1; список используемой литературы; приложения в виде чертежей плитного, свайного и реконструируе-

мого фундаментов на листах формата А2 для курсового проекта и А4 или А3 для курсовой работы.

### ***1.2.1. Титульный лист. Содержание***

Оформляются согласно примеру КП.

### ***1.2.2. Введение***

Введение набирается на отдельной строке с левой стороны с отступом, как для абзаца. В нем приводятся данные о назначении и специфике здания, его схемы по прил. Б (план и разрез, нагрузки в заданных расчетных сечениях), район строительства и расчетная глубина промерзания, грунтовые условия строительной площадки, исходные данные для реконструкции фундаментов и усиления основания.

### ***1.2.3. Основной текст КП***

#### ***Вариант плитного фундамента (на естественном основании)***

Даются результаты проектирования (расчет и конструирование) плитного фундамента в заданных сечениях. С учетом оценки условий строительства и критерию экономичности (см. раздел 2) приводится выбор типа фундаментов, глубины его заложения и площади (размеры) подошвы опирания с уточнением расчетного сопротивления, производится конструирование тела фундамента.

#### ***Вариант свайного фундамента***

Даются результаты проектирования свайного фундамента (расчет и конструирование): выбор типа и размеров свай и ростверков на основе оценки условий строительства и расчета по двум группам предельных состояний (прочности и деформациям), конструирование фундамента согласно указаниям раздела 3 настоящих МУ.

## *Реконструкция фундаментов*

Приводятся факторы, обусловившие необходимость реконструкции, расчет и конструктивные решения, обеспечивающие нормальные эксплуатационные качества фундаментов здания на заданные повышенные нагрузки или изменившиеся характеристики грунтов основания согласно требованиям раздела 6 настоящих МУ.

### *1.2.4. Приложение*

В приложении дается графический материал, который выполняется на листах стандартного формата А2 для курсового проекта и А3 или А4 – для курсовой работы. Количество и вид чертежей зависят от типа фундамента и инженерно-геологических условий строительной площадки.

На листах рекомендуется располагать следующие чертежи:

план и развертки фундаментов здания в местах изменения глубин их заложения, в т. ч. совмещаемые с геологическим профилем в масштабе 1:100 или 1:200 (для зданий больших габаритов);

планы и разрезы конструкций фундаментов (опалубочные чертежи и армирование) для заданных расчетных сечений в масштабе 1:25 или 1:50;

нагрузки и расчетную схему фундаментов;

характерные узлы фундаментов и их сопряжений с надземными конструкциями;

материалы по реконструкции фундаментов и усилению основания;

спецификации железобетонных элементов и расход материалов;

примечания по расчетным предпосылкам, характеристикам несущих грунтов и требованиям к изготовлению фундаментов.

## 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО МЕТОДИКЕ НОРМ

### 2.1. Оценка условий строительства оснований строительной площадки и классификационных свойств слагающих их грунтов

Проектирование фундаментов начинается с оценки условий строительства: конструкции здания (вида и величины нагрузок, способов их передачи на фундаменты и др.), данных изысканий (инженерно-геологического профиля оснований с напластованиями грунтов и их физико-механических характеристик). Особое внимание следует уделять оценке уровней промерзания грунта и подземных вод с их агрессивностью к материалам фундаментов.

В КП условия строительства назначаются по прил. Б (план, разрезы, конструкции здания, нагрузки на фундаменты в соответствующих расчетных сечениях даны в прил. Б для пяти объектов).

С учетом схемы расположения буровых скважин (прил. Б) строится геологический профиль (литологический разрез) первой строительной площадки.

### 2.2. Выбор глубины заложения подошвы плитного фундамента

Минимальную глубину заложения подошвы плитного фундамента предварительно назначают из условий сложения грунтов основания и глубины их сезонного промерзания (решающий фактор), конструктивных особенностей здания и технологии возведения фундаментов, но не менее 0,5 м.

Глубина заложения подошвы фундамента из условий возможного пучения грунтов основания при промерзании и увлажнении назначается в соответствии с СНБ 5.1.01–99 (см. прил. Г). При возможности пучения грунтов основания глубина заложения фундаментов для наружных стен отапливаемых зданий принимается не менее расчетной глубины промерзания  $d_f$ , определяемой по формуле

$$d_f = K_h d_{fn},$$

где  $d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания по данным СНБ 2.04.02–2000 «Строительная климатология» (в КП – по заданию прил. А);

$K_h$  – коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунта у наружных стен согласно ТКП 45.-5.01-67–2007 или прил. Д.

В подвале подошва плитного фундаментов заглубляется ниже его пола не менее 0,4 м, а верх подушки располагается ниже пола на 300–500 мм.

### 2.3. Выбор конструкции фундамента и определение его размеров

При проектировании оснований и фундаментов всегда можно предложить ряд вариантов конструктивных решений с различными типами фундаментов или отметками заложения их подошв, учитывая при этом несущую способность грунтов основания. На основе технико-экономических сравнений выбирают наиболее рациональный вариант.

Для расчета оснований фундаментов по двум группам предельных состояний в КП используются расчетные и нормативные нагрузки, приложенные на уровне обреза фундамента ( $N_{0,I}$ ,  $M_{0,I}$ ,  $T_{0,I}$  и  $N_{0,II}$ ,  $M_{0,II}$ ,  $T_{0,II}$ ), которые приведены в прил. Б для вариантов расчетных сечений каждого здания. Объекты имеют подвальные помещения.

Размеры подошвы центрально-нагруженного фундамента определяются после назначения глубины его заложения из условия передачи на основание среднего давления, не более расчетного сопротивления грунта, т. е.  $p \leq R$ .

Для внецентренно нагруженного фундамента предварительно проверяются три условия:

$$P_m \leq R; \quad P_{\max} \leq 1,2R; \quad P_{\min} > 0. \quad (2.1)$$

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , кПа, определяется согласно СНБ 5.01.01–99 по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \tilde{n}_{II}). \quad (2.2)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по прил. Е;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта  $\phi$  и  $c$  определены по данным изысканий (опытным путем) прямыми испытаниями и 1,1 – если они приняты по таблицам норм (ТНПА) исходя из физических характеристик;

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по прил. Ж;

$b$  – ширина подошвы фундамента (меньшая его сторона), м;

$K_z$  – коэффициент, принимаемый  $K_z = 1$  при  $b < 10$  м,  $K_z = z_0/b + 0,2$  (здесь  $z_0 = 8$  м) при  $b > 10$  м;

$\gamma_{II}'$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента (с учетом фактического уплотнения обратной засыпки), а при наличии подземных вод – с учетом ее взвешивающего действия),  $\text{кН/м}^3$ . В КП допускается вычислять по формуле  $\gamma_{II}' = 0,95\gamma_{II}$ ;

$\gamma_{II}$  – то же для естественных грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента до глубины  $2b$ ,  $\text{кН/м}^3$ ;

$d_b$  – глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала (для сооружений с подвалом шириной  $b \leq 20$  м и глубиной более 2 м принимается  $d_b = 2$  м; при ширине подвала  $b > 20$  м принимается  $d_b = 0$ ), м;

$c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ ;

$d_1$  – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma},$$

где  $h_s$  – толщина грунта выше подошвы фундамента в подвале, м;

$h_{cf}$  – толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_{cf}$  – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала,  $\text{кН/м}^3$  (для бетонного пола  $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$ ).

При наличии подземных вод удельные веса  $\gamma_{II}'$  и  $\gamma_{II}$  определяются с учетом взвешивающего действия воды (для слоев грунта, находящихся ниже зеркала подземных вод)  $\gamma_{sb}$  по формуле

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e),$$

где  $\gamma_s$  и  $\gamma_w$  – удельные веса соответственно частиц грунта и воды, кН/м<sup>3</sup>;  
 $e$  – коэффициент пористости грунта.

Давление под подошвой фундамента определяется с использованием нормативных нагрузок по прил. Б из следующих зависимостей:

– для центрально-нагруженного фундамента

$$p_m = \frac{N_{0,II}}{A} + \gamma_m d; \quad (2.3)$$

– для внецентренно нагруженного фундамента

$$p_{\min} = \frac{N_{0,II}}{A} - \frac{M_{0,II}}{W} + \gamma_m d;$$

$$p_{\max} = \frac{N_{0,II}}{A} + \frac{M_{0,II}}{W} + \gamma_m d;$$

$$p_m = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2}, \quad (2.4)$$

где  $p_m$ ,  $p_{\max}$  и  $p_{\min}$  – соответственно среднее, максимальное и минимальное давление на грунт под подошвой фундамента, кПа;

$N_{0,II}$  – нормативная нагрузка на уровне обреза фундамента, кН;

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

$M_{0,II}$  – нормативный изгибающий момент, кН·м;

$W$  – момент сопротивления площади подошвы фундамента в направлении действия момента, м<sup>3</sup>;

$\gamma_m$  – осредненный удельный вес материала фундамента и грунта над его уступами, принимаемый равным 20–22 кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения фундамента (для подвальных помещений – глубина заложения от пола подвала), м.

При действии моментов в двух направлениях максимальное и минимальное давление определяют по формуле

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N_{0,\Pi}}{A} \pm \frac{M_{0x,\Pi}}{W_x} \pm \frac{M_{0y,\Pi}}{W_y} + \gamma_m d. \quad (2.5)$$

Выполнения условий  $p_m \leq R$ ,  $p_{\max} \leq 1,2R$  и  $p_{\min} \geq 0$  можно достигнуть путем нескольких попыток, решая систему уравнений относительно величины  $b$ . Более удобным является определение ширины подошвы фундамента  $b$  графическим способом (рис. 2.1), в точке пересечения графиков функций  $R = f(b)$  и  $p_{\max} = f(b)$  – для центральной нагрузки и  $1,2R = f(b)$  и  $p_{\max} = f(b)$  – для внецентренной нагрузки.

Выражения (2.3) и (2.5) являются уравнениями гиперболы. Для ее построения достаточно задаться четырьмя значениями ширины фундамента  $b$ , чтобы определить соответствующие им значения  $p$ , и двумя значениями  $b$  для определения  $R$ . Полученные цифровые значения  $p$ ,  $R$  и  $b$  откладывают на графике в системе прямоугольных координат и соединяют плавной кривой для функции  $R = f(b)$  и прямой линией для функции  $p_m = f(b)$ .

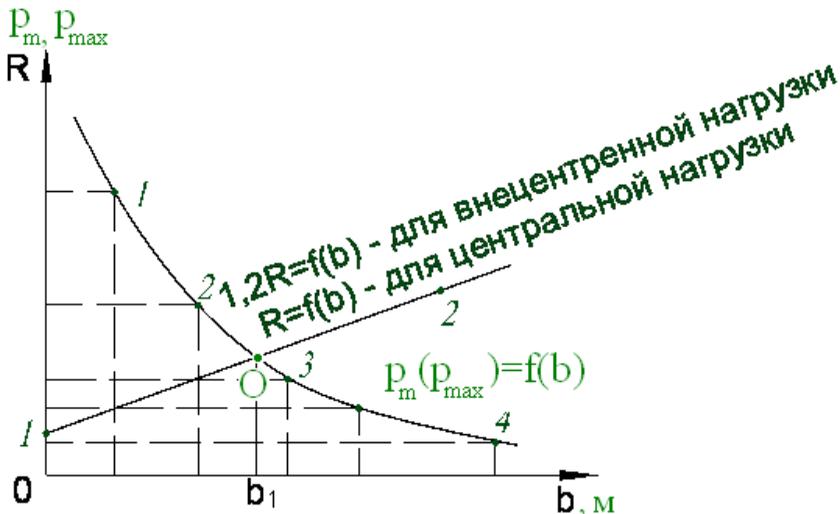


Рис. 2.1. Определение ширины подошвы фундамента графическим способом для центрально- или внецентренно нагруженных фундаментов

Пересечение гиперболы  $p = f(b)$  и прямой  $R = f(b)$  дает точку  $O$ , проекция которой на ось абсцисс определяет искомую ширину подошвы фундамента  $b_1$  и выполнение условия  $p_m = R$ . Ширина подошвы уточняется в соответствии с модульной системой конструкций фундаментов (с округлением до 10 см). После определения  $b$  вычисляется площадь фундамента:

$$A_{л} = 1 \cdot b - \text{для ленточного};$$

$$A_{кв} = b^2 - \text{для квадратного};$$

$$A_{пр} = \eta \cdot b - \text{для прямоугольного фундамента},$$

где  $\eta$  – отношение сторон подошвы прямоугольного фундамента:  $\eta = l/b$  (рекомендуется  $\eta$  назначать по прил. И).

После определения размеров подошвы фундамента производится проверка условий (2.1).

В случае внецентренно нагруженного фундамента аналогично строятся графики зависимостей  $p_{\max} = f(b)$  и  $1,2R = f(b)$  (см. рис. 2.1).

Полученные значения ширины фундамента  $b_1$  будут удовлетворять условию  $p_{\max} = 1,2R$ . Далее производится проверка условий (2.1) с использованием формул (2.2)–(2.5).

#### **2.4. Расчет возможной конечной осадки и крена плитного фундамента**

Расчет осадки фундамента производится по формуле

$$s \leq s_u, \tag{2.6}$$

где  $s$  – конечная осадка отдельного фундамента, определяемая расчетом по ТКП 45-5.01-67–2007 и настоящим МУ;

$s_u$  – предельная величина конечной осадки основания фундамента зданий и сооружений, принимаемая по п. 5.5.3 ТКП 45.-5.01-67–2007 (в КП допускается принимать по прил. Б СНБ 5.01.01–99).

Основным методом определения конечной осадки фундаментов является метод послойного суммирования. Расчет начинается с построения эпюр природного (от собственного веса грунта) и дополнительного давления (рис. 2.2).

На поперечный контур фундамента влево и вправо от его оси, проходящей через его центр тяжести, откладываются ординаты эпюр:

– природного давления  $\sigma_{zg}$ , определяемого по формуле

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \text{ кПа},$$

где  $\gamma_i$  – удельная вес грунта  $i$ -го слоя, кН/м<sup>3</sup>;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м.

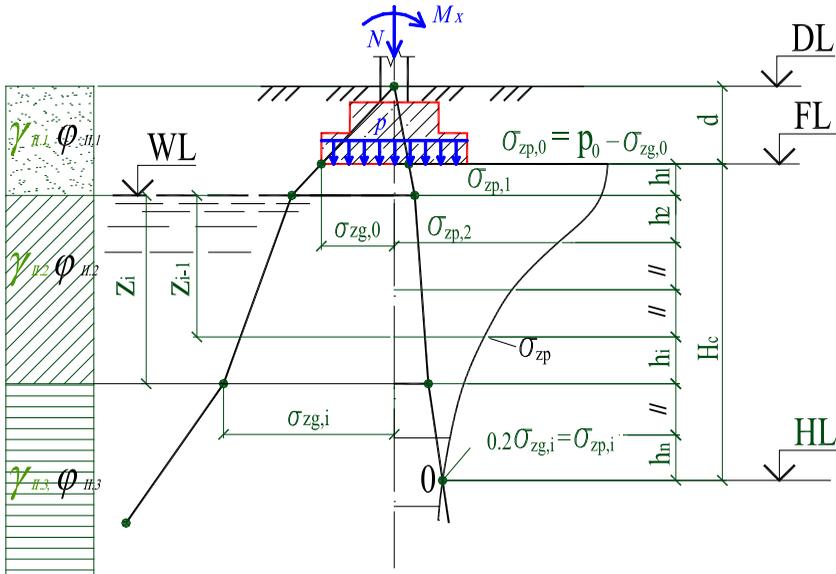


Рис. 2.2. Расчетная схема для определения осадок методом послойного суммирования, совмещенная с геологической колонкой

Величина природного давления определяется на границе каждого слоя грунта. Ниже горизонта подземных вод удельный вес грунта определяется с учетом гидростатического взвешивания.

Слева от центральной оси фундамента строится эпюра природного давления  $\sigma_{zg}$ , а вправо от оси фундамента эта же эпюра откладывается уменьшенной в пять раз, т. е.  $0,2\sigma_{zg}$ . Определяется дополнительное вертикальное напряжение (давление) в уровне подошвы фундамента  $\sigma_{zp0}$  за вычетом природного давления  $p_0$  (см. рис. 2.2):

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0}.$$

Для построения эпюры дополнительного давления  $\sigma_{zp}$  основание ниже подошвы фундамента в пределах глубины сжимаемой зоны, приблизительно равной трехкратной ширине фундамента, разбивается на ряд элементарных слоев мощностью не более  $0,4b$  (обычно  $0,2b$ ).

Дополнительное вертикальное напряжение  $\sigma_{zpi}$  для любого сечения на глубине  $z$  от подошвы фундамента определяется по формуле

$$\sigma_{zpi} = \alpha P_0,$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый по ТКП 45-5.01-67–2007 или прил. И в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента  $\eta = 1/b$  и относительной глубины  $\xi = 2z/b$ .

В одинаковом масштабе, с природным давлением грунта, справа от центральной оси фундамента строится эпюра дополнительных напряжений  $\sigma_{zp}$ .

После этого определяется нижняя граница сжимаемой толщи основания. В современной практике расчетов осадок по нормам ТКП 45-5.01-67–2007 сжимаемую зону ниже подошвы фундамента допускается ограничивать глубиной, где величина дополнительных напряжений составляет не более  $0,2\sigma_{zg}$  (при ширине фундамента  $b \leq 5$  м) при  $E > 5$  МПа или  $0,1\sigma_{zg}$  при  $E \leq 5$  МПа.

После построения эпюр  $\sigma_{zg}$  и  $0,2\sigma_{zg}$  ( $0,2\sigma_{zg}$ ) производится их совмещение. Точка пересечения эпюр  $O$  является нижней границей сжимаемой зоны на расстоянии от подошвы фундамента  $H_c$ .

Расчет конечной осадки  $s$  фундамента при его ширине  $b \leq 10$  м и  $p_m \geq \sigma_{zg0}$  производится по расчетной схеме линейно деформируемого полупространства с ограниченной глубиной сжимаемой зоны  $H_c$

(см. рис. 2.2) суммированием осадки элементарных слоев грунта  $h_i$  по глубине сжимаемой зоны согласно выражению

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i},$$

где  $s$  – конечная осадка отдельного фундамента, м;

$\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$n$  – число слоев  $h_i$ , на которые разделена по глубине сжимаемая зона основания;

$\sigma_{zpi}$  – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в  $i$ -м слое грунта вдоль вертикали, проходящей через центр тяжести фундамента, равное полусумме напряжений на верхней  $z_{i-1}$  и нижней  $z_i$  границах слоя, кПа;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта основания, см;

$E_i$  – модуль общей деформации грунта  $i$ -го слоя, кПа.

Расчет осадки фундамента рекомендуется производить в табличной форме (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Форма таблицы результатов расчетов  
конечной осадки основания фундамента

Номер элементарного слоя $h_i$	Толщина элементарного слоя, $h_i$ , см	Коэффициент $\xi$	Коэффициент $\alpha$	Среднее дополнительное напряжение в слое $\sigma_{zpi}$ , кПа	Среднее напряжение от собственного веса грунта $\sigma_{zgi}$ , кПа	$0,2\sigma_{zgi}$ , кПа	Модуль общей деформации грунта слоя $E_i$ , кПа	Осадка слоя, $s_i$ , мм
$\sum s_i = s$								

## 2.5. Проектирование конструкции (тела) плитных фундаментов

Проектирование конструкций плитных фундаментов должно включать в себя:

- а) расчет тела фундамента;
- б) его конструирование.

Расчет плитного фундамента производится на основное и особое сочетание нагрузок (для КП согласно заданию прил. Б) в соответ-

ствии с действующими ТНПА по видам материалов, используемых для его конструкции.

Для бетона, железобетона – по разделу 6 ТКП 45-5.01-67–2007 и настоящим МУ:

– по прочности (первая группа предельных состояний) на действие изгибающих моментов, поперечных сил и продавливание для бетонных фундаментов;

– раскрытию трещин (вторая группа предельных состояний) для железобетонных фундаментов.

Конструирование плитных фундаментов включает в себя назначение размеров его плитной части в плане, по высоте и дополнительно для бетонных и железобетонных конструкций – подколонника и стаканной части (при необходимости), а также их армирование с определением площади сечений арматуры.

Проектирование плитных фундаментов завершенной и незавершенной стадий строительства производится в следующем порядке:

1. Оценка грунтовых условий строительной площадки по данным изысканий.

2. Оценка конструктивных особенностей сооружения (для КП см. прил. Б), его чувствительности к неравномерным осадкам и назначение предельных значений деформаций.

3. Сбор нагрузок от надземных конструкций сооружения, установление других силовых и несиловых воздействий, назначение наиболее невыгодных их сочетаний и соответствующих им коэффициентов надежности (для КП см. прил. Б).

4. Предварительное назначение (расчеты) размеров подошвы фундамента, глубины его заложения с учетом конструктивных и инженерно-геологических условий строительства;

5. Проверочные расчеты материала фундаментов по двум группам предельных состояний в соответствии с нормами на проектирование каменных, бетонных, железобетонных, металлических (закладных) и других конструкций. (Для бетонных и железобетонных фундаментов по результатам расчета на продавливание назначаются размеры общей высоты фундамента и его ступеней или проверяется несущая способность фундамента при заданных его размерах, производится расчет армирования плитной части, подколонника фундамента и их конструирование).

6. Окончательное назначение размеров фундаментов с учетом конструктивных.

Расчет бетонных и железобетонных плитных фундаментов по несущей способности должен производиться согласно указаниям СНБ 5.03.01–2002[12] и ТКП 45-5.01-67–2007 [2] на расчетные нагрузки от здания, приложенные в уровне обреза фундамента.

***Поскольку такой расчет выходит за рамки объема курсового проекта (работы), его методика в настоящих МУ не излагается, приводятся лишь результаты конструирования.***

У жестких бетонных фундаментов, материал которых по всей высоте работает без изгиба, армирование не требуется. В этом случае оценивается лишь возможность восприятия сжатия исходя из прочности материала фундамента.

У гибких фундаментов определение высоты ступеней и фундамента производится как у изгибаемых элементов железобетонных конструкций с учетом прочности по наклонным сечениям при отсутствии поперечной арматуры в соответствии с требованиями [2] и [12].

После назначения общей высоты фундамента и высот отдельных ступеней определяется площадь поперечного сечения арматуры из расчета фундамента на изгиб. Расчет ведется по изгибающему моменту в сечении фундамента у грани колонны и каждой ступени.

Изгибающий момент для столбчатого фундамента определяется на всю ширину фундамента от реактивного давления грунта по всей площади консольного свеса, отсекаемого рассматриваемым сечением.

У внецентренно нагруженного (или при наличии моментной нагрузки) фундамента с прямоугольной подошвой учитываются изгибающие моменты в сечениях со стороны максимальных реактивных давлений грунта в двух направлениях, в которых и подбирается сечение арматуры.

Расчет ленточного фундамента выполняется для участка погонной длиной 1 м.

Процент армирования в расчетных сечениях плитной части фундаментов должен быть не ниже минимального для изгибаемых элементов по разделу 11 СНБ 5.03.01–2002.

Конструирование плитных фундаментов следует производить согласно указаниям раздела 7 СНБ 5.01.01–99 раздела 6.4 ТКП 45-5.01-67–2007, СНБ 5.03.01–2002 (разделы 11 и 12) и с учетом данных настоящих МУ.

Под сборные железобетонные колонны применяют сборные или монолитные столбчатые фундаменты ступенчатого типа со стаканной частью.

Глубина стакана  $h_y$  для случая сборной колонны принимается по расчету из условия анкеровки ее арматуры, но не менее большего размера поперечного сечения колонны  $l_k$ . Толщина дна и стенок стакана назначается по расчету, но не менее 200 мм. При соотношении толщины стенок стакана  $d_g$  к высоте верхней ступени фундамента  $h_1 \geq 0,75$  – стакан армируется конструктивно по его наружному контуру стержнями диаметром не менее 6 мм класса S240 для восприятия монтажных и технологических нагрузок. Размеры подошвы и ступеней фундамента устанавливаются кратными 100 мм, ширина каждой ступени – кратной 50 мм при общей высоте не менее 200 мм.

Арматуру рекомендуется применять в виде сварных сеток из стержней диаметром от 10 до 16 мм с ячейками размером от 100 до 200 мм. Содержание арматуры должно быть не ниже минимально допускаемого процента армирования в изгибаемых элементах.

При устройстве монолитных фундаментов делается бетонная подготовка из бетона С8/10 толщиной 100 мм, превышающая размеры подошвы фундамента на 100 мм в каждую сторону. Под сборными фундаментами в глинистых грунтах аналогичным образом устраивается песчаная подготовка из песка среднего или мелкого при  $K_\phi \geq 3$  м/сут. Фундаменты, как правило, следует закладывать в одном уровне. Стенка стакана при  $d_g < 0,75h_3$  рассчитывается как железобетонный элемент.

В фундаментах стаканного типа при некачественной заделке колонны возможно продавливание фундамента под колонной. В этом случае заделка не учитывается и производится проверка фундамента на продавливание под колонной. При невозможности продавливания дна стакана проверке подлежит поперечное сечение фундамента.

При высоком уровне подземных вод следует предусмотреть гидроизоляцию подвального помещения согласно вариантам прил. М.

### **3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО МЕТОДИКЕ НОРМ (ТНПА)**

#### **3.1 Основные положения по проектированию свайных фундаментов**

Свайный фундамент состоит из свай и ростверка и применяется при необходимости прорезки сваями слабых грунтов и передачи нагрузки на нижележащие несущие слои основания. Ростверки служат для распределения нагрузки между сваями и делятся на низкие, заглубленные в грунт и высокие, расположенные над ним. Исходные данные для разработки проекта свайного фундамента включают материалы инженерных изысканий, испытаний свай и данных о сооружении (конструкциях и нагрузках) по прил. Б.

Свайные фундаменты в современной проектной практике рассчитываются в соответствии с требованиями СНБ 5.01.01–99 и пособий к нему П2–2000, П4–2000, П13–2001, П19–2004 и др. [1–14] по двум группам предельных состояний (материалу и грунту):

- первая группа: по прочности тела сваи и ростверка, несущей способности свай, устойчивости оснований свайных фундаментов;
- вторая группа: по конечным осадкам оснований свайных фундаментов, горизонтальным перемещениям, образованию и раскрытию трещин.

Важным этапом проектирования свайных фундаментов является назначение типа, размера свай и ростверка, которые выполняются одновременно.

Глубина заложения подошвы свайного ростверка назначается в зависимости:

- от конструктивных особенностей (способа сопряжения с надземными конструкциями (колонна, стена и др.));
- наличия подвалов и подземных коммуникаций;
- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства (вида грунтов, их состояния, положение подземных вод, глубины промерзания и др.);
- глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений.

### 3.2. Расчет и конструирование свайного фундамента

Сваи по характеру работы подразделяются:

– на сваи стойки, передающие нагрузку на основание только нижним концом, при этом силы трения на боковой поверхности не учитываются;

– сваи, заземленные в грунте, передающие нагрузку на основание как торцом, так и боковой поверхностью.

Длину сваи назначают в зависимости от глубины заложения ростверка и несущего «прочного» слоя, подстилающего прорезанные «слабые» грунты, в который она погружается на глубину заделки:

– в мелкие пески и супеси – не менее чем на 2,0 м;

– в пески средней крупности, твердые глины и суглинки – не менее чем на 1,0 м;

– в крупные и гравелистые пески и галечники – не менее чем на 0,5 м.

Полная длина сваи определяется как сумма

$$l = l_1 + l_2 + l_3,$$

где  $l_1$  – глубина заделки сваи в ростверк, которая при шарнирной заделке для свайных фундаментов с вертикальными нагрузками должна быть не менее 5 см, а для жесткой заделки, обусловленной наличием горизонтальных, моментных нагрузок, и в случае слабых грунтов – соответствовать длине анкеровки арматуры, но быть не менее наибольшего размера поперечного сечения сваи; при выдергивающих нагрузках – назначается по расчету из условия заделки арматуры на выдергивание;

$l_2$  – расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя;

$l_3$  – заглубление в несущий слой.

В КП рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250 × 250, 300 × 300 или 350 × 350 мм по серии Б 1.011-2.08.

Расчет несущей способности вертикально нагруженных свай, заземленных в грунте, как правило, производится по несущей способности грунта, так как по прочности материала она заведомо выше.

Несущая способность  $F_{di}$ , кН, забивной и набивной сваи по грунту определяется как сумма сопротивлений грунтов основания

под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формулам:

$$F_{di} = \gamma_c RA - \text{äëÿ ñââé ñòíâé},$$

$$F_{di} = \gamma_c \left( \gamma_{\bar{n}R} RA + u \sum \gamma_{cf} R_{fi} h_i \right) - \text{äëÿ ñââé, çàùàìçáííú} \quad \text{õ â äðóíòâ}, \quad (3.1)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый для КП  $\gamma_c = 1,0$ ;

$\gamma_{cR}$  и  $\gamma_{cf}$  – коэффициент условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи (для забивных свай – по П4–2000 к СНБ 5.01.01–99 и для набивных свай – по П13–2001 к СНБ 5.01.01–99); для забивных свай, погружаемых молотами,  $\gamma_{cR} = 1,0$  и  $\gamma_{cf} = 1,0$ , а для набивных – в зависимости от технологии их устройства;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое по П4–2000 к СНБ 5.01.01–99 (прил. К);

$A$  – площадь опирания на грунт сваи,  $\text{м}^2$ , принимаемая по площади поперечного сечения ее нижнего конца;

$u$  – периметр поперечного сечения сваи, м;

$R_{fi}$  – расчетное сопротивление трению грунта в пределах  $i$ -го слоя основания на боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по П4–2000 к СНБ 5.01.01–99 (прил. Л);

$h_i$  – толщина условных  $i$ -х слоев грунта, м, на которые разбивается основание вдоль боковой поверхности сваи, как правило, или толщине слоя при  $h_i < 2$  м.

Если на какой-то глубине залегает слой слабых грунтов (торф, или или глинистый обводненный грунт с  $I_L \geq 0,8$ ), то сопротивление грунта на боковой поверхности свай в пределах этого слоя принимается равным нулю, а в пределах грунтов, залегающих над «слабым» слоем, – по прил. Л со знаком «минус».

Расчетная нагрузка  $F_u$ , допускаемая на сваю, рассчитывается из условия

$$N = F_u \geq \frac{F_{di}}{\gamma_k},$$

где  $F_{di}$  – несущая способность сваи, найденная по результатам испытаний или расчетом по (3.1), кН;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности метода, принимаемый по табл. 5.6 СНБ 5.01.01–99 равным 1,4; при определении  $F_{di}$  с использованием таблиц пособия П4–2000 к СНБ 5.01.01–99: равным 1,2 – по результатам статических испытаний, 1,25 – по результатам статического зондирования;

$N$  – вертикальная расчетная нагрузка, передаваемая на одну сваю от здания, при самых неблагоприятных ее сочетаниях:

$$N = \frac{N_0 + G_m}{n}, \quad (3.2)$$

где  $N_0$  – вертикальная расчетная нагрузка от здания, приложенная на уровне обреза фундамента, кН;

$G_m$  – расчетная нагрузка от веса ростверка и грунта на его уступах, кН;

$n$  – количество свай в фундаменте.

Для внецентренно нагруженного свайного фундамента нагрузка  $N$  определяется с учетом действия расчетных моментов:

$$N_{\max} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (3.3)$$

где  $N_d$ ,  $M_x$  и  $M_y$  – соответственно расчетная вертикальная нагрузка на сваю по (3.2), кН, и расчетные изгибающие моменты, кН·м, относительно главных осей  $x$  и  $y$  плана свай в плоскости подошвы свайного ростверка (рис. 3.1);

$n$  – число свай в фундаменте;

$x$  и  $y$  – расстояния от главных осей свайного поля до оси наиболее удаленной сваи, для которой вычисляется нормальная нагрузка, м;

$x_i$  и  $y_i$  – расстояния от главных осей свайного поля до оси каждой сваи, м.

При действии момента только в одном направлении формула (3.3) превращается в двухчленную.

При выполнении курсового проекта при применении забивных свай необходимо определить также проектный отказ свай  $\xi$  (погру-

жение сваи от одного удара в конце забивки). Это необходимо для контроля несущей способности свай при их забивке или добивке на строительной площадке. Отказ  $\xi$  для забивных свай ( $M = 1$ ) определяется по формуле профессора Н.М. Герсеванова:

$$\xi = \frac{\eta A E_d \dot{I}}{F_d (F_d / \dot{I} + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3},$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый для железобетонных свай с наголовником равным 1500 кН/м, для деревянных свай без наголовника – 1000 кН/м<sup>2</sup>;

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

$F_d$  – несущая способность сваи, определяемая по формуле (3.1), кН;

$E_d$  – расчетная энергия удара молота, кДж, по П4–2000 к СНБ 5.01.01–99;

$m_1$  – полный вес молота или вибропогружателя, кН;

$\varepsilon$  – коэффициент восстановления энергии удара (для железобетонных свай с деревянным вкладышем в наголовнике  $\varepsilon^2 = 0,2$ );

$m_2$  – вес сваи с наголовником, кН;

$m_3$  – вес подбабка, кН.

Схема нагрузок

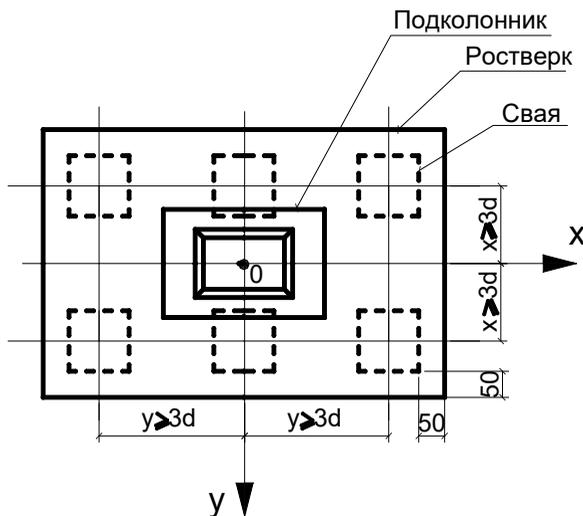
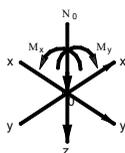


Рис. 3.1. Пример конструкции свайного ростверка (план)  
со схемой нагрузок на него

Фактический отказ свай при динамических испытаниях в процессе строительства должен быть равен или меньше проектного.

Для трубчатых дизель-молотов

$$E_d = 0,9GH,$$

где  $G$  – вес ударной части молота, кН;

$H$  – расчетная высота падения ударной части молота, м.

Основные характеристики трубчатых дизель-молотов для погружения свай даны в прил. М.

При подборе сваебойного агрегата необходимо выдерживать следующие соотношения между весом ударной части молота  $G$  и весом сваи  $m_2$ :

– при забивке сваи молотом, одиночного действия или штанговым дизель-молотом в слабых грунтах

$$G : m_2 = 1,0;$$

– то же в грунтах средней плотности

$$G : m_2 = 1,25;$$

– то же в плотных грунтах

$$G : m_2 = 1,5;$$

– при использовании трубчатых дизель-молотов

$$G : m_2 = 0,7.$$

### 3.3. Проектирование свайного ростверка под колонну и стену

Свайные ростверки (далее – ростверки) рассчитываются и конструируются как обычные плитные фундаменты мелкого заложения (см. подразделы 2.3 и 2.5), в т. ч. на продавливание колонной или угловой свай, на поперечную силу в наклонных сечениях и на изгиб

по двум группам предельных состояний. Расчеты ростверков и свай (растяжение и сжатие) производятся в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–2002 (с изменениями) [12] и настоящим подразделом.

Расчет на изгиб свайного ростверка производится так же, как и плитного столбчатого фундамента, в вертикальных сечениях у грани колонны и в местах изменения высоты ростверка. В отличие от плитных фундаментов изгибающий момент для ростверков определяется от реакций свай, расположенных в пределах отсекаемой части. Площадь сечения арматуры  $A_{sd}$  определяется по формуле

$$A_{sd} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_i}, \text{ мм}^2,$$

где  $d_i$  – рабочая высота сечения. Остальные обозначения – по ТКП 45-5.01-67-2007.

Железобетонные ростверки проектируются из бетона класса не ниже С16/20. Верх ростверка принимают, как правило, на 150 мм ниже верха пола. Высоту ступеней ростверка рекомендуется назначать кратной 150 мм, в плане – 50 мм. В связных грунтах для монолитных ростверков следует устраивать бетонную подготовку из бетона класса С8/10, а для сборных – песчаную толщиной 100 мм. Толщина ростверка ниже дна стакана принимается не менее 300 мм, а толщина стенок монолитного стакана – не менее 225 мм. Глубина заделки головы свай в ростверк производится по рекомендациям п. 3.1.

Расстояние между осями свай должно быть не менее  $3d$  ( $d$  – диаметр круглого или большая сторона поперечного сечения свай). Расстояние от края ростверка до оси первого ряда свай составляет  $(d/2) + 50$  мм, но не менее  $0,7d$ .

Конструирование ростверков завершается определением веса ростверка  $N_p$  и грунта  $N_g$  на его ступенях по формуле:

$$N = N_p + N_g = \gamma_f \cdot V_p \cdot \gamma_b + \gamma_f \cdot V_g \cdot \gamma_1,$$

где  $\gamma_f = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$V_p, V_g$  – объем бетона ростверка и грунта на его ступенях;  
 $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ ;

$\gamma_1$  – удельный вес железобетона и грунта.

### 3.4. Расчет возможной конечной осадки основания свайного фундамента

Расчет по предельному состоянию второй группы производится аналогично расчету по деформациям оснований плитных фундаментов (на естественном основании) и сводится к удовлетворению условия (2.6).

Сваи-стойки по второй группе предельных состояний, как правило, рассчитывать не требуется.

Расчет осадок свайных фундаментов из свай, защемленных в грунте, и его основания по деформациям, как правило, производится по методу условного массивного фундамента, по той же методике, что и для фундамента на естественном основании, согласно ТКП 45-5.01-67-2007. Грунт в межсвайном пространстве и примыкающий к наружным граням крайних свай фундамента рассматривается как единый массив АБВГ (рис. 3.2), ограниченный:

снизу – горизонтальной плоскостью БВ, проходящей через нижние концы свай и служащей подошвой условного фундамента;

по краям – вертикальными плоскостями АВ и ВГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии  $a = htg(\varphi_{II,m}/4)$  (см. рис. 3.2), но не более  $2d$  в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести  $I_L > 0,6$  ( $d$  – диаметр или сторона поперечного сечения свай), а при наличии наклонных свай – проходящими через нижние концы этих свай;

сверху – поверхностью планировки грунта АГ.

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

$$\varphi_{II,m} = \frac{\sum_0^h \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i},$$

где  $\varphi_{II1}, \varphi_{II2}, \dots, \varphi_{II n}$  – расчетные значения углов внутреннего трения грунтов соответствующих участков свай  $h_1, h_2, \dots, h_n$ . Таким образом, ширина  $b_y$  подошвы условного фундамента определяется из выражения



где  $A_1$  – площадь подошвы условного фундамента, м;

$N_{d1}$  – суммарный вес условного массива и нагрузок, приложенных на уровне обреза ростверка, кН:

$$N_{d1} = N_0 + G_1 + G_2 + G_3,$$

где  $N_0$  – вертикальная нагрузка от здания, приложенная на уровне обреза ростверка;

$G_1$  – вес ростверка, кН;

$G_2$  – вес свай, кН;

$G_3$  – вес грунта в объеме выделенного условного массива. Для внецентренно нагруженных фундаментов определяется максимальное давление по краю подошвы условного фундамента:

$$p_{\max} = \frac{N_{d1}}{A_1} + \frac{M_0}{W_1}, \text{ кПа.}$$

Для центрально-нагруженного фундамента в уровне подошвы условного фундамента должно выполняться условие  $p_m \leq R$ , а для внецентренно нагруженного  $p_{\max} \leq 1,2R$ . Расчетное сопротивление грунтов  $R$  в уровне подошвы условного фундамента определяется по формуле (2.2) как для плитных фундаментов:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_q (l_0 + h) \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right], \text{ кПа.}$$

Пояснения к этой формуле приведены в расчете осадки плитного фундамента мелкого заложения в разделе 2.4.

Дальнейший расчет осадки свайного фундамента из защемленных свай производится так же, как и плитного фундамента мелкого заложения, по методу послойного суммирования из условия (2.6).

Если расстояние между осями свай равно или превышает  $6d$  или число продольных рядов свай более трех, а отношение сторон ростверка в плане – более пяти, то осадка свайного фундамента из защемленных свай принимается равной осадке одиночной сваи по результатам статических испытаний в тех же грунтовых условиях и расчет осадки не производится.

#### **4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПЕРСОНАЛЬНЫХ КОМПЬЮТЕРОВ И СРЕДСТВ ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ**

В практике проектирования оснований и фундаментов в настоящее время нашли широкое применение средства вычислительной техники (ЭВМ) и персональные компьютеры с использованием пакетов прикладных программ (ППП) и систем автоматизации проектных работ (САПР). САПР предназначена для комплексного применения вычислительной техники пользователями, не специализирующимися в программировании.

Внедрение в практику проектирования оснований и фундаментов программных средств обеспечивает повышение качества проектов существенное сокращение сроков проектирования и себестоимости работ.

К наиболее известным программным средствам, применяемым для автоматизации проектирования оснований и фундаментов, можно отнести программы Stark, Lira, Base, Мономах и ряд других, аккредитованных в России и Украине, позволяющих осуществлять обработку результатов инженерно-геологических изысканий, проектировать фундаменты различных типов по методикам строительных норм (ТНПА) и обеспечивающих возможность решения краевых задач механики грунтов численными методами.

Среди численных методов наибольшее применение в механике грунтов получили метод конечных разностей (МКР) и метод конечных элементов (МКЭ). Эти методы, первоначально разработанные для решения задач теории упругости, теперь также применяются для решения упругопластических задач механики грунтов. В настоящее время численными методами решаются задачи консолидации, ползучести, динамики грунтов, гидродинамики и т. д. Базовые концепции численных методов и САПР позволяют математически моделировать поведение грунтовых массивов во взаимодействии с сооружениями с учетом практически всех присущих грунтам особенностей, а также производить расчет и конструирование оснований и фундаментов и оформление рабочих чертежей проекта нулевого цикла в диалоговом режиме, выполнять расчет объемов работ и данных для сметной документации.

Такие программы имеют достаточно универсальный характер, позволяя решать множество задач любого класса, и в рамках науч-

но-исследовательских студенческих работ по специальному заданию могут использоваться для курсового проектирования, при условии, что в курсах теории упругости и пластичности, строительной механики, прикладной математики и вычислительной техники студенты ознакомились с основными положениями МКР, МКЭ и получили навыки программирования и работы с современными ЭВМ и персональными компьютерами.

## 5. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МЕТОДОВ EUROCODE 7

Расчет несущей способности основания фундамента по методике EUROCODE 7 производится на основе аппроксимированных уравнений теории упругости и с учетом следующих предпосылок и исходных факторов:

- прочности грунта, обычно характеризуемой расчетными значениями  $c_u$ ,  $c'$  и  $\varphi$ ;
- конструкции фундамента и схемы приложения нагрузок (эксцентриситет, наклон нагрузки и подошвы фундамента, глубина ее заложения и др.);
- инженерно-геологических условий строительства (характеристика площадки, состав грунтов основания и их расположение по глубине, простираанию и др.)

### Основные обозначения, применяемые в расчетных формулах, по методике EUROCODE 7

$A' = B'L'$  – проектная эффективная площадь фундамента;

$b$  – проектные значения коэффициентов для наклона подошвы фундамента с нижними индексами  $c$ ,  $q$  и  $\gamma$ ;

$B$  – ширина фундамента;

$B'$  – эффективная ширина фундамента;

$D$  – глубина заложения;

$e$  – эксцентриситет равнодействующей воздействия с нижними индексами  $B$  и  $L$ ;

$i$  – коэффициенты наклона нагрузки с нижними индексами для сцепления  $c$ , пригрузки  $q$  и удельного веса грунта  $\gamma$ ;

$L$  – длина фундамента;

$L'$  – эффективная длина фундамента;

$m$  – показатель степени в формулах для коэффициентов наклона  $i$ ;

$N$  – коэффициенты с нижними индексами для  $c$ ,  $q$  и  $\gamma$ ;

$q$  – пригрузка или давление на уровне подошвы фундамента;

$q'$  – расчетное эффективное давление от чрезмерной нагрузки на уровне основания фундамента;

$s$  – коэффициенты формы подошвы фундамента с нижними индексами для  $c$ ,  $q$  и  $\gamma$ ;

$v$  – вертикальная нагрузка;  
 $\alpha$  – наклон подошвы фундамента к горизонтали;  
 $\gamma'$  – проектный эффективный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;  
 $\theta$  – угол наклона для  $H$ .

Расчетная схема и условные обозначения величин, применяемых в данном методе, приведены на рис. 5.1.

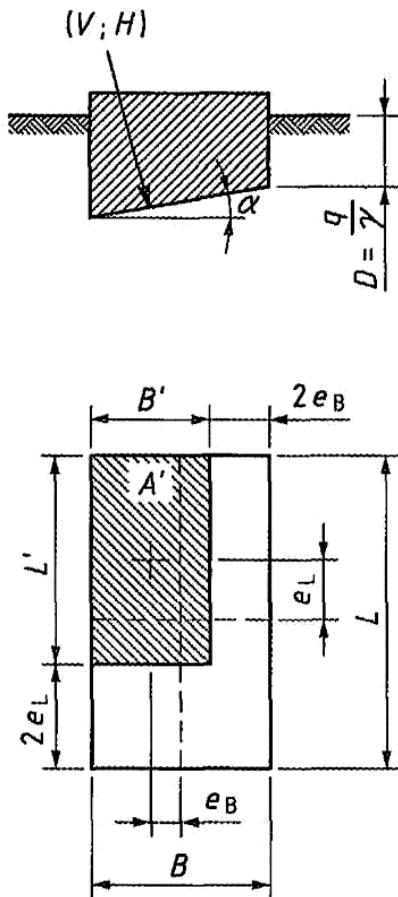


Рис. 5.1. Расчетная схема и обозначения расчетных величин для определения несущей способности основания фундамента по методике EUROCODE 7

Расчет несущей способности основания фундамента по методике EUROCODE 7 производится для двух условий: А – неконсолидируемого основания (условия без дренирования) и Б – консолидированного основания (условия с дренированием основания).

**А. Условия недренированного основания.** Расчетная несущая способность вертикально нагруженного основания фундамента для условия А может быть определена по формуле

$$R/A' = (\pi + 2) \cdot c_u b_c s_c i_c + q, \text{ кПа},$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:

- наклона подошвы фундамента  $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$ ;
- формы фундамента:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B'/L') \text{ – для прямоугольной формы};$$

$$s_c = 1,2 \text{ – для квадратной или круглой формы};$$

- наклона нагрузки с горизонтальной составляющей  $H$ :

$$i_c = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right),$$

где  $H \leq A'c_u$ ;

$c_u$  – прочность грунта при недренированном сдвиге, определяемая по формуле

$$c_u = c \frac{\cos \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi} + \sigma_o \frac{\sin \varphi}{1 - 1/3 \sin \varphi},$$

где  $\sigma_o = \frac{1}{3} (\sigma_{z, \tilde{a}\tilde{\delta}} + 2\sigma_{\tilde{\delta}, \tilde{a}\tilde{\delta}})$ ;

$$\sigma_{z, \tilde{a}\tilde{\delta}} = \sum \gamma_{\tilde{a}\tilde{\delta}} z;$$

$$\sigma_{\delta, \tilde{\alpha}\delta} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{z, \tilde{\alpha}\delta},$$

где  $\nu$  – коэффициент Пуассона, приведенный в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Коэффициент Пуассона для различных типов грунтов

Тип грунта	Коэффициент Пуассона $\nu$
Крупнообломочные грунты ( $0,45 \leq e \leq 0,55$ )	0,27
Пески и супеси ( $0,45 \leq e \leq 0,75$ )	0,30–0,35
Суглинки ( $0,50 \leq e \leq 0,85$ )	0,35–0,37
Глины ( $0,5 \leq e \leq 1,0$ ) при показателе текучести $I_L$	
$I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45

*Примечание.* Меньшие значения  $\nu$  принимаются при большей плотности грунта.

**Б. Условия дренированного основания.** Расчетная несущая способность вертикально нагруженного фундамента для условия Б может быть определена по формуле

$$R/A = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \text{ кПа},$$

где использованы расчетные безразмерные коэффициенты:  
– несущей способности:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \varphi';$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi',$$

где  $\delta \geq \varphi'/2$  (при шероховатой поверхности подошвы фундамента);

– наклонной плоскости подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2;$$

– формы фундамента:

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ – для прямоугольной формы;}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \text{ – для квадратной или круглой формы;}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L') \cdot \sin \varphi' \text{ – для прямоугольной формы;}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ – для квадратной или круглой формы;}$$

$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$  – для прямоугольной, квадратной или круглой формы;

– наклона нагрузки за счет горизонтальной составляющей  $H$ :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1},$$

где  $m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$ , если  $H$  действует в направлении  $B'$ ;

$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')]$ , если  $H$  действует в направлении  $L'$ .

В случаях когда горизонтальная составляющая нагрузки действует в направлении, образующем угол  $\theta$  с направлением  $L'$ ,  $m$  можно вычислять по формуле

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_b \sin^2 \theta.$$

## **6. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ СУЩЕСТВУЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ИХ РЕКОНСТРУКЦИИ И УСИЛЕНИИ**

### **6.1. Условия проектирования реконструкций и усиления**

Реконструкция и усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений производятся в случаях:

а) повышения требований к надежности и безопасности объекта;  
б) изменения функционального назначения и конструктивных свойств объекта или условий его эксплуатации в результате возникновения недопустимых деформаций и перемещений, дополнительной нагрузки, необходимости повышения несущей способности оснований и фундаментов, организации защитных мероприятий от агрессивной среды, техногенных и природных виброгеодинамических воздействий и т. п.;

в) повышения экономичности сооружения за счет снижения затрат на его эксплуатацию посредством улучшения его эксплуатационных характеристик;

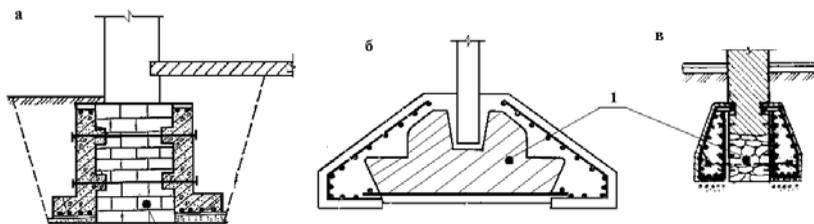
г) выполнения требований по охране природной среды.

К наиболее распространенным случаям необходимости реконструкции фундаментов можно отнести: увеличение нагрузки на существующие фундаменты в результате надстройки здания или установки более тяжелого оборудования, дополнительные воздействия на существующие фундаменты от строящихся по соседству зданий и ухудшение свойств (деформативности, прочности) грунтов в результате неблагоприятных условий эксплуатации.

Реконструкцию оснований и фундаментов рекомендуется выполнять следующими методами (рис. 6.1):

- повышением прочности грунтов основания;
- изменением условий передачи давления на основание за счет уширения и заглубления подошвы фундамента или его пересадки на дополнительные опоры: сваи, оболочки и др.;
- возвращением фундамента в проектное положение;
- повышением прочности материала фундамента посредством укрепления его тела обоями, инъекцией и др.

Традиционное усиление фундаментов



Усиления с использованием современных технологий и оборудования

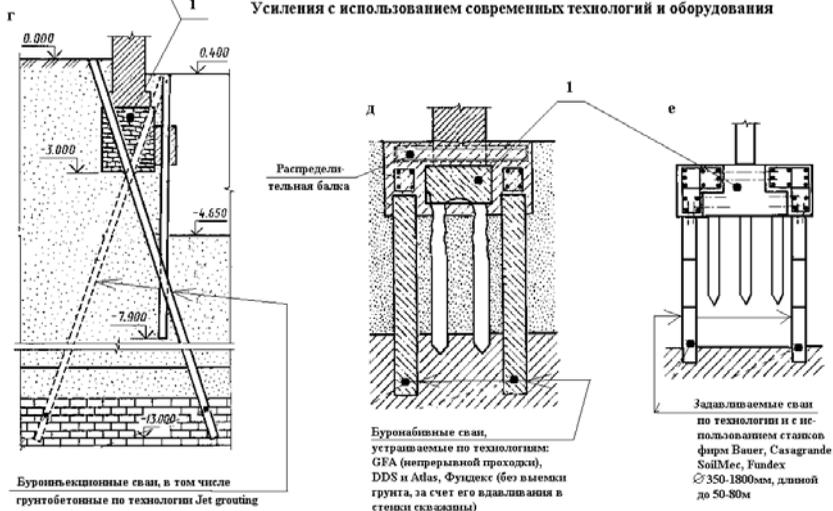


Рис. 6.1. Пример усиления фундаментов существующих зданий традиционными (а–в) и новыми (г–е) способами с использованием современных технологий, оборудования и материалов: 1 – существующий усиливаемый фундамент а – увеличение площади подошвы кирпичного или бетонного ленточного фундамента железобетонной обоймой; б – расширение опорной площади и усиление отдельно стоящего столбчатого фундамента; в – уширение ленточного фундамента жесткими железобетонными банкетками; г – усиления основания и фундаментов буройнъекционными сваями; д, е – усиление свайных фундаментов с помощью выносных свай, с использованием распределительных балок для ленточного фундамента (д) или нового ростверка для столбчатого фундамента (е)

Проектирование реконструкции оснований и фундаментов (расчет и конструирование) осуществляется согласно требованиям норм СНБ5.01.01–99, П11–2001 к СНБ5.01.01–99, СНБ5.03.01–2002 и с учетом следующих требований:

- дополнительные осадки не должны превышать 30–40 % их предельно допустимых значений, принимаемых для нового строительства;
- возможности изменения характеристик, прочности и деформативности грунта, водонепроницаемости, прочности и деформативности материала фундаментов и изменения инженерно-геологических условий строительства во времени;
- влияния деформаций основания реконструируемого объекта на основания соседних существующих сооружений;
- разработки мероприятий по защите сооружений, технике безопасности и способам визуального и инструментального наблюдения за зданием и усиливаемыми конструкциями (мониторинг) в процессе проведения работ и по их окончании (в случае необходимости).

Основания реконструируемых зданий так же, как и новых, следует рассчитывать по двум группам предельных состояний: несущей способности и деформациям по разделам 2 и 3 настоящих МУ, но с учетом изменения свойств грунтов под фундаментами как в сторону улучшения за счет многолетнего уплотнения дополнительной нагрузкой от здания, так и ухудшения за счет неблагоприятных условий их эксплуатации. В связи с этим реконструкция фундаментов без дополнительных инженерных изысканий и обследования не допускается. Изыскания и обследование существующих фундаментов позволяют установить фактическую величину их несущей способности по сравнению с проектной.

Проектирование реконструируемых оснований и фундаментов осуществляется в следующей последовательности: детальная оценка основания и фундаментов по материалам изысканий и обследования, разработка конструктивной схемы сооружения (жесткая или упругая), определение действующих и дополнительных нагрузок в соответствии с требованиями норм, расчет усиления фундаментов и разработка проекта реконструкции (при необходимости).

Расчет основания производится с учетом его дополнительного уплотнения в период эксплуатации здания из условия

$$p_{\text{ф.пр}} \leq R_{\text{уп}},$$

где  $p_{\text{ф.пр}}$  – фактическое давление под подошвой фундамента после реконструкции;

$R_{уп}$  – расчетное сопротивление основания с учетом уплотнения при эксплуатации здания.

Расчетное сопротивление грунта основания, уплотненного длительно действующей нагрузкой от существующего сооружения, допускается определять по формуле ТКП45-5.01-67–2007:

$$R_{уп} = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

где все обозначения соответствуют формуле (2.2) для определения значения  $R$  грунта до реконструкции основания, за исключением характеристик  $\varphi_{II}$ ,  $c_{II}$ ,  $\gamma_{II}$ ,  $\gamma'_{II}$ .

Для существующих зданий и сооружений III и II уровней ответственности (при обосновании) значения угла внутреннего трения  $\varphi$ , удельного сцепления  $c$  и модуля деформации  $E$  для ненарушенных грунтов основания, находящихся под длительной нагрузкой от них, допускается определять по формулам:

$$\varphi_{II} = K_\varphi \varphi_0,$$

$$c_{II} = K_c c_0,$$

$$E = K_E E_0,$$

где  $\varphi_0$ ,  $\varphi_{II}$  – расчетный угол внутреннего трения грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, градус;

$c_0$ ,  $c_{II}$  – расчетное удельное сцепление грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;

$E$ ,  $E_0$  – модуль деформации грунта ниже подошвы фундамента на глубину до 1 м соответственно до его загрузки и на момент реконструкции (обследования) существующего сооружения, МПа;

$K_\varphi$ ,  $K_c$ ,  $K_E$  – коэффициенты приращения значений  $\varphi_0$ ,  $c_0$ ,  $E_0$  грунтов Республики Беларусь средней прочности от их длительного уплотнения весом существующего сооружения, принимаемые по табл. 6.1.

Таблица 6.1

Коэффициенты приращения  $K_\phi$ ,  $K_c$ ,  $K_E$  исходных значений  $\phi_0$ ,  $c_0$ ,  $E_0$  грунтов средней прочности на глубину до 1 м ниже подошвы фундамента шириной 1 м от длительного уплотнения их весом существующих сооружений

Тип грунта основания	Значения коэффициентов $K_\phi$ , $K_c$ , $K_E$ при расчетном давлении на грунт $p_0 = 0,3$ МПа, длительно действующем в течение														
	1 года			3 лет			5 лет			20 лет			40 лет и более		
	$K_\phi$	$K_c$	$K_E$	$K_\phi$	$K_c$	$K_E$	$K_\phi$	$K_c$	$K_E$	$K_\phi$	$K_c$	$K_E$	$K_\phi$	$K_c$	$K_E$
Лессовые супеси, суглинки (неводонасыщенные, при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 0,75$ и показателе текучести $0 \leq I_L \leq 0,75$ )	1	1,2	1	1	1,4	1,2	1	1,45	1,25	1	1,5	1,3	1	1,5	1,3
Моренные супеси, суглинки (неводонасыщенные, при коэффициенте пористости $0,3 \leq e \leq 0,5$ и показателе текучести $0 \leq I_L \leq 0,75$ )	1	1	1	1	1,2	1,25	1	1,25	1,30	1	1,30	1,35	1	1,40	1,5
Пески средней прочности (независимо от влажности, при коэффициенте пористости $0,5 \leq e \leq 0,75$ ):															
крупные, средней крупности	1	1,12	1,25	1,06	1,15	1,3	1,07	1,15	1,30	1,07	1,30	1,35	1,08	1,40	1,40
мелкие	1	1,14	1,30	1,10	1,20	1,35	1,11	1,25	1,35	1,12	1,40	1,40	1,12	1,50	1,50
пылеватые	1	1,20	1,35	1,13	1,25	1,40	1,14	1,30	1,40	1,15	1,70	1,50	1,15	1,80	1,60

*Примечание.* При расчетном давлении на грунт  $p_0 < 0,3$  МПа значения коэффициентов  $K_c$  и  $K_E$  умножаются на 1,07, при  $p_0 > 0,3$  МПа и ширине фундаментов  $b$  от 3 до 5 м – умножаются на 1,1, а при  $b$  от 5 до 10 м – на 1,2. При одновременном применении поправки на давление и ширину фундамента эти коэффициенты следует перемножить.

## **6.2. Конструктивные решения по усилению фундаментов и упрочнению грунтов оснований**

Как говорилось в 6.1, необходимость усиления и реконструкции оснований и фундаментов возникает тогда, когда грунты перегружены. Для этих целей применяются как традиционные способы усиления, связанные с откопкой существующих фундаментов и их уширением, пересадкой на сваи или закреплением грунтов основания, так и предложенные в последнее время новые методы усиления оснований и фундаментов с использованием современных материалов и технологий, описанных в нормативно-технической литературе [6, 11–14 и др.]. Применение тех или иных методов связано с конкретными задачами по реконструкции зданий и сооружений и зависит от инженерно-геологических и гидрогеологических условий в пятне застройки.

Ниже в качестве примера даны наиболее распространенные случаи реконструкции оснований, фундаментов и необходимые для этого геотехнические мероприятия.

### **Вариант 1**

В результате установки в цехе нового технологического оборудования и более мощного крана нагрузка на фундаменты увеличилась на 40 %. Требуется усилить фундаменты или упрочнить под ними грунты.

### **Вариант 2**

В связи с наличием под угловой частью цеха насыпного рыхлого грунта произошла недопустимая осадка фундамента колонны. Требуется упрочнить грунт основания с возвращением (подъемом) фундамента и колонны в проектное положение.

### **Вариант 3**

К бытовым помещениям цеха необходимо пристроить подземное строение глубиной 3,5 м с размерами в плане 18 × 30 м.

### **Вариант 4**

Внутри цеха необходимо устроить подвальное помещение размерами в плане 12 × 18 м и глубиной заложения на отметке – 4,0 м. По технологическим соображениям оно должно находиться в угловой части цеха, в непосредственной близости от существующих фундаментов. В перекрытии этот подвал имеет проемы для монтажа и демонтажа оборудования.

## Вариант 5

При проходке коллектора возле многоэтажного жилого дома требуется устроить ограждающие стены в виде козловых систем из буроинъекционных свай.

В первом варианте реконструкции существующие столбчатые фундаменты можно усилить за счет уширения их подошвы по рис. 6.1 или усиления их буроинъекционными сваями. Размеры уширения, количество, длину и поперечное сечение свай нужно подобрать путем расчета, учитывая всю дополнительную нагрузку. Необходимая для этого несущая способность усиления будет зависеть от конкретных геологических условий. Выбор проектного решения усиления фундаментов должен производиться на основе технико-экономического сравнения вариантов.

В случае применения буроинъекционных свай в теле усиленного фундамента с помощью твердосплавных сверл с алмазными коронками высверливаются отверстия (см. рис. 6.1, *з*). Их диаметры должны быть больше, чем у скважин, как минимум на 10 мм. Сваи могут устраиваться вертикальными или наклонными исходя из габаритов существующих фундаментов и используемых, буровых станков.

Прочность тела фундамента нужно проверить по новой схеме передачи нагрузки на грунт и на сваи. Сами сваи следует рассчитать по прочности их стволов на сжатие или сжатие с изгибом.

Другим решением задачи в обоих вариантах реконструкции может быть один из возможных способов закрепления грунта под фундаментами. Целесообразно принять закрепление грунта цементацией, например по технологии Jet grouting. В этом случае путем расчета следует определить размеры (глубину и ширину) упрочненного массива под подошвой существующего фундамента.

В третьем, четвертом и пятом вариантах реконструкции ограждение котлованов рекомендуется выполнить в виде траншейных или свайных стен [14] с соблюдением необходимых мер по обеспечению водонепроницаемости. При близком наличии водоупора стены следует заглублять в этот слой не менее чем на метр. При отсутствии естественного водоупора может быть предусмотрено создание искусственного водоупорного слоя за счет инъекционного закрепления природного песка, достаточного для восприятия взвешивающего давления воды. Ограждающие стены должны быть проверены на опрокидывание от действия бокового давления грунте в состоянии

покоя и гидростатического давления воды. В случае недостаточной устойчивости свободстоящих заземленных в грунте стен нужно предусмотреть распорные системы или анкерные крепления.

В качестве альтернативных решений для трех последних вариантов реконструкции рекомендуется нагельное крепление ограждающих стен котлованов или крепление в виде ростверка с козловой системой из вертикальных и наклонных буроинъекционных свай. При этом предполагается выполнение временного водопонижения на период производства работ по устройству подземных помещений. После устройства ограждений в виде нагельных креплений вертикальных стен котлована или в виде козловой системы производится устройство стен подземных (заглубленных) помещений бетонированием или кладкой бетонных блоков с обеспечением необходимой гидроизоляции.

Расчетом должна быть проверена устойчивость козловой системы на воздействие опрокидывающего момента от бокового давления грунта в состоянии покоя. Наклонные сваи в целях унификации проектируются с отклонением от вертикали на  $30^\circ$ . При наличии опрокидывающего момента статическим расчетом следует определить усилия вдавливания в вертикальных сваях и выдергивающие усилия – в наклонных. Вертикальные сваи нужно рассчитать по прочности их стволов на сжатие, наклонные анкерные сваи – на растяжение. Кроме этого должна быть определена несущая способность свай по грунту.

С учетом инъекционной опрессовки грунта расчетные сопротивления под нижними концами буроинъекционных свай рекомендуется принимать, как для забивных, по П4–2000 к СНБ5.01.01–99 (см. прил. К). На границах пластов могут устраиваться локальные уширения (рис. 6.2). Проектирование и изготовление буроинъекционных свай производится по [6].

Расчет козловой система в качестве ограждения котлована (см. рис. 6.2) сводится к определению давления грунта в состоянии покоя на глубине  $(H + 1)$  м, т. е. примерно на 1 м ниже уровня пола подвала (дна котлована):

$$\sigma_0 = \gamma \cdot (1 - \sin \psi)(H + 1).$$

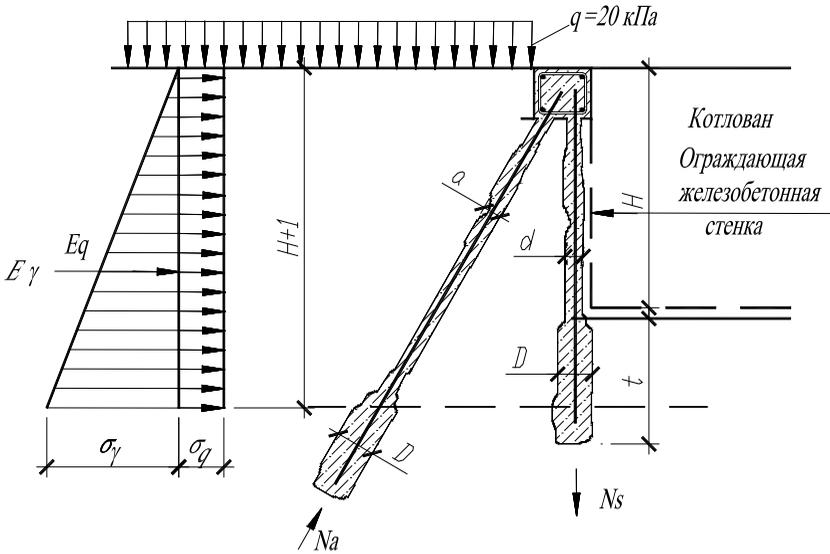


Рис. 6.2. Расчетная схема козловой системы ограждения котлована

Это давление полностью воспринимается козловой системой из свай. При этом вертикальные сваи работают на сжатие, а наклонные анкерные – на выдергивание. Расчет устойчивости производится на восприятие вертикальной буроинъекционной свай сжимающего усилия  $N_s$  и опрокидывающего момента  $M$ , кН·м, на 1 метр ограждения от бокового давления грунта в состоянии покоя и пригрузки на поверхности в 20 кПа от веса механизмов (боковое давление от пригрузки –  $q = 20(1 - \sin\varphi)$ , кПа, на глубине  $(H + 1)$  м) по формулам

$$N_s = \frac{M}{(H+1)\text{tg}30} = \frac{M}{0,577(H+1)}, \text{ êÍ,}$$

$$M = 20 \cdot (H+1)^2 (1 - \sin\varphi) \cdot 1 \cdot 0,5 + \gamma \cdot (1 - \sin\varphi) \cdot 0,5 \cdot (H+1)^2 \cdot 1 \cdot \frac{1}{3}.$$

Выдергивающее усилие на один метр ряда наклонных свай  $N_a$  определяется по формуле

$$N_a = \frac{M}{(H+1)\sin 30} = \frac{M}{(H+1)0,5}, \text{ êÍ.}$$

Чтобы грунт между сваями не высыпался за счет арочного эффекта, расстояние между вертикальными сваями рекомендуется назначать равным 0,6 м. Тогда усилие на одну сжимаемую сваю составит  $0,6N_s$ , кН.

К усилиям в вертикальных сваях должен добавляться их собственный вес и вес ростверка с защитной бетонной стенкой, которая крепится к ним с лицевой стороны.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений: СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 1999. – 37 с.
2. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67–2007. – Минск: Минстройархитектуры, 2008. – 136 с.
3. Проектирование забивных и набивных свай по результатам зондирования грунтов: пособие П2–2000 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2001. – 26с.
4. Проектирование забивных свай: пособие П4-2000 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2001. – 72 с.
5. Геотехнические реконструкции оснований и фундаментов зданий и сооружений: пособие П11–2001 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2002. – 124 с.
6. Проектирование и устройство буронабивных свай: пособие П13–2001 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2002. – 46 с.
7. Проектирование и устройство свайных и траншейных стен: пособие П14–2001 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2002. – 64 с.
8. Проектирование и устройство буроинъекционных анкеров и свай: пособие П18–2004 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2005. – 83 с.
9. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным оснований: пособие П19–2004 к СНБ 5.01.01–99. – Минск: Минстройархитектуры, 2005. – 92 с.
10. Инженерные изыскания в строительстве: СНБ 1.02.01–96. – Минск: Минстройархитектуры, 1996. – 110 с.
11. Строительная климатология: СНБ 2.04.02–2000. – Минск: Минстройархитектуры, 2001. – 37 с.
12. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Минск: Минстройархитектуры, 2003. – 144 с.
13. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07–85. – М.: Стройиздат, 1986. – 37с.
14. Методические указания к курсовому проектированию по дисциплине «Механика грунтов, основания и фундаменты» для студентов специальности 29.03 «Промышленное и гражданское строительство» / сост.: Н.Д. Банников, М.И. Никитенко, Л.Д. Шайтаров. – Минск: БПИ, 1995.

15. Веселов, В.А. Проектирование оснований и фундаментов / В.А. Веселов. – М.: Стройиздат, 1990. – 215 с.

16. Гаевой, А.Ф. Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные здания / А.Ф. Гаевой, С.А. Усик. – Л.: Стройиздат, 1987.

17. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов [и др.]; под ред. С.Б. Ухова. – 3-е изд., испр. – М: Выш. шк., 2004. – 566 с.

18. Мангушев, Р.А. Прикладные аспекты автоматизации проектирования фундаментов / Р.А. Мангушев, Е.Б. Любимов. – СПб.: СПбГАСУ, 1993. – 159 с.

19. Соболевский, Ю.А. Механика грунтов / Ю.А. Соболевский. – Минск: Выш. школа, 1986.

20. Трофименков, Ю.Г. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. / Ю.Г. Трофименков, А.А. Ободовский. – М.:Стройиздат. – 240 с.

21. Цытович, Н.А. Механика грунтов: краткий курс / Н.А. Цытович. – М.: Стройиздат, 1983. – 275 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение А

#### Варианты заданий для выполнения курсового проекта

Номер задания	Расчетные сечения фундаментов для зданий					Нормативная глубина промерзания грунта, м
	1 – промышленное здание	2– производственное здание	3– административно-производственное здание	4– сборочный цех	5– фабричный корпус	
1	2-2 6-6	1-1 3-3	2-2 4-4	1-1 2-2	4-4 6-6	0,9
2	1-1 3-3	2-2 3-3	3-3 6-6	1-1 6-6	6-6 1-1	1,4
3	2-2 4-4	1-1 5-5	1-1 2-2	4-4 6-6	4-4 5-5	1,3
4	1-1 2-2	4-4 6-6	1-1 6-6	4-4 5-5	3-3 5-5	1,35
5	4-4 3-3	1-1 2-2	2-2 3-3	1-1 4-4	1-1 5-5	1,35
6	1-1 6-6	5-5 2-2	4-4 5-5	3-3 5-5	3-3 6-6	1,45
7	4-4 5-5	1-1 6-6	3-3 5-5	1-1 3-3	1-1 2-2	1,2
8	1-1 4-4	6-6 2-2	5-5 2-2	6-6 2-2	2-2 4-4	1,1
9	4-4 6-6	5-5 6-6	1-1 3-3	5-5 2-2	3-3 2-2	1,8
10	1-1 5-5	3-3 6-6	1-1 4-4	3-3 6-6	5-5 2-2	1,0

**Приложение Б**

**Экспликация объектов и их характеристики  
для заданий приложения А**

**Приложение В**  
**Классификационные свойства грунтов по СТБ 943–2007**

Таблица В1

Наименование песков по плотности в зависимости  
от коэффициента пористости

Виды песков	Плотность сложения песков		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Пески гравелистые, крупные и средние	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Пески мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пески пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблица В2

Наименование грунтов по содержанию глинистых частиц  
и по числу пластичности

Наименование грунтов	Содержание глинистых частиц (диаметром меньше 0,005 мм), % по весу	Число пластичности
Глина	Больше 30	Более 17,0
Суглинок	30–10	17,0–7,0
Супесь	10–3	7,0–1,0
Песок	Меньше 3	Меньше 1,0

*Примечание.* Если в грунте пылеватых частиц содержится больше, чем песчаных, то к наименованию грунта прибавляется слово *пылеватый*.

Таблица В3

Наименование глинистых грунтов по показателю текучести

Наименование грунтов	Показатель текучести $I_L$
Супеси:	
твердые	$I_L \leq 0$
пластичные	$0 < I_L \leq 1,0$
текучие	$I_L > 1,0$
Суглинки и глины:	
твердые	$I_L \leq 0$
полутвердые	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$
мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1,0$
текучие	$I_L > 1,0$

**Приложение Г**

**Глубина заложения подошвы плитных фундаментов  
отапливаемых сооружений по условию недопущения  
морозного пучения грунтов по СНБ 5.01.01–99**

Глубина заложения фундаментов для наружных стен  
отапливаемых сооружений по условиям морозного пучения  
грунтов (СНБ 5.01.01–99, таблица 5.4)

Виды грунтов под подошвой фунда- мента и их характеристики	Глубина заложения фундаментов в зависимости от расчетной глубины промерзания грунта $d_f$	
	не зависит от $d_f$	не менее $d_f$
	Глубина расположения уровня подземных вод ( $z$ ), м, относительно расчетной глубины промерзания грунта $d_f$	
Скальные, крупнообломочные с песчаным заполнителем, пески гравелистые, крупные и средней крупности Пески мелкие и пылеватые, круп- нообломочные с глинистым запол- нителем в количестве не более 30 % по массе	Независимо от расположения уровня подземных вод ( $z$ )	
супеси	$z \geq 1,0$	$z < 1,0$
суглинки	$z \geq 1,5$	$z < 1,5$
$I_p \leq 12$	$z \geq 2,0$	$z < 2,0$
$I_p > 12$	$z \geq 2,5$	$z < 2,5$
Глины	$z \geq 3,0$	$z < 3,0$
$I_p \leq 28$		

*Примечание.* В случаях когда глубина заложения фундаментов не зави-  
сит от расчетной глубины промерзания ( $d_f$ ), соответствующие грунты  
должны залегать на глубину не менее нормативной глубины промерзания,  
в проекте должны быть предусмотрены, а при строительстве реализованы  
мероприятия, исключающие подъем уровня подземных вод.

**Приложение Д**

**Коэффициент влияния теплового режима здания  $K_h$   
на промерзание грунтов около фундаментов  
его наружных стен по ТКП 45-5.01-67-2007**

Значения коэффициента  $K_h$ , учитывающего влияние  
теплового режима сооружения

Особенности сооружения	Коэффициент $K_h$ при расчетной суточной температуре воздуха ( $^{\circ}\text{C}$ ) в помещении, примыкающем к наружным фундаментам					
	-5	0	5	10	15	20 и более
Без подвала, с полами устраиваемыми на грунте	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
Без подвала, с полами устраиваемыми на лагах по грунту	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
Без подвала, с полами устраиваемыми по утепленному цокольному перекрытию	1,0	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
С подвалом или техническим подпольем	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

*Примечания.*

1. Приведенные в таблице значения коэффициента  $K_h$  относятся к фундаментам, у которых расстояние от внешней грани стены до края фундамента  $d_f < 0,5$ ; если  $d_f \geq 1,5$  м, значение коэффициента  $K_h$  повышается на 0,1, но не более чем до значения  $K_h = 1$ ; при промежуточном размере  $d_f$  значение коэффициента  $K_h$  определяется по интерполяции.

2. К помещениям, примыкающим к наружным фундаментам, относятся подвалы и технические подполья, а при их отсутствии – помещения первого этажа.

3. При промежуточных значениях температуры воздуха коэффициент  $K_h$  принимается с округлением до ближайшего меньшего значения указанного в таблице.

**Приложение Е**

**Значения коэффициентов условий работы  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$   
для расчета  $R$  по ТКП 45-5.01-67-2007**

Значения коэффициентов условий работы  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$   
(СНБ 5.01.01-99, таблица В1)

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и песчаные грунты, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Пылевато-глинистые грунты, а также крупно-обломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
	1,2	1,0	1,1
	1,1	1,0	1,0
	1,1	1,0	1,0

*Примечания.*

1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в т. ч. за счет применения мероприятий, указанных в 8.9 СНБ 5.01.01-99.

2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  принимается равным единице.

3. При промежуточных значениях  $L/H$  коэффициент  $\gamma_{c2}$  определяется методом интерполяции.

**Приложение Ж**

**Значения коэффициентов  $M_\gamma, M_q, M_c$  для расчета  $R$   
по ТКП 45-5.01-67-2007**

Значения коэффициентов  $M_\gamma, M_q, M_c$  (СНБ 5.01.01-99, таблица В2)

Угол внутреннего трения $\varphi''$ , градус	Значения коэффициентов			Угол внутреннего трения $\varphi''$ , градус	Значения коэффициентов		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0,00	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

**Приложение И**

**Коэффициент затухания напряжений по глубине основания  
под подошвой фундамента  $\alpha$  по ТКП 45-5.01-67-2000**

$\xi = 2z/b$	Прямоугольные фундаменты с соотношением сторон $\eta = l/b$						Ленточные фундаменты при $\eta \geq 10$
	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,4	0,800	0,848	0,866	0,675	0,879	0,881	0,881
0,6	0,606	0,688	0,717	0,740	0,749	0,754	0,755
0,8	0,449	0,532	0,570	0,612	0,630	0,639	0,642
1,0	0,336	0,414	0,463	0,505	0,529	0,545	0,550
1,2	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
1,4	0,201	0,260	0,304	0,350	0,383	0,410	0,420
1,6	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
1,8	0,130	0,173	0,209	0,250	0,285	0,320	0,337
2,0	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
2,2	0,091	0,122	0,150	0,165	0,218	0,256	0,280
2,4	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
2,6	0,066	0,091	0,112	0,141	0,170	0,206	0,239
2,8	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
3,0	0,051	0,070	0,087	0,1100	0,136	0,172	0,206
3,2	0,045	0,062	0,077	0,098	0,122	0,158	0,196
3,4	0,040	0,055	0,069	0,088	0,110	0,144	0,184
3,6	0,036	0,049	0,062	0,060	0,100	0,133	0,175
3,8	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
4,0	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
4,2	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
4,4	0,024	0,034	0,042	0,055	0,070	0,098	0,144
4,6	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
4,8	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
5,0	0,019	0,026	0,033	0,044	0,056	0,079	0,126
5,5	0,017	0,023	0,029	0,040	0,050	0,071	0,114
6,0	0,015	0,020	0,026	0,034	0,044	0,060	0,104

*Примечание.* Для промежуточных значений  $\xi$  и  $\eta$  величина коэффициента  $\alpha$  определяется по интерполяции.

## Приложение К

Значения  $R$  под острием забивных свай (по табл. 6.1 пособия П4–2000 к СНБ 5.01.01–99)

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

*Примечание.* В случае, когда значения  $R$  выражены дробью, числитель относится к пескам, а знаменатель – к глинам.

Приложение Л

Значения  $R_{fi}$  на боковой поверхности забивных свай (табл. 6.2 пособия П4–2000 к СНБ 5.01.01–99)

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

*Примечания*

1. Для плотных песчаных грунтов значение  $R_{fi}$  увеличивают на 30 %.
2. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом пористости  $e < 0,6$  следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице, при любых значениях показателя текучести.

## Приложение М

### Характеристики оборудования для погружения свай

Тип молота	Марка модели	Вес ударной части $G$	Энергия удара $\mathcal{E}$ , кДж	Число ударов в минуту	Общий вес молота, кН
Трубчатый дизель-молот	С-859	18,0	32,0	–	35,0
	С-949	25,0	43,5	43	58,0
	С-954	35,0	61,0	–	73,0
	С-974	50,0	90,0	55	90,0

### Расчетная высота падения ударной части молота $H_p$ , м

Тип молота	Высота $H_p$ , м для свай	
	вертикальных	с наклоном не менее 3:1
Подвесной или одиночного действия	$H_p = H_m$	$H_p = 0,8H_m$
Дизельный или двойного действия	$H_p = \mathcal{E}/G$	$H_p = 0,8\mathcal{E}/G$

*Примечание*

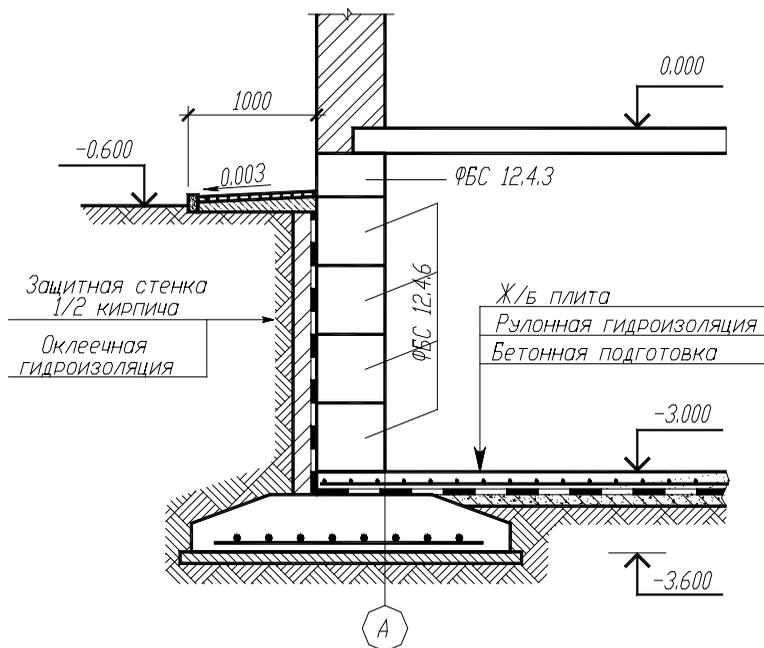
$H_m$  – фактическая величина хода ударной части молота, м;

$\mathcal{E}$  – энергия удара молота, кДж (принимается по паспорту);

$G$  – вес ударной части молота, кН.

## Приложение Н

### Пример гидроизоляции подвального помещения



Учебное издание

## МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Методические указания  
к выполнению курсового проекта  
для студентов строительных специальностей  
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»,  
1-70 02 02 «Экспертиза и управление недвижимостью»

С о с т а в и т е л и :  
БАННИКОВ Сергей Николаевич  
БОЙКО Игорь Леонидович  
ИГНАТОВ Сергей Владимирович и др.

Редактор Т.Н. Микулик  
Компьютерная верстка Д.А. Исаева

---

Подписано в печать 29.09.2011.

Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная.

Отпечатано на ризографе. Гарнитура Таймс.

Усл. печ. л. 3,95. Уч.-изд. л. 3,09. Тираж 300. Заказ 749.

---

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Белорусский национальный технический университет.

ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009.

Проспект Независимости, 65. 220013, Минск.