

Министерство образования и науки, молодежи и спорта

Украины



**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

Направление подготовки 6.060101

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**к выполнению курсового проекта
«ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ »**

Харьков 2013

Министерство образования и науки, молодежи и спорта Украины

**ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

Направление подготовки 6.060101

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**к выполнению курсового проекта
«ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ»
для иностранных студентов**

Утверждено на заседании
кафедры геотехники
и подземных сооружений.
Протокол № 6 от 05.02.2013г.

Харьков 2013

Методические указания к выполнению курсового проекта «Основания и фундаменты промышленного здания» для иностранных студентов направления подготовки 6.060101 «Промышленное и гражданское строительство» / Составители: О.В. Кичаева, И.В. Храпатова. – Харьков: ХНУСА, 2013. – 63 с.

Рецензент А.В. Самородов

Кафедра геотехники и подземных сооружений

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Затраты на устройство фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий строительной площадки, размеров и массы сооружения в среднем составляют 10% от общих затрат на строительство, в неблагоприятных условиях доля затрат может возрастать до 30% и более.

Надежность фундаментов зависит от многих факторов, прежде всего, от качества исходных данных (инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий), принципиальной особенности проектного решения, правильности выполненных расчетов оснований и конструкций, применяемой технологии строительства, качества реализации проектных решений на стройплощадке.

Геотехника является сложнейшей областью строительства, поскольку надежность фундамента во многом определяет долговечность зданий, нормальные условия их эксплуатации. Вместе с тем мировая статистика 80% всех аварийных ситуаций связывает с недостатками и ошибками при проектировании, строительстве и эксплуатации оснований и фундаментов. Следствием нарушения нормальной работы оснований и фундаментов является развитие недопустимых деформаций или потеря устойчивости сооружения. Затраты на устранение данных негативных явлений сопоставимы с начальной стоимостью строительства.

Таким образом, знание дисциплин, входящих в понятие «геотехника»: инженерной геологии, механики грунтов, основания и фундаменты является важнейшей частью подготовки инженера-строителя.

Дисциплина «Основания и фундаменты» входит в перечень учебных программ подготовки бакалавров по направлению «Строительство».

Фундаменты, являющиеся обязательной частью любого здания и большинства сооружений, значительно отличаются по своей работе от остальных строительных конструкций. Их основная задача – обеспечить передачу нагрузки от сооружения на грунты основания, которые в большинстве случаев являются слабым природным материалом по сравнению с материалом конструкций здания. Под воздействием нагрузок грунт в основном работает на сжатие и на сдвиг, что приводит к деформациям оснований и осадкам зданий.

В целом задача проектирования во многом состоит в «приспособлении» сооружения к геологическим условиям площадки строительства и в комплексном рассмотрении системы «основание – фундамент – сооружение».

В основу проектирования оснований и фундаментов заложены следующие принципы:

- проектирование оснований сооружений по предельным состояниям;
- учет совместной работы «основание – фундамент – сооружение»;
- комплексный учет факторов при выборе типа фундаментов, несущего и подстилающего слоев, а именно: инженерно-геологических условий площадки строительства, особенностей сооружения и чувствительности его несущих конструкций к неравномерным осадкам, а также методов выполнения работ по подготовке оснований и устройству фундаментов.

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Основанием называется напластование грунтов, воспринимающее давление от сооружения. Основания подразделяются на **естественные** и **искусственные** (улучшенные), в том числе техногенные.

Естественное основание – это природный грунт, на котором возможно устройство фундаментов без проведения каких-либо мероприятий по улучшению свойств грунта. Слой грунта, залегающий непосредственно под подошвой фундамента, называется **несущим**, остальные, расположенные ниже несущего слоя, – **подстилающими**.

Искусственные основания выполняются заменой естественного грунта или посредством улучшения его свойств.

Фундаментом называется заглубленная в грунт конструкция, передающая нагрузки и воздействия от здания (сооружения) на основание.

В строительстве применяют фундаменты нескольких типов:

1) **фундаменты на естественном основании (мелкого заложения)**, возводимые в открытых котлованах, глубина которых обычно не превышает 3 ...4 м. Они передают нагрузку от надземной части сооружения через **подошву** (нижнюю опорную часть фундамента). К ним относятся **ленточные** фундаменты под несущие стены и ряды колонн, **столбчатые** фундаменты под пилоны и колонны; сплошные плиты – под всю площадь сооружения или его часть;

2) **свайные** фундаменты, посредством которых нагрузка от сооружений передаётся на слои относительно глубоко залегающих грунтов, зачастую обладающие лучшими свойствами, чем покровные отложения. **Свая** – это вертикальный или наклонный стержень различного сечения по размеру и форме, различной длины, выполняемый из дерева, бетона, железобетона, металла. Если свая опирается на малодеформируемый грунт (скалу), то её называют **свайстойкой**. Если свая имеет вертикальные перемещения под действием нагрузки от сооружения, то она носит название **висячей**. Обычно сваи объединят в группы посредством особой балочной системы, которая называется **ростверком**.

3) **фундаменты глубокого заложения** (столбы, плиты), которые позволяют передавать нагрузки на плотные слои грунтов, скалу на глубине несколько десятков метров в сложных инженерно-геологических условиях. Такие фундаменты передают значительные вертикальные нагрузки и служат опорой под уникальные сооружения: высотные здания, атомные реакторы, доменные печи, зерновые элеваторы, насосные станции, опоры мостов, станции метро.

Геотехника – это область знаний, в сферу которой входят различные технические дисциплины, связанные с использованием грунтов в качестве основания сооружений; среды, вмещающей сооружения; материала, из которого возводятся сооружения; технологией производства работ. Фундаментостроение является одним из разделов геотехники.

Геотехнический мониторинг - это система слежения за изменяющимися от строительных воздействий параметрами геологической среды (оснований зданий).

Вариантное проектирование – это процесс, предваряющий стадию рабочего проектирования, включающий в себя учет многих факторов, влияющих на выбор и устройство типа и конструкций фундаментов и выбор оптимального решения оснований и фундаментов для данного конкретного случая.

Данная работа призвана научить студентов проектированию оснований и фундаментов сооружения.

ПОЯСНЕНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и чертежей.

Исходными данными для проектирования служат: инженерно-геологические условия строительной площадки; наименование, план здания; абсолютные отметки устьев скважин; сечения несущих элементов и нагрузки на них.

Проектирование оснований и фундаментов состоит из следующих этапов:

- составление характеристики здания;
- сбор и оценка нагрузок;
- анализ инженерно-геологических условий;
- определение глубины заложения фундамента и выбор типа фундамента;
- расчет оснований по II группе предельных оснований (обязательно) и по I группе в случае необходимости;
- расчет конструкций фундаментов по I группе предельных состояний;
- планирование мероприятий по проведению работ и сохранению или улучшению свойств грунтов оснований.

Студент должен выполнить расчет двух вариантов фундаментов:

- фундамента на естественном основании (мелкого заложения);
- свайного фундамента;
- выполнить технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов и принять обоснованное решение об окончательном устройстве того или иного типа фундаментов.

Расчетно-пояснительная записка включает в себя все необходимые расчеты и эскизы и состоит из 25 – 30 страниц формата А4. Чертеж включает в себя: схему расположения фундаментов здания, опалубочные и арматурные чертежи двух вариантов фундаментов (план, разрез), арматурные изделия, схему расположения скважин, инженерно-геологический разрез с размещенными на нем вариантами фундаментов, спецификации, примечания. Чертеж к курсовому проекту – 1 лист формата А1.

1 ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Для того, чтобы проанализировать инженерно-геологические условия той или иной площадки, выбранной под строительство, следует определить полное наименование вида грунтов, их физические характеристики, состав и состояние.

По результатам инженерно-геологических исследований опытным путем определяют плотность грунтов ρ – отношение массы грунта (включая массу воды в его порах) к занимаемому этим грунтом объёму; плотность части грунта ρ_s – отношение массы сухого грунта (исключая массу воды в его порах) к объёму твердой его части; природную влажность w – отношение массы воды, содержащейся в грунте, к массе сухого грунта, выраженное в процентах или в долях единицы. Для пылевато-глинистых грунтов дополнительно определяют влажность на границе текучести (w_L) – влажность, при увеличении которой пылевато-глинистый грунт переходит из пластичного состояния в текучее, и влажность на границе пластичности (w_p) – влажность, при уменьшении которой грунт из пластичного состояния переходит в твердое или полутвердое.

В большинстве случаев (в практике проектирования) вместо характеристик плотности ρ и ρ_s , пользуются характеристиками грунта γ и γ_s , где $\gamma = \rho g$ – удельный вес грунта, кН/м^3 , $\gamma_s = \rho_s g$ – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ; g – ускорение свободного падения.

С помощью опытов определяют также гранулометрический (зерновой) состав грунта, выделяя в нем содержание группы (фракции) частиц, близких по размерам и свойствам. Для каждой группы определяют массу грунта в процентном ее соотношении от массы всего грунта.

Все эти характеристики служат исходными данными для определения классификационных показателей грунтов.

Эти показатели определяются вычислением.

1.1 Определение показателей для глинистых грунтов

1.1.1 Число пластичности определяется с помощью формулы

$$I_p = w_L - w_p, \quad (1.1)$$

где w_L – влажность на границе текучести;

w_p – влажность на границе раскатывания (пластичности).

Наименование пылевато-глинистого грунта по числу пластичности определяется по таблице А.1 (приложение А).

1.1.2 Показатель текучести (консистенции) определяется по формуле

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (1.2)$$

Консистенция пылевато-глинистых грунтов по I_L определяется по таблице А. 2.

1.2 Определение показателей для песчаных грунтов

1.2.1 Коэффициент пористости определяется с помощью формулы

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1. \quad (1.3)$$

Плотность сложения песков определяется по таблице А. 3.

1.2.2 Степень влажности определяется по формуле

$$S_R = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (1.4)$$

где ρ_w – плотность воды, которая принимается равной 10 кН/м^3 .

Наименование песчаного грунта по степени влажности определяется по таблице А.4.

Результаты расчета сводим в таблицу 1.1.

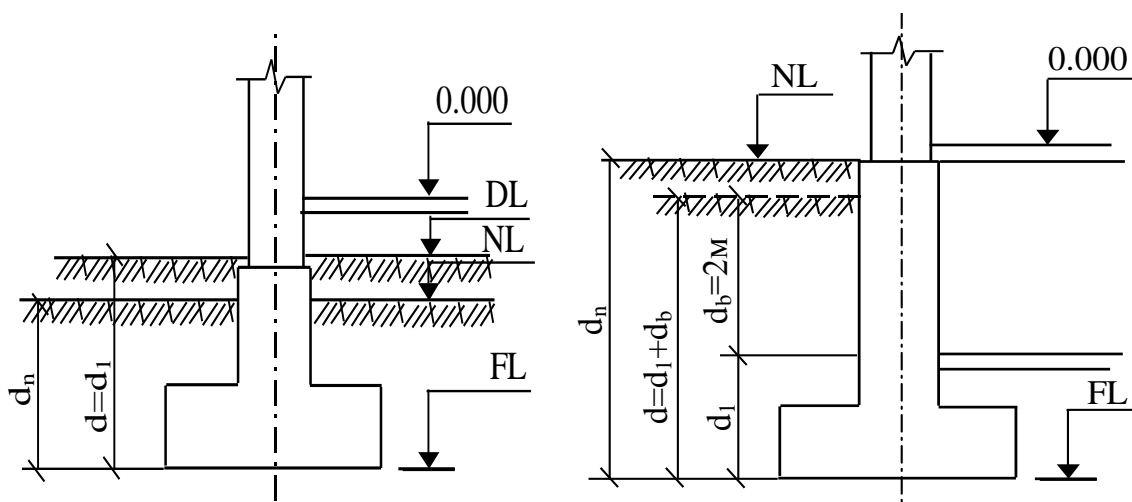
Таблица 1.1 – Характеристика грунтовых условий строительной площадки

№ слоя	e	S_r	I_p	I_L	Характеристика грунтов
1					
2					
...					
n					

2 ВЫБОР ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ, СООРУЖАЕМЫХ В ОТКРЫТОМ КОТЛОВАНЕ

Глубина заложения фундамента – это расстояние от поверхности планировки до подошвы фундамента. При наличии подвала глубину заложения фундамента определяют с учетом расстояния от пола подвала до его подошвы (рис. 2.1).

Глубина заложения фундаментов назначается в результате совместного рассмотрения инженерно-геологических условий строительной площадки, конструктивных и эксплуатационных особенностей зданий и сооружений, величины и характера нагрузок на основание, глубины заложения фундаментов смежных объектов и прокладки инженерных коммуникаций.



– бесподвальное здание; – здание, имеющее подвал
 DL – отметка планировки подсыпкой (срезкой); NL – отметка планировки природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента

Рисунок 2.1 – Глубина заложения подошвы фундамента

Конструктивные особенности зданий влияют на назначение глубины следующим образом:

- минимальная глубина заложения ленточных фундаментов стен в зданиях с подвалом и в заглубленных сооружениях принимается на 0,5 м ниже отметки пола;

- минимальная глубина заложения фундаментов монолитных железобетонных колонн принимается 0,5 – 2,0 м от уровня планировки, пола первого этажа или подвала (от нижней отметки) в зависимости от нагрузки и размеров поперечного сечения;

- минимальная глубина заложения фундаментов сборных железобетонных колонн сплошного сечения принимается 0,9 – 1,25 м, а решетчатых – 1,65 – 2,0 м;

- минимальная глубина заложения стальных колонн принимается 1,15 – 2,8 м;

- фундаменты, примыкающие друг к другу, закладываются на одной отметке.

По инженерно-геологическим условиям глубина заложения фундаментов назначается в соответствии с особенностями напластования и свойствами отдельных пластов грунта строительной площадки, глубиной сезонного промерзания и оттаивания грунтов, уровнем подземных вод и его колебанием, рельефом строительной площадки.

Инженерно-геологические условия влияют на назначение глубины заложения следующим образом:

- не могут служить несущими илы или глинистые грунты текучей консистенции, сильнозаторфованные или торфы, насыпные слабозаторфованные и рыхлые пески, - эти грунты должны быть пройдены фундаментами, заменены на лучшие или улучшены;

- нежелательно, чтобы в толще основания фундамента находились неустойчивые и сильнодеформируемые грунты (скальные сильновыветрелые или неводостойкие, просадочные, заторфованные, набухающие, усадочные, мерзлые и др.). Если эти грунты расположены неглубоко (под подошвой фундамента) и мощность их невелика (1 – 3 м), то желательна их замена на грунт с лучшими строительными свойствами, или улучшение их свойств, или проходка фундаментами. При большой мощности такие грунты используют в качестве оснований с соблюдением специальных требований при проектировании и строительстве.

Не рекомендуется оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины (0,5 – 1 м), если строительные свойства этого слоя значительно хуже свойств слоя подстилающего.

Подземные воды не оказывают непосредственного влияния на глубину заложения фундаментов. Однако, заложения фундаментов ниже уровня подземных вод следует избегать, так как потребуются организация водоотлива в период разработки котлована и крепление его стенок. Согласно требованиям, в зданиях с подвалами и подземными помещениями уровень пола должен быть на 0,5 – 1 м выше уровня подземных вод.

Глубина заложения фундаментов из условия промерзания грунтов назначается в зависимости от их вида, состояния, начальной влажности и уровня подземных вод в период промерзания. При промерзании грунты увеличиваются в объеме, в них развиваются силы пучения, которые в отдельных грунтах могут превысить давления по подошве фундамента и быть причиной деформаций зданий и сооружений.

Во всех случаях при назначении глубины заложения следует предусматривать заглубление фундамента ниже кровли несущего слоя на 0,2 – 0,5 м. Таким образом, глубина заложения фундамента принимается максимальной из возможных вариантов заложения.

Максимальную глубину котлованов рекомендуется назначать 6 ... 7 м, более глубокие котлованы обычно экономически нецелесообразны.

2.1 Определение глубины заложения фундамента колонны

2.1.1 В здании без подвала глубина заложения фундамента определяется от поверхности природного рельефа, которая в данном случае совпадает с условной отметкой 0,000 (рис. 2.1).

2.1.2 Поскольку здание отапливается, то глубина заложения фундамента под колонны среднего ряда не зависит от глубины промерзания грунта, а под колонны крайнего ряда – зависит.

3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ (НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ)

После определения глубины заложения подошвы фундамента приступают к определению его основных размеров. В условиях нормальной эксплуатации зданий напряжения от внешней нагрузки под подошвой фундамента не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания R . Расчетное сопротивление основания R определяется с использованием расчетных характеристик грунтов основания и наряду с условиями работы грунтов основания учитывает и особенности проектируемых зданий и сооружений, их конструктивную схему и жесткость, перераспределение опорных реакций от неравномерных осадок, наличие заглубленных помещений, подвалов.

Прямого способа оценки конструктивных особенностей зданий и сооружений пока нет, поэтому при определении расчетного сопротивления R они учитываются различными коэффициентами.

Выбор формы подошвы фундамента зависит в основном от очертания возводимой конструкции в плане. Подошва может быть круглой, кольцевой, многоугольной, квадратной, прямоугольной, ленточной и т.п.

Основная трудность при проектировании фундамента заключается в том, что их размеры назначают, исходя из расчетного сопротивления грунтового основания, в то время как оно является переменной величиной и, в свою очередь, зависит от размеров подошвы фундамента.

Предварительные размеры подошвы фундамента подбираются по формулам сопротивления материалов (для центрального и внецентренного сжатия от действия расчетных нагрузок) и уточняются расчетом по деформациям, а при необходимости и по устойчивости. При проектировании следует стремиться к тому, чтобы давление по подошве фундамента наиболее равномерно распределялось по всей площади. Для определения моментов вертикальные и горизонтальные силы, действующие на фундамент, переносят в плоскость его подошвы, а иногда моменты заменяют вертикальными силами, приложенными с эксцентриситетом (рис. 3.1).

Фундаменты могут иметь симметричную конструкцию относительно центральной оси, которая проходит через центр тяжести подошвы и часто совпадает с осью надземной конструкции, и несимметричную конструкцию с несимметричным уширением уступов и осью, не совпадающей с центром тяжести подошвы.

Размеры подошвы симметричных фундамента определяют в зависимости от положения равнодействующих нагрузок относительно оси фундамента. Если равнодействующая проходит через центральную ось, то эпюру давлений условно принимают прямоугольной; если находится в пределах ядра сечения подошвы фундамента – трапецеидальной; если совпадает с контуром ядра сечения – треугольной; если выходит из ядра сечения – двузначной треугольной.

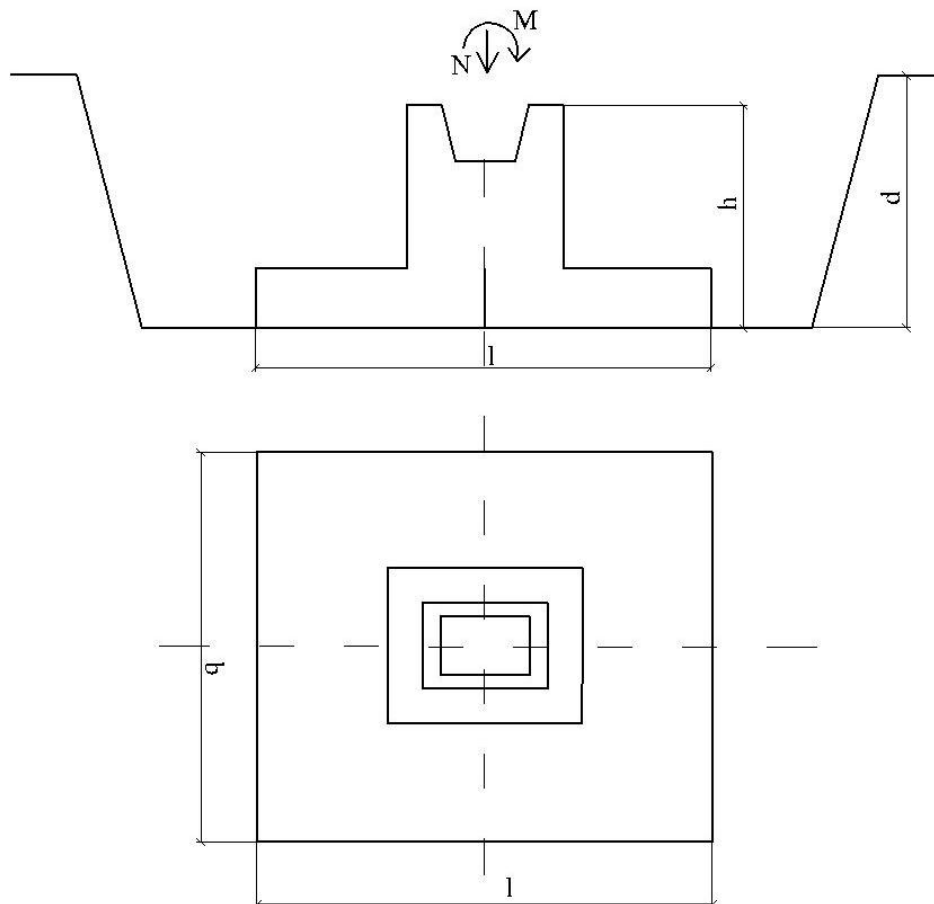


Рисунок 3.1 – Фундамент на естественном основании

Размеры подошвы внецентренно нагруженных фундаментов предварительно подбирают, приняв, что действует центрально приложенная нагрузка. Затем уточняется размер расчетом на внецентренную нагрузку. Если наибольшее давление у края фундамента не будет превышать $1,2R$ ($1,5R$), при эксцентриситетах у прямоугольных фундаментов $e \geq 0,033b$, то это условие будет соблюдено, поэтому достаточно ограничиться одним расчетом.

Если полученные в результате решения размеры подошвы фундамента окажутся намного меньше или намного больше сечения надземной конструкции, следует изменить глубину заложения (принять другой рабочий слой) или выбрать другой тип фундамента или основания.

Окончательные размеры подошвы фундамента назначаются после расчета величины осадок s , которые не должны превышать допустимые величины s_d .

3.1 Определение размеров подошвы фундаментов

Фундамент проектируем железобетонный жесткий.

Примерное соотношение размеров подошвы фундамента примем $\eta = \frac{l}{b} = 1,4$, тогда ширина подошвы фундамента будет составлять, м:

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{\text{м}} \cdot d - q)}}, \quad (3.1)$$

$$l = 1,4b. \quad (3.2)$$

где N – нагрузка, МН (принимаем большее значение из двух сочетаний),
 $\gamma_{\text{м}}$ – осредненное значение удельных весов фундамента, грунта и пола, расположенных над подошвой фундамента, принимается равным 20 кН/м^3 ,

d – глубина заложения, м;

b и l – ширина и длина подошвы фундамента;

q – нагрузка на пол, для промзданий – 20 кН/м^2 ;

R – расчетное сопротивление грунта на глубине заложения d , кПа.

3.1.1 Вначале примем R_0 по таблице Б. 3 (приложение Б).

3.1.2 Находим b_0 по формуле (2.1) с учетом R_0 .

3.1.3 Определяем расчетное сопротивление R_1 по формуле (2.3), кПа:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}], \quad (3.3)$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаются по таблице Б.4 (приложение Б),

$k = k_z = 1$ – расчетные коэффициенты;

d_b – глубина подвала;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод принимается с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad (3.4)$$

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

$$\gamma'_{\text{II}} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d}. \quad (3.5)$$

Для φ_2 находим коэффициенты M_{γ} , M_q и M_c по таблице Б. 5.

d_1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле (Е.2) [1], м;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа.

3.1.4 Уточняем значение b_1 при R_1 .

3.1.5 Находим R_2 и b_2 .

3.1.6 Расхождение между b_2 и b_1 , R_2 и R_1 меньше 10%, поэтому принимаем: $b = b_2$ и $l = l_2 = 1,4b_2$.

3.1.7 Проверка краевых напряжений, кПа:

$$p_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{мт}} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R, \quad (3.6)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{мт}} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0, \quad (3.7)$$

где $W = \frac{b \cdot l^2}{6}$.

$$p_{\text{ср}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{мт}} \cdot d + q \leq R. \quad (3.8)$$

3.2 Определение осадки методом послойного суммирования

Условием применимости данного метода является соблюдение требования: среднее давление под подошвой фундамента $p_{\text{ср}}$ не должно превышать расчетного сопротивления R .

Определение осадки методом послойного суммирования выполняют в следующей последовательности:

3.2.1 Среднее давление под подошвой фундамента $p_{\text{ср}}$ уже известно (формула 3.6).

3.2.2 Определяем напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента, кПа:

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (3.9)$$

3.2.3 Грунтовую толщу под фундаментом делим на элементарные слои толщиной h , но не более 1 м: $h \leq 0,4b$.

3.2.4. Расстояние от подошвы фундамента до каждого из элементарных слоев составляет $z_i = n \cdot h$, где $n = 1, 2, 3$ и т.д.

3.2.5 Строим эпюру дополнительных напряжений от внешней нагрузки на глубине z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, где $p = p_{\text{ср}}$ – среднее давление под подошвой фундамента, α – коэффициент затухания напряжений в зависимости от относительной глубины $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ и соотношения сторон фундамента $\eta = l/b$. Коэффициент α определяется по таблице Б. 6. Если необходимо, то коэффициент α определяется с учетом интерполяции.

3.2.6 Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, где $k = 0,2$. В данном случае $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$, где γ_i – удельный вес i -ого слоя грунта, h_i – мощность i -ого слоя грунта.

3.2.7 Строим эпюру вертикальных напряжений от собственного веса грунта $\sigma_{z\gamma}$, снятого в котловане до уровня подошвы фундамента, на глубине z :

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0},$$

где α_k находится по таблице Б.6 и зависит от соотношений $\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$ и $\eta = l/b$,

где B_k – ширина котлована (рис. 3.2);

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта, вынутого из котлована на уровне подошвы фундамента и равное $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{gp} \cdot d_n$,

где d_n – глубина заложения фундамента относительно уровня природного рельефа.

3.2.8 Определяем общую осадку как сумму осадок отдельных элементарных слоев по формуле, м:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (3.10)$$

где β – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

E_i – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформации i -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения (модуль упругости), при отсутствии данных можно принять $E_{e,i} = 5E_i$, кПа; в данном случае средние напряжения в элементарном слое равны:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{zy,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2},$$

где $h_i = h$ – толщина элементарного слоя;

n – количество слоев в пределах сжимаемой толщи H_c .

Внимание!

1 При расчетах осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, не учитывается второе слагаемое в формуле осадки (3.10).

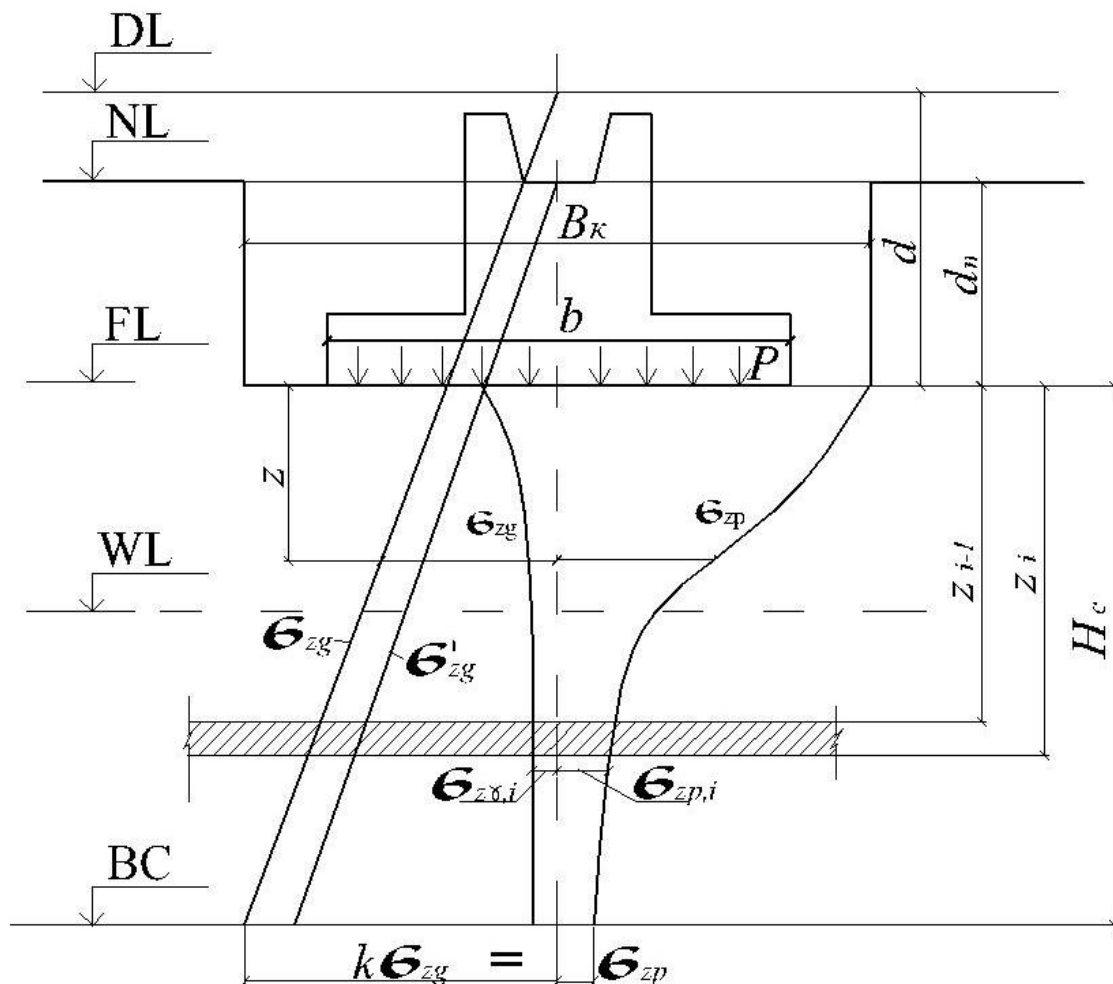
2 Если среднее давление под подошвой фундамента $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку фундамента определяем по формуле, м

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (3.11)$$

3.2.9 Сравниваем полученную осадку с предельно допустимой по нормам (приложение И [1]), которая в данном случае составляет 10 см:

$$s \leq s_u. \quad (3.12)$$

Вычисления удобнее вести в табличной форме, приведенной в таблице 3.1.



DL – отметка планировки подсыпкой (срезкой); NL – отметка планировки природного рельефа; FL – отметка подошвы фундамента; BC – сжимаемая толщина; σ_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта с учетом планировки грунта, кПа; σ'_{zg} – вертикальные напряжения от собственного веса грунта природного рельефа, кПа; σ_{zp} – вертикальные напряжения от внешней нагрузки, кПа; $\sigma_{z\gamma}$ – вертикальные напряжения от собственного веса грунта, вынутого из котлована, кПа

Рисунок 3.2 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании под фундаментом согласно модели линейно-деформируемого полупространства

Таблица 3.1 – Расчет осадки

№ слоя	Грунт	h, м	z, м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp,cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$ кПа	$\sigma_{zy,cp}$	$E_i,$ кПа	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp,i,cp} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i}$	$s_i, м$

16

$\sum s =$

4 ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ПОДСТИЛАЮЩЕГО СЛОЯ И КОРРЕКТИРОВАНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

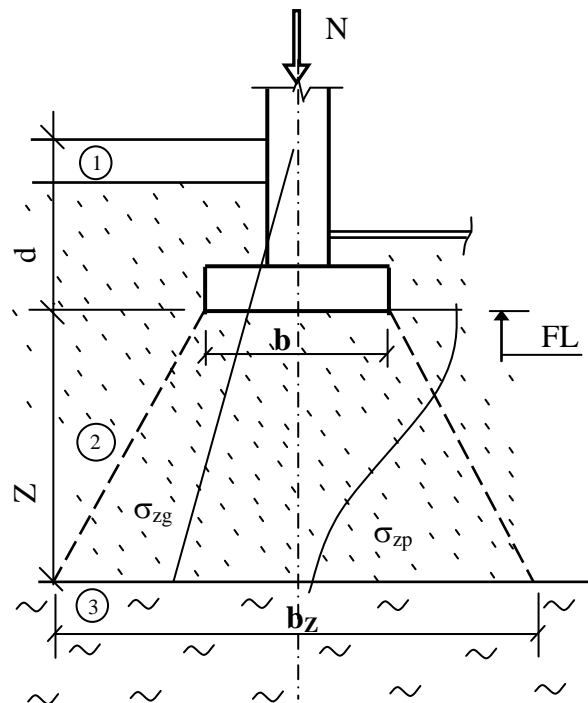
При наличии в пределах сжимаемой толщи под фундаментом слоя грунта меньшей прочности, чем вышележащих слоев, нормами [7] предусмотрена проверка давления на кровлю слабого слоя.

Если слабый слой расположен на глубине z от подошвы фундамента (рис. 4.1), то его размеры должны определяться так, чтобы обеспечивалось следующее условие:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (4.1)$$

где σ_{zp} и σ_{zg} – вертикальные напряжения в грунте на глубине z от подошвы фундамента соответственно дополнительное от нагрузки на фундамента и от собственного веса грунта, кПа;

R_z – расчетное сопротивление грунта пониженной прочности на глубине z , кПа.



1, 2 – верхние слои грунта; 2 – подстилающий слой

Рисунок 4.1 – Схема для проверки расчетного сопротивления подстилающего слоя грунта

R_z вычисляется по общей формуле (2.3) для условного фундамента шириной b_z , которая равна:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (4.2)$$

где $A_z = N/\sigma_{zp}$; $a = (l - b)/2$;

N - вертикальная нагрузка на основание от фундамента, кН;

l, b - соответственно длина и ширина подошвы фундамента, м.

Если проверку прочности подстилающего слабого слоя необходимо выполнить для ленточного фундамента, когда нагрузка N приходится на 1 м.п., то условный фундамент принимают такой же длины, как и длина проектируемого фундамента. Тогда для ленточного фундамента ширина условного фундамента будет составлять

$$b_z = N/\sigma_{zp}, \quad (4.3)$$

а для квадратного фундамента –

$$b_z = \sqrt{A_z}. \quad (4.4)$$

Если условие (4.1) не выполняется, следует увеличить размеры подошвы фундамента и снова выполнить его проверку по условию (4.1).

При очень больших размерах подошвы фундамента вариант его устройства на естественном основании становится невозможным и следует рассмотреть другие возможные варианты (фундамент на искусственном основании, свайный фундамент).

5 КОНСТРУИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

Кроме проверки фундаментов по II предельному состоянию (по деформациям), следует рассчитывать конструкцию фундаментов и по прочности (I группа предельных состояний). Этот расчет включает в себя проверку на продавливание, расчет плитной части фундамента на "обратный" момент, определение диаметра и количество арматуры, расчет прочности поперечного сечения подколонника.

Монолитные железобетонные фундаменты проектируются отдельными в виде башмаков под одну или несколько колонн и групповыми - под несколько колонн в виде одинарных или перекрестных лент и плитных фундаментов. Отдельные фундаменты следует применять при значительном расстоянии между колоннами.

Отдельные фундаменты проектируются из тяжелого бетона класса С8/10 и С12/15 согласно требованиям ДБН В.2.6-98:2009 [4]. Они состоят из плитной части ступенчатой формы, передающей нагрузку на грунт, и подколонника, который стыкуется с колонной (рис. 5.1). Конструктивное решение и размеры фундамента одинаковы для соединения его со сборными и монолитными колоннами, за исключением верхней части подколонника. При соединении фундамента со сборной колонной в верхней части подколонника устраивается стакан, размеры которого назначают в зависимости от сечения колонны. Его глубина должна быть равна большей стороне колонны (рис. 5.1, б) или быть больше ее. При соединении с монолитной железобетонной колонной ее арматура стыкуется сваркой и хомутами с выпусками арматуры (обычно длиной 30 - 40 диаметров арматуры) подколонника. Стык замоноличивается в опалубке (рис. 5.1, а).

С металлическими колоннами тело фундамента соединяется с помощью анкерных болтов, которые закладываются в подколонник и крепятся к траверсе или к закладному устройству колонны (рис. 5.2). Глубина заложения и диаметры болтов должны назначаться такими, чтобы исключить возможность разрыва подколонника растягивающими усилиями и сдвига колонны горизонтальными силами.

Основные размеры фундаментов назначаются кратными 100 мм. Верхний обрез фундамента должен быть на 150 мм ниже спланированной отметки земли, что позволяет засыпать котлован без монтажа колонн. Соотношение сторон прямоугольных фундаментов должно быть таким: $l / b = 1,2 - 1,5$. Принятые размеры фундаментов необходимо согласовывать с конструкциями и оборудованием заглубленных помещений. Размеры подколонника назначаются конструктивно в зависимости от его соединения с колонной и плитной частью фундамента (табл. 5.1).

Таблица 5.1 – Размеры подколонника, мм

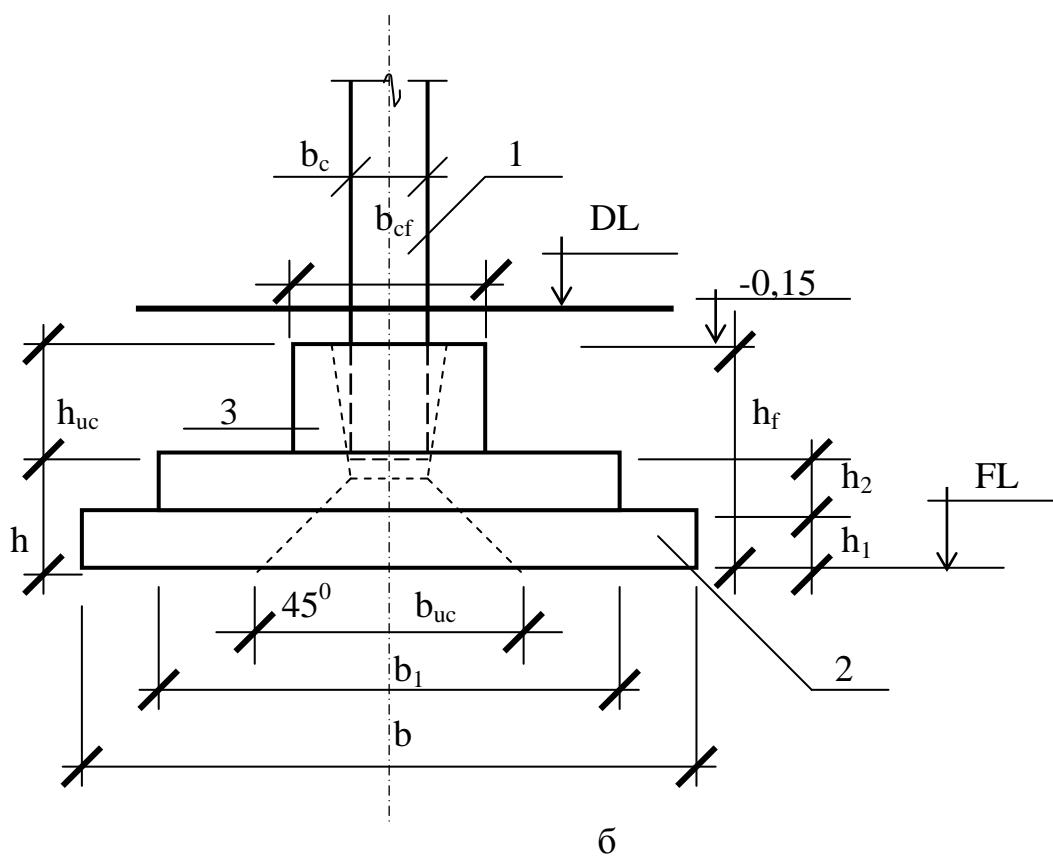
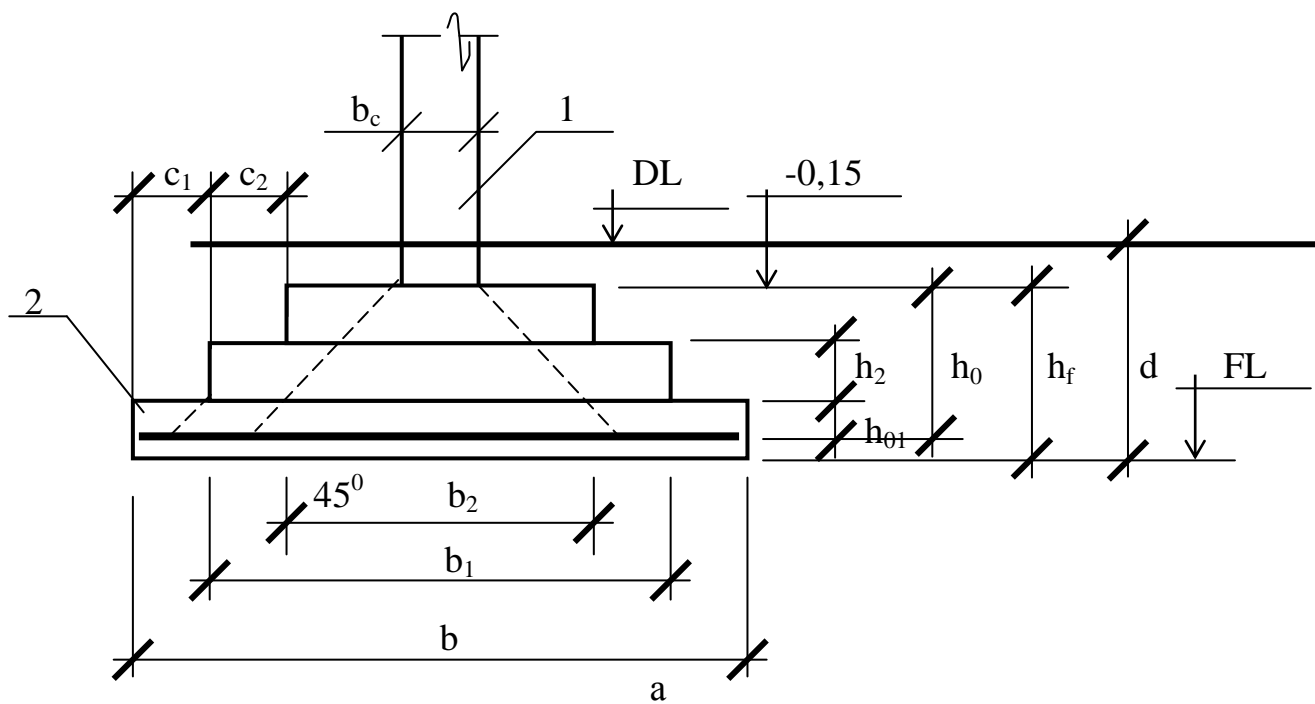
Сечение колонны	Размеры в плане	Размеры стакана	
		глубина	в плане
400 x 400	900 x 900	800	550 x 550
500 x 500	1200 x 1200	800	650 x 650
400 x 600		900	550 x 750
500 x 600		800	650 x 750
400 x 800		900	550 x 950
500 x 800	1200 x 1500	900	650 x 950

Высота плитной части фундамента и высота ступеней назначаются кратными 150 мм. Плита может иметь до трех ступеней (h_1 , h_2 и h_3), размеры которых в зависимости от ее высоты указаны в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Высота ступеней плитной части фундамента, мм

Высота плитной части h	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Выносы уступов (ступеней) назначают конструктивно. Площадь нижней части ступени должна равняться площади подошвы фундамента, подобранной по условиям прочности грунтов основания.



а – монолитное соединение фундаментной плиты с колонной;
 б – стаканное соединение; 1 – колонна; 2 – плита; 3 – подколонник
 Рисунок 5.1 – Схемы фундаментов

Определение размеров и количество уступов можно выполнить следующим образом:

5.1 Определяем примерную высоту плитной части фундамента:

$$h_{пл} = (1 - l_{подк}) / 4. \quad (5.1)$$

5.2 Определяем количество ступеней по высоте $h_{пл}$ при условии, что ступени принимаются кратными 150 мм, т.е. 300, 450, 600 мм.

6 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

Минимальная высота плитной части фундамента при соотношении сторон его подошвы $l/b = 1,2 \dots 1,5$ определяется из расчета на продавливание. При этом продавливающая сила должна быть воспринята бетонным сечением плитной части фундамента, как правило, без постановки поперечной арматуры. Следует различать две схемы расчета на продавливание в зависимости от вида сопряжения фундамента с колонной [8]:

- **первая схема** – при монолитном сопряжении колонны с фундаментом или подколонника с плитной частью фундамента при высоте подколонника $h_{cf} \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$, а также при стаканном сопряжении сборной колонны с высоким фундаментом, удовлетворяющей условию $h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c)$. В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа монолитной колонны или подколонника на действие продольной силы N и изгибающего момента M ;

- **вторая схема** – при стаканном сопряжении сборной колонны с низким фундаментом – при высоте подколонника, удовлетворяющей условию $h_{cf} - d_p < 0,5(l_{cf} - l_c)$. В данном случае фундаменты рассчитываются на продавливание колонной от дна стакана и на раскалывание от действия только продольной силы N .

Расчет на продавливание плитной части центрально- и внецентренно-нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов производится из условия:

$$F \leq f_{ctd} \cdot u_m \cdot h_0, \quad (6.1)$$

где F – расчетная продавливающая сила, кН;

f_{ctd} – расчетное значение прочности бетона на осевое растяжение, кПа;

u_m – средний периметр пирамиды продавливания, м;

h_0 – рабочая высота сечения, для которой производится расчет, м.

При определении величин u_m и F предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы (площадь сечения колонны или подколонника), а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали.

Величина продавливающей силы F принимается равной величине продольной силы N , действующей на пирамиду продавливания, за вычетом величины реактивного давления грунта, приложенного к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры).

При расчете центрально-нагруженных прямоугольных и внецентренно-нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов рассматривается условие прочности на продавливание только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания. В данном случае средний периметр продавливания u_m заменяется средним размером проверяемой грани b_m .

6.1 Расчет по первой схеме (фундамент с развитым подколонником)

6.1.1 Для нижней ступени. Продавливающая сила равна:

$$F_{np} = A_n \cdot p'_{max}, \quad (6.2)$$

при этом $p'_{max} = N^p/A + M^p/W$,

где N^p , M^p – расчетные значения продольной силы и момента соответственно.

Определяем средний размер проверяемой грани, м:

$$b_{m1} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_1 + h_{01}. \quad (6.3)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (площадь продавливания), m^2 :

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c'_1 - h_{01})^2}{2} \cdot 2. \quad (6.4)$$

Сравниваем:

$$A_1 p'_{max} \leq f_{ctd} b_{m1} h_{01}. \quad (6.5)$$

В данном случае c_1 , c_2 – консольный вылет фундаментной плиты первой и второй ступени соответственно со стороны 1; c'_1 , c'_2 – консольный вылет фундаментной плиты 1-й и 2-й ступени соответственно со стороны b.

6.1.2 Для подколонника. Средний размер проверяемой грани равен, м:

$$b_{m2} = \frac{b_{cf} + 2h_{0,pl} + b_{cf}}{2} = b_{cf} + h_{0,pl}. \quad (6.6)$$

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания равна, m^2 :

$$A_2 = b(c_1 + c_2 - h_{0,pl}) - \frac{(c'_1 + c'_2 - h_{0,pl})^2}{2} \cdot 2. \quad (6.7)$$

Сравниваем:

$$A_2 p'_{max} \leq f_{ctd} b_{m2} h_{0,pl}. \quad (6.8)$$

Схемы образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно первой схеме (рис. 6.1).

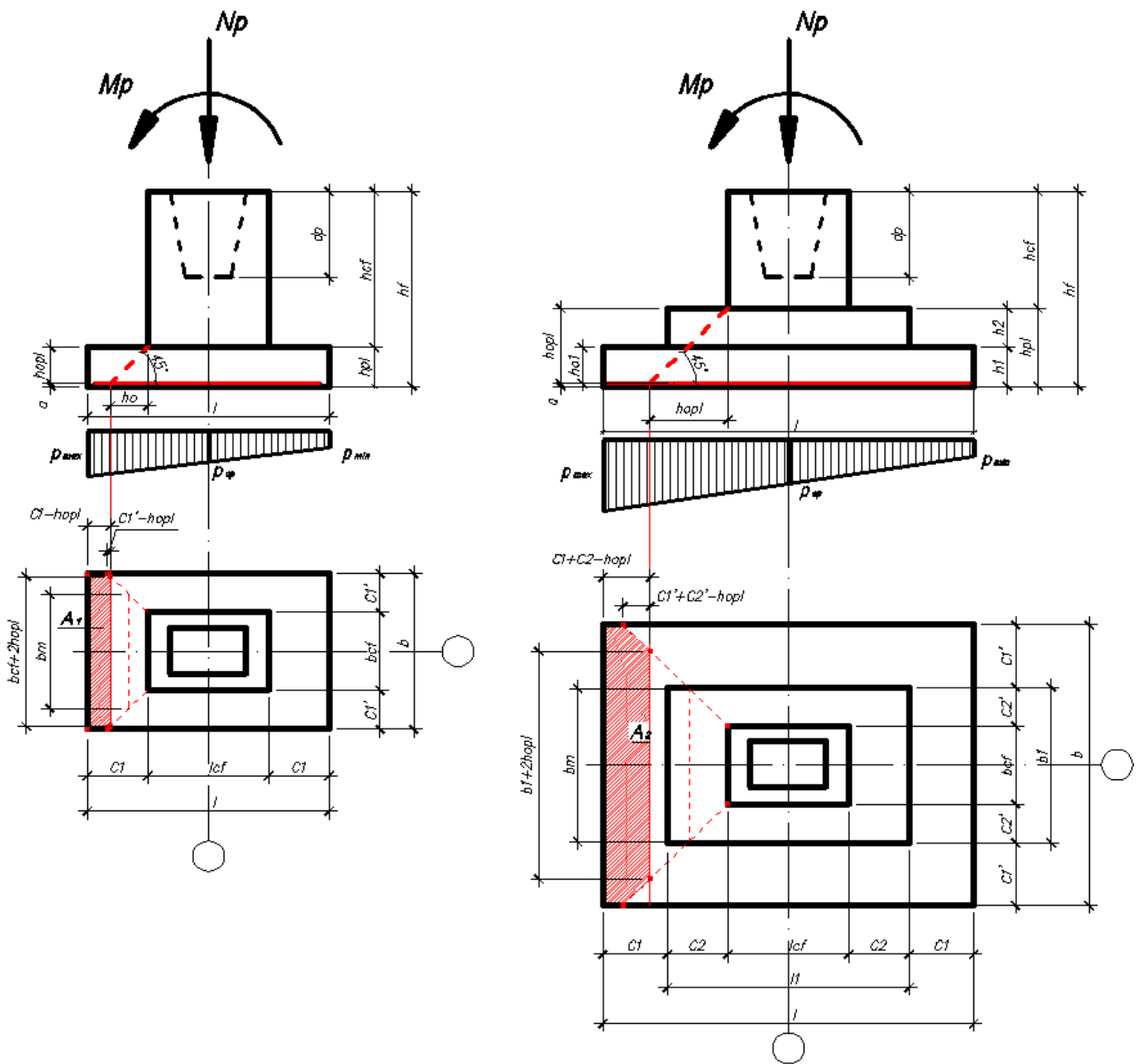


Рисунок 6.1 – Схема образования пирамиды продавливания для фундаментов с одной и двумя ступенями согласно первой схеме

6.2 Расчет по второй схеме (фундамент с развитой плитной частью)

Данный расчет выполняется в следующей последовательности.

Определяем b_m :

$$b_m = b_p + h_{0,p}, \quad (6.9)$$

где $l_p = l_c + 2 \cdot 0,05$ м, $b_p = b_c + 2 \cdot 0,05$ м – размеры по низу большей и меньшей сторон стакана;

$h_{0,p}$ – рабочая высота пирамиды продавливания от дна стакана до плоскости расположения растянутой арматуры.

Площадь, с которой собирается нагрузка для определения силы продавливания (рис. 6.2), m^2 :

$$A_0 = b \left(\frac{1}{2} - \frac{l_p}{2} - h_{0,p} \right) - 2 \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{b_p}{2} - h_{0,p} \right)^2}{2} = \dots \quad (6.10)$$

$$= 0,5b(1 - l_p - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_p - 2h_{0,p})^2$$

Сравниваем:

$$A_0 p'_{cp} \leq f_{ctd} b_m h_{0,p} \quad (6.11)$$

В данном случае $p'_{cp} = N^p/A$.

Если условие не выполняется, то увеличиваем рабочую высоту ступени (плитной части) или (и) повышаем класс бетона.

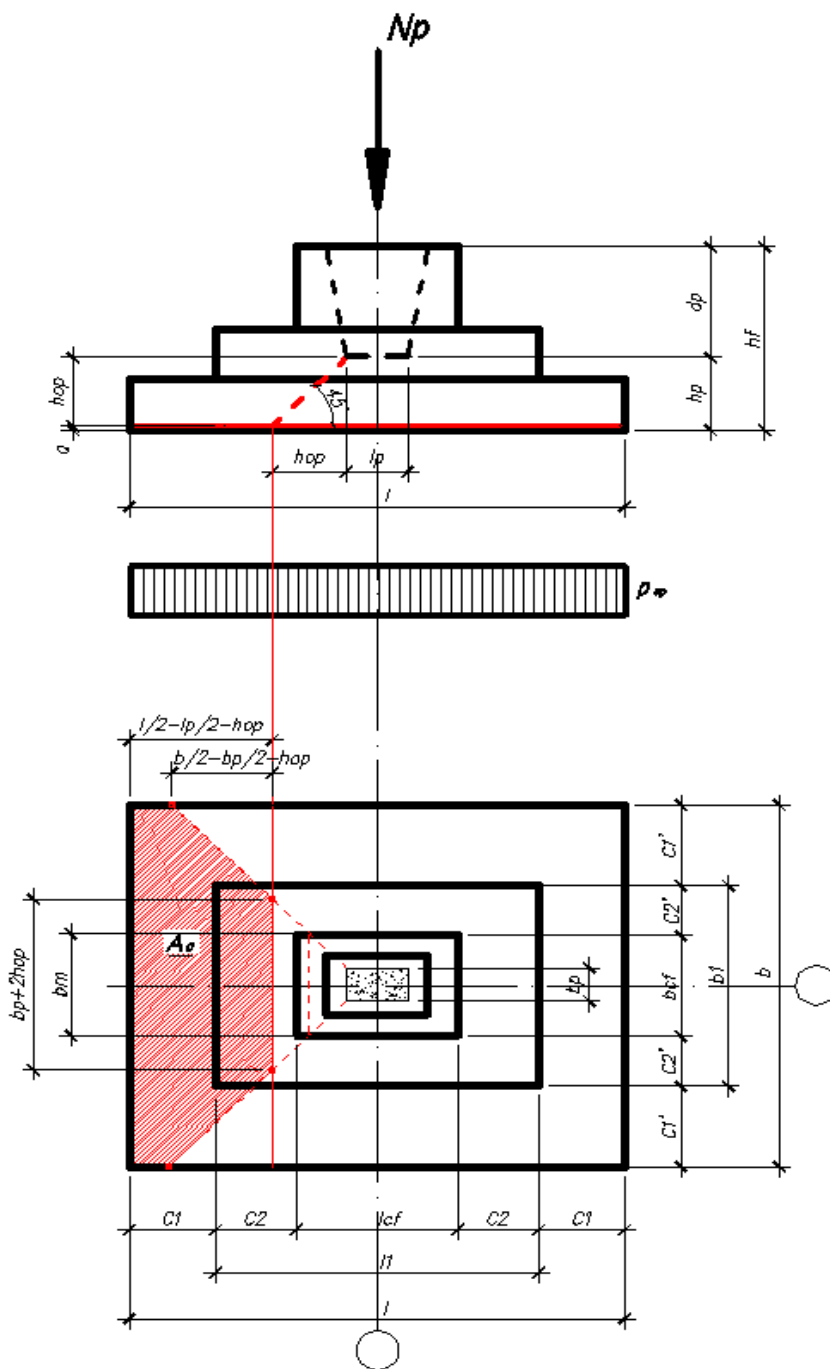


Рисунок 6.2 – Схема образования пирамиды продавливания для фундамента согласно второй схеме

7 АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

Армирование всего фундамента и его отдельных частей производится согласно требованиям ДБН В.2.6-98:2009 [4].

Армирование осуществляется по результатам расчета нормальных сечений на действие изгибающего момента у первой ступени следующим образом:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{3}, \quad (7.1)$$

где p'_{\max} – расчетное максимальное давление под подошвой фундамента;

p_{c1} – расчетное давление под подошвой фундамента в сечении I – I;

b – ширина подошвы фундамента;

c_1 – вылет первой ступени относительно подколонника (для одноступенчатого фундамента) или вылет нижней ступени относительно той, что выше (для двух и более ступеней) (см. рисунок 7.1).

Во второй ступени:

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2)^2 b}{3}, \quad (7.2)$$

где c_2 – вылет второй ступени относительно подколонника, м.

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента вычисляют следующим образом.

Для первой ступени (сечение I - I):

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_{01}f_{yd}}; \quad (7.3)$$

Для второй ступени (в подколоннике) (сечение II - II):

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}f_{yd}}, \quad (7.4)$$

где f_{yd} – расчетная прочность арматуры на границе текучести.

Процент армирования в расчетном сечении фундамента должен быть не ниже минимально допустимого процента армирования в изгибающих элементах:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\%. \quad (7.5)$$

Шаг рабочей арматуры принимают равным 100 - 200 мм. Нерабочие (конструктивные) стержни поперечной арматуры принимают сечением не менее 10% от сечения рабочей арматуры и устанавливают их с шагом 250 - 300 мм, но не более 350 мм. Высоту защитного слоя бетона устанавливают: для монолитных фундаментах – не менее 35 мм при наличии бетонной или песчано-гравийной подготовки и не менее 70 мм без нее, для сборных фундаментах - не менее 30 мм.

Армирование также нужно рассчитывать и вдоль второго направления фундамента:

$$M'_{I-I} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1')^2}{2}, \quad M'_{II-II} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2}, \quad (7.6 - 7.7)$$

где c_1' и c_2' – вылет ступеней фундамента со стороны b ;

p'_{cp} – расчетное среднее давление под подошвой фундамента.

Тогда необходимое количество арматуры для сечений III-III и IV-IV будет составлять:

$$A_{sIII} = \frac{M_{III-III}}{0,9h_{01}f_{yd}}; \quad A_{sIV} = \frac{M_{IV-IV}}{0,9h_{01}f_{yd}}. \quad (7.8 - 7.9)$$

Сечение арматурных стержней представлено в приложении Г.

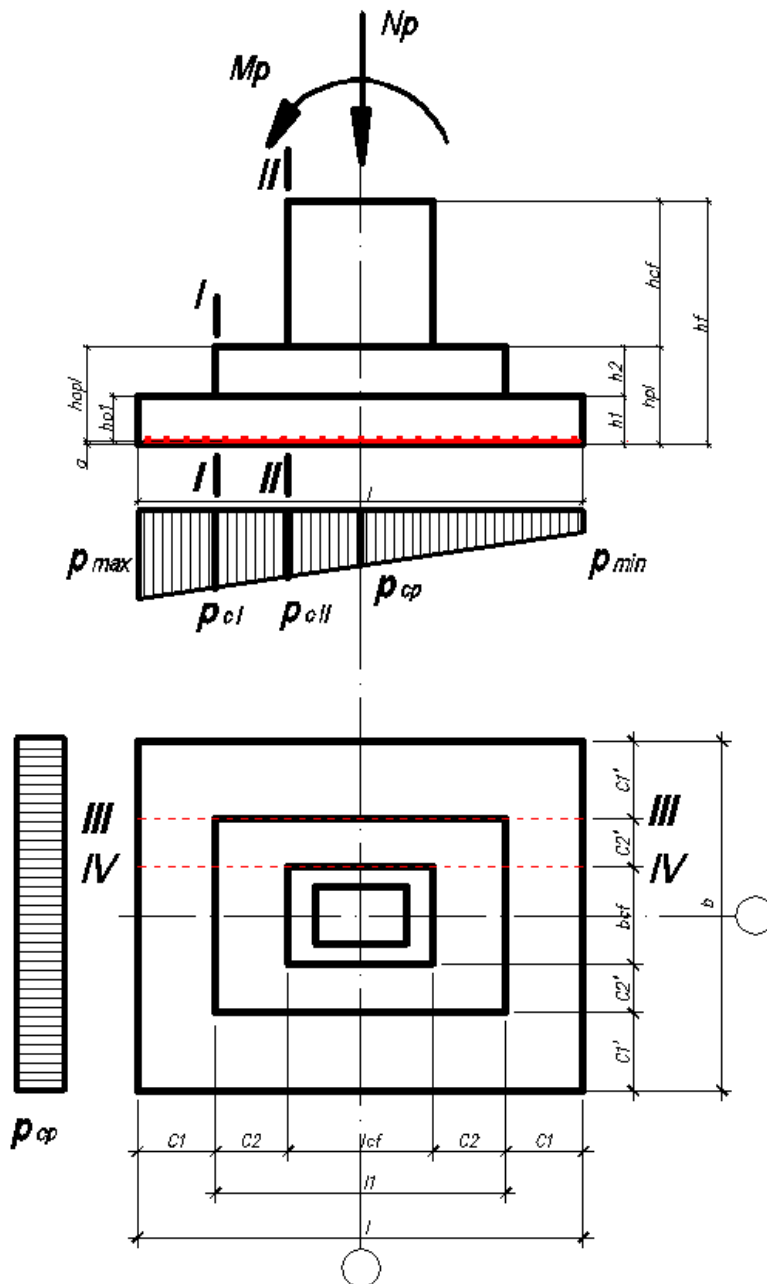


Рисунок 7.1 – Расчетная схема для определения количества арматуры

8 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Свайный фундамент – это инженерная конструкция, предназначенная для передачи нагрузки на плотные (прочные) грунты, расположенные на глубине, на которой опирание на них фундаментов мелкого или глубокого заложения нецелесообразно (неэкономично). Свайный фундамент состоит из **свай** – стержней, выполняемых из различных материалов, и **ростверка** – железобетонной плиты, распределяющей усилия от надземных конструкций на отдельные сваи.

Сваи различаются по материалу, конструкции, способу изготовления и погружения, по характеру работы и пр., а свайные фундаменты – в зависимости от конструкции ростверка.

Несущая способность сваи определяется исходя из двух условий: прочности материала сваи и грунта, воспринимающего нагрузку от сваи. При проверке прочности сваи по материалу находят непосредственно **силу расчетного сопротивления сваи по материалу F_{Rm}** . **Несущую способность сваи по грунту F_d** определяют следующими способами: расчетным, основанным на использовании табличных значений расчетных сопротивлений грунта по ДБН [2], и экспериментальными: динамическим; пробными статическими нагрузками; статическим зондированием; испытанием эталонной сваей.

Для назначения расчетной нагрузки на сваю по грунту первоначально определяют несущую способность сваи F_d , а затем, используя коэффициент надежности γ_k , находят **расчетную нагрузку**, равную $N \leq F_d/\gamma_k$ (формула 8.2).

Как правило, прочность материала сваи проверяют при опирании ее на скальные (полускальные) грунты согласно ДБН В.2.6-98:2009 [4].

Несущая способность сваи по грунту зависит от способа ее изготовления, размеров сваи, вида и состояния грунтов, окружающих сваю.

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

а) первая группа – по прочности свай и свайных ростверков; по несущей способности свай; по устойчивости оснований свайных фундаментов в целом при действии горизонтальных или выдергивающих нагрузок;

б) вторая группа – по абсолютным осадкам и неравномерностям осадок оснований свайных фундаментов; по перемещениям свай от совместного действия вертикальных, горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию и раскрытию трещин в элементах железобетонных конструкций.

По первой группе предельных состояний проверяется усилие, действующее в свае, согласно формуле (8.2), приведенной ниже.

По второй группе предельных состояний ограничиваются абсолютная осадка s и неравномерности осадок ($\Delta s/L$).

Последовательность проектирования свайных фундаментов включает в себя следующие этапы: оценку инженерно-геологических условий площадки строительства; выбор глубины заложения ростверка; назначение типа, конструкции и размеров сваи; определение несущей способности сваи; определение

приближенного веса ростверка и назначение количества (шага) свай в ростверке; конструирование ростверка; проверке усилий, передаваемых на сваи; проверке прочности ростверка; расчет осадки свайного фундамента.

8.1 Расчет свайных фундаментов по несущей способности

В данном курсовом проекте в силу особенностей инженерно-геологических условий рассматриваются только сваи трения (висячие).

Расчет выполняется соответственно требованиям [2].

8.1.1 При анализе инженерно-геологических условий выделяем слой грунта, пригодный для опирания свай. Выбираем тип, вид и способ погружения свай (в данном курсовом проекте приняты забивные призматические железобетонные сваи, способ погружения – забивка).

8.1.2 Глубина заложения подошвы ростверка – 1,2...1,6 м.

8.1.3 Определяем длину сваи, которая зависит от инженерно-геологических условий, способа сопряжения сваи с ростверком и заглубления сваи в несущий слой. В данном случае принимаем сопряжение сваи с ростверком жесткое (300 – 350 мм), заглубление сваи в несущий слой – не менее 1 м. Тогда необходимую длину сваи можно определить по следующей зависимости:

$$L_{св} = (h_1 + h_2 + \dots + h_n) - d_p + 0,35 \text{ м} + 1 \text{ м}, \quad (8.1)$$

где h_1, h_2, h_n – мощность слоев, проходимых сваями;

d_p – глубина заложения свайного ростверка, м.

После определения $L_{св}$ следует округлить данное число до ближайшего большего целого значения.

Сечение свай следует принимать в размерах: 250 x 250, 300 x 300 или 350 x 350 мм.

8.1.4 Одиночную сваю в составе фундамента и за его пределами по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия:

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (8.2)$$

где N – расчетная нагрузка, которая допускается на сваю при определении их количества в свайном фундаменте;

F_d – несущая способность сваи в зависимости от свойств грунтового основания;

γ_k – коэффициент надежности (принимается 1,4, если несущая способность сваи F_d определяется расчетом).

8.1.5 Определяем несущую способность одиночной сваи трения, предварительно разбивая грунтовую толщу по высоте свай на участки длиной не более 2,0 м (рис. 8.1):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_c \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (8.3)$$

где F_d – несущая способность одиночной сваи трения в кН;

γ_c – коэффициент условия работы сваи по грунту, принятый равным 1,0;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принятый по таблице Н.2.1 [2] или В.1;

A – площадь опирания на грунт сваи, m^2 , принятая по площади поперечного сечения сваи брутто, или по площади сваи-оболочки нетто;

u – внешний периметр поперечного сечения сваи, м;

γ_{cR} и γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности сваи, которые учитывают влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта принимаются по таблице Н.2.3 [1] или В. 3;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания по боковой поверхности сваи, кПа, которое определяется по формуле (8.2), для предварительных расчетов допускается принимать по таблице Н.2.2 [2] или В.2;

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

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1 - v_i} \operatorname{tg} \varphi_{п,i} + c_{п,i}, \quad (8.4)$$

где $\sigma_{zg,i}$ – напряжения от собственного веса грунта в середине i -го расчетного слоя грунтового основания;

v_i – коэффициент Пуассона грунта посередине i -го расчетного слоя грунтового основания, равный 0,21...0,29 – для песков, 0,3...0,37 – для супесей и суглинков и 0,4 – для глин.

Расчет свай в условиях просадочных грунтов, когда отсутствует просадка от собственного веса грунта должен учитывать, что при полном водонасыщении грунта его расчетные характеристики следует принимать при показателе текучести, определяемом по формуле:

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (8.5)$$

где e – коэффициент пористости грунта природной плотности,

γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

γ_s – удельный вес частиц грунта, кН/м^3 ;

w_L, w_p – влажность на границе текучести и раскатывания соответственно.

При $I_L < 0,4$ следует принимать $I_L = 0,4$.

При $I_L > 1$ сопротивление по боковой поверхности не учитывается.

8.1.6 Определяем необходимое количество свай в кусте:

$$n = N_d / F_d. \quad (8.6)$$

8.1.7 Конструируем ростверк, учитывая, что расстояние между осями свай принимается $(3...6)d$, а расстояние от края ростверка до оси крайней сваи – d , где d – сторона сваи. Высоту ростверка принимаем в пределах 500...600 мм.

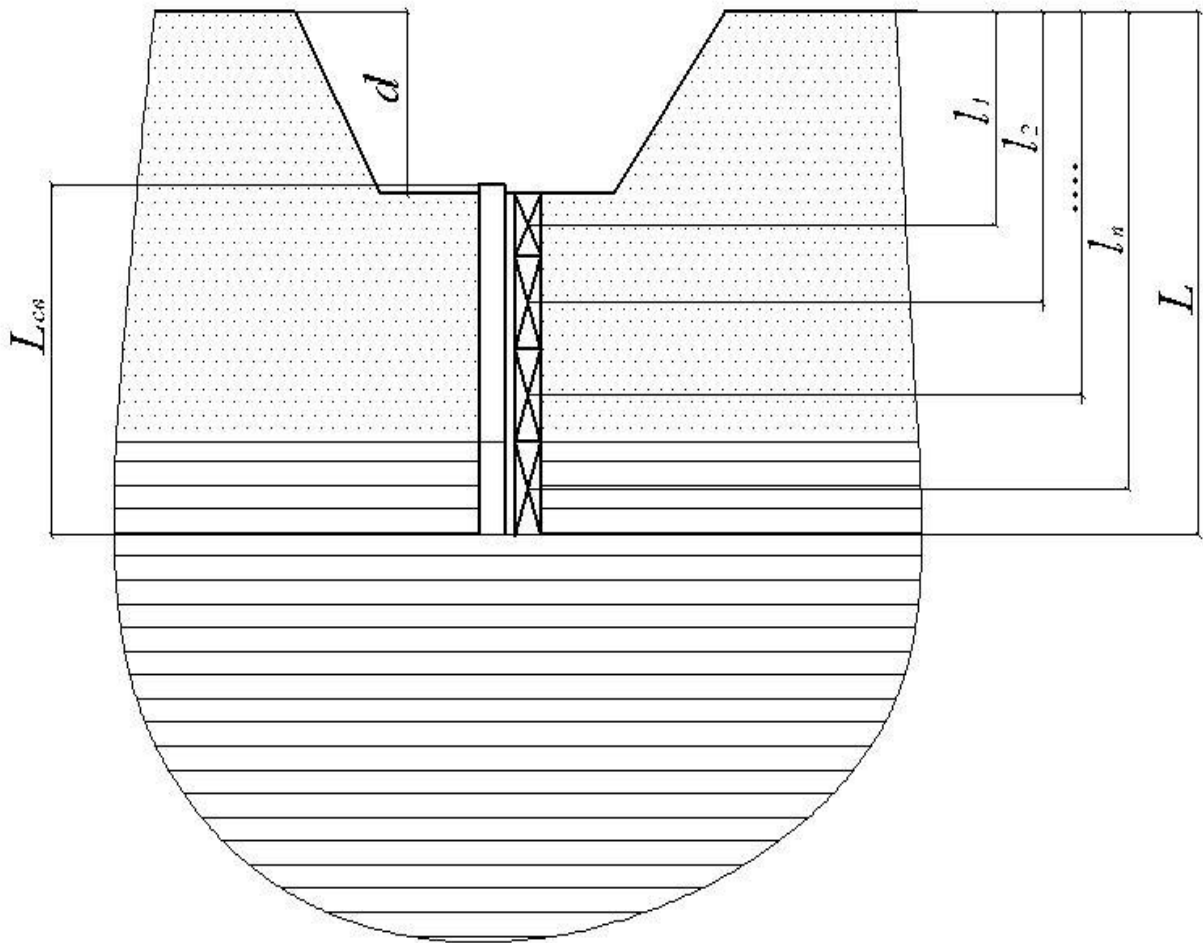
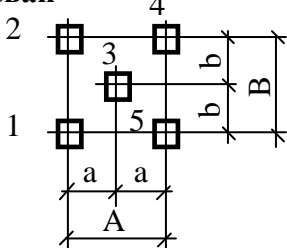
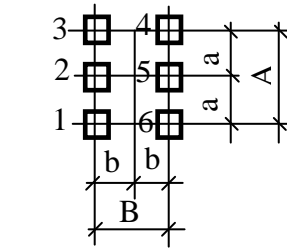
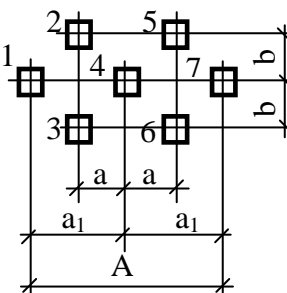
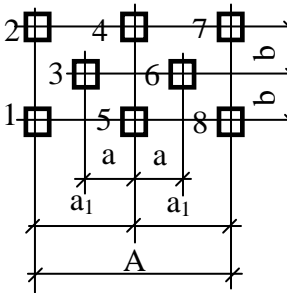
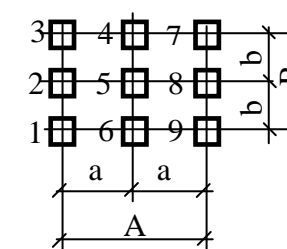


Рисунок 8.1 – Расчетная схема взаимодействия свай с грунтом

Таблица 8.1 – Параметры типовых свайных групп (кустов) из забивных свай для промышленных сооружений

Типовая схема свайного куста	Размер сечения свай, мм	Размеры, мм						
		a	a ₁	A	b	B		
1	2	3	4	5	6	7		
4 сваи 	300x300	450		900	450	900		
		600		1200				
		650		1300				
		800		1600				
	350x350	600		1200	450	900		
		750		1500				
		1050		2100				
		600		1200			600	1200
		760		1500				

Продолжение таблицы 8.1

1	2	3	4	5	6	7
5 свай 	300x300	650		1300	650	1300
		800		1600	450	900
		950		1900		
		1100		2200		
	350x350	1075		2150	625	1250
		1255		2450	625	1250
		900		1800	900	1800
6 свай 	300x300	900		1800	450	900
		1100		2200		
		1250		2500		
	350x350	1050		2100	600	1200
1200			2400			
7 свай 	300x300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350x350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
8 свай 	300x300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350x350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
9 свай 	300x300	900		1800	900	1800
		1100		2200		
		1400		2800		
		1550		3100		
	350x350	1050		2100	1050	2100
		1225		2450		
		1375		2750		
		1650		3300		

1	2	3	4	5	6	7
<p>10 свай</p>	300x300	450	1350	2700	900	1800
		500	1500	3000		
	350x350	550	1650	3300	900	1800
		600	1800	3600		

8.1.8 Так как на свайный фундамент действует не только продольная сила, но и изгибающий момент, необходимо проверить величину нагрузки, которая приходится на крайнюю сваю с учетом действия изгибающего момента.

Величина этой нагрузки определяется по формуле:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}, \quad (8.7)$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН, в которую входят: вертикальная нагрузка от вышележащих конструкций, вес ростверка, вес грунта на его обрезах и вес свай;

n – количество свай в фундаменте, шт;

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

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y , плана свай в плоскости подошвы фундамента;

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

Так как нагрузка на крайнюю сваю определяется с учетом действия момента, расчетную нагрузку принимают равную $1,2N$ (учитывается кратковременность действия момента).

8.1.9 Выполняем проверку:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k}. \quad (8.8)$$

8.2 Расчет свайных фундаментов по деформациям

Данный расчет выполняется как для условного фундамента на естественном основании.

8.2.1 Определяем контуры условного фундамента (рис. 11.2). Границы условного фундамента следующий:

- снизу – ограничены плоскостью АБ;
- с боков – ограничены вертикальными плоскостями АВ и БГ, отстоящими от наружных граней крайних рядов вертикальных свай на расстоянии $htg\alpha$, но не более $2d$ в случаях, когда под нижними концами свай залегают пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$;
- сверху – ограничены поверхностью планировки ВГ.

Определяем осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, прорезываемых свай:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (8.9)$$

где h_i – толщина i -го слоя, соприкасающегося с боковой поверхностью свай.

8.2.2 Определяем осредненное значение угла внутреннего трения грунтов, градусов:

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mt}}{4}. \quad (8.10)$$

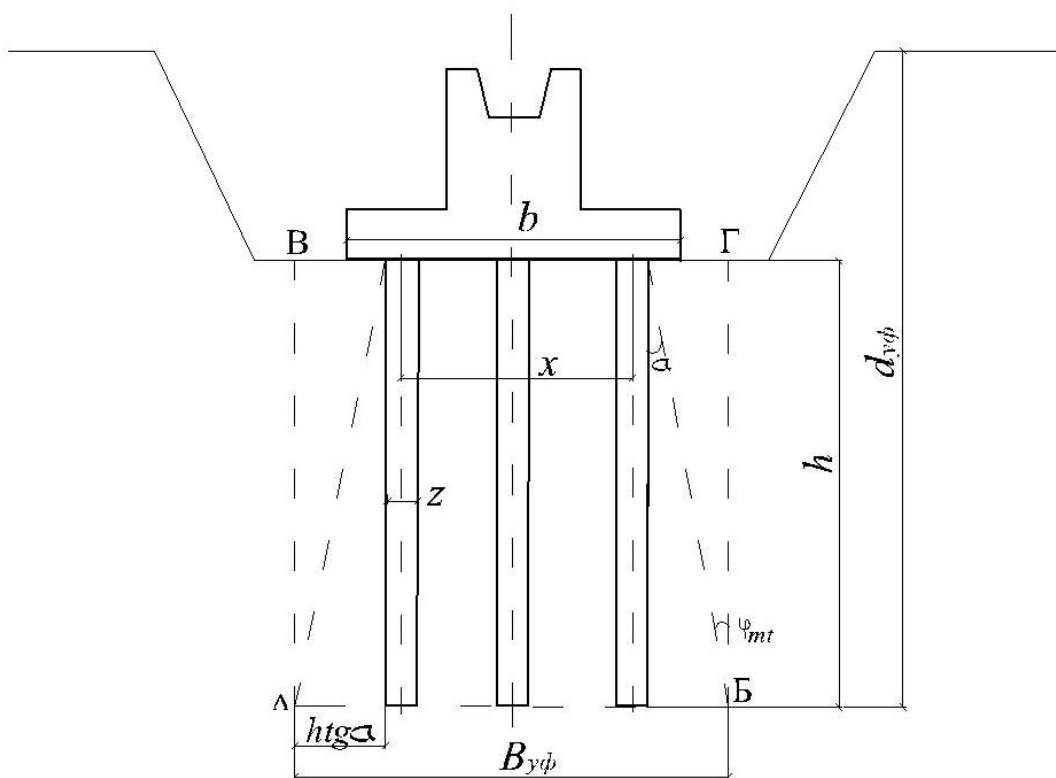


Рисунок 8.2 – Расчетная схема свайного фундамента по деформациям

8.2.3 Определяем ширину условного фундамента:

$$B_{y\phi} = y + z + 2 \cdot h \cdot tg\alpha, \quad (8.11)$$

где y – расстояние между крайними сваями, м;

z – ширина свай, м.

8.2.4 Определяем длина условного фундамента:

$$L_{\text{уф}} = x + z + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (8.12)$$

где x – расстояние между крайними сваями, м.

8.2.5 Определяем нормативный вес свай:

$$G_{\text{св}}^{\text{н}} = n(L_{\text{св}} \cdot G_{\text{св},1} + G_{\text{остр}}), \quad (8.13)$$

где n – количество свай;

$L_{\text{св}}$ – длина сваи;

$G_{\text{св},1}$ – вес 1 м сваи, кН;

$G_{\text{остр}}$ – вес острия сваи, кН.

8.2.6 Определяем нормативный вес грунта в объеме АБВГ, кН:

$$G_{\text{гр.уф}}^{\text{н}} = B_{\text{уф}} \cdot L_{\text{уф}} \sum \gamma_i h_i. \quad (8.14)$$

8.2.7 Определяем среднее давление под подошвой условного фундамента, кПа:

$$P'' = \frac{N^{\text{н}} + G_{\text{р}}^{\text{н}} \cdot 1,1 + G_{\text{св}}^{\text{н}} + G_{\text{гр}}^{\text{н}}}{B_{\text{уф}} \cdot L_{\text{уф}}}, \quad (8.15)$$

где $N^{\text{н}}$ – нормативная вертикальная нагрузка на сваю, кН;

$G_{\text{р}}^{\text{н}}$ – нормативный вес ростверка, кН;

$G_{\text{св}}^{\text{н}}$ – нормативный вес свай, кН;

$G_{\text{гр}}^{\text{н}}$ – нормативный вес грунта в объеме АБВГ, кН.

8.2.8 Определяем расчетное сопротивление грунта основания под подошвой условного фундамента, кПа:

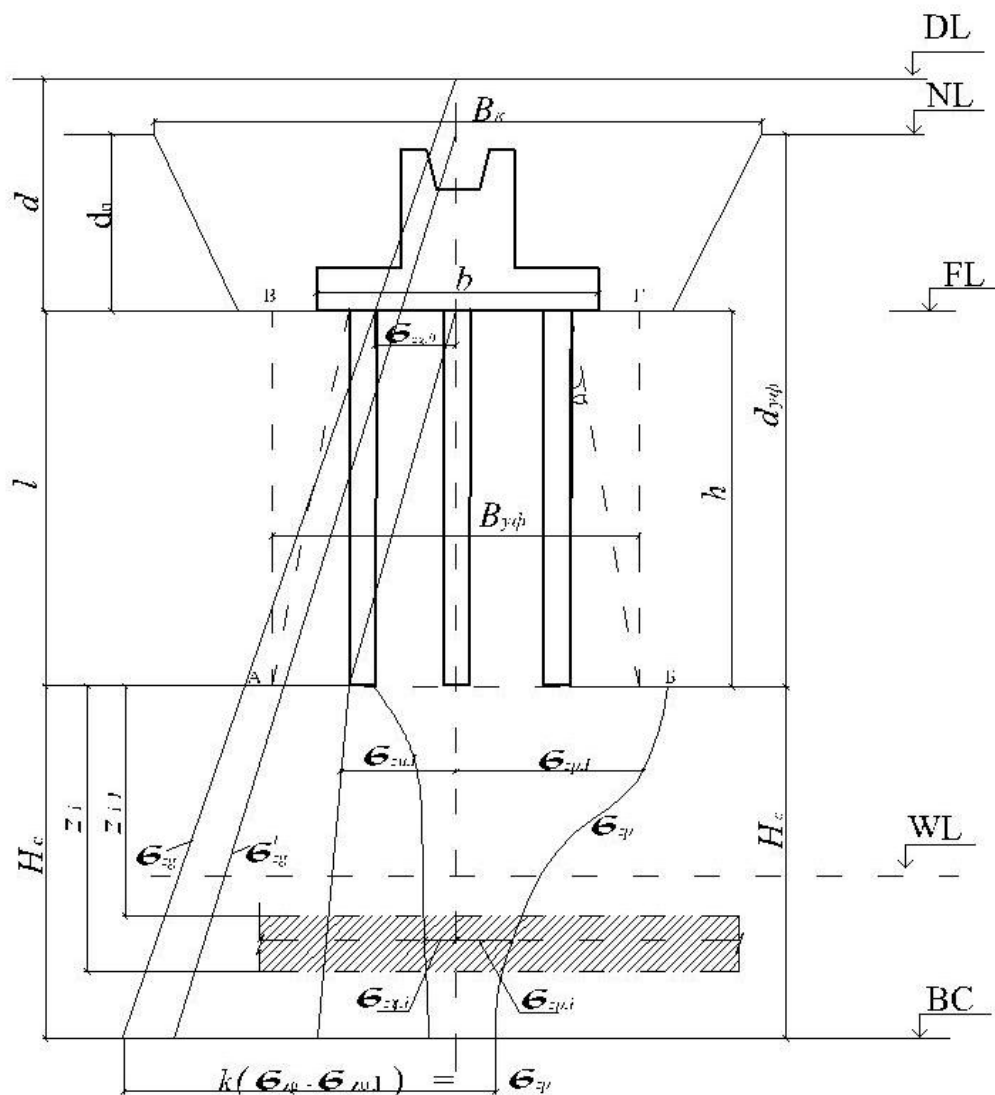
$$R = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot B_{\text{уф}} \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_{\text{уф}} \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}). \quad (8.16)$$

8.2.9 Проверяем основное условие при расчете свайного фундамента по второй группе предельных состояний:

$$p_{\text{II}} < R. \quad (8.17)$$

8.2.10 Выполняем расчет осадки свайного фундамента.

Осадка свайного фундамент выполняется по формуле (3.10) аналогично расчету осадки фундамента на естественном основании (рис.8.3).



$B_{yф}$ – ширина (диаметр) условного фундамента на отметке пяты сваи длиной l , образованного под углом $\varphi/4$ от подошвы ростверка; $\sigma_{z,ul}$ – напряжения от собственного веса грунта на отметке условного фундамента, начиная от подошвы ростверка; другие обозначения согласно рисунку 3.2

Рисунок 8.3 – Схема распределения вертикальных напряжений в основании свайного фундамента согласно модели линейно - деформированного полупространства для расчета по схеме условного фундамента

9 ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ ФУНДАМЕНТОВ

Как уже было сказано выше, фундаментостроение является одной из наиболее трудозатратных и материалоемких отраслей строительства. В условиях рыночной экономики вопрос выбора оптимальных решений при проектировании оснований и фундаментов, а следовательно снижения стоимости их устройства является особенно актуальным.

Разработка оптимального проекта оснований и фундаментов возможна на основе технико-экономического анализа рассматриваемых вариантов, при этом критериями сравнения могут быть: **сметная стоимость, трудозатраты и продолжительность работ.**

Вариантное проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений является сложной многофакторной задачей. Многообразие климатических и инженерно-геологических условий реальных грунтовых площадок будущего строительства, различные конструктивные особенности зданий и сооружений приводят к необходимости индивидуального подхода к проектированию фундамента каждого сооружения на каждой новой строительной площадке.

Дополнительным усложнением задачи оптимального проектирования является необходимость рассмотрения широкого спектра конструктивных типов фундаментов, в первую очередь фундаментов мелкого заложения и свайных. Кроме того, в вариантное рассмотрение в ряде случаев могут быть включены искусственные основания или фундаменты глубокого заложения. Оптимальное решение находят на основе технико-экономического сопоставления вариантов.

Вариантное проектирование выполняется по этапам:

- 1) составляются эскизы всех реальных вариантов;
- 2) исключаются из рассмотрения наиболее неприемлемые из них (по способу производства работ, величинам ожидаемых неравномерностей осадок и др.);
- 3) рассчитываются отобранные варианты одного из наиболее загруженных типичных фундаментов;
- 4) производится технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов, удовлетворяющих требованиям расчета по деформациям и устойчивости, возможности их возведения.

Для анализа показателей должна быть выбрана сопоставимая единица измерения, например 1 м^2 общей площади сооружения, один отдельный фундамент под колонну, 1 м.п. фундамента под стену и т.д.

Расценки на различные виды строительных работ приведены в таблице 9.1.

Таблица 9.1 – Техничко-экономические показатели

№ п/п	Наименование работ	Ед. изм.	Стоимость за единицу измерения, грн	Количество	Общая стоимость, грн.
1-й вариант фундаментов (на естественном основании)					
А Земляные работы					
1	Разработка глубиной до 3 м	м ³	90,00		
2	Доработка грунта вручную	м ³	100,00		
3	Обратная засыпка с послойным уплотнением	м ³	80,00		
Б Устройство фундаментов					
1	Устройство подготовки под фундаменты	м ³	350,00		
2	Устройство монолитных железобетонных фундаментов	м ³	400,00		
Итого:					
2-й вариант фундаментов (свайные)					
А Земляные работы					
1	Разработка глубиной до 3 м	м ³	90,00		
2	Обратная засыпка с послойным уплотнением	м ³	80,00		
Б Устройство фундаментов					
1	Погружение железобетонных свай	м.пог	80		
2	Устройство подготовки под ростверки	м ³	350,00		
3	Устройство монолитных железобетонных фундаментов	м ³	400,00		
Итого:					

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1 – Наименование пылевато-глинистого грунта
по числу пластичности

Наименование пылевато-глинистого грунта	Число пластичности I_p
Супесь	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

При $I_p < 0,01$ грунт следует относить к песчаным грунтам.

Таблица А.2 – Разновидности пылевато-глинистых грунтов по I_L

Разновидности пылевато-глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
Супеси:	
Твердые	$I_L < 0$
Пластичные	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$
Суглинки и глины:	
Твердые	$I_L < 0$
Полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичные	$0,25 < I_L \leq 0,5$
Мягкопластичные	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучепластичные	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучие	$I_L > 1$

Таблица А.3 – Плотность сложения песков

Наименование песчаного грунта	Плотность сложения		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкие	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватые	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблица А.4 – Наименование песчаного грунта по степени влажности

Характеристика грунтов	Степень влажности S_r
Маловлажные	$S_r \leq 0,5$
Влажные	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенные водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица Б.1 – Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	Значения R_0 , кПа (кгс/см ²), в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600(6)	500(5)
Средней крупности	500(5)	400(4)
Мелкие:		
- маловлажные	400(4)	300(3)
- влажные и насыщенные водой	300(3)	200(2,0)
Пылеватые:		
- маловлажные	300(3)	250(2,5)
- влажные	200(2)	150(1,5)
- насыщенные водой	150(1,5)	100(1)

Таблица Б.2 – Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значения R_0 , кПа (кгс/см ²), при показателе текучести грунта	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супеси	0,5	300(3)	300(3)
	0,7	250(2,5)	200(2)
Суглинки	0,5	300(3)	250(2,5)
	0,7	250(2,5)	180(1,8)
	1,0	200(2)	100(1)
Глины	0,5	600(6)	400(4)
	0,6	500(5)	300(3)
	0,8	300(3)	200(2)
	1,1	250(2,5)	100(1)

Таблица Б.3 – Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов

Грунты	R_0 , кПа (кгс/см ²), грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супеси	$\frac{300(3)}{150(1,5)}$	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	200(2)	250(2,5)
	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	$\frac{400(4)}{200(2)}$	250(2,5)	300(3)

Примечание. В числителе приведены значения R_0 , относящейся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; в знаменателе – значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

Таблица Б.4 – Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент γ_{c1}	Коэффициент γ_{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 с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
- маловлажные и влажные,	1,25	1,0	1,2
- насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же самое при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же самое при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Примечания:

1 К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в дополнении К [1].

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

3 При промежуточных значениях L/H коэффициент γ_{c2} определяется по интерполяции.

4 Для рыхлых песков γ_{c1} и γ_{c2} принимают равным 1.

Таблица Б.5 – Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II} , град.	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	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

Таблица Б.6 – Коэффициент α

ζ	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$, равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания:

1 В таблице обозначено: b – ширина или диаметр фундамента, l – длина фундамента.

2 Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3 Для промежуточных значений ζ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Таблица В.1 – Значения расчетных сопротивлений под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта R, кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	Глинистых грунтов при показателе текучести I _L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 / 4000	3000	3100 / 2000	2000 / 1200	1100	600
4	8300	6800 / 5100	3800	3200 / 2500	2100 / 1600	1250	700
5	8800	7000 / 6200	4000	3400 / 2800	2200 / 2000	1300	800
7	9700	7300 / 6900	4300	3700 / 3300	2400 / 2200	1400	850
10	10500	7700 / 7300	5000	4000 / 3500	2600 / 2400	1500	900
15	11700	8200 / 7500	5600	4400 / 4000	2900	1650	100
20	12600	8500	6200	4800 / 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания:

1 Перед чертой даны значения R для песков, после черты – для глинистых грунтов.

2 Для промежуточных значений глубины погружения свай и промежуточных значений показателя I_L значения R определяют интерполяцией.

Таблица В.2 – Значения расчетных сопротивлений по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления по боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f , кПа								
	песчаных крупных и средней крупности и глинистых при $I_L=0,2$	песчаных мелких глинистых при $I_L=0,3$	песчаных пылеватых и глинистых при $I_L=0,4$	глинистых при показателе текучести I_L					
				0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания:

1 При определении значения f слои грунтов следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м.

2 Таблица составлена для песчаных грунтов средней плотности.

3 Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов по боковой поверхности свай f следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице.

Таблица В.3 – Коэффициенты условий работы

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{cr}	на боковой поверхности γ_{cf}
1 Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2 Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи;	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи;	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи).	1,0	1,0
3 Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4 Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
- крупные и средней крупности;	1,2	1,0
- мелкие;	1,1	1,0
- пылеватые;	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$:		
- супеси;	0,9	0,9
- суглинки;	0,8	0,9
- глины;	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$.	1,0	1,0
5 Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее;	1,0	1,0
б) то же самое от 0,4 до 0,8 м.	0,7	1,0
6 Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта;	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях;	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах;	0,7	1,0
7 Погружение вдавливанием свай:		
а) в пески средней плотности крупные, средней крупности и мелкие;	1,1	1,0
б) в пески пылеватые;	1,1	0,8
в) в пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L < 0,5$;	1,1	1,0
г) то же, $I_L > 0,5$.	1,0	1,0

Примечание. Коэффициенты γ_{cr} и γ_{cf} по позиции 4 таблицы 3 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяются интерполяцией.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Таблица Г.1 – Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Строительная площадка 1

Таблица Д.1 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Песок пылеватый	1,4	1,6	1,7	1,5		
2	Песок мелкий	3,3	3,2	3,0	3,1		
3	Супесь	3,5	3,6	3,7	3,6		
4	Суглинок	3,8	3,9	3,9	4,0		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,89	2,00	2,01	2,10	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,66	2,66	2,68	2,65	2,70
Природная влажность	w		0,28	0,24	0,24	0,18	0,22
Влажность на границе текучести	w _L				0,28	0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p				0,22	0,17	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	16	31	33	21	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	1	1	20	80
Модуль деформации	E	МПа	2	28	30	21	50

Строительная площадка 2

Таблица Д.2 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Песок крупный	2,5	2,3	2,4	2,5		
2	Супесь	3,1	3,2	3,2	3,3		
3	Песок средней крупности	3,1	3,2	3,2	3,1		
4	Супесь	3,4	3,5	3,6	3,6		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	2,01	1,98	2,02	1,96	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,66	2,69	2,68	2,67	2,70
Природная влажность	w		0,23	0,26	0,24	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L			0,28		0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p			0,22		0,21	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	31	20	33	21	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	12	1	14	80
Модуль деформации	E	МПа	28	25	30	20	50

Строительная площадка 3

Таблица Д.3 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Песок пылеватый	1,4	1,6	1,7	1,5		
2	Песок мелкий	3,3	3,2	3,0	3,1		
3	Песок пылеватый	2,5	2,6	2,7	2,6		
4	Суглинок	3,8	3,9	3,9	4,0		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,89	2,00	1,87	2,10	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,66	2,66	2,8	2,65	2,70
Природная влажность	w		0,28	0,24	0,26	0,18	0,22
Влажность на границе текучести	w _L					0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p					0,17	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	16	31	15	21	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	1	1	20	80
Модуль деформации	E	МПа	2	28	8	21	50

Строительная площадка 4

Таблица Д.4 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Глина	2,1	2,3	2,2	2,0		
2	Супесь	2,9	2,8	3,0	2,9		
3	Песок пылеватый	3,1	3,2	3,1	3,3		
4	Супесь	3,5	3,6	3,7	3,6		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	2,01	1,98	1,87	1,96	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,66	2,69	2,8	2,67	2,70
Природная влажность	w		0,23	0,26	0,26	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L		0,38	0,28		0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p		0,22	0,22		0,21	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	31	20	15	21	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	12	1	14	80
Модуль деформации	E	МПа	8	25	8	20	50

Строительная площадка 5

Таблица Д.5 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Супесь	1,8	1,9	2,0	2,0		
2	Суглинок	3,6	3,8	3,7	3,9		
3	Глина	3,1	3,2	3,1	3,3		
4	Песок мелкий	3,5	3,6	3,7	3,6		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,98	2,11	2,01	2,02	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,69	2,66	2,66	2,66	2,70
Природная влажность	w		0,26	0,18	0,23	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L		0,28	0,26	0,38		0,40
Влажность на границе пластичности	w _p		0,22	0,17	0,22		0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	20	21	31	31	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	12	20	1	1	80
Модуль деформации	E	МПа	25	22	9	28	50

Строительная площадка 6

Таблица Д.6 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Песок средней крупности	3,8	3,9	4,0	3,9		
2	Песок мелкий	2,8	2,9	3,0	3,1		
3	Супесь	3,4	3,3	3,5	3,6		
4	Суглинок	3,8	3,9	3,9	4,0		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	2,03	1,96	2,00	2,10	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,67	2,69	2,65	2,65	2,70
Природная влажность	w		0,25	0,26	0,3	0,18	0,22
Влажность на границе текучести	w _L				0,26	0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p				0,20	0,17	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	33	28	7	21	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	1	1	20	80
Модуль деформации	E	МПа	30	18	4	21	50

Строительная площадка 7

Таблица Д.7 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Суглинок	2,0	2,1	2,2	1,9		
2	Супесь	3,6	3,7	3,8	3,9		
3	Песок мелкий	3,6	3,7	3,8	3,9		
4	Суглинок	3,4	3,5	3,6	3,6		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,80	2,01	2,00	2,1	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,65	2,67	2,66	2,65	2,70
Природная влажность	w		0,39	0,23	0,24	0,18	0,22
Влажность на границе текучести	w _L		0,36			0,26	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p		0,24			0,17	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	6	31	31	21	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	1	1	20	80
Модуль деформации	E	МПа	2	28	28	21	50

Строительная площадка 8

Таблица Д.8 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Глина	2,1	2,2	1,8	1,9		
2	Песок мелкий	3,8	3,9	4,0	3,9		
3	Суглинок	3,7	3,8	3,9	3,6		
4	Суглинок	3,8	3,9	3,5	3,7		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,85	2,01	2,10	2,02	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,75	2,67	2,65	2,75	2,70
Природная влажность	w		0,38	0,23	0,18	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L		0,36		0,26	0,34	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p		0,18		0,17	0,20	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	4	30	21	18	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	1	20	11	80
Модуль деформации	E	МПа	3	28	21	17	50

Строительная площадка 9

Таблица Д.9 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Глина	1,7	1,6	1,8	1,9		
2	Супесь	3,6	3,7	3,8	3,9		
3	Песок мелкий	3,6	3,7	3,8	3,9		
4	Суглинок	3,4	3,5	3,6	3,6		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м.						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,80	1,98	2,01	2,02	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,65	2,69	2,67	2,75	2,70
Природная влажность	w		0,39	0,26	0,23	0,25	0,22
Влажность на границе текучести	w _L		0,36	0,28		0,34	0,40
Влажность на границе пластичности	w _p		0,24	0,22		0,20	0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	6	20	31	18	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	12	1	11	80
Модуль деформации	E	МПа	2	25	28	17	50

Строительная площадка 10

Таблица Д.10 – Геологическое строение и гидрогеологические условия строительной площадки

№ слоя	Наименование грунтов	Номер скважины и мощность слоя, м					
		1	2	3	4		
1	Песок пылеватый	1,7	1,8	1,9	1,8		
2	Песок средней крупности	3,5	3,7	3,3	3,9		
3	Супесь	3,5	3,6	3,8	3,7		
4	Песок мелкий	3,6	3,7	3,9	3,6		
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7		
	Глубина залегания грунтовых вод						
	Отметка устья скважины, м.						
Характеристики свойств грунтов							
Наименование	Усл. обозн.	Ед. измерен.	Номер слоя				
			1	2	3	4	5
Плотность	ρ_{II}	т/м ³	1,89	2,01	2,16	2,00	2,06
Плотность частиц	ρ_s	т/м ³	2,66	2,68	2,75	2,66	2,70
Природная влажность	w		0,28	0,24	0,18	0,24	0,22
Влажность на границе текучести	w _L				0,23		0,40
Влажность на границе пластичности	w _p				0,17		0,20
Угол внутреннего трения	φ_{II}	град.	16	33	22	31	15
Удельное сцепление	c _{II}	кПа	1	1	20	1	80
Модуль деформации	E	МПа	2	30	25	28	50

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Таблица Е.1 – Варианты нагрузок на железобетонные колонны крайних рядов
одноэтажных промышленных зданий

Вариант	Сечение колонны $l_c \times b_c$, мм	Сочетание			
		I		II	
		N, МН	M, МНм	N, МН	M, МНм
0	600x400	1,0	0,1	0,8	0,3
1	600x400	1,1	0,1	0,85	0,3
2	600x400	1,2	0,11	0,9	0,31
3	600x400	1,3	0,12	0,95	0,32
4	600x500	1,4	0,13	1,0	0,33
5	600x500	1,5	0,14	1,05	0,34
6	700x400	1,6	0,15	1,1	0,35
7	700x400	1,7	0,16	1,14	0,36
8	700x400	1,8	0,17	1,2	0,37
9	700x500	1,9	0,18	1,26	0,4
10	700x500	2,0	0,19	1,3	0,41
11	700x500	2,1	0,2	1,34	0,42
12	800x500	2,2	0,21	1,4	0,45
13	800x500	2,3	0,22	1,45	0,46
14	800x500	2,4	0,23	1,5	0,47
15	1000x400	1,9	0,3	1,15	0,48
16	1000x400	2,0	0,31	1,2	0,49
17	1000x400	2,1	0,32	1,25	0,5
18	1000x500	2,2	0,33	1,3	0,51
19	1000x500	2,3	0,34	1,35	0,52
20	1000x500	2,4	0,35	1,4	0,53
21	1300x500	2,5	0,36	1,45	0,54
22	1300x500	2,6	0,37	1,5	0,55
23	1300x500	2,7	0,38	1,55	0,56
24	1400x500	2,8	0,39	1,6	0,57
25	1400x500	2,9	0,4	1,65	0,58
26	1400x500	3,0	0,41	1,7	0,6
27	1400x600	3,2	0,42	1,8	0,65
28	1400x600	3,4	0,43	1,9	0,7
29	1400x600	3,6	0,44	2,0	0,78

Таблица Е.2 – Варианты нагрузок на железобетонные колонны средних рядов
одноэтажных промышленных зданий

Вариант	Сечение колонны $l_c \times b_c$, мм	Сочетание			
		I		II	
		N, МН	M, МНм	N, МН	M, МНм
0	600x400	1,9	0,24	1,1	0,43
1	600x400	2,0	0,25	1,15	0,42
2	600x400	2,1	0,26	1,2	0,41
3	600x500	2,2	0,27	1,25	0,48
4	600x500	2,3	0,28	1,3	0,47
5	600x500	2,4	0,29	1,35	0,46
6	700x400	2,5	0,3	1,4	0,54
7	700x400	2,6	0,31	1,45	0,53
8	700x400	2,7	0,32	1,5	0,52
9	700x500	2,8	0,33	1,55	0,69
10	700x500	2,9	0,34	1,6	0,58
11	700x500	3,0	0,35	1,65	0,57
12	800x500	3,1	0,36	1,7	0,65
13	800x500	3,2	0,37	1,75	0,64
14	800x500	3,3	0,38	1,8	0,63
15	1400x500	3,4	0,51	2,3	1,06
16	1400x500	3,5	0,52	2,4	1,04
17	1400x400	3,6	0,53	2,5	1,02
18	1400x600	3,7	0,55	2,55	1,12
19	1400x600	3,8	0,56	2,6	1,1
20	1400x500	3,9	0,57	2,65	1,08
21	1300x600	4,0	0,58	2,7	1,17
22	1300x600	4,1	0,59	2,75	1,15
23	1300x600	4,2	0,6	2,8	1,13
24	1900x600	4,3	0,63	2,85	1,25
25	1900x600	4,4	0,64	2,9	1,24
26	1900x600	4,5	0,65	2,95	1,23
27	1900x600	4,6	0,66	3,0	1,3
28	1900x600	4,7	0,67	3,05	1,28
29	1900x600	4,8	0,68	3,1	1,26

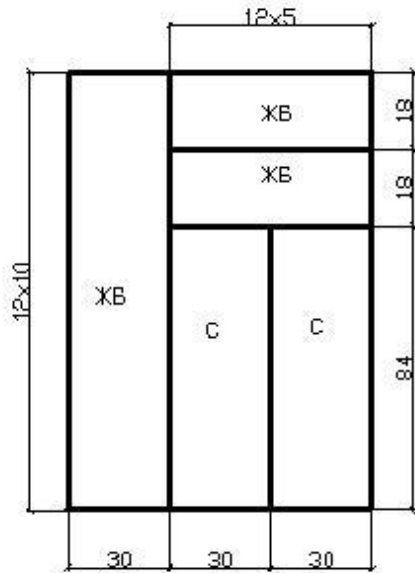
Таблица Е.3 – Варианты отметок устьев скважин

Вариант	Скважина				Вариант	Скважина			
	1	2	3	4		1	2	3	4
0	100,0	99,75	99,50	99,25	15	175,0	175,75	176,5	175,75
1	105,0	105,25	105,50	105,75	16	180,0	180,0	179,25	180,75
2	110,0	110,75	110,75	110,0	17	185,0	184,25	183,5	184,25
3	115,0	114,25	114,25	115,0	18	190,0	190,75	190,0	190,75
4	120,0	120,5	120,0	119,5	19	195,0	194,25	195,0	194,25
5	125,0	125,5	126,0	125,5	20	200,0	199,55	199,1	198,65
6	130,0	129,5	130,0	130,0	21	205,0	205,45	205,9	206,35
7	135,0	134,5	134,0	134,5	22	210,0	211,05	211,05	210,0
8	140,0	140,5	140,0	140,5	23	215,0	213,95	213,95	215,0
9	145,0	144,5	145,0	144,5	24	220,0	221,0	220,0	219,0
10	150,0	149,65	149,30	148,95	25	225,0	226,0	227,0	226,0
11	155,0	155,35	155,7	156,05	26	230,0	229,0	230,0	231,0
12	160,0	160,95	160,95	160,0	27	235,0	234,0	233,0	234,0
13	165,0	164,05	164,95	165,0	28	240,0	241,0	240,0	241,0
14	170,0	170,75	170,0	169,25	29	245,0	244,0	245,0	244,0

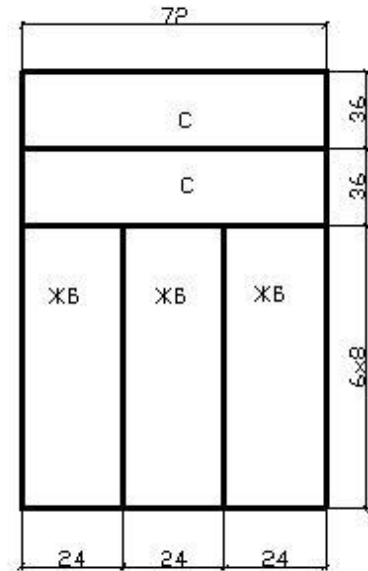
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

Варианты планов промышленных одноэтажных зданий

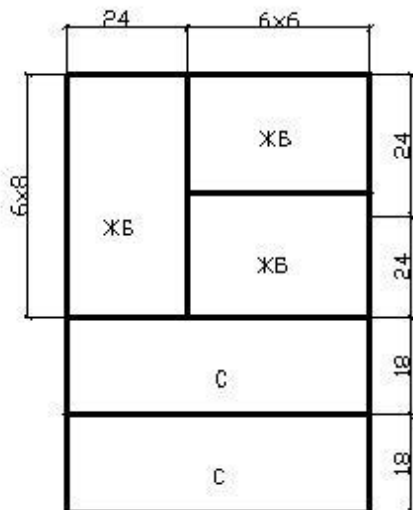
1 Кузнечный корпус



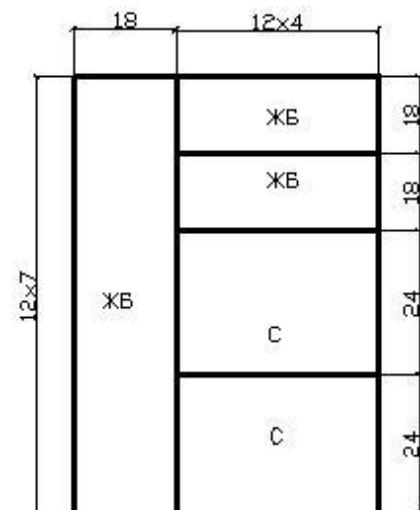
2 Прессовый корпус



3 Инструментальный корпус



4 Штамповочный корпус



СПИСОК ИСТОЧНИКОВ ИНФОРМАЦИИ

- 1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. – К., 2009. – 104с.
- 2 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1. – К., 2011. – 55с.
- 3 ДБН В.2.1-2-2006 Навантаження і впливи. – К., 2006. – 71с.
- 4 ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К., 2008. – 78с.
- 5 Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Полтава, 2003. – 550 с.
- 6 Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. Под общ. ред. Е.А. Сорочана. – М.: Стройиздат, 1985. – 480с.
- 7 Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). НИИОСП им. Н.М. Герсеванова. – Москва: Стройиздат, 1986. – 415 с.
- 8 Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83). – ЦИТП Госстроя СССР. – Москва, 1989. – 112 с.
- 9 Далматов Б.И. и др. Основания и фундаменты. Ч.2. Основы геотехники. – СПб: Издательство АСВ, 2002. – 392 с.

СОДЕРЖАНИЕ

Общие сведения	3
Основные понятия	4
Пояснения к выполнению курсового проекта	5
1 Оценка инженерно-геологических условий строительной площади	6
2 Выбор глубины заложения фундаментов, сооружаемых в открытом котловане	7
3 Определение размеров подошвы фундамента мелкого заложения (на естественном основании)	10
4 Проверка прочности подстилающего слоя и корректирование размеров подошвы фундамента	17
5 Конструирование фундамента.....	18
6 Расчет фундамента на продавливание.....	21
7 Армирование фундамента.....	25
8 Расчет и проектирование свайных фундаментов.....	27
9 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов ...	36
Приложение А.....	38
Приложение Б.....	39
Приложение В.....	43
Приложение Г.....	46
Приложение Д.....	47
Приложение Е	57
Приложение Ж.....	60
Список источников информации.....	61

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Основи та фундаменти промислової будівлі» для іноземних студентів напряму підготовки 6.060101 «Промислове та цивільне будівництво»

Укладачі: Кічаєва Оксана Володимирівна
Храпатова Ірина Вікторівна

Відповідальний за випуск І.Я. Лучковський

Редактор В.І. Пуцик

План 2013, поз.86.

Підп. до друку

Надруковано на ризографі.

Тираж 50 прим.

Формат 60x84 1/16.

Обл.-вид. арк 3,0.

Умов. друк. арк.2.8.

Зам. № 2343.

Папір друк. №2.

Безкоштовно.

ХНУБА, 61002, м. Харків, вул. Сумська, 40

Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного
університету будівництва та архітектури