ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ

ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ

«БРАТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Курсовая работа

Основания и фундаменты

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ В ГОРОДЕ

КОМСОМОЛЬСК-НА-АМУРЕ

Пояснительная записка

КП-2069829-ГСХ-07-08

Выполнил

студент группы ГСХ-05 Янгель Е.А

Проверил

профессор Куликов О.В

Братск 2008

Содержание

Введение

1 Построение геологического разреза

2 Определение наименования грунтов, их состояния и величин расчетных сопротивлений R0

2.1Образец №1

2.2 Образец №2

2.3 Образец №3

2.4 Образец №4

2.5 Образец №5

3 Сбор нагрузок, действующих на фундаменты

4 Выбор типа основания

5 Выбор рационального вида фундаментов

5.1 Расчет фундаментов мелкого заложения

5.2 Расчет свайного фундамента

5.3 Технико-экономическое сравнение вариантов

6 Расчет фундаментов выбранного вида

6.1 Расчет фундамента мелкого заложения в сечении 1-1

6.2 Расчет фундамента мелкого заложения в сечении 2-2

7 Расчет оснований по предельным состояниям

7.1 Определение осадки в сечении 1-1

7.2 Определение осадки в сечении 2-2

7.3 Определение осадки в сечении 3-3

7.4 Расчет затухания осадки во времени для сечении 1-1

7.5 Расчет затухания осадки во времени для сечении 2-2

8 Конструирование фундаментов

9 Схема производства работ нулевого цикла

Заключение

Список использованных источников

# Введение

Задачей курсового проектирования является разработка конструкции фундамента для жилого 4-х этажного здания, расчёт основания по предельным состояниям, а также установление типа фундамента на основе технико-экономического сравнения вариантов по их стоимости, установленной по укрупнённым показателям.

Необходимо дать обоснование принятых решений, привести необходимые схемы, поясняющие расчёты.

При выполнении курсового проекта были поставлены цели: научиться работать с действующими стандартами, нормативными документами, справочной литературой, применять современный опыт фундаментостроения.

# 1 Построение геологического разреза

Строительство ведётся в городе Комсомольск-на-Амуре.

Перед построением геологического разреза решается вопрос о привязке проектируемого сооружения на плане. Необходимо построение геологического разреза с ориентировочного размещения на плане проектируемого объекта. Оценивают условия освещенности объекта, направление господствующего ветра в районе строительства (в данном случае – это южный ветер), рельеф местности, условия изученности района строительства.

Так как на плане не указана застройка, то, следовательно, свободная привязка. Жилую блок-секцию длинной стороной размещают вдоль оси, соединяющей скважины №2 и №3. Окна дома не обращены на север, значит, выполняется условие инсоляции помещений (см рисунок 1.1).



Рисунок 1.1 – План строительной площадки

Первое направление для построения геологического разреза – вдоль оси, соединяющей скважины №1 и №2. Второе направление – вдоль длинной стороны объекта, т. е. вдоль оси, соединяющей скважины №2 и №3.

Геологический разрез строится с учётом геологических разрезов по всем скважинам. Отметка планировки DL=130,1 (см. рисунок 1.1).



Рисунок1.2 – Геологический разрез

# 2 Определение наименования грунтов, их состояния и величин расчетных сопротивлений

## 

## 2.1 Образец № 1

Образец взят из скважины № 1, глубина отбора – 2м.

Определяют наименование грунта по гранулометрическому составу в соответствии с табл. 2 [15] – песок пылеватый.

Вычисляют коэффициент пористости по формуле

е = - 1, (2.10)

где - удельный вес частиц грунта, кН/м;

- удельный вес грунта, кН/м;

W – весовая влажность грунта, %.

е =-1 = 0,67

Т.к. 0,6≤e≤0,8 следовательно, песок средней плотности [15, табл.Б.18].

Вычисляют для песчаного грунта показатель степени влажности по формуле

S=, (2.11)

где - удельный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м;

- удельный вес частиц грунта, кН/м;

W – весовая влажность грунта, %.

S= = 0, 6

Т.к. 0,5<Sr<0,8 – песок, влажный в соответствии с табл. Б.17.

Определяют расчетное сопротивление по прил.3[8] R=150кПа.

Вывод: Исследуемый образец №1 – песок буровато-серый, пылеватый, средней плотности, влажный с R =150 кПа.

## 2.2 Образец № 2

Образец взят из скважины № 1, глубина отбора – 3,5м.

Определяют наименование грунта по числу пластичности.

Число пластичности определяется по формуле

I=W- W, (2.12)

где W - влажность грунта на границе текучести;

Wр – влажность грунта на границе пластичности.

I=19-12=7 – грунт относится к супесям (1I7) в соответствии с табл.Б.11.

Определяют коэффициент пористости по формуле (2.10):

,

Определяют коэффициент консистенции по формуле

 , (2.13)



S= = 0, 65

0,25 <JL<0,50 – грунт тугопластичный в соответствии с табл.Б.14.

По СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений» методом двойной интерполяции находят







Вывод: исследуемый образец № 2 –супесь желто-бурая тугопластичная с Ro = 260,7 кПа.

## 2.3 Образец № 3

Образец взят из скважины № 1, глубина отбора – 5,5м.

Определяют наименование грунта по гранулометрическому составу в соответствии с табл. 2 [15] – песок мелкий.

Вычисляют коэффициент пористости по формуле (2.10):

е =-1 = 0,66

Т.к. 0,6≤e≤0,75 следовательно, песок средней плотности [15, табл.Б.18].

Вычисляют для песчаного грунта показатель степени влажности по формуле (2.11):

S= = 1

Т.к. 0,8<Sr<1 – песок, насыщенный водой в соответствии с табл. Б.17.

Определяют расчетное сопротивление по прил.3[8] R=200кПа.

Вывод: исследуемый образец № 3 –песок серый, мелкий, средней плотности, насыщенный водой с Ro = 200 кПа.

## 2.4 Образец № 4

Образец взят из скважины № 2, глубина отбора – 8 м.

Определяют наименование грунта по числу пластичности.

Число пластичности определяется по формуле (2.12) :

I=41-23=18 – грунт относится к глинам (I>17) в соответствии с табл.Б.11.

Определяют коэффициент пористости по формуле (2.10):

,

Определяют коэффициент консистенции по формуле (2.13):



S= = 1

0 ≤JL≤0,25 – грунт полутвердый в соответствии с табл.Б.14 [15].

По СНиП 2.02.01-83\* «Основания зданий и сооружений» методом двойной интерполяции находят







Вывод: исследуемый образец № 4 –глина коричневая полутвердая с Ro = 260,7 кПа.

## 2.5 Образец № 5

Образец взят из скважины № 3, глубина отбора – 12 м.

Определяют наименование грунта по числу пластичности.

Число пластичности определяется по формуле (2.12):

I=20-13=7 – грунт относится к супесям (1I7) в соответствии с табл.Б.11[15].

Определяют коэффициент пористости по формуле (2.10):

,

Определяют коэффициент консистенции по формуле (2.13):



S= = 1

0,25 ≤JL≤0,5 – грунт тугопластичный в соответствии с табл.Б.14.

Определяют расчетное сопротивление по прил.3[8] R=300кПа.

Вывод: исследуемый образец № 5 –супесь тугопластичная серовато-желтая с Ro = 300 кПа.

# 3 Сбор нагрузок, действующих на фундаменты

Сбор нагрузок производят на грузовую площадь, которую устанавливают в зависимости от статической схемы сооружения. В данном случае конструктивная схема с поперечными несущими стенами, располагаемыми с модульным шагом 6,3 и 3,0 м, двумя продольными железобетонными стенами и плоскими железобетонными перекрытиями, образующими пространственную систему, обеспечивающую сейсмостойкость здания и воспринимающую все вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Величины временных нагрузок устанавливаем в соответствии с. Коэффициенты надежности по нагрузкам γf также определяем по.

Сбор нагрузок производится от верха здания до отметки планировки.

Рисунок 3.1 - Грузовая площадь

При расчете временных нагрузок принимаем коэффициент надежности по нагрузке равным 1,4 в соответствии с [4]. Сбор временных нагрузок на междуэтажные перекрытия с учетом понижающего коэффициента

, (3.1)

где n – число перекрытий, от которых нагрузка передается на основание;

.

Таблица 3.1 – Сбор нагрузок

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки и конструкции | Нормативные нагрузки | | | Коэффициент надежности по нагрузке γf | Расчетное значение нагрузки, кН | |
| на единицу площади, кН/м2 | | на грузовую площадь, кН |
| 1 | 2 | | 3 | 4 | 5 | |
| 1. Постоянные: | | | | | | |
| Сечение 1-1: А=1,41м2  Покрытие:  Асбестоцементные листы (1600кг/м3 ×0,008) | 0,13 | | 0,13×1,41=  0,18 | 1,2 | 0,22 | |
| Обрешетка (500кг/м3×0,05м) | 0,25 | | 0,25×1,41=0,35 | 1,1 | 0,39 | |
| Деревянная строительная балка (500×0,18) | 0,9 | | 0,9×1,41=1,27 | 1,1 | 1,40 | |
| Чердачное перекрытие:  цементно-песчаный раствор (1800×0,02) | 0,36 | | 0,36×1,44=0,51 | 1,3 | 0,66 | |
| 1 слой теплоизоляции (мин. вата) (125кг/м3×0,21м) | 0,26 | | 0,26×1,41=0,37 | 1,2 | 0,44 | |
| Рубероид(600×0,01) | 0,06 | | 0,06×1,41=0,08 | 1,2 | 0,10 | |
| плита перекрытия (2500×0,12) | 3,00 | | 3×1,41=4,23 | 1,1 | 4,65 | |
| Междуэтажные перекрытия:  линолеум (1800×0,005) | 0,09 | | 0,09×1,41×4=  0,51 | 1,2 | 0,61 | |
| Панель основания пола (800×0,04) | 0,32 | | 0,32×1,41×4=  1,80 | 1,2 | 2,16 | |
| Звукоизоляционная прокладка (500×0,15) | 0,75 | | 0,75×1,41×4=  4,23 | 1,2 | 5,08 | |
| Стяжка из цементного раствора (1800×0,02) | 0,36 | | 0,36×1,41×4=  2,03 | 1,3 | 2,64 | |
| Плита перекрытия (2500×0,12) | 3,00 | | 3×1,41×4=  16,92 | 1,1 | 18,61 | |
| Наружная стена (1800×0,35)  Чердачная  Стена  цокольная |  | | 1×1×18×0,35=  6,3  1×18×0,35×4×  2,8=70,56  2×1×0,35×24=  16,8 | 1,1 | 43,7  77,6  18,5  Σ=176,76 | |
| 2. Временные: | | | | | | |
| снеговая | 1,5 | | 1,5×1,41=2,12 | 1,4×0,95 | 2,82 | |
| на чердачное перекрытие | 0,7 | | 0,7×1,41×4=  3,95 | 1,4×0,9 | 4,98 | |
| на межэтажные перекрытия | 1,5 | | 1,5×1,41×4=  8,46 | 1,4×0,9 | 10,66  Σ=18,46 | |
|  |  | | 170,67 | итогоN11= | 195,22 | |
| 1. Постоянные: | | | | | | |
| Сечение 2-2: А=3,16м2  Покрытие:  Асбестоцементные листы (1600кг/м3 ×0,008) | 0,13 | 0,13×3,16=0,41 | | 1,2 | | 0,49 |
| Обрешетка (500кг/м3×0,05м) | 0,25 | 0,25×3,16=0,79 | | 1,1 | | 0,87 |
| Деревянная строительная балка (500×0,18) | 0,9 | 0,9×3,16=2,84 | | 1,1 | | 3,12 |
| Чердачное перекрытие:  цементно-песчаный раствор (1800×0,02) | 0,36 | 0,36×3,16=1,14 | | 1,3 | | 1,48 |
| 1 слой теплоизоляции (мин. вата) (125кг/м3×0,21м) | 0,26 | 0,26×3,16=0,82 | | 1,2 | | 0,98 |
| Рубероид(600×0,01) | 0,06 | 0,06×3,16=0,19 | | 1,2 | | 0,23 |
| плита перекрытия (2500×0,12) | 3,00 | 3×3,16=9,48 | | 1,1 | | 10,43 |
| Междуэтажные перекрытия:  линолеум (1800×0,005) | 0,09 | 0,09×3,16×4=  1,14 | | 1,2 | | 1,37 |
| Панель основания пола (800×0,04) | 0,32 | 0,32×3,16×4=  4,04 | | 1,2 | | 4,85 |
| Звукоизоляционная прокладка (500×0,15) | 0,75 | 0,75×3,16×4=  9,48 | | 1,2 | | 11,38 |
| Стяжка из цементного раствора (1800×0,02) | 0,36 | 0,36×3,16×4=  4,55 | | 1,3 | | 5,92 |
| Плита перекрытия (2500×0,12) | 3,00 | 3×3,16×4=  37,92 | | 1,1 | | 41,71 |
| Внутренняя стена (2500×0,16):  Стена  цокольная |  | 1×25×0,16×4×  2,8=44,88  1×2×0,16×24=  7,68 | | 1,1 | | 49,28  8,45  Σ=140,56 |
| 2. Временные: | | | | | | |
| снеговая | 1,5 | 1,5×3,16=4,74 | | 1,4×0,95 | | 6,30 |
| на чердачное перекрытие | 0,7 | 0,7×3,16×4=  8,85 | | 1,4×0,9 | | 11,15 |
| на межэтажные перекрытия | 1,5 | 1,5×3,16×4=  18,96 | | 1,4×0,9 | | 23,89  Σ=41,34 |
|  |  | 157,83 | | итогоN22= | | 181,9 |
| 1. Постоянные: | | | | | | |
| Сечение 3-3: А=2,85м2  Покрытие:  Асбестоцементные листы (1600кг/м3 ×0,008) | 0,13 | 0,13×2,85=0,37 | | 1,2 | | 0,44 |
| Обрешетка (500кг/м3×0,05м) | 0,25 | 0,25×2,85=0,71 | | 1,1 | | 0,78 |
| Деревянная строительная балка (500×0,18) | 0,9 | 0,9×2,85=2,57 | | 1,1 | | 2,83 |
| Чердачное перекрытие:  цементно-песчаный раствор (1800×0,02) | 0,36 | 0,36×2,85=1,03 | | 1,3 | | 1,34 |
| 1 слой теплоизоляции (мин. вата) (125кг/м3×0,21м) | 0,26 | 0,26×2,85=0,74 | | 1,2 | | 0,89 |
| Рубероид(600×0,01) | 0,06 | 0,06×2,85=0,17 | | 1,2 | | 0,20 |
| плита перекрытия (2500×0,12) | 3,00 | 3×2,85=8,55 | | 1,1 | | 9,41 |
| Междуэтажные перекрытия:  линолеум (1800×0,005) | 0,09 | 0,09×2,85×4=  1,03 | | 1,2 | | 1,24 |
| Панель основания пола (800×0,04) | 0,32 | 0,32×2,85×4=  3,65 | | 1,2 | | 4,38 |
| Звукоизоляционная прокладка (500×0,15) | 0,75 | 0,75×2,85×4=  8,55 | | 1,2 | | 10,26 |
| Стяжка из цементного раствора (1800×0,02) | 0,36 | 0,36×2,85×4=  4,10 | | 1,3 | | 5,33 |
| Плита перекрытия (2500×0,12) | 3,00 | 3×2,85×4=34,2 | | 1,1 | | 37,62 |
| Внутренняя стена (2500×0,16):  Стена  цокольная |  | 1×25×0,12×4×  2,8=33,6  1×2×0,12×24=  5,76 | | 1,1 | | 36,96  6,34  Σ=118,02 |
| 2. Временные: | | | | | | |
| снеговая | 1,5 | 1,5×2,85=4,28 | | 1,4×0,95 | | 5,69 |
| на чердачное перекрытие | 0,7 | 0,7×2,85×4=  7,98 | | 1,4×0,9 | | 10,05 |
| на межэтажные перекрытия | 1,5 | 1,5×2,85×4=  17,10 | | 1,4×0,9 | | 21,55  Σ=37,29 |
|  |  | 134,39 | | итогоN33= | | 155,31 |
| Примечание  1. Коэффициент надежности γf определяют в соответствии с рекомендациями [4].  2. При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее 2-х временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок следует умножать на коэффициент сочетаний для длительных нагрузок ψ = 0,95. | | | | | | |

4 Выбор вида основания

Судя по геологическому разрезу, площадка имеет спокойный рельеф с абсолютными отметками 129,40 м, 130,40 м, 130,70 м.

Грунт имеет выдержанное залегание грунтов. Грунты, находясь в естественном состоянии, могут служить основанием для фундаментов мелкого заложения. Для такого типа фундамента основанием будет служить слой №2 – песок пылеватый средней пластичности с R = 150 кПа.

Для свайного фундамента в качестве рабочего слоя лучше использовать слой №4 – песок мелкий средней плотности с R=260,7 кПа.

# 5 Выбор рационального вида фундамента

Выбор вида фундаментов производят на основе технико-экономического сравнения вариантов наиболее часто используемых в практике индустриального строительства фундаментов:

1 мелкого заложения;

2 свайных фундаментов.

Расчет производится для сечения с максимальной нагрузкой – по сечению 1-1.

Расчетная нагрузка: = 195,22 КН.

## 5.1 Расчет фундамента мелкого заложения на естественном основании

Устанавливаем глубину заложения подошвы фундамента, зависящую от глубины промерзания, свойств основания грунтов и конструктивных особенностей сооружения.

Для города Комсомольск-на-Амуре нормативная глубина промерзания определяется по формуле

 (5.10)

, (5.11)

где Lv - теплота таяния (замерзания) грунта, находится по формуле

, (5.12)

где z0- удельная теплота фазового превращения вода – лед,

;

суммарная природная влажность грунта, доли единицы, ;

относительное (по массе) содержание незамерзшей воды, доли единицы, находится по формуле

 (5.13)

kw -коэффициент, принимаемый по таблице 1[16] в зависимости от числа пластичности Ip и температуры грунта Т, °С;

wp -влажность грунта на границе пластичности (раскатывания), доли единицы.



 температура начала замерзания грунта, °С.



Tf,m tf,m -соответственно средняя по многолетним данным температура воздуха за период отрицательных температур, °С и продолжительность этого периода, ч,;





Cf -объемная теплоемкость соответственно талого и мерзлого грунта, Дж/(м3⋅°С)



λf -теплопроводность соответственно талого и мерзлого грунта, Вт/(м⋅°С)







Расчетную глубину промерзания определяем по формуле

, (5.14)

где kh – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, [2, табл.5.1],

 0,4 . 2,6 = 1,04 м

Так как глубина заложения не зависит от расчетной глубины промерзания [2], то глубину заложения принимаем по конструктивным соображениям. В нашем случае глубину заложения откладываем от конструкции пола подвала (см.рисунок 5.1).



Рисунок 5.1 Глубина заложения фундамента

 2,72 – 1,2 = 1,52 м

Все последующие расчеты выполняем методом последовательных приближений в следующем порядке:

Предварительно определяют площадь подошвы фундамента по формуле

, (5.15)

где No – расчетная нагрузка в сечении, No=195,22 кН/м;

Ro – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента, R0 = 150кПа;

h – глубина заложения подошвы, 1,52 м;

kзап – коэффициент заполнения (принимают равным 0,85);

γ - удельный вес материалов фундамента (принимают равным 25 кН/м3).



По таблице 6.5 [2] подбираем плиту марки ФЛ 20.12, имеющую размеры:  1,18м,  2 м, 0,5 м и стеновые блоки марки ФБС 12.4.6, имеющие размеры:  1,18м,  0,4 м, 0,58 м, стеновые блоки марки ФБС 12.4.3, имеющие размеры:  1,18 м,  0,4 м, 0,28 м.

По таблице 2 приложения 2 [1] для песка пылеватого средней пластичности с e = 0,67 находим 29,2о и 3,6 КПа

По таблице 5.4 [2], интерполируя по углу внутреннего трения φн, находим значения коэффициентов: 1,08, 5,33, 7,73.

Определяем значение расчетного сопротивления R по формуле

 , (5.16)

где γс1 и γс2 – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл.5.3

γс1 = 1,25 и γс2 = 1,2;

k – коэффициент, принимаемый равным 1,1, если прочностные характеристики

грунта (с и ϕ) приняты по табл. 1.1;

Мγ, Мq, Mc – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 1.3;

kZ – коэффициент, принимаемый при b < 10 м равным 1;

b – ширина подошвы фундамента, b=2 м;

γII – расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы

фундаментов (при наличие подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м3;

γ1II – то же, залегающих выше подошвы, кН/м3;

Сн – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d1 – глубина заложения внутренних и наружных фундаментов от пола подвала м, определяют по формуле

, (5.17)

где hS – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м,

hS=0,5мм;

hcf – толщина конструкции пола подвала, hcf =0,12м;

γcf – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м3,

для бетона γcf =25 кН/м3.



Глубину до пола подвала определяют по формуле

db=d-d1, (5.18)

db=1,52-0,67=0,85м

Расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундаментов определяют по формуле

γII , (5.19)

где γn – удельный вес грунтов соответствующих слоев, кН/м3;

hn – толщина соответствующих слоев, м.

При наличие подземных вод расчетное значение удельного веса грунтов определяется с учетом взвешивающего действия воды по формуле

γsb (5.20)

где γs – удельный вес твердых частиц грунта, кН/м3;

γw – удельный вес воды, кН/м3;

γ1=1,83×9,8=17,93 кН/м3

γ2=1,9×9,8=18,62 кН/м3

γ3=2×9,8=19,6 кН/м3









Рисунок 5.2 – Геологический разрез по скважине №2

Расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундаментов определяют по формуле:







Проверяют значение среднего давления под подошвой фундамента по формуле

, (5.21)

где Nf - вес фундамента, кН;

Ng - вес грунта на обрезах фундамента, кН;

b – ширина фундамента, м;

l = 1 м, так как все нагрузки приведены на погонный метр.









Так как ∆<10%, следовательно, фундамент запроектирован, верно.

## 5.2 Расчет свайного фундамента

Проектирование свайных фундаментов ведут в соответствии с [10]. Для центрально нагруженного фундамента расчеты выполняют в следующем порядке:

а) Определяют длину сваи:

Толщину ростверка принимают равной 0,5м.

FL1 = 2,22+0,5=2,72 м, (отметка заложения ростверка),

FL2=6,4 м, (предварительная отметка заложения сваи)

Lрасч = FL1 – FL2 , (5.20)

Lзагот = Lрасч+Lзад , (5.21)

где Lрасч –расчетная длина сваи, м;

Lзад - длина заделки сваи в ростверк, Lзад=0,05м.

Lрасч = 6,4-2,72=3,68 м,

Lзагот =3,68+0,05=3,73 м

Принимают железобетонную сваю сплошного сечения квадратную в поперечнике марки С 4-30. Где l=4м, b=0,3м, m(сваи)=220кг, m(острия)=50кг.

Определяют несущую способность сваи по грунту по формуле

, (5.22)

где γс – общий коэффициент условия работы равный 1,0;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи от поверхности

земли, кПа, принимаемое по табл.1;

А – площадь поперечного сечения, 0,3х0,3=0,09м2;

U – наружный периметр поперечного сечения сваи, 0,3х4=1,2м;

γCR и γcf - коэффициенты условий работы грунта под нижним концом и на боковой

поверхности сваи (принимают γCR = 1,0 и γcf = 1,0 в соответствии с табл. 9.3 для свай погружаемых забивкой);

fi - расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности

сваи, принимаемое по табл. 2, кПа;

hi – толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.



Рисунок 5.4 Размеры свайного фундамента

Z1=1,52м;

Z2=3,2м;

Z3=4,5м;

Z4=5,58м;

f1=38,64кПа,

f2=25,4 кПа,

f3=28кПа;

f4=41,16кПа.

По табл. для песчаных грунтов средней плотности расчетное сопротивление грунта находят интерполяцией при глубине погружения нижнего конца сваи от DL, l=5,72м:

R=2272 кПа,

200 ≤ Fd ≤ 1000

200 ≤ 340,7 ≤ 1000

Определяют расчетную нагрузку на сваю по формуле:

 (5.23)

где γg – коэффициент надежности по грунту, принимается равным 1,4;



Значение расчетной нагрузки на сваю в среднем, находится в пределах 200≤N≤1000

Определяют количество свай в фундаменте по формуле

, (5.24)

где No – расчетная нагрузка на фундамент, кН/м;

N – расчетная нагрузка на сваю, кН, определяемая по формуле 5.12;

α - коэффициент, принимаемый для ленточных фундаментов 7,5;

γ - средний удельный вес материала ростверка и грунта на его обрезах,

γ=25+17,93=21,5 кН/м3;

d – сторона поперечного сечения сваи, 0,3 м;

h – глубина заложения подошвы ростверка, h=1,52 м.



Принимают однорядное расположение свай.

Для ленточных фундаментов под стены определяют расчетное расстояние между осями свай по формуле:

, (5.25)



Согласно для забивных висячих свай ар должно быть не менее 3d. Размещают сваи в плане. При 3d≤ ар≤6d принимается однорядное расположение при d=0,3м:.

0,9 < ар < 1,8; ар=1,1



Рисунок 5.5 Расположение свай

Производят проверку фактической нагрузки, приходящейся на каждую сваю по формуле:

, (5.26)

где Nf - вес ростверка, кН/м3;

Ng - вес грунта на обрезах ростверка, кН/м3;

n – принятое количество свай на погонный метр, м-1.

Ng = 1\*1,02\*0,05\*1,83=0,09 кН/м3,

 кН/м3,

.

Nф < N, условие выполняется.

Проверяют сжимающие напряжения в грунте в плоскости нижних концов свай по формуле:

, (5.27)

где NSq – вес грунта и свай в объеме условного фундамента, кН/м3;

Аусл – площадь подошвы условного фундамента, м2;

Rусл – расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента, кПа (определяют по формуле (5.3)).

Для определения площади условного фундамента определяют средне взвешенный угол внутреннего трения по формуле:

, (5.28)

где ϕi – угол внутреннего трения i-го слоя; о

hn – толщина n-го слоя грунта, м;.



, (5.29)



Тогда находят ширину условного фундамента по формуле:

bусл = 2tgαh + b0 , (5.30)

где, h – длина сваи, м;

b0 – расстояние между наружными гранями крайних рядов свай, м.



Nf=6,25кН;

Ng=141,79; 



Песок мелкий, средней плотности с е0=0,66 сн=1,8 кПа и φn=31,6 о;

=1,3; Мg =6,18; Мс =8,43.

,



, следовательно фундамент запроектирован верно.



Рисунок 5.6 – Расчетная схема свайного фундамента

## 

## 5.3 Технико-экономическое сравнение вариантов

Для ленточного и свайного фундаментов производят сравнение их стоимости по укрупненным показателям. Оценка стоимости, сравнение основных видов работ при устройстве фундаментов производят для 1 погонного метра.

Объем котлована находят по формуле

 (5.30)

где, a,b – ширина котлована понизу и соответственно поверху котлована, м;

u – глубина котлована, м;

l – длина котлована, м;

Для фундаментов мелкого заложения объем котлована будет равен



Для свайного фундамента будет равен:



Сравнение стоимости фундаментов приводят в табличной форме (табл. 5.1).

Таблица 5.1- Технико-экономическое сравнение вариантов

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование работ | Ед. изм. | Стоимость ед. измерения, руб. | Вариант 1 | | Вариант 2 | |
| объем | стоимость, руб. | объем | стоимость, руб. |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| Разработка грунта под фундамент | м3 | 36,00 | 7,2 | 259,2 | 3,4 | 122,4 |
| Устройство монолитного железобетонного фундамента и ростверка | м2 | 522,00 | 0,353 | 182,27 | 0,45 | 234,90 |
| Устройство ленточного фундамента | м3 | 1060,00 | 0,92 | 975,20 | \_ | \_ |
| Погружение железобетонной сваи | м3 | 1806,00 | -- | -- | 0,9 | 2188,98 |
| Итого: |  |  |  | 791,03 |  | 848,46 |

Вывод: по предварительной оценке стоимости основных видов работ при устройстве фундаментов из 2-х вариантов экономичнее и эффективнее является фундамент мелкого заложения.

6 Расчёт фундаментов принятого вида

6.1 Расчет фундаментов мелкого заложения в сечении 2 – 2

Определяем основные размеры и рассчитываем конструкцию сборного ленточного фундамента под внутреннюю стену. Глубину заложения подошвы принимаем аналогично глубине заложения стены в сечении 1-1(см. раздел 5.1). Определяем ориентировочные размеры фундамента в плане по формуле (5.15)



По табл. 6.5 и 6.6 подбираем плиту марки ФЛ 14.12, имеющую размеры L=1,18м, b =1,4 м, h=0,3 м и стеновые блоки ФБС 12.4.3 и ФБС 12.4.6

По табл. 2 прил.2 [3] для песка пылеватого средней пластичности с коэффициентом пористости е=0,67 находим φн=29,20 и Сн=3,6 кПа.

По табл. 5.4, интерполируя по φII,находим значения коэффициентов:

= 1,08; Мg = 5,33; Мс = 7,73.



Глубину до пола подвала определяют по формуле (5.18):

db=1,32-0,47=0,85м

По формуле (5.16) определяем расчетное значение сопротивления R:



Проверяем значение среднего давления под подошвой фундамента



 кН





Р=156,9 кПа < R=171,67 кПа, приблизительно на 8,9%, значит фундамент запроектирован верно.



Рисунок 6.1 – Расчетная схема фундаментов мелкого заложения в сечении 2-2

# 6.2 Расчет фундаментов мелкого заложения в сечении 3 – 3

Определяем основные размеры и рассчитываем конструкцию фундамента сборного ленточного фундамента под внутреннюю стену. Глубину заложения подошвы принимаем аналогично глубине заложения стены в сечении 1-1(см. раздел 5.1).

Определим ориентировочные размеры фундамента в плане по формуле (5.15)



По табл. 6.5 и 6.6 [8] подбираем плиту марки ФЛ 12.12,имеющую размеры L = 1,18 м, b =1,2 м, h=0,3 м и стеновые блоки ФБС 12.4.6 и ФБС 12.4.3.

По табл. 2 прил.2 для песка пылеватого средней пластичности с коэффициентом пористости е=0,67 находим φн=29,20 и Сн=3,6 кПа.

По табл. 5.4, интерполируя по φII,находим значения коэффициентов:

= 1,08; Мg = 5,33; Мс = 7,73.



Глубину до пола подвала определяют по формуле (5.18):

db=1,32-0,47=0,85м

По формуле (5.16) определяем расчетное значение сопротивления



Проверяем значение среднего давления под подошвой фундамента:



 кН





Р = 154,3 кПа < R = 161,1 кПа приблизительно на 4,3 %, значит фундамент запроектирован верно.



Рисунок 6.1 – Расчетная схема фундаментов мелкого заложения в сечении 3-3

7 Расчет оснований по предельным состояниям

Расчет ведётся по второй группе предельных состояний. Целью расчета является ограничение перемещения абсолютных или относительных перемещений фундаментов и надфундаментных конструкций. Расчет по второму предельному состоянию заключается в определении осадок и сопоставления их с предельными значениями, установленными в зависимости от типа сооружения по приложению 4.

 (7.1)

где S и - расчётные значения абсолютных и средних осадок;

Su и  - предельные значения абсолютных и средних осадок;

Расчетные значения осадок определяют методом послойного суммирования в соответствии с требованиями приложения 2.

Расчет для линейно деформируемого слоя производят в следующем порядке:

1. Строят схему распределения вертикальных напряжений в основании. Слева от оси, проходящей через середину подошвы фундамента, строят эпюру напряжений σzq от собственного веса грунта определяемые по формуле

, (7.2)

где γi – удельный вес грунта i-го слоя, кН/м3;

hi – мощность i-го слоя грунта, м;

n – число слоев грунта;

При наличии основании ниже УПВ водоупора на кровле его в эпюре отмечается скачок.

Эпюру дополнительных вертикальных напряжений строят справа от оси действия нагрузок. Значение дополнительных напряжений на уровне подошвы фундамента определяется по формуле

Po = P - σzq,o , (7.3)

где Р – среднее давление под подошвой фундамента, определяемое по формуле (5.7.), кПа;

σzq,о – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента, кПа.

Расчет осадки производится от нагрузки R0, так как за время существования грунта осадки под действием собственного веса уже произошли и новую деформацию основания будет вызывать нагрузка, превосходящая значение .

Распределение дополнительных напряжений σzq по глубине устанавливают по формуле

σzр = αРо , (7.4)

где α - коэффициент, определяемый по табл. 1 приложения 2, в зависимости от вида фундамента в плане и относительной глубины ξ = 2z / b.

Для сокращения количества операций расчет σzр сводим в таблицу.

Нижняя граница сжимаемой толщи (НГСТ) отвечает условию

σzр = 0,2σzq. (7.5)

НГСТ определяют графическим методом: справа, от оси проходящей через центр подошвы фундамента, строится эпюра σzq, ординаты которой уменьшают в 4 раза. Точка пересечения образующих этой эпюры и эпюры σzq НГСТ. Мощность сжимаемой толщи На исчисляется от подошвы фундамента до НГСТ.

1. Для каждого слоя грунта в пределах глубины сжимаемой толщи по данным испытания определяют модуль деформации по формуле

, (7.6)

где β - поправочный коэффициент, принимаемый для суглинков- 0,5, для глины - 0,4; супесей – 0,7; пылеватых и мелких песков – 0,8.

mv – коэффициент относительной сжимаемости, кПа-1;

 (7.7)

1. Величину осадки определяют по формуле

, (7.8)

где β - корректирующий коэффициент;

σzрi – среднее значение дополнительного напряжения в i-ом слое грунта, кПа;

hi – толщина i-го слоя грунта, м;

n – число слоев, на которые разбита сжимающая толща.

4) Производится сравнение величин расчетных осадок с предельными. Если условие 7.1. не соблюдается, изменяем глубину заложения или параметры фундамента (геометрические

7.1 Расчет осадки в сечении 1-1

1. Строим эпюру σzq от собственного веса грунта по формуле (7.2.).

Начальная точка будет находиться в месте пересечения оси фундамента с землёй.

Вертикальные напряжения от собственного веса грунта σzq, на границах слоёв находим по формуле

σzq = , (7.9)

где: , hi – соответственно удельный вес и толщина i-того слоя грунта.

На поверхности земли: σzq0 =0;

Под фундаментом: σzq1 = 1,52×17,93 = 27,25 кПа; 0,2σ1zq=5,45кПа.

На контакте 1 и 2 слоёв: σzq2 = 0,78×17,93+27,25 =41,24 кПа; 0,2σ2zq=8,25кПа.

На контакте 2 и 3 слоёв: σzq3 = 2,6×18,62+41,24 = 89,64 кПа; 0,2σ3zq=17,93кПа.

Па контакте 3 и УГВ: σzq4 = 0,2×19,6+89,64 = 93,56 кПа; 0,2σ4zq=18,71кПа.

На контакте 3 и 4 слоёв: σzq5 = 2×9,8+93,56 = 113,16 кПа; 0,2σ5zq=22,63кПа.

На контакте 4 и 5 слоёв: σzq6 = 4×9,8+113,16 = 152,36 кПа; 0,2σ6zq=30,47кПа.

На последнем слое: σzq7 = 3,5×11,4+152,36 = 192,26 кПа; 0,2σ7zq=38,45кПа.

1. Строится эпюра дополнительных напряжений σzр.

Расчет эпюры дополнительных напряжений сводим в таблицу 7.1.



где Рср – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

σzg,0 – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента, кПа;



Po = 105,5-27,25 = 78,2 кПа.

Найдем коэффициенты относительной сжимаемости и модули деформации по формулам (7.6) и (7.7)

; ;

; ;

; ;

; ;

; ;

Расчет эпюры дополнительных напряжений сводим в таблицу 7.1.

Таблица 7.1- Распределение напряжений по оси фундамента

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование грунта | h=ξb/2,м | ξ=2h/b | α | | σzр | | 0,2 σzq,кПа |
| 1 | 2 | 3 | 4 | | 5 | | 6 |
| Песок пылеватый | 0  0,4 | 0  0,4 | 1  0,977 | | 78,2  76,4 | | 8,25 |
| Супесь тугопластич. | 0,8  1,2  1,6  2,0  2,4  2,8  3,2 | 0,8  1,2  1,6  2,0  2,4  2,8  3,2 | 0,881  0,755  0,642  0,550  0,477  0,420  0,374 | | 68,9  59,0  50,2  43,0  37,3  32,8  29,2 | | 17,93 |
| Песок мелкий | 3,6  4,0  4,4 | 3,6  4,0  4,4 | | 0,337  0,306  0,280 | | 26,4  23,9  21,9 | 22,63 |

1. Окончательно величина осадки рассчитывается по формуле (7.8):



1. Сравниваем значение величины осадки с предельным. По приложению 4 [3] предельное значение осадки равно 8 см, что больше полученного значения 1,61 см, следовательно площадь фундамента и глубина заложения подобраны верно.



Рисунок 7.1 – Осадка в сечении 1-1

7.2 Расчет осадки в сечении 2-2

Расчет для линейно деформируемого слоя производят в следующем порядке:

1. Слева от оси, проходящей через середину подошвы фундамента, строим эпюру напряжений σzq от собственного веса грунта. Эпюру дополнительных вертикальных напряжений строят справа от оси действия нагрузок.

Эпюра природных напряжений аналогична сечению I – I.

Напряжения от собственного веса грунта такие же как и в сечении I – I.

Значение дополнительных напряжений на уровне подошвы фундамента будут равны:

,

Р0 = 139,7-27,25 = 112,45 кПа

2) Находим дополнительные напряжения σzp и запишем в таблицу 7.2.

Таблица 7.2- Расчет эпюры дополнительных напряжений σzр

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование грунта | h=ξb/2,м | ξ=2h/b | α | σzр | 0,2 σzq,кПа |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Песок пылеватый | 0  0,4  0,8 | 0  0,4  0,8 | 1  0,977  0,881 | 112,4  109,8  99,0 | 8,25 |
| Супесь тугопластич. | 1,2  1,6  2,0  2,4  2,8  3,2 | 1,2  1,6  2,0  2,4  2,8  3,2 | 0,755  0,642  0,550  0,477  0,420  0,374 | 84,9  72,2  61,8  53,6  47,2  42,0 | 17,93 |
| Песок мелкий | 3,6  4,0  4,4  4,8  5,2  5,6 | 3,6  4,0  4,4  4,8  5,2  5,6 | 0,337  0,306  0,280  0,258  0,239  0,223 | 37,9  34,4  31,5  28,9  26,9  25,1 | 22,63 |
| Глина полутвердая | 6,0 | 6,0 | 0,208 | 23,4 | 30,47 |

3).Окончательная величина осадки рассчитывается по формуле (7.8)



4) Сравниваем значение величины осадки с предельным. По приложению 4 [3] предельное значение осадки равно 8 см, что больше полученного значения 2,61см, следовательно площадь фундамента и глубина заложения подобраны верно.



Рисунок 7.2 – Осадка в сечении 2-2

# 7.3 Расчет осадки в сечении 3-3

Расчет для линейно деформируемого слоя производят в следующем порядке:

1. Эпюра напряжений σzq от собственного веса грунта такая же как в первых двух сечениях.

2) Строим эпюру дополнительных напряжений σzр.

Значение дополнительных напряжений на уровне подошвы фундамента

,

Po = 136,83-27,25 = 109,58 кПа.

Расчет эпюры дополнительных напряжений σzр сводим в таблицу 7.3.

Таблица 7.3- Расчет эпюры дополнительных напряжений σzр

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование грунта | h=ξb/2,м | ξ=2h/b | α | σzр | 0,2 σzq,кПа |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Песок пылеватый | 0  0,4  0,8 | 0  0,4  0,8 | 1  0,977  0,881 | 109,6  107,1  96,6 | 8,25 |
| Супесь тугопластич. | 1,2  1,6  2,0  2,4  2,8  3,2 | 1,2  1,6  2,0  2,4  2,8  3,2 | 0,755  0,642  0,550  0,477  0,420  0,374 | 82,7  70,4  60,3  52,3  46,0  40,9 | 17,93 |
| Песок мелкий | 3,6  4,0  4,4  4,8  5,2  5,6 | 3,6  4,0  4,4  4,8  5,2  5,6 | 0,337  0,306  0,280  0,258  0,239  0,223 | 36,9  33,5  30,7  28,3  26,2  24,4 | 22,63 |
| Глина полутвердая | 6,0 | 6,0 | 0,208 | 22,8 | 30,47 |

3) Окончательная величина осадки рассчитывается по формуле 7.7.



4) Сравниваем значение величины осадки с предельным. По приложению 4 [3] предельное значение осадки равно 8 см, что больше полученного значения 2,54 см, следовательно площадь фундамента и глубина заложения подобраны верно.



Рисунок 7.3 – Осадка в сечении 3-3

Вывод: В результате расчета фундаментов по второй группе в выбранных сечениях допустимая деформация больше, чем полученные расчётные значения.

7.4 Расчет затухания осадки во времени для сечения 1-1

Т.к. двухсторонняя фильтрация используем случай 0-1.

Расчет ведут методом эквивалентного слоя при слоистой толще грунтов в следующей последовательности:

1. Полную стабилизированную осадку определяем по формуле

, (7.11)

где hэ - мощность эквивалентного слоя, м;

mvm – средний коэффициент относительной сжимаемости грунта, МПа-1;

1. определяют мощность эквивалентного слоя по формуле

hэ = Awmb, (7.12)

где Awm – коэффициент эквивалентного слоя, зависящий от коэффициента Пуассона, формы подошвы, жесткости фундамента принимаемый по табл. 6.10 ,

Awm=2,4 (для пылевато-глинистых грунтов);

hэ = 2,4 × 2 = 4,8м

Н = 2 hэ = 2 ×4,8 = 9,6 м



Рисунок 7.4

1. определяют средний относительный коэффициент сжимаемости по формуле:

, (7.13)

где hi – толщина i-го слоя грунта, м;

mνi – коэффициент относительной сжимаемости i-го слоя, МПа-1;

zi – расстояние от середины слоя i-го слоя до глубины 2hэ, м.



4) По формуле (7.11.) найдем осадку



5) Определяют коэффициент консолидации по формуле

, (7.14)

где γw – удельный вес воды, кН/м3;

Кфт – средний коэффициент фильтрации, определяемый по формуле

, (7.15)

где Н – мощность сжимаемой толщи, м;

kфi - коэффициент фильтрации i-го слоя грунта, см/год.



,

6) Вычислим время, необходимое для уплотнения грунта до заданной степени по формуле

 (7.16)

год = 0,23N суток = 5,52N ч

Задаемся значениями U по таблице V.4[14], значения N для трапецеидального распределения уплотняющих давлений определяют по формуле

 (7.17)

где I- величина интерполяционных коэффициентов по таблице V.5.

Данные сводим в таблицу 7.4.

Таблица 7.4

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| U | N | t = NT | St = SU |
| 0,10  0,20  0,30  0,40  0,50  0,60  0,70  0,80  0,90 | 0,06  0,15  0,27  0,42  0,6  0,82  1,1  1,5  2,2 | 0,014  0,035  0,06  0,097  0,138  0,189  0,253  0,345  0,506 | 0,05  0,1  0,15  0,2  0,25  0,3  0,35  0,4  0,45 |

# Расчет затухания осадки во времени для сечения 2-2

Расчет ведут методом эквивалентного слоя при слоистой толще грунтов в следующей последовательности:

1. определяют мощность эквивалентного слоя по формуле(7.12.)

hэ = 2,4×1,4 = 3,36 м

Н = 2 hэ = 2 × 3,36 = 6,72 м



Рисунок 7.5

1. Определяют средний относительный коэффициент сжимаемости по формуле(7.13.)



1. По формуле (7.11.) найдем осадку



1. Находим средний коэффициент фильтрации по формуле(7.15.)

,

1. Определяют коэффициент консолидации по формуле(7.14.):

,

1. Вычислим время, необходимое для уплотнения грунта до заданной степени по формуле (7.16)

год =0,9N суток =21,6N ч,

Расчет осадки St сводим в таблицу 7.5.

Таблица 7.5 - Расчёт затухания осадки

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| U | N | t = NT | St = SU |
| 0,10  0,20  0,30  0,40  0,50  0,60  0,70  0,80  0,90 | 0,06  0,15  0,27  0,42  0,6  0,82  1,1  1,5  2,2 | 0,054  0,135  0,243  0,378  0,54  0,738  0,99  1,35  1,98 | 0,23  0,46  0,69  0,92  1,15  1,38  1,61  1,84  2,07 |

Вывод: так как осадки во всех сечения не превышают предельных значений, то размеры фундаментов и их глубина заложения рассчитаны верно.



Рисунок 7.7– График затухания осадок во времени

# 

# 8 Конструирование фундаментов

После геодезической разбивки осей здания производят установку железобетонных плит для ленточных фундаментов. Сборные фундаменты состоят из ленты, собираемой из железобетонных плит (ФЛ 20.12), и стены, собираемой из бетонных блоков. Фундаментные железобетонные плиты укладываются сплошь по длине стены.

Плиты армируют одиночными сетками или плоскими арматурными блоками, собираемыми из двух сеток: верхней, имеющей маркировочный индекс К, и нижней — С. Рабочая арматура — стержневая горячекатаная периодического профиля из стали класса A-III и проволока периодического профиля из стали класса Вр-1. Распределительная арматура — гладкая арматурная проволока из стали класса B-I.

Для обеспечения пространственной жесткости сборного фундамента предусматривают связь между продольными и поперечными стенами путем привязки их фундаментными стеновыми блоками или закладки в горизонтальные швы сеток из арматуры диаметром 8-10мм. От поверхностных и подземных вод стены защищают путем устройства отмосток и укладки горизонтальной гидроизоляции на уровне не ниже 5 см от поверхности отмостки и не выше 30 см от подготовки пола подвала. Внешняя поверхность подвальных стен защищается обмазочной изоляцией в один или в два слоя.

Защита наземных помещений от грунтовой сырости ограничивается устройством по выровненной поверхности всех стен на высоте 15—20 см от верха отмостки или тротуара непрерывной водонепроницаемой прослойки из жирного цементного раствора или одного-двух слоев рулонного материала на битуме. Этот слой составляет с бетонной подготовкой пола одно целое. В местах понижения пола устраивают дополнительную изоляцию. Для защиты подвальных и заглубленных помещений во влажных грунтах обмазку делают по оштукатуренной цементным раствором поверхности стены.

Поверхности стен подвалов защищают горизонтальной водонепроницаемой прослойкой в стене, доходящей до пола подземного помещения или подвала. Изоляцией полов подвала при низком уровне вод служит сам бетонный слой.

# 

# 9. Схема производства работ



Рисунок 9.1- Размеры котлована

Размеры дна котлована в плане определяются расстояниями между наружными осями сооружения, расстояниями от этих осей до крайних уступов фундаментов, размерами дополнительных конструкций, устраиваемых около фундаментов с наружных сторон и минимальной шириной зазора (позволяющей заводить подземные части сооружения) между дополнительной конструкцией и стенкой котлована. Размеры котлована поверху складываются из размеров дна котлована, ширины откосов или конструкций крепления стенок и зазора между гранями фундаментов и откосов. Глубина котлована определяется отметкой заложения фундамента.

Рабочий слой основания предохраняют от нарушений защитным слоем грунта, который снимают только перед введением фундамента. Для отвода атмосферных осадков поверхность защитного слоя выполняется с уклоном в сторону стенок, а по периметру котлована устраиваются водоотводные канавки с уклоном в сторону приямков из которых по мере необходимости откачивают воду. Устройство канавок и зумпфов и откачка из воды производятся с соблюдением требований открытого водопонижения.

Для доставки материалов, деталей и транспортирования механизмов в котлован предусматривают спуски. Устойчивость стенок котлована обеспечивается различными видами креплений или приданием им соответствующих уклонов. Способ крепления зависит от глубины котлована, свойств и напластования грунтов, уровня и дебита подземных вод, условий производства работ, расстояния до существующих строений.

Возведение фундаментов и подземных элементов, а также засыпка пазух котлованов должны производиться сразу же вслед за разработкой грунта

Котлованы с естественными откосами устраивают в маловлажных устойчивых грунтах. При глубине котлована до 5 м стенки могут выполняться без крепления, но с уклоном и крутизной откосов, которые указаны в табл.

Крепление котлованов осуществляется шпунтовыми стенами. Деревянные шпунтовые ограждения (дощатые и брусчатые) применяют для крепления неглубоких котлованов (3...5 м). Дощатый шпунт при меняют для крепления неглубоких котлованов (3...5 м). Дощатым шпунт изготовляют из досок толщиной до 8 см, брусчатый — брусьев толщиной от 10 до 24 см. Длина шпунтин определяется глубиной их погружения, но, как правило, не превышает 8 м.

В процессе работы необходимо предохранять котлован от заполнения атмосферными осадками. Для этого следует проводить планировку поверхности вокруг котлована и обеспечить сток за пределы строительной площадки.

Разрабатывать грунт котлована и возводить фундамент нужно в сжатые сроки, не оставляя открыты дно котлована на продолжительное время (чем больше промежуток между окончанием земляных работ и устройством фундамента, тем сильнее разрушается грунт основания и откосы котлована).

После возведения фундамента, пазухи между стенами фундамента и котлована заполняется грунтом, укладываемого послойно с трамбовкой.

Для данного объема земляных работ нулевого цикла подбираем скреперный комплект землеройных машин: одноковшовый экскаватор Э1252 (с емкостью ковша 1,25м3), несколько скреперов Д – 498 (с емкостью ковша 7м3), бульдозеров Д3 – 18 (на базе трактора Т – 100), автосамосвалов ЗИЛ – ММ3 – 555.

При разработке котлована (см. рисунок 9.1) производят разработку грунта под жилое здание до отметки экскаватором ЭО 1621 с вместимостью ковша 0,15 м3. Для вывоза грунта используют автосамосвал ГАЗ-93А.

Плодородный слой почвы в основании насыпей и на площади, занимаемой различными выемками, до начала основных земляных работ должен быть снят в размерах, установленных проектом организации строительства и перемещен в отвалы для последующего использования его при рекультивации или повышении плодородия малопродуктивных угодий.

Запрещается использовать плодородный слой почвы для устройства перемычек, подсыпок и других постоянных и временных земляных сооружений

Заключение

В данном проекте был разработан наиболее рациональный фундамент под 4х-этажное жилое здание - ленточный фундамент мелкого заложения. Выбор рационального вида фундамента осуществили на основе технико-экономического сравнения двух вариантов фундаментов, наиболее часто используемых в строительстве фундаментов: мелкого заложения и свайного. Сравнение вариантов было сделано на основе их стоимости, установленной по укрупненным показателям для одного метра фундамента стоимость составила для ленточного фундамента – 791,03 руб., для свайного фундамента – 848,46 руб.

Ленточный фундамент устанавливают на отметке 128,6 м, то есть он располагается в песке пылеватом, средней плотности с R=150 кПа.

В результате расчетов приняты плиты марки ФЛ 20.12, ФЛ 14.12 и ФЛ 12.12, и стеновые блоки ФБС 12.4.6 и ФБС 12.4.3.

Для выбранного типа фундамента в трех характерных сечениях зданий был произведен расчет оснований по предельному состоянию 2 группы и сравнение полученных значений с предельными значениями равными 10 см: для сечения 1-1 осадка равна 1,61 см, для сечения 2-2 – 2,61 см, для сечения 3-3 – 2,54 см.

Было произведено конструирование фундамента; рассчитана схема производства работ нулевого цикла, а также даются краткие сведения об устройстве котлована.

# Список использованных источников

1. Берлинов, М.В. Примеры расчета оснований и фундаментов: Учеб. для техникумов/ М.В. Берлинов, Б.А. Ягупов. – М.: Стройиздат, 1986. – 173с.
2. Веселов, В.А. Проектирование оснований и фундаментов: Учеб. пособие для вузов / В.А.Веселов.- М.: Стройиздат, 1990. – 304с.
3. ГОСТ 25100-82. Грунты. Классификация. – М.: Стандарты, 1982.-9с.
4. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты/Б.И. Далматов. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988.-415с.
5. Куликов, О.В. Расчет фундаментов промышленных и гражданских зданий и сооружений: Метод. указания по выполнению курсового проекта/ О.В.Куликов. – Братск: БрИИ, 1988. – 20с.
6. Механика грунтов/Б.И. Далматов [и др.]. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГА-СУ, 2000. – 204с.
7. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб.пособие для строит. спец. Вузов/С.Б. Ухов [и др.]. – М.: Высш.шк., 2004. – 566с.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения (Справочник проектировщика)/ под ред. Е.Н. Сорочана, Ю.Г, Трофимова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480с.
9. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений/Б.И. Далматов [и др.]. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГА-СУ, 2006. – 428с.
10. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1985. – 40с.
11. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48с.
12. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36с.
13. СНиП 3.02.01-83. Основания и фундаменты/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1983. – 39с.
14. Цытович, Н.А. Механика грунтов/Н.А. Цытович. – М.: Высш.шк., 1979. – 272с.
15. ГОСТ 25100-82. Грунты. Классификация. – М.: Стандарты, 1982.-9с
16. СНиП 2.02.04-88. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 39с.