1. **АНАЛИЗ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ**
	1. **Определение расчетных характеристик физического состояния грунтов.**

Расчетные характеристики служат для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунтов согласно СТБ 943-93.

К ним относят:

- ρd плотность сухого грунта (скелета грунта):

; (1)

- e коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности:

; (2)

- Sr степень влажности (коэффициент водонасыщенности) определяется по формуле:

, (3)

где ρw – плотность воды, принимаемая равной 1г/см3.

Для пылевато-глинистых грунтов дополнительно определяется число пластичности и показатель текучести.

Число пластичности определяется по формуле:

Ip=WL-WP, (4)

где WL – влажность на границе текучести;

 WP – влажность на границе раскатывания.

Показатель текучести определяется по формуле:

. (5)

Исходные данные:

ρ - плотность грунта в естественном состоянии;

W - влажность грунта;

ρs - плотность твердых частиц;

WL - влажность на границе текучести;

WP - влажность на границе раскатывания.

 Расчеты выполняются для каждого слоя.

 Результаты расчета сводятся в таблицу, форма по которой приведена ниже (таблица 4).

Представим исходные данные в виде таблицы.

Таблица 1

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № слоя | ρs, г/см3 | ρ, г/см3 | W | WP | WL | Рd, МПа |
| 1 | 2.83 | 1,98 | 0,28 | 0,21 | 0,48 | 3,7 |
| 2 | 2,61 | 2,00 | 0,24 | - | - | 4,7 |
| 3 | 2,69 | 1.91 | 0,18 | 0,12 | 0,22 | 5,1 |

Для оценки физического состояния и определения типа, вида и разновидности грунта определяются следующие характеристики грунта:

1. Плотность сухого грунта (скелета грунта) ρd:

Для первого слоя:  г/см3;

Для второго слоя:  г/см3;

Для третьего слоя:  г/см3,

где ρ – плотность грунта, г/см3;

 W – природная влажность грунта в долях единицы.

2. Коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности е:

Для первого слоя: ;

Для второго слоя: ;

Для третьего слоя: ,

где ρs – плотность твердых частиц грунта, г/см3.

1. Степень влажности (коэффициент водонасыщенности) Sr:

Для первого слоя: ;

Для второго слоя: ;

Для третьего слоя: ,

где ρw – плотность воды, принимаемая равной 1г/см3.

Для пылевато-глинистых грунтов дополнительно определяем число пластичности и показатель текучести (для первого и третьего слоев):

1. Число пластичности Ip:

Для второго слоя: Ip=WL-WP = 0,48-0,21 = 0,27= 27%;

Для третьего слоя: Ip=WL-WP = 0,22-0,12 = 0,10 = 10%,

где WL – влажность на границе текучести;

 WP – влажность на границе раскатывания.

1. Показатель текучести IL:

Для первого слоя: 

Для третьего слоя: 

Результаты расчета сводим в таблицу 4.

* 1. **Анализ гранулометрического состава песка.**

Определяем вида обломочно-песчаных грунтов по СТБ 943-93:

- по грансоставу;

- по показателю максимальной неоднородности Umax:

, (6)

где: d50 – диаметр частиц меньше которых в грунте 50%;

 d95 – диаметр частиц меньше которых в грунте 95%;

 d5 – диаметр частиц меньше которых в грунте 5%;

Величины d50, d95, d5 – находятся по кривой неоднородности грунта, построенной в полулогарифметических координатах, рис.1.

Даны результаты ситового анализа гранулометрического состава песка:

Таблица 2

|  |
| --- |
| Содержание фракций (%), диаметром d, мм |
| >10 | 10-5 | 5-2 | 2-1 | 1-0,5 | 0,5-0,25 | 0,25-0,1 | <0,1 |
| 0,5 | 0,2 | 0,4 | 3 | 73,2 | 11,7 | 10 | 1 |

Необходимо по СТБ 943-93 определить вид песка по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности Umax.

Анализ гранулометрического состава песка удобнее проводить в табличной форме. Таблица 3

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Содержание фракций | Диаметр фракций d, мм | Сумма |
| 20,0 | 10,0 | 5,0 | 2,0 | 1,0 | 0,50 | 0,25 | 0,10 | 0,05 |
| Логарифм диаметра фракций log(d) |
| 1,30 | 1,00 | 0,70 | 0,30 | 0,00 | -0,30 | -0,60 | -1,00 | -1,30 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 1 | Содержание фракций, % | 0 | 0,5 | 0,2 | 0,4 | 3 | 73,2 | 11,7 | 10 | 1 | 100 |
| 2 | Сумма >d,% | 0 | 0,5 | 0,7 | 1,1 | 4,1 | 77,3 | 89 | 99 | 100 |  |
| 3 | Сумма <d,% | 100 | 99,5 | 99,3 | 98,9 | 95,9 | 22,7 | 11 | 1 | 0 |  |

Анализ проводим по строке 2 таблицы 3 начиная с фракций, имеющих наибольший диаметр. Так как масса частиц крупнее 0,50мм более 50% (77,3%), данный песок по разновидности относится к крупным пескам (табл.4.2. СТБ 943-93).

Для определения максимальной неоднородности по данным строки 3 строится кривая однородности грунта, рис.1.



Рис.1. Кривая однородности грунта

Графически определяются значения:

- log (d95) = -0,005;

- log (d50) = -0,23

- log (d5) = -0,84

Определяем характерные диаметры:

- d95 = 10-0,005= 0,99;

- d50 = 10-0,23= 0,59;

- d5 = 10-0,84= 0,14.

Находим Umax:

 – песок среднеоднородный.

**Вывод:** данный грунт – песок крупный среднеоднородный.

**1.3. Определение типа и разновидности грунтов по СТБ 943-93**

**«Классификация грунтов».**

Классификация обломочных пылевато-глинистых грунтов производится по типу и разновидности (табл.4.2. СТБ 943-93):

\* тип грунта определяется по числу пластичности Ip;

\* разновидность:

- по прочности (сопротивлению грунта при зондировании);

- по показателю текучести IL;

Для песчаных грунтов проводят анализ гранулометрического состава и определяю тип, вид и разновидность:

\* тип – песок, если масса частиц крупнее 2мм < 50%;

\* вид обломочно-песчаных грунтов определяется по гранулометрическому составу и по показателю максимальной неоднородности Umax;

\* разновидность – по прочности (сопротивлению грунта при зондировании) и по степени влажности Sr (табл.4.2. СТБ 943-93).

Полное наименование грунтов заносим в графу 13 таблицы 4.

Определяем полное наименование грунта по ранее полученным данным.

**Слой №1**

. Данный слой обломочно-пылеватый глинистый (WL = 0,48; WP = 0,21):

1. Тип: по числу пластичности Ip = 0.27 (27%) – глина (см. табл. 4.2 СТБ 943-93);

1. Разновидность:

- по прочности при зондировании:

Так как для первого слоя Pd = 3,7 МПа, по графе 4 табл. 4.6 СТБ 943-93 определяем – данный грунт прочный;

- по показателю текучести:

IL = 0,26 – глина тугопластичная.

**Вывод:** Слой №1 – глина тугопластичная, прочная.

**Слой №2**

Данный слой обломочно-песчаный (отсутствуют значения WL и WP):

1. Тип: песок, масса частиц крупнее 0,50мм = 77,3% > 50%;
2. Вид: по гранулометрическому составу и по показателю Umax – песок крупный, среднеоднородный;
3. Разновидность:

- по прочности при зондировании:

Так как для третьего слоя Pd = 4,7 МПа, по графе 4 табл. 4.5 СТБ 943-93 определяем – данный грунт средней прочности;

- по степени влажности:

Sr = 1,0 – песок водонасыщенный.

**Вывод:** Слой №2 – песок крупный, среднеоднородный, средней прочности, водонасыщенный.

**Слой №3**

Данный слой обломочно-пылеватый глинистый (WL = 0,22; WP = 0,12):

1. Тип: по числу пластичности Ip = 0.10 (10%) – суглинок (см. табл. 4.2 СТБ 943-93);

1. Разновидность:

- по прочности при зондировании:

Так как для второго слоя Pd = 5,1МПа, по графе 4 табл. 4.6 СТБ 943-93 определяем – данный грунт прочный;

- по показателю текучести:

IL = 0,6 – суглинок мягкопластичный.

**Вывод:** Слой №3 – суглинок мягкопластичный прочный.

Все данные, полученные по результатам расчетов, заносим в таблицу 4.

Физико-механические характеристики грунтов основания

Таблица 4

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № ИГЭ | Данные задания | Вычисляемые характеристики | Наименование грунта по СТБ943-93 |
| Плотность частиц (ρs), г/см3 | Плотность грунта (ρ), г/см3 | Влажность (W) | Влажность текучести (WL) | Влажность раскатывания (WP) | Условное дин. сопротивление (Pd), МПа | Плотность скелета грунта (ρd) | Коэффициент пористости (е) | Степень влажности (Sr) | Число пластичности (Ip) | Показатель текучести (IL) |
| 1 | 2,83 | 1,98 | 0,28 | 0,48 | 0,21 | 3,7 | 1,55 | 0,83 | 0,95 | 0,27 | 0,26 | глина тугопластичная, прочная |
| 2 | 2,61 | 2,0 | 0,24 | - | - | 4,7 | 1,61 | 0,62 | 1,0 | - | - | Песок крупный, среднеоднородный, средней прочности, водонасыщенный |
| 3 | 2,69 | 1,91 | 0,18 | 0,22 | 0,12 | 5,1 | 1,62 | 0,66 | 0,73 | 0,1 | 0,6 | суглинок мягкопластичный, прочный |

**1.5. Построение нженерно-геологического разреза.**

Оформление инженерно-геологического разреза выполняется согласно требованиям СТБ 21.302-99 (прил. 9.6, прил. 10).

Инженерно-геологический разрез представляет собой схему напластования грунтов, полученную по данным проходки инженерно-геологических выработок (скважин).

В таблице 5. в соответствии с заданием к контрольной работе приведены значения толщины (мощности) каждого слоя по скважинам. Расстояние между скважинами принимается по таблице 6. Отметки устья скважины принимаются по таблице 7.

На разрезе необходимо нанести:

 штриховое обозначение каждого слоя с учетом условных обозначений;

 относительные отметки границ между слоями (в том числе и на уровне грунтовых вод);

 графики динамического зондирования, РД;

 номера ИГЭ (инженерно-геологических элементов);

 уровень грунтовых вод;

 уровень планировки (приблизительно принимается с учетом баланса земляных работ – объем срезки равен объему насыпи);

 условные обозначения на отдельном листе.

Для исходных данных таблиц 5 – 7 по результатам задач 1-3 построим инженерно-геологический разрез по скважинам 1 – 3.

Таблица 5

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Вари****ант** | **№****слоя** | **Мощность слоя по скважинам,****м** |
| **1** |  **2** | **3** |
| 6 | 123 | 4,53,52,0 | 5,03,52,5 | 4,04,03,5 |

 Таблица 6 Таблица 7

**Расстояние между скаважинами Отметки устья скважин**

|  |  |
| --- | --- |
| **№ варианта** | **Расстояние между****скважинами, м** |
| **9** | 23 |

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **№****варианта** | **Скв.1** | **Скв.2** | **Скв.3** |
| **7** | **122.14** | **122.89** | **123.76** |

**1.5. Определение нормативных и расчетных значений физико- механических характеристик грунтов по данным динамического зондирования.**

В данной работе необходимо для каждого слоя определить нормативные значения следующих характеристик грунтов:

- удельного веса  

где g - ускорение свободного падения. Единицы измерения удельного веса кН/м;  - плотность грунта в естественном состоянии (г/см).

- для водонасыщенных песков дополнительно определяется удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии 



где , - удельный вес воды равный 10 кН/м;

- удельный вес твердых частиц грунта (определяется аналогично как и ).

Далее определяются нормативные значения *прочностных* и *деформационных* характеристик грунтов *(**,сп,Е).* На практике данные величины определяются в ходе проведения комплекса полевых и лаборатор­ных исследований. В контрольной работе допускается определять прочностные и деформационные характери­стики грунтов по данным динамического зондирования в зависимости от величины Рд (дано в задании, таблица П1.1 графа 9). Для этого понадобится пособие П2-2000 к СНБ 5.01.01-99 /4/ таблицы Д.2, Д.4 приложения Д. В рамках данной контрольной работы считать суглинки и глины озёрно-ледникового происхождения, пески ал­лювиального.

расчетные значения характеристик грунтов для первой и второй группы предельных состояний:

- удельного веса ;

- угла внутреннего трения ;

- удельного сцепления 

определяются путем деления нормативных значений () на коэффициент надежности погрунту yg. Коэффициенты надежности по грунту yg при определении расчетных значений свойств грун­тов определяются согласно ГОСТ 20522-96 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. В контрольной работе допускается коэффициенты надежности по грунту yg принять равными:

\* при определении расчетных значений удельного веса :

yg =1;

\* при определении расчетных значений :

yg =1;

\* при определении расчетных значений :

- для удельного сцепления yg(c) = 1,5;

\* при определении расчетных значений :

- для песчаных грунтов yg(c) =1,1;

- для пылевато-глинистых yg(c) = 1,15.

Результаты определения физико-механических характеристик грунтов сводятся в таблицу.

**ИГЭ 1**

Первый инженерно-геологический элемент – глина тугопластичная, прочная, с условным динамическим сопротивлением Рд=3,7МПа (табл. 1).

 1. Определяем удельный вес грунта :



2. Определяем угол внутреннего трения  и удельное сцепление Сп:

По таблице 5.7 ТКП 45-5.01-17-2006 находим, что для глины озёрно-ледникового происхождения, прочная при pd =3,7МПа угол внутреннего трения , Сп = 56,4 кПа..

3. Определяем модуль деформации грунта Е:

По таблице 5.8 ТКП 45-5.01-17-2006 находим, что для глин озёрно-ледникового происхождения при pd = 3,7 МПа модуль деформации Е = 18МПа.

4. Определяем расчетные значения физико-механических характеристик грунтов для и  группы предельных состояний:

Расчетные значения удельного веса принимает равными:



Значение удельного сцепления по I группе предельных состояний:



Значение удельного сцепления по II группе предельных состояний:



Значение угла внутреннего трения по I группе предельных состояний:



Значение угла внутреннего трения по II группе предельных состояний:



**ИГЭ 2**

Второй инженерно-геологический элемент - песок средней крупности, средней прочности, с условным динамическим сопротивлением Рд=4,7 МПа (табл. 1).

 1. Определяем удельный вес грунта :



При наличии грунтовых вод в песчаных грунтах дополнительно оп­ределяем удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии:



где g - ускорение свободного падения 

 yw – удельный вес воды равный 10 кН/м3

2. Определяем угол внутреннего трения  и удельное сцепление Сп:

По таблице 5.4 ТКП 45-5.01-17-2006 находим, что для песков средней крупности, малой прочности, при pd = 4,7МПа угол внутреннего трения , Сп =0,425 кПа..

3. Определяем модуль деформации грунта Е:

По таблице 5.8 ТКП 45-5.01-17-2006 находим, что для песков средней прочности при pd = 4,7 МП модуль деформации Е = 21,95МПа.

4. Определяем расчетные значения физико-механических характеристик грунтов для и  группы предельных состояний:

Расчетные значения удельного веса принимает равными:



Значение удельного сцепления по I группе предельных состояний:



Значение удельного сцепления по II группе предельных состояний:



Значение угла внутреннего трения по I группе предельных состояний:



Значение угла внутреннего трения по II группе предельных состояний:

 

**ИГЭ 3**

Третий инженерно-геологический элемент – суглинок мягкопластичный, прочный, с условным динамическим сопротивлением Рд=5,1МПа (табл. 1).

 1. Определяем удельный вес грунта:



2. Определяем угол внутреннего трения и удельное сцепление Сп:

По таблице 5.7 ТКП 45-5.01-17-2006 находим, что для глины озёрно-ледникового происхождения, средней прочности при pd =5,1МПа угол внутреннего трения, Сп = 61,63 кПа..

3. Определяем модуль деформации грунта Е:

По таблице 5.8 ТКП 45-5.01-17-2006 находим, что для глин озёрно-ледникового происхождения при pd = 5,1МПа модуль деформации Е = 18МПа.

4. Определяем расчетные значения физико-механических характеристик грунтов для и  группы предельных состояний:

Расчетные значения удельного веса принимает равными:



Значение удельного сцепления по I группе предельных состояний:



Значение удельного сцепления по II группе предельных состояний:



Значение угла внутреннего трения по I группе предельных состояний:



Значение угла внутреннего трения по II группе предельных состояний:



Таблица 7

 Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № ИГЭ, название грунта | Удельный вес, кН/м3 | Удельное сцепление, кПа | Угол внутр. трения, градус | Модуль деформации, МПа |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  | Е |
| глина тугопластичная, прочная | 19,8 | 19,8 | 19,8 | 56,4 | 37,6 | 56,4 | 12,96 | 11,27 | 15,2 | 18 |
| песок крупный неоднородный, средней прочности, водонасыщенный |  |  |  | 0,425 | 0,28 | 0,425 | 32,3 | 29,36 | 32,3 | 21,95 |
| суглинок мягкопластичный прочный | 19,1 | 19,1 | 19,1 | 61,63 | 41,09 | 61,63 | 12,38 | 10,76 | 12,38 | 18 |

Примечание: Для песчаных грунтов под чертой приведены значения удельного веса без учета, под чертой с учетом взвешивающего действия воды.

**2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ.**

**2.1. Назначение глубины заложения фундамента.**

* + 1. **Общие положения.**

Глубина заложения фундаментов (расстояние от уровня планировки до уровня подошвы фундамента) назначается в зависимости:

1. Назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения и

 применяемых конструкций;

2. Глубины заложения фундаментов примыкающих сооружений, а также глубины

 прокладки инженерных коммуникаций;

3. Инженерно-геологических условий площадки;

4. Гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе

 строительства;

5. Глубины сезонного промерзания грунтов.

* + 1. **Выбор глубины заложения фундаментов в зависимости от конструктивных особенностей проектируемого здания**

 Определим глубину заложения фундамента одноэтажного промышленного здания с колоннами сечением 1400x500 мм. Район строительства – г. Киев (исходные данные). Верхний слой грунтов - глина.

На глубину заложения фундаментов влияют следующие конструктивные особенности зданий или сооружений:

* наличие и глубина заложения подвалов;
* тепловой режим здания;
* минимальная глубина заделки колонны в стакан фундамента и конструктивные требования к элементам фундамента.

Здание проектируем с отапливаемым режимом работы с расчетной температурой воздуха внутри помещения 18°С.

Глубина заделки колонны в фундамент определяется типом и размером колонны (приложение 4/6/).

Колонны многоэтажных зданий принимаются по серии 1.424-5 в зависимости от сетки колонн и высоты этажа. Высота заделки колонны в фундамент – 600мм /6/.

Схема определения глубины заложения фундамента представлена на рис. 2.1.

 

Рисунок 2.1. Схема к определению величины глубины заложения фундамента.

**2.1.3. Выбор глубины заложения фундаментов в зависимости от**

**инженерно-геологических условий площадки.**

Данный фактор оказывает влияние на выбор глубины заложения фундаментов в случае, если верхние слои грунта являются слабыми и не могут служить надежным основанием фундаментов без проведения специальных мероприятий по их упрочнению. Если при этом толщина слабого слоя не превышает 5м, целесообразнее глубину заложения фундамента назначить в зависимости от глубины залегания более прочных слоев грунта.

При толщине слабого слоя более 5м применение ленточных фундаментов на естественном основании будет нецелесообразным и в этом случае предусматривают какой-либо из методов упрочнения грунтов. Глубина заложения фундаментов в этом случае назначается независимо от инженерно-геологических условий.

Схема определения глубины заложения фундаментов в зависимости от инженерно-геологических условий площадки приведена на рисунке 2.2.



Рис. 2.2. Схема определения глубины заложения фундаментов в зависимости от

 инженерно-геологических условий площадки.

**2.1.4. Выбор глубины заложения фундаментов в зависимости**

 **от глубины сезонного промерзания грунта.**

Глубина заложения наружных стен и колонн с учетом глубины про­мерзания назначается в соответствии с указаниями п.п. 2.27 - 2.29 /2/.

Нормативное значение глубины заложения фундаментов dfn  допуска­ется определять по схематическим картам глубин промерзания суглинков и глин на территории СНГ (рис. 1.11 /4/). Для Минска dfn равно 0,8м.

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта df у фундамента определяется по формуле:

 df = kh·dfn ,

где kh - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания на глубину промерзания грунта у фундамента, принимается по табл. 1 /2/.

kh =0,8.

df = 0,8·0,8=0,64м.

Согласно таблице 2/2/, глубина заложения фундамента в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод не менее df. Как видим, максимальной является глубина заложения фундаментов в зависимости от конструктивных особенностей здания поэтому окончательно принимаем глубину заложения фундаментов равной d = 1,950м.

**2.2. Определение размеров подошвы фундамента**

**2.2.1. Общие положения.**

 В данном разделе необходимо:

 - определить предварительные размеры подошвы фундамента;

 - определить величину расчетного сопротивления грунтов (R);

 - определить значение среднего, максимального и минимального давления под

 подошвой фундамента.

**2.2.2. Назначение предварительных размеров подошвы фундамента.**

Принимаем глубину заложения фундамента 1,95м в в зависимости от величины слоя слабых грунтов. Размеры подошвы фундамента определяем путем последовательных приближений.

В порядке первого приближения площадь подошвы фундамента оп­ределяем по формуле:



где N0 II - расчетная нагрузка в плоскости обреза фундамента для расчета основания по предельному состоянию второй группы, кН;

R0 - расчетное сопротивление грунта, залегающего под подошвой фундамента;

γm - осредненное значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимается равным 20 кН/м3;

d - глубина заложения фундамента от уровня планировки.



Путем последовательных приближений нахожу, что мне подходит фундамент с площадью подошвы 4,2х3,0 = 12,6.

**2.2.3. Определение расчетного сопротивления грунта**

Расчетное сопротивление грунта основания R для зданий без подвала определяется по фор­муле:



Принятые в формуле обозначения:

γс1 и γс2 – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 [2]: для пылевато-глинстых грунтов и сооружений с жёсткой конструктивной схемой при соотношении длины сооружения к высоте 72/12 = 6 = 1,2 и = 1,0.

k – коэффициент, принимаемый 1,1 т.к. прочностные характеристики определены по таблицам СНБ;

 По таблице 4 [2] определяем коэффициенты , , .

b – ширина подошвы фундамента;

Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше и ниже по­дошвы фундамента определяется по формуле:

 

где hi - расчетная толщина слоев ниже и выше подошвы фундаментов со­ответственно.

При этом обязательно должно учитываться, что:

- ниже подошвы фундамента средневзвешенное значение удельного веса определяется в пределах глубины ZT, которая принимается равной 0,5b для фундаментов шириной до10м;

- для водопроницаемых грунтов, находящихся ниже уровня грунто­вых вод, удельный вес грунта принимается с учетом взвешивающего действия воды, т.е. γIIw.



кН/м3

 кН/м3

 кПа

**2.2.4. Проверка давления под подошвой фундамента**

По предварительным размерам фундаментов определяется полная нагрузка, действующая на основание с учетом усилий, возникающих от собственного веса фундамента, веса стеновых блоков и панелей подваль­ной части здания, веса грунта на уступах фундамента.

Полную нагрузку на уровне подошвы принимаем равной:

, 

где GF,II - осредненный вес фундамента и грунта на его уступах:

 

где АF - площадь подошвы фундамента.

Согласно СНБ  , ,, где P – среднее давление под подошвой фундамента.


 

 

W=

 кН/м

 кПа < R = кПа

Условие  удовлетворяется. Расхождение составляет:

% = 21,23%



Условие  удовлетворяется: 192,968 < 1,2·209,878 = 251,85



Условие  удовлетворяется:



Рисунок 2.3. Расчётная схема к определению расчетного сопротивления грунта.

Проверку несущей способности кровли слабого подстилающего слоя грунта не производим, т.к. в пределах сжимаемой толщи основания на глубине z от подошвы нет слоя грунта меньшей прочности.

**2.3. Определение осадки фундамента**

**2.3.1. Общие положения.**

Осадку основания определяем методом послойного суммирования – как сумму осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи в следующей последовательности:

- основание под фундаментом разбивается на 8-10 элементарных слоев;

- под центром подошвы фундамента строится эпюра природного (бытового)

давления (σzg);

- под центром подошвы фундамента строится эпюра дополнительного давления (σzp);

- находится граница сжимаемой толщи ВС;

- определяются средние значения дополнительного давления в пределах каждого

 элементарного слоя (σzp,i);

- определяется величина средней осадки фундамента (S).

**2.3.2. Разбивка основания на элементарные слои грунта.**

Разбивку основания на элементарные слои выполняем с учетом следующих требований:

 - толщина элементарного слоя принимается в пределах 0,2 – 0,4 ширины фундамента,

 но не более 1м;

 - физико-механические свойства грунта в пределах элементарного слоя не должны

 изменяться, т.е. границы элементарных слоев должны совпадать с границами

 инженерно-геологических элементов и уровнем подземных вод.

**2.3.3. Построение эпюр природного и дополнительного давления под центром подошвы фундамента и определение осадки основания**.

Величина природного давления определяется по формуле:

 σzg,i = Σ γII,i hi

Значения эпюры дополнительного давления под центром подошвы фундамента определяется по формуле:

 σzp = αP0 ,

где α – коэффициент рассеивания, принимаемый в зависимости от формы подошвы

 фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной

 глубины ζ , принимаемый по табл.1, прил.2 [1].

P0 = P - σzg,F ,

где σzg,F - природное давление грунта на уровне подошвы фундамента.

Вычислим ординаты эпюры природного давления:

* на поверхности земли:

σzg = 0;

0,2·σzg=0

* на контакте насыпного и 1-го слоёв:

σzg,F,(1-2) = 17·0,4 = 6,8 кПа;

0,2·σzg,F,(1-2) = 0,2·6,8 =1,36 кПа

* на контакте 1 и 2-го слоёв:

σzg,F,(1-2) = 6,8 + 18,9·1 = 25,7 кПа;

0,2·σzg,F,(1-2) = 0,2·25,7 = 5,14 кПа

* на уровне подошвы фундамента:

σzg,(2-3) = 25,7 + 18,5·0,45 = 34,025 кПа;

0,2·σzg,(2-3) =0,2·34,025 = 6,805 кПа

* на контакте 2-го и 3-го слоёв:

σzg,(3) = 34,025 + 18,5·4,55 = 118,2 кПа.

0,2·σzg,( 3) = 0,2·118,2 = 23,64 кПа

* на уровне грунтовых вод:

12413г5н430894761089476081г

* на нижней границе разреза без учета взвешивающего действия воды:
* σzg,(3) = 118,2 + 20,5·4= 200,2 кПа.
* 0,2·σzg,( 3) = 0,2·200,2 = 40,04 кПа
* на нижней границе разреза с учетом взвешивающего действия воды:
* σzg,(3) = 118,2 + 10,5·4= 160,2 кПа.

0,2·σzg,( 3) = 0,2·160,2 = 32,04 кПа

Определяем дополнительное давление под подошвой фундамента:

P0 = 173,13 – 34,025 = 139,105 кПа.

Разбиваем основание под подошвой фундамента на элементарные слои. Толщину элементарного слоя принимаем так, чтобы ζ = 2Z/b была кратной 0,4:

Z = 0,4·3,0/2 = 0,6 м.

Вычисление значений дополнительного давления (σzp) будем производить в табличной форме:

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | z | =2z/b |  | zp | zpi |
| 2 | 0 | 0 | 1,000 | 139,105 | 137,16 |
| 0,6 | 0,4 | 0,972 | 135,21 |  |
| 1,2 | 0,8 |  |  |  |
| 1,8 | 1,2 |  |  |  |
| 2,4 | 1,6 |  |  |  |
| 3,0 | 2,0 |  |  |  |
| 3,6 | 2,4 |  |  |  |
| 4,2 | 2,8 |  |  |  |
| 4,55 | 3,03 |  |  |  |
| 3 | 4,8 | 3,2 |  |  |  |
| 5,35 | 3,57 |  |  |  |
| 5,4 | 3,6 |  |  |  |
| 6,0 | 4,0 |  |  |  |
| 6,6 | 4,4 |  |  |  |
| 7,2 | 4,8 |  |  |  |
| 7,8 | 5,2 |  |  |  |
| 8,4 | 5,6 |  |  |  |
| 8,45 | 5,63 |  |  |  |

**2.3.4. Определение границы сжимаемой толщи.**

Границу сжимаемой толщи ВС при расчете осадки методом послой­ного суммирования ограничивают глубиной, на которой дополнительное напряжение (σzp) составляет не более 20% от природного (σzp  0,2 σzg).

Расположение границы ВС определяется графически на пересечении эпюры 0,2σzg и эпюры σzp.

**2.3.5.Вычисление осадки основания.**

Осадка основания в пределах сжимаемой толщи определяется по формуле:

  (2.14)

 - безразмерный коэффициент, равный 0,8 /2/.

Значение полученной абсолютной конечной осадки сравнивают с ве­личиной предельной допустимой средней осадки (SU).

Определяем осадку каждого слоя грунта основания в отдельности:

Осадка ИГЭ №2



Осадка ИГЭ №3



Полная осадка фундамента:

м = 4,3см.

S = 4,3 см < SU = 8 см.

Расчётная схема определения осадки основания приведена на рис.2.4.



Рисунок 2.4. Расчётная схема определения осадки основания.

**2.4. Расчет на продавливание плитной части.**

 Расчетная схема к расчету фундамента на продавливание изображена на рисунке 2.5.



Рисунок 2.5.Расчётная схема к проверке на продавливание.

b = 3300 мм; l = 4800 мм; А = 15,84 м2;

Определяем вес фундамента и грунта на его уступах с учетом γf = 1,1 - для железобетона, удельный вес грунта выше подошвы γf =18,2 кН/м3:

Gf1 = 1,1·24·(4,8·3,3·0,3+3,6·2,4·0,3+2,7·1,8·0,3+1,5·1,2·2,1)+1,15·18,2·(4,8·3,3·3,51-(4,8·3,3·0,3+3,6·2,4·0,3+2,7·1,8·0,3+1,5·1,2·2,1)) =1232 кН

Определяем значения нагрузки на уровне подошвы фундамента:

 кН

MfI=M01=180 кНм.

Максимальное значение контактного давления:

Pmax=4832/15,84+180/12,67=319,257кПа.

Рассмотрим два возможных случая образования пирамиды продавливания:

1. Продавливание от нижней грани колонны.

h0 = 900 – 50 = 850 мм; bc = 500 мм; lc = 600 мм;

b – bc = 3,3 –0,5 = 2,8 > 2h0 = 2·0,85=1,7

Площадь продавливающей силы:

Ар =0,5· b·( l - lc - 2· h0)-0,25· (b - bc - 2· h0)2 = м2

Средняя линия пирамиды продавливания:

bp = bc + h0= 0,5 + 0,85 = 1,35 м

Значение продавливающей силы:

кН

Условие продавливания:

 кН <  кН - выполняется.

Прочность на продавливание от колонны обеспечена.

1. Продавливание от второй ступени фундамента:

h0 = 600 – 50 = 550 мм; bc = 500 мм; lc = 600 мм;

b – bc = 2,4 –0,5 = 1,9 > 2h0 = 2·0,55=1,1

Площадь продавливающей силы:

Ар =0,5· b·( l - lc - 2· h0)-0,25· (b - bc - 2· h0)2 = м2

Средняя линия пирамиды продавливания:

bp = bc + h0= 0,5 + 0,55 = 1,05 м

Значение продавливающей силы:

кН

Условие продавливания:

632,13 кН <  кН - выполняется.

Прочность на продавливание обеспечена.

**3.ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

* 1. **Общие положения.**

Расчёт свайных фундаментов производится согласно требованиям [3]. Проектирование свайных фундаментов включает в себя: определение типа свай и свайного ростверка, геометрических размеров свай, ростверка и глубины его заложения, количества свай в ростверке, отвечающих требованиям по несущей способности, жёсткости, долговечности и экономичности.

Расчёт свай и свайного фундамента производится по двум группам предельных состояний п. 3.1 [3].

В курсовой работе при проектировании свайного фундамента необходимо выполнить расчёты по несущей способности грунта основания свай и по осадкам основания свайного фундамента.

При этом под колонны каркасных зданий рекомендуется использовать свайные кусты с монолитным ростверком и монолитном или сборном стаканом.

* 1. **Выбор типа сваи и глубины заложения ростверка**

**3.2.1. Выбор типа сваи.**

При реальном проектировании свайных фундаментов тип сваи определяется на основании технико-экономического сравнения вариантов. В курсовой работе рекомендуется рассматривать призматические железобетонные сваи квадратного сечения как наиболее широко используемые в массовом строительстве.

Принимаем призматическую железобетонную сваю квадратного сечения с поперечным сечением 0,4х0,4 м .

Длина сваи определяется исходя из инженерно-геологических условий с учётом длины заделки головы сваи в ростверк.

  (3.1)

- глубина заделки сваи в ростверк.

Опирание ростверка – жесткое, т.к. фундамент загружен внецентренно (М ≠ 0).

Глубина заделки сваи в ростверк при жестком опирании ростверка на сваи - 40 см.

- глубина погружения нижнего конца сваи в несущий грунт

Задаемся длиной сваи. Глубина погружения сваи в суглинок мягкопластичный не менее 1м. Расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя h = 1.11м:

L = 0.4+4.4+1.11 = 5.91м.

Принимаем сваю длиной 6 м. Марка сваи СУ3-5

**3.2.2. Выбор глубины заложения ростверка.**

Глубина заложения ростверка определяется исходя из следующих требований:

1. в зависимости от глубины сезонного промерзания грунтов;
2. в зависимости от конструктивных особенностей проектируемого сооружения.

Определим глубину сезонного промерзания грунтов аналогично как для фундаментов мелкого заложения:

df = 0,9·2,48=2,232м.

Определим глубину заложения ростверка в зависимости от конструктивных особенностей проектируемого сооружения анологично как и фундаментов мелкого заложения

Согласно таблице 2/2/, глубина заложения фундамента в зависимости от глубины расположения уровня подземных вод не зависит от df. Как видим, максимальной является глубина заложения фундаментов в зависимости от от конструктивных особенностей проектируемого здания, поэтому окончательно принимаем глубину заложения фундаментов равной

 d = 2.4м.

Геометрические особенности проектируемого свайного фундамента представлены на рисунке 3.1.



Рис. 3.1. Схема к определению глубины заложения ростверка

* 1. **Определение несущей способности сваи**
		1. **Несущая способность сваи по материалу**

Несущая способность сваи по материалу определяется как сжатой или сжато-изгибаемой стойки, защемлённой на 1/3 в нижних слоях грунта.

Принимаю несущую способность железобетонных свай (РА), изго­тавливаемых по ГОСТ 19804.1-79 сечением 0,4х0,4 м - 2000 кН.

* + 1. **Несущая способность сваи по грунту**

В курсовом проекте определяю несущую способность сваи по грунту, используя табличные данные согласно п. 4.2. /4/. В этом случае несущая способность определяется по формуле:

 **** , (3.1)

где γс - коэффициент работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

γCR, γcf - коэффициенты условия работы грунта соответственно под нижним концом сваи и по боковой поверхности, принимаемые по табл. 3/4/;

А - площадь поперечного сечения сваи;

R - расчетное сопротивление сваи под нижним концом сваи, прини­маемое по табл. 1 /4/ в зависимости от типа грунта, характеристик его фи­зического состояния, а также от глубины расположения нижнего конца сваи (Zk);

U - периметр поперечного сечения сваи;

fi - расчетное сопротивление i-того слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, принимаемое по табл. 2 /4/ в зависимости от типа грун­та, характеристик его физического состояния, а также от глубины распо­ложения i-того слоя грунта;

hi - толщина i-того слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверх­ностью.

Несущую способность сваи по грунту определим с использованием табличных характеристик грунта п.4.2. /4/:

 при ZR = 8.00 м R = 5348,33 кПа;

 при Z1 = 2.955 м f1 = 48 кПа;

 при Z2 = 4.51 м f2 = 13 кПа;

 при Z3 = 6.26 м f3 = 14,07 кПа;

 при Z4 = 7.305 м f3 = 58,6 кПа;

Коэффициенты условия работы для забивных свай:

γCR = 1; γcf = 1; γс = 1.

Площадь поперечного сечения А = 0.16 м2, периметр U = 1.6 м.

Несущая способность сваи по грунту:

 Fd= кН

Таким образом, несущая способность сваи Fd = 1109 кН.



Рис.3.2. Расчетная схема к определению несущей способности сваи

**3.4. Определение количества свай в ростверке, конструирование ростверка**

**3.4.1. Определение количества свай в ростверке для отдельно стоящих фундаментов.**

Количество свай в ростверке отдельно стоящего фундамента под ко­лонны определяется по формуле:

 ,

где NIF - расчетная нагрузка на уровне подошвы ростверка, которую на на­чальном этапе расчета допускается принимать без учета веса фундамента, ростверка и грунта на его уступах, т.е. NIF = N0I;

γk - коэффициент надежности, принимаемый по СТБ 2.02.03-85. γk =1.4 – если несущая

способность определяется расчётом.

 - принимаем 5 свай.

### 3.4.2. Конструирование ростверка

При проектировании окончательных размеров ростверка выполняем следующие конструктивные требования:

- для отдельно стоящих фундаментов сваи располагаем симметрично.

- расстояние между осями свай принимаем не менее 3d и не более 6d, где d – сторона поперечного сечения сваи.

- размеры ростверка в плане принимаем кратными 300мм;

Армирование ростверка и подколонника выполняем с учётом рекомендаций пособия по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов. Рабочую арматуру устанавливаем:

- по подошве ростверка в виде сварных сеток. Диаметр стержней определяется расчётом на продавливание, но не менее 12мм;

- у наружных граней стакана в виде арматурных каркасов. Диаметр продольных(вертикальных) стержней принимаем не менее 12мм, горизонтальных – 8мм.

Ми­нимальные свесы ростверка за наружными гранями свай при трехрядном расположении свай a1 = 0,3·40+ 5 см = 17 см (при n=3 – число рядов свай).

Общие размеры ростверка:

b = 1700+200·2+170·2=2440мм;

 l = 1700+200·2+170·2=2440мм

Полученные размеры больше размеров подколонника - 1200x1500мм. Высоту ростверка с учётом жёсткой заделки сваи принимаем 0,5м.

Схема сконструированного ростверка и расположение свай показано на рис.3.4.



 Рисунок 3.4 Схема конструирования ростверка.

### 3.4.3. Проверка несущей способности запроектированного фундамента

Вес фундамента и грунта на его уступах определяем с учетом коэф­фициентов надежности по нагрузке γf = 1,1 (для бетона) и γf = 1,15 (для грунта).

Полная нагрузка на уровне подошвы ростверка (на 1 м ростверка):

NIF = 3600 + 328,144 = 3928,144 кН.

М1F = M01 = 180кНм;

Определяем нагрузку на крайнюю сваю в направлении действии момента.

Максимальное усилие, передаваемое на сваи:

кН

Должно выполняться условие:

  (3.3)

кН < кН - выполняется.

 

кН < кН - выполняется.

Таким образом, максимальная нагрузка на сваю не превышает ее не­сущей способности. Следовательно, ростверк сконструирован правильно.

* 1. **Расчет осадки свайного фундамента**

**3.5.1. Определение размеров условного фундамента**

Рассмотрим условный фундамент глубиной заложения равной глубине погружения нижнего конца сваи и размерами в плане ог­раничиваемыми наклонными, выходящими от наружных граней свайного куста под углом к вертикали  , угол ϕII,mt представляет собой осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта, определяемое по формуле:

  , (3.4)

где ϕII,i - расчетное значение угла внутреннего трения i-того слоя, проре­заемого сваей;

hi - толщина прорезаемого сваей i-того слоя.

 

Размеры условного фундамента в плане:

,

где by - ширина подошвы условного фундамента;

 ,

где ly - длина подошвы условного фундамента;

 h - расчетная длина сваи.



 Рис. 3.4. Определение размеров условного фундамента

**3.5.2. Проверка давления под подошвой условного фундамента.**

Расчетное сопротивление грунта основания R:



Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше и ниже по­дошвы фундамента определяется по формуле:

,

где hi - расчетная толщина слоев ниже и выше подошвы фундаментов соответственно.

кН/м3

 кН/м3

По таблице 4 [2] определяем коэффициенты , , .

кПа

Полная нагрузка на основание условного фундамента:

,

где NII - расчетная нагрузка по II группе предельных состояний на уровне обреза фундамента;

GII,p - вес конструкции фундамента и ростверка;

GII,св - вес свай;

GII,гр - вес грунта в объеме условного фундамента.

кН

кН

кН

NII,y = 3400+ 152,179+ 118,272 + 223,376 = 3893,827кН

Выполняем проверку давления под подошвой условного фундамента:

кПа < Ry = 588.871 кПа,

где Ау - площадь подошвы условного фундамента; Ау = 2,617х2,617=6,849 м2;

 Ry - расчетное сопротивление грунта основания по подошве условного фундамента.

**3.5.3. Определение осадки свайного фундамента**

Т.к. ниже подошвы условного фундамента на глубину более 4by залегают однородные грунты, осадку фундамента допускается определять методом эквивалентного слоя.

В этом случае осадка фундамента определятся по формуле:

 ,

где Avω - коэффициент эквивалентного слоя, принимаемый в зависимо­сти от типа грунта, размеров и формы подошвы условного фундамента;

by - ширина условного фундамента;

mv - относительный коэффициент сжимаемости;

po - дополнительное давление на уровне подошвы условного фундамента.

Относительный коэффициент сжимаемости в рамках курсового про­екта допускается принимать:

,

где Е - модуль общей деформации грунта,

,

где ν - коэффициент бокового расширения грунта.





Природное давление грунта на уровне подошвы фундамента:

σzg,F = 8,72\*1,11+18,5\*3,5+19,3\*0,99 = 93,536 кПа;

Среднее давление под подошвой фундамента Р = 561,628кПа

Ро = 561,628 – 93,536 = 468,092 кПа

Осадка фундамента:

м = 5,9 см < Su = 8 см

**3.6. Подбор сваебойного оборудования и определение отказа сваи.**

Вес сваи кН=2,304 т.

Расчётная нагрузка на сваю кН

Определим требуемую минимальную энергии удара молота для забивки свай:

Eh = 0,045N = кДж

По приложению 5 методических указаний выбираем трубчатый дизель-молот С-949. Его наибольшая энергия удара Eα = 38 кДж, масса молота 5,8 т., молот работает с частотой 50 ударов в минуту. Наибольшая высота подъема части 2,8 м. Проверяем, удовлетворяет ли выбранный тип молота условию:

,

где m1 - масса молота;

 m2 - массе сваи;

 m3 - масса подбабка (m3 = 0);

 K - коэффициент применимости молота. Для трубчатых дизель-молотов при забивке железобетонных свай К = 0,6 т/кДж.

 < 0,6 - условие выполняется.

Определим контрольный отказ железобетонной сваи:

,

где η - коэффициент, зависящий от материала сваи, для железобетонных свай η = 1500 кН/м2;

А - площадь сваи, А = 0,4 х 0,4= 0,16м2;

Еα - расчетная энергия удара молота, кДж;

е - коэффициент восстановления удара, принимаемый при забивке свай е2 = 0,2;

Fd - несущая способность сваи.

см

Ориентировочно определим, на какое расстояние погружается свая за одну минуту работы дизель-молота:

Δа = см/мин

С некоторым приближением можем определить время забивки сваи:

мин.

**4. СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.**

1. Далматов Б.И. «Механика грунтов, основания и фундаменты».
2. СНБ 5.05.01 – 99, «Основания зданий и сооружений».
3. СНиП 2.02.03 – 85, «Свайные фундаменты».
4. Шутенко Л.Н., Гильман А.Д., Лупан Ю.Т. «Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование».
5. СНиП 3.02.01 – 87, «Земляные сооружения, основания и фундаменты».
6. Баранов В.В. «Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине “Механика грунтов, основания и фундаменты”».
7. В.А.Веселов «Проектирование оснований и фундаментов».
8. СТБ 943-93 Грунты. Классификация. – Минск, 1995г.
9. Бердичевский Г. И. «Справочник проектировщика». Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений. Стройиздат, 1974, 398с.