

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Пермская государственная сельскохозяйственная
академия имени академика Д.Н. Прянишникова»

В.А. Березнев, П.Ю. Иванов

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

*Методическое пособие
по выполнению курсового проекта*

*Пермь
ИПЦ «Прокростъ»
2015*

УДК 624.15

ББК 38.58

Б484

Рецензенты:

В.Н. Зекин – заведующий кафедрой строительного производства и материаловедения Пермской ГСХА, канд. техн. наук, профессор;

А.Н. Шихов – заведующий кафедрой архитектурного проектирования, канд. техн. наук, профессор.

Б484 Березнев, В.А.

Основания и фундаменты: методическое пособие по выполнению курсового проекта / В.А. Березнев, П.Ю. Иванов; М-во с.-х. РФ, федеральное гос. бюджетное образов. учреждение высшего проф. образов. «Пермская гос. с.-х. акад. им. акад. Д.Н. Прянишникова». – Пермь: ИПЦ «Прокрость», 2015. – 54 с.

ISBN 978-5-94279-233-6

Методическое пособие разработано в соответствии с типовой программой дисциплины «Основания и фундаменты» для направления подготовки «Строительство» ФГОС 270800 и ФГОС 08.03.01 профилей подготовки «Промышленное и гражданское строительство» и «Проектирование зданий и сооружений».

В руководстве излагаются методы расчета ленточных и свайных фундаментов с учетом нормативных требований СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» и СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты».

Руководство разработано по расчету ленточных и свайных фундаментов зданий и сооружений для самостоятельной работы студентов очной и заочной форм обучения.

УДК 624.15

ББК 38.58

Печатается по решению методической комиссии архитектурно-строительного факультета. Протокол № 5 от 13.01.2015 г.

Учебное издание

Березнев Виктор Акимович

Иванов Павел Юрьевич

Основания и фундаменты

Методическое пособие

по выполнению курсового проектирования

Подписано в печать 21.01.2015 г. Формат 60x84 1/16.

Усл. печ. л.3,38. Тираж 100 экз. Заказ №8

ИПЦ «Прокрость»

Пермской государственной сельскохозяйственной академии
имени академика Д.Н. Прянишникова

614990, г. Пермь, ул. Петропавловская, 23 тел. (342) 210-35-34

ISBN 978-5-94279-233-6

© ИПЦ «Прокрость», 2015

© В.А. Березнев, 2015

© П.Ю. Иванов, 2015

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1. Исходные данные для проектирования.....	5
2. Состав и объем курсового проекта.....	6
3. Литература, рекомендуемая для курсового проектирования.....	7
4. Примерная последовательность и трудоемкость выполнения курсового проекта.....	8
5. Инженерно-геологическая характеристика участка застройки.....	9
6. Сбор нагрузок на фундамент.....	12
7. Определение глубины заложения фундаментов.....	15
8. Определение основных размеров фундамента на естественном основании...	20
9. Расчет и проектирование свайных фундаментов.....	28
10. Расчет деформаций основания.....	37
Приложение А. Бланки индивидуального задания на проектирование.....	45
Приложение Б. Физико-механические характеристики инженерно-геологических элементов.....	46
Приложение В. Составы покрытий.....	49
Приложение Г. Составы перекрытий.....	50
Приложение Д. Составы стеновых ограждений.....	51
Приложение Е. Типовые размеры конструкций.....	52

ВВЕДЕНИЕ

Курсовое проектирование – наиболее важное звено учебного процесса. Оно способствует углублению теоретических и практических знаний студентов, учит их работать с учебниками, справочной и нормативной литературой.

Задачи по дисциплине «Основания и фундаменты» имеют много качественно различных решений. Одни решения проще, другие – сложнее, одни – дешевле, другие – дороже. Поэтому задачи выбора системы основания и конструкции фундаментов всегда решаются в нескольких вариантах. Задание на курсовой проект учитывает это. Студентам предлагается рассчитать и показать на листе два варианта наиболее часто применяемых фундаментов под проектируемое здание и рассчитать фундамент на скальных грунтах:

- 1) фундамент на естественном основании;
- 2) свайный фундамент;
- 3) свайный фундамент на скальных грунтах.

В конце проектирования необходимо сравнить два этих варианта по технико-экономическим показателям и доказать возможность применения того или иного фундамента.

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Исходные данные состоят из задания на курсовое проектирование, инженерно - геологической характеристики участка застройки, конструктивной схемы здания или сооружения согласно таблице 1.1.

Задание на курсовой проект, подписанное руководителем проекта, является единственным документом, удостоверяющим причастность студента к представленному им проекту. Поэтому оно должно быть подшито к пояснительной записке.

Таблица 1.1.

Задание на курсовое проектирование

№ п/п	Обозначение	Ед. изм.	Номер зачетной книжки по порядку									
			0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Инженерно-геологический элемент №1		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2
2	Инженерно-геологический элемент №2		3	4	5	6	7	8	1	2	3	4
3	Инженерно-геологический элемент №3		5	6	7	8	1	2	3	4	5	6
4	Шаг осей вдоль здания	м	4	5	6	7	4	5	6	7	4	5
5	Шаг осей поперек здания	м	6	7	5	4	6	7	5	4	6	7
6	Состав покрытия		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1
7	Состав перекрытия		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1
8	Состав стенового ограждения		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1
9	Несущие конструкции: С – стены К - колонны		С	К	С	К	С	К	С	К	С	К
10	Снеговой район											

Примечания:

1. Индивидуальное задание сводится в таблицу по приложению А.
2. Инженерно-геологические элементы подбираются в зависимости от номера по приложению Б.
3. Составы покрытия подбираются в зависимости от номера по приложению В.
4. Составы перекрытия подбираются в зависимости от номера по приложению Г.
5. Составы стенового ограждения подбираются в зависимости от номера по приложению Д.
6. Для расчета принимается минимальное количество строительных осей 4 вдоль и 3 поперек здания; минимальное количество этажей 3, минимальная высота этажа 2,5 м.
7. Мощности слоев (толщина слоя) ИГЭ принимается по желанию студента в пределах от 1,0 до 4,0 м, мощность последнего слоя неограниченна.

1. СОСТАВ И ОБЪЕМ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Курсовой проект должен содержать подробную расчетно-пояснительную записку и чертежи, размещенные на одном листе.

В расчетно-пояснительной записке необходимо:

1) Дать инженерно-геологическую характеристику участка застройки.

2) Выбрать на основе принципов вариантного проектирования два различных типа фундаментов (на естественном основании и свайный) под заданное сооружение и определить их основные размеры в двух наиболее характерных сечениях.

3) Произвести расчет по второму предельному состоянию в наиболее нагруженной части здания для двух типов фундаментов.

4) В случае необходимости произвести расчет по первому предельному состоянию.

5) Описать производство работ для принятого варианта фундамента и особенности устройства гидроизоляции (теплоизоляции, меры по предотвращению морозного пучения при необходимости)

Чертежи выполняются на листе стандартного размера 314 x 570 мм. На лист выносятся:

1) План фундаментов М 1:100. В учебных целях показываются планы двух типов фундаментов. Рядом показать развертку стен по одной, двум осям.

2) Геологический разрез М^В 1:100, М^Г 1:200.

3) Схемы расчета осадок, эпюры напряжений в грунтовой толще.

4) Конструкции фундаментов М 1:20 (2 – 3 сечения, включая оба типа фундаментов).

5) Спецификации.

6) Примечания (указать привязку отн. нуля к абс. отметкам).

2. ЛИТЕРАТУРА, РЕКОМЕНДУЕМАЯ ДЛЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

- 1) Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: учебное пособие / В.Н. Бронин [и др.]; ред. Б.И. Долматов. М.: Интеграл, 2013. 437с.
- 2) Основания и фундаменты: учебник / В.Н. Бронин, В.Д. Карлов, Р.А. Мангушев и [др.]; ред. Б.И. Далматов. М.; СПб.: Изд-во АСВ, СПб ГАСУ, 2002. 387с.
- 3) Симагин В.Г. Основания и фундаменты. Проектирование и устройство: учебное пособие / В. Г. Симагин. М.; Петрозаводск: АСВ, Изд-во Петрозаводского гос. ун-та, 2008. 492с.
- 4) СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».
- 5) СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты».
- 6) СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
- 7) СНиП 23-01-99* «Строительная климатология».
- 8) ГОСТ 13580-85 «Железобетонные плиты из тяжелого бетона для ленточных фундаментов».
- 9) ГОСТ 13579-78 «Блоки бетонные для стен подвалов».
- 10) ГОСТ 19804.1-79 «Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой».
- 11) ГОСТ 21.302-96 «Условные графические обозначения в документации по инженерно-геологическим изысканиям».
- 12) ГОСТ 25100-2011 «Грунты. Классификация».

3. ПРИМЕРНАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ И ТРУДОЕМКОСТЬ ВЫПОЛНЕНИЯ

КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Таблица 4.1.

Последовательность и трудоемкость работ

№ п/п	Этапы проектирования	Трудоемкость, %
1	Изучение задания	2
2	Определение физико-механических свойств и наименований грунта	10
3	Определение расчетного сопротивления на грунт	3
4	Построение геологического разреза (на листе)	3
5	Выбор глубины заложения фундаментов двух типов	5
6	Определение размеров фундаментов мелкого заложения	12
7	Расчет свайных фундаментов	15
8	Расчет основания по деформациям	20
9	Расчет по первому предельному состоянию	10
10	Выбор типа гидроизоляции и описание производства работ	1
11	Оформление пояснительной записки к курсовому проекту	4
12	Графическое оформление курсового проекта	12
13	Расчет свайных фундаментов на скальном основании	3

4. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ

ХАРАКТЕРИСТИКА УЧАСТКА ЗАСТРОЙКИ

5.1. Определение физико-механических свойств грунтов

Для глинистых грунтов необходимо найти:

Число пластичности:

$$I_p = W_L - W_P, \text{ где} \quad (5.1)$$

W_L – влажность на границе текучести

W_P – влажность на границе пластичности.

Объемный вес сухого грунта:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W}, \text{ где} \quad (5.2)$$

γ - удельный вес грунта, кН/м^3

W – влажность, в долях единицы.

Пористость грунта:

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \times 100, \%, \text{ где} \quad (5.3)$$

γ_s – удельный вес твердых частиц (кН/м^3) грунта.

Коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s \times (1+W)}{\gamma} - 1 \quad (5.4)$$

Не рекомендуется использовать в качестве естественных оснований следующие грунты:

1. Скальные сильно выветрившиеся (рухляк) или водорастворимые (неводостойкие);

2. Песчаные рыхлые.

3. Глинистые текучей консистенции или с коэффициентом пористости, превышающем для супесей

($e > 0.7$), суглинков ($e > 1.0$), глин ($e > 1.1$).

4. Илы ($W > W_L$ и $e > 1$ для супесей и $e > 1.5$ для глин).

5. Песчаные и глинистые заторфленные грунты и торфы.

6. Насыпные и искусственно-намытые грунты.

Степень влажности:

$$S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w}, \text{ где} \quad (5.5),$$

W – влажность, в долях единицы.

e – коэффициент пористости

γ_w – удельный вес воды, равный 10 кН/м^3

Показатель консистенции:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (5.6).$$

Слой глинистого грунта будет считаться водоупорным если для глин $I_L < 0.25$ и суглинков $I_L < 0.15$.

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды (в случае залегания уровня подземных вод в данном слое или выше).

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e} \quad (5.7)$$

5.2. Определение модулей деформации грунтов основания

Модули деформации определяются для всех слоев, составляющих основание.

Модули деформации могут быть определены:

- 1) по результатам компрессионных испытаний;
- 2) по результатам испытаний грунтов пробной нагрузкой в шурфах и скважинах;
- 3) по таблицам СП 22.13330.2011.

5.3. Определение расчетных сопротивлений грунтов основания

Расчетные сопротивления грунтов R_0 определяются для каждого слоя грунта по СП 22.13330.2011 и используются при назначении глубины заложения фундаментов, оценке строительных свойств основания и предварительного назначения фундаментов.

5.4 Оценка строительных свойств грунтов основания

Предварительно необходимо построить геологический разрез строительной площадки соответствующий разрезу здания по наиболее протяженной оси. Масштабы разрезов: вертикальный 1: 100, горизонтальный 1:200 (1:400).

Разрез строится на основании геологических разрезов по скважинам. На разрезе должна быть дана нумерация скважин и абсолютные отметки их устья. На разрезе показывается уровень грунтовых вод, условными обозначениями показываются места отбора проб грунта. После того, как определена глубина заложения фундаментов, на разрез выносится контур подземной части здания.

Схема расположения разведочных скважин (М 1:400)

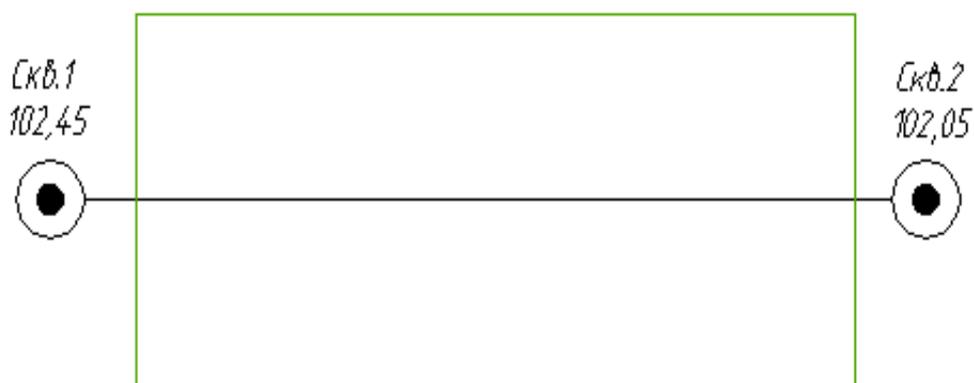
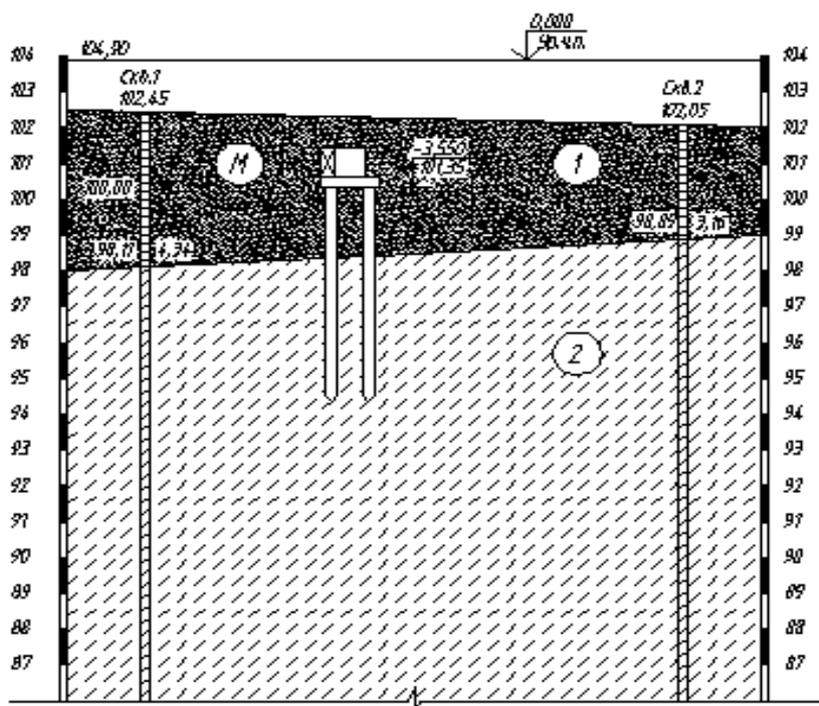


Рис. 5.1. Схема расположения разведочных скважин

*Инженерно-геологический разрез
(вертикальный М 1:100, горизонтальный М 1:400)*



Условные обозначения:

-  - инженерно-геологические элементы;
-  - отметка уровня грунтовых вод;
-  - относительная высотная отметка;
-  - абсолютная высотная отметка.

Рис.5.2. Инженерно-геологический разрез

Для оценки строительных свойств грунта, полученные выше физические и механические характеристики грунтов основания сводятся в таблицу. По величине этих характеристик устанавливается, какие из имеющихся на разрезе слоев грунта могут быть использованы в качестве основания. При этом можно придерживаться следующих критериев: расчетное давление на грунт основания не должно быть меньше 0,1 – 0,2 МПа, а Е – меньше 2,0 МПа.

6. СБОР НАГРУЗОК НА ФУНДАМЕНТЫ

Сбор нагрузок на фундаменты производится согласно СП 20.13330.2011. Расчет основания по деформациям производится на основное сочетание нагрузок. При этом учитывается собственный вес конструкций фундаментов. Расчет оснований по деформациям ведется с использованием расчет-

ных нагрузок, полученных из нормативных путем умножения на коэффициент нагрузки.

Расчет основания на устойчивость, а так же определение количества свай в свайном фундаменте ведется с использованием расчетных нагрузок. Пример сбора нагрузок см. ниже.

Таблица 6.1.

Сбор нагрузок

№ п/п	Нагрузки	Нормативная нагрузка на ед. площ., кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянные нагрузки				
От покрытия				
1	Гидроизоляция – 2 слоя «Унифлекс»	0.05	1.1	0.55
2	Цементно-песчаная стяжка, 30 мм	0.54	1.3	0.7
3	Крошка из ячеистого бетона (по уклону), 20-130 мм	0.9	1.3	1.17
4	Утеплитель – минеральная вата «Технорф», 100 мм	0.05	1.3	0.065
5	Пароизоляция - Бикрост	0.02	1.3	0.026
6	Железобетонная плита покрытия, 160 мм	4	1.1	4.4
От чердачного перекрытия				
7	Цементно-песчаная стяжка, 30 мм	0.54	1.3	0.7
8	Утеплитель – минеральная вата «Технорф», 50 мм	0.025	1.3	0.033
9	Пароизоляция – пленка полиэтиленовая	0.02	1.3	0.026
10	Железобетонная плита перекрытия, 160 мм	4	1.1	4.4
От междуэтажного перекрытия				
11	Междуэтажные плиты перекрытия на 16 этажах, 160 мм	64	1.1	70.4
12	Вес конструкции пола на 16 этажах	8	1.3	10.4
13	От перегородок	4	1.1	4.4
14	От наружных стен	48 кН/м.п.	1.1	52.8 кН/м.п.
	Итого:	86.15		97.27
Временные нагрузки				
15	От снега	2.24		
	Кратковременная	1.49	1.4	2.1
	Длительного действия	0.75	1.4	1.05
16	На перекрытие	1.5		
	Кратковременная с учетом коэффициента $\psi=1$	1	1.2	1.2
	Длительного действия с учетом коэффициента $\psi=1$	0.5	1.2	0.6
	Итого кратковременная:	2.49		3.3
	Итого длительная:	1.25		1.65

Нормативные нагрузки с учетом грузовой площади для фундамента в осях 1-А для расчета по II группе предельных состояний:

Грузовая площадь $3.69 \cdot 3 = 11.07 \text{ м}^2$

$$N_n = 86.15 \cdot 11.07 + 48 \cdot (3.69 + 3) = 1275 \text{ кН}; \quad N_g^{\partial} = 1.25 \cdot 11.07 = 14 \text{ кН};$$

$$N_g^{\kappa} = 2.49 \cdot 11.07 = 28 \text{ кН}.$$

Коэффициент надежности по назначению сооружения:

$$\gamma_n = 0,95;$$

Коэффициент сочетания для кратковременных нагрузок:

$$\varphi_1 = 0,9;$$

Коэффициент сочетания для нагрузок длительного действия: $\varphi_2 = 0,95$;

$$N_{\Sigma} = \gamma_n (N_n + \varphi_1 \cdot N_g^{\kappa} + \varphi_2 \cdot N_g^{\partial}) = 0,95 \cdot (1275 + 0,9 \cdot 28 + 0,95 \cdot 14) = 1248 \text{ кН}.$$

Расчетные нагрузки с учетом грузовой площади для фундамента в осях 1-А для расчета по I группе предельных состояний:

Грузовая площадь $3.69 \cdot 3 = 11.07 \text{ м}^2$

$$N_n = 97.27 \cdot 11.07 + 52.8 \cdot (3.69 + 3) = 1430 \text{ кН};$$

$$N_g^{\partial} = 1.65 \cdot 11.07 = 19 \text{ кН}; \quad N_g^{\kappa} = 3.3 \cdot 11.07 = 37 \text{ кН}.$$

Коэффициент надежности по назначению сооружения:

$$\gamma_n = 0,95;$$

Коэффициент сочетания для кратковременных нагрузок:

$$\varphi_1 = 0,9;$$

Коэффициент сочетания для нагрузок длительного действия: $\varphi_2 = 0,95$;

$$N_{\Sigma} = \gamma_n (N_n + \varphi_1 \cdot N_g^{\kappa} + \varphi_2 \cdot N_g^{\partial}) = 0,95 \cdot (1430 + 0,9 \cdot 37 + 0,95 \cdot 19) = 1407 \text{ кН}.$$

Нормативные нагрузки с учетом грузовой площади для фундамента в осях 3-А для расчета по II группе предельных состояний:

Грузовая площадь $6 \cdot 3 = 18 \text{ м}^2$

$$N_n = 86.15 \cdot 18 + 48 \cdot 6 = 1839 \text{ кН}; \quad N_g^{\partial} = 1.25 \cdot 18 = 23 \text{ кН};$$

$$N_g^{\kappa} = 2.49 \cdot 18 = 45 \text{ кН}.$$

Коэффициент надежности по назначению сооружения:
 $\gamma_n = 0,95$;

Коэффициент сочетания для кратковременных нагрузок: $\varphi_1 = 0,9$;

Коэффициент сочетания для нагрузок длительного действия: $\varphi_2 = 0,95$;

$$N_{\Sigma} = \gamma_n (N_n + \varphi_1 \cdot N_{\varepsilon}^{\kappa} + \varphi_2 \cdot N_{\varepsilon}^{\delta}) = 0,95 \cdot (1839 + 0,9 \cdot 45 + 0,95 \cdot 23) = 1807 \text{ кН.}$$

Расчетные нагрузки с учетом грузовой площади для фундамента в осях 3-А для расчета по I группе предельных состояний:

Грузовая площадь $6 \cdot 3 = 18 \text{ м}^2$

$$N_n = 97,27 \cdot 18 + 52,8 \cdot 6 = 2068 \text{ кН};$$

$$N_{\varepsilon}^{\delta} = 1,65 \cdot 18 = 30 \text{ кН}; \quad N_{\varepsilon}^{\kappa} = 3,3 \cdot 18 = 60 \text{ кН.}$$

Коэффициент надежности по назначению сооружения:
 $\gamma_n = 0,95$;

Коэффициент сочетания для кратковременных нагрузок: $\varphi_1 = 0,9$;

Коэффициент сочетания для нагрузок длительного действия: $\varphi_2 = 0,95$;

$$N_{\Sigma} = \gamma_n (N_n + \varphi_1 \cdot N_{\varepsilon}^{\kappa} + \varphi_2 \cdot N_{\varepsilon}^{\delta}) = 0,95 \cdot (2068 + 0,9 \cdot 60 + 0,95 \cdot 30) = 2043 \text{ кН.}$$

7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Глубина заложения фундаментов является одним из основных факторов, обеспечивающих необходимую несущую способность основания и величину деформации, не превышающую предельно допустимую. При проектировании фундаментов практически в любых грунтовых условиях можно предложить несколько технически правильных вариантов, которые будут различаться между собой по глубине заложения, типу фундамента, материалу, из которого устраивается фундамент. Задачей проектировщика является выбор из этого ряда технически осуществимых вариантов наиболее экономичный.

Глубина заложения фундаментов вычисляется от поверхности планировки или подвала до подошвы фундамента, т.е. нижней его поверхности, опирающейся на несущий слой грунта и передающей на него нагрузку.

Минимальную глубину d заложения фундаментов во всех грунтах, кроме скальных, рекомендуется принимать не менее 0,5 м, считая от поверхности наружной планировки.

Глубина заложения фундаментов определяется следующими факторами:

- а). Назначением и конструкцией сооружения;
- б). Величиной и характером нагрузок, действующих на основание;
- в). Глубиной заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений, а также оборудования;
- г). Геологическими и гидрогеологическими условиями строительной площадки;
- д). Глубиной сезонного промерзания и оттаивания грунта.
- е). Рельефом строительной площадки.

При курсовом проектировании глубина заложения по каждому из перечисленных факторов определяется в отдельности, затем устанавливается наибольшая, которая и принимается для дальнейшего расчета.

Рассмотрим, как производится учет каждого из перечисленных факторов:

1). Назначение и конструкция сооружения требует определенного заглубления в том случае, когда предусматривается наличие подвалов, подземных коммуникаций, а также применение статически неопределимых конструкций, которые чувствительны к неравномерным осадкам опор. Кроме этого следует учитывать возможность дальнейшей их реконструкции с устройством новых коммуникаций, подвальных помещений и пр.

При наличии подвалов глубина заложения фундамента будет зависеть от высоты подвала (рис.7.1).

Минимальное заглубление фундамента ниже пола подвала обычно принимается равным 0,2 – 0,5 м.

2). Величина и характер нагрузок влияют на глубину заложения при большом значении нагрузок по абсолютной величине, а также при наличии горизонтальных и выдергивающих нагрузок. Следует учитывать, что такие фундаменты в целях уменьшения их размеров рационально основывать на малосжимаемых грунтах.

При однородных грунтах увеличение глубины заложения фундамента для уменьшения площади их подошвы должно быть технико-экономически обосновано.

3). Фундаменты существующих зданий и фундаменты под оборудование, расположенные в непосредственной близости от проектируемого фундамента.

Разность отметок заложения рядом расположенных фундаментов не должна превышать величину Δh , определяемую по формуле:

$$\Delta h \leq a \times \tan \varphi_I + \frac{C_I}{p} \quad (7.1), \text{ где}$$

a – расстояние между фундаментами в свету;

φ_I – расчетное значение угла внутреннего трения;

C_I – расчетное значение удельного сцепления грунта;

P – среднее давление на грунты под подошвой вышерасположенного фундамента от нагрузок для расчета по несущей способности.

Фундаменты проектируемого здания непосредственно примыкающего к фундаментам существующего, рекомендуется принимать на одной отметке. Переход на большую глубину заложения следует выполнять лишь на расстоянии, определяемом по формуле 7.1. Если условие (7.1) не выполняется, следует предусматривать устройство шпунтовой стенки (см. рис. 7.2)

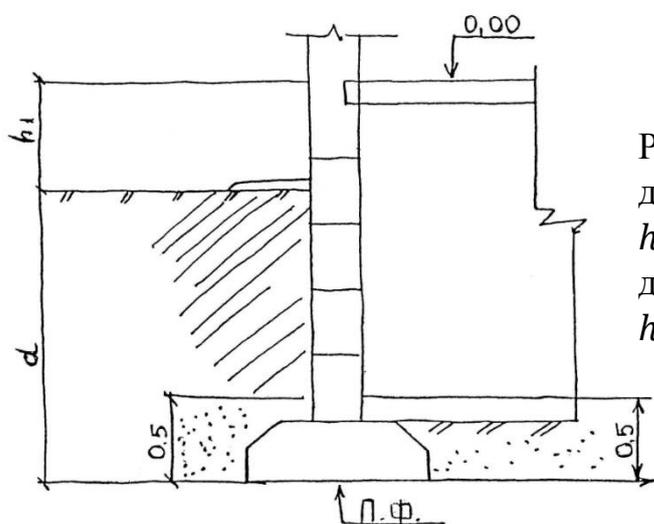


Рис. 7.1. Схема фундамента для гражданских зданий:
 $h_1 = 0.7 + 0.9$ м;
 для промышленных зданий:
 $h_1 = 0.00$ м

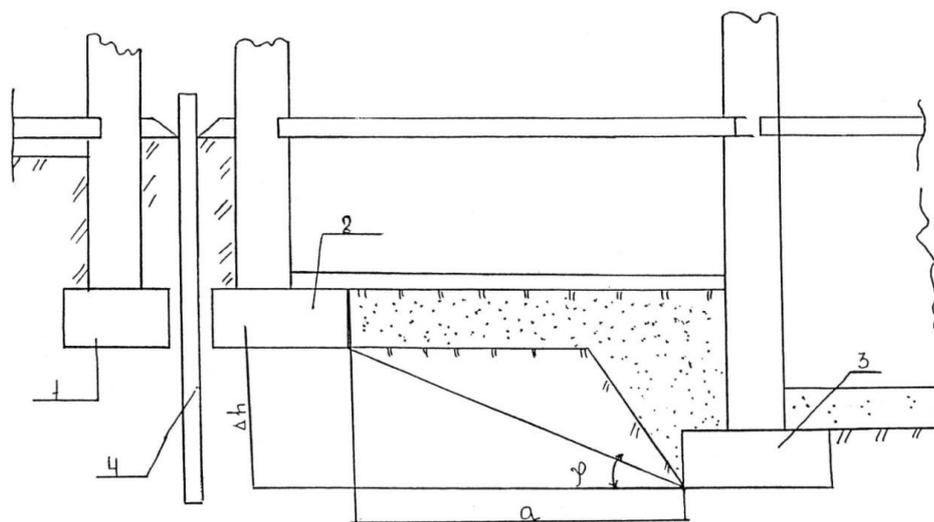


Рис. 7.2. Схема фундамента с устройством шпунтовой стенки
 1 – фундамент существующего здания;
 2 – фундамент нового здания;
 3 – фундамент с большей глубиной заложения;
 4 – шпунтовая стенка.

4). Геологические и гидрогеологические условия строительной площадки в значительной степени определяют глубину заложения.

При этом рекомендуется:

- Выбирать несущий слой грунта в зависимости от напластований грунтов, их физико-механических свойств, способа производства работ;

- Предусматривать заглубление фундамента в несущий слой грунта на 10 + 50 см.

- Не оставлять под подошвой фундамента слой грунта малой толщины, если строительные свойства грунта этого слоя значительно ниже свойств подстилающего слоя;

- Закладывать фундаменты выше уровня грунтовых вод для исключения необходимости применения водоотлива и сохранения естественной структуры грунта при производстве работ;

- При заложении фундаментов ниже уровня грунтовых вод предусматривать методы производства работ, сохраняющие структуру грунта;

- Если же глубина заложения по условиям несущей способности и деформируемости грунтов основания оказывается чрезмерно большой, а также, если имеют место прослойки торфа, ила или просадочного грунта – необходимо предусматривать специальные мероприятия по подготовке оснований или переходить на свайные фундаменты.

5). Одним из основных факторов, определяющих глубину заложения фундаментов, является глубина сезонного промерзания пучинистых грунтов. К пучинистым грунтам относятся пески мелкие и пылеватые, а также глинистые и крупнообломочные с глинистым дополнителем, расположенные вблизи уровня грунтовых вод. Деформации грунта основания при морозном пучении и последующем оттаивании, как правило, неравномерные.

8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ

8.1. Предварительное определение размеров фундамента в плане

Предварительно площадь фундамента любой формы в плане можно определить из выражения:

$$A = \frac{N}{R_0 - g_0 \times d} \quad (\text{м}^2), \text{ где} \quad (8.1),$$

R_0 – определяется по СП 22.13330.2011;

g_0 – определенное значение удельного веса кладки и грунта на уступах фундамента, $g_0 = 20 \text{ кН/м}^3$;

- d - глубина заложения фундамента от уровня планировки.

Ширина b для квадратного в плане фундамента: $b = \sqrt{A}$;
для прямоугольного $b = \sqrt{A \times n}$, где $n = \frac{b}{l}$ – отношение ширины к длине фундамента, $1,1 \div 1,4$

Для ленточного фундамента:

$$b = \frac{N}{R_0 - g_0 \times d} \quad (8.2)$$

При внецентренно-нагруженном фундаменте кроме формул (8.1) и (8.2) можно пользоваться так же следующими:

При трапециевидной эпюре напряжений под подошвой фундамента большая сторона подошвы (рис. 8.1)

$$le_0 [2\sqrt{1.055K - 2.5}], \text{ м, где} \quad (8.3)$$

$$K = \frac{N}{(1.2R_0 - g_0 d) \times \frac{e_0^2}{m}} \quad (8.4)$$

здесь:

$$e_0 = \frac{M_0}{N} \quad (8.5)$$

$$m = \frac{l}{b} \quad (8.6)$$

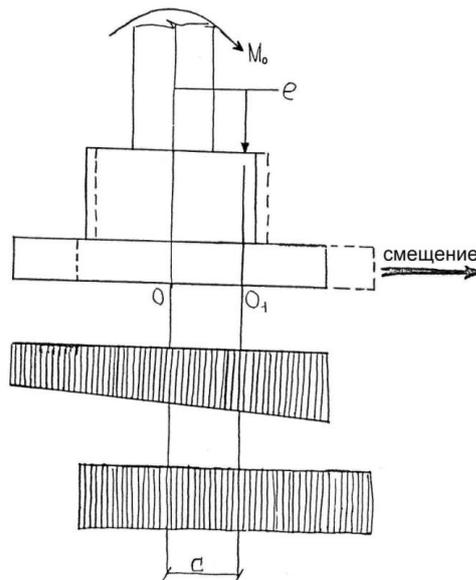


Рис. 8.1. Схема фундамента при внецентренном нагружении:

C – величина смещения фундамента

Смещение $C = e$

При треугольной эпюре напряжений под подошвой фундамента:

$$l = 6e_0 \left(1 - \frac{g_0 \times d}{0.6R_0} \right), \text{ м}; \quad (8.7)$$

$$b = \frac{N}{l \times (0.6R_0 - g_0 \times d)}, \text{ м}; \quad (8.8)$$

8.2. Назначение высоты фундамента

Если проектируется сборный фундамент, то высота его определяется размерами блоков из которых он составляется. Если проектируется монолитный ж/б фундамент, то предварительно можно назначить его экономичную высоту по формулам:

$$h = K \times (b - b_k) \quad (8.9)$$

$$h = K \times (l - l_k), \text{ г, где} \quad (8.10)$$

- b_k и l_k - размеры сечения колонны.
- K – коэффициент экономичности, определяемый из

таблицы:

Таблица 8.1

Коэффициент экономичности

l/b	1	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	2,75	3,0
	0,28	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38

При этом, если высота $h \leq 0.4$ м, фундамент одноступенчатый, при $h \leq 0.9$ м – двухступенчатый, при $h > 0.9$ – трехступенчатый.

Высота ступеней принимается равной $30 \div 40$ см. Если фундамент проектируется под сборную колонну, то высота ступени может быть назначена из конструктивных соображений:

$h = b_k + 50 + 200$, мм – при центренном нагружении;

$h = b_k \times 1.5 + 250$, мм – при внецентренном нагружении.

Для сборных ленточных фундаментов высоту принимают исходя из размеров плиты, на которую устанавливают несколько рядов (в зависимости от глубины заложения) стеновых блоков. Причем ширина стеновых блоков должна быть соразмерна с толщиной стены.

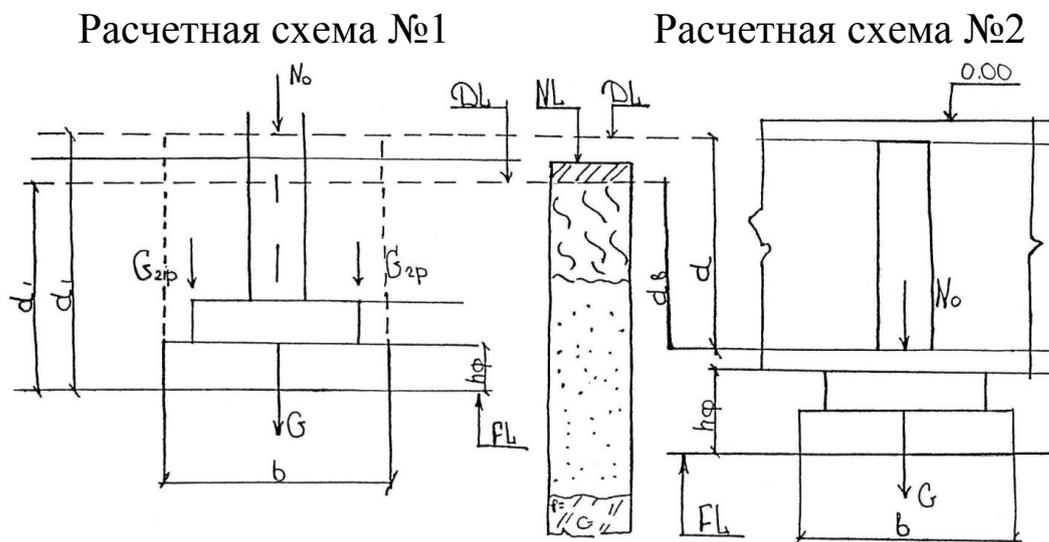


Рис.8.2. Расчетные схемы фундаментов

DL – отметки планировки;

NL – отметки поверхности природного рельефа;

PL – отметка подошвы фундамента;

N_0 – нагрузка от наземной части здания;

G – вес фундамента;

$G_{ГР}$ – вес грунта на уступах фундамента;

h_ϕ – высота уступов фундамента.

8.3. Определение расчетного сопротивления грунта основания

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (8.11)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты, условий работы, принимаемые по таблице 8.2.

K – коэффициент, принимаемый равным: $k_1 = 1$, если прочностные характеристики грунта (φ_{II} и c_{II}) определены непосредственными испытаниями, и $k_1 = 1,1$, если они приняты по СП 22.13330.2011

M_{γ} , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице 8.3;

k_z – коэффициент, принимаемый равным:

- при $b < 10$ м – $k_z = 1$
- при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b – ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы;

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

d_1 – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (8.12)$$

h_s – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

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

γ_{cf} – расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

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

Таблица 8.2

Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент γ_1	Коэффициент γ_2 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
- Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,2
- Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
- Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0

Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента γ_{c2} принимается равным единице ($\gamma_{c2}=1$).

Таблица 8.3

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c

Угол внутреннего трения, $\varphi_{п}$, градусы	Коэффициенты			Угол внутреннего трения, $\varphi_{п}$, градусы	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

8.4. Определение среднего давления под подошвой фундамента

Среднее давление под подошвой фундамента определяется по формуле:

$$P = \frac{\sum N}{A} = \frac{N + G + G_{\text{гр}}}{A}; \quad \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right), \text{ где} \quad (8.13)$$

N – суммарная нагрузка от надземной части здания;

G – собственный вес фундамента, определяемый по конструктивным чертежам фундамента исходя из удельного веса, или же из веса отдельных блоков сборного фундамента, кН;

$G_{\text{гр}}$ – вес грунта на уступах фундамента определяется, исходя из объема и удельного веса грунта, кН;

A – площадь фундамента (для ленточных фундаментах:
 $A = 1 \times b, \text{ м}^2$)

При этом должно выполняться условие:

$$P \leq R, \text{ где} \quad (8.14)$$

P – среднее давление под подошвой фундамента, кПа.

R – расчетное сопротивление грунта основания, кПа, определяемое по формуле 8.11.

При расчете внецентренно-нагруженного фундамента добавляются условия:

$$P_{\min} = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{M_0}{W} \leq 1.2R \quad (8.15)$$

Или аналогично ему:

$$P_{\min} = \frac{\sum N}{A} \times \left(1 \pm \frac{6e_0}{l} \right) \leq 1.2R \quad (8.16)$$

При этом должно быть:

$$P_{\max} \leq 1.2R \quad (8.17)$$

$$P_{\min} \geq 0 \quad (8.18)$$

$$P = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} \leq R \quad (8.19)$$

здесь:

M_0 – суммарный момент относительно центра подошвы фундамента

e_0 – эксцентриситет внешних сил, $e_0 = \frac{\sum M_0}{\sum N}$;

l - длина фундамента в направлении момента;

W -момент сопротивления фундамента в плоскости действия момента, m^3 .

8.5. Смещение оси фундамента

Внецентренно-нагруженный фундамент можно запроектировать более экономичным, увеличивая длину l в плоскости действия момента и одновременно уменьшая ширину b , оставляя неизменной площадь A , а затем смещая центр тяжести площади фундамента относительно оси колонны в направлении эксцентриситета, как показано на рисунке 8.1. При этом можно добиться центрального нагружения фундамента или уменьшения крайних давлений над его подошвой.

9. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

9.1. Определение глубины заложения подошвы свайного ростверка

Глубина заложения подошвы свайного ростверка назначается в зависимости от конструкции здания, условий планировки и высоты ростверка, а также от расчетной глубины промерзания грунта (для пучинистых грунтов).

При отсутствии подвала и технического подполья минимальная глубина заложения подошвы ростверка принимается равной 0,5 м при непучинистых грунтах. При наличии подвала подошва ростверка располагается на 0,2 ÷ 0,5 м ниже пола подвала.

9.2 Назначение длины свай

Назначение длины свай производится в зависимости от грунтовых условий строительной площадки, вида и величины нагрузки (для висячих свай). Нижние концы свай необходимо заглублять в малосжимаемые грунты, прорезая более слабые. При этом заглубление свай в грунты, принятые за основание должно быть не менее:

- В крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песчаных грунтах, а также глинистых грунтах с консистенцией $I_L \leq 0.1 - 0,5$ м
- В прочих видах нескальных грунтов – 1 м.

В результате длина свай будет складываться из заделки ее в ростверк (0,05 ÷ 0,3 м), участков, проходящих через пласты слабых грунтов и участка заделки в рабочий слой. Причем в подвальной части здания рекомендуется принимать сваи различной длины с учетом заделки их в один рабочий слой на одну и ту же глубину.

9.3. Определение расчетной нагрузки, допустимой на сваю

Расчетная нагрузка, допустимая на сваю, определяется сопротивлением сваи по материалу (для свай-стоек) или не-

сущей способностью сваи по грунту. Сопротивление ж.б. сваи по материалу определяют по нормативным документам.

Расчетное сопротивление по грунту, допустимое на сваю F_{h_2} определяется по формуле:

$$F_{h_2} = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ где} \quad (9.1)$$

F_d - несущая способность свай по грунту.

Для свай стоек, опирающихся нижним концом на скальные, крупнообломочные грунты в плотном сложении и глинистые твердой консистенции (за исключением лессов, лесовидных, набухающих и засоленных грунтов):

$$F_d = \gamma_c RA, \text{ где} \quad (9.2)$$

γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

A - площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принимаемая для свай сплошного сечения равной площади поперечного сечения;

Расчетное сопротивление грунта R под нижним концом сваи-стойки, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), следует принимать равным 20000 КПа ($2000 \text{ тс}/\text{м}^2$).

Для висячей забивной сваи, передающей нагрузку нижним концом и боковой поверхностью:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + \mu \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \text{ где} \quad (9.3)$$

γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), принимаемое по таблице 9.1;

A - площадь опирания на грунт сваи, м^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи;

u - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), принимаемое по табл. 9.2;

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

γ_{cR} , γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по СП 20.13330.2011.

Таблица 9.1

Расчетные сопротивления под нижним концом свай

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$)						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	пылеватоглинистых грунтов при показателе текучести l_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500 (750)	$\frac{6600 (660)}{4000 (400)}$	3000(300)	$\frac{3100 (310)}{2000 (200)}$	$\frac{2000(200)}{1200(120)}$	1100 (110)	600(60)
4	8300 (830)	$\frac{6800 (680)}{5100 (510)}$	3800(380)	$\frac{3200 (320)}{2500 (250)}$	$\frac{2100(210)}{1600(160)}$	1250 (125)	700(70)
5	8800 (880)	$\frac{7000 (700)}{6200 (620)}$	4000(400)	$\frac{3400 (340)}{2800 (280)}$	$\frac{2200(220)}{2000(200)}$	1300(130)	800(80)
7	9700 (970)	$\frac{7300 (730)}{6900 (690)}$	4300(430)	$\frac{3700 (370)}{3300 (330)}$	$\frac{2400(240)}{2200(220)}$	1400 (140)	850(85)
10	10500(1050)	$\frac{7700 (770)}{7300 (730)}$	5000(500)	$\frac{4000 (400)}{3500 (350)}$	$\frac{2600(260)}{2400(240)}$	1500 (150)	900(900)
15	11700(1170)	$\frac{8200 (820)}{7500 (750)}$	5600(560)	$\frac{4400 (440)}{4000 (400)}$	2900(290)	1650(165)	1000(100)
20	12600(1260)	8500 (850)	6200(620)	$\frac{4800 (480)}{4500 (450)}$	3200(320)	1800 (180)	1100(110)
25	13400(1340)	9000 (900)	6800(680)	5200 (520)	3500(350)	1950 (195)	1200(120)
30	14200(1420)	9500 (950)	7400(740)	5600 (560)	3800(380)	2100 (210)	1300(130)
35	15000(1500)	10000 (1000)	8000(800)	6000 (600)	4100(410)	2250 (225)	1400(140)

Примечание: в числителе даны R для песков, в знаменателе для глинистых грунтов.

Таблица 9.2

Расчетные сопротивления на боковой поверхности свай

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

Примечания:

- 1) Слой большой мощности следует разделять на однородные слои толщиной не более 2 м;
- 2) Для песчаных плотных грунтов f следует увеличить на 30%;
- 3) Сопротивление по боковой поверхности свай насыпей моложе 5 лет в расчетах не учитывается;
- 4) Средняя глубина расположения слоя берется от уровня природного рельефа до середины слоя, если произведена срезка или подсыпка до 3 метров.

9.4 Определение количества свай в расчетном сечении

Исходя из величины F_h^{min} и условия (конструктивного) размещения свай в ростверке, находят условное давление под подошвой ростверка P_p , кПа, площадь ростверка A_p , м², приближенный вес ростверка G_{rp} , кН, согласно зависимостям:

$$P_p = \frac{F_h}{3d^2}; \quad (9.4)$$

$$A_p = \frac{N_{0I}}{P_p - (n \times \gamma_{cp} \times h_p)}; \quad (9.5)$$

$$G_{Ip} = n \times A_p \times h_p \times \gamma_{cp}, \quad (9.6)$$

где N_{0I} – расчетная нагрузка по обрезу фундамента, кН.;

d – размер поперечного сечения сваи, м.;

$n = 1,1$ – коэффициент перегрузки;

γ_{cp} – средняя объемная масса материала ростверка и грунта, кН/м³;

h_p – глубина заложения ростверка, м.

Количество свай в ростверке с учетом его веса определяется из выражения:

$$n_c = \frac{\eta \times (N_{0I} + G_{Ip})}{F_h}, \quad (9.7)$$

где η – коэффициент, учитывающий действие момента и принимаемый равным 1,1÷1,6 (при $M = 0 \Rightarrow \eta = 1$).

Для ленточных фундаментов необходимо определить требуемый шаг свай:

$$l_{ш} = \frac{F_h}{N_{0I}}; \text{ м} \quad (9.8)$$

А затем:

$$n = \frac{N_{0I}}{F_h}; \frac{\text{шт}}{\text{м}} \cdot \text{пог.}, \quad (9.9)$$

где N_{0I} – нагрузка на 1 м.пог. ростверка, кН/м.пог.

9.5 Расположение свай в фундаменте и конструирование ростверка

Здесь руководствуются тем, что минимальное расстояние между сваями $3d$, а максимальное $6d$, где d – сторона квадратной или большая сторона прямоугольной сваи или диаметр сваи круглого сечения. Кроме того минимальный свес ростверка над внешней гранью – 10 см, а толщина ростверка кратна 30 см. Для ростверка под колонну высота назна-

чается конструктивно с минимальной толщиной, а затем проверяется по условию продавливания.

Размещение свай показано на рисунке 9.1, где:

- А) Расположение свай в кусте;
- Б) Расположение свай в ряд или два ряда;
- В) Расположение свай в шахматном порядке.

9.6 Определение фактической нагрузки на сваю

Расчетная фактическая нагрузка, передаваемая на сваю для фундаментов промышленных и гражданских сооружений с вертикальными сваями, определяется по формуле:

$$N_{св} = \frac{\sum N_I}{n_c} \pm \frac{M_{Ix} \times y}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{M_{Iy} \times x}{\sum_1^n x_i^2}, \quad \text{кН}, \quad (9.10)$$

где $\sum N_I = N_{0I} + G_{Ip} + G_{Iсв}$ - расчетная сжимающая сила, кН.;

$M_{Ix}; M_{Iy}$ - расчетные моменты, тс*м, относительно главных осей X и Y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n_c - число свай в фундаменте;

$x_i; y_i$ - расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м
 $x; y$ - расстояние от главных осей до оси сваи для которой вычисляется расчетная нагрузка, м.

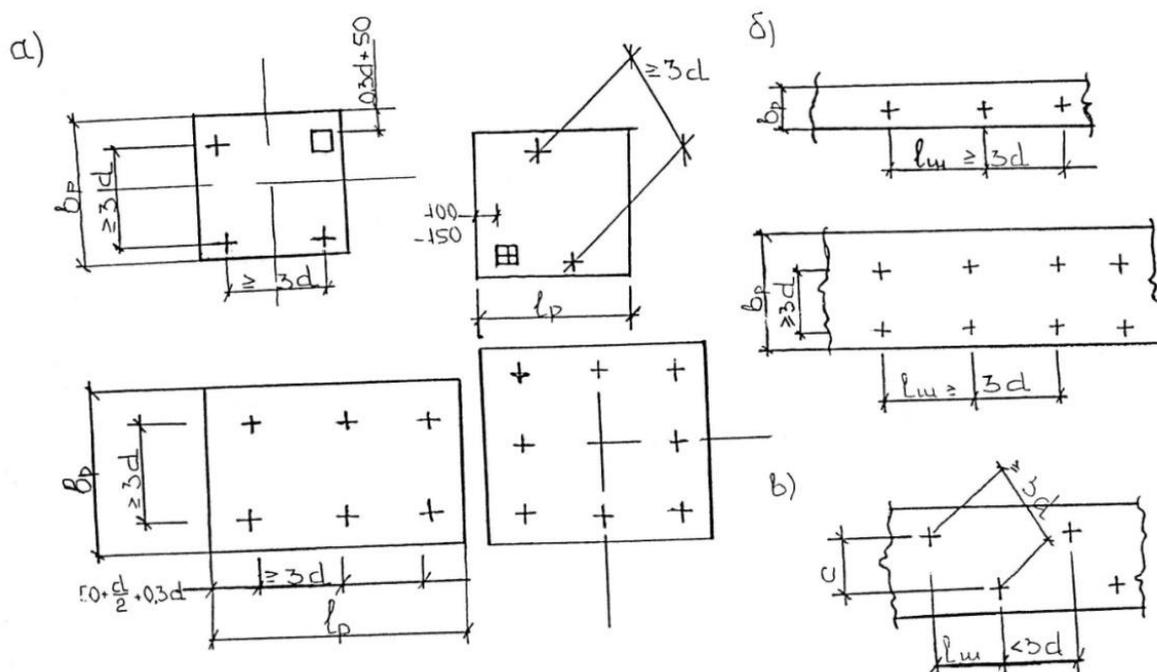


Рис. 9.1. Схема расположения свай в плане

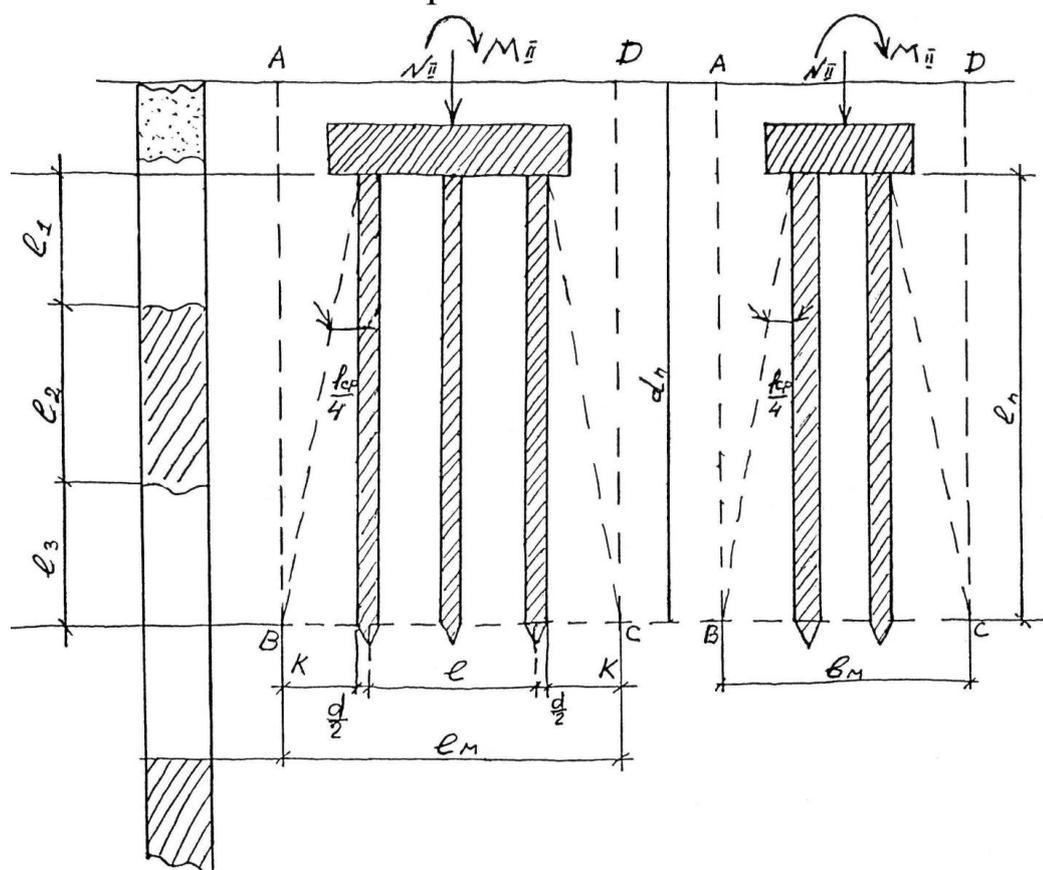


Рис.9.2. Расчетная схема
условного грунтосвайного массива

Свайный фундамент рассматривается как условный грунтосвайный массив (см. рис.9.2).

9.7. Определение напряжений

в грунте и плоскости острия свай

Расчет ведут по условию (8.14) или (8.15). Контур условного грунтосвайного массива определяется:

сверху – поверхностью планировки грунта;

снизу – плоскостью, проходящей через концы свай;

с боков – вертикальными плоскостями, отстоящими от наружных граней свай крайних рядов на расстоянии:

$$K = l_p \times \tan \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4}, \quad (9.11)$$

где l_p - расчетная длина свай;

φ_{cp} - средневзвешанный угол внутреннего трения слоев грунта в пределах длины свай:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_1 \times l_1 + \varphi_2 \times l_2 + \dots + \varphi_n \times l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n} \quad (9.12)$$

Сторона подошвы массива:

$$b_M = l + d + 2K \quad (9.13)$$

Площадь подошвы массива:

$$A_M = b_M \times l_M, \quad (9.14)$$

где l_M для ленточного фундамента равна 1 м.пог, а для куста свай определяется так же, как b .

Объем грунтосвайного массива:

$$V_M = A_M \times d_M; \text{ м}^3 \quad (9.15)$$

Вес грунтосвайного массива:

$$G_M = V_M \times \gamma'_{II} + G_{IIp} + G_{IIcb}, \quad (9.16)$$

где G_{IIp} - вес ростверка;

G_{IIcb} - вес свай.

Сжимающая сила на основание к подошве массива:

$$\sum N = N_{II} + G_M \quad (9.17)$$

Давление под подошвой массива:

$$P_{max} = \frac{\sum N}{A_M} \pm \frac{\sum M}{W_M} \quad (9.18)$$

Расчетное давление на грунт:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{K} \times [M_\gamma K_Z b_M \gamma'_{II} + M_g d_M \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II}], \quad (9.19)$$

где b_M – ширина массива;

d_M – глубина заложения массива.

Для ленточного свайного фундамента вертикальные плоскости массива проходят по наружным граням крайних рядов свай. Напряжения в активной зоне определяют по формуле:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi \times l} \times \alpha_\pi, \quad (9.20)$$

где P – погонная нагрузка на ленточный ростверк, кН/м.пог.;

l – глубин погружения сваи, м;

α_{II} – коэффициент, принимаемый по СП 22.13330.2011.

Напряжения σ_Z не должны превышать расчетных давлений:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{K} \times 1,1M_{\gamma}K_Z b\gamma'_{II} + 1,1M_g d_b \gamma'_{II} + 1,1(M_g - 1)d_b \gamma'_{II} \\ \times [+3M_c C_{II}] \quad (9.21)$$

10. РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ОСНОВАНИЯ

10.1. Основные положения расчета

Расчет деформации основания требует, чтобы фактическая осадка не превосходила предельной, обеспечивающей эксплуатационную пригодность надфундаментной части сооружения, т.е.:

$$S \leq S_u \quad (10.1)$$

Расчет оснований должен производиться с учетом:

- Размеров фундамента в плане, его формы и глубины заложения (причем осадка сооружения в большей степени зависит от глубины заложения фундамента, чем от его площади).
- Физико-механических характеристик слоев грунта в пределах сжимаемой толщи основания.
- Нагрузок на рассматриваемый фундамент (причем согласно указаниям СП при расчетах оснований учитываются расчетные нагрузки, получаемые из нормативных, путем их умножения на коэффициент перегрузки, равный 1).

При определении осадки фундамента могут быть использованы различные методы. В настоящих указаниях рассматривается метод послойного суммирования.

В результате расчета получается конечная осадка, соответствующая полному завершению консолидации основания.

Методика расчета осадок для фундамента на естественном основании и для свайного фундамента одинакова, т.к. свайный фундамент рассматривается как условный фундамент на естественном основании.

10.2. Расчет осадок фундамента методом послойного суммирования

а). Вычерчивается геологическая колонка и рядом с нею наносятся контуры фундамента. При расчете осадки свайного фундамента наносятся контуры условного фундамента. Если в свайном фундаменте присутствуют наклонные сваи, то вертикальная грань массива будет проходить через нижние концы наклонных свай.

б). Строится эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта σ_{zg} . Так как эта величина является линейной функцией удельного веса и толщины слоя грунта, то достаточно определить значение напряжений в характерных точках, т.е. на границах слоев, под подошвой фундамента, на уровне грунтовых вод. За нулевую точку принимают отметку поверхности природного рельефа или планировки срезкой. Насыпной слой возрастом менее 5 лет в расчетах не учитывают.

Формула для определения напряжений от собственного веса грунта в i – характерной точке выглядит так:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_i \times h_i, \quad \text{кПа} \quad (10.2)$$

где σ_{zgi} - напряжение в интересующей точке, кПа;

σ_{zgi-1} - напряжение в предыдущей точке, кПа;

γ_i - удельный вес i -го слоя грунта, кН/м³.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня грунтовых вод, (WL) должен вычисляться с учетом взвешивающего влияния воды на грунтовый скелет:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_{sb,i} \times h_{i-1}, \quad \text{кПа} \quad (10.3)$$

Если ниже уровня грунтовых вод в основании залегают водоупор, глина с $I_L < 0.25$; суглинок $I_L < 0.15$; скальный нетрищинчатый, то необходимо учесть гидростатическое давление воды на этот водоупорный слой:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,i-1} + \gamma_w \cdot h_w, \text{ кПа} \quad (10.4)$$

где γ_w - удельный вес воды;

h_w - высота столба воды, м.

В соответствии с полученными значениями строится эпюра напряжений от собственного веса грунта путем откладывания в масштабе ее ординаты влево от оси фундамента. В пределах одного пласта величина напряжений изменяется по линейному закону и промежуточные значения могут быть найдены интерполяцией.

в). Построение эпюры дополнительных вертикальных нормальных напряжений σ_{zP} . Дополнительное напряжение в грунте по оси фундамента в горизонтальном сечении, расположенном на глубине Z от подошвы фундамента, находится по формуле:

$$\sigma_{zP} = \alpha \times (\sigma_{zP} - \sigma_{zg_0}), \quad (10.5)$$

где P – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

σ_{zg_0} – дополнительное напряжение в грунте на уровне подошвы фундамента, кПа;

α - коэффициент, учитывающий изменение дополнительного напряжения по глубине, принимаемой по таблице 10.1 в зависимости от относительной глубины (отношение расстояния от подошвы фундамента до точки в которой ищем дополнительное давление, к половине ширины фундамента).

А так же в зависимости от формы подошвы, а для прямоугольного фундамента и от отношения его сторон (длины l к ширине b):

$$\eta = \frac{l}{b} \quad (10.6)$$

Таблица 10.1

Коэффициент α для фундаментов

$\xi = 2z/b$	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	

Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного многоугольника с площадью A , значения α принимаются как для круглых фундаментов радиусом

$$r = \sqrt{A/\pi} \quad (10.7)$$

Для промежуточных значений ξ и η коэффициент α определяется по интерполяции.

Шаг по глубине с которым определяют дополнительные напряжения не должен превышать $0,4b$. Для того, чтобы избежать интерполирования по ξ рекомендуется, задавшись табличным значением ξ , определять в зависимости от него Z , при этом полученное значение не должно превышать $0,4b$, т.е.

$$\xi = \frac{2Z}{b} \Rightarrow Z = \frac{\xi b}{2} \leq 0.4b \quad (10.8)$$

Полученные значения ординат эпюры дополнительных напряжений откладывают в соответствующих точках вправо от оси фундамента в том же масштабе, что и значения эпюры напряжений от собственного веса грунта (см. рисунок 14).

г). Нижняя граница сжимаемой толщи находится на такой глубине, где напряжение от собственного веса грунта в 5 раз превышает дополнительное:

$$\sigma_{ZP} \leq 0,2\sigma_{Zg} \quad (10.9)$$

$$\sigma_{Zg} \geq 5\sigma_{ZP} \quad (10.10)$$

Графически этот уровень находят по точке пересечения эпюры σ_{Zg} с увеличенной в 5 раз и отложенной влево от оси фундамента эпюрой дополнительных напряжений σ_{ZP} .

При этом нет необходимости строить всю увеличенную в 5 раз эпюру σ_{ZP} . Достаточно взять одну точку выше определенной на глаз, приближенно границы и одну точку ниже ее. Соединив эти две точки, найдем на пересечении проведенной линии с эпюрой бытовых давлений искомую границу. Графическое определение В.С. подкрепляется аналитически.

Если же граница сжимаемой толщи попадает в слабый грунт ($E \leq 5$ МПа) или он расположен ниже границы сжимаемой толщи, во избежание непредвиденных осадков необходимо произвольно увеличить мощность сжимаемой толщи, переместив нижнюю границу ее до подошвы этого слабого грунта пользуясь условием 10.11.

$$0,1\sigma_{Zg} \leq \sigma_{ZP} \quad (10.11)$$

Построение эпюр бытового и дополнительного давления, совместно с нахождением границы сжимаемой толщи, позволяет решить вопрос о надежности подстилающих слоев.

д). Проверка подстилающего слоя. Слой грунта, непосредственно воспринимающий нагрузку от фундамента – рабочий слой, а остальные слои грунта – подстилающие. При наличии в пределах сжимаемой толщи основания или несколько ниже ее слоя грунта меньшей прочности, чем прочность вышележащих слоев грунта, размеры фундамента должны назначаться такими, чтобы обеспечивать условие:

$$\sigma_{ZP} + \sigma_{Zg} \leq R_Z, \quad (10.12)$$

где $\sigma_{ZP} = \alpha \times (P - \sigma_{Zg_0})$ – дополнительное напряжение на кровле подстилающего слоя;

σ_{Zg} - напряжение от собственного веса грунта на кровле подстилающего слоя;

R_Z - расчетное давление на подстилающий слой грунта, вычисленное для условного фундамента шириной b_y :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{K} \times [M_\gamma K_Z b_y \gamma'_{II} + M_g d_{2y} \gamma'_{II} + M_c C_{II}], \quad (10.13)$$

где d_{2y} - глубина заложения подстилающего слоя;

• **-для прямоугольного фундамента:**

$$b_y = \sqrt{A_y + a^2} - a \quad (10.14)$$

здесь:

A_y - площадь условного фундамента:

$$A_y = A \times \frac{P}{\alpha \times (P - \sigma_{Zg_0})} \quad (10.15)$$

A – площадь фундамента, м²;

$$a = \frac{l-b}{2};$$

l – длина фундамента;

b - ширина фундамента.

-для ленточного фундамента:

$$b_y = \frac{\sum N_{0II}}{\sigma_{ZP} \times l} \quad (10.16)$$

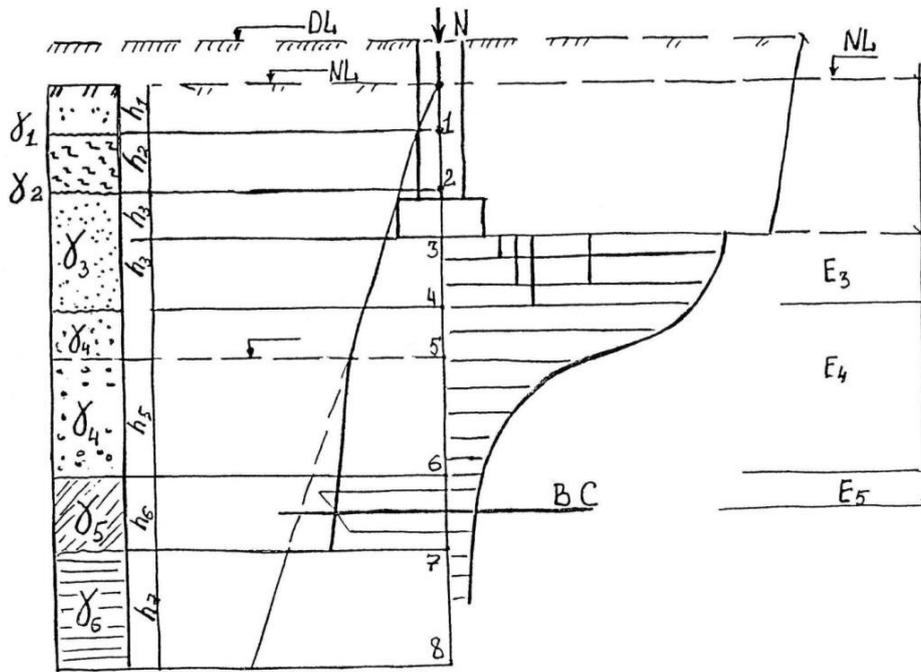


Рис.10.1. Расчетная схема
фундамента на естественном основании

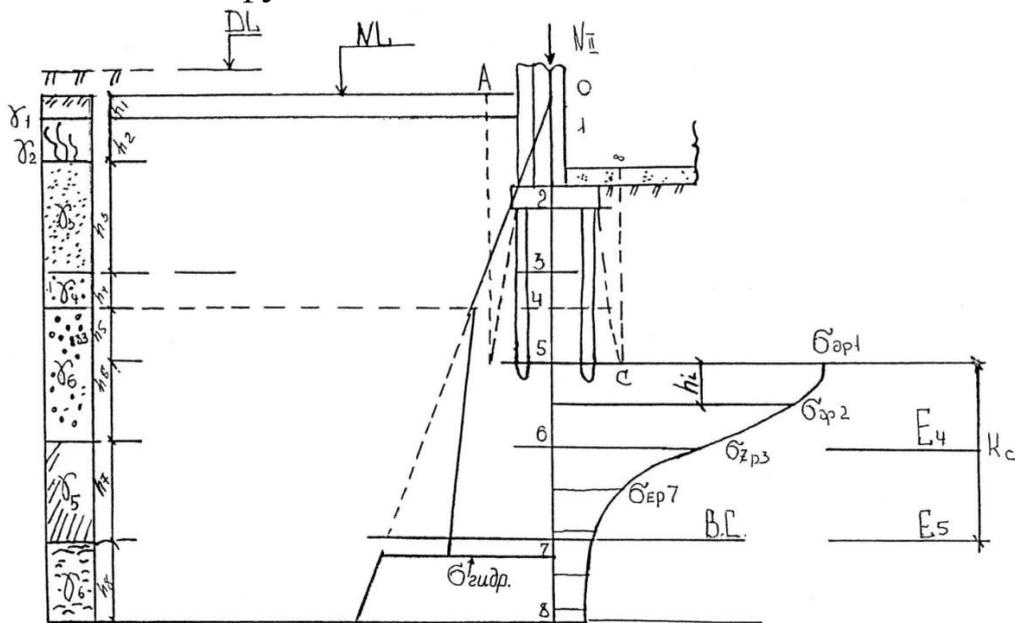


Рис.10.2. Расчетная схема
свайного фундамента под колонну

е). Определение осадок.

Осадка основания фундамента по методу послойного суммирования определяется (с учетом и без учета влияния

соседних фундаментов) по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} \cdot h_i}{E_i}, \quad (10.17)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

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

h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n - число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

Осадка основания в пределах сжимаемой толщи будет складываться из осадок элементарных слоев грунта, входящих в нее и должно быть меньше предельно допустимой осадки для данного сооружения:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n \leq S_{max}$$

Пример оформления расчета осадков см. таблицу 10.2

Таблица 10.2

Расчет осадок

№ слоя	h_i	z_i	$\sigma_{zg,i}$	$0,2\sigma_{zg}$	$2(z/b)$	α	$\sigma_{zp,i}$	E_{oi}	S_i
	м	м	кПа	кПа			кПа	кПа	м
0		0	32,04	6,41	0,00	1,000	302,96	18000	
1	0,32	0,4	39,24	7,85	0,50	0,953	288,72	18000	0,00421
2	0,4	0,8	46,44	9,29	1,00	0,828	250,85	11000	0,00785
3	0,4	1,2	53,64	10,73	1,50	0,675	204,57	11000	0,00662
4	0,4	1,6	60,84	12,17	2,00	0,550	166,63	11000	0,00540
5	0,3	1,9	66,24	13,25	2,38	0,481	145,62	11000	0,00341
6	0,4	2,3	73,44	14,69	2,88	0,411	124,46	40000	0,00108
7	0,4	2,7	80,64	16,13	3,38	0,357	108,26	40000	0,00093
8	0,4	3,1	87,84	17,57	3,88	0,315	95,52	40000	0,00082
9	0,4	3,5	95,04	19,01	4,38	0,281	85,22	40000	0,00072
10	0,4	3,9	102,24	20,45	4,88	0,254	77,01	40000	0,00065
11	0,4	4,3	109,44	21,89	5,38	0,232	70,23	40000	0,00059
12	0,4	4,7	116,64	23,33	5,88	0,213	64,38	40000	0,00054
13	0,4	5,1	123,84	24,77	6,38	0,197	59,56	40000	0,00050
14	0,4	5,5	131,04	26,21	6,88	0,183	55,44	40000	0,00046
15	0,4	5,9	138,24	27,65	7,38	0,171	51,79	40000	0,00043
16	0,4	6,3	145,44	29,09	7,88	0,160	48,59	40000	0,00040
17	0,4	6,7	152,64	30,53	8,38	0,150	45,57	40000	0,00038
18	0,4	7,1	159,84	31,97	8,88	0,142	42,96	40000	0,00035
19	0,4	7,5	167,04	33,41	9,38	0,135	40,82	40000	0,00034
20	0,4	7,9	174,24	34,85	9,88	0,128	38,72	40000	0,00032
21	0,4	8,3	181,44	36,29	10,38	0,122	37,02	40000	0,00030

Бланки индивидуального задания на проектирование

А.1. Индивидуальное задание оформляется студентом самостоятельно и сводится в таблицу А.1. В случае сквозного проектирования заполняется таблица А.2 или прикладываются планы и разрезы предполагаемого здания или сооружения.

Таблица А.1

Лист индивидуального задания

№ п/п	Обозначение	Ед. изм.	Значение
1	Инженерно-геологический элемент №1		
2	Инженерно-геологический элемент №2		
3	Инженерно-геологический элемент №3		
4	Шаг осей вдоль здания	м	
5	Шаг осей поперек здания	м	
6	Состав покрытия		
7	Состав перекрытия		
8	Состав стенового ограждения		
9	Несущие конструкции: С – стены К - колонны		
10	Снеговой район		

Студент _____ / _____ / _____
(дата) (подпись) (расшифровка)

Преподаватель _____ / _____ / _____
(дата) (подпись) (расшифровка)

Таблица А.2

Лист индивидуального задания в случае сквозного проектирования

№ п/п	Исходные данные	Наименование

Студент _____ / _____ / _____
(дата) (подпись) (расшифровка)

Преподаватель _____ / _____ / _____
(дата) (подпись) (расшифровка)

Физико-механические характеристики инженерно-геологических элементов

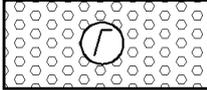
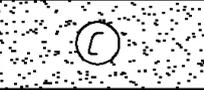
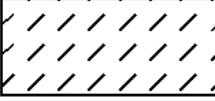
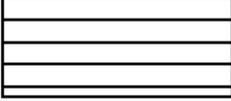
Таблица Б.1

Номер ИГЭ	Глубина отбора проб, м	Природная влажность, д.е.	Влажность на границе текучести, д.е.	Влажность на границе раскатывания, д.е.	Число пластичности, д.е.	Показатель текучести, д.е.	Плотность грунта, г/см ³	Плотность частиц грунта, г/см ³	Плотность сухого грунта, г/см ³	Пористость, %	Коэффициент пористости	Коэффициент водонасыщения, д.е.	Угол внутреннего трения, градусы	Удельное сцепление, кПа	Модуль деформации, МПа	Расчетное сопротивление, кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1		0,126					1,78	2,65								
2		0,180	0,181	0,113	0,068	0,985	1,7	2,68								
3		0,163	0,294	0,155	0,131	0,061	1,90	2,69								
4		0,251	0,372	0,195	0,177	0,316	1,89	2,72								
5		0,130					1,77	2,66								
6		0,277	0,315	0,178	0,137	0,723	1,924	2,68	1,507	43,00	0,779	0,953				
7		0,208	0,350	0,154	0,196	0,326	1,88	2,72								
8		0,249	0,321	0,145	0,176	0,591	1,90	2,71								

Номер ИГЭ	Гранулометрический состав												Номенклатура грунта
	гравий			песок						пыль	гли на		
	>60	20-10	10-5	5-2	2-1	1.0-0.5	0.5-0.25	0.25-0.10	0.10-0.05	0.05-0.005	0,01-0,002	<0.002	
1	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1						0,840	33,01	51,92	4,92	4,61	3,75	0,95	Песок мелкий
2							22,84	50,00	13,83	7,36	3,18	2,79	Супесь песчанистая
3							20,80	26,50	20,79	15,56	4,76	11,59	Суглинок тяжелый песчанистый полутвердый
4							4,35	23,4	10,32	38,11	10,32	13,5	Глина легкая пылеватая тугопластичная
5						2,59	20,21	51,57	13,85	7,25	3,15	1,38	Песок пылеватый
6							4,85	11,95	14,92	32,55	6,35	29,38	Суглинок тяжелый пылеватый мягкопластичный
7							7,65	36,30	13,97	20,64	5,56	15,88	Глина легкая песчанистая тугопластичная
8							7,9	17,7	11,67	34,94	7,94	19,85	Глина легкая песчанистая мягкопластичная

Таблица Б.2

Условные обозначения грунтов на инженерно-геологическом разрезе

№ п/п	Наименование грунта	Условные обозначения на инженерно-геологическом разрезе
1	2	3
1	Песок гравелистый	
2	Песок крупный	
3	Песок средней крупности	
4	Песок мелкий	
5	Песок пылеватый	
6	Суглинок	
7	Супесь	
8	Глина	

Составы покрытий

№ п/п	Эскиз	Поз.	Состав	Толщина, мм	Плотность,	Примечание
1		1	Верхний слой гидроизоляции	4	0,05	кН/м ²
		2	Нижний слой гидроизоляции	4	0,06	кН/м ²
		3	Стяжка	30	18	
		4	Утеплитель	100	0,6	
		5	Пароизоляция	1	0,003	кН/м ²
		6	Железобетонная многослойная плита покрытия (размерами в зависимости от сетки колонн)	220	25	
		+	7	Железобетонный ригель (в случаи когда сбор нагрузок ведется на колонну)		9
2		1	Верхний слой гидроизоляции	5	0,07	кН/м ²
		2	Нижний слой гидроизоляции	5	0,08	кН/м ²
		3	Стяжка сборная	10	21	
		4	Утеплитель	150	0,8	
		5	Стяжка		1,2	кН/м ²
		6	Профилированный металлический лист		0,09	кН/м ²
		7	Прогон из двутавра №18 с шагом 1000 мм		0,18 4	кН/м
		+	8	Главная балка из двутавра №36 (в случаи когда сбор нагрузок ведется на колонну)		0,49
3		1	Металлическая черепица	2	0,08	кН/м ²
		2	Обрешетка из досок сечением 25x100 мм с шагом 300 мм	25	6	
		3	Утеплитель	80	0,7	
		4	Пароизоляция	1	0,003	кН/м ²
		5	Контробрешетка из досок сечением 25x100 мм с шагом 500 мм	25	6	
		6	Стропила из бруса сечением 100x250 мм с шагом 1000 мм		7	
		+	7	Подстропильная балка сечением 300x400 (в случаи когда сбор нагрузок ведется на колонну)		7

Приложение Г
Составы перекрытий

Таблица Г.1

№ п/п	Эскиз	Поз.	Состав	Толщина,	Плотность, кН/м ³	Примечание
1		1	Керамогранит	20	30	
		2	Клеящий раствор	20	18	
		3	Железобетонная многопустотная плита покрытия (размерами в зависимости от сетки колонн)	220	25	
		+4	Железобетонный ригель (в случаи когда сбор нагрузок ведется на колонну)		9	кН/м
2		1	Напольное покрытие	10	20	
		2	Стяжка	50	18	
		3	Металлический лист	10	78,5	
		4	Прогон из двутавра №18 с шагом 1000 мм		0,18	кН/м
		+5	Главная балка из двутавра №36 (в случаи когда сбор нагрузок ведется на колонну)		0,48	кН/м
3		1	Доска половая сечением 40х120 мм	40	6	
		2	Деревянные лаги сечением 50х50 мм с шагом 600 мм	50	6	
		3	Звукоизоляционный материал сечением 25х120 мм под лагами	25	0,8	
		4	Железобетонная многопустотная плита покрытия (размерами в зависимости от сетки колонн)	220	25	
		+5	Железобетонный ригель (в случаи когда сбор нагрузок ведется на колонну)		9	кН/м

Приложение Д.
Таблица Д.1

Составы стеновых ограждений

№ п/п	Эскиз	По з.	Состав	Толщина, мм	Плотность, кН/м ³	Примечание
1		1	Кирпич облицовочный	120	20	
		2	Воздушная прослойка	10		
		3	Утеплитель	100	0,5	
		4	Кирпич стеновой	250	18	
2		1	Бетон	100	22	
		2	Утеплитель	120	0,75	
		3	Бетон	200	23	
3		1	Кирпич облицовочный	120	21,5	
		2	Газобетонные блоки	300	7,5	

Приложение Е

Типовые размеры конструкций

Таблица Е.1

Железобетонные плиты из тяжелого бетона
для ленточных фундаментов (ГОСТ 13580-85)

Марка плиты	Размеры плиты, мм				Масса плиты т		
	ширина В	длина L	высота Н	скос			
				Х		У	
ФЛ 6. 24	600	2380	300	-	-	1,00	
ФЛ 6. 12		1180				0,52	
ФЛ 8. 24	800	2380		-	-	1,40	
ФЛ 8. 12		1180				0,69	
ФЛ 10. 30	1000	2980		300	200	200	1,75
ФЛ 10. 24		2380					1,50
ФЛ 10. 12		1180					0,75
ФЛ 10. 8		780					0,50
ФЛ 12. 30	1200	2980		300			2,05
ФЛ 12. 24		2380					1,8
ФЛ 12. 12		1180					0,87
ФЛ 12. 8		780					0,57
ФЛ 14. 30	1400	2980	300	300	200	2,40	
ФЛ 14. 24		2380				2,10	
ФЛ 14. 12		1180				1,00	
ФЛ 14. 8		780				0,69	
ФЛ 16. 30	1600	2980	300			2,71	
ФЛ 16. 24		2380				2,50	
ФЛ 16. 12		1180				1,20	
ФЛ 16. 8		780				0,80	
ФЛ 20. 30	2000	2980	300	500	300	5,10	
ФЛ 20. 24		2380				4,05	
ФЛ 20. 12		1180				2,40	
ФЛ 20. 8		780				1,60	
ФЛ 24. 30	2400	2980	500			5,98	
ФЛ 24. 24		2380				4,75	
ФЛ 24. 12		1180				2,80	
ФЛ 24. 8		780				1,90	
ФЛ 28. 24	2800	2380	700	300	300	5,90	
ФЛ 28. 12		1180				3,40	
ФЛ 28. 8		780				2,20	
ФЛ 32. 12	3200	1180				4,00	
ФЛ 32. 8		780				2,60	

Блоки бетонные для стен подвалов(ГОСТ 13579-78)

Таблица Е.2

Марка блока	Размеры блока, мм			Класс бетона по прочности на сжатие	Расход материалов		Масса блока тс	
	длина l	ширина b	высота h		бетон м³	сталь кг		
ФБС 24.3.6-Т	2380	300	580	В 7,5	0,406	1,46	0,97	
ФБС 24.4.6-Т		400			0,503		1,30	
ФБС 24.5.6-Т		500			0,679		1,63	
ФБС 24.6.6-Т		600			0,815		2,36	1,96
ФБС 12.4.6-Т	1180	400	580		0,265	1,46	0,64	
ФБС 12.5.6-Т		500			0,331		0,79	
ФБС 12.6.6-Т		600			0,398		0,96	
ФБС 12.4.3-Т		400	280		0,127	0,74	0,31	
ФБС 12.5.3-Т		500			0,159		0,38	
ФБС 12.6.3-Т		600			0,191		0,46	
ФБС 9.3.6 -Т	880	300	580		0,146	0,76	0,35	
ФБС 9.4.6 -Т		400			0,195		0,47	
ФБС 9.5.6 -Т		500			0,244		0,59	
ФБС 9.6.6 -Т		600			0,293		1,46	0,70
ФБВ 9.4.6 -Т		400			0,161		0,76	0,39
ФБВ 9.5.6 -Т		500			0,202			0,49
ФБВ 9.6.6 -Т	600	0,243	0,58					
ФБП 24.4.6-Т	2380	400	580	В 12,5	1,46	1,05		
ФБП 24.5.6-Т		500				0,526	1,26	
ФБП 24.6.6-Т		600				0,583	1,40	

Таблица Е.3

Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой (ГОСТ 19804.1-79)

Марка сваи	Размеры мм		Объем бетона м	Масса сваи т	Расход стали кг	Марка сваи	Размеры мм		Объем бетона м	Масса сваи т	Расход стали кг
	L	B					L	B			
C3-20	3000	200	0,13	0,33	12,6	C7-30	7000	300	0,64	1,60	36,7
C3,5-20	3500		0,15	0,38	14,1	C8-30	8000		0,73	1,83	41,1
C4-20	4000		0,17	0,43	15,6	C9-30	9000		0,82	2,05	45,5
C4,5-20	4500		0,19	0,48	17,0	C10-30	10000		0,91	2,28	50,5
C5-20	5000		0,21	0,53	18,5	C11-30	11000		1,00	2,50	69,3
C5,5-20	5500		0,23	0,58	19,9	C12-30	12000		1,09	2,73	74,9
C6-20	6000		0,25	0,63	21,4	C8-35	8000		350	1,00	2,50
C4,5-25	4500	250	0,29	0,73	18,4	C9-35	9000	1,12		2,80	48,9
C5-25	5000		0,32	0,80	20,0	C10-35	10000	1,24		3,10	54,5
C5,5-25	5500		0,35	0,88	21,6	C11-35	11000	1,37		3,43	73,5
C6-25	6000		0,38	0,95	23,1	C12-35	12000	1,49		3,73	79,2
C3-30	3000		300	0,28	0,70	15,2	C13-35	13000		1,61	4,03
C3,5-30	3500	0,33		0,83	16,9	C14-35	14000	1,73		4,33	112,9
C4-30	4000	0,37		0,93	18,5	C15-35	15000	1,86	4,65	146,0	
C4,5-30	4500	0,42		1,05	20,1	C16-35	16000	1,93	4,95	185,4	
C5-30	5000	0,46		1,15	21,8	C13-40	13000	400	2,10	5,25	111,3
C5,5-30	5500	0,51		1,28	23,4	C14-40	14000		2,26	5,65	143,8
C6-30	6000	0,55		1,38	25,0	C16-40	16000		2,58	6,45	193,3

