



МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ –
МСХА имени К.А. ТИМИРЯЗЕВА»
(ФГБОУ ВО РГАУ - МСХА имени К.А. Тимирязева)

Институт мелиорации, водного хозяйства и строительства
имени А.Н. Костякова
Кафедра сельскохозяйственного строительства и экспертизы
объектов недвижимости

УТВЕРЖДАЮ:
Начальник УМУ
“ ” 20 г.



**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ КУРСОВОЙ
РАБОТЫ ДИСЦИПЛИНЫ
Б1.О.25 «ГЕОТЕХНИКА»**

Для подготовки специалистов

Специальность: 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Специализация: «Строительство гидротехнических сооружений
повышенной ответственности»

Курс: 3

Семестр: 5

Форма обучения: очная

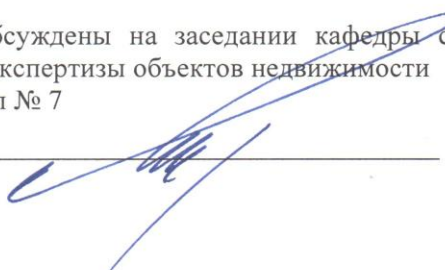
Москва, 2020

Разработчик: Юрченко Светлана Геннадьевна, к.т.н., профессор 
04. 03. 2020г.

Рецензент: Ксенофонтова Т.К., к.т.н., профессор

«04» 03. 2020г.

Методические указания обсуждены на заседании кафедры сельскохозяйственного строительства и экспертизы объектов недвижимости «04» марта 2020 г., протокол № 7

Зав. кафедрой Михеев П.А. 

Согласовано:

Начальник методического
отдела УМУ

_____ Н.Г. Романова

«__» _____ 20__ г.

Директор Институт мелиорации,
водного хозяйства и строительства
имени А.Н. Костякова

Бенин Д.М. 

Председатель учебно-методической
комиссии института мелиорации,
водного хозяйства и строительства


«13» 04 2020г.


А.М. Бакштанин.

Протокол №8 13. 03. 2020г.

Заведующий выпускающей кафедрой гидротехнических сооружений
Н.В. Ханов, д.т.н, профессор _____ 

«13» 04 2020г.

Главный библиотекарь отдела
обслуживания института мелиорации,
водного хозяйства и строительства
имени А.Н. Костякова Чубарова Г.П. 

Бумажный экземпляр и копия электронного варианта получены:

Методический отдел МУ _____ 

«__» 07 АВГ 2020 2020г.

АННОТАЦИЯ
курсовой работы учебной дисциплины
Б1.0.25 «Геотехника»
для подготовки специалиста
по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и
сооружений» специализации «Строительство гидротехнических
сооружений повышенной ответственности»

Проектирование и строительство гидротехнических сооружений повышенной ответственности является одной из наиболее сложных отраслей строительного искусства. Деформация и устойчивость грунтов основания зависят от величины приложенной нагрузки, типа и основных размеров гидросооружения и его фундамента, которые назначаются в зависимости от напластования грунтов, их сжимаемости и несущей способности. Выбор наиболее рациональных и экономичных конструкций гидросооружений и их фундаментов, которые могут составлять единое целое с надфундаментной частью сооружения, и оптимальных способов производства работ по их устройству является сложной инженерной задачей.. Это обусловлено не только большим различием видов и состояний грунтов, многообразием природных условий их залегания, влиянием геологических и гидрогеологических условий, но и разнообразием и сложностью производственных условий строительства.

При этом приходится решать следующие основные задачи: обеспечение необходимой эксплуатационной надежности и долговечности гидросооружения, прочности и устойчивости его основания и принятие наиболее экономичного решения с точки зрения минимальных объемов, продолжительности и стоимости строительных работ. С этой целью прорабатывают несколько вариантов проектных решений и на основании технико-экономического сравнения выбирают наиболее целесообразный вариант.

В область инженерной деятельности специалистов, работающих в водном хозяйстве, входят природоохранные, в частности, берегоукрепительные работы, защищающие берега различных водоемов: рек, озер, водохранилищ и т.п. от размывов, особо опасных в пределах населенных пунктов в период паводков.

Укрепление берегов производят различными способами. Одним из них является устройство подпорных стенок, которые кроме защиты берегов водоемов способствуют созданию благоустроенных набережных как место отдыха населения. Подпорные стенки (береговые устои) являются отдельными конструктивными частями многих гидротехнических сооружений.

1. Цель и задачи курсовой работы

Выполнение курсовой работы по дисциплине «Геотехника» для специализации «Строительство гидротехнических сооружений повышенной ответственности» проводится с целью закрепления изученного материала: методы проектирования естественных и искусственных оснований гидротехнических сооружений, различного вида фундаментов и способы их устройства, методы строительства на структурно-неустойчивых грунтах и приобретения практических навыков проектирования основания гидросооружений.

Курсовая работа позволяет решить следующие задачи:

- правильно оценивать строительные свойства грунтов, в том числе структурно неустойчивых;
- овладеть методами улучшения строительных свойств грунтов оснований и устройства искусственных оснований.
- определять напряжения в массиве грунта и деформации основания под действием внешних нагрузок;
- оценивать устойчивость гидросооружений, используя основные методы расчета прочности и устойчивости грунтов основания.

2. Перечень планируемых результатов выполнения курсовой работы по дисциплине «Геотехника», соотнесенных с планируемыми результатами освоения образовательной программы

Реализация в курсового проекте по дисциплине «Геотехника» с учетом требований ФГОС ВО, ОПОП ВО и Учебного плана по специальности Уникальные здания и сооружения специализация Строительство гидротехнических сооружений повышенной ответственности должна формировать следующие компетенции, представленные в таблице 1.

Таблица 1 – Требования к результатам выполнения курсовой работы по учебной дисциплине «ГЕОТЕХНИКА»

№ п/п	Код компетенции	Содержание компетенции (или её части)	Код и содержание индикатора достижения компетенции (или её части)	В результате изучения учебной дисциплины обучающиеся должны:		
				знать	уметь	владеть
1.	ОПК-3	Способен принимать решения в профессиональной сфере, используя теоретические основы и нормативную базу строительства, строительной индустрии и жилищно-коммунального хозяйства	ОПК -3.3: Оценка инженерно-геологических условий строительства, выбор мероприятий по предупреждению опасных инженерно-геологических процессов (явлений), а также защите от их последствий	методы определения в лабораторных и полевых условиях физико-механических характеристик грунтов, классификационных показателей грунтов и их классификацию	решать различными методиками задачи профессиональной деятельности, используя теоретические основы, нормативно-правовую базу, практический опыт капитального строительства, а также знания о современном уровне его развития	теоретическими основами, необходимыми для решения профессиональных задач по предупреждению опасных инженерно-геологических процессов (явлений), а также защите от их последствий
			ОПК -3.4: Выбор планировочной и конструктивной схемы здания, оценка преимуществ и недостатков выбранной схемы	конструктивные схемы здания и выбор мероприятия, направленные на предупреждение опасных инженерно-геологических процессов (явлений), а также защиту от их последствий	оценить инженерно-геологические условия строительства для выбора мероприятий, необходимых для предупреждения опасных инженерно-геологических процессов	методами оценки инженерно-геологических условий строительства для выбора мероприятий, необходимых для предупреждения опасных инженерно-геологических процессов
2.	ОПК-4	Способен разрабатывать проектную и распорядительную документацию, участвовать в разработке	ОПК-4.2: Выявление основных требований нормативно-правовых или нормативно-технических документов, предъявляемых к зданиям, сооружениям, инженерным	нормативно-правовые и нормативно-технические документы, регулирующие деятельность в области строительства, строительной индустрии для решения задачи профессиональной	разработать и использовать профессиональной деятельности распорядительную и проектную документацию	нормативно-правовой и нормативно-технической документацией, регулирующей деятельность в области строительства, строительной индустрии

		нормативных правовых актов в области капитального строительства	системам жизнеобеспечения, к выполнению инженерных изысканий в строительстве	деятельности		
3.	ОПК-6		ОПК- 6.6; Оценка устойчивости и деформируемости грунтового основания объекта строительства	Современные методы расчета устойчивости и деформируемости грунтового основания сооружения на основании строительных правил	определять ожидаемые деформации при проектировании сооружений, а также рассчитать прочность и устойчивость основания сооружения	различными методами определения прочности и устойчивости, а также деформируемости основания сооружения

Общие указания по выполнению курсовой работы

Каждый студент для выполнения курсовой работы получает индивидуальное задание следующего содержания:

1. Результаты физико-механических исследований грунтов участка строительства, приведенные в таблицах 1,2 приложения 1.

2. Типичное поперечное сечение массивного берегового устоя для выполнения курсового проекта, показанное на рисунке 1 приложения 1.

В соответствии с исходными данными, приведенными в приложении 1, необходимо для массивной бетонной подпорной стенки рассчитать фундаменты и основание по двум предельным состояниям:

I. Расчет устойчивости подпорной стенки при смешанном сдвиге.

II. Определение осадки массивной подпорной стенки методом послойного суммирования.

Оформление курсовой работы

Курсовая работа должна быть представлена в виде пояснительной записки с расчетами и расчетными схемами и чертежей, выполненных на листе миллиметровой бумаги формата А4, выполненные в стандартных масштабах.

Пояснительная записка должна содержать необходимые расчеты, выполненные на стандартных листах писчей бумаги формата А 4. Все формулы и рисунки, приведенные в пояснительной записке, должны иметь свои порядковые номера, а по тексту записки должны быть сделаны ссылки на эти номера. Пояснительная записка должна быть снабжена титульным листом.

Необходимо правильно оформлять пояснительную записку и чертежи курсовой работы. Например, написав соответствующую формулу, следует поставить после нее запятую, справа на краю страницы (в «обрез» текста) в круглых скобках должен быть написан порядковый номер, который этой формуле будет присвоен (последовательно, начиная с единицы). Ниже, под формулой, должны быть названы все показатели, входящие в нее, указаны единицы их измерения. Если какая-то формула используется несколько раз, то каждый раз приводить (давать написание) ее в тексте пояснительной записки не следует. Надо лишь сослаться на номер, присвоенный ей ранее, когда она была написана (использована) первый раз. При выполнении курсовой работы в случае возникновения необходимости получить (взять) какие-либо дополнительные данные из какого-либо литературно-технического, нормативного или научного источника необходимо в квадратных скобках дать ссылку на его номер по списку использованной

литературы. Список использованной литературы необходимо давать в конце пояснительной записки.

На выполненную курсовую работу должна быть получена рецензия.

Защита курсовой работы происходит перед комиссией, утвержденной на заседании кафедры.

Ориентировочный состав курсовой работы

1. Исходные данные.
2. Обработка данных инженерно-геологических изысканий.
3. Определение физико-механических характеристик улучшенных грунтов основания.
4. Определение численных значений нормативных и расчетных показателей прочности и деформируемости грунтов.
5. Расчет искусственного основания массивной подпорной стенки по второй группе предельных состояний (по деформациям).
 - 5.1. Определение расчетного давления на грунт основания подпорной стенки.
 - 5.2. Определение нагрузок, передаваемых подпорной стенкой на грунт основания
 - 5.3. Определение оптимальной ширины подошвы подпорной стенки
 - 5.4. Определение контактного (подошва сооружения – грунт основания) давления.
 - 5.5. Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта.
 - 5.6. Определение вертикальных напряжений от сооружения.
 - 5.7. Определение ожидаемой величины осадки методом послойного суммирования.
6. Расчет устойчивости подпорной стенки.
 - 6.1. Выбор расчетной схемы потери устойчивости системы «сооружение-основание».
 - 6.2. Определение предельного сопротивления основания R при смешанном сдвиге.
 - 6.3. Проверка устойчивости системы «сооружение-основание».
7. Проектирование свайного фундамента
 - 7.1. Выбор типа свай и глубины заложения подошвы ростверка свайного фундамента.
 - 7.2. Определение несущей способности одиночной сваи.
 - 7.3. Конструирование свайного фундамента.
8. Библиографический список.
9. Рецензия на курсовую работу.

Титульный лист курсовой работы:

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
 ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
 «РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ –
 МСХА имени К.А. ТИМИРЯЗЕВА»
 (ФГБОУ ВО РГАУ - МСХА имени К.А. Тимирязева)

Институт мелиорации, водного хозяйства и строительства
 Кафедра сельскохозяйственного строительства и экспертизы объектов

недвижимости
 Учебная дисциплина
 «Геотехника»
 Курсовая работа
 на тему:

**Проект основания и фундаментов массивной
 бетонной подпорной стенки**

Выполнил
 студент ... курса... группы

 ФИО
 Дата регистрации КР на кафедре

Допущен (а) к защите
 Руководитель:

 ученая степень, ученое звание, ФИО

Члены комиссии:

_____ ученая степень, ученое звание, ФИО	_____ подпись
_____ ученая степень, ученое звание, ФИО	_____ подпись
_____ ученая степень, ученое звание, ФИО	_____ подпись

Оценка _____
 Дата защиты _____

Москва, 202_

Далее приводится пример расчета основания и фундаментов подпорной стенки.

1. Исходные данные

Согласно исходным данным необходимо произвести расчеты совместной работы с основанием массивной бетонной подпорной стенки, которая является протяженным («ленточным») сооружением. В расчетах расчетную длину стенки следует принимать равной одному метру.

Исходные данные каждый студент принимает по выделенному варианту (шифру) задания:

- поперечное сечение стенки по рисунку 1;
- численные значения параметров стенки из таблицы 1;
- показатели свойств грунтов из таблицы 2;
- удельный вес бетона принять $\gamma_b = 22,5 \text{ кН/м}^3$;

Пример

1. Исходные данные:

Поперечное сечение стенки показано на рисунке 1. Размеры даны в метрах.

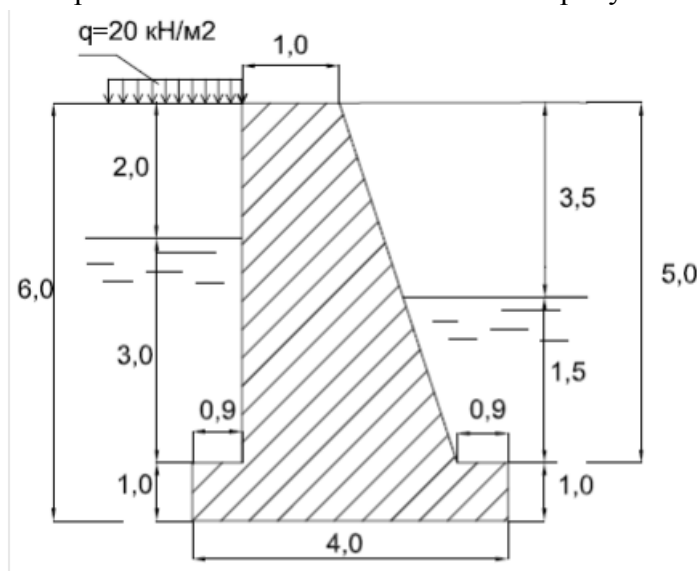


Рисунок 1 - Поперечное сечение бетонной стенки

Результаты инженерно-геологических изысканий

1) Таблица 1 - Гранулометрический (фракционный) состав грунта

Размеры частиц, мм	>2	2..1	1..0,5	0, 5..0,25	0, 25..0,1	<0,1
Кол-во частиц, %	9	10	14	25	30	12

2) Основные физические характеристики песчаных грунтов в природном состоянии:

- удельный вес грунта выше уровня грунтовых вод $\gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3$,
- удельный вес твердых частиц $\gamma_s = 26,6 \text{ кН/м}^3$,
- влажность грунта выше уровня грунтовых вод $w = 18\%$
- влажность водонасыщенного грунта (ниже уровня грунтовых вод) $w = 26\%$
- удельный вес водонасыщенного грунта природного сложения $\gamma_{sat} = 19,2 \text{ кН/м}^3$,
- удельный вес взвешенного в воде грунта $\gamma_{sb} = 9,2 \text{ кН/м}^3$

2. Обработка данных инженерно-геологических изысканий

Пример (продолжение предыдущего примера)

Для установления разновидности и состояния песчаного грунта необходимо найти численные значения классификационных показателей и в соответствии с ГОСТ 25100-2011 «Грунты. Классификация» [6] дать полное наименование грунта.

Для установления наименования песчаного грунта необходимо определить разновидность его по крупности, по коэффициенту пористости и по коэффициенту водонасыщения.

Сначала находим разновидность песчаного грунта по крупности частиц (по гранулометрическому составу). Для этого последовательно суммируем процентное содержание частиц до первого совпадения с таблицей ГОСТ 25100 – 2011 [6] (приложение 2, табл.) Результаты суммирования показаны в таблице 2.

Таблица 2- Суммарное процентное содержание частиц по крупности

Размер частиц, мм	>2	>0,5	>0,25
Σ, %	9	33	58

Песчаный грунт, содержащий 58% частиц крупнее 0,25 мм, согласно таблице Б.9 [6], относится к пескам *средней крупности*.

Далее по коэффициенту пористости находим плотность сложения песка. Коэффициент пористости определяем по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}, \quad (1)$$

где γ_s – удельный вес частиц песка, кН/м³; γ_d – удельный вес сухого песка, кН/м³;

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}, \quad (2)$$

где γ – удельный вес грунта, кН/м³; w – влажность грунта, т/т.

Согласно исходным данным плотность частиц песка $\gamma_s = 26,6$ кН/м³, удельный вес песка выше уровня грунтовых вод $\gamma = 18,0$ м³, влажность песка выше уровня грунтовых вод $w = 18\% = 0,18$ т/т,

$$\text{Тогда } \gamma_d = \frac{18,0}{1+0,18} = 15,3 \text{ кН/м}^3, \text{ а}$$

$$e = \frac{26,6 - 15,3}{15,3} = 0,739$$

Песок средней крупности, имеющий коэффициент пористости $e = 0,739$, согласно таблице Б.12 [6], относится к пескам *рыхлого сложения*.

Разновидность песка в зависимости от количества воды, содержащейся в нем, определяем по коэффициенту водонасыщения S_r , который находим по формуле:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (3)$$

где ρ_w – плотность воды, $\rho_w = 1$ т/м³; $w = 0,18$ т/т; $\gamma_s = 26,6$ кН/м³, $e = 0,739$.

$$\text{Тогда } S_r = \frac{0,18 \cdot 26,6}{0,739 \cdot 10} = 0,65.$$

Песок, имеющий коэффициент водонасыщения $S_r = 0,65$, согласно таблице Б.11 [7], относится к *влажному*.

Ниже уровня грунтовых вод песок водонасыщен. Это подтверждается и расчетом, произведенным по формулам (2), (1) и (3):

$$\gamma_d = \frac{19,2}{1+0,26} = 15,2 \text{ г/см}^3,$$

$$e = \frac{26,6 - 15,2}{15,2} = 0,750$$

$$S_r = \frac{0,26+26,6}{0,75 \cdot 10} = 0,92 > 0,8[6]$$

3. Определение физико-механических характеристик улучшенных грунтов основания

Песок рыхлого сложения не может быть использованным в качестве естественного основания. Его необходимо предварительно осушить до оптимальной влажности, а затем уплотнить до плотного состояния, приняв коэффициент пористости улучшенного грунта $e_{ул} < 0,55$.

При уплотнении грунта меняются его физико-механические характеристики, которые необходимо пересчитать, принимая при этом его водонасыщенным, т.е. принимать коэффициент водонасыщения $S_{r ул} = 0,90 \dots 1,0$.

Пересчет характеристик производим в следующей последовательности. Сначала определяем плотность сухого уплотненного грунта по формуле:

$$\rho_{d ул} = \rho_s / (1 + e_{ул}) \quad (4)$$

Далее определяем влажность улучшенного грунта из формулы:

$$S_{r ул} = w_{ул} \rho_s / e_{ул} \rho_w \rightarrow w_{ул} = S_{r ул} e_{ул} \rho_w / \rho_s \quad (5)$$

Наконец, находим плотность улучшенного грунта по формуле:

$\rho_{ул} = \rho_{d ул} (1 + w_{ул})$, которая должна быть больше исходной ρ . Если это условие не выполняется, необходимо принятые значения $e_{ул}$ или $S_{r ул}$ изменить так, чтобы условие выполнилось.

Пример

Уплотним пески средней крупности до состояния средней плотности, приняв коэффициент пористости $e_{ул} = 0,65$.

Определяем плотность сухого грунта после его уплотнения:

$$\rho_{d ул} = \rho_s / (1 + e_{ул}) = 2,66 / (1 + 0,65) = 1,61 \text{ т/м}^3; \text{ удельный вес сухого грунта } \gamma_d = 16,1 \text{ кН/м}^3.$$

Так как песок будет водонасыщенным при эксплуатации гидросооружения, то принимаем, что коэффициент водонасыщения $S_r = 0,9$. Тогда влажность уплотненного водонасыщенного песка

$$w_0 = (S_r \cdot e_{ул} \cdot \rho_w) / \rho_s = (0,9 \cdot 0,65 \cdot 1) / 2,66 = 0,22 \text{ т/т}$$

Удельный вес взвешенного в воде уплотненного песка

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e_{ул}) = (26,6 - 10) / (1 + 0,65) = 10,1 \text{ кН/м}^3$$

Удельный вес водонасыщенного грунта, когда все поры заполнены водой, определяем по формуле:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + w_0) = 16,1 \cdot (1 + 0,22) = 19,64 \text{ кН/м}^3.$$

Показатели свойств грунта выше подошвы фундаментной плиты остаются такими же, как в исходных данных.

4. Определение численных значений нормативных и расчетных показателей прочности и деформируемости грунтов

Показателями прочности грунтов являются угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c . Показателями деформируемости грунтов являются модуль деформации E и коэффициент поперечного расширения (коэффициент Пуассона) ν .

Сначала надо определить *нормативное* численное значение каждого показателя. Нормативные значения угла внутреннего трения φ_n , удельного сцепления c_n и модуля деформации E_n допускается принимать по таблицам приложения СП 22.13330.2011 [3].

Расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления, а также удельного веса грунта при расчете по первому предельному состоянию соответственно обозначают φ_I, c_I, γ_I , а для расчетов по деформациям – $\varphi_{II}, c_{II}, \gamma_{II}$.

Пример (продолжение предыдущего примера)

Расчетные показатели прочности и деформируемости грунта определяем по формуле:

$$X = X_n / \gamma_g$$

где X – расчетное значение того или иного показателя; X_n – нормативное значение того или иного показателя; γ_g – коэффициент надежности по грунту.

Нормативное значение φ_n, c_n, E_n определяем по таблицам СП 22.13330.2011 [3].

Для песка средней крупности, имеющего после улучшения коэффициент пористости $e_{yn}=0,65$; $c_n=2$ кПа, $\varphi=35^\circ$, $E_n=40000$ кПа. Коэффициент поперечной деформации ν_n принимаем по таблице СП 23.13330.2011 [1]. Для песка средней крупности $\nu_n = 0,32$ (среднее табличное значение).

Согласно СП [9] значение коэффициента надежности по грунту γ_g в расчетах оснований по несущей способности принимаем: для угла внутреннего трения $\gamma_{g(\varphi)I}=1,1$; для удельного сцепления $\gamma_{g(c)I}=1,5$. В расчетах оснований по деформациям для модуля деформации и коэффициента поперечной деформации $\gamma_g = 1$, т.е. $\gamma_{g(E)II}=1, \gamma_{g(\nu)II}=1$.

Тогда расчетные значения угла внутреннего трения соответственно будут равны: $\varphi_I=35/1,1= 32^\circ$, $\varphi_{II}=35/1=35^\circ$. Расчетные значения удельного сцепления соответственно будут равны: $c_I= 2:1,5=1,33$ кПа; $c_{II}= 2$ кПа. Расчетные значения модуля деформации и коэффициента модуля расширения будут соответственно равны: $E=40000$ кПа; $\nu= 0,32/1=0,32$.

Для удобства дальнейших расчетов расчетные численные значения показателей сведем в таблицу 3:

Таблица 3- Расчетные численные значения показателей прочности и деформируемости улучшенного песка

<i>показатели</i> <i>грунт</i>	φ_I°	$c_I, \text{кПа}$	φ_{II}°	$c_{II}, \text{кПа}$	$E, \text{кПа}$	ν
Песок средней крупности, плотный	32	1,33	35	2	40000	0,32

5. Расчет искусственного основания массивной подпорной стенки по второй группе предельных состояний (по деформациям)

Целью расчета является ограничение деформаций S фундаментной плиты и надфундаментной конструкции такими пределами S_u , при которых гарантируется невозможность достижения состояния, затрудняющего нормальную эксплуатацию сооружения.

Расчет основания по деформациям производится, исходя из условия:

$$S \leq S_u, \quad (15)$$

где S – ожидаемая величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом с использованием теории линейной зависимости между деформациями и напряжениями;

S_u – предельно допустимая величина совместной деформации по условиям эксплуатации сооружения, которую в соответствии с таблицей приложения 4 СП 22.13330 [3] можно принять равной 20 см.

При этом:

– среднее давление p_{cp} на грунт по подошве фундаментной плиты не должно превышать расчетное сопротивление R грунта основания;

– максимальное давление P_{max} на грунт основания у края подошвы фундаментной плиты не должно превышать $1,2 R$;

– минимальное давление P_{min} должно быть ≥ 0 .

5.1. Определение расчетного сопротивления грунта основания

В соответствии со СП 22.13330.2011[3] расчетное сопротивление определяют по формуле:

$$R = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) [M_\gamma k_z b_\phi \gamma_{II} + M_q d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

где γ_{c1} , γ_{c2} – коэффициенты условий работы грунтового основания и сооружения во взаимодействии с основанием, определяемые по таблице;

k – коэффициент надежности, принимаемый равным $k = 1,1$, так как прочностные характеристики грунта ϕ_{II} и c_{II} приняты по справочным таблицам;

M_γ , M_q , M_c – коэффициенты, принимаемые по таблице в зависимости от расчетного угла внутреннего трения ϕ_{II} грунта, находящегося под подошвой сооружения или его фундамента;

k_z – коэффициент, принимаемый при $b < 10$ м равным 1; при $b \geq 10$ $k_z = 8/b + 0,2$

b_ϕ – ширина подошвы фундаментной плиты, м;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих под подошвой фундаментной плиты, кН/м^3 ;

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы фундаментной плиты, в данном случае со стороны левого выноса плиты, кН/м^3 ;

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

d – глубина заложения фундаментной плиты от дна реки, м.

При расчете по второй группе предельных состояний коэффициент надежности по нагрузке принимается $\gamma_f = 1$.

Пример

Расчетное сопротивление для определения возможной ширины подошвы фундамента необходимо определить при двух значениях ширины подошвы фундамента: (первое значение b_1 принять из исходных данных по Вашему варианту и второе значение b_2 на 1 м больше). В нашем примере примем $b_1 = 4$ м и $b_2 = 5$ м.

Под подошвой фундаментной плиты, согласно заданию, залегает водонасыщенный песок средней крупности плотного сложения. Расчетные значения характеристик прочности грунтов ϕ_{II} и c_{II} соответственно равны: $\phi_{II} = 35^\circ$, $c_{II} = 2,0$ кПа (табл.3).

В соответствии с таблицей 7 приложения 2 $\gamma_{c1}=1,4$, а $\gamma_{c2}=1,2$, с таблицей 8 приложения 2 $M_\gamma=1,68$, $M_q=7,71$ и $M_c=9,58$.

Осредненное расчетное значение удельного веса улучшенного водонасыщенного песка, залегающего под подошвой фундаментной плиты $\gamma_{II}=10,78$ кН/м³;

Осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундаментной плиты, согласно рисунку 3, будет равно:

$$\gamma'_{II} = (18 \cdot 2 + 9,2 \cdot 4) / 6 = 12,1 \text{ кН/м}^3;$$

Глубину заложения подошвы фундаментной плиты от дна реки для нашего примера примем $d=1$ м (рис. 3).

Определяем R при $b_1=4,0$ м

$$R = \frac{1,4 \cdot 12}{1,1} (1,68 \cdot 4 \cdot 10,78 + 7,71 \cdot 1,0 \cdot 12,1 + 9,58 \cdot 2) = 1,53 \cdot 226,8 = 282,4 \text{ кПа}$$

Определяем R при $b_\phi=3,5$ м

$$R_{3,5} = \frac{1,4 \cdot 12}{1,1} (1,68 \cdot 1 \cdot 3,5 \cdot 10,78 + 7,71 \cdot 1,0 \cdot 12,1 + 9,58 \cdot 2,0) = 268,6 \text{ кПа}$$

Определяем R при $b_\phi=3,0$ м

$$R_{3,0} = \frac{1,4 \cdot 12}{1,1} (1,68 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 10,78 + 7,71 \cdot 1,0 \cdot 12,1 + 9,58 \cdot 2,0) = 254,7 \text{ кПа}$$

Определяем при R при $b_\phi=5,0$ м

$$R_5 = \frac{1,4 \cdot 12}{1,1} (1,68 \cdot 1 \cdot 5,0 \cdot 10,78 + 7,71 \cdot 1,0 \cdot 12,1 + 9,58 \cdot 2,0) = 310,0 \text{ кПа}$$

5.2. Определение нагрузок, передаваемых подпорной стенкой на грунт основания

На грунт основания подпорной стенки действуют как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки. Вертикальные нагрузки передаются на грунт основания стенки непосредственным образом. Горизонтальные нагрузки на грунт основания передаются косвенным образом.

Вертикальные нагрузки

К ним относятся:

- вес самой стенки;
- вес грунта и воды, находящиеся на правом и левом выносе фундаментной плиты;
- пригрузка грунта интенсивностью q за стенкой;
- противодействие, действующее по подошве фундаментной плиты.

Противодавления складываются из взвешивающего действия слоя воды в реке в меженный период и фильтрационного давления, создаваемого разностью уровней грунтовых вод за стенкой (УГВ) и меженных вод (УМВ) в реке (рис.1).

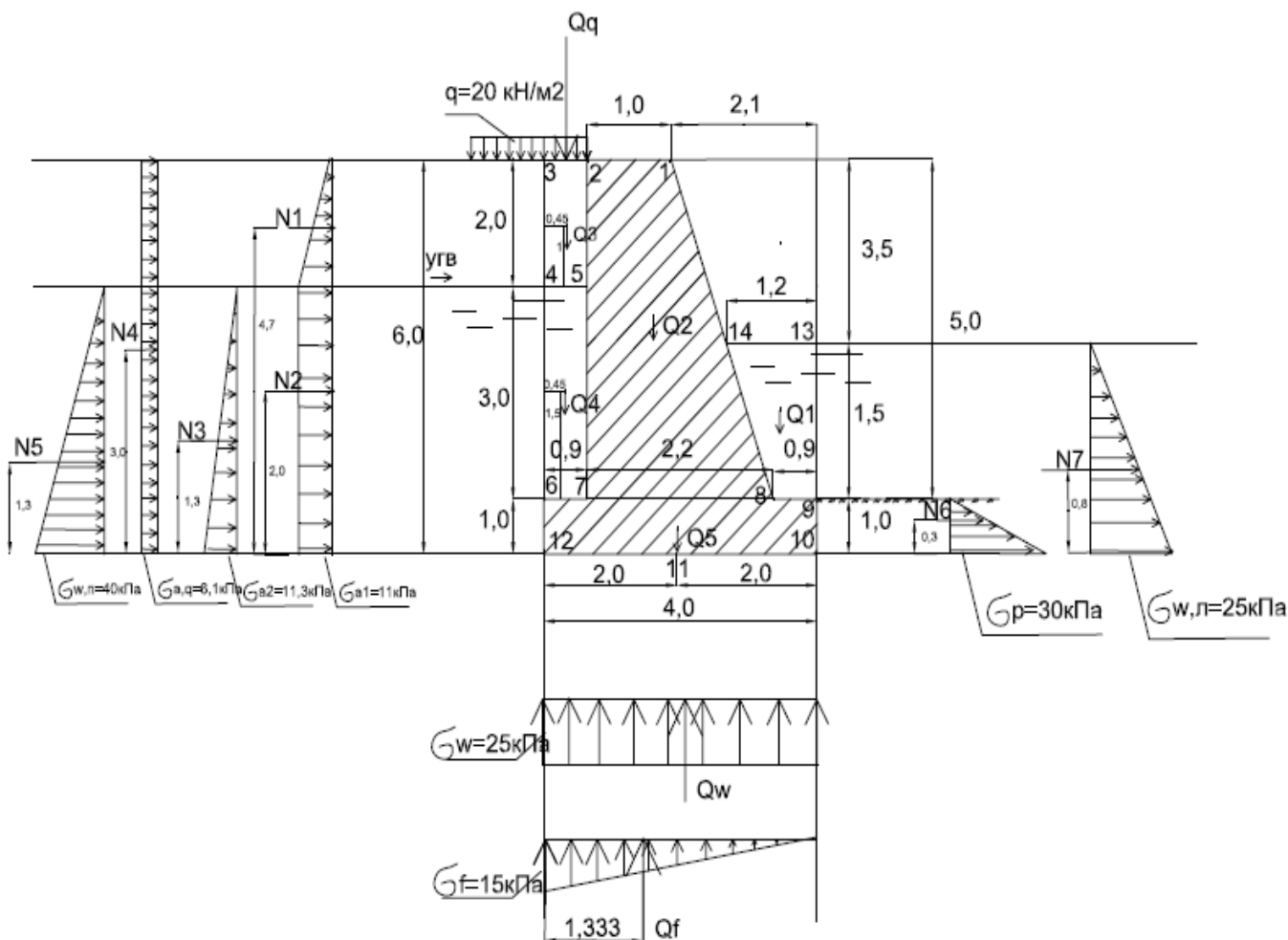


Рисунок 2 - Эпюры вертикальных и горизонтальных нагрузок, передаваемых на подпорную стенку

Как известно, вес любого тела определяется его объемом и удельным весом материала. Бетон стенки, грунт и вода, составляющие вертикальные нагрузки, имеют по своему численному значению разные удельные веса. Поэтому, учитывая конфигурацию стены, для определения вертикальных нагрузок целесообразно поперечное сечение стенки, «грунта» и «воды», находящихся на правом и левом выносе фундаментной плиты, разбить на фрагменты, так чтобы тот или иной фрагмент имел (в рассматриваемом случае) вид трапеции или прямоугольника. Угловые точки фрагментов необходимо обозначить какими-то знаками – цифрами, буквами или еще какими-либо символами (на рис. 2 в примере угловые точки обозначены цифрами 1-14).

Точками приложения равнодействующих вертикальных нагрузок от каждого фрагмента является центр тяжести соответствующей фигуры. Расчетную длину стенки принимают равной одному метру.

Горизонтальные нагрузки:

– равнодействующие активного и пассивного давления грунта;

– гидростатическое давление грунтовой воды за стенкой и воды реки в меженный период.

Для нахождения численных значений равнодействующих горизонтальных нагрузок и места их приложения сначала следует построить эпюры активного и пассивного давления грунта, а также эпюры давления воды со стороны активного и пассивного давления грунта.

Так как на поверхности грунта засыпки за стенкой имеется равномерно распределенная нагрузка интенсивностью q (рис.2), а грунт засыпки ниже уровня грунтовых вод испытывает взвешивающее действия воды, то для нахождения места приложения равнодействующих активного и пассивного давления грунта целесообразно отдельно построить эпюры активного давления от пригрузки, от грунта выше и ниже уровня грунтовых вод.

Пример (продолжение предыдущего примера)

С целью определения возможной оптимальной ширины подошвы фундаментной плиты необходимо рассмотреть не менее четырех вариантов ширины подошвы фундаментной плиты $b_{\phi}=4,5,6$, и 7м. При этом увеличение или уменьшение ширины подошвы фундаментной плиты производим за счет правого выноса плиты.

Угловые точки фрагментов, обозначенные цифрами, показаны на рисунке 2. Вес каждого фрагмента Q_i (в кН), являющегося вертикальной нагрузкой, определяем по формуле

$$Q_i = A_i \cdot a \cdot \gamma \quad (6)$$

где A_i – площадь поперечного сечения i -того фрагмента, м²; a – длина стенки, м; γ – удельный вес материала i -того фрагмента, кН/м³

Расчетную длину стенки примем равной $l=1$ м.

Определяем вертикальные нагрузки при $b=4$ м

Вес фрагмента 8-9-13-14 (вода, $\gamma_w = 10$ кН/м³)

$$Q_1 = [0,5 (1,26+0,9) \cdot 1,5] \cdot 1 \cdot 10 = 16,2 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 1-2-7-8 (бетон, $\gamma_6 = 22,5$ кН/м³)

$$Q_2 = [0,5 (1,0+2,2) \cdot 5,0 \cdot 1 \cdot 22,5] = 180 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 2-3-4-5 (грунт выше УГВ, $\gamma = 18,0$ кН/м³)

$$Q_3 = [0,9 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,0] = 32,4 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 5-4-6-7 (водонасыщенный грунт, $\gamma_{\text{sat}} = 19,2$ кН/м³)

$$Q_4 = [0,9 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 19,2] = 51,84 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 6-12-10-9 (бетон, $\gamma_6 = 22,5$ кН/м³)

$$Q_5 = [4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,5] = 90 \text{ кН}$$

Вес пригрузки интенсивностью $q=20$ кН/м³ между точками 2-3.

$$Q_q = 0,9 \cdot 1 \cdot 20 = 18 \text{ кН}$$

К вертикальной нагрузке относится и противодействие воды. Оно состоит из двух частей гидростатического и фильтрационного давления. Точки приложения вертикальных нагрузок, в том числе и равнодействующих противодействия воды, показаны на рисунке 2.

Для нахождения численного значения равнодействующих противодействий необходимо построить их эпюры.

Эпюра гидростатического противодействия представляет собой прямоугольник с ординатой, определяемой по формуле:

$$\sigma_w = h \cdot \gamma_w,$$

где h – толщина слоя воды от УМВ до подошвы фундаментной плиты, $h=2,5$ м (см. рис. 2);
 γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w = 10$ кН/м³

$$\text{Тогда } \sigma_w = 2,5 \cdot 10 = 25 \text{ кПа}$$

Эпюра фильтрационного противодействия представляет собой треугольник. В точке 10 ордината эпюры равна нулю. В точке 12 она имеет максимальное численное значение, определяемое по формуле:

$$\sigma_\phi = h_\phi \cdot \gamma_w,$$

где h_ϕ – фильтрационный напор, равный разности уровня грунтовых вод за стенкой (УГВ) и уровня меженных вод в водоеме (УМВ),

$$h_\phi = (3,0 - 1,5) = 1,5 \text{ м (см. рис. 2)}$$

$$\sigma_\phi = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ кПа}$$

Численные значения равнодействующих гидростатического и фильтрационного противодействий определяем умножением площади их эпюр на расчетную длину подпорной стенки $l_p = 1$ м.

Тогда согласно рисунку 2 равнодействующая гидростатического противодействия будет равна:

$$Q_w = (25 \cdot 4) \cdot 1 = 100 \text{ кН.}$$

Равнодействующая фильтрационного противодействия

$$Q_f = (0,5 \cdot 15 \cdot 4) \cdot 1 = 30 \text{ кН.}$$

Определяем горизонтальные нагрузки

Пример (продолжение предыдущих примеров)

К горизонтальным нагрузкам относятся: активное и пассивное давление грунта, включая активное давление пригрузки q , заменив ее слоем грунта; гидростатическое давление воды с правой и левой стороны стенки (рис. 2).

Ординаты эпюр активного давления грунта σ_{ai} находим по формуле:

$$\sigma_{ai} = \gamma_i \cdot z_i \cdot \text{tg}^2[45^\circ - (\varphi_i/2)], \quad (7)$$

где γ_i – удельный вес i -того грунта, кН/м³, z_i – расстояние по вертикали от поверхности грунта до точки, в которой определяется ордината σ_{ai} , м, φ_i – расчетный угол внутреннего трения грунта, град.

Для расчета основания по первой группе предельных состояний – по несущей способности грунта принимаем удельный вес грунта, находящегося выше уровня грунтовых вод $\gamma_1 = 18,0$ кН/м³; удельный вес грунта, находящегося ниже уровня грунтовых вод, с учетом взвешивающего действия воды, $\gamma_{1ef} = 9,2$ кН/м³. Угол внутреннего трения $\varphi_1 = 32^\circ$.

Тогда максимальная ордината эпюры активного давления грунта (при $z=2,0$ м, т.е. на уровне грунтовых вод, рис. 2), находящегося выше уровня грунтовых вод, равна:

$$\sigma_{a1} = 18 \cdot 2 \cdot \text{tg}^2(45 - 32/2) = 36 \cdot 0,307 = 11 \text{ кПа}$$

Максимальная ордината эпюры активного давления грунта, находящегося ниже уровня грунтовых вод, будет на уровне подошвы фундаментной плиты ($z=4$ м, см. рис. 3) равна:

$$\sigma_{a2} = 9,2 \cdot 4 \cdot \text{tg}^2(45 - 32/2) = 11,3 \text{ кПа}$$

Эпюра активного давления грунта от воздействия пригрузки q имеет форму прямоугольника с ординатой σ_{aq} , определяемой по формуле:

$$\sigma_{aq} = q \cdot \operatorname{tg}^2 [45^\circ - (\varphi_I / 2)],$$

где q – интенсивность пригрузки, $q = 20 \text{ кН/м}^2$, угол внутреннего трения $\varphi_I = 34,5^\circ$

$$\text{Тогда } \sigma_{aq} = 20 \cdot 0,307 = 6,14 \text{ кПа}$$

Ординаты эпюры пассивного давления грунта σ_{pi} в рассматриваемом случае находим по формуле:

$$\sigma_{pi} = \gamma_{ef} \cdot z_i \cdot \operatorname{tg}^2 [45^\circ + (\varphi_I / 2)], \quad (8)$$

где γ_{ef} – удельный вес взвешенного в воде грунта, $\gamma_e = 9,2 \text{ кН/м}^3$; z_i – расстояние по вертикали от поверхности грунта до точки, в которой определяется ордината σ_{pi} , м; φ_I – угол внутреннего трения грунта, $\varphi_I = 32^\circ$.

Максимальная ордината эпюры пассивного давления грунта будет на уровне подошвы фундаментной плиты ($z = 1,0 \text{ м}$, рис. 2)

$$\sigma_p = 9,2 \cdot 1 \cdot 3,61 = 33,2 \text{ кПа}$$

Ординаты эпюры гидростатического давления воды σ_w находим по формуле:

$$\sigma_{wi} = \gamma_w \cdot z_i, \quad (9)$$

где γ_w – удельный вес воды, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$; z_i – глубина (расстояние по вертикали от поверхности воды) расположения точки, в которой определяется σ_{wi} , м.

Максимальная ордината эпюры гидростатического давления $\sigma_{w.n.}$ грунтовой воды слева от стенки будет на уровне подошвы фундаментной плиты при $z_i = 4 \text{ м}$

$$\sigma_{w.n.} = 10 \cdot 4 = 40 \text{ кПа}$$

Максимальная ордината эпюры гидростатического давления $\sigma_{w.l.}$ воды водоема (справа от стенки) будет на уровне подошвы фундаментной плиты при $z_i = 2,5 \text{ м}$:

$$\sigma_{w.l.} = 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ кПа},$$

Все эпюры горизонтального давления показаны на рисунке 2.

Для расчета совместной работы подпорной стенки и грунта ее основания необходимо определить равнодействующие N горизонтальных давлений и места их приложения. Численные значения равнодействующих горизонтальных давлений определяем умножением площади их эпюр на расчетную длину подпорной стенки $l_p = 1,0 \text{ м}$.

Тогда согласно рисунку 2 равнодействующие будут равны:

$$N_1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 1 = 10 \text{ кН}$$

$$N_2 = 10 \cdot 4 \cdot 1 = 40 \text{ кН}$$

$$N_3 = 0,5 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 4 = 20,4 \text{ кН}$$

$$N_4 = 5,54 \cdot 6 = 33,2 \text{ кН}$$

$$N_5 = 0,5 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 1 = 80 \text{ кН};$$

$$N_6 = 0,5 \cdot 33,2 = 16,6 \text{ кН}$$

$$N_7 = 0,5 \cdot 25 \cdot 2,5 \cdot 1 = 31,3 \text{ кН}.$$

Определяем нагрузки при $b = 3,5 \text{ м}$.

Уменьшаем ширину подошвы за счет уменьшения левого выноса стенки на $0,5 \text{ м}$, т.е. отрезок между точками 8 и 9 будет равен $0,4 \text{ м}$

Определяем вертикальные нагрузки

$$Q_1 = (0,76 + 0,4) \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 8,7 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 1-2-7-8 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_2 = [0,5 (1,0 + 2,2) \cdot 5,0 \cdot 1 \cdot 22,5] = 180 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 2-3-4-5 (грунт выше УГВ, $\gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_3 = [0,9 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,0] = 32,4 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 5-4-6-7 (водонасыщенный грунт, $\gamma_{\text{sat}} = 19,2 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_4 = [0,9 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 19,2] = 51,84 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 6-12-10-9 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_5 = [3,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,5] = 78,75 \text{ кН}$$

Вес пригрузки интенсивностью $q = 20 \text{ кН/м}^2$ между точками 2-3.

$$Q_q = 0,9 \cdot 1 \cdot 20 = 18 \text{ кН}$$

Равнодействующая гидростатического противодействия будет равна:

$$Q_w = (25 \cdot 3,5) \cdot 1 = 87,5 \text{ кН.}$$

Равнодействующая фильтрационного противодействия

$$Q_f = (0,5 \cdot 15 \cdot 3,5) \cdot 1 = 26,25 \text{ кН.}$$

Определяем нагрузки при $b = 3,0 \text{ м}$.

Уменьшаем ширину подошвы за счет уменьшения левого выноса стенки на $0,5 \text{ м}$, т.е. отрезок между точками 6 и 7 будет равен $0,4 \text{ м}$ (по сравнению со стенкой, имеющей $b = 3,5 \text{ м}$)

Определяем вертикальные нагрузки

$$Q_1 = (0,76 + 0,4) \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 8,7 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 1-2-7-8 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_2 = [0,5 (1,0 + 2,2) \cdot 5,0 \cdot 1 \cdot 22,5] = 180 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 2-3-4-5 (грунт выше УГВ, $\gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_3 = [0,4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,0] = 14,4 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 5-4-6-7 (водонасыщенный грунт, $\gamma_{\text{sat}} = 19,2 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_4 = [0,4 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 19,2] = 23,04 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 6-12-10-9 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_5 = [3,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,5] = 67,5 \text{ кН}$$

Вес пригрузки интенсивностью $q = 20 \text{ кН/м}^2$ между точками 2-3.

$$Q_q = 0,4 \cdot 1 \cdot 20 = 8 \text{ кН}$$

Равнодействующая гидростатического противодействия будет равна:

$$Q_w = (25 \cdot 3,0) \cdot 1 = 75,0 \text{ кН.}$$

Равнодействующая фильтрационного противодействия

$$Q_f = (0,5 \cdot 15 \cdot 3,0) \cdot 1 = 22,5 \text{ кН.}$$

Определяем нагрузок при $b = 5 \text{ м}$.

Увеличим ширину подошвы фундаментной плиты за счет увеличения правого выноса на 1 м , т.е. отрезок между точками 8 и 9 будет равен $\Gamma = 1,9 \text{ м}$

Определяем вертикальные нагрузки

$$Q_1 = (2,26 + 1,9) \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 31,2 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 1-2-7-8 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_2 = [0,5 (1,0 + 2,2) \cdot 5,0 \cdot 1 \cdot 22,5] = 180 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 2-3-4-5 (грунт выше УГВ, $\gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_3 = [0,9 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,0] = 32,4 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 5-4-6-7 (водонасыщенный грунт, $\gamma_{\text{sat}} = 19,2 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_4 = [0,9 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 19,2] = 51,84 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 6-12-10-9 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_5 = [5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,5] = 112,5 \text{ кН}$$

Вес пригрузки интенсивностью $q=20 \text{ кН/м}^3$ между точками 2-3.

$$Q_q = 0,9 \cdot 1 \cdot 20 = 18 \text{ кН}$$

Равнодействующая гидростатического противодействия будет равна:

$$Q_w = (25 \cdot 5) \cdot 1 = 125 \text{ кН.}$$

Равнодействующая фильтрационного противодействия

$$Q_f = (0,5 \cdot 15 \cdot 5) \cdot 1 = 37,5 \text{ кН.}$$

Определяем нагрузки при $b=6\text{м}$

Увеличим ширину подошвы фундаментной плиты за счет увеличения правого выноса на 2м, т.е. отрезок между точками 8 и 9 будет равен $\Gamma=2,9\text{м}$

Определяем вертикальные нагрузки

$$Q_1 = (3,26 + 2,9) \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 46,2 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 1-2-7-8 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_2 = [0,5 (1,0 + 2,2) \cdot 5,0 \cdot 1 \cdot 22,5] = 180 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 2-3-4-5 (грунт выше УГВ, $\gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_3 = [0,9 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,0] = 32,4 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 5-4-6-7 (водонасыщенный грунт, $\gamma_{\text{sat}} = 19,2 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_4 = [0,9 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 19,2] = 51,84 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 6-12-10-9 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_5 = [6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,5] = 135 \text{ кН}$$

Вес пригрузки интенсивностью $q=20 \text{ кН/м}^3$ между точками 2-3.

$$Q_q = 0,9 \cdot 1 \cdot 20 = 18 \text{ кН}$$

Равнодействующая гидростатического противодействия будет равна:

$$Q_w = (25 \cdot 6) \cdot 1 = 150 \text{ кН.}$$

Равнодействующая фильтрационного противодействия

$$Q_f = (0,5 \cdot 15 \cdot 6) \cdot 1 = 45 \text{ кН.}$$

Определяем нагрузки при $b=7\text{м}$

Увеличим ширину подошвы фундаментной плиты за счет увеличения правого выноса на 2м, т.е. отрезок между точками 8 и 9 будет равен $\Gamma=3,9\text{м}$

Определяем вертикальные нагрузки

$$Q_1 = (4,26 + 3,9) \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 10 = 61,2 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 1-2-7-8 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_2 = [0,5 (1,0 + 2,2) \cdot 5,0 \cdot 1 \cdot 22,5] = 180 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 2-3-4-5 (грунт выше УГВ, $\gamma = 18,0 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_3 = [0,9 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,0] = 32,4 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 5-4-6-7 (водонасыщенный грунт, $\gamma_{\text{sat}} = 19,2 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_4 = [0,9 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 19,2] = 51,84 \text{ кН}$$

Вес фрагмента 6-12-10-9 (бетон, $\gamma_6 = 22,5 \text{ кН/м}^3$)

$$Q_5 = [7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22,5] = 157,5 \text{ кН}$$

Вес пригрузки интенсивностью $q=20 \text{ кН/м}^3$ между точками 2-3.

$$Q_q = 0,9 \cdot 1 \cdot 20 = 18 \text{ кН}$$

Равнодействующая гидростатического противодействия будет равна:

$$Q_w = (25 \cdot 7) \cdot 1 = 175 \text{ кН.}$$

Равнодействующая фильтрационного противодействия
 $Q_f = (0,5 \cdot 15 \cdot 7) \cdot 1 = 52,5$ кН.

Определяем горизонтальные нагрузки при $b=7$ м

Так как высотные отметки стенки остаются при этом неизменными, то горизонтальные нагрузки не меняются при изменении ширины подошвы фундаментной плиты, то есть горизонтальные нагрузки будут равны горизонтальным нагрузкам при $b=4$ м.

Численные значения равнодействующих горизонтальных давлений определяем умножением площади их эпюр на расчетную длину подпорной стенки $l_p=1,0$ м.

Тогда согласно рисунку 2 равнодействующие будут равны:

$$N_1 = 0,5 \cdot 11 \cdot 2 \cdot 1 = 11 \text{ кН};$$

$$N_2 = 11 \cdot 4 \cdot 1 = 44 \text{ кН};$$

$$N_3 = 0,5 \cdot 11 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 1 = 22,6 \text{ кН};$$

$$N_4 = 6,1 \cdot 6 \cdot 1 = 36,6 \text{ кН};$$

$$N_5 = 0,5 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 1 = 80 \text{ кН};$$

$$N_6 = 0,5 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 1 = 15 \text{ кН};$$

$$N_7 = 0,5 \cdot 25 \cdot 2,5 \cdot 1 = 31,3 \text{ кН}.$$

5.3. Определение оптимальной ширины подошвы подпорной стенки

Возможная оптимальная ширина b подошвы фундаментной плиты стенки определяется исходя из равенства:

$$P_{max} = 1,2R, \quad (1)$$

где P_{max} – максимальное краевое давление по подошве фундамента сооружения; R – расчетное сопротивление грунта основания.

Для определения расчетного сопротивления грунта R и максимального давления P_{max} необходимо знать ширину подошвы фундаментальной плиты b , которую возможно решить методом подбора.

Оптимальную ширину подошвы фундаментной плиты в курсовом проекте рекомендуется определять графоаналитическим способом. Для этого надо построить на одной координатной сетке зависимости $1,2R=f(b)$ и $P_{max}=f(b)$. Точка пересечения этих графически зависимостей дает значение b_{opt} .

Максимальное давление P_{max} необходимо определить не менее, чем при четырех значениях b , а R – достаточно при двух значениях b , назначая их численные значения в окрестностях заданного по варианту значения b . При этом увеличение или уменьшение значения b следует делать за счет правого выноса фундаментной плиты.

Полученное значение b будет оптимальным, если во всех случаях указанных выше расчетах условия (1) выполнены.

5.4. Определение контактного (подошва сооружения-грунт основания) давления

Учитывая, что стенка передает на грунт основания не только вертикальные нагрузки, но и действующие на стенку горизонтальные нагрузки, ординаты эпюры контактных давлений следует определять по формуле:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum Q}{A} \pm \frac{\sum M}{W}, \dots\dots\dots (10)$$

где ΣQ – сумма всех вертикальных нагрузок, кН; A – расчетная площадь подошвы фундаментной плиты, м²; ΣM – сумма моментов всех (вертикальных и горизонтальных) сил относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты, кНм; W – момент сопротивления подошвы фундаментной плиты, м³. Расчетная площадь подошвы фундаментной плиты $A=l \cdot b$. Здесь l – расчетная длина фундаментной плиты, $l=1$ м; b – ширина фундаментной плиты, м.

$W = \frac{l \cdot b^2}{6}$ – момент сопротивления, м³.

Пример (продолжение предыдущего примера)

Для определения ординат эпюры контактных напряжений определяем сумму всех моментов равнодействующих горизонтальных и вертикальных нагрузок относительно центра (11-ая точка на рис.2) тяжести подошвы фундаментной плиты. Для определения суммы моментов вычисляем согласно рисунку 2 плечи всех сил.

Моменты каждой силы определяем по формуле

$$M_i = F_i \cdot r_i, \quad (11)$$

где F_i – i -ая сила, кН; r_i – плечо i -ой силы, м.

Принимаем момент, действующий по часовой стрелке, со знаком «-»

Итог вычислений сведен в таблицы 4 и 5.

Таблица 4 -Вертикальные силы, их плечи и моменты

при ширине фундаментной плиты $b=4$ м									
Силы Q , кН	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_q	Q_w	Q_f	ΣQ и ΣM
	16,2	180,0	32,4	51,84	90,0	18,0	-100,0	-30,0	258,44
Плечи, м	1,42	0,26	1,55	1,55	0	1,55	0	0,67	-
Моменты, кНм	+23,0	-46,8	-50,2	-80,4	0	-27,9	0	+20,1	-169,4
при ширине фундаментной плиты $b=5$ м									
Силы, кН	31,2	180	32,4	51,84	112,5	18	-125	-37,5	263,44
Плечи, м	1,46	0,76	2,05	2,05	0	2,05	0	0,83	
Моменты, кНм	+45,6	136,8	-66,4	-106,3	0	-36,9	0	+31,1	-269,7
при ширине фундаментной плиты $b=6$ м									
Силы, кН	46,2	180	32,4	51,84	135	18	-150	-45	313,0
Плечи, м	1,46	1,26	2,55	2,55	0	2,55	0	1,0	
Моменты, кНм	67,45	-226,8	-82,6	-132,2	0	-45,9	0	45	-375,1
при ширине фундаментной плиты $b=7$ м									
Силы, кН	61,2	180	32,4	51,84	157,5	18	-175	-52,5	273,44
Плечи, м	1,46	1,76	3,05	3,05	0	3,05	0	1,17	
Моменты, кНм	+89,45	-316,8	-98,8	-158,1	0	-54,9	0	+61,4	-477,8
при ширине фундаментной плиты $b=3,5$ м									
Силы, кН	8,7	180	32,4	51,84	78,75	18	-87,5	-26,25	255,94
Плечи, м	1,5	0,01	1,3	1,3	0	1,3	0	0,58	
Моменты, кНм	+12,75	-1,8	-42,1	-67,4	0	-23,4	0	+15,2	-106,8
при ширине фундаментной плиты $b=3,0$ м									
Силы Q , кН	8,7	180	14,4	23,04	67,5	8	-75,0	-22,5	204,14
Плечи, м	1,25	0,26	0,46	0,46	0	0,46	0	0,5	
Моменты, кНм	+10,88	-46,8	-6,62	-10,6	0	-3,7	0	+11,2	-45,6

Таблица 5 - Горизонтальные силы, их плечи и моменты

Силы, кН	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	ΣN и ΣM
	10	40	20,4	33,2	80	-16,6	-31,3	135,7
Плечи, м	r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	r_6	r_7	-
	4,7	2,0	1,3	3,0	1,3	0,3	0,8	-
Моменты, кНм	47	80	26,52	99,6	104	-4,98	-25,04	+327,14

Общая сумма моментов ΣM всех сил (вертикальных Q и горизонтальных N), определенных при различных значениях ширины подошвы фундамента показана в таблице 6

Таблица 6 - Значения P_{\max} и P_{\min} при различных значениях ширины подошвы фундамента

$b, м$	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	7,0
$\Sigma Q, кН$	204,14	255,94	258,44	263,44	313,0	273,44
$\Sigma M, кНм$	307,8	246,6	157,7	83,7	-21,7	-124,4
$W, м^3$	1,5	2,04	2,67	4,17	6	8,17
$P_{\max}, кПа$	273,25	194,0	123,7	72,8	41,1	23,7
$P_{\min}, кПа$	-137,15	-47,75	5,53	-20,07	48,3	54,12
$1,2R, кПа$	280,5	296,1	416	342,4		
p_{cp}			64,5		44,7	

Из таблицы сравнений максимальных и минимальных давлений на грунт основания при различных значениях ширины подошвы фундамента видим, что наиболее оптимальным является решение, при котором ширина подошвы фундаментной плиты стенки $b=4$ м, а именно:

При ширине подошвы фундаментной плиты $b=4$ м

$$\Sigma M = -169,4 + 327,14 = 157,74 \text{ кНм}$$

Имея сумму вертикальных сил, действующих на грунт основания по подошве фундаментной плиты, и сумму моментов относительно центра тяжести подошвы фундаментной плиты, находим максимальное P_{\max} и минимальное P_{\min} давление на грунт основания по подошве фундаментной плиты по формуле (10),

где $\Sigma Q = 258,44$ кН (табл.4); $A=l \cdot b, м^2$; $b=4,0$ м; $l=1,0$ м; $\Sigma M = 184$ кНм;

$$W = \frac{l \cdot b^2}{6} = \frac{1 \cdot 4^2}{6} = 2,67 м^3$$

Тогда $P_{\max} = 258,44 : 4 + 157,74 : 2,67 = 123,7$ кПа

$$P_{\min} = 258,44 : 4 - 157,74 : 2,67 = 5,53 \text{ кПа}$$

В дальнейших расчетах будем считать $b=4$ м. При этом среднее кантатное давление примем равным $p_{cp} = 64,5$ кПа.

Необходимо отметить, что условие, необходимое для расчета осадки методом линейно-деформируемой среды, выполняется: из таблицы 6 видно, что $P_{\max} < 1,2R$.

Для определения ожидаемой величины деформации, в данном случае абсолютной осадки, необходимо знать напряженное состояние грунтов основания до и после строительства сооружения, то есть знать напряжения от собственного веса грунта и

дополнительные нормальные напряжения от веса сооружения, фундамента и грунта пригрузки.

5.5. Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта

Вертикальные нормальные напряжения от собственного веса грунта называют природными или бытовыми. Их величина возрастает с глубиной и определяется в характерных точках основания (на границах слоев, на УГВ) по вертикальной оси, проходящей через центр тяжести фундамента, по формуле:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (12)$$

где γ_i и h_i – соответственно удельный вес и толщина i – того слоя грунта, $\gamma_i = 9,81 \cdot \rho_i$, кН/м³, где ρ_i – плотность грунта i – того слоя.

При определении плотности грунта, залегающего ниже уровня грунтовых вод (УГВ), необходимо учитывать взвешивающее действие воды и значение плотности взвешенного в воде грунта определять по формуле:

$\rho_{взв} = (\rho_s - \rho_w)/(1 + e)$, где e – коэффициент пористости, принимаемый по компрессионной кривой рассматриваемого слоя при природном давлении от вышележащего слоя грунта.

Полученные значения природных напряжений приводят в таблице 7.

После определения величин природных напряжений строится эпюра природных напряжений слева от вертикальной оси, проходящей через центр тяжести фундамента (рис.3).

5.6. Определение вертикальных напряжений от сооружения

Расчет деформации основания рекомендуется выполнять с применением расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи (активной зоны) основания $H_{акт}$. Ожидаемую осадку основания необходимо определять методом послойного суммирования осадок элементарных слоев в пределах активной зоны. Толщина элементарного слоя h_i должна быть не более 0,4 ширины подошвы фундамента b . Такая толщина элементарного слоя принята с тем, чтобы принимать в расчет без особых погрешностей действующие напряжения и характеристики грунтов в середине этих слоев.

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки σ_{zp} рассеиваются с глубиной и зависят от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания. Вследствие постепенного изменения напряжений по глубине основания его толщу можно разбить на ряд слоев и в каждом из них определить напряжение. Это и принято в методе послойного суммирования. Интенсивность уменьшения напряжения от внешней нагрузки с глубиной тем больше, чем меньше размеры подошвы фундамента. Вертикальные напряжения от внешней нагрузки определяют по формуле:

$$\sigma_{zp} = \sigma_z - \sigma_{zu}, \dots\dots\dots(13)$$

где σ_z – напряжение после возведения сооружения, σ_{zu} – напряжение после отрывки котлована.

Величина напряжения от внешней нагрузки в любой точке основания, соответствующей середине i – того элементарного слоя, по вертикальной оси, проходящей через центр, на глубине z определяется по формуле:

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i p, \text{ кПа}, \quad (14)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

α_i – коэффициент, учитывающий изменение по глубине напряжения σ_{zp} и принимаемый по таблице для прямоугольных, круглых и ленточных фундаментах в зависимости от относительной глубины $\zeta_i = 2z_i/b$ и от отношения сторон подошвы фундамента $\eta = l/b$, где z_i – расстояние от подошвы фундамента до середины i – того элементарного слоя, l и b – длина и ширина подошвы фундамента.

Для ленточных фундаментах отношение $\eta > 10$.

Схема распределения вертикальных напряжений по глубине основания в пределах сжимаемой толщи показана на рисунке 3.

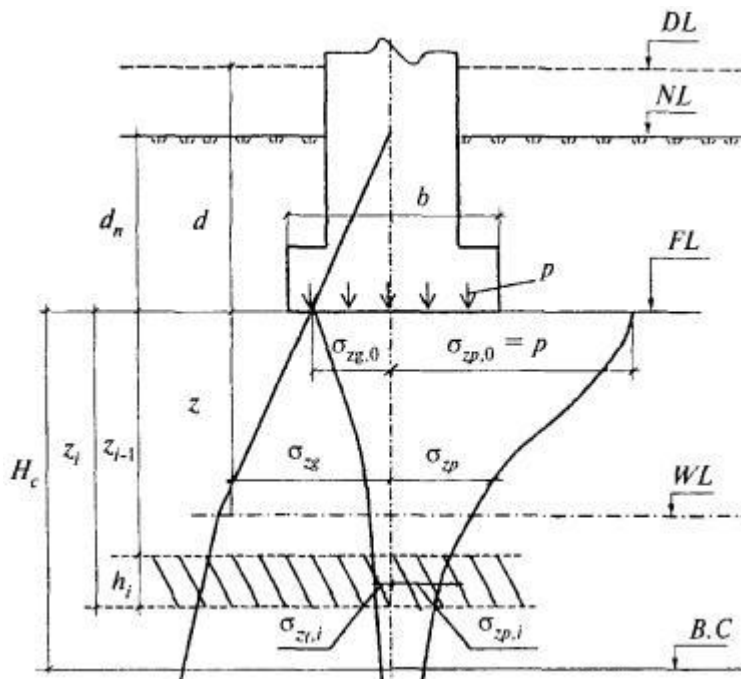


Рисунок 3 - Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве:

DL – отметка планировки; NL – отметка поверхности природного рельефа; WL – уровень подземных вод; BC – нижняя граница сжимаемой толщи; FL – отметка на уровне подошвы фундамента; d и d_n – глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b – ширина подошвы фундамента; p – среднее давление под подошвой фундамента; σ_{zg} и σ_{zg0} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и σ_{zp0} – вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zyi} – вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго в котловане грунта в середине i – того слоя на глубине z от подошвы фундамента; H_c – глубина сжимаемой толщи

Расчет напряжений сводится в таблицу 7.

По полученным величинам вертикальных напряжений по серединам элементарных слоев строится эпюра вертикальных нормальных напряжений от сооружения справа от

вертикальной оси, проходящей через центр фундамента (рис.3). Масштаб напряжений (природных и от сооружения) выбирается в зависимости от абсолютного значения среднего фактического давления p_f по подошве фундамента: в 1 см 20 кПа или 1см 40 кПа. Вертикальный линейный масштаб примите 1: 100.

5.7. Определение ожидаемой величины осадки методом послойного суммирования

В соответствии с СП 23.13330. при определении ожидаемой величины осадки допускается ограничиться методом послойного суммирования осадок элементарных слоев в пределах сжимаемого слоя H_c по формуле

Осадку основания s методом послойного суммирования определяют по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (15)$$

где β – коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта, $\beta=0,8$;

h_i – толщина i –того элементарного слоя, $h_i \leq 0,4b$;

σ_{zpi} – вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z_i от подошвы фундамента, по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

σ_{zyi} – вертикальное напряжение в i –ом слое от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

E_i – модуль деформации грунта i –го геологического слоя, кПа;

E_{ei} – модуль деформации грунта i –го геологического слоя по ветви первичного нагружения, кПа;

n – число элементарных слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания.

При расчете осадки фундаментов, возводимых в котлованах глубиной менее 5 м, допускается в формуле (15) не учитывать второе слагаемое.

Вертикальные напряжения от внешней нагрузки $\sigma_{zp} = \sigma_z - \sigma_{zu}$, где σ_z – напряжение после возведения сооружения, σ_{zu} – напряжение после отрывки котлована.

Величина напряжения от внешней нагрузки зависит от размеров, формы и глубины заложения фундамента, распределения давления на грунт по его подошве и свойств грунтов основания и в любой точке основания, соответствующей середине i – того элементарного слоя, по вертикальной оси, проходящей через центр, на глубине z определяется по формуле:

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i p, \text{ кПа}, \quad (16)$$

где p – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

α_i – коэффициент, учитывающий изменение по глубине напряжения σ_{zp} и принимаемый по таблице 9 приложения 2 для ленточных фундаментов в зависимости от относительной глубины $\zeta_i = 2z_i/b$ и от отношения сторон подошвы фундамента $\eta = l/b$, где z_i –расстояние от подошвы фундамента до середины i – того элементарного слоя, l и b – длина и ширина подошвы фундамента.

Для ленточных фундаментов отношение $\eta > 10$.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zy} на глубине z от подошвы фундаментов определяют по формуле:

$$\sigma_{zy} = \alpha \sigma_{zg,0}, \quad (17)$$

где α – то же, что и в формуле (13), но при этом используются размеры в плане не фундамента, а котлована, то есть $\zeta_i = 2z_i/b_k$ и $\eta = l_k/b_k$, l_k и b_k – длина и ширина котлована в плане;

$\sigma_{z_g,0}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента.

Значения природных напряжений должны определяться с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня грунтовых вод.

Таблица №7 - Определение осадки методом послойного суммирования

№ элементарного слоя	Толщина элемента слоя, h_i , см	№ геологического слоя	Расстояние от подошвы фундамента до середины элементарного слоя, z_i , см	Определение напряжений в серединах элементарных слоев, σ_{zpi}			Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы фундаментов $\sigma_{z,\gamma',i}$, кПа	$\sigma_{z,p,i}$ - $\sigma_{z,\gamma',i}$, кПа [7] – [8]	Определение осадки i -го элем. слоя S_i , см
				$\xi = 2z_i/b$	α_i	$\sigma_{z,p,i}$, кПа			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Полученную расчетом величину суммарной ожидаемой осадки необходимо сравнить с предельно допустимой для данного типа сооружения, т. е. необходимо проверить выполнение условия (15).

Если расчетная величина осадки основания превышает предельно допустимую, необходимо предусмотреть мероприятия, уменьшающие деформативность грунтов основания, или применить другой тип фундамента, например, свайный фундамент. Выбор оптимального мероприятия производят на основе технико-экономического сравнения нескольких вариантов.

6. Расчет устойчивости подпорной стенки

Критерием обеспечения устойчивости (несущей способности) системы «сооружения-основания» является условие:

$$\gamma_c \cdot F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (18)$$

где F – численное расчетное значение обобщенных сдвигающих горизонтальных сил, стремящихся сдвинуть систему «сооружение-основание», кН

R – численное расчетное значение сил предельного сопротивления, стремящихся удержать систему «сооружение-основание», кН

γ_c – коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый: для основного сочетания нагрузок – 1,0; для особого сочетания нагрузок – 0,9; для сочетаний нагрузок в период строительства и ремонта – 0,95;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружений, принимаемый равным 1,25; 1,20; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II, III и IV классов.

6.1 Выбор расчетной схемы потери устойчивости системы «сооружение-основание»

Потеря устойчивости подпорной стенки, расположенной в данном случае на однородном песчаном основании, может произойти по схеме плоского, смешанного или глубинного сдвига. Для выбора расчетной схемы согласно п. СП 23.13330 [1] необходимо проверить выполнения условия

$$(N_{\sigma} = \frac{\sigma_m}{b \cdot \gamma_1}) \leq N_0 \quad (19)$$

где σ_m – среднее нормальное напряжение под подошвой подпорной стенки при ширине b , кПа; b – ширина подошвы фундаментной плиты стенки, м; γ_1 – удельный вес грунта основания, кН/м³; N_0 – безразмерное число, принимаемое для плотных песков $N_0=1$.

Основанием является песок средней крупности и плотного сложения (после улучшения), для которого $N_0 = 1$.

Согласно расчетам $\sigma_m = p_{cp} = 64,5$ кПа. Ширина подошвы фундаментной плиты стенки $b=4$ м. С учетом взвешивающего действия воды удельный вес грунта основания $\gamma_1 = 10,78$ кН/м.

Тогда $N_{\sigma}=64,5:4:10,78=1,5$, что больше $N_0=1$, следовательно, согласно п.3,9 СП [1] расчет устойчивости подпорной стенки следует проводить по схеме смешанного сдвига (рис.1.2 пособия).

6.2. Определение предельного сопротивления основания R при смешанном сдвиге

Сопротивление основания при смешанном сдвиге R будет равно сумме сопротивлений на участках плоского сдвига R_u и сдвига с выпором R_{ϕ} .

Согласно СП [1] расчетная схема потери устойчивости подпорной стенки при смешанном сдвиге имеет вид, показанный на рис. 1.2 пособия, а предельное сопротивление R определяется по формуле (1.1,6)

$$R=R_{\phi} + R_u,$$

где R_{ϕ} – часть предельного сопротивления R на участке плоского сдвига,

$$R_{\phi} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1) b_2;$$

R_u – часть предельного сопротивления R на участке сдвига с выпором грунта,

$$R_u = \tau_{lim} b_1 l,$$

σ_m – среднее нормальное контактное напряжение по подошве шириной b фундаментной плиты стенки, кПа;

φ_1 – угол внутреннего трения грунта основания, град;

c_1 – удельное сцепление грунта основания, кПа;

b_2 – расчетное значение ширины участка подошвы фундаментной плиты, на котором происходит плоский сдвиг, м;

b_1 – расчетное значение ширины участка подошвы фундаментной плиты, на котором происходит сдвиг с выпором, м;

τ_{lim} – предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором.

Значение τ_{lim} для заданных значений b_1 , σ_m , φ_1 , c_1 , определяется следующим образом: строится график несущей способности основания $\tau_{lim} = f(\sigma)$ для расчетной ширины b_1 подошвы фундамента. Построение этого графика производится по ряду значений δ' (от $\delta' = 0$ до $\delta' = \varphi_1$) и соответствующим им значениям ν ;

δ' – угол наклона к вертикали равнодействующей внешних сил R_u ;

l – размер стороны подошвы фундаментной плиты, перпендикулярной сдвигающей силе, $l=1,0$ м.

Согласно СП [1] при определении расчетного сопротивления R в зависимости от эксцентриситета e_p равнодействующей всех вертикальных сил P в формулу $R=R_\phi + R_u$ необходимо включить b_1 и b_2 или $b_{1'}$ и $b_{2'}$ (рис.1.2) при этом, $b_{1'} = b_1(b/b)$; $b_{2'} = b - 2 \cdot e_p$.

В нашем примере равнодействующая всех вертикальных сил $P = \sum Q = 258,44$ кН, (табл.6), а равнодействующий момент (сумма моментов вертикальных сил) $\sum M_a = -157,7$ кНм. Тогда $e_p = (-157,7):258,44 = -0,61$ м, т.е. направлен сторону верхнего бьефа и в расчетах не учитывается.

Следовательно, в данном случае $b=4$ м, а b_1 , необходимо определять по формуле

$$b_1 = \frac{b \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{fir} - \sigma_{cr}}, \quad (20)$$

b – ширина фундаментной плиты стенки, $b = 4$ м;

σ_{max} – максимальное нормальное напряжение по подошве стенки, $\sigma_{max} = 123,7$ кПа;

σ_{fir} – среднее нормальное напряжение по подошве стенки, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки, кПа;

$\sigma_{cr} = N_0 \cdot b \cdot \gamma$, для грунтов с коэффициентом сдвига $\text{tg}\psi > 0,45$ и $\sigma_{cr} = 0$ при $\text{tg}\psi < 0,45$;

N_0 – безразмерное число, для песков плотных $N_0 = 1$.

γ_1 – удельный вес песка основания с учетом взвешивающего действия воды, $\gamma_1 = 10,8$ кН/м³

Коэффициент сдвига $\text{tg}\psi$ определяют по формуле $\text{tg}\psi = \text{tg}\phi + c_1 / \sigma_m$, где ϕ_1 – угол внутреннего трения грунта основания, град. и c_1 – удельное сцепление, кПа; σ_m – среднее нормальное напряжение по подошве фундаментной плиты стенки с низовой стороны (нижний бьеф), кПа;

Угол внутреннего трения грунта основания $\phi = 32^\circ$, удельное сцепление $c_1 = 0,7$ кПа, $\sigma_m = 64,5$ кПа. Тогда $\text{tg}\psi = \text{tg} 32 + \frac{0,7}{64,5} = 0,625 + 0,011 = 0,636$, что более 0,45. Следовательно, $\sigma_{cr} = N_0 \cdot b \cdot \gamma = 1 \cdot 4 \cdot 10,8 = 43,2$ кПа.

Для определения τ_{lim} при конкретных значениях b , σ_m , ϕ_1 , c_1 и γ_1 ($b = 4$ м, $\sigma_m = 64,5$ кПа, $\phi_1 = 32^\circ$, $c_1 = 1,33$ кПа и $\gamma_1 = 10,8$ кН/м³) необходимо построить расчетную схему (см. рис. 1.1,а) к глубинному сдвигу для всей ширины подошвы фундаментной плиты стенки $b = 4$ м.

Профиль поверхности скольжения, представляет собой две прямые линии АВ и ДС, соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали, радиус которой находится по формуле:

$$R = r_0 \cdot e^{\theta \text{tg}\phi_1} \dots \dots \dots (21)$$

где $r_0 = \overline{EB}$ – отрезок соединяющий точки Е и В (рис.1.1.,а), м;

$e = 2,72$ – неперово число;

θ – угол ВЕС или некоторая его часть, град;

ϕ_1 – угол внутреннего трения грунта основания, град.

При построении расчетной схемы (рис.1.1.,а) линия АВ проводится по углу ν , который определяется по формуле:

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\text{arc cos} \frac{\sin \delta}{\sin \phi_1} + \phi_1 - \delta' \right), \quad (22)$$

где δ' – угол отклонения равнодействующей всех сил от вертикали, град; ϕ_1 – угол внутреннего трения грунта основания, град.

Линия ЕС проводится из точки Е под углом $(45^\circ - \phi_1/2)$ к горизонтальной поверхности ЕД. Длина отрезка ЕС определяется по формуле при угле $\theta = 45^\circ - \frac{\phi_1}{2} + \nu$.

Линия ЕВ проводится из точки Е под углом $\alpha=90^{\circ} + \varphi_1 - \nu$ к горизонтальной поверхности АЕД до пересечения с линией АВ. Линия СД проводится из точки С под углом $(45^{\circ} - \varphi_1/2)$ к горизонтальной поверхности ЕД. Угол АВЕ равен $90^{\circ} - 34,5^{\circ} = 55,5^{\circ}$.

Определив очертание призмы обрушения АВСДЕ, находим графоаналитически веса P_1, P_2, P_3 зон I, II, III призмы. К весу P_3 добавляем $\overline{ЕД} \cdot n$ и $\overline{ЕД} \cdot q$, где $n=c_1/\text{tg } \varphi_1 = 1,33/\text{tg}32 = 1,33/0,625 = 1,94$ кПа,

q – интенсивность пригрузки (вес песка) со стороны верхнего бьефа, она согласно рисунку 1 равна $q=1 \cdot \gamma_{ef} = 1 \cdot 9,2 = 9,2$ кПа. Следовательно, к P_3 прибавляем во всех расчетных схемах $(1,94 \cdot \overline{ЕД})$ и $(9,2 \cdot \overline{ЕД})$, $n=(1,94+9,2) = 11,14 \overline{ЕД}$.

Для построения графика $\tau_{lim}=f(\sigma)$ рассмотрим шесть расчетных схем: при $\delta'=0^{\circ}$; $\delta'=8^{\circ}$; $\delta'=16^{\circ}$; $\delta'=20^{\circ}$; $\delta'=24^{\circ}$; $\delta'=30^{\circ}$.

Для каждой расчетной схемы предельное сопротивление грунта основания R_u определяется по формуле:

$$R_u = \frac{P_1 \cdot \cos \nu \cdot \sin(\rho + \varphi_1 - \nu)}{\cos(\rho - \nu) \cdot \sin(\nu + \delta' - \varphi_1)}; \quad (23)$$

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \text{tg} \beta - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \text{tg} \nu} \right] \quad (24)$$

Итоги определения R, σ, τ_{lim} при различных δ' сведены в таблицу 8. Графическая зависимость $\tau_{lim}=f(\sigma)$ показана на рисунке 4.

Таблица №8 - Итоги расчетов при $b=4\text{м}$

δ°	0	8	16	24	30
$R_u, \text{кН}$	3011	2207	1116	669	389
$\sigma_m, \text{кПа}$	557	399	163	91	56
$\tau_{lim}, \text{кПа}$	0	77	77	68	48

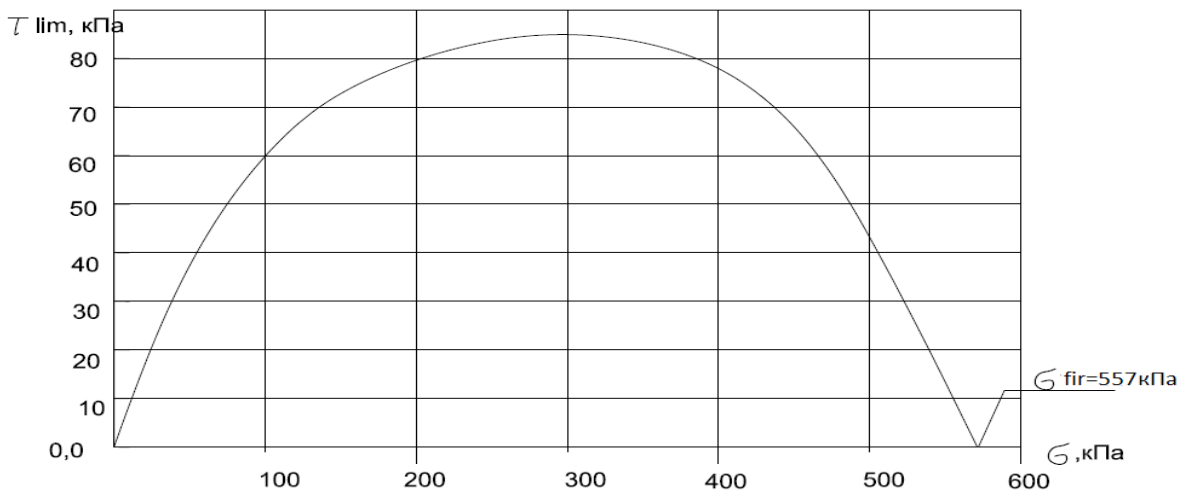


Рисунок 4 - График зависимости $\tau_{lim}=f(\sigma)$ для расчетной ширины $b=4\text{м}$

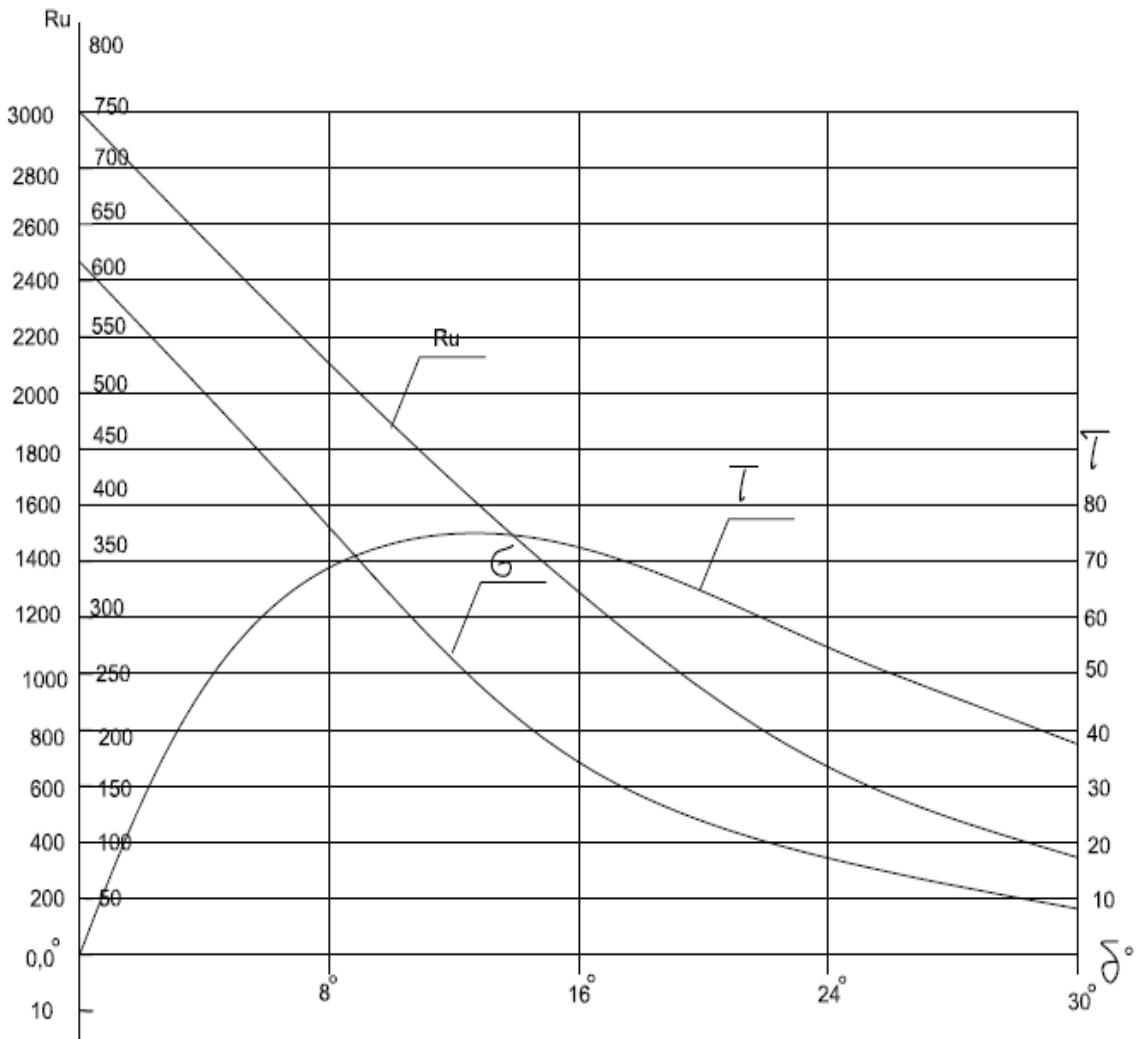


Рисунок 5 - Зависимость $R=f(\delta)$, $\sigma=f(\delta)$ и $\tau_{lim}=f(\delta)$ при $b=4\text{ м}$

На рис.5 показаны зависимости $R=f(\delta)$, $\tau=f(\delta)$ и $\tau_{lim}=f(\delta)$.

Согласно расчетам (табл. 8 и рис.4) среднее нормальное напряжение σ_{fir} , при котором происходит разрушение основания стенки от одной вертикальной нагрузки (при $\delta'=0^0$), равно $\sigma_{fir}=557\text{ кПа}$.

Имея $b=4\text{ м}$, $P_{max}=\sigma_{max}=123,7\text{ кПа}$, $\sigma_{fir}=557\text{ кПа}$, $\sigma_{cr}=43,2\text{ кПа}$ по формуле (20) находим часть ширины подошвы фундаментной плиты b_1 , на которой происходит сдвиг с выпором

$$b_1 = 4 \cdot 123,7 / (557 - 43,2) = 1,0\text{ м}$$

Тогда часть ширины подошвы фундаментной плиты стенки, на которой происходит плоский сдвиг $b_2 = b - b_1 = 4 - 1 = 3\text{ м}$.

Далее, в порядке очередности, изложенном выше, производим все расчеты по глубинному сдвигу при $b_1=1\text{ м}$. (см. табл. 8 и расчетные схемы: рис.№5-12).

$$1. \delta = 0^0; c = 0,7\text{ кПа}, \varphi = 32^0; r = 4,15; b = 4\text{ м}; P_1 = 66\text{ кН}; P_2 = 360\text{ кН}; P_3 = 711\text{ кН}$$

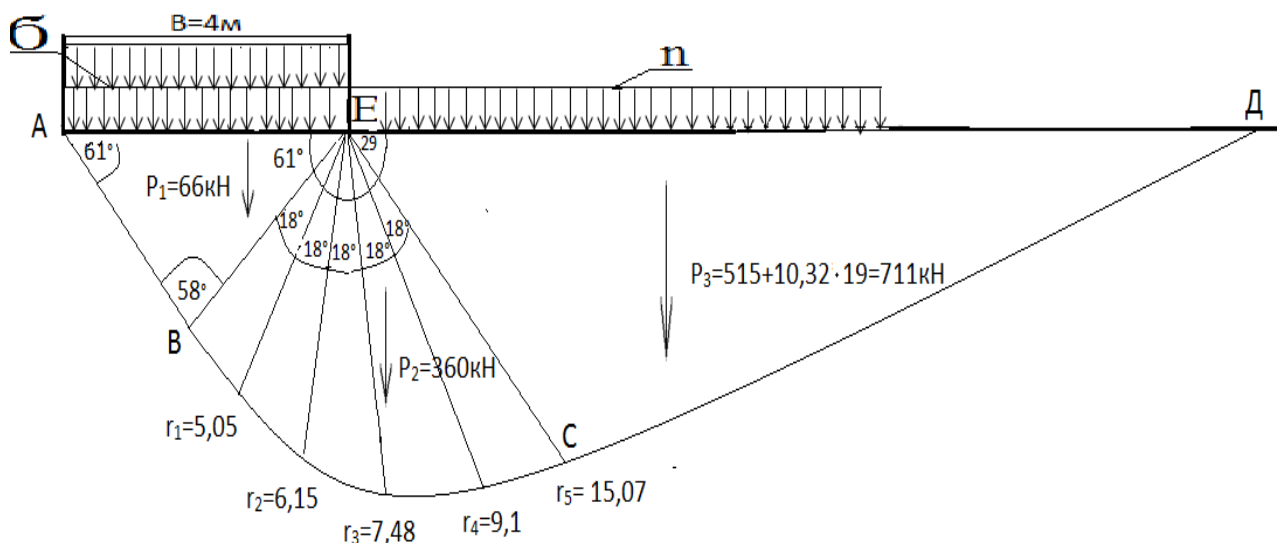


Рисунок 6 - М 1:50 ЕД=19м, $r_0=EB=4,15\text{м}$, $r=r_0 \cdot e^{\text{tg}\varphi}$, $\delta=0^\circ$

$$\sin \delta = \sin 0 = 0,000$$

$$\sin \varphi = \sin 32^\circ = 0,53$$

$$\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} = \arccos \frac{\sin 0}{\sin 32} = \arccos \frac{0}{0,53} = \arccos 0 = 90^\circ$$

$$\nu = 0,5 \left(\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} + \varphi - \delta \right) = 0,5(90^\circ + 32^\circ - 0^\circ) = 61^\circ$$

$$\text{tg} \varphi = \text{tg} 32^\circ = 0,625$$

$$\alpha = 90^\circ + \varphi - \nu = 90^\circ + 32^\circ - 61^\circ = 61^\circ$$

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu = 45^\circ - 32^\circ/2 + 61^\circ = 90^\circ$$

$\theta_1=18^\circ=0,314^P$	$\theta_1 \text{tg} \varphi = 0,314 \cdot 0,625 = 0,196$	$e^{0,196} = 1,216$	$r_1 = r_0 e^{0,314} = 5,05\text{м}$
$\theta_2=36^\circ=0,628^P$	$\theta_2 \text{tg} \varphi = 0,628 \cdot 0,625 = 0,393$	$e^{0,393} = 1,481$	$r_2 = 6,15\text{м}$
$\theta_3=54^\circ=0,942$	$\theta_3 \text{tg} \varphi = 0,942 \cdot 0,625 = 0,589$	$e^{0,589} = 1,802$	$r_3 = 7,48\text{м}$
$\theta_4=72^\circ=1,256$	$\theta_4 \text{tg} \varphi = 1,256 \cdot 0,625 = 0,785$	$e^{0,785} = 2,192$	$r_4 = 9,1\text{м}$
$\theta_5=90^\circ=1,570$	$\theta_5 \text{tg} \varphi = 1,570 \cdot 0,625 = 0,982$	$e^{0,982} = 2,668$	$r_5 = 11,07\text{м}$

$$r_0 \cos \theta = 4,15 \cos 90^\circ = 4,15 \cdot 0 = 0$$

$$r_0 \sin \theta = 4,15 \sin 90^\circ = 4,15 \cdot 1 = 4,15$$

$$r_5 - r_0 \cos \theta = 11,07 - 0 = 7,62$$

$$(r_5 - r_0 \cos \theta) / (r_0 \sin \theta) = 7,62 / 4,15 = 1,84$$

$$\arctg (r_5 - r_0 \cos \theta / r_0 \sin \theta) = \arctg 1,84 = 1,10 \text{ рад} = 62,78^\circ$$

$$\beta = \arctg (r_5 - r_0 \cos \theta / r_0 \sin \theta) + \alpha - \varphi = 62,78^\circ + 61^\circ - 32^\circ = 91,78^\circ$$

$$(P_3/2) = (624/2) = 312 \text{ кН}$$

$$\text{tg} \beta = \text{tg} 91,78^\circ = -5,68$$

$$\text{tg}(45^\circ + \varphi/2) = \text{tg}(45^\circ + 32^\circ/2) = \text{tg} 61^\circ = 1,8$$

$$Q = (-P_3/2) [1 + \text{tg} \beta \text{tg}(45^\circ + \varphi/2)] = (-312) [1 + (-5,68) \cdot 1,8] = (-312) \cdot (-9,22) = 2877 \text{ кН}$$

$$(Q + P_2 + P_3) = (2877 + 66 + 624) = 3567 \text{ кН}$$

$$(-P_1 \text{tg} \beta) = (-66) \cdot (-5,68) = 375 \text{ кН}$$

$$(Q + P_1 + P_2 + P_3) \text{tg} \nu = (2877 + 66 + 375 + 624) \text{tg} 61^\circ = 3940 \cdot 1,8 = 7092$$

$$[(-P_1 \text{tg} \beta) - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \text{tg} \nu] = 375 - 7092 = -6717$$

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{(-P_1 \text{tg} \beta) - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \text{tg} \nu} \right] = \arctg \frac{3567}{-6717} = \arctg(-0,53) = -27,93^\circ$$

$$P_1 \cos v = 66 \cos 61^\circ = 660,4848 = 32,0$$

$$\sin(\rho + \varphi - v) = \sin(-27,93^\circ + 32^\circ - 61^\circ) = \sin(-56,93^\circ) = -0,838$$

$$\cos(\rho - v) = \cos(-27,93^\circ - 61^\circ) = \cos(-88,95^\circ) = -0,0184$$

$$\sin(v + \delta - \varphi) = \sin(61^\circ + 0^\circ - 32^\circ) = \sin(29^\circ) = 0,484$$

$$R_u \frac{P_1 \cos v \cdot \sin(\rho + \varphi - v)}{\cos(\rho - v) \cdot \sin(v + \delta - \varphi)} = \frac{32(-0,838)}{(-0,0189 * 0,484)} = \frac{-26,8}{-0,0089} = 3011$$

$$n = 10,32 \cdot 19 = 196; \cos \delta = \cos 0^\circ = 1; \sin \delta = \sin 0^\circ = 0$$

$$\bar{C} = (R_u/b) \cos \delta - n = (3011/4) - 196 = 753 - 196 = 557$$

$$\tau_{\text{lim}} = (R_u/b) \sin \delta = (3011/4) \cdot 0 = 0$$

$$2 \cdot \delta = 8^\circ; c = 0,7 \text{ кПа}; \varphi = 32^\circ; b = 4 \text{ м}; P_1 = 52 \text{ кН}; P_2 = 207 \text{ кН}; P_3 = 418 \text{ кН}; r_0 = 3,5 \text{ м}, E \Delta = 14,3 \text{ м}$$

$$\sin \delta = \sin 8^\circ = 0,139 = 0,14$$

$$\sin \varphi = \sin 32^\circ = 0,53$$

$$\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} = \arccos \frac{0,14}{0,53} = \arccos 0,264 = 74,69^\circ$$

$$v = 0,5 \left(\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} + \varphi - \delta \right) = 0,5(74,69^\circ + 32^\circ - 8^\circ) = 49,35^\circ$$

$$\text{tg} \varphi = \text{tg} 32^\circ = 0,625$$

$$\alpha = 90^\circ + \varphi - v = 90^\circ + 32^\circ - 49,35^\circ = 72,65^\circ$$

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + v = 45^\circ - 16^\circ + 49,35^\circ = 78,35^\circ$$

$\theta_1 = 16^\circ = 0,28^p$	$\theta_1 \text{tg} \varphi = 0,280,625 = 0,175$	$e^{\theta \text{tg} \varphi 0,175} = 1,19$	$r_1 = r_0 e^{\theta \text{tg} \varphi} = 3,51,19 = 4,16 \text{ м}$
$\theta_2 = 32^\circ = 0,56^p$	$\theta_2 \text{tg} \varphi = 0,560,625 = 0,35$	$e^{0,35} = 1,42$	$r_2 = 4,97 \text{ м}$
$\theta_3 = 48^\circ = 0,84$	$\theta_3 \text{tg} \varphi = 0,840,625 = 0,525$	$e^{0,525} = 1,69$	$r_3 = 5,92 \text{ м}$
$\theta_4 = 64^\circ = 1,12$	$\theta_4 \text{tg} \varphi = 1,120,625 = 0,7$	$e^{0,7} = 2,01$	$r_4 = 7,04 \text{ м}$
$\theta_5 = 78,35^\circ = 1,39$	$\theta_5 \text{tg} \varphi = 1,390,625 = 0,869$	$e^{0,869} = 2,38$	$r_5 = 8,33 \text{ м}$

$$r_0 \cos \theta = 3,5 \cos 78,35^\circ = 3,50,2 = 0,71$$

$$r_0 \sin \theta = 4,15 \sin 78,35^\circ = 3,50,99 = 3,43$$

$$r_5 - r_0 \cos \theta = 8,33 - 0,71 = 7,62$$

$$(r_5 - r_0 \cos \theta) / (r_0 \sin \theta) = 7,62 / 3,43 = 2,22$$

$$\arctg (r_5 - r_0 \cos \theta / r_0 \sin \theta) = \arctg 2,22 = 65,75^\circ$$

$$\beta = \arctg (r_5 - r_0 \cos \theta / r_0 \sin \theta) + \alpha - \varphi = 65,75^\circ + 72,65^\circ - 32^\circ = 106,4^\circ$$

$$(P_3/2) = (418/2) = 209$$

$$\text{tg} \beta = \text{tg} 106,4^\circ = -3,4$$

$$\text{tg}(45^\circ + \varphi/2) = \text{tg}(45^\circ + 32^\circ/2) = \text{tg} 61 = 1,8$$

$$Q = -(P_3/2)[1 + \text{tg} \beta \text{tg}(45^\circ + \varphi/2)] = (-209)[1 + (-3,4)1,8] = (-209)(-5,12) = 1070$$

$$(Q + P_2 + P_3) = (1070 + 207 + 418) = 1695$$

$$(-P_1 \cdot \text{tg} \beta) = (-52) \cdot (-3,4) = 177$$

$$(Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot \text{tg} v = (1070 + 52 + 207 + 418) \cdot \text{tg} 49,35^\circ = 1747 \cdot 1,16 = 2034$$

$$[(-P_1 \cdot \text{tg} \beta) - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot \text{tg} v] = 177 - 2034 = -1857$$

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{(-P_1 \cdot \text{tg} \beta) - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot \text{tg} v} \right] = \arctg \frac{1695}{-1857} = \arctg(-0,913) = -42,40$$

$$P_1 \cos v = 52 \cdot \cos 49,35^\circ = 52 \cdot 0,651 = 33,88$$

$$\sin(\rho + \varphi - v) = \sin(-42,4^\circ + 32^\circ - 49,35^\circ) = \sin(-59,79^\circ) = -0,864$$

$$\cos(\rho - v) = \cos(-42,4^\circ - 49,35^\circ) = \cos(-91,75^\circ) = -0,0304$$

$$\sin(v + \delta - \varphi) = \sin(49,35^\circ + 8^\circ - 32^\circ) = \sin(25,35^\circ) = 0,428$$

$$R_u = \frac{P_1 \cos v \cdot \sin(\rho + \varphi - v)}{\cos(\rho - v) \cdot \sin(v + \delta - \varphi)} = \frac{33,88(-0,864)}{(-0,0304 * 0,428)} = \frac{-28,66}{-0,013} = 2207$$

$$n=10,32 \cdot 14,3=147; \cos \delta=\cos 8^{\circ}=0,99; \sin \delta=\sin 8^{\circ}=0,139$$

$$\bar{G}=(R_u/b) \cdot \cos \delta \cdot n=(2207/4) \cdot 0,99 \cdot 147=546 \cdot 147=399$$

$$\tau_{\text{lim}}=(R_u/b) \cdot \sin \delta=(2207/4) \cdot 0,139=77$$

$$3 \cdot \delta=16^{\circ}; c=0,7 \text{ кПа}, \varphi=32^{\circ}; r_0=2,85 \text{ м}; b=4 \text{ м}; P_1=51 \text{ кН}; P_2=95 \text{ кН}; P_3=240 \text{ кН}$$

$$n=\frac{c}{\text{tg} \varphi}=\frac{0,7}{0,625}=1,12+9=10$$

$$\sin \delta=\sin 16^{\circ}=0,276=0,14$$

$$\sin \varphi=\sin 32^{\circ}=0,53$$

$$\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}=\arccos \frac{0,276}{0,53}=\arccos 0,521=58,6^{\circ}$$

$$\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}+\varphi-\delta'=58,6+32-16=74,6^{\circ}$$

$$v=0,5\left(\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}+\varphi-\delta\right)=0,5(74,6)=37,3^{\circ}$$

$$\text{tg} \varphi=\text{tg} 32^{\circ}=0,625$$

$$\alpha=90^{\circ}+\varphi-v=90^{\circ}+32^{\circ}-37,3^{\circ}=84,7^{\circ}$$

$$\theta=45^{\circ}-\varphi/2+v=45^{\circ}-16^{\circ}+37,3^{\circ}=66,3^{\circ}$$

$\theta_1=13,25^{\circ}=0,231^{\text{P}}$	$\theta_1 \text{tg} \varphi=0,23 \cdot 0,625=0,144$	$e^{\theta_1 \text{tg} \varphi}=e^{0,144}=1,155$	$r_1=r_0 \cdot e^{\theta_1 \text{tg} \varphi}=2,85 \cdot 1,155=3,3$
$\theta_2=26,5^{\circ}=0,462^{\text{P}}$	$\theta_2 \text{tg} \varphi=0,46 \cdot 0,625=0,288$	$e^{0,288}=1,334$	$r_2=3,8 \text{ М}$
$\theta_3=37,75^{\circ}=0,694$	$\theta_3 \text{tg} \varphi=0,69 \cdot 0,625=0,431$	$e^{0,431}=1,539$	$r_3=4,39 \text{ М}$
$\theta_4=53^{\circ}=0,924$	$\theta_4 \text{tg} \varphi=0,92 \cdot 0,625=0,575$	$e^{0,575}=1,777$	$r_4=5,06 \text{ М}$
$\theta_5=66,3^{\circ}=1,157$	$\theta_5 \text{tg} \varphi=1,16 \cdot 0,625=0,725$	$e^{0,725}=2,065$	$r_5=5,89 \text{ М}$

$$r_0 \cos \theta=2,85 \cdot \cos 66,3^{\circ}=2,85 \cdot 0,402=1,146$$

$$r_0 \sin \theta=2,85 \cdot \sin 66,3^{\circ}=2,85 \cdot 0,916=2,61$$

$$r_5-r_0 \cos \theta=5,89-1,146=4,74$$

$$\arctg\left(\frac{r_5-r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta}\right)=\arctg 1,82=61,22^{\circ}=1,068 \text{ рад}$$

$$\beta=\arctg\left(\frac{r_5-r_0 \cos \theta}{r_0 \sin \theta}\right)+\alpha-\varphi=61,22^{\circ}+84,7^{\circ}-32^{\circ}=113,92^{\circ}$$

$$(P_3/2)=(240/2)=120$$

$$\text{tg} \beta=\text{tg} 114^{\circ}=-2,25$$

$$\text{tg}(45^{\circ}+\varphi/2)=\text{tg}(45^{\circ}+32^{\circ}/2)=\text{tg} 61=1,8$$

$$Q=(-P_3/2)[1+\text{tg} \beta \cdot \text{tg}(45^{\circ}+\varphi/2)]=(-120)[1+(-2,25) \cdot 1,8]=366$$

$$(Q+P_2+P_3)=(366+95+240)=701$$

$$(-P_1 \cdot \text{tg} \beta)=(-51) \cdot (-2,25)=115$$

$$(Q+P_1+P_2+P_3) \text{tg} v=(366+51+95+240) \cdot \text{tg} 37,3^{\circ}=752 \cdot 0,762=573$$

$$[(-P_1 \cdot \text{tg} \beta)-(Q+P_1+P_2+P_3) \text{tg} v]=115-573=-458$$

$$\rho=\arctg\left[\frac{Q+P_2+P_3}{(-P_1 \cdot \text{tg} \beta)-(Q+P_1+P_2+P_3) \text{tg} v}\right]=\arctg \frac{701}{-458}=\arctg(-1,58)=-56,85$$

$$P_1 \cos v=51 \cdot \cos 37,3^{\circ}=51 \cdot 0,649=33$$

$$\sin(\rho+\varphi-v)=\sin(-56,85^{\circ}+32^{\circ}-37,3^{\circ})=\sin(-62,15^{\circ})=-0,884$$

$$\cos(\rho-v)=\cos(-56,85-37,3)=\cos(-94,15)=-0,072$$

$$\sin(v+\delta-\varphi)=\sin(37,3^{\circ}+16^{\circ}-32^{\circ})=\sin(21,3^{\circ})=0,363$$

$$R_u \frac{P_1 \cos v \cdot \sin(\rho+\varphi-v)}{\cos(\rho-v) \cdot \sin(v+\delta-\varphi)}=\frac{33(-0,884)}{(-0,072 \cdot 0,363)}=1116$$

$$n=10,3210,2=105; \cos \delta=\cos 16^{\circ}=0,96; \sin \delta=\sin 16^{\circ}=0,275$$

$$\bar{G}=(R_u/b) \cdot \cos \delta \cdot n=(1116/4) \cdot 0,96 \cdot 105=268 \cdot 105=163$$

$$\tau_{\text{lim}}=(R_u/b) \cdot \sin \delta=(1116/4) \cdot 0,275=77$$

$4.\delta=24^0$; $c=0,7$ кПа, $\varphi=32^0$; $b=4$ м; $P_1=34$ кН; $P_2=25$ кН; $P_3=106$ кН; $r_0=1,9$ м, $EД=6$ м;
 $l_p=57,3^0$

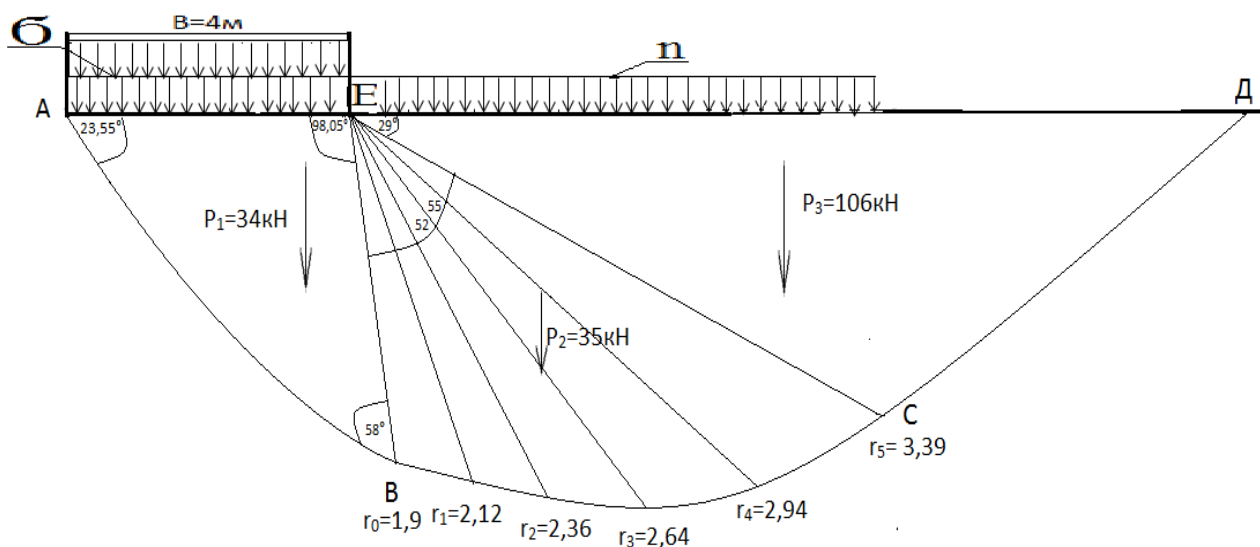


Рисунок 7 - М 1:50 $EД=6$ м, $r_0=1,9$ м, $r=r_0 \cdot e^{tg\varphi}$, $\delta=24^0$

$$\sin\delta = \sin 24 = 0,407$$

$$\sin\varphi = \sin 32 = 0,53$$

$$\arccos \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} = \arccos \frac{0,407}{0,53} = \arccos 0,768 = 39,83^0$$

$$v = 0,5 \left(\arccos \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} + \varphi - \delta \right) = 0,5(39,83^0 + 32^0 - 24^0) = 23,92^0$$

$$tg\varphi = tg 32 = 0,625$$

$$\alpha = 90^0 + \varphi - v = 90^0 + 32^0 - 23,92^0 = 98,08^0$$

$$\theta = 45^0 - \varphi/2 + v = 45^0 - 16^0 + 23,92^0 = 52,92^0$$

$\theta_1=10^0=0,175^p$	$\theta_1 tg\varphi=0,1750,625=0,109$	$e^{\theta_1 tg\varphi,109}=1,115$	$r_1=r_0 e^{\theta_1 tg\varphi}=1,91,115=2,1$
$\theta_2=20^0=0,349$	$\theta_2 tg\varphi=0,3490,625=0,21$	$e^{0,218}=1,244$	$r_2=2,36$ м
$\theta_3=30^0=0,524$	$\theta_3 tg\varphi=0,5240,625=0,32$	$e^{0,328}=1,388$	$r_3=2,64$ м
$\theta_4=40^0=0,698$	$\theta_4 tg\varphi=0,6980,625=0,43$	$e^{0,436}=1,547$	$r_4=2,94$ м
$\theta_5=52,92^0=0,923$	$\theta_5 tg\varphi=0,9230,625=0,57$	$e^{0,579}=1,782$	$r_5=3,39$ м

$$r_0 \cos\theta = 1,9 \cdot \cos 52,55^0 = 1,9 \cdot 0,603 = 1,15$$

$$r_0 \sin\theta = 1,9 \cdot \sin 52,55^0 = 1,90,798 = 1,52$$

$$r_5 - r_0 \cos\theta = 3,39 - 1,15 = 2,24$$

$$\arctg \left(\frac{r_5 - r_0 \cos\theta}{r_0 \sin\theta} \right) = \arctg 1,474 = 55,85^0 = 0,975 \text{ рад}$$

$$\beta = \arctg \left(\frac{r_5 - r_0 \cos\theta}{r_0 \sin\theta} \right) + \alpha - \varphi = 55,85^0 + 98,08^0 - 32^0 = 122^0$$

$$(P_3/2) = (106/2) = 53$$

$$tg\beta = tg 122^0 = -1,6$$

$$tg(45^0 + \varphi/2) = tg(45^0 + 32^0/2) = tg 61 = 1,8$$

$$Q = -(P_3/2)[1 + tg\beta \cdot tg(45^0 + \varphi/2)] = (-53)[1 + (-1,6) \cdot 1,8] = 99$$

$$(Q + P_2 + P_3) = (99 + 25 + 106) = 230$$

$$(-P_1 \cdot tg\beta) = (-34) \cdot (-1,6) = 54$$

$$(Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot tg v = (99 + 34 + 25 + 106) \cdot tg 23,92^0 = 264 \cdot 0,444 = 117$$

$$[(-P_1 \operatorname{tg}\beta) - (Q+P_1+P_2+P_3) \cdot \operatorname{tg}\nu] = 54 - 117 = -63$$

$$\rho = \operatorname{arctg}\left[\frac{Q+P_2+P_3}{(-P_1 \operatorname{tg}\beta) - (Q+P_1+P_2+P_3) \cdot \operatorname{tg}\nu}\right] = \operatorname{arctg}\frac{230}{-63} = \operatorname{arctg}(-3,65) = -1,3 = -74,69^\circ$$

$$P_1 \cos\nu = 34 \cdot \cos 23,92^\circ = 34 \cdot 0,914 = 29,25$$

$$\sin(\rho + \varphi - \nu) = \sin(-74,69^\circ + 32^\circ - 23,92^\circ) = \sin(-66,61^\circ) = -0,918$$

$$\cos(\rho - \nu) = \cos(-74,69^\circ - 23,92^\circ) = \cos(-98,61^\circ) = -0,149$$

$$\sin(\nu + \delta - \varphi) = \sin(23,92^\circ + 24^\circ - 32^\circ) = \sin(15,92^\circ) = 0,274$$

$$R_u \frac{P_1 \cos\nu \cdot \sin(\rho + \varphi - \nu)}{\cos(\rho - \nu) \cdot \sin(\nu + \delta - \varphi)} = \frac{29,25(-0,918)}{(-0,149 \cdot 0,274)} = \frac{-26,85}{-0,0401} = 669$$

$$n = 10,32 \cdot 6 = 62; \quad \cos\delta = \cos 24^\circ = 0,913; \quad \sin\delta = \sin 24^\circ = 0,407$$

$$\bar{G} = (R_u/b) \cdot \cos\delta - n = 91$$

$$\tau_{\text{lim}} = (R_u/b) \cdot \sin\delta = 68$$

5. $\delta = 30^\circ$; $c = 0,7$ кПа, $\varphi = 32^\circ$; $b = 4$ м; $P_1 = 17$ кН; $P_2 = 4$ кН; $P_3 = 37$ кН; $r_0 = 1$ м, $EД = 2$ м.

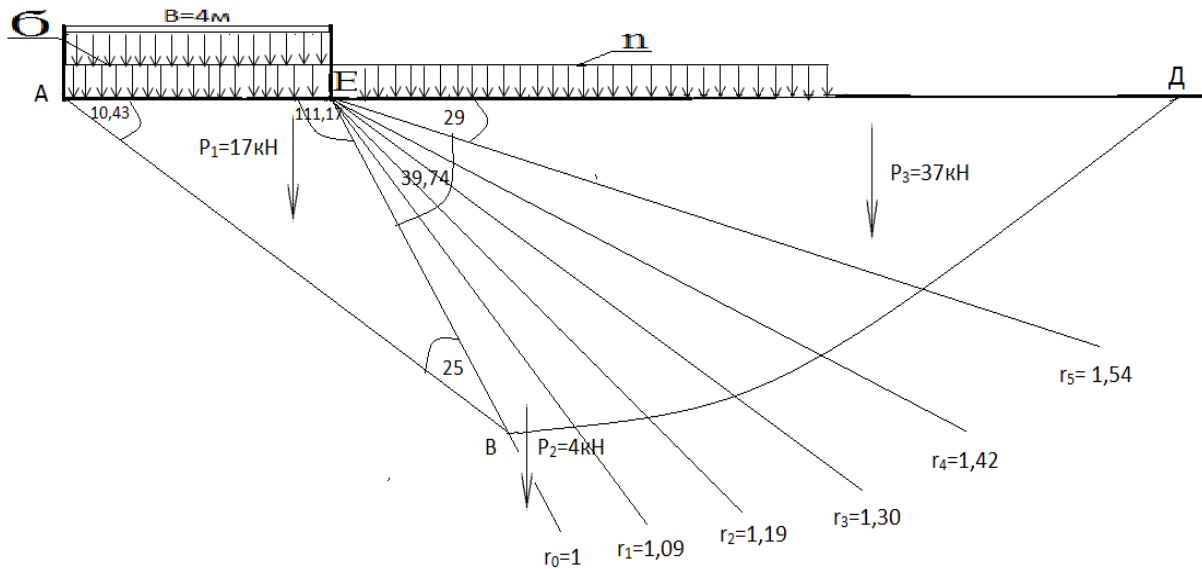


Рисунок 8 - М 1:50 $EД = 2,7$ м, $r_0 = EB = 1$ м, $r = r_0 \cdot e^{\operatorname{tg}\varphi}$, $\delta = 30^\circ$

$$\sin\delta = \sin 30^\circ = 0,5$$

$$\sin\varphi = \sin 32^\circ = 0,53$$

$$\arccos \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} = \arccos \frac{0,5}{0,53} = \arccos 0,943 = 19,44^\circ$$

$$\nu = 0,5 \left(\arccos \frac{\sin\delta}{\sin\varphi} + \varphi - \delta \right) = 0,5(19,44^\circ + 32^\circ - 30^\circ) = 10,72^\circ$$

$$\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg} 32^\circ = 0,625$$

$$\alpha = 90^\circ + \varphi - \nu = 90^\circ + 32^\circ - 10,72^\circ = 111,28^\circ$$

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu = 45^\circ - 16^\circ + 10,78^\circ = 39,78^\circ$$

$\theta_1 = 8^\circ = 0,14^\pi$	$\theta_1 \operatorname{tg}\varphi = 0,14 \cdot 0,625 = 0,0875$	$e^{\theta_1 \operatorname{tg}\varphi} = 1,09$	$r_1 = r_0 \cdot e^{\theta_1 \operatorname{tg}\varphi} = 1 \cdot 1,09 = 1,09$ м
$\theta_2 = 16^\circ = 0,28$	$\theta_2 \operatorname{tg}\varphi = 0,28 \cdot 0,625 = 0,175$	$e^{0,175} = 1,19$	$r_2 = 1,19$ м
$\theta_3 = 24^\circ = 0,42$	$\theta_3 \operatorname{tg}\varphi = 0,42 \cdot 0,625 = 0,263$	$e^{0,263} = 1,30$	$r_3 = 1,30$ м
$\theta_4 = 32^\circ = 0,56$	$\theta_4 \operatorname{tg}\varphi = 0,56 \cdot 0,625 = 0,35$	$e^{0,35} = 1,42$	$r_4 = 1,42$ м
$\theta_5 = 39,72^\circ = 0,69$	$\theta_5 \operatorname{tg}\varphi = 0,69 \cdot 0,625 = 0,43$	$e^{0,43} = 1,54$	$r_5 = 1,54$ м

$$r_0 \cos\theta = 1 \cdot \cos 39,72^\circ = 1 \cdot 0,769 = 0,769$$

$$r_0 \sin \theta = 1 \cdot \sin 39,72^0 = 1 \cdot 0,639 = 0,639$$

$$r_5 - r_0 \cos \theta = 1,54 - 0,769 = 0,771$$

$$\arctg(r_5 - r_0 \cos \theta / r_0 \sin \theta) = \arctg 1,207 = 50,36^0 = 0,878 \text{ рад}$$

$$\beta = \arctg(r_5 - r_0 \cos \theta / r_0 \sin \theta) + \alpha - \varphi = 50,36^0 + 111,28^0 - 32^0 = 129,64^0$$

$$(P_3/2) = (37/2) = 18,6$$

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} 129,64^0 = -1,207$$

$$\operatorname{tg}(45^0 + \varphi/2) = \operatorname{tg}(45^0 + 32^0/2) = \operatorname{tg} 61 = 1,8$$

$$Q = (-P_3/2)[1 + \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg}(45^0 + \varphi/2)] = (-18,5[1 + (-1,207) \cdot 1,8]) = 21,8$$

$$(Q + P_2 + P_3) = (21,8 + 4 + 37) = 62,8$$

$$(-P_1 \cdot \operatorname{tg} \beta) = (-17) \cdot (-1,207) = 20,5$$

$$(Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot \operatorname{tg} v = (21,8 + 17 + 4 + 37) \cdot \operatorname{tg} 10,72^0 = 79,8 \cdot 0,189 = 15$$

$$[(-P_1 \cdot \operatorname{tg} \beta) - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot \operatorname{tg} v] = 20,5 - 15 = 5,5$$

$$\rho = \arctg \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{(-P_1 \cdot \operatorname{tg} \beta) - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \cdot \operatorname{tg} v} \right] = \arctg \frac{62,8}{5,5} = \arctg(1,14) = 1,48 \text{ рад} = 85^0$$

$$P_1 \cos v = 17 \cdot \cos 10,72^0 = 170,983 = 16,7$$

$$\sin(\rho + \varphi - v) = \sin(85^0 + 32^0 - 10,72^0) = \sin(106,29^0) = 0,96$$

$$\cos(\rho - v) = \cos(85 - 10,72) = \cos(74,28) = 0,271$$

$$\sin(v + \delta - \varphi) = \sin(10,72^0 + 30^0 - 32^0) = \sin(8,72^0) = 0,152$$

$$R_u = \frac{P_1 \cos v \cdot \sin(\rho + \varphi - v)}{\cos(\rho - v) \cdot \sin(v + \delta - \varphi)} = \frac{16,7 \cdot 0,960}{0,275 \cdot 0,152} = 389 \text{ кН}$$

$$n = 10,32 \cdot 2 = 27,8; \cos \delta = \cos 30^0 = 0,866; \sin \delta = \sin 30^0 = 0,5$$

$$\sigma = (R_u/b) \cdot \cos \delta - n = 56,4 \text{ кПа}$$

$$\tau_{lim} = (R_u/b) \cdot \sin \delta = 48,6 \text{ кПа}$$

Итоги определения R_u , σ , τ_{lim} при различных δ' сведены в таблицу №9. Графическая зависимость $\tau_{lim} = f(\sigma)$ показана на рис.4.

Таблица №9 - Итоги расчетов при $b=4\text{м}$

δ'	0	8	16	24	30
$R_u, \text{кН}$	3011	2207	1116	669	389
$\sigma, \text{кПа}$	557	399	163	91	56
$\tau_{lim}, \text{кПа}$	0	77	77	68	48

Согласно приведенным выше расчетам имеем:

$$b_1 = 1,0 \text{ м}, b_2 = b - b_1 = 4 - 1 = 3 \text{ м}; R_u = \tau_{lim} b_1 l.$$

$$\sigma_{max} = 123,7 \text{ кПа}; \sigma_m = 64,5 \text{ кПа}; \tau_{lim} = 50 \text{ кПа (см. рис.4)}; \varphi = 32^0; c = 0,7 \text{ кПа}$$

Тогда предельное сопротивление сдвига

$$R = (123,7 \cdot \operatorname{tg} 34,5 + 1,33) \cdot 3 \cdot 1 + 50 \cdot 1 \cdot 1 = 309 \text{ кН}$$

Критериям обеспечения устойчивости системы «сооружение-основание» является условие

$$\gamma_{lc} \cdot F \leq (\gamma_c / \gamma_n) R \quad (25)$$

где F – численное значение обобщенных сдвигающих (горизонтальных) сил, стремящихся сдвинуть систему «сооружение-основание», $F = 135,7 \text{ кН}$ (см. табл. 5);

γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок, $\gamma_{lc} = 1$;

γ_c – коэффициент условий работ, $\gamma_c = 1,0$;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения основания сдвигу, $\gamma_n = 1,25$;

$R = 309 \text{ кН}$ – предельное сопротивление сдвигу грунта основания.

Тогда

$$[(1 \cdot 135,7) = 135,7 \text{ кН} < [(1/1,25) \cdot 309] = 247,2 \text{ кН}$$

Следовательно, система «сооружение (подпорная стенка) – основание» устойчива.

7. Проектирование свайного фундамента

7.1. «Выбор типа свай и глубины заложения подошвы ростверка свайного фундамента»

При выборе типа свай и свайного фундамента исходят из назначения и конструкции сооружения, действующих нагрузок и инженерно-геологических условий строительной площадки.

На местности, непокрытой водой, обычно применяют свайные фундаменты с низким ростверком, т.е. фундаменты, в которых сваи полностью погружены в грунт и подошва ростверка находится ниже поверхности грунта.

Если на небольшой или практически достигаемой глубине (15-30 м) залегает прочный грунт (скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем или твердые глины с $R \geq 50$ МПа) применяют сваи-стойки, опирающиеся нижним концом на этот практически несжимаемый грунт. Если сваи заглублены в сжимаемые грунты, они работают как висячие, т.е. передают нагрузку на грунт нижним концом и трением по боковой поверхности.

Ввиду большой несущей способности, устойчивости против коррозии и возможности использования даже в агрессивной среде широкое применение в гидротехническом строительстве получили железобетонные сваи. Существует номенклатура типовых железобетонных забивных свай.

В курсовом проекте во всех вариантах рекомендуется применять железобетонные висячие сваи квадратного поперечного сечения. Глубину погружения свай в первом приближении принять равной 7-8 м ниже подошвы ростверка. Учитывая, что при погружении головы (верхние концы) свай разрушаются и их срубают, а также то, что головы свай заделываются в ростверк, общую длину свай можно принять на 1 м больше, т.е. соответственно 8-9 м. По длине сваи выбирается стандартный размер поперечного сечения по табл.28.

Ростверки, объединяющие сваи в свайные фундаменты, как правило, выполняют монолитными из железобетона. Глубину заложения подошвы ростверка назначают, в основном, исходя из условий возможности пучения грунтов при промерзании и с учетом конструктивных особенностей сооружения. Если под подошвой ростверка залегают грунты, склонные к морозному пучению, глубина заложения подошвы ростверка должна быть не менее расчетной глубины промерзания грунта (см. раздел 4.1). Если же промерзают непучинистые грунты, то глубину заложения ростверка назначают из условия минимально возможной толщины ростверка, т.е. $d_p = 0,7 \dots 0,8 \text{ м}$.

7.2. Определение несущей способности одиночной висячей сваи

Несущая способность висячей забивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, определяется как сумма расчетных сопротивлений грунтов под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} h_i f_i), \text{ кН}, \quad (26)$$

где: A - площадь опирания на грунт сваи, м^2 ;

u - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, определяемое по табл.29;

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

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по табл.30;

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

γ_{cR} и γ_{cf} -коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи, принимаемые по таблицам СП. В курсовой работе принимать γ_{cR} и γ_{cf} равными 1.

Расчет несущей способности сваи необходимо иллюстрировать расчетной схемой сваи с разделением геологических слоев основания на расчетные слои толщиной $h_i \leq 2$ м в пределах каждого геологического слоя отдельно. Для каждого расчетного i -того слоя указать расстояние z_i от поверхности планировки до его середины. Слева от расчетной схемы необходимо показать напластование грунтов по длине сваи с указанием их физических характеристик. Образец оформления расчетной схемы показан на рис.6.

7.3. Конструирование свайного фундамента

Конструкция и размеры ростверка в уровне верхнего обреза определяются конструкцией и размерами надземной части сооружения.

Размеры подошвы ростверка назначаются из условия равномерной передачи нагрузки на все сваи фундамента и зависят от количества и расположения свай.

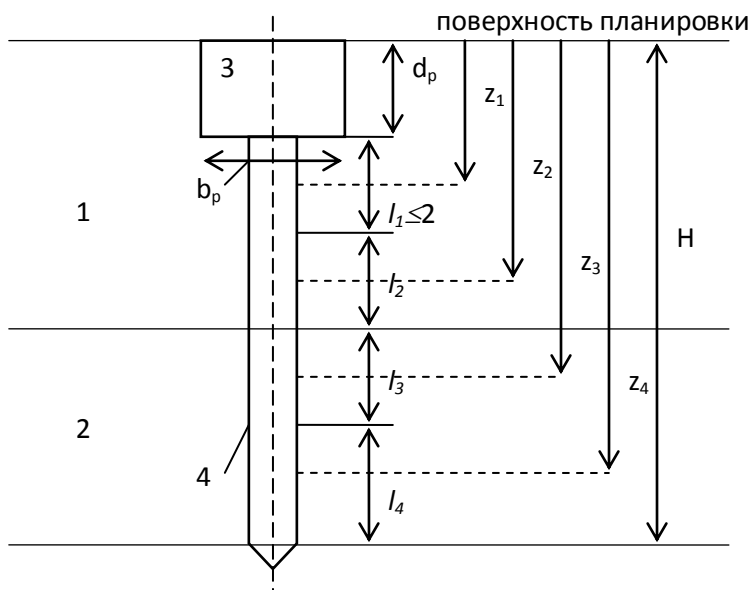


Рисунок 9 - Расчетная схема к определению несущей способности одиночной висячей сваи

1, 2 – номера геологических слоев; 3 – ростверк; 4 – свая; l_1, l_2, l_3, l_4 –толщины расчетных слоев грунта, соприкасающихся с боковой поверхностью сваи, м; z_1, z_2, z_3, z_4 - средние глубины расположения расчетных слоев грунта, м; H - глубина погружения нижнего конца сваи, м; b_p -ширина подошвы ростверка; d_p - глубина заложения ростверка от поверхности планировки

В случае действия на фундамент центральной вертикальной нагрузки усилия в сваях принимаются одинаковыми. Число свай под всю длину подпорной стенки при этом определяется из выражения:

$$n = (N_1 + N_2)L / N_{св} , \quad (27)$$

где N_1 – центральная вертикальная нагрузка на фундамент от сооружения, кН/пм; N_2 – вес ростверка, кН/пм; $N_{св} = F_d / \gamma_k$ – расчетная нагрузка на сваю; $\gamma_k = 1,4$ – коэффициент надежности; L – длина стены, под которую проектируется свайный фундамент.

Для определения требуемого количества свай необходимо в первом приближении ширину ростверка в плане принять равной ширине стены с учетом запасов по обрезу фундамента по 5 см, т.е. $b_p = b_0 + 2 \times 0,05$ (м).

После определения числа свай их размещают по подошве ростверка равномерно в рядовом порядке. Расстояние между осями забивных свай должно быть не менее $3a$ (где a – сторона квадратного поперечного сечения ствола сваи), а между осями свай-стоек – не менее $1,5a$.

Расстояние от оси сваи до наружной грани ростверка обычно принимают 100-150 мм. В курсовом проекте расстояние от оси крайней сваи до наружной грани ростверка следует принимать равным a .

После размещения свай в плане уточняют размеры плиты ростверка и ее вес. Затем определяют фактическую нагрузку, приходящуюся на одну сваю $p_{фак}$, и сравнивают с допускаемой F_d , т.е.

$$p_{фак} = (N_1 + N_2) / n \leq F_d. \quad (23)$$

Если условие не выполняется, т.е. сваи перегружены, необходимо изменить количество свай, их сечение или длину.

8. Библиографический список

1. СП 23.13330.2011 «Основания гидротехнических сооружений». М.:ОАО «ЦПП», 2011.
2. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений»
3. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»
4. Силкин А.М., Жарницкий В.Я., Юрченко С.Г., Савельев А.В. Учебник. Механика грунтов, основания и фундаменты сооружений. М.:2017. РГАУ-МСХА им. К.А.Тимирязева,
5. СП 58.13330.2011 «Гидротехнические сооружения. Основные положения»
6. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. М.: Издательство МИТКС, 2011.
7. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. М.: Росгидромет ФБУ, НИЦ «Строительство». 2013.
8. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. М.: Госстандарт, 2011.
9. ГОСТ 20522–2012 «Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. М.: Стандартинформ, 2013.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1.
ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ К КУРСОВОЙ РАБОТЕ

Таблица 1 - Варианты численных значений параметров массивной бетонной подпорной стенки

№варианта	Н	А	Б	В	Г	Д	Е	К
1	2	0,50	0,50	1,50	0,25	1,00	0,25	0,5
2	2,5	0,50	0,60	1,80	0,3	1,20	0,3	0,6
3	3	0,60	0,60	2,20	0,35	1,50	0,35	0,65
4	3,5	0,60	0,70	2,50	0,4	1,70	0,4	0,7
5	4	0,65	0,85	2,75	0,5	2,0	0,5	0,7
6	4,5	0,7	1,0	3,0	0,55	2,8	0,55	0,75
7	5	0,75	1,1	3,25	0,6	3,0	0,6	0,75
8	5,5	0,8	1,3	3,55	0,65	3,25	0,65	1,0
9	6	0,85	1,4	3,75	0,7	3,4	0,7	1,0
10	6,5	0,9	1,5	3,95	0,75	3,5	0,75	1,25
11	7	1	1,6	4,15	0,8	3,85	0,8	1,5
12	7,5	1,2	1,7	4,30	0,85	4,0	0,85	1,5
13	8	1,3	1,8	4,6	0,9	4,5	0,9	1,75
14	8,5	1,4	1,9	4,8	0,95	5,0	0,95	1,75
15	9	1,5	1,5	5,0	1	5,5	1	2,0
16	8,5	1,4	1,9	4,8	0,95	5,0	0,95	2,0
17	8	1,3	1,8	4,6	0,9	4,5	0,9	1,75
18	7,5	1,2	1,7	4,3	0,85	4,0	0,85	1,75
19	7	1,0	1,6	4,15	0,8	3,85	0,8	1,5
20	6,5	0,9	1,5	3,95	0,75	3,5	0,75	1,5
21	6	0,85	1,4	3,75	0,7	3,4	0,7	1,25
22	5,5	0,8	1,3	3,55	0,65	3,25	0,65	1,0
23	5	0,75	1,2	3,25	0,6	3,0	0,6	1,0
24	4,5	0,7	1,15	3,0	0,55	2,8	0,55	0,75
25	4	0,65	1,1	2,75	0,5	2,0	0,5	0,7
26	3,5	0,6	1,0	2,5	0,4	1,7	0,4	0,6
27	3	0,6	1,0	2,2	0,35	1,5	0,35	0,5
28	2,5	0,5	0,5	1,8	0,30	1,2	0,30	0,5
29	2	0,5	0,5	1,5	0,25	1,0	0,25	0,5
30	7,0	1,0	1,65	4,15	0,80	3,85	0,80	1,0

Таблица 2 - Показатели свойств грунта

№ варианта	Гранулометрический состав Размеры частиц, в мм						Удельный вес грунта, кН/м ³			Влажность, %	
	>2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1	Выше УГВ	Ниже УГВ	Твердых частиц	Выше УГВ	Ниже УГВ
1	32	9	12	17	25	5	19,0	20,3	26,5	13	21
2	1	8	12	14	30	35	17,8	19,3	26,1	16	26
3	5	13	22	35	18	7	19,2	20,52	26,5	12	20
4	7	13	41	31	5	5	19,2	20,4	26,4	13	20
5	3	8	15	29	26	19	19,2	20,6	26,7	13	21
6	2	17	20	22	29	10	19,1	20,4	26,3	13	21

7	1	19	33	16	28	8	19,0	20,5	26,3	12	21
8	-	5	30	13	16	36	19,8	20,1	26,4	14	22
9	15	15	10	26	9	15	19,2	20,6	26,6	12	20
10	12	8	15	15	27	23	18,9	20,2	26,5	14	22
11	26	9	25	11	21	8	19,0	20,4	26,1	13	21
12	2	7	17	26	20	28	19,2	20,6	26,5	13	21
13	9	13	12	15	25	26	19,0	20,4	26,7	14	22
14	-	28	25	27	11	9	19,2	20,4	26,3	13	20
15	2	12	14	12	42	18	18,9	20,2	26,5	14	22
16	8	12	15	13	25	27	18,2	18,8	26,2	15	24
17	7	22	10	14	41	6	19,2	20,5	26,8	13	21
18	6	20	24	30	11	9	19,8	21,2	26,3	13	21
19	4	10	14	10	31	31	18,5	20,0	26,2	14	23
20	30	19	9	22	18	2	19,2	20,4	26,6	14	21
21	1	11	8	24	37	21	18,9	20,2	26,7	14	22
22	2	28	31	13	18	8	19,2	20,6	26,6	12	20
23	-	8	13	19	41	19	18,5	20,0	26,1	14	23
24	28	14	18	15	20	5	19,1	20,5	26,3	13	21
25	8	18	34	30	8	7	19,1	20,5	26,4	13	21
26	5	13	13	10	29	30	18,5	20,0	26,2	14	23
27	-	12	18	14	37	19	19,0	20,3	26,8	14	23
28	11	12	14	26	27	10	19,2	20,6	26,3	13	21
29	-	5	10	17	30	28	19,0	20,2	26,6	14	22
30	5	10	20	20	20	25	19,2	20,4	26,4	13	20

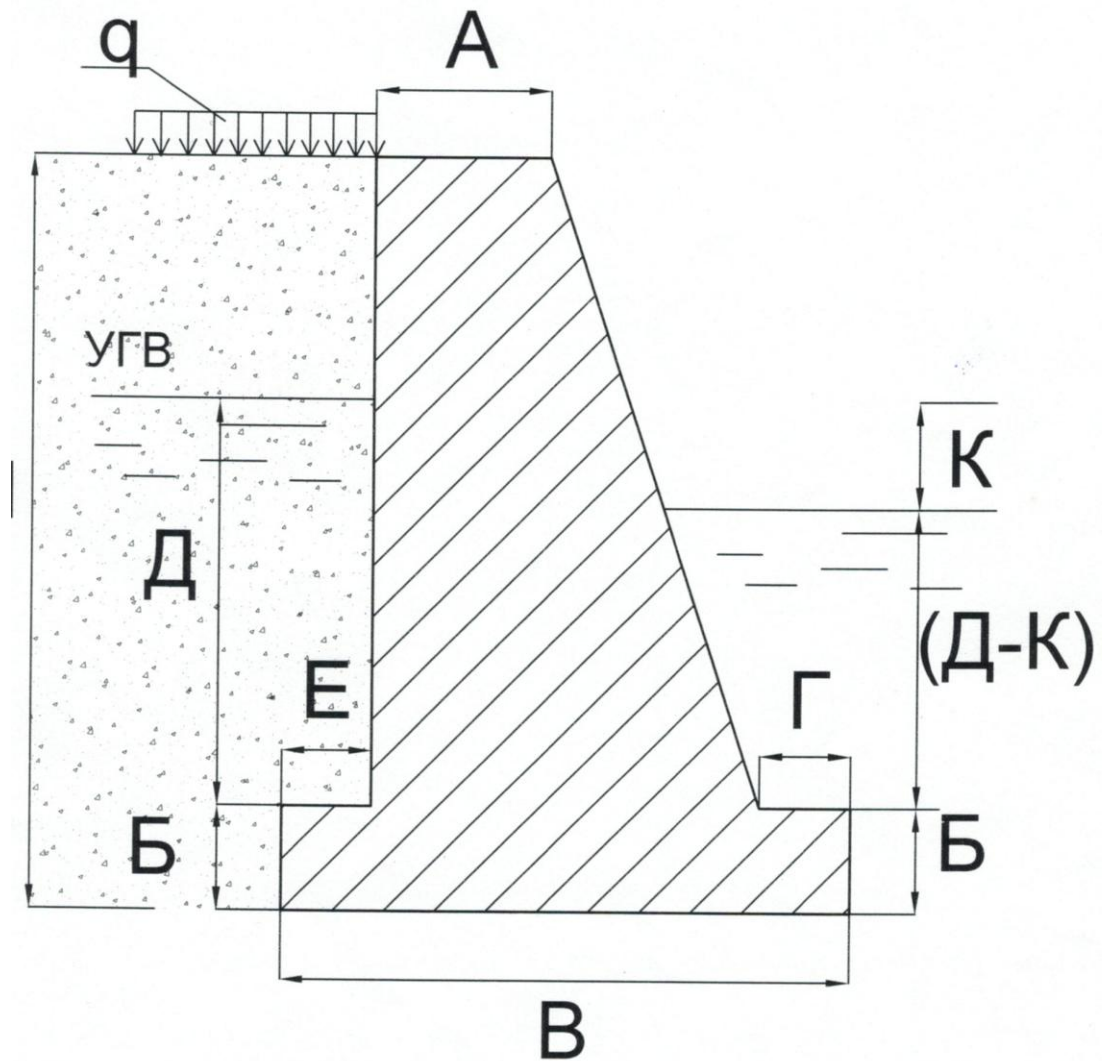


Рис.1 Поперечное сечение
массивной бетонной подпорной стенки

ПРИЛОЖЕНИЕ 2
ТАБЛИЦЫ ИЗ СП И ГОСТ

Таблица 1 - Разновидность песчаных грунтов по крупности

<i>Разновидность грунта</i>	<i>Содержание частиц в % по массе</i>
Песок гравелистый	Масса частиц $d > 2$ мм составляет $> 25\%$
Песок крупный	Масса частиц $d > 0.5$ мм составляет $> 50\%$
Песок средней крупности	Масса частиц $d > 0.25$ мм составляет $> 50\%$
Песок мелкий	Масса частиц $d > 0.1$ мм составляет $\geq 75\%$
Песок пылеватый	Масса частиц $d > 0.1$ мм составляет $< 75\%$

Таблица 2 - Разновидность песчаного грунта по коэффициенту водонасыщения

<i>Разновидность песчаного грунта</i>	<i>Коэффициент водонасыщения S_r</i>
Малой степени водонасыщения	$0 < S_r \leq 0.5$
Средней степени водонасыщения	$0.5 < S_r \leq 0.8$
Насыщенные водой	$0.8 < S_r \leq 1$

Таблица 3 - Разновидность песчаных грунтов по плотности сложения

<i>Разновидность песков</i>	<i>Плотность сложения песков</i>		
	<i>плотное</i>	<i>средней плотности</i>	<i>рыхлое</i>
Пески гравелистые, крупные и средней крупности	$e < 0.55$	$0.55 \leq e \leq 0.70$	$e > 0.70$
Пески мелкие	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Пески пылеватые	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.80$	$e > 0.80$

Таблица 4 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град. и модуля деформации E , МПа

<i>Пески</i>	<i>Обозначения характеристик грунтов</i>	<i>Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном</i>			
		<i>0,45</i>	<i>0,55</i>	<i>0,65</i>	<i>0,75</i>
Гравелистые и крупные	c	2	1	-	-
	φ	43	40	38	-
	E	50	40	30	-
Средней крупности	c	3	2	1	-
	φ	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Мелкие	c	6	4	2	-
	φ	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пылеватые	c	8	6	4	2
	φ	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Таблица 5 - Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений

<i>Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L</i>	<i>Обозначения характеристик грунтов</i>	<i>Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e, равном</i>						
		<i>0,45</i>	<i>0,55</i>	<i>0,65</i>	<i>0,75</i>	<i>0,85</i>	<i>0,95</i>	<i>1,05</i>

Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	21	17	15	13	-	-	-
		φ	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c	19	15	13	11	9	-	-
		φ	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	47	37	31	25	22	19	-
		φ	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	39	34	28	23	18	15	-
		φ	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	25	20	16	14	12
		φ	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c	-	81	68	54	47	41	36
		φ	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c	-	-	57	50	43	37	32
		φ	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c	-	-	45	41	36	33	29
		φ	-	-	15	14	12	10	7

Таблица 6 - Нормативные значения модуля деформации E , МПа, глинистых нелессовых грунтов

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателя текучести I_L		Модуль деформации грунтов E , МПа, при коэффициенте пористости e , равном										
		0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Супеси	$0 < I_L \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-

Таблица 7 - Коэффициенты γ_{c1} и γ_{c2}

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

То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

ПРИМЕЧАНИЯ:

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

Таблица 8 - Коэффициенты M_γ , M_q , M_c

Угол внутреннего трения φ_{II}°	Коэффициенты			Угол внутреннего трения φ_{II}°	Коэффициенты		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1.00	3.14	8	0.14	1.55	3.93
1	0.01	1.06	3.23	9	0.16	1.64	4.05
2	0.03	1.12	3.32	10	0.18	1.73	4.17
3	0.04	1.18	3.41	11	0.21	1.83	4.29
4	0.06	1.25	3.51	12	0.23	1.94	4.42
5	0.08	1.32	3.61	13	0.26	2.05	4.55
6	0.10	1.39	3.71	14	0.29	2.17	4.69
7	0.12	1.47	3.82	15	0.32	2.30	4.84
16	0.36	2.43	4.99	31	1.24	5.95	8.24
17	0.39	2.57	5.15	32	1.34	6.34	8.55
18	0.43	2.73	5.31	33	1.44	6.76	8.88
19	0.47	2.89	5.48	34	1.55	7.22	9.22
20	0.51	3.06	5.66	35	1.68	7.71	9.58
21	0.56	3.24	5.84	36	1.81	8.24	9.97
22	0.61	3.44	6.04	37	1.95	8.81	10.37
23	0.69	3.65	6.24	38	2.11	9.44	10.80
24	0.72	3.87	6.45	39	2.28	10.11	11.25
25	0.78	4.11	6.67	40	2.46	10.85	11.73
26	0.84	4.37	6.90	41	2.66	11.64	12.24
27	0.91	4.64	7.14	42	2.88	12.51	12.79
28	0.98	4.93	7.40	43	3.12	13.46	13.37
29	1.06	5.25	7.67	44	3.38	14.50	13.98
30	1.15	5.59	7.95	45	3.66	15.64	14.64

Таблица 9 - Коэффициент α

$\xi=2z_0/b$	Коэффициент α для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с отношением сторон $\eta=l/b$ равным						ленточных ($\eta \geq 10$)
		1	1.4	1.8	2.4	3.2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	1.000	1.00	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	0.2850.255	0.306
4.4	0.073	0.091	0.123	0.150	0.185	0.218	0.230	0.280
4.8	0.062	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.208	0.258
5.2	0.053	0.067	0.091	0.113	0.141	0.170	0.189	0.239
5.6	0.046	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.173	0.223
6.0	0.040	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.158	0.208
6.4	0.036	0.045	0.062	0.077	0.099	0.122	0.145	0.196
6.8	0.031	0.040	0.055	0.064	0.088	0.110	0.133	0.185

7.2	0.028	0.036	0.049	0.062	0.080	0.100	0.123	0.175
7.6	0.024	0.032	0.044	0.056	0.072	0.091	0.113	0.166
8.0	0.022	0.029	0.040	0.051	0.066	0.084	0.105	0.158
8.4	0.021	0.026	0.037	0.046	0.060	0.077	0.098	0.150
8.8	0.019	0.024	0.033	0.042	0.055	0.071	0.091	0.143
9.2	0.017	0.022	0.031	0.039	0.051	0.065	0.085	0.137
9.6	0.016	0.020	0.028	0.036	0.047	0.060	0.079	0.132
10.0	0.015	0.019	0.026	0.033	0.043	0.056	0.074	0.126
10.4	0.014	0.017	0.024	0.031	0.040	0.052	0.069	0.122
10.8	0.013	0.016	0.022	0.029	0.037	0.049	0.65	0.117
11.2	0.012	0.015	0.021	0.027	0.035	0.045	0.061	0.113
11.6	0.011	0.014	0.020	0.025	0.033	0.042	0.058	0.109
12.0	0.010	0.013	0.018	0.023	0.031	0.040		0.106

Таблица 10 - Поперечные сечения стандартных железобетонных свай

Длина свай, м	3 ... 6	6 ... 9	9 ... 13	13 ... 17	17 ... 20
Поперечное сечение свай, см	20x20	25x25	30x30	35x35	40x40
	25x25	30x30	35x35	40x40	45x45

Таблица 11 - Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай R, МПа							
	песчаных грунтов средней плотности							
	гравелистых	крупных	–	средней крупности	мелких	пылеватых	–	
	глинистых грунтов при показателе текучести I _L , равном							
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	
3	7.50	<u>6.60</u> 4.00	3.00	<u>3.10</u> 2.00	<u>2.00</u> 1.20	1.10	0.60	
4	8.30	<u>6.80</u> 5.10	3.80	<u>3.20</u> 2.50	<u>2.10</u> 1.60	1.25	0.70	
5	8.80	<u>7.00</u> 6.20	4.00	<u>3.40</u> 2.80	<u>2.20</u> 2.00	1.30	0.80	
7	9.70	<u>7.30</u> 6.90	4.30	<u>3.70</u> 3.30	<u>2.40</u> 2.20	1.40	0.85	
10	10.50	<u>7.70</u> 7.30	5.00	<u>4.00</u> 3.50	<u>2.60</u> 2.40	1.50	0.90	
15	11.70	<u>8.20</u> 7.50	5.60	<u>4.40</u> 4.00	2.90	1.65	1.00	
20	12.60	8.50	6.20	<u>4.80</u> 4.50	3.20	1.80	1.10	
25	13.40	9.00	6.80	5.20	3.50	1.95	1.20	
30	14.20	9.50	7.40	5.60	3.80	2.10	1.30	
35	15.00	10.00	8.00	6.00	4.10	2.25	1.40	

Таблица 12 - Расчетные сопротивления на боковой поверхности свай f

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности свай f, кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых						
	глинистых 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	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5

4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

ПРИМЕЧАНИЕ:1. При определении по табл.30 расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

Приложение А

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
Российский государственный аграрный университет – МСХА
имени К.А. Тимирязева
Институт мелиорации, водного хозяйства и строительства
Кафедра сельскохозяйственного строительства и экспертизы объектов
недвижимости

**ЗАДАНИЕ
НА КУРСОВУЮ РАБОТУ (КР)****Обучающийся** _____**Тема КР****«Расчет основания и фундаментов массивной подпорной стенки»**Исходные данные к работе

1. Результаты физико-механических исследований грунтов участка строительства, приведенные в таблицах 1,2 приложения 1.
2. Типичное поперечное сечение массивного берегового устоя для выполнения курсового проекта, показанное на рисунке 1 приложения 1.

Перечень подлежащих разработке в работе вопросов:

1. Исходные данные.
2. Обработка данных инженерно-геологических изысканий.
3. Определение физико-механических характеристик улучшенных грунтов основания.
4. Определение численных значений нормативных и расчетных показателей прочности и деформируемости грунтов.
5. Расчет искусственного основания массивной подпорной стенки по второй группе предельных состояний (по деформациям).
 - 5.1. Определение расчетного давления на грунт основания подпорной стенки.
 - 5.2. Определение нагрузок, передаваемых подпорной стенкой на грунт основания
 - 5.3. Определение оптимальной ширины подошвы подпорной стенки
 - 5.4. Определение контактного (подошва сооружения – грунт основания) давления.
 - 5.5. Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта.
 - 5.6. Определение вертикальных напряжений от сооружения.
 - 5.7. Определение ожидаемой величины осадки методом послойного суммирования.
6. Расчет устойчивости подпорной стенки.

6.1. Выбор расчетной схемы потери устойчивости системы «сооружение-основание».

6.2. Определение предельного сопротивления основания R при смешанном сдвиге.

6.3. Проверка устойчивости системы «сооружение-основание».

7. Проектирование свайного фундамента

7.1. Выбор типа свай и глубины заложения подошвы ростверка свайного фундамента.

7.2. Определение несущей способности одиночной сваи.

7.3. Конструирование свайного фундамента.

8. Библиографический список.

9. Рецензия на курсовую работу.

Дата выдачи задания «__» _____ 201__ г.

Руководитель (подпись, ФИО) _____

Задание принял к исполнению (подпись обучающегося) _____
«__» _____ 201__ г.

Примерная форма рецензии на курсовую работу

РЕЦЕНЗИЯ

на курсовую работу обучающегося
Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения
высшего образования «Российский государственный аграрный университет
– МСХА имени К.А. Тимирязева»

Обучающийся _____

Учебная дисциплина _____

Тема курсовой работы _____

Полнота раскрытия темы:

Оформление:

Замечания:

Курсовая работа отвечает предъявляемым к ней требованиям и заслуживает _____ оценки.
(отличной, хорошей, удовлетворительной, не удовлетворительной)

Рецензент _____
(фамилия, имя, отчество, уч. степень, уч. звание, должность, место работы)

Дата: « ____ » _____ 20 ____ г. Подпись: _____

Пример заполнения основной надписи (штампа) на чертежах

185																			
10				10		10		15		10		120							
										(1)									
										(2)									
										15		15		20					
Должность		Фамилия		Подпись		Дата		(3)						Стадия		Лист		Листов	
Разработчик								(3)						(5)		(6)		(7)	
Руководит.								(4)						(8)					
Зав. вып. каф.								(4)						(8)					
Норм. конт.								(4)						(8)					
5																			

В графах основной надписи и дополнительных графах к ней (номера граф указаны в скобках) приводят:

- в графе 1 - обозначение шифра документа, в том числе: код кафедры, номер учебной группы, год оформления графического документа, номер графического документа. Например - шифр документа – 27-471-15-01, где, 27 - кода кафедры, 471 - номера учебной группы, 15 - год оформления графического документа, 01- номер графического документа;

- в графе 2 - наименование работы;

- в графе 3 - наименование раздела работы;

- в графе 4 - наименование изображений, помещенных на данном листе, в соответствии с их наименованием на чертеже. Если на листе помещено одно изображение, допускается его наименование приводить только в графе 4.

Наименования спецификаций и других таблиц, а также текстовых указаний, относящихся к изображениям, в графе 4 не указывают (кроме случаев, когда спецификации или таблицы выполнены на отдельных листах).

- в графе 5 - условное обозначение вида документации: ДП - для дипломных проектов, КР - для курсовых работ, БР - бакалаврская работа, МД – для магистерских диссертаций.

- в графе 6 - порядковый номер листа документа.;

- в графе 7 - общее количество листов документа;
- в графе 8 - наименование учебного заведения и его подразделения, разработавшей документ.

Пример заполнения штампа.

						27-471-15-07			
						Благоустройство производственной зоны с использованием строительных отходов на примере промышленного предприятия в Нижегородской области			
Должность	Фамилия	Подпись	Дата	Экономическая часть			Стадия	Лист	Листов
Разработчик	Вабишевич О.А.						БР	7	7
Руководит.	Соломин И.А.			Основные показатели проекта			ФГБОУ ВО РГАУ-МСХА имени К.А. Тимирязева кафедра ОТСОП		
Зав. вып. каф.	Сметанин В.И.								
Норм. конт.	Шибалова Г.В.								