

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«КАЛИНИНГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

А. Ю. Михайлов

**ФУНДАМЕНТЫ, ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ОГРАЖДЕНИЯ
КОТЛОВАНОВ**

Учебно-методическое пособие – локальный электронный методический
материал по выполнению курсовой работы для студентов, обучающихся в
магистратуре по направлению подготовки
08.04.01 Строительство

Профиль программы «ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБЪЕКТОВ
ПРОМЫШЛЕННОГО И ГРАЖДАНСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА»

Калининград
2023

УДК 72 (076)

Рецензент

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительства ФГБОУ ВО
«Калининградский государственный технический университет»

Л. В. Узунова

Михайлов, А. Ю.

Фундаменты, подпорные стены и ограждение котлованов: учеб.-методич. пособие – локальный электронный методический материал по выполнению курсовой работы для студ. магистратуры по направлению подгот. 08.04.01 Строительство / **А. Ю. Михайлов.** – Калининград: ФГБОУ ВО «КГТУ», 2023. – 62 с.

Учебно-методическое пособие – локальный электронный методический материал по выполнению курсовой работы по дисциплине «Фундаменты, подпорные стены и ограждение котлованов» для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 Строительство. Содержит рекомендации по выполнению курсового проекта: выбор темы; варианты заданий; порядок выполнения; краткий теоретический курс; использование основных нормативных документов, справочной и иной литературы в области проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений, подпорных стен и шпунтовых ограждений котлованов. Даны критерии оценок и рекомендации по выбору типа подпорных стен или шпунтовых ограждений при вариативном проектировании.

Табл. – 20, рис. – 25, список лит. – 13 наименований.

Учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта рекомендовано к изданию в качестве локального электронного методического материала методической комиссией Института морских технологий, энергетики и строительства ФГБОУ ВО «Калининградский государственный технический университет» 22.02.2023 г., протокол № 06

УДК 72 (076)

© Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Калининградский государственный
технический университет», 2023 г.
© Михайлов А. Ю., 2023 г.

Оглавление

Введение	4
1. ТРЕБОВАНИЯ К СТРУКТУРЕ, ОБЪЕМУ, СОДЕРЖАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОЙ РАБОТЫ	5
1.1. Выбор темы курсовой работы	5
1.2. Требования к оформлению курсовой работы	6
1.3. Краткое описание объекта	7
1.4. Типы подпорных стен	7
2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН	10
2.1. Исходные данные для проектирования	10
2.2. Конструктивные требования... ..	11
2.3. Конструирование тонкостенной угловой подпорной стены.....	13
2.4. Расчет устойчивости положения стены против сдвига.....	15
2.5. Расчет основания по деформациям.....	19
2.6. Пример расчета тонкостенной подпорной стены	22
2.7. Построение выкипировки из Генерального плана	32
2.8. Контрольные вопросы	33
3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАССИВНЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН.....	33
3.1. Исходные данные для проектирования	33
3.2. Конструктивные требования	35
3.3. Предельные состояния подпорных стен	37
3.4. Определение активного и пассивного давления грунта на стену.....	40
3.5. Пример расчета массивной подпорной стены	44
3.6. Контрольные вопросы	58
4. ОРГАНИЗАЦИЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА И КРИТЕРИИ ЕГО ОЦЕНКИ.....	59
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	60
СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ	61

ВВЕДЕНИЕ

Дисциплина «**Фундаменты, подпорные стены и ограждения котлованов**» является дисциплиной основной профессиональной образовательной программы магистратуры по направлению подготовки 08.04.01 Строительство, профиль программы «Проектирование объектов промышленного и гражданского строительства».

Целью выполнения курсовой работы является формирование у обучающихся компетенций, предусмотренных ФГОС ВО, а также систематизации и углубление знаний, умений и навыков у студентов, полученных ими при изучении таких дисциплин как: «Инженерная геология», «Основы геотехники», «Строительные материалы», «Архитектура зданий и сооружений», «Основания и фундаменты зданий, сооружений», «Железобетонные и каменные конструкции», «Металлические конструкции».

Задачами курсового проектирования являются:

- анализ и оценка инженерно-геологических условий площадки строительства;
- вариативное проектирование подпорных стен (шпунтовых ограждений) применительно к заданным грунтовым условиям и конструктивным особенностям здания;
- овладение методиками расчета подпорных стен (шпунтовых ограждений) различного типа.

В результате выполнения курсовой работы каждый обучающийся должен:

знать: нормативные документы в части проектирования оснований и фундаментов зданий и сооружений, виды и конструкции фундаментов, область их применения; типы подпорных стен (массивных и тонкостенных) и шпунтовых ограждений котлованов и траншей.

Уметь: проводить оценку инженерно-геологических условий района строительства, устойчивости и деформируемости грунтового основания, проектировать и рассчитывать различные типы фундаментов; подпорных стен и ограждающих конструкций котлованов и траншей;

владеть: навыками выбора нормативной документации, устанавливающей требования к зданиям (сооружениям) промышленного и гражданского назначения, для производства работ на выбранном объекте, составления проектной рабочей документации на устройство оснований и фундаментов, подпорных стен и шпунтовых ограждений котлованов и траншей.

1. ТРЕБОВАНИЯ К СТРУКТУРЕ, ОБЪЕМУ, СОДЕРЖАНИЮ И ОФОРМЛЕНИЮ КУРСОВОЙ РАБОТЫ

1.1. Выбор темы курсовой работы

При выполнении курсовой работы студентам предоставляется право выбора темы по проектированию подпорной стены (массивной или тонкостенной) или разработки проекта по укреплению откосов котлована (шпунтового ограждения), схематично отображенной на рисунке 1.1.

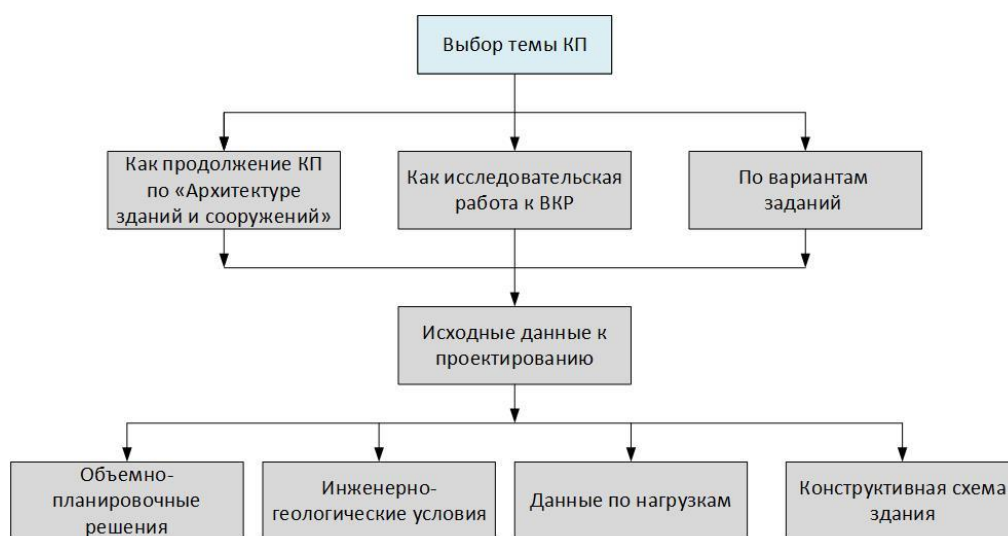


Рисунок 1.1 – Схема выбора темы курсового проекта

При выборе темы курсовой работы как продолжения работы над курсовым проектом (рабочим проектом) по дисциплине «Архитектура зданий и сооружений» может быть принято многоквартирное жилое, административное или промышленное здание (цех). Исходными данными для проектирования являются объемно-планировочные и конструктивные решения, рабочие чертежи: фасады, планы и разрезы, пояснительная записка. Инженерно-геологические условия площадки строительства принимаются по вариантам заданий по списку экзаменационной ведомости. Район строительства выбирается по желанию студента или по согласованию с преподавателем.

При выборе темы курсовой работы как научной исследовательской работы исходными данными могут быть материалы инженерно-геологических и геодезических изысканий, результаты обследования зданий и сооружений, а также другие документы. Выбор темы курсовой работы как научной исследовательской работы к ВКР оформляется заданием.

При выборе третьего варианта выбора темы курсовой работы является стандартное задание – проектирование тонкостенной подпорной стены (с 1 по

10 вариант) и массивной подпорной стены (с 11 по 20 вариант) по списку в экзаменационной ведомости. Варианты исходных данных приведены в настоящем пособии.

Порядок разработки курсовой работы: проанализировать исходные данные к курсовой работе; проанализировать конструктивную схему подпорной стены; определить нагрузки на подпорную стену, шпунтовое ограждение; определить недостающие физико-механические и прочностные характеристики грунтов (на основании расчетов и СП 22.13330.2016); выполнить оценку инженерно-геологических условий площадки строительства; обосновать глубину заложения фундамента с учетом влияния всех факторов (геологических, конструктивных, климатических, гидрологических); выполнить расчеты по деформациям; выполнить расчеты подпорной стены (шпунтового ограждения) по материалу и их конструирование;

Основное внимание при выполнении курсовой работы должно быть уделено анализу совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение», оценке влияния деформаций фундаментов на работу надземных конструкций в целом, поэтому при расчете и конструировании подпорных стен (шпунтовых ограждений) должны быть учтены все факторы: инженерно-геологические, гидрологические, характер и величина внешних нагрузок, климатические условия, конструктивная схема здания или сооружения и т. д.

При выполнении курсовой работы должны применяться ручные методы расчета, как вариативное проектирование допускается использование программных комплексов, например, таких как *Лира* или *Scad*.

1.2. Требования к оформлению курсовой работы

Курсовая работа должна состоять из пояснительной записки и графической части (чертежи должны быть выполнены в *Autocad* на листе формата А-3 (1–2 листа), пояснительная записка – на листах формата А-4 объемом до 50 страниц, размер шрифта – 14, с одинарным интервалом, формулы набраны в графическом редакторе.

Пояснительная записка в общем случае должна иметь следующую структуру: титульный лист; задание; содержание; введение; анализ инженерно-геологических условий площадки строительства; обоснование выбора глубины заложения фундамента; сбор нагрузок на обрез фундамента и на подпорную стену (шпунт); проектирование подпорной стены (шпунта); расчет подпорной стены по деформациям и материалу; сравнительный анализ вариантов; список использованных источников.

Графическая часть (для первых двух вариантов выбора темы курсового проекта) должна содержать следующую информацию: фасады, планы здания и разрезы; выкопировка из Генплана; инженерно-геологический разрез;

опалубочные чертежи рассчитанной конструкции фундамента; спецификация материалов.

Примеры расчетов при выполнении курсовой работы представлены в настоящем учебном пособии.

1.3. Краткое описание объекта

Краткое описание объекта строительства выполняется для первых двух вариантов при выборе темы курсового проекта: как продолжение КП по «Архитектуре зданий и сооружений»; как выполнение научно-исследовательской работы к ВКР. При выборе темы курсовой работы по вариантам такое описание заданием не предусмотрено.

При выполнении сквозного проектирования в пояснительной записке приводится следующая основная информация по объекту:

2. Назначение объекта, место строительства;

3. Объемно-планировочное решение: этажность, размеры здания, наличие подвала, высота этажей, назначение помещений здания;

4. Конструктивные решения: описание несущих конструкций здания (стены, колонны, перекрытия, покрытие, кровля, перегородки, полы) с указанием их размеров и материалов.

В графической части разрабатываются:

– план 1-го этажа (либо подвала, согласовывается с преподавателем) с указанием размеров здания в осях, расчетного сечения, габаритных размеров конструкций, попадающих в расчетное сечение;

– разрез здания по расчетному сечению с указанием высотных отметок, составов перекрытий и покрытия здания.

1.4. Типы подпорных стен

Подпорная стена (подпорная стенка, опорная стенка, удерживающая стенка) – это удерживающее сооружение, предназначенное для поддержания грунта (земли) на участке со сложным рельефом.

Подпорные стены применяются для удержания от обрушения грунтов на откосах и склонах; они широко используются при устройстве подземных переходов, в дорожном строительстве, в качестве берегоукрепительных сооружений.

Различают такие виды стен, как стены на свайном фундаменте, шпунтовые стены, уголкового (тонкостенные), массивные подпорные стены.

Подпорные стены на свайном фундаменте возводят главным образом на основаниях, имеющих низкие физико-механические характеристики грунтов. Действующие нагрузки передаются через сваи на более глубокие и прочные слои грунта. Существуют разные варианты устройства свайных фундаментов,

отличающихся видом применяемых свай, их взаимным расположением, технологией возведения и т.п. Также возможны различные варианты конструкции, воспринимающей горизонтальное давление грунта: массивная стена, уголковая в форме плоской плиты или оболочки, жестко связанной со свайным ростверком.

Шпунтовые ограждения представляют собой временные ограждения котлованов, которые состоят из забитых в грунт стальных или деревянных шпунтовых свай. Ограждение из шпунта изготавливаются под любые виды сооружений при устройстве фундаментов в случаях, когда невозможно произвести разработку котлованов в откосах. Такие ограждения помогают спасти от обрушения грунт при сооружении различного рода конструкций.

В массивных подпорных стенах их устойчивость на сдвиг и опрокидывание при воздействии горизонтального давления грунта обеспечивается в основном собственным весом стены, поэтому их называют гравитационными. В тонкостенных подпорных стенах их устойчивость обеспечивается собственным весом стены и весом грунта, вовлекаемого конструкцией стены в работу.

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствии (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона).

Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного сечения и материалом (бетон, бутобетон ит.д.) – рисунок 1.2.

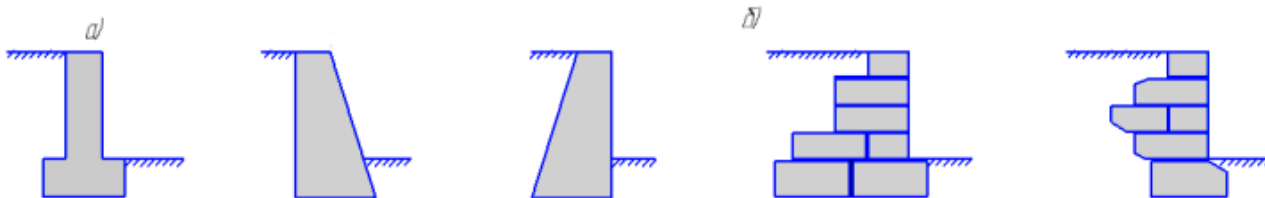


Рисунок 1.2 – Массивные подпорные стены: а) монолитные; б) блочные

В промышленном и гражданском строительстве, как правило, находят применение тонкостенные подпорные стены уголкового типа, представленные на рисунке 1.3. По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

Тонкостенные консольные стены уголкового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой. В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная – монолитная.

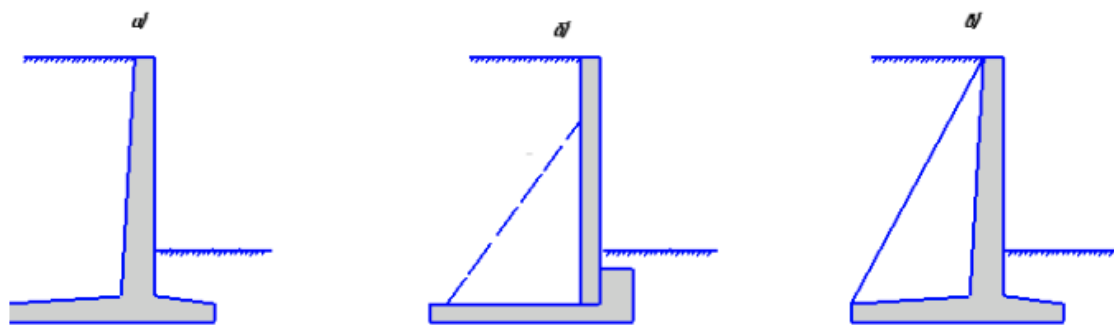


Рисунок 1.3 – Тонкостенные подпорные стены: а) уголкового консольные; б) уголкового анкерные; в) контрфорсные

В монолитных подпорных стенах жесткость узлового сопряжения лицевых и фундаментных плит обеспечивается соответствующим расположением арматуры, а жесткость соединения в сборных подпорных стенах – устройством щелевого паза (рисунок 1.4 а) или петлевого стыка (рисунок 1.4 б).

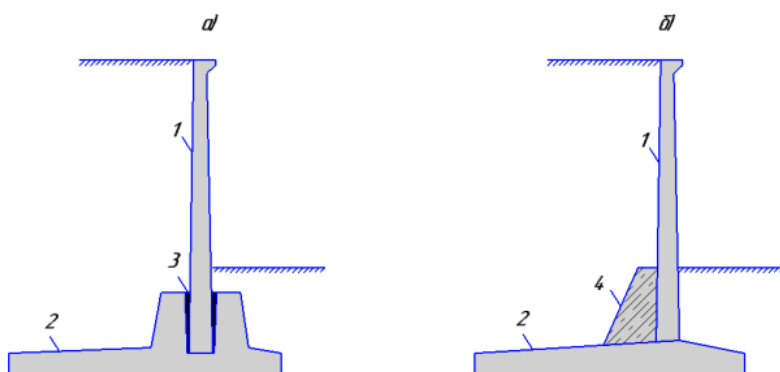


Рисунок 1.4 – Сопряжение сборных лицевых и фундаментных плит: а) с помощью щелевого паза; б) с помощью петлевого стыка; 1 – лицевая плита; 2 – фундаментная плита; 3 – цементно-песчаный раствор; 4 – бетон замоноличивания

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами, которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу (рисунок 1.3 б). Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

Контрфорсные подпорные стены состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. Грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс (рисунок 1.3 в).

Для повышения устойчивости стены против опрокидывания в ее конструкции со стороны засыпки предусматривают консольный выступ (разгрузочную консоль), для повышения устойчивости против скольжения устраивают также щпору в подошве стены или этой подошве придают уклон, при котором ее скольжению по грунту сопротивляется сила веса стены.

2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

2.1. Исходные данные для проектирования

Исходные данные для проектирования представлены в таблице 2.1. Варианты заданий определяются по списку студентов в экзаменационной ведомости (с 1 по 10 – проектирование тонкостенной подпорной стены, с 11 по 20 – проектирование массивной подпорной стены, раздел 3).

Таблица 2.1 – Исходные данные

Наименование характеристик	Варианты									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Высота подпора Н, м	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4
Нормативная нагрузка (пригруз), кПа	12	10	14	16	18	20	21	22	23	24
Длина подпорной стены, м	120	100	90	80	70	60	110	130	140	150
Характеристики грунтов основания и обратной засыпки										
γ_1 , кН/м ³	17	16,5	18	19	20	16,5	17,5	18,5	19,5	20,5
γ_{11} , кН/м ³	17	16,5	18	19	20	16,5	17,5	18,5	19,5	20,5
φ_1 , град	30	31	26	26	27	32	28	25	28	25
φ_{11} , град	34	36	28	29	29	35	32	28	30	27
c_1 , кПа	15	14	12	15	16	12	20	18	17	20
c_{11} , кПа	17	15	18	17	24	16	30	21	20	30
γ_1' , кН/м ³	16,5	16,5	19	19,5	17	18	17,5	20	18,5	20,5
γ_{11}' , кН/м ³	16,5	16,5	19	19,5	17	18	17,5	20	18,5	20,5
φ_1' , град	34	33	30	33	29	32	29	28	29	31
φ_{11}' , град	37	36	33	36	32	35	32	31	32	34

Примечание. Глубина заложения фундамента стены от уровня планировки со стороны нижнего среза грунта должна приниматься не менее глубины промерзания для принятого района строительства, но не менее 0,6 м.

Где характеристики грунта γ_1 , γ_1' , φ_1 , φ_1' , c_1 - удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление при расчетах по прочности и устойчивости (по первой группе предельных состояний).

γ_{11} , γ_{11}' , φ_{11} , φ_{11}' , c_{11} - соответственно удельный вес, угол внутреннего трения и удельное сцепление при расчете по деформациям (по второй группе предельных состояний).

2.2. Конструктивные требования

Габариты подпорных стен определяются высотой подпора грунта, представляющую разность перепада верхних и нижних планировочных отметок. Основные размеры подпорных стен следует назначать, как правило, кратными 300 мм (общая высота, ширина подошвы). Толщину элементов стены и подошвы принимают кратными 20 – 50 мм.

Глубину заложения подошвы фундамента подпорной стены следует назначать в соответствии требованиями СП 22.13330.2016 основания зданий и сооружений. Минимальная глубина заложения подпорных стен для непучинистых грунтов должна быть не менее 0,6 м и не менее 0,3 м – в скальных грунтах.

При наличии в основании подпорной стены слабых грунтов с расчетным сопротивлением менее 100 кПа либо пучинистых грунтов при глубине промерзания, равной или большей, чем заглубление фундаментной плиты, основанием должна служить песчаная, гравийная или щебеночная подушка. Грунт естественного залегания вынимается на глубину не менее 600 мм от подошвы подпорной стены и заменяется крупнозернистым песком или щебнем. Песок (щебень) отсыпается слоями, поливается водой и утрамбовывается.

Сборные фундаментные плиты устанавливаются на подготовленное основание в виде утрамбованного щебня в грунт. Толщина слоя щебня должна приниматься не менее 100 мм и выступать за грани подошвы не менее чем на 150 мм.

В продольном направлении подошву подпорной стены следует принимать горизонтальной или с уклоном не более 0,02. При большем уклоне подошва выполняется ступенчатой. В поперечном направлении подошву подпорной стены следует принимать горизонтальной или с уклоном в сторону обратной засыпки не более 0,125.

Конструкции подпорных стен должны проектироваться с температурно-усадочными швами на всю высоту, устраиваемые не более чем через каждые 10 м в монолитных бутобетонных и бетонных подпорных стенах без конструктивного армирования, 20 м – в монолитных при конструктивном армировании и в монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкциях.

Швы в монолитных бетонных и железобетонных подпорных стенах выполняются путем постановки в тело конструкции просмоленной доски. Ширина швов принимается равной 30 мм.

Обратную засыпку пазух подпорных стен следует производить дренирующими грунтами (песчаными или крупнообломочными). Грунты следует уплотнять до величины удельного веса в сухом состоянии, но не менее

16,5 кН/м³. Не допускается применять для обратной засыпки пластичные глины.

Поверхность подпорных стен, обращенная в сторону обратной засыпки, должна быть защищена гидроизоляцией. Допускается применение окрасочной гидроизоляции с битумными растворами или мастиками в соответствии с требованиями нормативных документов. Для обеспечения в расчетах учета сил трения между грунтом и поверхностью подпорной стены, ее следует устраивать неровной. В бетонных и железобетонных стенах этого можно достичь, смещая горизонтально расположенные, соседние доски опалубки относительно друг друга на 1-2 см.

При расположении подпорных стен вне здания следует предусматривать устройство пристенного дренажа (рисунок 2.1).

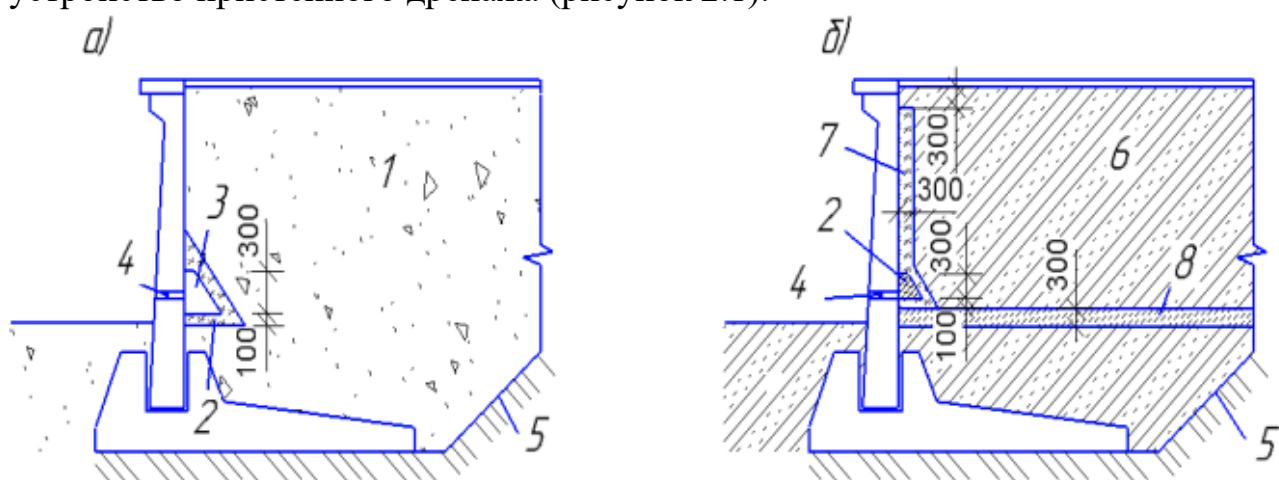


Рисунок 2.1 – Схема дренажа: а) при водоносных грунтах засыпки; б) при водоупорных грунтах засыпки; 1 – обратная засыпка дреннрующим грунтом; 2 – дренажный коллектор; 3 – песок средней крупности; 4 – дренажные отверстия; 5 – грунт естественного залегания; 6 – обратная засыпка водоупорным грунтом; 7 – пристенный песчаный дренаж из песка средней крупности; 8 – слой жирной глины (200 – 300 мм)

В водоупорных грунтах в основании дренажа следует устраивать подготовку из жирной глины толщиной 200 – 300 мм с уклоном 0,05 в сторону стены. Пристенный песчаный дренаж толщиной 300 мм выполняется из песка средней крупности. Дренажный коллектор – из щебня или гравия крупностью 10-25 мм с продольным уклоном не менее 0,04.

В лицевых элементах подпорных стен необходимо предусматривать дренажные отверстия диаметром 50 мм через каждые 3 – 6 м.

Бетон рекомендуется применять тяжелый, классов по прочности В25-В35.

Выбор коэффициентов надежности по нагрузке производится с учетом данных, представленных в таблице 2.2. При этом значения коэффициентов, указанных в скобках, принимаются при расчете конструкций на устойчивость в

том случае, когда уменьшение постоянной нагрузки может ухудшить условия работы конструкций.

Таблица 2.2 – Значения коэффициентов надежности по нагрузке

№ п/п	Нагрузка	γ_f
1	Собственный вес конструкции	1,1 (0,9)
2	Вес грунта в природном залегании	1,1 (0,9)
3	Вес уплотненного грунта засыпки	1,1 (0,9)
4	Равномерно-распределенная нагрузка (пригруз)	1,2

2.3. Конструирование тонкостенной уголковой подпорной стены

Высота лицевой панели h уголковой консольной подпорной стены принимается с учетом карнизного блока, в зависимости от заданной величины подпора H в соответствии с рисунком 2.2 и таблиц 2.3 и 2.4.

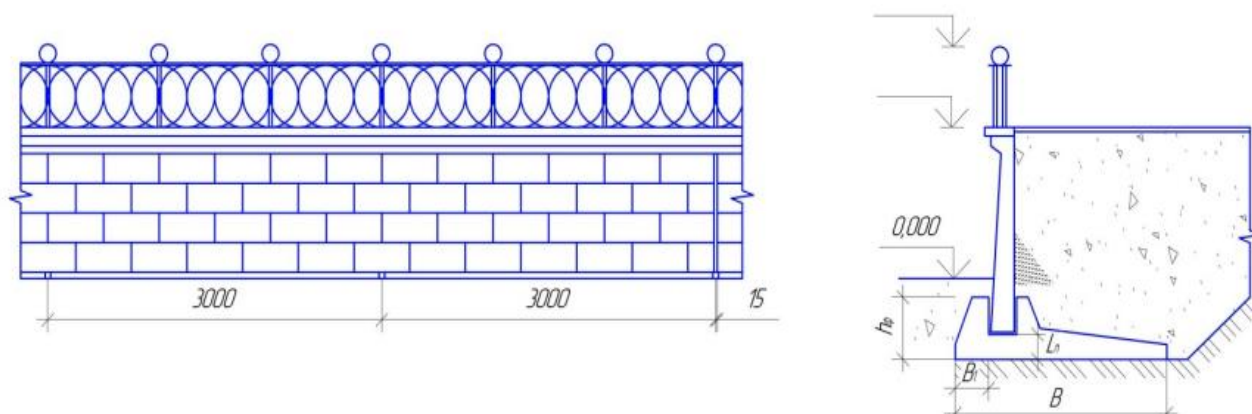


Рисунок 2.2 – Фрагмент фасада подпорной стены и разрез

Таблица 2.3 – Показатели плиты фундаментной

№ п/п	Марка плиты	B , мм	h_ϕ , мм	B_f , мм	L_n , мм	Вес (P_ϕ), кН	Объем бетона m^3
1	ПФ-1	1900	500	230	200	33,0	1,31
2	ПФ-2	2200	500	230	200	38,0	1,51
3	ПФ-3	2500	600	240	200	52,0	1,08
4	ПФ-4	2800	700	240	200	58,8	2,35
5	ПФ-5	3100	800	320	300	76,7	3,07
6	ПФ-6	3400	900	320	400	84,0	3,36
7	ПФ-7	3700	1000	320	400	91,5	3,66

Таблица 2.4 – Показатели плиты лицевой

№ п/п	Марка плиты	h , мм	B_1 , мм	Вес ($P_{п}$), кН	Объем бетона $м^3$
1	ПЛ-1	1500	140	15,0	0,60
2	ПЛ-2	1800	140	18,0	0,72
3	ПЛ-3	2100	150	23,0	0,90
4	ПЛ-4	2400	150	25,6	1,03
5	ПЛ-5	2700	160	30,0	1,20
6	ПЛ-6	3000	160	33,0	1,32
7	ПЛ-7	3300	200	40,0	1,60
8	ПЛ-8	3600	200	43,8	1,75
9	ПЛ-9	3900	240	53,0	2,12
10	ПЛ-10	4200	240	57,5	2,29

Ширина фундаментной плиты (в метрах) B выбирается по таблице 2.3 но с использованием приближенной формулы:

$$B = 0,5(h + 2,2), \quad (2.1)$$

где h – высота лицевой панели в метрах.

Длина лицевой панели и фундаментной плиты составляет 3 м. В скомпонованном виде подпорная стена приведена на рисунке 2.3.

Все расчеты производятся на один метр подпорной стены.

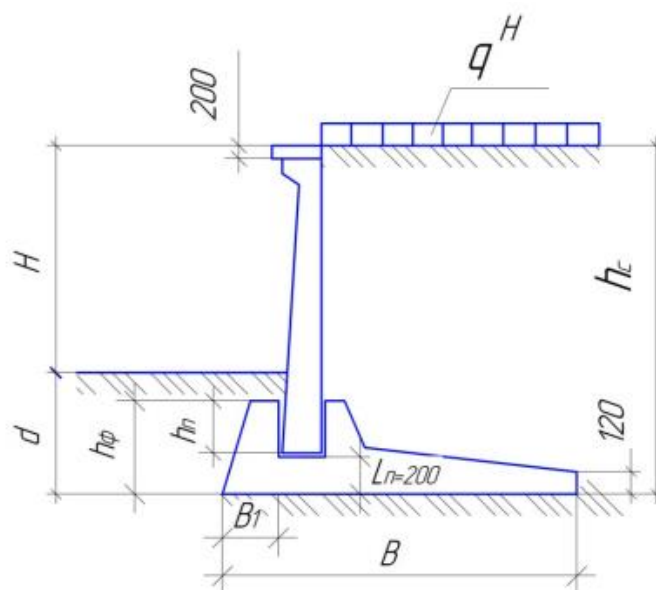


Рисунок 2.3 – Общий вид сборной подпорной стены

Давление грунта для уголковых подпорных стен следует определять исходя из условия образования за стеной клиновидной симметричной (а для короткой задней консоли – несимметричной) призмы обрушения (рисунок 2.4).

Давление грунта принимается действующим на наклонную (расчетную) плоскость, приведенную под углом:

$$\varepsilon = \Theta, \text{ при } \delta = \varphi',$$

где ε - угол наклона расчетной плоскости к вертикали; Θ - угол наклона плоскости скольжения к вертикали; δ - угол трения грунта по поверхности бетонной стены.

$$\Theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1'}{2}, \quad (2.2)$$

где φ_1' - расчетное значение угла внутреннего трения грунта обратной засыпки в градусах при расчете по первой группе предельных состояний. При расчете по деформациям в формулу 2.2 подставляют значение φ_{11}' .

В зависимости от величины угла Θ , высоты стены и длины задней консоли фундаментной плиты очертание контура грунта под призмой обрушения может быть треугольным или трапецевидным. В любом случае основание полученной фигуры допускается принимать горизонтальным с учетом средней толщины фундаментной плиты (рисунок 2.4).

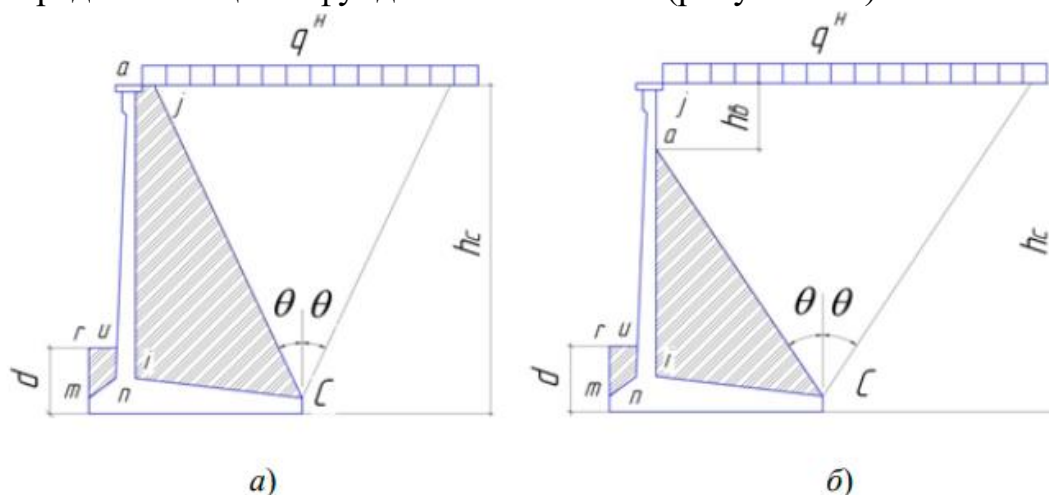


Рисунок 2.4 – Призмы обрушения: а) симметричная; б) несимметричная

Наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности засыпки равномерно распределенной нагрузки q определяется при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, если нагрузка не имеет фиксированного положения.

4.1. Расчет устойчивости положения стены против сдвига

Устойчивость положения подпорной стены против сдвига проверяется из условия:

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n}, \quad (2.3)$$

где F_{sa} - сдвигающая сила, равная сумме проекции всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость, кН;

F_{sr} - удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость;

γ_c - коэффициент условий работы грунта основания, принимаемого по таблице 2.5;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемого равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II, III степени ответственности.

Таблица 2.5 – Значения коэффициента условий работы грунта основания

№ п/п	Наименование грунтов	Значение коэффициента
1	Для песков, кроме пылеватых	1,0
2	Для пылеватых песков, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии	0,9
3	Для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии	0,85
4	Для скальных, неветрелых и слабоветрелых грунтов	1,0
5	Для выветрелых	0,9
6	Для сильно выветрелых	0,8

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле:

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh}, \quad (2.4)$$

где E_{ah} и E_{qh} - равнодействующие горизонтального давления грунта засыпки и давления грунта от q нагрузки на поверхности.

Удерживающая сила F_{sr} для нескального грунта основания определяется по формуле:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + B \cdot c_1 + E_p, \quad (2.5)$$

где B – ширина подпорной стены; c_1 - удельное сцепление грунта; β - угол наклона поверхности скольжения подошвы стены к горизонту; E_p - равнодействующая пассивного давления, вычисляемая для слоя грунта h_{pi} соответствующего значению угла β ;

F_v - сумма проекций всех сил на вертикаль (рисунок 2.5).

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av} + E_{qv}, \quad (2.6)$$

где G_w - собственный вес стены; $\sum G_g$ - собственный вес грунта над передней и задней консолью в уголковых стенах; E_{av} и E_{qv} - равнодействующие

вертикального давления грунта засыпки и давления грунта от нагрузки q на поверхности:

$$E_p = \frac{\gamma_1' h_p^2 \lambda_p}{2} + \frac{c_1 h_p (\lambda_p - 1)}{tg \varphi_1}, \quad (2.7)$$

где λ_p - коэффициент пассивного сопротивления грунта:

$$\lambda_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right), \quad (2.8)$$

где h_p - высота призмы выпора грунта:

$$h_p = d + B \cdot tg \beta. \quad (2.9)$$

Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига должен производиться по формуле 2.3 для трех значений угла β ($\beta = 0$; $\beta = \frac{\varphi_1}{2}$; $\beta = \varphi_1$).

При сдвиге по подошве ($\beta = 0$) следует учитывать следующие ограничения: $c_1 \leq 5 \text{кПа}$, $\varphi_1 \leq 30^\circ$ и $\lambda_p = 1,0$.

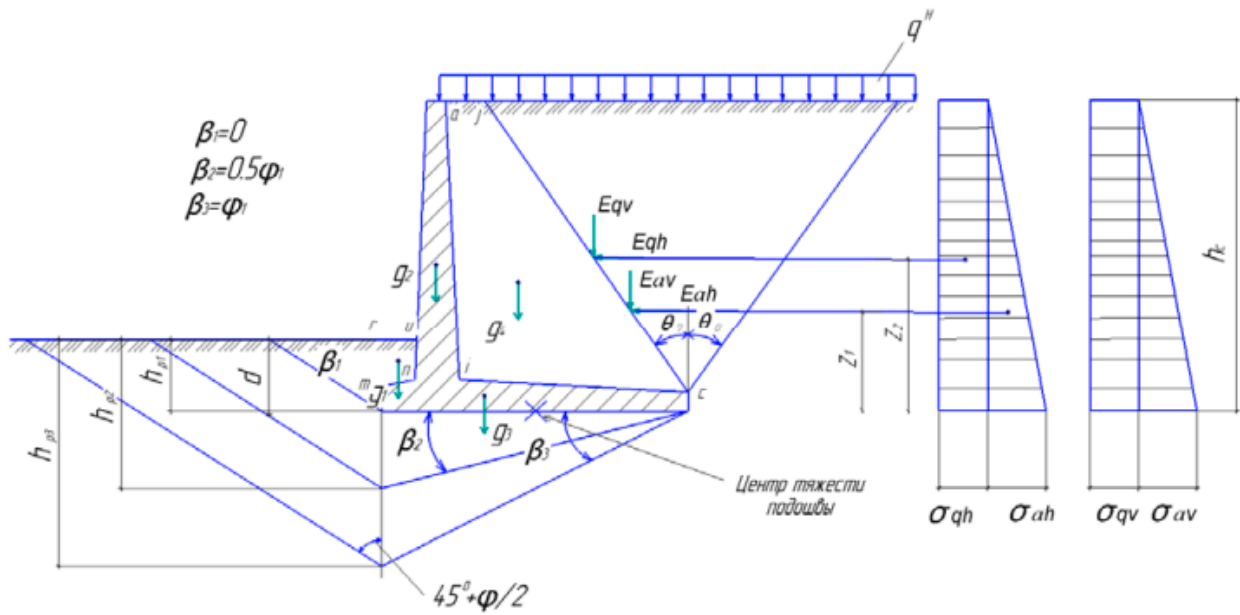


Рисунок 2.5 – Схема для определения устойчивости стены

Для определения сдвигающей силы F_{sa} и удерживающей силы F_{sr} необходимо определить горизонтальное E_{ah} и вертикальное E_{av} давление грунта. Равнодействующая горизонтального E_{ah} и вертикального E_{av} давлений грунта для подпорных стен высотой h_c определяется как площади соответствующих треугольных эпюр давлений (рисунок 2.5) по формулам:

$$E_{ah} = \sigma_{ah} h_c / 2, \quad (2.10)$$

$$E_{av} = \sigma_{av} h_c / 2. \quad (2.11)$$

В случае свободной от нагрузки наклонной поверхности засыпки и наклонной тыловой грани стены горизонтальная σ_{ah} и вертикальная σ_{av} составляющие активного давления грунта на глубине h_c с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ определяются по формулам:

$$\sigma_{ah} = \gamma_f \cdot \gamma_1' h_c \lambda_a, \quad (2.12)$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta), \quad (2.13)$$

где γ - расчетное значение удельного веса грунта; ε - угол наклона расчетной плоскости к вертикали или плоскости обрушения; δ - угол трения грунта при контакте со стеной, принимаемый для стен с повышенной шероховатостью равной φ , для мелких водонасыщенных песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок равных 0, в остальных случаях равных $0,5\varphi$ (здесь φ - расчетное значение угла внутреннего трения); λ_a - коэффициент активного давления грунта:

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos \varepsilon}} \right)} \right]^2 \quad (2.14)$$

Для определения λ_a принимаются:

- при расчете устойчивости стены - φ_1' , $\delta = \varphi_1'$, $\varepsilon = \Theta$, $\Theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1'}{2}$;

- при расчете по деформациям - φ_{11}' , $\delta = \varphi_{11}'$, $\varepsilon = \Theta$, $\Theta = 45^\circ - \frac{\varphi_{11}'}{2}$.

Равнодействующая горизонтального E_{qh} и вертикального E_{qv} давлений грунта от нагрузки q на поверхности определяются как площади соответствующих прямоугольных эпюр давлений (рисунок 2.5):

$$E_{qh} = \sigma_{qh} \cdot h_c \quad (2.15)$$

$$E_{qv} = \sigma_{qv} \cdot h_c \quad (2.16)$$

Горизонтальную σ_{qh} и вертикальную σ_{qv} составляющие активного давления грунта от равномерно-распределенной нагрузки q^n на поверхности с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ определяем по формулам:

$$\sigma_{qh} = \gamma_f \cdot q^n \cdot \lambda_a \quad (2.17)$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \quad (2.18)$$

Собственный вес грунта над передней и задней консолью в уголкового стенах определяется по формуле:

$$\sum G_g = g_1 + g_4 \quad (2.19)$$

Вес грунта над передней консолью (контур *truno* с площадью A_1) находят с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$

$$g_1 = \gamma_f \cdot A_1 \cdot \gamma_1' \quad (2.20)$$

Вес грунта над задней консолью (контур *aicj* с площадью A_4) определяют с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$

$$g_4 = \gamma_f \cdot A_4 \cdot \gamma_1' \quad (2.21)$$

Вес лицевой и фундаментной плит G_w находят с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$ используя данные таблицы 2.6.

$$G_w = g_2 + g_3 = \gamma_f (P_l + P_\phi) \quad (2.22)$$

Для найденных сил должны быть определены координаты точек приложения L_i и z_i относительно осей, проходящих через центр тяжести подошвы фундаментной плиты, который делит ширину подошвы B на две равные части (рисунок 2.6).

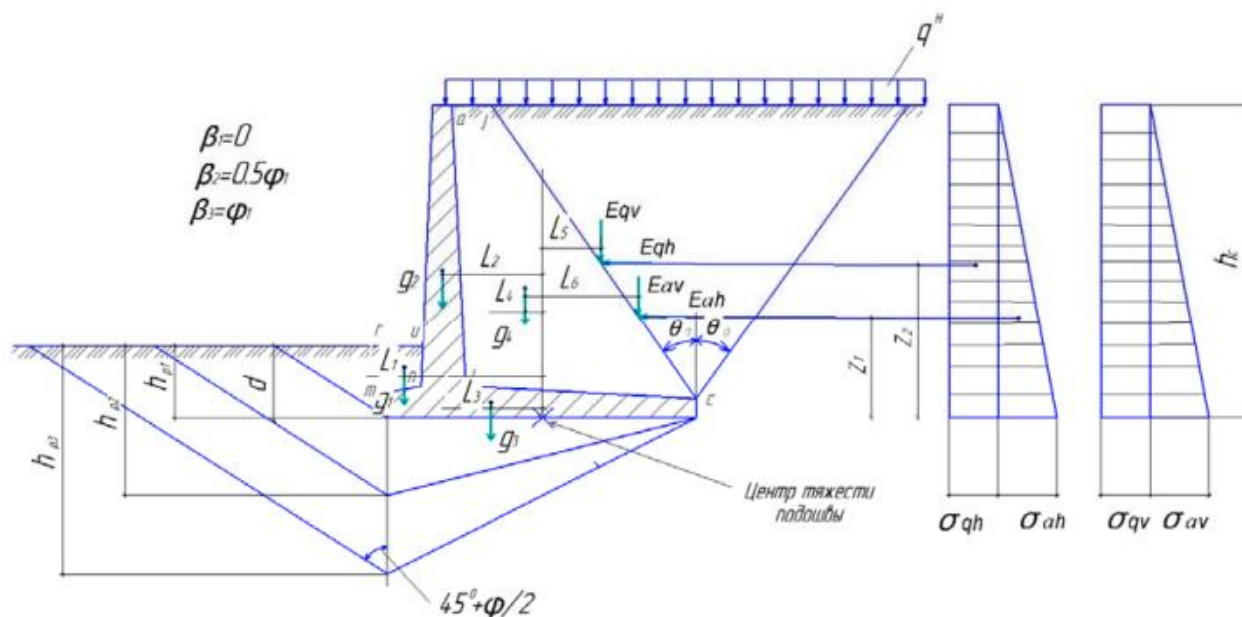


Рисунок 2.6 – Расчетная схема для определения центра тяжести фундаментной и лицевой плиты

2.5. Расчет основания по деформациям

Расчет основания по деформациям производится только для нескальных грунтов. При отсутствии специальных технологических требований расчет основания по деформациям считается удовлетворительным, если среднее давление p на грунт под подошвой фундамента от действия нормативной нагрузки не превышает расчетного сопротивления грунта R , а краевые – $1,2R$.

Расчетное сопротивление грунтов основания определяется по формуле Н.П. Пузыревского (СП.22.13330.2016):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (2.23)$$

Примечание: в формуле 2.23 третье слагаемое в квадратных скобках принимается равным нулю, т.к. данное значение применяется для зданий и сооружений с подвалами.

Где $\gamma_{c1}=1,25$ и $\gamma_{c2}=1,0$ - коэффициенты условий работы, принимаемые по СП 22.13330.2016;

k - коэффициент надежности (если прочностные характеристики грунта φ_{II} и c_{II} определены непосредственными испытаниями $k=1,0$; и $k=1,1$ – если они приняты по соответствующим таблицам Приложения Б СП 22.13330.2016);

M_{γ}, M_q, M_c - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 СП 22.13330.2016;

$k_z = 1,0$ – коэффициент, принимаемый при ширине фундаментов менее 10 м;

γ_{II} и γ'_{II} - осредненные расчетные значения удельного веса грунта, залегающего соответственно ниже и выше подошвы фундамента;

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле, приведенной в СП;

b – ширина подошвы фундамента;

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала (при отсутствии подвала $d_b = 0$; для сооружений с подвалом шириной $b < 20$ м и глубиной более 2 м $d_b = 2$ м; а при $b > 20$ м $d_b = 0$, $d_1 = d$);

c_{II} - расчетное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа.

Эпюру напряжений в основании под подошвой фундамента допускается принимать трапецевидной (рисунок 2.7 а) или треугольной (рисунок 2.7 б).

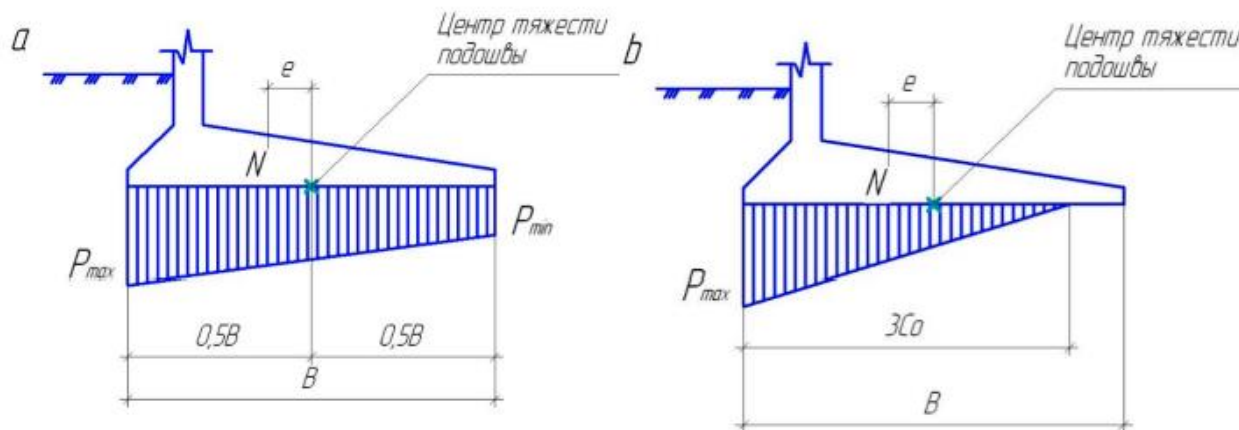


Рисунок 2.7 – Эпюры напряжений давления грунта под подошвой фундамента: а) при эксцентриситете $e \leq B/6$; б) при эксцентриситете $e > B/6$

Краевые давления на грунт основания под подошвой от подпорной стены $p_{\frac{\max}{\min}}$ и p_{\max} при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы $e \leq B/6$ определяется по формуле 2.24, а при $e > B/6$ по формуле 2.25:

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad (2.24)$$

$$p_{\max} = \frac{2F_v}{3c_0}, \quad (2.25)$$

где F_v - сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость, определяемую по формуле 2.6;

e - эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, определяемой по формуле:

$$e = \frac{M_0}{F_v}, \quad (2.26)$$

где M_0 - сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы;

$3c_0$ - длина эпюры по подошве фундамента:

$$c_0 = 0,5B - e. \quad (2.27)$$

Горизонтальные и вертикальные составляющие активного давления от веса грунта и равномерно-распределенной нагрузки (пригруза) находят с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ по формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_{ah} &= \gamma_f \cdot \gamma_{11}' \cdot h_c \lambda_a \\ \sigma_{av} &= \sigma_{ah} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \\ \sigma_{qh} &= \gamma_f \cdot q^n \cdot \lambda_a \\ \sigma_{qv} &= \sigma_{qh} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \end{aligned} \quad (2.28)$$

Коэффициент горизонтальной составляющей активного давления грунта λ_a рассчитывается по формуле 2.14 с подстановкой значений:

$$\varphi = \varphi_{11}'; \quad \delta = \varphi_{11}'; \quad \varepsilon = 0; \quad \Theta = 45^\circ - \frac{\varphi_{11}'}{2}$$

Равнодействующие горизонтальных и вертикальных составляющих активного давления от веса грунта E_{ah} и E_{qv} определяют по формулам 2.10; 2.11; 2.15 и 2.16.

Вес грунта над передней и задней консолями фундаментной плиты соответственно g_1 и g_4 определяют по формулам 2.20 и 2.21 с $\gamma_f = 1,0$.

Сумма проекций всех сил на вертикаль определяется по формуле 2.6:

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av} + E_{qv}$$

И далее см. формулы 2.19 – 2.22.

Сумма моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы (рисунок 2.6), определяется:

$$\begin{aligned} M_0 &= \sum M_{vi} + \sum M_{hi} \\ \sum M_{vi} &= g_1 L_1 + g_2 L_2 + g_3 L_3 + g_4 L_4 \\ \sum M_{hi} &= E_{ah} Z_1 + E_{qh} Z_2 \end{aligned} \quad (2.29)$$

В конструктивных мероприятиях следует предусмотреть и отразить на чертежах:

- температурно-осадочные швы через каждые 30 м шириной 30 мм путем установки просмоленной доски;
- дренажные отверстия диаметром 50 мм через каждые 3,0 м;
- пристенный дренажный коллектор треугольного сечения высотой 400-500 мм из гравия крупностью 20-30 мм с продольным уклоном 0,04;
- гидроизоляцию поверхности стены, контактирующей с грунтом в виде обмазки горячим битумом за два раза;

2.6. Пример расчета тонкостенной подпорной стены

Исходные данные к примеру приведены в таблице 2.6.

Таблица 2.6 – Исходные данные

Наименование характеристик	Характеристики грунтов основания и обратной засыпки									
	γ_1 , кН/м ³	γ_{11} , кН/м ³	φ_1 , град	φ_{11} , град	c_1 , кПа	c_{11} , кПа	γ_1' , кН/м ³	γ_{11}' , кН/м ³	φ_1' , град	φ_{11}' , град
Значения характеристик	19,5	19,5	28	30	17	20	18	18	32	35
Высота подпора Н, м	2,6									
Пригруз, кПа	20									
Длина стены, м	150									
Уровень ответственности	III									
Район строительства	г. Калининград									

Конструирование тонкостенной подпорной стены. Для уголковой консольной подпорной стены высота лицевой панели h принимается с учетом карнизного блока в зависимости от заданной величины подпора H .

$$h = H + 0,6 = 2,6 + 0,6 = 3,2 \text{ м}$$

По таблице 2.4 принимаем плиту ПЛ-7 высотой $h = 3,3 \text{ м}$.

Ширину фундаментной плиты B принимаем с использованием приближенной формулы (см. формулу 2.1):

$$B = 0,5(h + 2,2) = 0,5(3,3 + 2,2) = 2,75 \approx 2,8\text{ м}$$

По таблице 2.3 это значение будет соответствовать фундаментной плите марки ПФ-4. Общий вид принятой расчетной схемы уголковой стены представлен на рисунке 2.8.

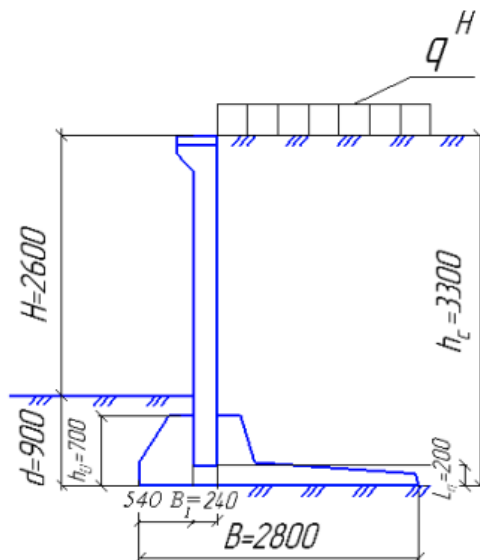


Рисунок 2.8 – Общий вид тонкостенной подпорной стены из сборных железобетонных элементов

Давление грунта для уголковых подпорных стен определяется исходя из условия образования за стеной клиновидной симметричной призмы обрушения (рисунок 2.9).

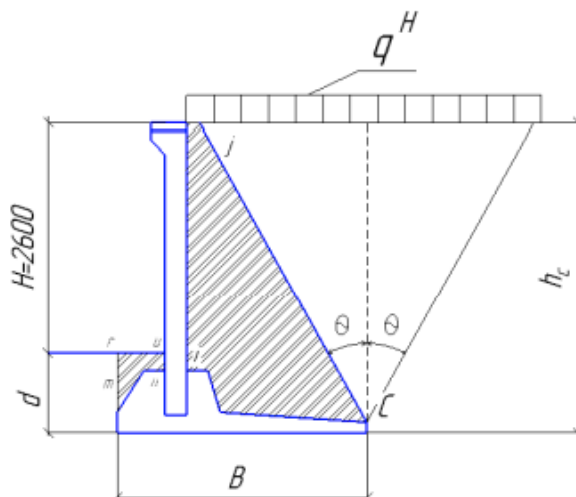


Рисунок 2.9 – Расчетная схема к определению призмы обрушения

Давление грунта принимается действующим на наклонную (расчетную) плоскость, проведенную под углом:

$$\delta = \varphi' ; \quad \varepsilon = \Theta ;$$

где ε - угол наклона расчетной плоскости к вертикали; Θ - угол наклона плоскости скольжения к вертикали; δ - угол трения грунта по бетону.

$$\Theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1'}{2} = 45^\circ - \frac{32^\circ}{2} = 29^\circ,$$

где φ_1' - расчетное значение угла внутреннего трения грунта обратной засыпки (град) при расчете по первой группе предельных состояний (по прочности и устойчивости).

В зависимости от угла Θ , высоты стены и длины задней консоли фундаментной плиты очертание контура грунта под призмой обрушения может быть треугольной или трапецевидной. В любом случае основание полученной фигуры допускается принимать горизонтальным с учетом средней толщины фундаментной плиты.

Наибольшая величина активного давления грунта при наличии на горизонтальной поверхности обратной засыпки равномерно-распределенной нагрузки q (в задании есть) определяется при расположении этой нагрузки в пределах всей призмы обрушения, если нагрузка не имеет фиксированного положения.

Расчет устойчивости положения подпорной стены против сдвига.

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится для трех значений угла β ($\beta = 0$; $\beta = \frac{\varphi_1}{2}$; $\beta = \varphi_1$) по формуле 2.3.

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n}$$

Расчетная схема для определения центра тяжести фундаментной и лицевой плит представлена на рисунке 2.10.

Далее следует определить значение λ_a активного давления грунта по формуле 2.14.

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos \varepsilon}} \right)} \right]^2 = \left[\frac{\cos(32^\circ - 29^\circ)}{\cos \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32^\circ + 32^\circ) \cdot \sin 32^\circ}{\cos(29^\circ + 32^\circ) \cdot \cos 29^\circ}} \right)} \right]^2 = 0,31$$

При расчете устойчивости подпорной стены принимаются значения:

$$\varphi = \varphi' = 32^\circ; \quad \delta = \varphi' = 32^\circ; \quad \varepsilon = \Theta = 29^\circ; \quad \Theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1'}{2} = 45^\circ - \frac{32^\circ}{2} = 29^\circ$$

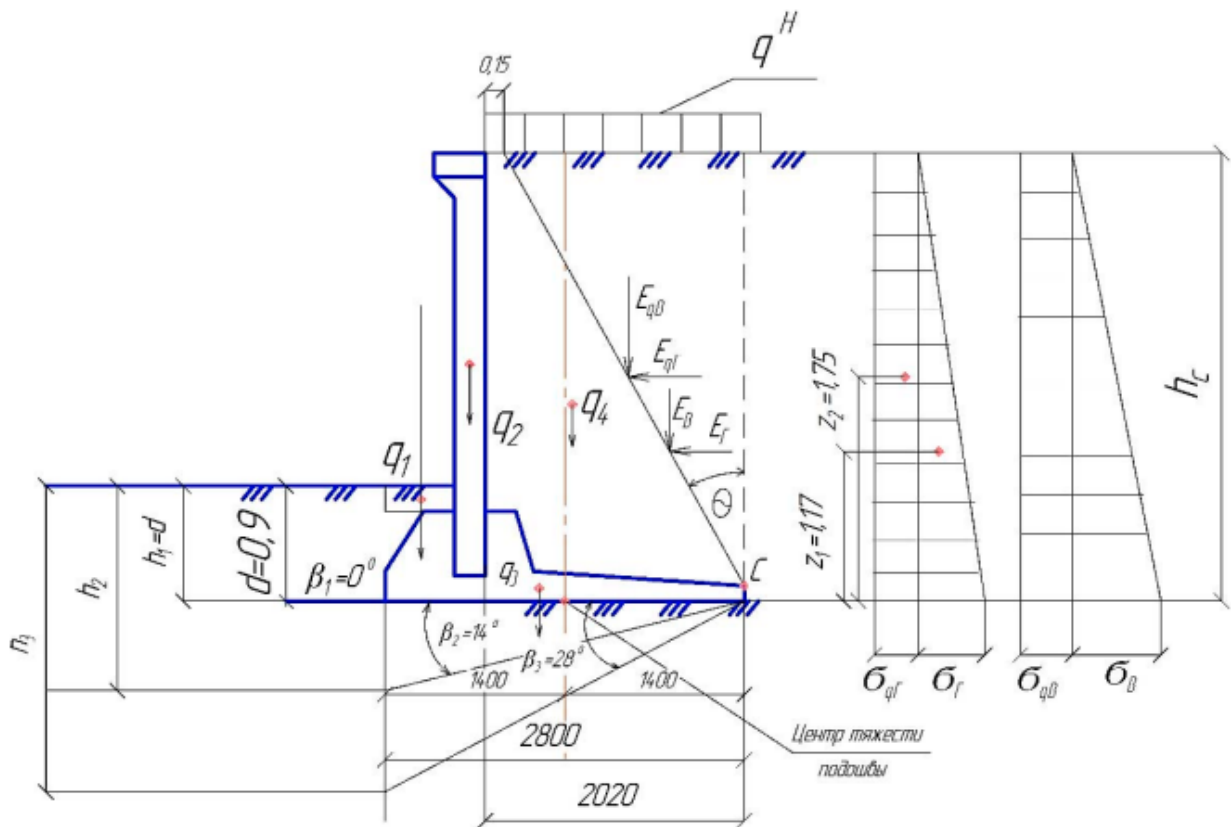


Рисунок 2.10 – Расчетная схема к определению центра тяжести фундаментной и лицевой плит

Горизонтальную σ_{ah} и вертикальную σ_{av} составляющие активного давления грунта на глубине h_c с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ определяем по формулам 2.13 и 2.14:

$$\sigma_{ah} = \gamma_f \cdot \gamma_1 \cdot h_c \cdot \lambda_a = 1,1 \cdot 18 \cdot 3,5 \cdot 0,31 = 21,48 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \cdot \text{tg}(\varepsilon + \delta) = 21,48 \cdot \text{tg}(29^\circ + 32^\circ) = 38,76 \text{ кПа}$$

Равнодействующие горизонтального E_{ah} и вертикального E_{av} давлений грунта для стен высотой h_c определяются как площади соответствующих треугольных эпюр давлений по формулам 2.10 и 2.11

$$E_{ah} = \sigma_{ah} \cdot h_c / 2 = 21,48 \cdot 3,5 / 2 = 37,59 \text{ кН}$$

$$E_{av} = \sigma_{av} \cdot h_c / 2 = 38,76 \cdot 3,5 / 2 = 67,83 \text{ кН}$$

Определяем горизонтальную σ_{qh} и вертикальную σ_{qv} составляющие активного давления грунта от равномерно-распределенной нагрузки q^n на поверхности с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ по формулам:

$$\sigma_{qh} = \gamma_f \cdot q^n \cdot \lambda_a = 1,2 \cdot 20 \cdot 0,31 = 7,44 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \cdot \text{tg}(\varepsilon + \delta) = 7,44 \cdot \text{tg}(29^\circ + 32^\circ) = 13,39 \text{ кПа}$$

Далее определяем равнодействующие горизонтального E_{qh} и вертикального E_{qv} давлений грунта от нагрузки q на поверхности определяются как площади соответствующих прямоугольных эпюр давлений по формулам 2.15 и 2.16:

$$E_{qh} = \sigma_{qh} \cdot h_c = 7,44 \cdot 3,5 = 26,04 \text{ кН}$$

$$E_{qv} = \sigma_{qv} \cdot h_c = 13,39 \cdot 3,5 = 46,87 \text{ кН}$$

Сумму проекций всех сил на вертикаль F_v определяем по формуле 2.6:

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av} + E_{qv}$$

Где G_w - собственный вес стены; $\sum G_g$ - собственный вес грунта над передней и задней консолью в угловых подпорных стенах; E_{av} и E_{qv} - равнодействующие вертикального давления грунта засыпки и давления грунта от пригруза на поверхности:

$$G_w = q_2 + q_3 = \gamma_f P_a + \gamma_f P_\phi = 0,9(40 + 58,8) = 88,92 \text{ кН}$$

$$\sum G_g = q_1 + q_4 = \gamma_f A_1 \gamma_1' + \gamma_f A_4 \gamma_1' = 0,54 \cdot 0,2 \cdot 18 \cdot 0,9 + 3,58 \cdot 18 \cdot 1,1 = 72,63 \text{ кН}$$

$$E_{av} = 67,83 \text{ кН}$$

$$E_{qv} = 46,87 \text{ кН}$$

Тогда

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av} + E_{qv} = 88,92 + 72,63 + 63,96 + 46,87 = 276,25 \text{ кН}$$

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле 2.4:

$$F_{sa} = E_{ah} + E_{qh} = 37,59 + 26,04 = 63,63 \text{ кН}$$

Где E_{ah} и E_{qh} - равнодействующие горизонтального давления грунта засыпки и давления грунта от q нагрузки на поверхности.

Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига для значения угла $\beta = 0$ выполним по формуле 2.3:

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n}$$

При сдвиге подошвы $\beta = 0$ следует учитывать следующие ограничения:

$$c_1 \leq 5 \text{ кПа}; \quad \varphi_1 \leq 30^\circ; \quad \lambda_p = 1,0$$

Определим λ_p - коэффициент пассивного сопротивления грунта и h_p - высоту призмы выпора грунта по формулам:

$$\lambda_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) = 1,0$$

$$h_p = d + B \cdot \text{tg} \beta = 0,9 + 2,8 \cdot \text{tg} 0^\circ = 0,9 \text{ м}$$

Далее определим равнодействующую пассивного давления грунта по формуле 2.7:

$$E_p = \frac{\gamma_1 h_p^2 \lambda_p}{2} + \frac{c_1 h_p (\lambda_p - 1)}{\operatorname{tg} \varphi_1} = \frac{18 \cdot 0,9^2 \cdot 1,0}{2} + \frac{0,9(1-1)}{\operatorname{tg} 28^\circ} = 7,28 \text{кН}$$

Удерживающую силу F_{sr} для нескального грунта основания определим по формуле 2.5:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + B \cdot c_1 + E_p = 276,25 \cdot \operatorname{tg}(28^\circ - 0) + 2,8 \cdot 17 + 7,29 = 201,77 \text{кН}$$

$$F_{sa} = 63,63 \text{кН}$$

Тогда

$$F_{sa} = 63,63 \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 201,77}{1,1} = 165,08 \text{кН} \quad \text{Условие выполняется.}$$

Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига для значения угла $\beta = \frac{\varphi_1}{2} = 14^\circ$ также выполним по формуле 2.3:

Определим λ_p - коэффициент пассивного сопротивления грунта и h_p - высоту призмы выпора грунта по формулам:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{28^\circ}{2} \right) = 2,77$$

$$h_p = d + B \cdot \operatorname{tg} \beta = 0,9 + 2,8 \cdot \operatorname{tg} 14^\circ = 1,6 \text{м}$$

Далее определим равнодействующую пассивного давления грунта по формуле 2.7:

$$E_p = \frac{\gamma_1 h_p^2 \lambda_p}{2} + \frac{c_1 h_p (\lambda_p - 1)}{\operatorname{tg} \varphi_1} = \frac{18 \cdot 1,6^2 \cdot 2,77}{2} + \frac{17 \cdot 1,6(2,77 - 1)}{\operatorname{tg} 28^\circ} = 154,37 \text{кН}$$

Удерживающую силу F_{sr} для нескального грунта основания определим по формуле 2.5:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + B \cdot c_1 + E_p = 276,25 \cdot \operatorname{tg}(28^\circ - 14^\circ) + 2,8 \cdot 17 + 154,37 = 270,85 \text{кН}$$

$$F_{sa} = 63,63 \text{кН}$$

Тогда

$$F_{sa} = 63,63 \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 270,85}{1,1} = 221,60 \text{кН} \quad \text{Условие выполняется.}$$

Расчет устойчивости подпорных стен против сдвига для значения угла $\beta = \varphi_1 = 28^\circ$ также выполним по формуле 2.3:

Определим λ_p - коэффициент пассивного сопротивления грунта и h_p - высоту призмы выпора грунта по формулам:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{28^\circ}{2}\right) = 2,77$$

$$h_p = d + B \cdot \operatorname{tg}\beta = 0,9 + 2,8 \cdot \operatorname{tg}28^\circ = 2,39\text{ м}$$

Далее определим равнодействующую пассивного давления грунта по формуле 2.7:

$$E_p = \frac{\gamma_1' h_p^2 \lambda_p}{2} + \frac{c_1 h_p (\lambda_p - 1)}{\operatorname{tg}\varphi_1} = \frac{18 \cdot 2,39^2 \cdot 2,77}{2} + \frac{17 \cdot 1,6(2,77 - 1)}{\operatorname{tg}28^\circ} = 275,08\text{ кН}$$

Удерживающую силу F_{sr} для нескального грунта основания определим по формуле 2.5:

$$F_{sr} = F_v \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta) + B \cdot c_1 + E_p = 276,25 \cdot \operatorname{tg}(28^\circ - 14^\circ) + 2,8 \cdot 17 + 277,66 = 325,26\text{ кН}$$

$$F_{sa} = 63,63\text{ кН}$$

Тогда

$$F_{sa} = 63,63 \leq \frac{\gamma_c F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 325,26}{1,1} = 266,12\text{ кН} \quad \text{Условие выполняется.}$$

Расчет по деформациям. Расчет основания по деформациям производится только для нескальных грунтов.

При отсутствии специальных технологических требований расчет основания по деформациям считается удовлетворительным, если среднее давление p на грунт под подошвой фундамента от действия нормативной нагрузки не превышает расчетного сопротивления грунта R , а краевые – $1,2R$.

Расчетное сопротивление грунтов основания определяется по формуле Н.П.Пузыревского (СП.22.13330.2016):

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

$$\frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [1,15 \cdot 1,0 \cdot 2,8 \cdot 19,5 + 5,59 \cdot 0,9 \cdot 18 + (5,59 - 1) \cdot 0 \cdot 19,5 + 7,95 \cdot 20] = 390,44\text{ кПа}$$

Где в зависимости от угла внутреннего трения $\varphi_{11} = 30^\circ$ $\gamma_{c1} = 1,25$ и $\gamma_{c2} = 1,0$ - коэффициенты условий работы, принимаемые по СП 22.13330.2016;

k - коэффициент надежности (если прочностные характеристики грунта φ_{II} и c_{II} определены непосредственными испытаниями $k=1,0$;

M_γ, M_q, M_c - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 5.5 СП 22.13330.2016;

$k_z = 1,0$ - коэффициент, принимаемый при ширине фундаментов менее 10 м;

γ_{II} и γ_{II}' - осредненные расчетные значения удельного веса грунта, залегающего соответственно ниже и выше подошвы фундамента;

d_1 - глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле, приведенной в СП;

b – ширина подошвы фундамента;

d_b - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала (при отсутствии подвала $d_b = 0$; для сооружений с подвалом шириной $b < 20$ м и глубиной более 2 м $d_b = 2$ м; а при $b > 20$ м $d_b = 0$, $d_1 = d$);

c_{II} - расчетное сцепление грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа.

Далее находим координаты точек приложения сил L_i и z_i (рисунок 2.11) относительно осей, проходящих через центр тяжести подошвы фундаментной плиты, который делит ширину подошвы B на две равные части.

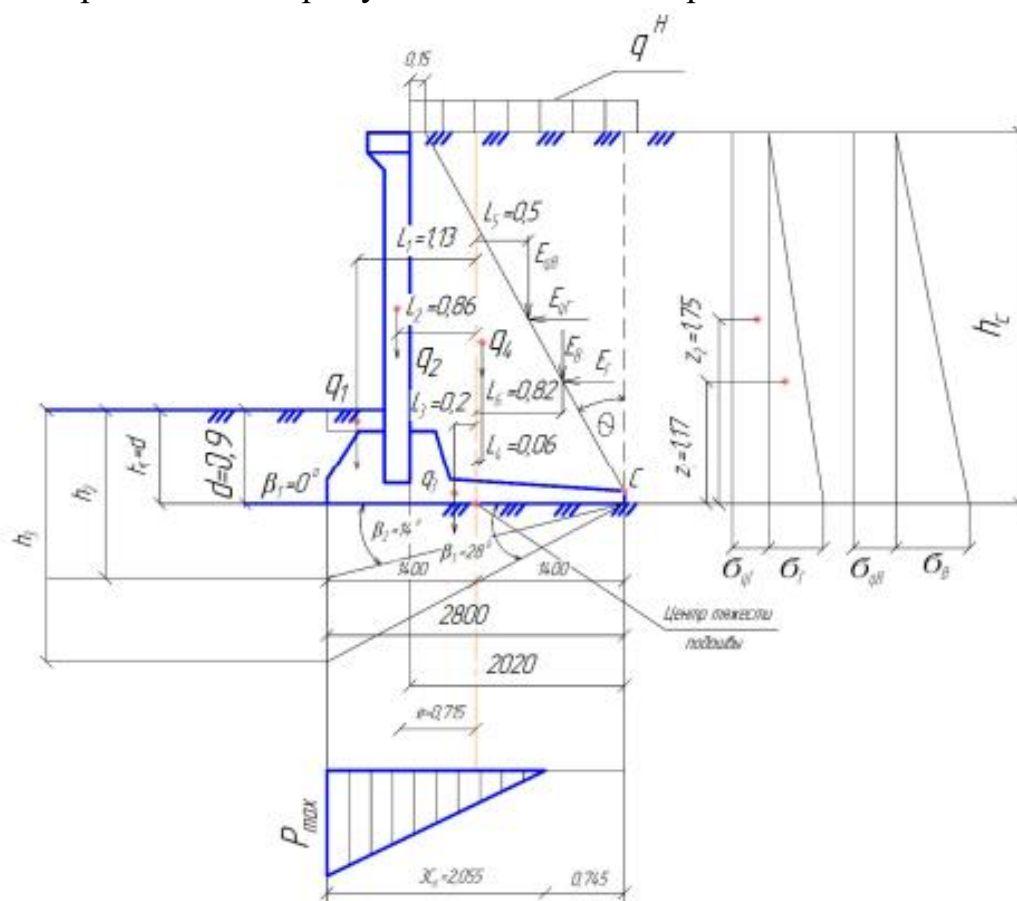


Рисунок 2.11 – Схема для расчета основания по деформациям

$$L_1 = B/2 - 0,54/2 = 2,8/2 - 0,27 = 1,13 \text{ м}$$

$$L_2 = B/2 - 0,54/2 - 0,5 \cdot 0,24 = 0,86 \text{ м}$$

$$L_3 = 0,2 \text{ м}$$

$$L_4 = B/2 - 0,54 - 0,24 - X_c = 0,06 \text{ м}$$

где

$$X_c = \frac{0,15^2 + (0,15 + 2,02) \cdot 2,02}{3(0,15 + 2,02)} = 0,68\text{м}$$

$$L_5 = 0,5\text{м}$$

$$L_6 = 0,82\text{м}$$

$$z_1 = \frac{h_c}{3} = \frac{3,5}{3} = 1,17\text{м}$$

$$z_2 = \frac{h_c}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75\text{м}$$

Далее определим значение λ_a активного давления грунта по формуле 2.14 с подстановкой значений: $\varphi = \varphi_{11}' = 35^\circ$; $\delta = \varphi_{11}' = 35^\circ$; $\varepsilon = \Theta = 27,5^\circ$; при $\Theta = 45^\circ - \varphi_{11}' / 2 = 27,5^\circ$

$$\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos \varepsilon}} \right)} \right]^2 = \left[\frac{\cos(35^\circ - 27,5^\circ)}{\cos \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 35^\circ) \cdot \sin 35^\circ}{\cos(27,5^\circ + 35^\circ) \cdot \cos 27,5^\circ}} \right)} \right]^2 = 0,27$$

Горизонтальные и вертикальные составляющие активного давления от веса грунта и равномерно-распределенной нагрузки (пригруза) находим с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ по формулам 2.12 и 2.13:

$$\sigma_{ah} = \gamma_f \cdot \gamma_{11}' \cdot h_c \cdot \lambda_a = 1,0 \cdot 18 \cdot 3,5 \cdot 0,27 = 17,01 \text{кПа}$$

$$\sigma_{av} = \sigma_{ah} \cdot \text{tg}(\varepsilon + \delta) = 17,01 \cdot \text{tg}(27,5^\circ + 35^\circ) = 32,68 \text{кПа}$$

$$\sigma_{qh} = \gamma_f \cdot q^n \cdot \lambda_a = 1,0 \cdot 20 \cdot 0,27 = 5,4 \text{кПа}$$

$$\sigma_{qv} = \sigma_{qh} \cdot \text{tg}(\varepsilon + \delta) = 5,4 \cdot \text{tg}(62,5^\circ) = 10,37 \text{кПа}$$

Равнодействующие горизонтальных E_{ah} и вертикальных E_{av} составляющих активного давления грунта и равномерно-распределенной нагрузки (пригруза) E_{qh} и E_{qv} определим по формулам 2.10; 2.11; 2.15 и 2.16 :

$$E_{ah} = \sigma_{ah} \cdot h_c / 2 = 17,01 \cdot 3,5 / 2 = 29,68 \text{кН}$$

$$E_{av} = \sigma_{av} \cdot h_c / 2 = 32,68 \cdot 3,5 / 2 = 57,19 \text{кН}$$

$$E_{qh} = \sigma_{qh} \cdot h_c = 5,4 \cdot 3,5 = 18,9 \text{кН}$$

$$E_{qv} = \sigma_{qv} \cdot h_c = 10,37 \cdot 3,5 = 36,3 \text{кН}$$

Вес грунта над передней и задней консолями фундаментной плиты соответственно g_1 и g_4 определяют с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Вес лицевой и фундаментной плит соответственно g_2 и g_3 определяют с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

$$g_1 = 0,54 \cdot 0,2 \cdot 18 = 1,94 \text{ кН}$$

$$g_2 = 40 \text{ кН}$$

$$g_3 = 58,8 \text{ кН}$$

$$g_4 = 3,58 \cdot 18 \cdot 1,0 = 64,44 \text{ кН}$$

Далее определяем сумму моментов всех вертикальных и горизонтальных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы (рисунок 2.6):

$$M_0 = \sum M_{vi} + \sum M_{hi} = 117,27 + 67,8 = 185,07 \text{ кНм}$$

$$\sum M_{vi} = g_1 L_1 + g_2 L_2 + g_3 L_3 + g_4 L_4 + E_{av} L_6 + E_{qv} L_5$$

$$\sum M_{hi} = E_{ah} Z_1 + E_{qh} Z_2$$

$$\sum M_{vi} = 1,94 \cdot 1,13 + 40 \cdot 0,86 + 58,8 \cdot 0,2 + 64,44 \cdot 0,06 + 57,19 \cdot 0,82 + 36,3 \cdot 0,5 = 117,27 \text{ кНм}$$

$$\sum M_{hi} = 29,68 \cdot 1,17 + 18,9 \cdot 1,75 = 67,8 \text{ кНм}$$

Определим F_v - сумму проекций всех сил на вертикаль по формуле 2.6 (рисунок 2.5)

$$F_v = G_w + \sum G_g + E_{av} + E_{qv} =$$

$$= (40 + 58,8) \cdot 1,0 + 0,54 \cdot 18 \cdot 0,2 \cdot 1,0 + 57,19 + 36,3 = 258,67 \text{ кН}$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей всех сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы стены, определим по формуле:

$$e = \frac{M_0}{F_v} = \frac{185,07}{258,67} = 0,682 \text{ м}$$

$$e = 0,682 > B/6 = 2,8/6 = 0,467 \text{ м}$$

Далее находим крайние давления на грунт под подошву стены p_{\max} при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы при $e > B/6$ по формуле 2.25:

$$p_{\max} = \frac{2F_v}{3 \cdot C_0} = 2p_{cp} = \frac{2 \cdot 258,67}{3 \cdot 0,685} = 251,75 \text{ кПа}$$

$$p_{cp} = 125,88 \text{ кПа}$$

Тогда проверим условие крайнее давление $p_{\max} \leq 1,2R$

$$125,88 \leq 390,44 \text{ кПа}$$

Условие выполнено.

2.7. Построение выкопировки из Генерального плана

Оценку инженерно-геологических условий строительной площадки следует начинать с построения выкопировки из Генплана и инженерно-геологического разреза.

На выкопировке из Генплана указываются контур здания, главные оси, фактические и проектируемые отметки углов здания, положение выработок с указанием привязки к осям здания и фактических отметок.

По данным колонок скважин строится инженерно-геологический разрез, на котором отмечают напластование, толщину, абсолютные отметки отдельных слоев грунта, уровень грунтовых вод. Расстояния между выработками берутся непосредственно с выкопировки, а толщина пластов – с литологических колонок.

Положение выработок в плане принимается условно. При отсутствии иных указаний в задании на выполнение сквозного проектирования проектируемые отметки углов здания принимаются равными фактическим и назначаются исходя из абсолютных отметок выработок, приведенных в задании.

По мере выполнения необходимых расчетов на инженерно-геологическом разрезе схематично отображается положение запроектированного фундамента мелкого заложения (ленточного или столбчатого) и свайного фундамента.

Пример оформления выкопировки из Генплана приведен на рисунке 2.12.

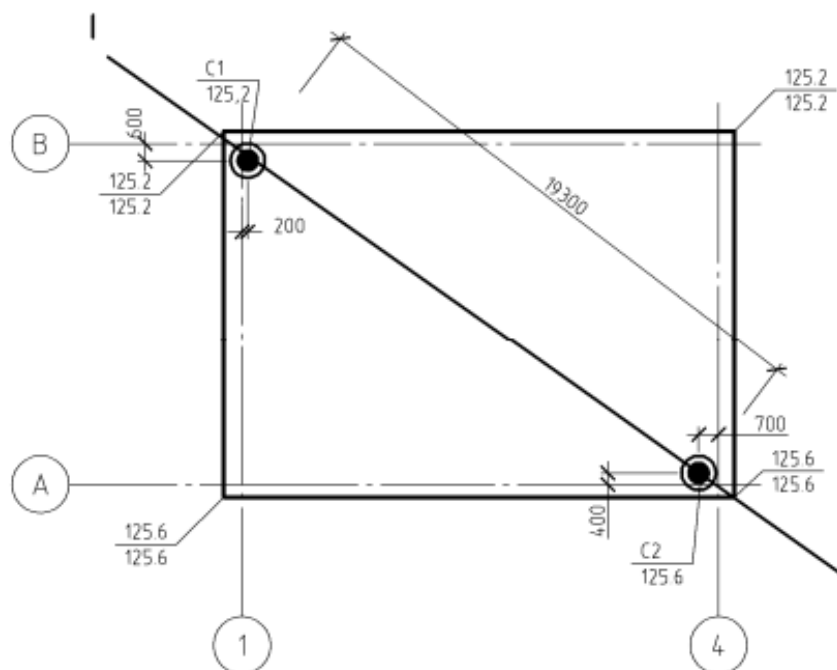


Рисунок 2.12 – Пример оформления выкопировки из Генплана

2.8. Контрольные вопросы

1. Типы и конструктивные решения подпорных стен.
2. Материалы конструкций подпорных стен.
3. Область применения и назначение подпорных стен.
4. Типы грунтов, используемых в качестве засыпки пазух стен.
5. Виды расчетов подпорных стен.
6. Факторы, влияющие на конфигурацию призмы обрушения грунта.
7. Схема действия сил на подпорную стену (опрокидывающие, сдвигающие и удерживающие силы).
8. Значения угла β наклона поверхности скольжения подошвы стены к горизонту при расчете стены против сдвига.
9. Суть расчета основания по деформациям.
10. Внутренние усилия, определяемые при расчете подпорных стен.
11. Меры повышения устойчивости подпорной стены против опрокидывания.
12. Меры повышения устойчивости подпорной стены против сдвига по подошве без увеличения массы стены.

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАССИВНЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

3.1. Исходные данные для проектирования

Расчетная схема массивной подпорной стены к заданию на курсовое проектирование и правило знаков α и ε представлены на рисунке 3.1., исходные данные представлены в таблицах 3.1-3.4.

Примечание: Варианты заданий принимаются по экзаменационной ведомости по списку с 11 по 20 (11 номер по списку соответствует 1 варианту, 12 – 2 и т.д.). Углы α и ε (таблицы 3.1 и 3.3) принимаются положительными при движении против часовой, отрицательными – в противоположном направлении.

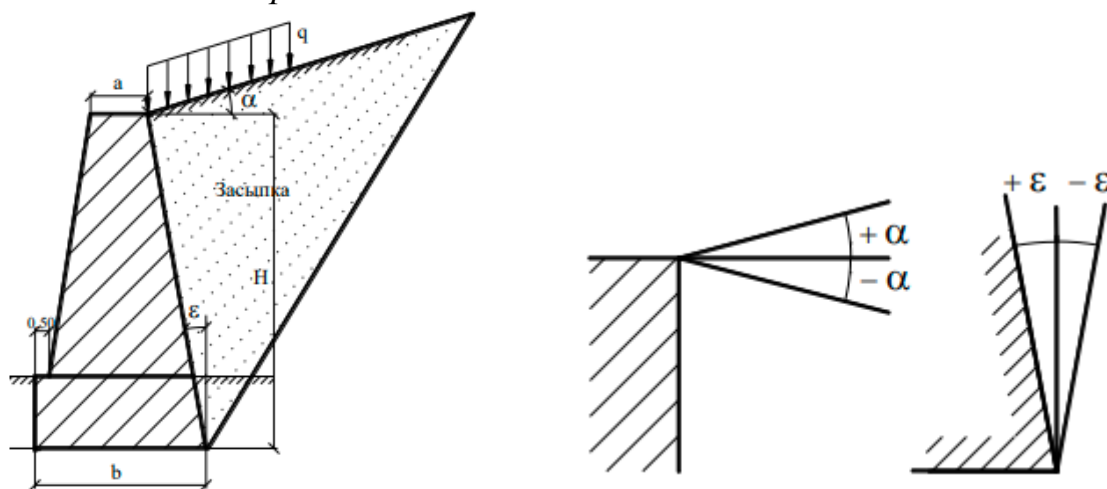


Рисунок 3.1 – Расчетная схема к заданию на курсовое проектирование (положительные углы)

Таблица 3.1 – Размеры подпорной стены

Наименование	Обозначение	Единица измерения	Варианты									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Ширина по верху	a	м	1	1,2	1,4	1,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,4	1,6
Ширина подошвы	b	м	3	4	5	5,5	2,5	3,5	4,5	5,5	3,5	4,5
Высота	H	м	6	7	8	10	5	6	7	9	7	8
Глубина заложения	d	м	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3	1,5	2
Наклон задней грани	ε	град	1	8	6	4	2	0	-2	-4	-6	-8

Таблица 3.2 – Равномерно – распределенная нагрузка на поверхности засыпки

Наименование	Обозначение	Единица измерения	Варианты									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Нагрузка	q	кПа	20	30	40	50	10	20	30	40	50	10

Таблица 3.3 – Характеристики грунтов засыпки

Наименование	Обозначение	Единица измерения	Варианты									
			Песок пылеватый			Песок мелкий			Песок средней крупности		Песок крупный	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Удельный вес	γ	$кН / м^3$	18	19	20	21	22	22	21	20	18	18
Угол внутреннего трения	φ	град	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
Угол трения грунта о заднюю грань стены	δ	град	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Наклон поверхности засыпки	α	град	8	6	4	2	0	-2	-4	-6	-8	-10

Таблица 3.4 – Характеристики грунтов под подошвой фундамента стены

Наименование	Обозначение	Единица измерения	Варианты									
			Песок крупный			Супесь			Суглинок		Глина	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Удельный вес	γ	$кН / м^3$	19,8	19	19	20	20,1	20	18,3	21,4	21	21,8
Влажность	W	-	0,2	0,22	0,23	0,2	0,2	0,23	0,45	0,16	0,3	0,14
Удельный вес твердых частиц	γ_s	$кН / м^3$	26,4	26	26,2	26,4	26,7	26,4	26,8	26,0	25	27,6
Предел текучести	W_L	-	-	-	-	0,23	0,24	0,25	0,27	0,24	0,4	0,34
Предел раскатывания	W_p	-	-	-	-	0,18	0,19	0,19	0,25	0,22	0,2	0,37

3.2. Конструктивные требования

Подпорной стеной называют конструкцию, удерживающую грунт в откосе в состоянии равновесия. По конструктивным особенностям различают подпорные стены – гравитационные, шпунтовые и свайные.

Гравитационные стены отличаются тем, что горизонтальное давление от грунта воспринимается в основном собственной массой стены и грунта, который находится в пределах размеров конструкции стены. Они бывают массивные, уголкового, контрфорсные, ряжевые (с днищем или без него), уголкового с лицевыми элементами, прикрепленными к фундаментным плитам.

В массивной подпорной стене можно выделить три основных элемента: тело, фундамент и засыпка (рисунок 3.2).

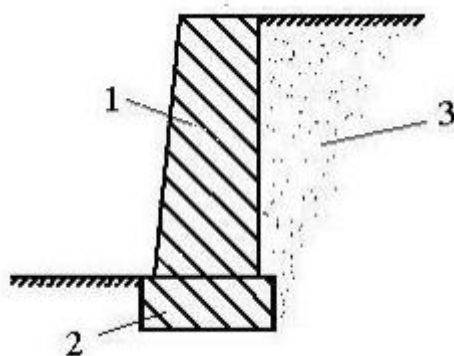


Рисунок 3.2 – Массивная подпорная стена: 1) – тело; 2) – фундамент; 3) – засыпка

В зависимости от принятого конструктивного решения подпорные стены могут возводиться из железобетона, бетона, бутобетона и каменной кладки. Выбор конструктивного материала обуславливается технико-экономическими соображениями, требованиями долговечности, условиями производства работ, наличием местных строительных материалов и средств механизации.

Для бетонных и железобетонных конструкций рекомендуется применять бетоны прочностью на сжатие не ниже класса В15.

Для конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, в проекте должна быть оговорена марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости. Проектная марка бетона устанавливается в зависимости от температурного режима, возникающего при эксплуатации сооружения, и значений расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства.

Предварительно напряженные железобетонные конструкции следует проектировать из бетонов класса В20...В35.

Для армирования железобетонных конструкций, выполняемых без предварительного напряжения, следует применять в качестве рабочей стержневую горячекатаную арматурную сталь периодического профиля класса

A300 или A400, а в качестве монтажной распределительной – арматуру класса A240 или обыкновенную арматурную гладкую проволоку класса B500.

Для изготовления предварительно напряженных железобетонных элементов в основном применяют арматуру классов A600, A800, A1000. Анкерные тяги и закладные элементы изготавливают из прокатной полосовой стали толщиной не менее 6 мм., возможно использование стали класса A400.

Габариты подпорных стен определяют подпором грунта, т.е. разностью верхних и нижних планировочных отметок. Минимальную высоту поперечного сечения элементов подпорных стен рекомендуется назначать: для бутобетонных стен – 600 мм; для бетонных – 400; для железобетонных – 100.

Грань стены АВ называется задней, противоположная – передней (рисунок 3.3).

Удерживаемый стеной грунт называется засышкой. Поверхность стены наклонена к горизонту под углом α . Задняя грань может иметь разный угол наклона к вертикали, задаваемый углом ε . В расчетах они учитываются со своими знаками (на рисунке 3.3 они положительные).

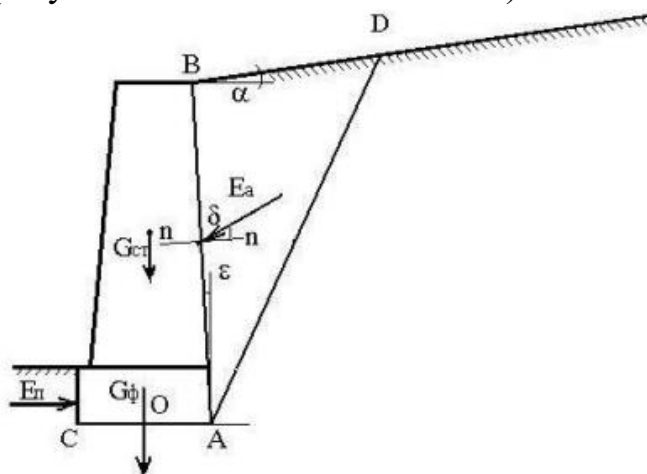


Рисунок 3.3 – Расчетная схема подпорной стены с действующими на нее усилиями

Нагрузка на основание передается подошвой фундамента AC. Точка C соответствует переднему ребру подошвы.

Глубину заложения подошвы стены назначают в соответствии с требованиями нормативных документов. Минимальная глубина заложения должна быть не менее 0,6 м. При наличии в основании слабых грунтов с расчетным сопротивлением менее 100 кПа или пучинистых при глубине промерзания равной или большей, чем заглубление фундаментной плиты, основанием должна служить песчаная или щебеночная подготовка. Грунт естественного залегания вынимают на глубину не менее 600 мм от подошвы стены и заменяют песком или щебнем. Песок отсыпают слоями, поливают водой и утрамбовывают. Под подошвой монолитной стены следует устраивать

выравнивающую бетонную подготовку толщиной 100 мм, которая должна выступать за грань подошвы не менее чем на 100 мм.

Конструкции подпорных стен должны быть разделены на всю высоту температурно-усадочными швами. Расстояния между швами следует принимать: не более 10 м – в монолитных бетонных стенах, 20 м – в монолитных железобетонных стенах и 30 м – в сборных железобетонных. Швы в подпорных стенах выполняют путем постановки в тело конструкции просмоленной доски. Ширину швов назначают равной 30 мм. Обратную засыпку пазух подпорных стен следует производить дренирующими грунтами (песчаными или крупнообломочными).

3.3. Предельные состояния подпорных стен

При проектировании подпорных сооружений по предельным состояниям первой группы следует проверять расчетом обеспечение:

- устойчивости положения стены против сдвига, опрокидывания и поворота;
- устойчивости основания под подошвой подпорных стен (для нескальных грунтов);
- прочности скального основания под подошвой подпорных стен;
- несущей способности свай под подошвой подпорных стен;
- несущей способности грунтовых анкеров;
- прочности элементов и узлов соединений подпорных стен и удерживающих конструкций;
- фильтрационной устойчивости основания;
- сохранности сооружений окружающей застройки.

Возможные (но не ограниченные данным перечнем) схемы разрушения подпорных сооружений для предельных состояний первой группы приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Предельные состояния первой группы и возможные схемы разрушения

№ п/п	Предельное состояние и характерные причины его наступления	Схема разрушения
Массивные подпорные стены		
1	<p>Общий (глубинный) сдвиг:</p> <ul style="list-style-type: none"> - недостаточная прочность грунта основания для данного типа подпорных сооружений при выбранном перепаде высот; - неверно выбрана глубина заложения подпорного сооружения 	

2	<p>Сдвиг по подошве: - недостаточный вес сооружения;</p> <p>- не выполнена должным образом подготовка основания;</p> <p>- неверно выбраны глубина заложения и ширина подошвы подпорного сооружения</p>	
3	<p>Смешанный сдвиг (раздел 7 СП 23.13330.2011):</p> <p>- аналогично пунктам 1 и 2 настоящей таблицы</p>	
4	<p>Опрокидывание и разрушение основания от вертикальных нагрузок Р:</p> <p>- недостаточная прочность грунта основания для данного типа подпорных сооружений при выбранном перепаде высот;</p> <p>- недостаточный вес подпорного сооружения;</p> <p>- неверно выбрана геометрия подпорного сооружения;</p> <p>- недостаточная ширина подошвы подпорного сооружения или недостаточная несущая способность свайного фундамента (недостаточная несущая способность основания);</p> <p>- недостаточная глубина заделки подпорного сооружения (недостаточная несущая способность основания)</p>	

При проектировании подпорных сооружений по предельным состояниям *второй группы* необходимо проверять расчетом следующее:

- деформации подпорного сооружения и его основания не превышают предельных допустимых значений;
- деформации существующей застройки, вызванные устройством подпорного сооружения и последующего строительства, не превышают предельные дополнительные значения;
- ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах не превышает предельных допустимых значений.

В расчетах устойчивости подпорных сооружений критерием обеспечения требуемой степени надежности является коэффициент устойчивости k_{st} .

В аналитических моделях k_{st} для выбранной поверхности скольжения следует определять как отношение удерживающих и сдвигающих сил либо как

отношение сдвиговой прочности грунта к касательным напряжениям, действующим на этой поверхности скольжения.

Расчетный коэффициент устойчивости k_{st} должен быть более или равен нормированному допустимому значению $[k_{st}]$, определяемому согласно СП 116.13330.

Нормативные и расчетные значения характеристик материалов конструкций подпорных сооружений следует определять в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 и строительными нормами по проектированию конструкций для соответствующего материала.

Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов следует устанавливать в соответствии с ГОСТ 20522, с учетом СП 22.13330.

При проектировании подпорных сооружений должны учитываться действующие на них нагрузки и воздействия, возникающие в условиях их строительства и эксплуатации.

При проектировании подпорных сооружений следует применять следующие группы частных коэффициентов надежности:

γ_n - по ответственности сооружений, определяемые в соответствии с ГОСТ 27751;

γ_f - по нагрузке, определяемые в соответствии с СП 381.1325800.2018;

γ_m - по материалу конструкций, определяемые на основании указаний строительных норм по проектированию конструкций из соответствующего материала;

γ_g - по грунту, определяемые в соответствии с ГОСТ 20522, СП 22.13330 и с учетом 6.1.25 (СП 381.1325800.2018);

γ_R либо γ_a - по сопротивлению для свай либо грунтовых анкеров, определяемые в соответствии с СП 24.13330 и СП 248.1325800;

γ_c либо γ_d - коэффициенты условий работы, устанавливаемые в соответствии с 6.2, строительными нормами по проектированию конструкций из соответствующего материала и с учетом 6.1.6 (СП 381.1325800.2018).

Нормативные значения нагрузок и воздействий на подпорное сооружение или его отдельные конструктивные элементы, а также возможные сочетания нагрузок следует принимать согласно требованиям СП 20.13330, СП 22.13330, СП 35.13330, СП 43.13330, СП 248.1325800.

Расчетные значения нагрузок и воздействий следует определять в зависимости от их нормативных значений по формуле,

$$F_d = \gamma_f \cdot F_n \quad (3.1)$$

При одновременном действии нескольких нагрузок следует учитывать коэффициент их сочетания ψ , принимаемый в соответствии с СП 20.13330.

3.4. Определение активного и пассивного давления грунта на стену

Подпорная стена, удерживающая грунт, воспринимает горизонтальное давление от массива грунта, который стремится сдвинуться, поэтому необходимо знать основные физико-механические свойства сыпучих тел, для поддержания которых предназначены подпорные стены.

Массив грунта, стремящийся от горизонтального давления сдвинуться, называют *призмой обрушения*.

Давление на стену может быть увеличено за счёт постоянных или временных нагрузок, которые воздействуют на призму обрушения.

В зависимости от конструкции подпорной стены задняя грань лицевой плиты может быть вертикальной или наклонной под углом ε в ту или иную сторону. Поверхность грунта засыпки бывает горизонтальной или под углом α к горизонту (рисунок 3.3).

Если поверхность грунта не горизонтальна, то её уклон обычно направлен в сторону подпорной стены.

Для обоснования действующих усилий на подпорную стену рассмотрим вариант массивной подпорной стены с вертикальной и абсолютно гладкой поверхностью, обращенной в сторону грунтового массива (рисунок 3.4).

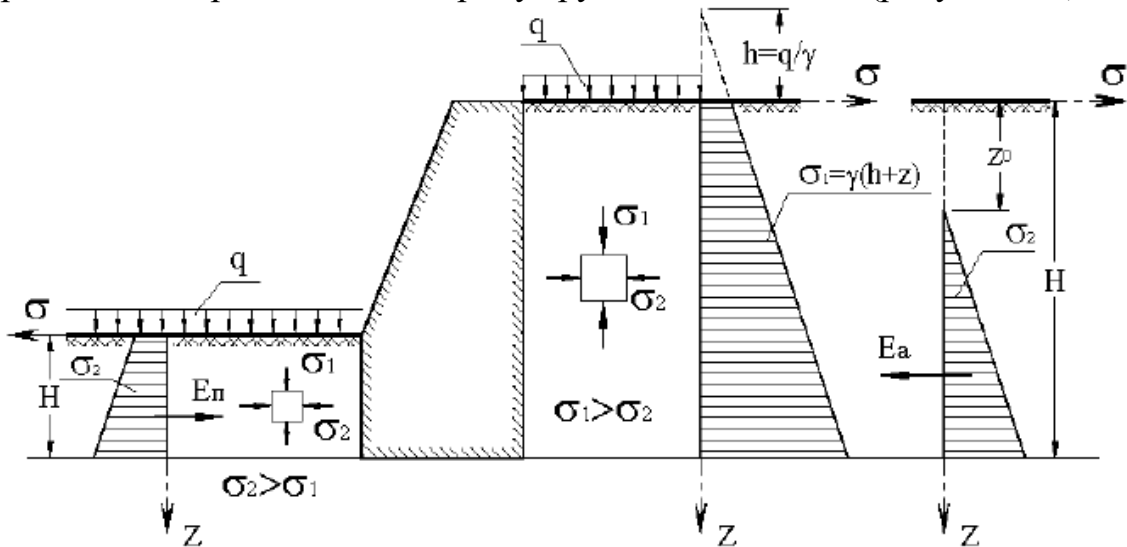


Рисунок 3.4 – Расчетная схема к определению давления грунта на подпорную стену

Эти условия позволяют рассматривать давление грунта на боковую поверхность стены как главные напряжения σ_2 , действующие в грунтовом массиве на вертикальных площадках. На горизонтальных площадках действуют напряжения σ_1 от собственного грунтового массива и от пригруза q .

Для решения данной задачи пользуются условием прочности Кулона-Мора, записанного в форме соотношения главных напряжений:

$$\frac{\sigma_2 + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\sigma_1 + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.2)$$

Решая данное уравнение относительно σ_2 , и выполнив необходимые преобразования, получают формулу:

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (3.3)$$

Предполагается, что вертикальные напряжения σ_1 от собственного грунта и от пригруза q на его поверхности изменяются по глубине как гидростатическое давление:

$$\sigma_1 = \gamma(h + z) \quad (3.4)$$

Тогда окончательно выражение для σ_2 примет вид:

$$\sigma_2 = \gamma(h + z) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (3.5)$$

Искомое напряжение и представляет собой *давление грунта на подпорную стену*. Следующая задача – определение равнодействующей E_a давлений σ_2 и плеча от точки ее приложения h_a .

Равнодействующую следует вычислять как площадь эпюры в диапазоне положительных давлений, т.к. отрицательная площадь этой эпюры характеризует удерживающие силы (силы сцепления). Тогда z_0 , соответствующее нулевому значению давления σ_2 будет определяться как:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} - h \quad (3.6)$$

Данная формула используется для определения глубины устойчивого котлована с вертикальными стенками, расположенного выше уровня грунтовых вод. Отсюда следует, что устройство котлована с вертикальными стенками в сыпучем грунте теоретически невозможно, а *увеличение пригруза на бровке котлована приводит к уменьшению его устойчивой глубины*.

При вычислении равнодействующей активного давления на подпорную стену для идеально *сыпучего грунта* ($c = 0$) и при отсутствии пригруза, обычно пользуются формулами:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}); \quad h_a = \frac{H}{3} \quad (3.7)$$

Для идеально *связного грунта* ($\varphi = 0$) и при отсутствии пригруза, соответственно:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H - 2c}{2} (H - \frac{2c}{\gamma}); \quad h_a = \frac{H - 2c/\gamma}{3}; \quad H \geq \frac{2c}{\gamma} \quad (3.8)$$

Таким образом, давление грунта на удерживающую его подпорную стену является *активным давлением* и действует при ее смещении от грунта.

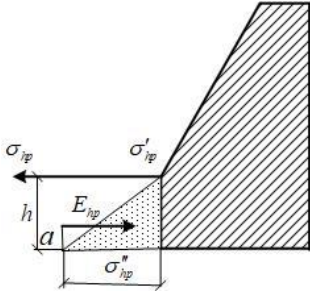
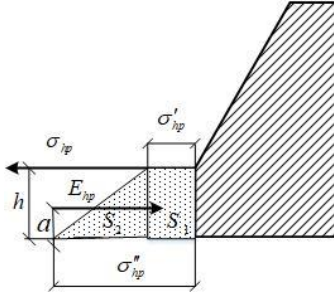
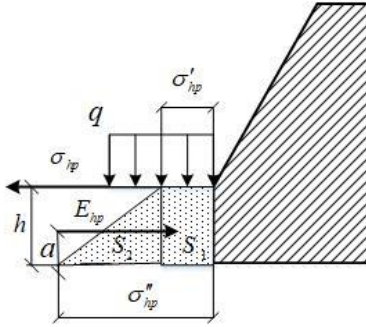
Равновесие, возникающее за подпорной стеной в массиве грунта, который удерживает подпорную стену от перемещений, вызванных активным давлением, обусловлено *пассивным давлением* или отпором грунта.

Расчетные схемы и формулы для определения активного и пассивного давлений от различных типов грунта на подпорные стены с вертикальными стенами приведены в таблицах 3.6 и 3.7, с наклонной гранью подпорной стены – таблица 3.8.

Таблица 3.6 - Расчетные схемы к определению активного давления

Расчетная схема	Формулы
	$c=0, \quad \varphi \neq 0, \quad q=0$ $\sigma'_{ha} = 0, \quad \sigma''_{ha} = \gamma H \lambda_a$ $E_{ha} = \frac{\sigma''_{ha}}{2} H = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ $a = \frac{H}{3}, \quad \lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$
	$c=0, \quad \varphi \neq 0, \quad q \neq 0$ $\sigma'_{ha} = q \lambda_a, \quad \sigma''_{ha} = (q + \gamma H) \lambda_a$ $E_{ha} = \frac{\sigma'_{ha} + \sigma''_{ha}}{2} H = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2 \frac{q}{\gamma} H) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ $a = \frac{a_1 S_1 + a_2 S_2}{S_1 + S_2}, \quad a_1 = \frac{H}{2}, \quad a_2 = \frac{H}{3}$ $S_1 = \sigma'_{ha} H, \quad S_2 = 0,5(\sigma''_{ha} - \sigma'_{ha}) H$
	$c \neq 0, \quad \varphi \neq 0, \quad q=0$ $\sigma'_{ha} = -ck_a, \quad \sigma''_{ha} = \gamma \cdot H \lambda_a - ck_a$ $E_{ha} = \frac{1}{2} (H - h) \cdot \sigma''_{ha}, \quad k_a = 2 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ $a = \frac{H - h}{3}, \quad h = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma'_{ha} + \sigma''_{ha}} H$
	$c \neq 0, \quad \varphi \neq 0, \quad q \neq 0$ $\sigma'_{ha} = q \lambda_a - ck_a$ $\sigma''_{ha} = (q + \gamma \cdot H) \lambda_a - ck_a$

Таблица 3.7 - Расчетные схемы к определению пассивного давления

Расчетная схема	Формулы
	$c=0, \quad \varphi \neq 0, \quad q=0$ $\sigma'_{hp} = 0, \quad \sigma''_{hp} = \gamma \cdot h \lambda_p$ $E_{hp} = \frac{\sigma''_{hp}}{2} h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ $a = \frac{h}{3}, \quad \lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$
	$c \neq 0, \quad \varphi \neq 0, \quad q=0$ $\sigma'_{hp} = ck_p, \quad \sigma''_{hp} = \gamma \cdot h \lambda_p + ck_p$ $k_p = 2 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ $E_{hp} = \frac{\sigma'_{hp} + \sigma''_{hp}}{2} h$
	$c=0, \quad \varphi \neq 0, \quad q \neq 0$ $\sigma'_{hp} = q \lambda_p, \quad \sigma''_{hp} = (q + \gamma \cdot h) \lambda_p$ $E_{hp} = \frac{\sigma'_{hp} + \sigma''_{hp}}{2} h$
	$c \neq 0, \quad \varphi \neq 0, \quad q \neq 0$ $\sigma'_{hp} = q \lambda_p + ck_p,$ $\sigma''_{hp} = (q + \gamma h) \lambda_p + ck_p$ $E_{hp} = \frac{\sigma'_{hp} + \sigma''_{hp}}{2} h$ $a = \frac{a_1 S_1 + a_2 S_2}{S_1 + S_2}, \quad a_1 = \frac{h}{2}, \quad a_2 = \frac{h}{3}$ $S_1 = \sigma'_{hp} h, \quad S_2 = 0,5(\sigma''_{hp} - \sigma'_{hp}) h$

Следует заметить, что кроме аналитического метода определения давления грунта на подпорную стену, существует также и *графический метод*, разработанный Ш.Кулоном (1773 г.).

Графический метод, предложенный Кулоном, базируется на допущении о *плоских поверхностях скольжения* и построении силовых треугольников, справедлив для общего случая засыпки грунта за подпорной стеной, любой ее формы и любого наклона задней грани стены (рассмотрен нами в курсе Основания и фундаменты зданий, сооружений - бакалавриат).

Таблица 3.8 - Расчетная схема к определению активного давления на стену с наклонной задней гранью

Расчетная схема	Формулы
	$\sigma_{va} = \sigma_{ha} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta),$ $E_{va} = E_{ha} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta)$ $\lambda_a = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos \varepsilon}}\right)} \right]^2$ $k_a = \left[\frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cdot \cos \delta} - \lambda_a \right] \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$ <p>δ - угол трения между задней гранью стены и грунтом:</p> <ul style="list-style-type: none"> - для гладких стен, водонасыщенных песков и при наличии на поверхности вибрационных нагрузок равен 0; - для стен с повышенной шероховатостью, равен φ; - для бетонных поверхностей – $0,71 \varphi$; - в остальных случаях – $0,5 \varphi$. <p>ε - угол наклона стены к вертикали.</p>

3.5. Пример расчета массивной подпорной стены

Определить давление грунта на подпорную стену, сделать поверочные расчеты, дать заключение о соответствии (или несоответствии) конструкции подпорной стены требованиям расчета по первой и второй группам предельных состояний, обосновать рекомендации по необходимым изменениям.

Таблица 3.8 – Исходные данные к примеру

Размеры подпорной стены			
Наименование	Обозначение	Единица измерения	Значение
Ширина по верху	a	м	1,0
Ширина подошвы	b	м	3,0
Высота	H	м	6,0
Глубина заложения	d	м	1,5
Наклон задней грани	ε	град	10
Нагрузка	q	кПа	40
Грунт засыпки			
Удельный вес (песок мелкий, рыхлый, коэффициент пористости $e = 0,7$; модуль деформации $E_0 = 6 \text{ МПа}$)	γ	$\text{кН} / \text{м}^3$	18

Грунт засыпки

Угол внутреннего трения	φ	град	28
Угол трения грунта о заднюю грань стены	δ	град	1,0
Наклон поверхности засыпки	a	град	8
Грунт под подошвой фундамента			
Удельный вес (глина)	γ	$кН / м^3$	21,0
Влажность	W	Доли (%)	0,16 (16)
Удельный вес твердых частиц	γ_s	$кН / м^3$	27,5
Предел текучести	W_L	Доли (%)	0,33 (33)
Предел раскатывания	W_p	Доли (%)	0,15 (15)
Угол внутреннего трения	φ	град	21
Сцепление	c	кПа	81
Модуль общей деформации	E_0	мПа	28

Определение недостающих физико-механических характеристик грунтов под подошвой фундамента стены (грунт глинистый).

Последовательно определяем:

- Удельный вес сухого грунта

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W} = \frac{21}{1+0,16} = 18,1 \text{ кН} / \text{м}^3$$

- Плотность сложения грунта по коэффициенту пористости

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = \frac{27,5}{18,1} - 1 = 0,519$$

- Далее определим степень влажности грунта, (**только для песчаных грунтов**), например

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,16 \cdot 27,5}{0,519 \cdot 10,0} = 0,85$$

Где γ_w - плотность воды $10 \text{ кН} / \text{м}^3$

- Наименование глинистого грунта определяется по показателю пластичности (таблица 3.9 - выделено цветом):

$$I_p = W_L - W_p = 33 - 15 = 18\%$$

Таблица 3.9 - Значения показателя пластичности I_p

Грунт	Число пластичности, %
Супесь	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинок	$7 \leq I_p \leq 17$
Глина	$I_p \geq 17$

- По показателю текучести I_L определяют состояние глинистого грунта (таблица 3.10 – выделено цветом)

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{16 - 15}{33 - 15} = 0,06$$

Таблица 3.10 - Значения показателя пластичности I_L

Грунт	Показатель текучести
Супесь:	
твердая	$I_L \leq 0$
пластичная	$0 \leq I_L \leq 1$
текучая	$I_L \geq 1$
Суглинок и глина:	
твердые	$I_L \leq 0$
полутвердые	$0 \leq I_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 \leq I_L \leq 0,5$
мягкопластичные	$0,5 \leq I_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 \leq I_L \leq 1$

Таким образом, грунт под подошвой фундамента *глина полутвердая*.

- По таблице 3.11 определим условное расчетное сопротивление глинистого непросадочного грунта (выделено цветом).

Таблица 3.11 - Условное расчетное сопротивление R_0 глинистых непросадочных грунтов

Вид грунта	Коэффициент пористости, e	R_0 , кПа, при показателе текучести I_L		
		0	0,5	0,75
Супеси	0,5	400	300	250
	0,7	300	250	200
Суглинки	0,5	400	350	300
	0,7	350	300	200
	1	250	200	150
Глины	0,5	600	500	400
	0,6	500	400	300
	0,8	300	250	200
	1,1	250	200	150

- Расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента определяется по формуле Б.1 Приложения Б СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений при $d \leq 2,0 м$:

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0) / b_0] \cdot (d + d_0) / 2d_0 =$$

$$= 500 [1 + 0,05(3,0 - 2,0) / 2,0] \cdot (1,5 + 2,0) / 2,0 = 896 \text{ кПа}$$

Примечание. При $d > 2,0$ м расчетное сопротивление грунта определяется по формуле Б.2 Приложения Б СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.

Определение активного и пассивного давления на подпорную стену может быть выполнено аналитическим или графическим методом (построение Ж.В. Понселе).

Аналитический метод.

Заменяем равномерно-распределенную нагрузку $q = 40 \text{ кПа}$ слоем грунта приведенной высоты (см. рисунок 3.4):

$$h_{np} = \frac{q}{\gamma} = \frac{40}{18} = 2,22 \text{ м}$$

Где γ - удельный вес грунта засыпки.

Глубина залегания точки Z_a , в которой определяется активное давление от поверхности засыпки (рисунок 3.5).

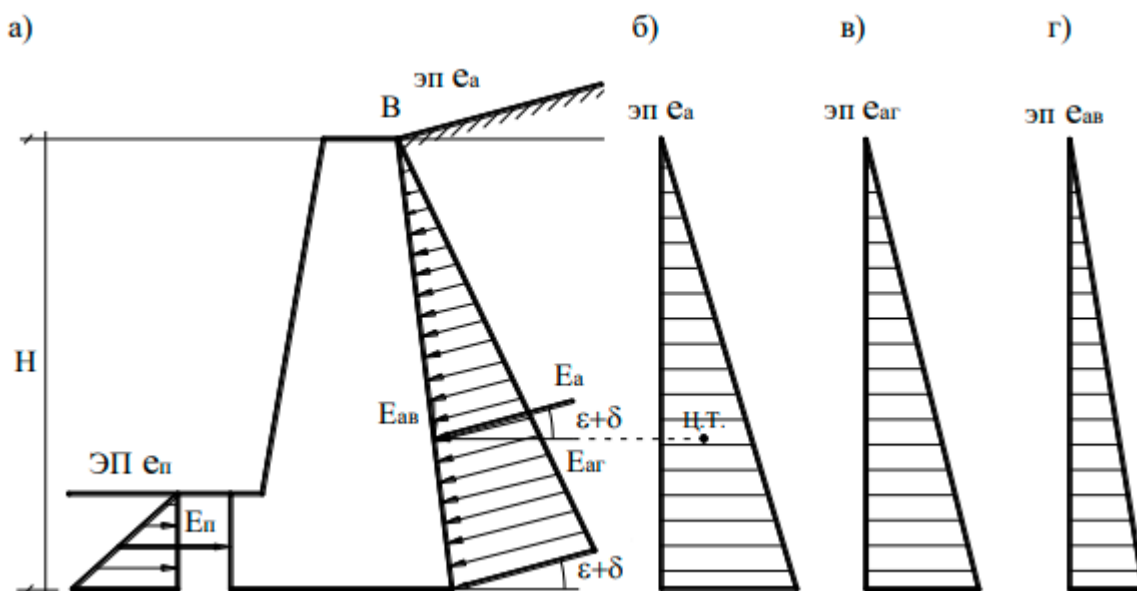


Рисунок 3.5 – Расчетная схема и эпюры интенсивности на подпорную стену

$$z_a = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)} = \frac{\sin(28^\circ + 1^\circ) \cdot \sin(28^\circ - 8^\circ)}{\cos(10^\circ + 1^\circ) \cdot \cos(10^\circ - 8^\circ)} = 0,169$$

Коэффициент активного бокового давления определим по формуле:

$$\lambda_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{z_2})^2} \cdot \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} = \frac{1}{(1 + \sqrt{0,169})^2} \cdot \frac{\cos(18^\circ - 10^\circ)}{\cos^2 10^\circ \cdot \cos(10^\circ + 1^\circ)} = 0,477$$

Примечание. При вычислении Z_a и λ_a следует обратить внимание на знаки α и ε .

Далее следует определить ординаты эпюры интенсивности активного давления на уровне верха стены по формуле:

$$e_{a1} = \gamma \cdot h_{np} \cdot \lambda_a = 18 \cdot 2,22 \cdot 0,477 = 19,06 \text{ кН / м}$$

На уровне подошвы:

$$e_{a2} = \gamma \cdot (h_{np} + H) \cdot \lambda_a = 18 \cdot (2,22 + 6) \cdot 0,477 = 70,58 \text{ кН / м}$$

Тогда активное давление будет равно:

$$E_a = \frac{e_{a1} + e_{a2}}{2} \cdot H = \frac{19,06 + 70,58}{2} \cdot 6 = 268,9 \text{ кН}$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности активного давления соответственно будут равны:

$$e_{a21} = e_{a1} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 19,06 \cdot \cos(10^\circ + 1^\circ) = 18,71 \text{ кН / м},$$

$$e_{a22} = e_{a2} \cdot \cos(\varepsilon + \delta) = 70,58 \cdot \cos(10^\circ + 1^\circ) = 70,57 \text{ кН / м},$$

$$e_{a61} = e_{a1} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 19,06 \cdot \sin(10^\circ + 1^\circ) = 3,64 \text{ кН / м},$$

$$e_{a62} = e_{a2} \cdot \sin(\varepsilon + \delta) = 70,58 \cdot \sin(10^\circ + 1^\circ) = 13,47 \text{ кН / м}.$$

Соответственно вертикальная и горизонтальная составляющие активного давления будут равны:

$$E_{a2} = \frac{e_{a21} + e_{a22}}{2} \cdot H = \frac{18,71 + 70,57}{2} \cdot 6 = 267,8 \text{ кН},$$

$$E_{a6} = \frac{e_{a61} + e_{a62}}{2} \cdot H = \frac{3,64 + 13,47}{2} \cdot 6 = 51,3 \text{ кН}.$$

Интенсивность пассивного давления на отметке подошвы фундамента определяется по формуле:

$$e_n = \gamma \cdot d \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 18 \cdot 1,5 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{28^\circ}{2}\right) = 74,78 \text{ кН / м}.$$

Коэффициент бокового давления отпора грунта (пассивного давления) определяется по формуле:

$$\lambda_n = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Примечание. Коэффициент бокового давления отпора грунта определяется упрощенно, т.е. предполагается что $\alpha = 0$; $\varepsilon = 0$; $\delta = 0$, поскольку реализация отпора происходит при существенных перемещениях, превышающих, как правило, допустимые, то при определении расчетного значения отпора E_n вводится понижающий коэффициент, равный 0,33.

Где φ - угол внутреннего трения грунта (грунт засыпки) в пределах глубины заложения подошвы фундамента подпорной стены d .

Тогда пассивное давление, действующее на переднюю грань стены, может быть определено как:

$$E_n = \frac{\gamma \cdot d^2}{2} \cdot \lambda_n, \quad (3.9)$$

$$E_n = \frac{\gamma \cdot d^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{18 \cdot 1,5^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{28^\circ}{2}\right) = 56,1 \text{ кН}.$$

С учетом понижающего коэффициента сила отпора будет равна **18,5 кН**. Эпюры интенсивности активного и пассивного давления приведены на рисунке 3.6.

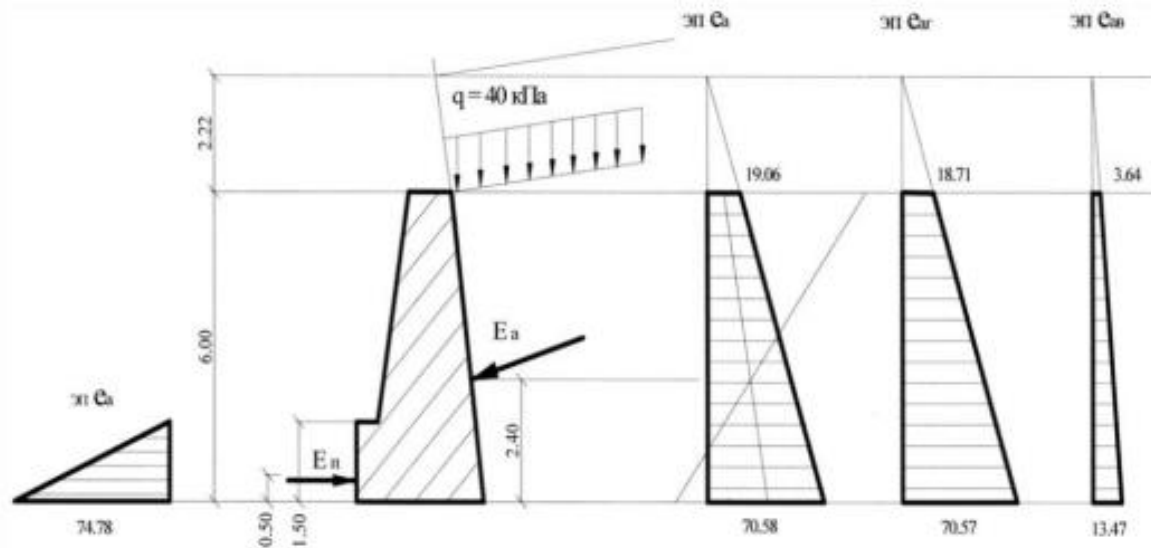


Рисунок 3.6 – Эпюры интенсивности давления грунта (кН/м) на подпорную стену

Графический метод (может использоваться как для проверки правильности нахождения активного давления грунта на подпорную стену аналитическим методом, так и как вполне самостоятельный метод).

Рассмотрим в начале методику определения активного давления грунта на условную подпорную стену, представленную на рисунке 3.7.

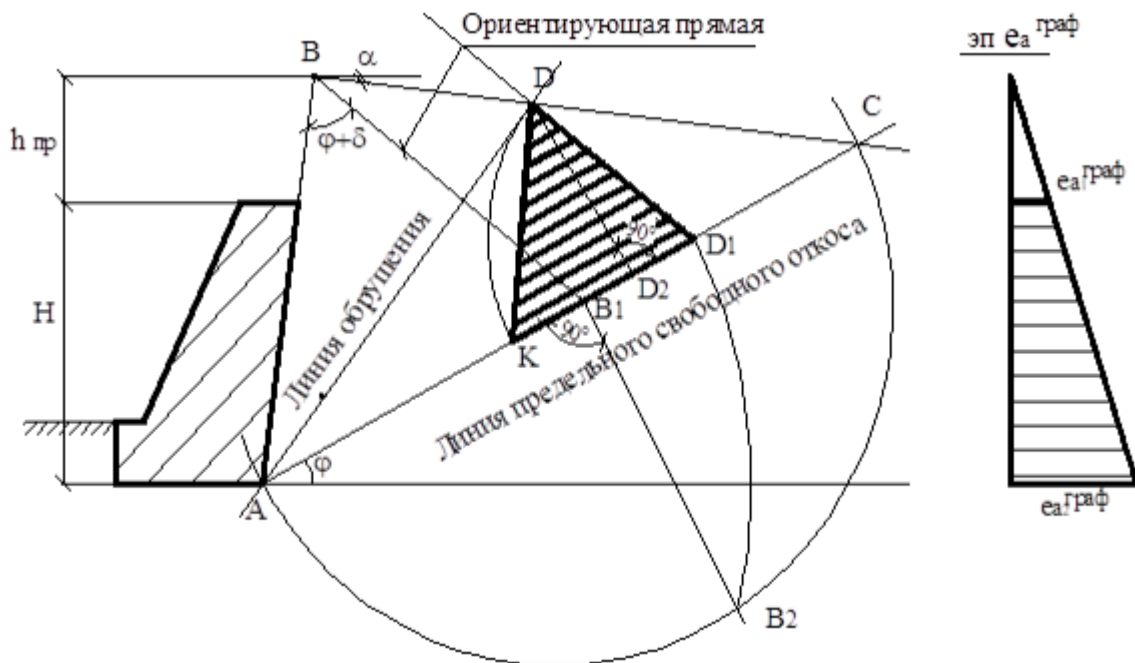


Рисунок 3.7 – Определение активного давления с помощью построения Ж.В. Понселе

Проведем из точки A под углом φ к горизонту линию AC предельного свободного откоса до пересечения с поверхностью грунта BC (действительной или условной при наличии пригрузки на засыпке). Условная поверхность расположена выше действительной поверхности грунта на величину $h_{пр}$.

Из точки B пересечения задней грани стены с условной поверхностью грунта проведем ориентирующую прямую BB_1 под углом $\varphi + \delta$ к линии AB .

Из точки B_1 восстановим перпендикуляр к AC до пересечения в точке B_2 с полуокружностью, построенной на AC как на диаметре.

Радиусом AB_2 засечем положение точки D_1 ($AB_2 = AD_1$).

Точку D находим, проведя D_1D параллельно BB_1 . Далее радиусом D_1D из центра D_1 находим положение точки K .

Треугольник KDD_1 , у которого стороны DD_1 и D_1K равны, называется треугольником Ребхана. Если его площадь умножить на длину призмы обрушения l , равную 1 м, и на удельный вес грунта γ засыпки, то это и будет условная равнодействующая активного давления грунта на стену с условной высотой $H + h_{пр}$.

$$E_{аус} = \frac{KD_1 \cdot DD_1 \cdot \gamma \cdot l}{2} \quad (3.10)$$

Нижняя ордината эпюры интенсивности активного давления, найденная графически определяется по формуле:

$$e_{a2}^{граф} = \frac{2E_{аус}}{l(H + h_{пр})} \quad (3.11)$$

А ордината этой же эпюры на уровне верха подпорной стены

$$e_{a1}^{граф} = e_{a2}^{граф} \frac{h_{np}}{H + h_{np}}. \quad (3.12)$$

Тогда равнодействующая активного давления на подпорную стену заданной высоты H , определенная графическим методом при длине стены 1 м определяется по формуле:

$$E_a^{граф} = \frac{e_{a1}^{граф} + e_{a2}^{граф}}{2} \cdot H. \quad (3.13)$$

Расхождения в значениях E_a и $E_a^{граф}$, определенных аналитическим и графическим методами не должно превышать 5%.

Выполнив необходимые построения в масштабе в любом графическом редакторе, например в программе *Autocad* или в других подобных программах, определим площадь треугольника, заключенного между линией предельного свободного откоса и условной поверхностью грунта (рисунок 3.8):

$$F = \frac{a_{осн} \cdot h}{2} = 16,4 \text{ м}^2$$

Активное давление, действующее на подпорную стену с условной высотой $H + h_{np}$, определим как:

$$E_{аусл} = \gamma \cdot F = 18 \cdot 16,4 = 295,2 \text{ кН}$$

Для определения доли давления, приходящегося на стену высотой H , находим ординаты эпюр интенсивности активного давления, найденного графически, на уровне подошвы фундамента и верха подпорной стены (формулы 3.11 и 3.12):

$$e_{a2}^{граф} = \frac{2E_{аусл}}{l(H + h_{np})} = \frac{2 \cdot 295,2}{1 \cdot (6 + 2,22)} = 71,82 \text{ кН}$$

$$e_{a1}^{граф} = e_{a2}^{граф} \frac{h_{np}}{H + h_{np}} = 71,82 \cdot \frac{2,22}{6 + 2,22} = 19,40 \text{ кН}$$

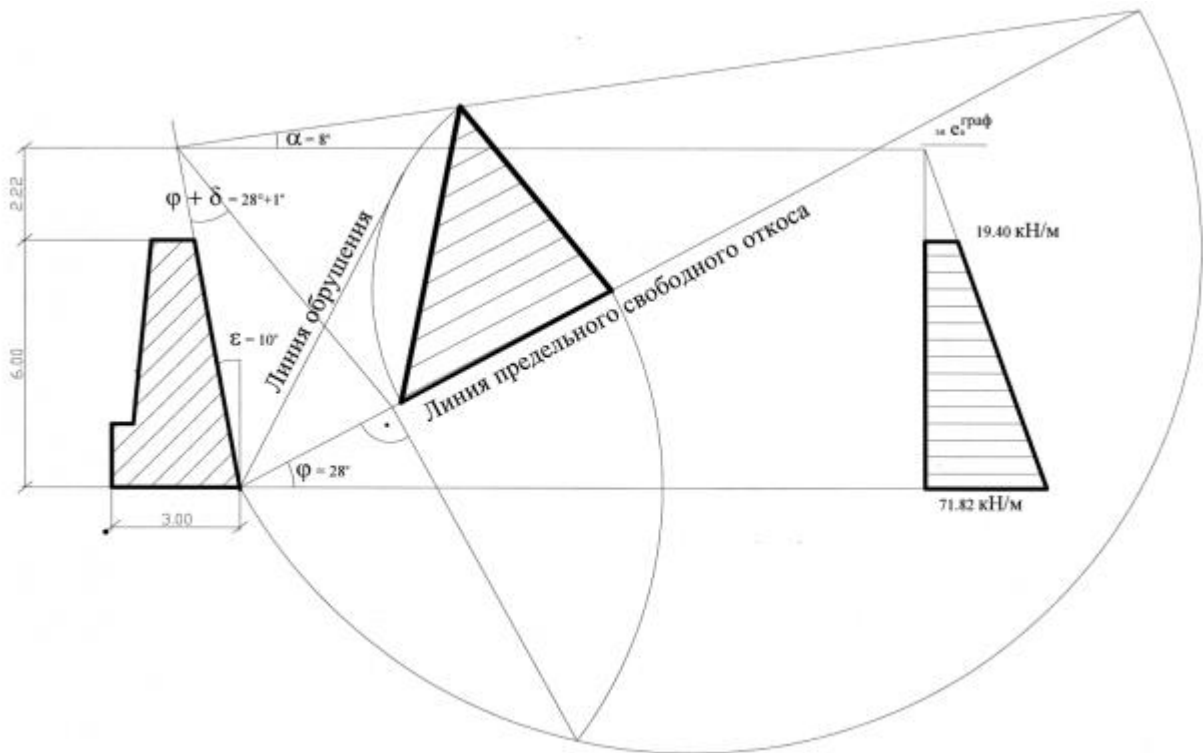


Рисунок 3.8 – Построение к примеру

Тогда равнодействующая активного давления на подпорную стену, определенная графическим методом при длине стены 1 м определяется по формуле 3.13:

$$E_a^{граф} = \frac{e_{a1}^{граф} + e_{a2}^{граф}}{2} \cdot H = \frac{19,4 + 71,82}{2} \cdot 6 = 273,7 \text{ кН}$$

Относительная разность в значениях E_a и $E_a^{граф}$, определенных аналитическим и графическим методами не должна превышать 5%:

$$\frac{E_a - E_a^{граф}}{E_a^{граф}} \cdot 100\% = \frac{273,7 - 268,9}{268,9} \cdot 100\% = 1,8\%$$

Условие выполнено, следовательно, для определения равнодействующей активного давления на подпорную стену оба метода имеют точность в допустимых пределах.

Определение напряжений, возникающих под подошвой фундамента.

Расчет напряжений, возникающих под подошвой фундамента, сводится к определению p_{cp} , p_{max} и p_{mix} по формулам из сопротивления материалов как для центрального и внецентренного сжатия:

$$p_{cp} = \frac{\sum N}{A} \leq \frac{R}{\gamma_g}, \quad (3.14)$$

$$p_{\max} = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_g}, \quad (3.15)$$

$$p_{\min} = \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W} \geq 0, \quad (3.16)$$

Где $\sum N$ и $\sum M$ - сумма всех расчетных вертикальных сил в уровне подошвы фундамента и момент всех расчетных сил относительно оси, проходящей через центр тяжести подошвы (точка на рисунке 3.3);

$W = \frac{l \cdot b^2}{6}$ - момент сопротивления подошвы фундамента ($l=1,0\text{м}$);

$A = b \cdot 1,0$ - площадь подошвы фундамента (b - ширина подошвы фундамента);

R - расчетное сопротивление грунта основания (кПа), определяемого по формуле Б.1 Приложения Б СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений при $d \leq 2,0\text{м}$:

$\gamma_g = 1,4$ - коэффициент условий работы по грунту;

γ_c - коэффициент условий работы, принят равным $1,0$ для p_{cp} ;

для p_{\max} - $1,2$.

Все необходимые расчеты для удобства представим в таблице 3.12

Таблица 3.12 – Расчет действующих усилий

Нормативная сила, кН	Расчетная сила, кН	Плечо, м	Момент, кНм
$G_{cm} = \left[\frac{1 + 3 - (0,5 + 1,5 \cdot tg10^0)}{2} \times (6 - 1,5) \right] \times 24 = 175$	$G_{cm} = 1,1 \cdot 175 = 192,5$	0,1	-19,3
$G_{\phi} = \left[(1,5 \cdot 3) - \left(\frac{1,5 \cdot tg10^0}{2} \cdot 1,5 \right) \right] \times 24 = 103,3$	$G_{\phi} = 1,1 \cdot 103,3 = 113,6$	0,05	5,7
$E_{az} = 267,8$ (см. стр. 48)	$E_{az} = 1,2 \cdot 267,8 = 321,4$	2,4	771,3
$E_{as} = 51,3$ (см. стр. 48)	$E_{as} = 1,2 \cdot 51,3 = 61,6$	1,15	-73,9
$E_n = 18,5$ (см. стр. 48)	$E_n = 1,0 \cdot 18,5 = 18,5$	0,5	-9,3

Примечание. В таблице 3.12 значение коэффициента надежности по нагрузке к весу стены принято равным $1,1$; к активному давлению грунта – $1,2$.

Равнодействующие активного E_a и пассивного E_n давления приложены к стене на уровне центра тяжести эпюр интенсивного давления. Вес стены и фундамента – в центре тяжести соответствующего элемента.

Моменты вычислены относительно осей, проходящих через центр тяжести подошвы фундамента (точка O рисунок 3.9).

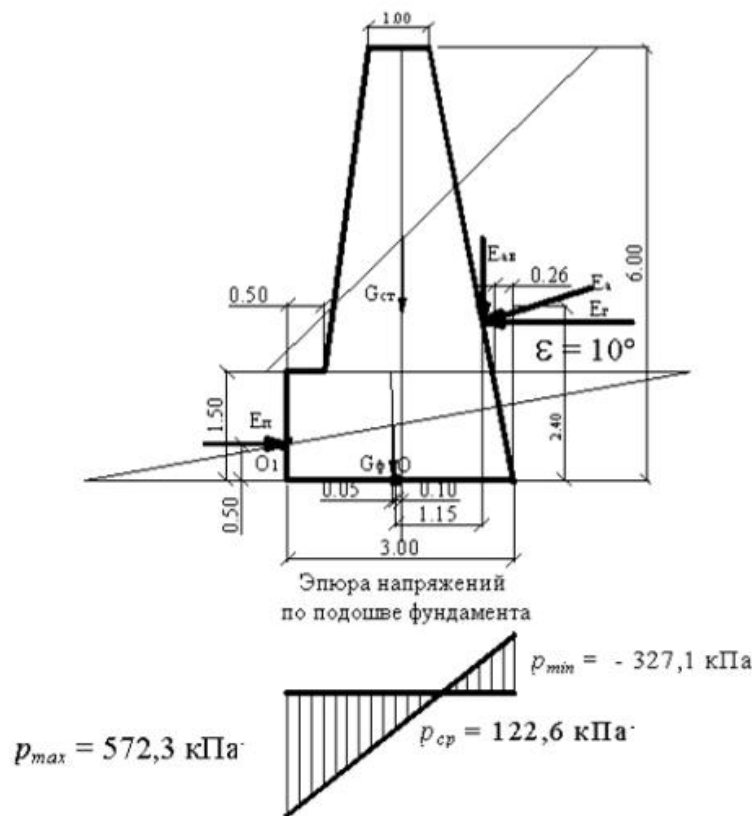


Рисунок 3.9 – Поперечное сечение подпорной стены и силы, действующие на нее, эпюры напряжений по подошве фундамента

Плечи сил допускается принимать по чертежу в заданном масштабе или определять аналитически.

Сумма расчетных вертикальных сил равна:

$$\sum N = 192,5 + 113,6 + 61,6 = 367,7 \text{ кН}$$

Сумма расчетных моментов всех сил равна:

$$\sum M = -19,3 + 5,7 + 771,3 - 73,9 - 9,3 = 674,5 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{l \cdot b^2}{6} = \frac{1 \cdot 3^2}{6} = 1,5 \text{ м}^3 \text{ - момент сопротивления подошвы фундамента;}$$

$A = b \cdot l = 3 \cdot 1 = 3,0 \text{ м}^2$ – площадь подошвы фундамента (b – ширина подошвы фундамента);

Тогда среднее давление под подошвой фундамента (формула 3.14):

$$p_{cp} = \frac{\sum N}{A} = \frac{367,7}{3} = 122,6 \text{ кПа}$$

Максимальное давление определим по формуле 3.15:

$$p_{max} = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{367,7}{3} + \frac{674,5}{1,5} = 122,6 + 449,7 = 572,3 \text{ кПа}$$

Минимальное давление соответственно определим по формуле 3.16:

$$p_{\min} = \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W} = 122,6 - 449,7 = -327,1 \text{ кПа}$$

$R = 896 \text{ кПа}$. Из трех условий не выполнено последнее, т.е. по задней грани подошвы подпорной стены действует растягивающее напряжение (отрыв подошвы фундамента от основания), что **не допускается**.

Расчет устойчивости подпорной стены против опрокидывания и сдвига по подошве фундамента.

Проверка устойчивости подпорной стены выполняется с использованием двух уравнений равновесия:

- сумма проекций всех сил на горизонтальную ось равна нулю;
- сумма моментов всех сил относительно точки опрокидывания должна быть равна нулю (точка O , рисунок 3.9).

Формулы для проверки устойчивости подпорной стены:

$$E_{y\partial} \geq k_{уст} \cdot E_{с\partial} , \quad (3.16)$$

$$M_{y\partial} \geq k_{уст} \cdot M_{опр} , \quad (3.17)$$

где $k_{уст}$ – коэффициент устойчивости $> 1,0$.

Для удобства расчетов все вычисления действующих усилий на подпорную стену сведем в таблицу 3.13.

Таблица 3.13 – Расчет действующих усилий

Нормативная сила, кН	Расчетная сила, кН	Плечо, м	Момент удерживающих сил, кНм	Момент опрокидывающих сил, кНм
$G_{см} = 175$	$G_{см} = 0,9 \cdot 175 = 157,5$	1,6	252,0	-
$G_{ф} = 103,3$	$G_{ф} = 0,9 \cdot 103,3 = 93,0$	1,45	134,9	-
$E_{аз} = 267,8$	$E_{аз} = 1,2 \cdot 267,8 = 321,4$	2,4	-	771,4
$E_{ав} = 51,3$	$E_{ав} = 1,2 \cdot 51,3 = 61,6$	2,65	163,2	-
$E_n = 18,5$	$E_n = 1,0 \cdot 18,5 = 18,5$	0,5	9,3	-
$\sum M$			559,4	771,4

Тогда

$$\frac{M_{y\partial}}{M_{опр}} = \frac{559,4}{771,4} = 0,73 < 1,0 - \text{Условие не выполняется}$$

Сдвигающую силу вычислим как сумму проекций всех сил на горизонтальную ось:

$$E_{с\partial} = E_{аз} - E_n = 321,4 - 18,5 = 302,9 \text{ кН}$$

Удерживающую силу определим как:

$$E_{y\partial} = \psi(G_{см} + G_{ф} + E_{ав}) = 0,3 \cdot (157,5 + 93 + 61,6) = 93,6 \text{ кН}$$

где ψ - коэффициент трения поверхности стены о грунт подошвы (таблица 3.14).

Тогда

$$\frac{E_{y0}}{E_{c0}} = \frac{93,6}{302,9} = 0,31 < 1,0 - \text{Условие не выполняется}$$

Таблица 3.14 – Коэффициент трения ψ кладки по грунту

Вид грунта	ψ
Глины и скальные породы с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т.п.):	
- во влажном состоянии;	0,25
- в сухом состоянии	0,30
Суглинки и супеси	0,30
Пески	0,40
Гравийные и галечниковые породы	0,50
Скальные породы с неомыливающейся поверхностью	0,60

Проверка условия ограничения крена подпорной стены.

Используя ранее вычисленные значения (см. стр. 53):

- Сумма расчетных моментов всех сил равна:

$$\sum M = -19,3 + 5,7 + 771,3 - 73,9 - 9,3 = 674,5 \text{ кНм}$$

- Сумма расчетных вертикальных сил равна:

$$\sum N = 192,5 + 113,6 + 61,6 = 367,7 \text{ кН}$$

Тогда определим фактический крен фундамента по формуле:

$$i = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot \frac{\sum M}{(b/2)^3} = 0,07 \frac{1 - 0,42^2}{28000} \cdot \frac{674,5}{1,5^3} = 0,00039$$

Предельный крен фундамента подпорной стены определим по формуле:

$$i_{пред} = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} b \cdot \frac{M_{min}}{(b/2)^3} = k_c \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot \frac{4 \sum N}{3b^2} =$$

$$0,07 \frac{1 - 0,42^2}{28000} \cdot \frac{4 \cdot 367,7}{3 \cdot 3^2} = 0,00011$$

Следовательно, условие не выполняется, т.к. фактический крен превышает допустимый:

$$i > i_{пред}$$

Выводы по результатам расчетов массивной подпорной стены и рекомендации по ее изменению. Выполненные расчеты показали, что рассматриваемая по заданию подпорная стена не удовлетворяет нормативным требованиям.

Подпорную стену следует перепроектировать. Обоснование необходимых изменений должно вытекать из анализа факторов, обуславливающих невыполнение проверок.

В рассмотренном примере все они фактически связаны с видом эпюры напряжений по подошве фундамента, а именно с большими растягивающими напряжениями под задним ребром подошвы. Это определяет возможность отрыва части подошвы от грунта основания с ростом напряжений под ребром передней грани, недопустимый крен стены и, в конечном счете, ее опрокидывание.

Анализируя структуру составляющих момента M по таблице 3.12 видно, что основной вклад в него дает активное давление E_a ; оно же определяет не \square выполнение проверок на опрокидывание и сдвиг, а также недопустимый крен конструкции стены.

Следовательно, необходимо уменьшить активное давление. Расчетная суммарная вертикальная нагрузка по подошве фундамента составляет

$$\sum N = 192,5 + 113,6 + 61,6 = 367,7 \text{ кН}$$

Требуемый порядок снижения при прежних размерах стены оценивается по предельно допустимому моменту из условия (3.16), то есть, при $p_{\min} = 0$

$$M = \frac{N \cdot b}{6} = \frac{367,6 \cdot 3}{6} = 184 \text{ кНм}$$

Анализируя аналитическое решение при плече 2,4 м (рисунок 3.9) следует, что активное давление должно быть понижено до значения $E_a = 184/2,4 = 76,7 \text{ кН}$, то есть в 3,5 раза.

Обратившись к формулам на стр.47, видим, что коэффициент активного давления может быть управляемым. Это три фактора – углы φ , δ , ε . Рассмотрим возможность их изменения.

1. Угол внутреннего трения засыпки; по заданию в примере $\varphi = 28^\circ$ (мелкий песок). Известно, что с увеличением крупности песка угол внутреннего трения увеличивается. При выборе значений φ для уменьшения активного давления засыпки рекомендуется принимать для пылеватых песков $\varphi = 30...34^\circ$; для мелких $\varphi = 32...36^\circ$; для песков средней крупности $\varphi = 35...38^\circ$; для крупных и гравелистых $\varphi = 38...40^\circ$.

Для рассматриваемого примера при засыпке гравелистым песком можно принять $\varphi = 40^\circ$.

2. Угол трения грунта засыпки о стену. В примере задано $\delta = 1^\circ$, то есть трение почти отсутствует. В то же время с ростом δ активное давление уменьшается. Практически для обычных массивных стен можно принять $\delta = 0,5$ $\varphi = 20^\circ$. При специальной обработке поверхности задней грани можно принять предельное значение $\delta = \varphi$.

3. Угол наклона задней грани ε существенно влияет на активное давление, причем наклон в сторону засыпки ($\varepsilon < 0$) снижает его. Проще всего требуемое значение ε определить графически, уже освоенным построением Ж.В. Понселе. Например, здесь при значениях $\varphi = 40^\circ$; $\delta = 20^\circ$ и $\varepsilon = -15^\circ$ получаем площадь треугольника Ребхана $4,28 \text{ м}^2$ и соответственно активное давление 77 кН , что практически совпадает с требуемым. Легко проверить, что принятые параметры засыпки и стены (почти не увеличившие ее вес) обеспечивают выполнение всех нормативных требований. Также очевидно, что добиться этого увеличением размеров подошвы фундамента стены практически не представляется возможным.

3.6. Контрольные вопросы

1. В чем состоит смысл понятия «коэффициент бокового давления грунта»? Чему он равен для условий компрессионного сжатия?

2. Как связано боковое давление грунта на стену с направлением и величиной ее перемещения?

3. Рассматривая схему действия сил на подпорную стену, указать силы опрокидывающие и удерживающие; сдвигающие и удерживающие.

4. В чем состоит смысл понятия «призма обрушения»? Какие силы действуют на нее со стороны задней грани подпорной стены и со стороны неподвижного грунта?

5. Как коэффициенты активного и пассивного давления зависят от угла внутреннего трения грунта в простейшем случае, когда $\alpha = \delta = \varepsilon = 0$?

6. Чем отличаются значения перемещений, необходимых для реализации активного и пассивного давления? Почему при расчете стены по предельным состояниям учитывается только 1/3 часть рассчитанного отпора?

7. Как влияет наклон поверхности засыпки (угол α) на активное давление?

8. Какими мерами можно изменить трение грунта о стенку (угол δ)? Как влияет изменение δ на активное давление?

9. Как влияет наклон задней грани (угол ε) стены на активное давление?

10. При каких значениях параметров ε и δ сила E_a будет горизонтальна? В каких случаях вертикальная составляющая давления E_{av} будет увеличивать опрокидывающий момент?

11. Анализируя положение и площади треугольника Ребхана (см. рисунок 3.8), установить, как меняется E_a при: увеличении φ ; увеличении q ; изменении δ ; изменении знака и величины ε , α .

12. Почему недопустимы растягивающие напряжения под подошвой фундамента со стороны задней грани?

4. ОРГАНИЗАЦИЯ ЗАЩИТЫ КУРСОВОГО ПРОЕКТА И КРИТЕРИИ ЕГО ОЦЕНКИ

В соответствии с учебным планом каждый студент (магистрант) обязан самостоятельно выполнить курсовую работу и защитить его в срок до начала экзаменационной сессии (для всех форм обучения).

Защита курсовой работы разрешается только после его детальной разработки согласно заданию. Перед защитой курсовой работы студент должен сдать преподавателю чертежи и пояснительную записку на проверку.

Защита курсовой работы производится очно, допускается защита удаленно при определенных обстоятельства (болезнь, пандемия, нахождение в командировке – для заочной формы обучения и в других случаях).

Во время защиты курсовой работы студент должен дать все необходимые пояснения по расчетам и его содержанию, а также ответить на вопросы преподавателя относительно запроектированной подпорной стены.

При оценке курсовой работы учитываются его содержание и оформление, а также качество защиты.

Оценивая курсовую работу, преподаватель учитывает обоснованность и оригинальность принятых решений, глубину и полноту проработки проектного материала, умение использовать актуальную научно-техническую литературу, качество оформления, самостоятельность, ответы на вопросы. Оценивание защиты курсовой работы осуществляется по четырехбалльной системе.

Оценка *«неудовлетворительно»* выставляется в случае выполнения не своего задания, допущения грубых ошибок, повлиявших на результаты расчетов, использования неактуальных нормативных документов, оформления графической и текстовых частей работы не по требованиям ЕСКД, неспособность доложить о принятых решениях.

Оценка *«удовлетворительно»* выставляется в случае допущения незначительных ошибок, в целом не повлиявших на результаты расчетов. При оформлении графической и текстовых частей курсовой работы допущены некоторые отступления от требований ЕСКД, при защите могут быть допущены незначительные неточности в ответах на вопросы.

Оценка *«хорошо»* выставляется в случае выполнения курсовой работы, полностью соответствующей критериям правильности полученных результатов расчетов принятых конструктивных решений, оформления по ЕСКД, грамотного изложения и ответов на вопросы, но при этом нет вариативного проектирования.

Оценка *«отлично»* выставляется при выполнении всех условий как при оценивании на *«хорошо»*, но при этом используется вариативное проектирование и выполнен анализ принятого решения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебно-методическом пособии даны рекомендации по выполнению курсовой работы по дисциплине «Фундаменты, подпорные стены и ограждение котлованов».

Рассмотрены два примера с подробными решениями наиболее характерных задач по тематике заданий курсового проектирования. Приведена различная справочная информация, рекомендовано 13 источников нормативной, справочной и учебной литературы.

Выполнение задания по курсовому проектированию предусматривает самостоятельную работу студентов с нормативной и справочной литературой, чему способствуют индивидуальные задания.

Безусловно, в пособии рассмотрены лишь некоторые инженерно-геологические процессы и условия работы грунтов оснований под фундаменты подпорных стен при различных внешних условиях и пути выбора наиболее оптимальных решений. Знания о прочностных и деформационных свойствах грунтов, их устойчивости, а также применяемых методах расчетов, полученных в результате теоретического изучения дисциплины, выполнения практических заданий и курсового проектирования, позволят будущим специалистам вполне успешно решать практические задачи по проектированию и возведению фундаментов и подпорных стен зданий и сооружений, устройства ограждения котлованов и траншей.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация.
2. ГОСТ 21.302-2013 Условные графические обозначения в документации по инженерно-геологическим изысканиям.
3. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.
4. СП 63.13330.2016 Железобетонные конструкции.
5. СП 104.13330. 2016 Инженерная защита территорий.
6. СП 381. 1325800.2018 Сооружения подпорные. Правила проектирования
7. Справочное пособие к СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий.
8. Берлинов, М.В. Основания и фундаменты [Электронный ресурс]: учебник / М.В. Берлинов; 4-е изд. перер. и доп. – Санкт-Петербург: Изд. Лань, 2011. - 320 с. (ЭСБ «Университетская библиотека онлайн»).
9. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты, уч. пособие., 2-е изд. перер. и доп. – Ленинград: Строиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 415 с.
10. Михайлов А., Концедаева Ж, Механика грунтов, уч. пособие. – Вологда-Москва: Изд. Инфра-Инженерия, 2021. – 364 с.
11. Насонов, С.Б. Руководство по проектированию и расчету строительных конструкций. – Москва: Изд. АСВ, 2015. – 816 с.
12. Симвулиди, И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. [Электронный ресурс]: учебное пособие / И.А. Симвулиди. – Изд. Высшая школа, 1973. - 431 с. (ЭСБ «Университетская библиотека онлайн»).
13. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. – Москва: Стройиздат. – 1985. – 479 с.

Локальный электронный методический материал

Михайлов Александр Юрьевич

**ФУНДАМЕНТЫ, ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ И ОГРАЖДЕНИЯ
КОТЛОВАНОВ**

Редактор И. Голубева

Уч.-изд. л. 4,2. Печ. л. 3,9.

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Калининградский государственный технический университет».
236022, Калининград, Советский проспект, 1