

МЕХАНИКА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

**РАСЧЕТ КРЕПЕЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
И ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ПО МЕТОДИКАМ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ**

*Методические указания к практическим занятиям
для студентов специальности 21.05.04*

**САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
2019**

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
Санкт-Петербургский горный университет

Кафедра строительства горных предприятий
и подземных сооружений

МЕХАНИКА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

РАСЧЕТ КРЕПЕЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
И ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ПО МЕТОДИКАМ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

*Методические указания к практическим занятиям
для студентов специальности 21.05.04*

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
2019

УДК 624.012.45 (075.83)

МЕХАНИКА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ. Расчет крепей горных выработок и обделок подземных сооружений по методикам нормативных документов: Методические указания к практическим занятиям / Санкт-Петербургский горный университет. Сост.: *М.А. Карасев, П.Э. Вербило* СПб, 2019. 91 с.

В методических указаниях приведены необходимые теоретические и справочные данные для решения комплекса практических задач механики подземных сооружений, включающего расчет крепи вертикальных и горизонтальных выработок при различных видах нагрузок и воздействий. Представлены как нормативные методики расчета, так и строгие аналитические решения, полученные в рамках решения уравнений механики сплошной среды.

Предназначены для студентов специальности 21.05.04. «Горное дело» специализации «Шахтное и подземное строительство».

Научный редактор проф. *А.Г. Протосеня*

Рецензент канд. техн. наук *М.О. Лебедев* (ОАО НИПИИ «Ленметроги-протранс»)

© Санкт-Петербургский
горный университет, 2019

Оглавление

1. Термины и определения	5
2. Общие положения расчета крепей горных выработок	10
3. Расчет монолитной бетонной крепи вертикального ствола по методике СП 91.13330.2012.....	13
3.1. Цели и задачи работы	13
3.2. Расчетные положения	13
3.2.1. Требования нормативных документов	13
3.2.2. Расчет критерия устойчивости пород вертикального ствола	16
3.2.3. Расчет нагрузки на крепь вертикального ствола	19
3.2.4. Расчет крепи вертикальных выработок	23
3.3. Исходные данные	23
3.4. Последовательность выполнения расчетно-графической работы	24
3.5. Примеры расчета крепи вертикального ствола по СП 91.13330.2012	24
4. Расчет крепи устья вертикального ствола по СП 91.13330.2012	29
4.1. Цели и задачи работы	29
4.2. Расчетные положения	29
4.2.1. Требования нормативных документов	29
4.2.2. Расчет нагрузки на крепь устья вертикального ствола	30
4.2.3. Определение расчетной вертикальной нагрузки, действующей на крепь устья ствола	33
4.2.4. Расчет параметров крепи устья ствола	33
4.3. Исходные данные	33
4.4. Последовательность выполнения работы	34
4.5. Пример расчет крепи устья ствола по методике СП 91.13330.2012	35
5. Расчет крепи горизонтальных горных выработок по методике СП 91.13330.2012	36
5.1. Цели и задачи работы	39
5.2. Расчетные положения	39
5.2.1. Требования нормативных документов	39
5.2.2. Расчет устойчивости пород и их смещений	42

5.2.3. Расчет давления горных пород на крепь горизонтальных и наклонных выработок.....	46
5.3. Исходные данные	49
5.4. Последовательность выполнения работы.....	49
5.5. Пример расчет крепи горизонтальной выработки по методике СП 91.13330.2012.....	50
6. Расчет обделки подземных сооружений различного назначения по методикам нормативных документов	53
6.1. Цели и задачи работы	53
6.2. Расчетные положения	53
6.2.1. Требования нормативных документов	53
6.2.2. Расчет нагрузки на крепь устья вертикального ствола по СП 102.13330.2012	65
6.2.3. Расчет нагрузки обделку подземного сооружения по СП 122.13330.2012	67
6.3. Исходные данные	70
6.4. Последовательность выполнения работы	70
6.5. Пример расчет нагрузки на обделку горизонтальных подземных сооружений по нормативным документам.....	70
6.6. Типовые задание для выполнения расчетно-графической работы.....	72
7. Библиографический список.....	73
Приложение 1 – Расчет параметров крепи/обделки кругового очертания	74
Приложение 2 – Расчет параметров трапецивидной рамной крепи/обделки усиленной прогоном на стойках	77
Приложение 3 – Расчет параметров арочной крепи/обделки.....	83
Приложение 4 – Механические характеристики строительных материалов	88

1. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Водоупор – слой воднепроницаемых пород, не пропускающих воду.

Геологическая среда – многокомпонентная дискретная динамическая природная система, разнообразно и энергично взаимодействующая с сооружениями. Состоит из системы геологических тел разных уровней, различного состава, тектонической нарушенности, выветрелости, обводненности и т.п., которые разделяются на формации, субформации, стратиграфо-литологические комплексы, петрографические типы (пачки, толщи) и монопородные элементы.

Геологические и инженерно-геологические процессы и явления – эндогенные и экзогенные геологические процессы, возникающие под воздействием разных природных факторов (и их сочетаний) как вне влияния деятельности человека (геологические), так и под ее влиянием (инженерно-геологические). Характеризуются взаимообусловленностью, нестационарностью и унаследованностью развития, а также детерминированностью.

Геологический процесс – изменение состояния компонентов геологической среды во времени и в пространстве под воздействием природных факторов.

Геофизика – комплекс наук, изучающих физические поля Земли и природные процессы, происходящие в литосфере, гидросфере и атмосфере.

Горно-технические условия (факторы) – совокупность компонентов геологической среды и (или) техногенных образований, обуславливающих выбор системы разработки грунтовых строительных материалов и применяемых при этом механизмов.

Горное давление – напряжения, возникающие в массиве горных пород, вблизи стенок выработок, скважин, в целиках, на поверхностях контакта породы — крепь в результате действия главным образом гравитационных сил, а также тектонических сил и изменения температуры верхних слоев земной коры.

Давление – физическая величина, численно равная силе, действующей на единицу площади поверхности перпендикулярно этой поверхности.

Дилатация – увеличение объема тела при сжатии, обусловленное развитием множества микротрещин, а также трещин большей протяженности.

Инженерно-геологические условия – совокупность характеристик компонентов геологической среды исследуемой территории (рельефа, состава и состояния горных пород, условий их залегания и свойств, включая подземные боды, геологических и инженерно-геологических процессов и явлений), влияющих на условия проектирования и строительства, а также на эксплуатацию инженерных сооружений соответствующего назначения.

Инженерно-геологический массив пород (ИГМП) – часть геологической среды, взаимодействующей с сооружениями в процессе строительства и эксплуатации (природно-техногенная система). Основным компонентом ИГМП являются горные породы. Различают ИГМП разных уровней, наименьшим из которых является инженерно-геологический элемент, породы которого обладают разными геомеханическими свойствами и напряженным состоянием. ИГМП может охватывать часть одной стратиграфо-литологической формации, комплекса и т.п. или состоять из нескольких комплексов, пачек и т.п.

Инженерно-геологический процесс – изменение состояния компонентов геологической среды во времени и в пространстве под воздействием техногенных факторов.

Каверна – пустота неправильной или округлой формы размером свыше 1,0 мм.

Карст - совокупность явлений, связанных с деятельностью вод (поверхностных и подземных) и выраженных в растворении горных пород и образовании в них пустот разного размера и формы, а также в создании особого характера циркуляции и режима подземных вод и характерного рельефа местности и режима гидрографической сети.

Категории сложности инженерно-геологических условий – условная классификация геологической среды по совокупности факторов инженерно-геологических условий, определяющих

сложность изучения исследуемой территории и выполнение различного состава и объемов изыскательских работ.

Конструкции железобетонные – конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции): расчетные усилия от всех воздействий в железобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном и рабочей арматурой.

Компоненты природной среды – земля, недра, почвы, поверхностные и подземные воды, атмосферный воздух, растительный, животный мир и иные организмы, а также озоновый слой атмосферы и околоземное космическое пространство, обеспечивающие в совокупности благоприятные условия для существования жизни на Земле.

Конструкция строительная – часть сооружения определенного функционального назначения, состоящая из элементов, взаимно связанных в процессе выполнения строительных и монтажных работ.

Коэффициент надёжности – установленный нормами расчета коэффициент, учитывающий возможность отклонения нагрузки (коэффициент надежности по нагрузке) или прочности материала (коэффициент надежности по материалу) от нормативных их значений.

Крепь – искусственное сооружение, возводимое для предотвращения возможности обрушения окружающих горных пород в горных выработках, а также при строительстве шахт, тоннелей и метрополитенов и др. подземных объектов. Конструкция крепи зависит от площади и формы поперечного сечения горной выработки, величины и характера горного давления, срока службы и других факторов.

Нагрузка – совокупность сил, действующих на тело, к которым относятся внешние силы, вес и силы инерции.

Наклонное сечение – сечение элемента плоскостью, наклонной к его продольной оси и перпендикулярной вертикальной плоскости, проходящей через ось элемента.

Научная (научно-исследовательская) деятельность – деятельность, направленная на получение и применение новых

знаний, в том числе: фундаментальные научные исследования - экспериментальная или теоретическая деятельность, направленная на получение новых знаний об основных закономерностях строения, функционирования и развития человека, общества, окружающей природной среды; прикладные научные исследования - исследования, направленные преимущественно на применение новых знаний для достижения практических целей и решения конкретных задач.

Нормальное сечение – сечение элемента плоскостью, перпендикулярной к его продольной оси.

Несущие конструкции (элементы) – конструкции, воспринимающие постоянную и временную нагрузку, в том числе нагрузку от других частей зданий.

Норма – положение, устанавливающее количественные или качественные критерии, которые должны быть удовлетворены.

Нормативная документация (нормативный документ) – документация, устанавливающая комплекс норм, правил, положений, требований, обязательных при проектировании, инженерных изысканиях и строительстве, реконструкции, капитальном ремонте зданий и сооружений, расширении и техническом перевооружении предприятий, а также при изготовлении строительных конструкций, изделий и материалов.

Образец грунта нарушенного сложения – представительная масса грунта, в которой при отборе из массива грунта изменились естественное сложение и (или) влажность грунта.

Образец грунта ненарушенного сложения (монолит) – образец грунта определенной формы, в котором при отборе из массива грунта сохраняются ненарушенное сложение и влажность грунта.

Правило – положение, описывающее действия, предназначенные для выполнения.

Предельное усилие – наибольшее усилие, которое может быть воспринято элементом, его сечением при принятых характеристиках материалов.

Расчетная ситуация – учитываемый в расчете комплекс условий, определяющих расчетные требования к конструкциям.

Расчет – результат такого действия; установление и подсчёт необходимых данных при проектировании какого-либо сооружения.

Расчетная схема – графическое изображение связей между результирующими и составляющими геометрическими параметрами, в которых учитываются конструктивно-технологические особенности зданий, сооружений и их элементов, в том числе способы и последовательность выполнения технологических процессов и операций; это упрощенная, идеализированная схема, которая отражает наиболее существенные особенности объекта, определяющие его поведение под нагрузкой.

Тампонаж – заполнение цементом, глиной или битумом пустот и трещин в горных породах, а также нефтяных скважин для изоляции от водоносных и газоносных пластов (горизонтов).

Трещиностойкость – способность материала противостоять образованию трещин, характеризуемая величиной вязкости разрушения.

Устойчивость – способность системы сохранять текущее состояние при влиянии внешних воздействий. Если текущее состояние при этом не сохраняется, то такое состояние называется неустойчивым.

2. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА КРЕПЕЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

В качестве основных расчетных данных для определения параметров крепи выработки должны приниматься:

- расчетная глубина размещения выработки, соответствующие реальным значениям распределения напряжений в окружающем массиве горных пород;
- расчетные характеристики материалов крепи и заполнителя закрепного пространства;
- расчетные характеристики материалов крепи и заполнителя закрепного пространства;
- характер и степень влияния других выработок и прочих дополнительных воздействий.

Расчетные и нормативные характеристики материалов крепи следует принимать с учетом их работы в подземных условиях и в соответствии с требованиями: для бетонной и железобетонной крепи – СП 63.13330 с учетом требований ГОСТ 26633 и ГОСТ Р 54257; для металлической крепи – СП 16.13330.

Расчет крепи следует выполнять по несущей способности (по фактору хрупкого, вязкого и других видов разрушений), устойчивости и трещиностойкости. На устойчивость расчетом следует проверять тонкостенные стальные и сборные конструкции, а на трещиностойкость – крепи гидро- и газоизолирующие.

Крепи выработок следует рассчитывать исходя из возможных неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий, которые действуют одновременно при строительстве и эксплуатации выработок, с учетом технологии проведения выработок и возведения крепи.

При проектировании конструкций крепи выработок на сочетание нагрузок и воздействий следует учитывать:

- постоянные нагрузки и воздействия: давление горных пород со стороны массива (свободно действующие на крепь вес горных пород; контактные силы (нагрузки), действующие на крепь вследствие деформационного ее взаимодействия с массивом горных пород); собственную массу крепи; воздействия, вызываемые

предварительным напряжением элементов крепи; давление подземных вод;

- временные длительные нагрузки и воздействия: температурные воздействия, в том числе морозное пучение; воздействие от очистных выработок, других выработок и водопонижение; давление от набухания пород;

- кратковременные нагрузки и воздействия: давление тампонажного раствора; воздействия от подвижных нагрузок проходческих, транспортных машин и комплексов; воздействие массовых взрывов;

- особые нагрузки и воздействия: динамические нагрузки; сейсмические нагрузки.

При учете сочетания нагрузок следует применять коэффициенты сочетаний, установленные в СП 20.13300.

Коэффициент надёжности по нагрузкам γ_f , по ответственности γ_n и коэффициент сочетания нагрузок ψ следует принимать в соответствии с СП 20.13330.

При наличии напорных вод выбор типа крепи и ее расчет проводится с учетом полного гидростатического давления при водонепроницаемых крепях и остаточного напора при водопроницаемых крепях.

Выбор и расчет крепи следует приводить с учетом состояния устойчивости пород (категорий устойчивости) в выработке (таблица 2.1).

Таблица 2.1

Категории устойчивости пород вертикальной выработки

Категория состояния	Оценка состояния устойчивости	Характеристика состояния устойчивости	Меры поддержания выработок
I	Устойчивые	Отсутствуют заметные смещения и разрушения пород или имеются мелкие локальные разрушения	Эксплуатация выработки возможна без крепи либо при изолирующих типах крепи
II	Среднеустойчивые	Незначительное распространение нарушений пород вглубь массива, соответствующие	Применение крепей маломощных, податливых, а также

Категория состояния	Оценка состояния устойчивости	Характеристика состояния устойчивости	Меры поддержания выработок
		начальной стадии общего развития зоны неупругих деформаций в окружающих выработку; возможно нарушение целостности пород в структурно ослабленных зонах с образованием небольших сводов обрушения. Деформации пород носят затухающий характер.	ограждающих или упрочняющих
III	Неустойчивые	Дальнейшее развитие зон деформаций и нарушений пород со значительным смещением свободного контура выработки. Постепенный подход к слабо затухающим во времени деформациям пород.	Применение жестких и ограниченно податливых крепей с большой несущей способностью
IV	Очень неустойчивые	Вокруг выработки развиваются большие зоны неупруго деформирующихся пород с их разрушением. Смещение свободного (или при малом отпоре крепи) контура выработки носят слабо затухающий и незатухающий характер.	Применение мощных замкнутых ограниченно податливых крепей в сочетании с различными способами упрочнения пород вокруг выработки

3. РАСЧЕТ МОНОЛИТНОЙ БЕТОННОЙ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТВОЛА ПО МЕТОДИКЕ СП 91.13330.2012

3.1. Цели и задачи работы

Цель работы: выполнить расчет монолитной бетонной крепи вертикального ствола согласно положениям СП 91.13330.2012.

Задачи работы:

- получить представление о требованиях нормативного документа СП 91.13330.2012 в области расчета и конструирования крепей вертикальных стволов;
- получить навыки оценки устойчивости породного массива в окрестности вертикального ствола;
- изучить методику расчета нагрузок на крепь вертикального ствола при различных нагрузках и воздействиях;
- закрепить полученные знания при выполнении индивидуального практического задания.

3.2. Расчетные положения

3.2.1. Требования нормативных документов

Выбор места размещения вертикальной выработки необходимо производить во взаимной увязке с генеральным планом и расположением других выработок, а также с учетом возможности наиболее полного извлечения из недр запасов основных и совместно с ними залегающих полезных ископаемых. При проектировании вертикальных выработок следует избегать, как правило, пересечения вертикальной выработкой крупных тектонических нарушений и напорных водоносных горизонтов; располагать стволы, как правило, за пределами шахтных полей или площадей залегания полезных ископаемых на расстояниях, исключающих оставление предохранительных целиков; предусматривать меры максимально возможной выемки околоствольных целиков при расположении стволов в пределах шахтных полей или площадей залегания полезных ископаемых; обеспечивать возможность размещения околоствольного двора в устойчивых, прочных породах; принимать

меры, исключая или снижающие воздействие на стволы очистных работ, водопонижения и близлежащих либо сопрягающихся выработок.

Расчет крепи вертикального ствола по СП 91.13330.2012 выполняется в два этапа. На первом этапе выполняется расчет устойчивости пород вертикальной выработки, который качественно определяет интенсивность развития геомеханических процессов в окрестности ствола и методику определения нагрузки на крепь. Выбор типа и расчет параметров крепи протяженной части ствола, а также участков сопряжения следует проводить в соответствии с категориями устойчивости пересекаемых пород с учетом давления подземных вод, влияния очистных и других выработок. Крезь ствола следует рассчитывать на неравномерно-распределенную по окружности ствола радиальную нагрузку и контактные касательные нагрузки (рис. 3.1).

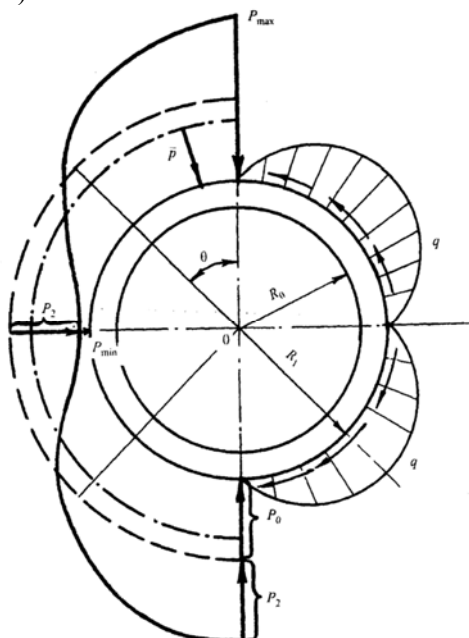


Рис. 3.1 – Схема передачи нагрузок на крепь вертикальной выработки: P_{max} – максимальная нагрузка; P_{min} – минимальная нагрузка; \bar{p} – средняя нагрузка; P_0 – равномерная часть нагрузки (средняя нагрузка); P_2 – неравномерная часть нагрузки

(отклонение от средней нагрузки); R_0 – радиус выработки в свету; R_1 – радиус выработки вчерне.

На протяженных участках ствола с жестким армированием, а также участков сопряжений ствола в породах категорий устойчивости I, II и III при отсутствии воздействия очистных работ, других выработок, напорных вод и водопонижения следует применять в породах категории устойчивости I толщину бетонной крепи без расчета по табличным значениям (таблица 3.1).

Таблица 3.1

Параметры монолитной бетонной крепи в породах I категории устойчивости (жесткая армировка)

Глубина расположения участка, м	Толщина бетонной крепи (мм) при углах залегания пород	
	до 35°	более 35°
до 500	200	250
свыше 500	250	300

В породах категорий устойчивости II и III толщину бетонной крепи следует устанавливать расчетом, но не менее значений указанных в таблице (таблица 3.1).

Если рассчитанная толщина бетонной, железобетонной крепи стволов превышает 500 мм, то следует применять крепь толщиной 500 мм из бетона соответственно более высокого класса прочности.

В стволах с гибкой армировкой толщина крепи в породах I категории устойчивости принимается по табличным значениям (таблица 3.2).

Таблица 3.2

Параметры монолитной бетонной крепи в породах I категории устойчивости (гибкая армировка)

Глубина расположения участка, м	Толщина бетонной крепи (мм) при углах залегания пород	
	до 35°	более 35°
до 500	80	120
свыше 500	100	150

В породах категории устойчивости IV, на участках ствола с напорными водами, а также калийных и подобных им месторождениях следует применять тубинговую, железобетонную,

многослойную крепь, а при достаточной устойчивости пород – монолитную бетонную крепь.

Оценка проводится только для пород, величина прочности на одноосное сжатие которых с учетом структурной нарушенности R_c больше 2 МПа. Породы величина R_c которых меньше 2 МПа относятся к IV категории устойчивости.

3.2.2. Расчет критерия устойчивости пород вертикального ствола

Выбор типа и расчет параметров крепи для протяженной части ствола, а также участков сопряжения следует производить на основании определения категорий устойчивости пород вертикальных выработок (таблица 3.3).

Таблица 3.3

Категория устойчивости пород вертикальных выработок

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Критерий устойчивости пород вертикальной выработки C
I	устойчивое	до 3
II	среднеустойчивое	от 3 до 6
III	неустойчивое	от 6 до 10
IV	очень неустойчивое	более 10

Значение критерия устойчивости пород вертикальной выработки определяют по формуле:

$$C = \frac{k_r \cdot k_{сб} \cdot k_{ц} \cdot k_t \cdot H_p}{26,3 + k_{\alpha} \cdot R_c \cdot (5,25 + 0,0056 \cdot k_{\alpha} \cdot R_c)}, \quad (3.1)$$

где k_r – коэффициент, учитывающий взвешивающее действие воды: для участков вне водоносных горизонтов равен 1; $k_{сб}$ – коэффициент воздействия на ствол других выработок: на протяженном участке ствола принимается равным 1, на сопряжении 1.5; $k_{ц}$ – коэффициент воздействия на ствол очистных работ: для участков, не испытывающих воздействия принимается равным 1, при воздействии принимается по данным специализированных организации;

k_t – коэффициент влияния эксплуатации проектируемой выработки;

H_p – расчетная глубина рассматриваемого участка ствола, м;
 k_α – коэффициент влияния угла залегания пород: для горизонтально залегающих пород равен 1, для других случаев определяется по формуле; R_c – расчетное сопротивление пород сжатию.

Расчетную глубину рассматриваемого участка ствола определим, как:

$$H_p = k_n \cdot H, \quad (3.2)$$

где H – высота толщи пород от рассматриваемого сечения до земной поверхности, м; k_n – коэффициент, учитывающий отличие фактического напряженного состояния массива горных пород от среднего расчетного, принимается равным единице при гравитационном характере формирования начального поля напряженного состояния и 1.5 если информация о начальном поле напряженного состояния отсутствует.

При известной величине коэффициента бокового давления пород в массиве расчетная глубина H_p может быть определена по номограмме (рис. 3.2).

Расчетное сопротивление пород сжатию определим по следующей формуле:

$$R_c = k_c \cdot k_d \cdot R, \quad (3.3)$$

где k_c – коэффициент, учитывающий усредненную по периметру выработки нарушенность массива пород поверхностями без сцепления либо с малой связностью, см. таблицу 3.4); k_d – коэффициент длительной прочности (определяется как отношение длительной прочности к мгновенной прочности); R – прочность породы в условиях одноосного сжатия, МПа.

Таблица 3.4

Значение коэффициента k_c в зависимости от структурной нарушенности породного массива

Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород, м	Значение коэффициента k_c
Свыше 1,5	0,9
Менее 1,5 до 1	0,8
Менее 1 до 0,5	0,6
Менее 0,5 до 0,1	0,4

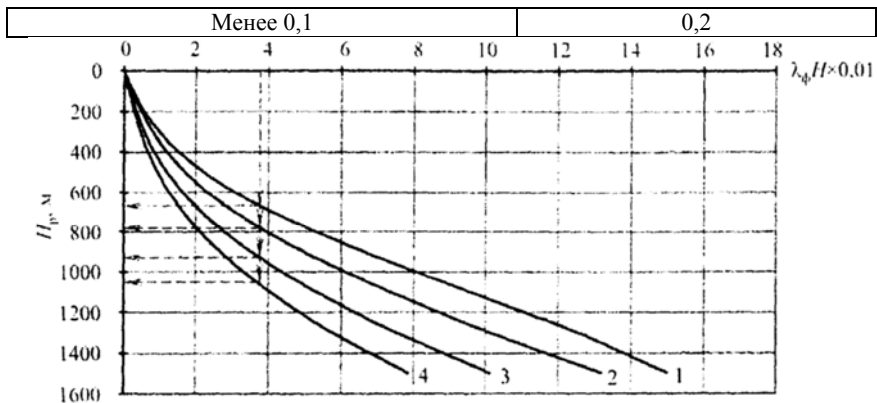


Рис. 3.2 – Номограмма для определения расчетной глубины H_p по напряжениям в породном массиве: 1 – малопрочные аргиллиты, глинистые и углистые сланцы, алевролиты с глинистым цементом, выветрелые глинистые песчаники ($R_{сж} = 22$ МПа, $\chi/\beta = 0.51$); 2 – алевролиты и песчаники со слюдистым и глинистым цементом, аргиллиты ($R_{сж} = 40$ МПа, $\chi/\beta = 0.32$); 3 – песчаники, алевролиты, аргиллиты, песчаные сланцы на кремнисто-глинистом, глинокарбонатном и другом средней прочности цементе, известняки ($R_{сж} = 75$ МПа, $\chi/\beta = 0.20$); 4 – прочие песчаники и алевролиты на карбонатном и кремнисто-карбонатном цементе, известняки ($R_{сж} = 100$ МПа, $\chi/\beta = 0.16$); $R_{сж}$ – средняя прочность пород; χ/β – обобщенный реологический показатель.

Коэффициент, учитывающий взвешивающее действие воды на участках водоносных горизонтов:

$$k_r = \frac{(\gamma h_1 - P_B) + (\gamma_{п} - \gamma_B) \frac{1}{1+e} h_2}{\gamma H}, \quad (3.4)$$

где h_1 – высота толщи пород от почвы водоупора до земной поверхности, м; h_2 – высота толщи пород от рассматриваемого сечения в водоносном горизонте до почвы водоупора (до кровли водоносного горизонта), м; γ – объемная масса пород, МН/м³; $\gamma_{п}$ – масса частиц пород в водоносном горизонте, МН/м³; γ_B – удельная масса воды, МН/м³; e – коэффициент пористости пород водоносного горизонта, принимаемый как отношение объема пор к объему скелета и определяемый по данным гидрогеологических

исследований: P_B – давление подземных вод с учетом понижения, МПа.

Коэффициент k_α , учитывающий угол залегания пород определим как:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot \sin(\alpha)}, \quad (3.5)$$

где α – угол залегания пород, град.

3.2.3. Расчет нагрузки на крепь вертикального ствола

1. Полная нагрузка на крепь вертикального ствола определяется как сумма давления горных пород и давления подземных вод:

$$P_p = P_n^p + P_B^p, \quad (3.6)$$

где P_n – нагрузка на крепь вертикального ствола от давления горных пород, МПа; P_B – нагрузка на крепь вертикального ствола от давления подземных вод, МПа.

2. Расчетное горизонтальное давление пород P_n^p на крепь протяженной части вертикальной выработки при отсутствии влияния горизонтальных деформаций от воздействия очистных работ выполняются по следующей формуле

$$P_n^p = \gamma_f \gamma_n \gamma_d n_n P_n^H [1 + 0.1(r_0 - 3)], \quad (3.7)$$

где r_0 – радиус выработки в свету, м; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1.17; γ_n – коэффициент надежности по ответственности, равный 1.2; γ_d – коэффициент условия работы (таблица 3.5); n_n – коэффициент приведения к расчетному (максимальному) давлению при неравномерной эпюре нагрузок (таблица 3.6).

Таблица 3.5

Коэффициент условия работы γ_d

Тип крепи	Коэффициент условия работы γ_d
Набрызгбетон	0.50
Сборная	0.75
Монолитная	0.80

Таблица 3.6

Коэффициент приведения к расчетному давлению n_n

Угол залегания пород α , град	Коэффициент n_n	
	при последовательной и параллельной схемах проходки	при совмещенной схеме проходки
до 10	2.00	1.75
от 10 до 35	2.50	2.00
свыше 35	2.75	2.25

Нормативное давление пород на крепь P_n^H (МПа) определяется для пород устойчивости I, II, III по формулам:

при $C \leq 6P_n^H$

$$P_n^H = 0.01[(2C - 1) + \Delta]; \quad (3.8)$$

при $C > 6P_n^H$

$$P_n^H = 0.01[(3C - 7) + \Delta], \quad (3.9)$$

где C – критерий устойчивости пород вертикальной выработки; Δ – параметр, учитывающий технологию проходческих работ, принимаемый равным: при последовательной и параллельной технологических схемах – нулю, при совмещенной технологической схеме проходки с передвижной опалубкой при $C \leq 6$ параметр $\Delta = 2$, при $10 \geq C > 6$ равный 3. Нормативное давление на крепь для пород категории устойчивости IV определяется по методикам специализированных организаций.

3. Расчетное горизонтальное давление пород на крепь вертикального ствола в районе сопряжения $P_{п.сп}^P$ определяется по формуле (3.7) при этом значение нормативного горизонтального давления пород на крепь сопряжения $P_{п.сп}^H$ определяется по формуле:

$$P_{п.сп}^H = P_n^H(1.5 - 0.25z); \quad (3.10)$$

коэффициент неравномерности нагрузки $n_{н.сп}$ по формуле:

$$n_{н.сп} = n_n + (20 - z)x, \quad (3.11)$$

где z – расстояние от узла сопряжения до рассматриваемого сечения в районе сопряжения (величина z принимается не более 20 м от

сопряжения); x – коэффициент перехода от протяженного участка к району сопряжения (таблица 3.7).

Таблица 3.7

Угол залегания пород α , град	Значение коэффициента x	
	при последовательной и параллельной схемах проходки	при совмещенной проходки
до 10	0.050	0.037
свыше 10	0.025	0.025

4. Расчетное давление пород на крепь вертикального ствола на пересечении выработанного пространства $P_{п.п}^p$ определяется по формуле (3.7) при этом значение нормативного горизонтального давления пород на крепь в зоне пересечения выработанного пространства $P_{п.п}^H$ определяется по формуле:

$$P_{п.п}^H = 0.66P_{п}^H + 0.1 \text{ МПа.} \quad (3.12)$$

5. Давление подземных вод P_B в общем случае определяется по формуле:

$$P_B = \gamma_B \cdot h_B, \quad (3.13)$$

где γ_B – удельный вес подземных вод, МН/м³; h_B – высота напора в рассматриваемом водонасыщенном слое пород с учетом водопонижения, м.

Расчет давления подземных вод на крепь вертикального ствола допускающую их фильтрацию выполняется по следующей формуле:

$$P_B = \frac{\gamma_f H_e \gamma_B}{1 + \frac{k_{\phi}^{кр} \lg\left(\frac{R(t)}{r_1}\right)}{k_{\phi}^H \lg\left(\frac{r_1}{r_0}\right)}}; \quad (3.14)$$

при наличии тампонажа пород по следующей формуле:

$$P_B = \frac{\gamma_f H_e \gamma_B}{1 + \frac{k_\phi^{\text{кр}} \lg\left(\frac{r_T}{r_1}\right)}{k_\phi^{\text{п}} \lg\left(\frac{r_1}{r_0}\right)} \left(\frac{k_\phi^{\text{т}} \lg\left(\frac{R(t)}{r_T}\right)}{k_\phi^{\text{п}} \lg\left(\frac{r_T}{r_1}\right)} + 1 \right)}, \quad (3.15)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1.1; γ_B – удельный вес подземных вод, МН/м³; H_e – естественный или сниженный общим водопонижением напор в данном водоносном горизонте, определяемый гидрогеологических исследований, м; $k_\phi^{\text{кр}}$ – коэффициент фильтрации материала крепи, м/сут. (для бетонной крепи принимается равным 0.00158 м/сут.); $k_\phi^{\text{п}}$ – коэффициент фильтрации пород, м/сут.; $k_\phi^{\text{т}}$ – коэффициент фильтрации затампонирующей зоны, м/сут.; r_1 – радиус выработки в черне, м; r_0 – радиус выработки в свету, м; r_T – радиус затампонирующей зоны, м; $R(t)$ – радиус влияния дренажа выработки, определяемый по данным гидрогеологических изысканий и выражения $R(t) = 1.5\sqrt{at}$ (где a – коэффициент пьезопроводности водоносного горизонта, м²/сут.; t – время от начала дренирования, сут.).

Если соотношение $k_\phi^{\text{п}}/k_\phi^{\text{кр}}$ менее 4, то в давление подземных вод на крепь ствола принимается равным 0. При соотношении $k_\phi^{\text{п}}/k_\phi^{\text{кр}}$ более 100, величина давления подземных вод на крепь ствола определяется по формуле (3.13).

При расчет горизонтального давления обводнённых пород необходимо учесть благоприятное воздействие давления подземных вод на величину неравномерности распределения давления пород на крепь. В формуле (3.7) вместо значения n_H следует подставлять значение коэффициента n_H^B , величина которого определяется по следующей формуле:

$$n_H^B = 1 + \frac{(1 + 0.1(r_0 - 3))(n_H - 1)}{1 + 0.1(r_0 - 3) + \frac{P_B}{P_H}}. \quad (3.16)$$

Если участок пород в окрестности сопряжения обводнен, то расчет коэффициента неравномерности $n_{н.сп}^B$ ведется по формуле (3.16), а вместо коэффициента n_n подставляется коэффициент $n_{н.сп}$.

3.2.4. Расчет крепи вертикальных выработок

Расчет параметров монолитной бетонной крепи вертикального ствола выполняется на основании методики представленной в приложении 1 с учетом расчетной величины нагрузки.

3.3. Исходные данные

В качестве исходных данных в расчетно-графическом работе задаются следующие показатели физико-механических свойств пород (таблица 3.8), геометрические размеры и параметры принятой технологии строительства вертикального ствола (таблица 3.9), а также параметры характеризующие начальное напряженное состояния породного массива (таблица 3.10).

Таблица 3.8

Физико-механические свойства пород и породного массива

Наименование породы	γ , кН/м ³	γ_n , кН/м ³	e , д.е.	R , МПа	R_t , МПа	α , град.	$I_{тр}$, шт./м	k_ϕ^n , м/сут.

Примечание: γ – объемный вес пород; γ_n – удельный вес частиц пород; e – коэффициент пористости пород; R – мгновенная прочность на одноосное сжатие; R_t – длительная прочность на одноосное сжатие; v_0 – коэффициент поперечных деформаций; α – угол залегания пород; $I_{тр}$ – плотность трещин; k_ϕ^n – коэффициент фильтрации породы.

Таблица 3.9

Геометрические размеры и параметры принятой технологии строительства вертикального ствола

Радиус ствола в свету, м	Технология строительства вертикального ствола	Сопряжение с горизонтальной выработкой	Наличие тампонажа и параметры зоны тампонирувания пород

Таблица 3.10

Параметры, характеризующие начальное напряженное состояние породного массива

Глубина заложения рассматриваемого участка ствола H , м	Напор подземных вод H_e , м	Коэффициент бокового давления λ	Показатель реологических характеристик породного массива χ/β	Угол наклона слоистости пород

3.4. Последовательность выполнения расчетно-графической работы

1. Определяются расчетные показатели физико-механических характеристик пород.
2. Определяется расчетная глубина заложения вертикального ствола (фактическое напряженное состояние породного массива).
3. Выполняется расчет критерия устойчивости пород вертикальной выработки для рассматриваемого участка породного массива. Определяется категория устойчивости пород вертикальной выработки. Устанавливается методика расчета нагрузок на крепь горной выработки.
4. Определяется величина нормативной нагрузки от давления пород и давления подземных вод.
5. Определяются расчетные величины нагрузок от давления пород и давления подземных вод, а также полная величина давления на крепь вертикального ствола.
6. Определяется напряженное состояние обделки вертикального ствола и выполняется проверка сечения по несущей способности и устойчивости.

3.5. Примеры расчета крепи вертикального ствола по СП 91.13330.2012

Требуется рассчитать нагрузки на крепь ствола по глубине ствола и соответствующие толщины крепи.

Исходные данные. Проектная глубина вертикального ствола 1100 м, диаметр в свету 8 м. Технология строительства

вертикального ствола – последовательная. Ствол пересекает пологозалегающую слаботрешиноватую породу. Угол наклона 15° . Характеристики пород, следующие:

- до глубины 300 м залегают аргиллиты, сопротивление сжатию составляет $R=34$ МПа, коэффициент структурного ослабления $k_c=0.8$;

- на глубине 300 м расположен угольный пласт мощностью $m=0.8$ м, прочностью на сжатие $R=27$ МПа;

- далее по глубине (от 300 до 560 м) располагается слоистая толща пород, состоящая преимущественно из песчанистого сланца общей мощностью 260 м, прочность которых $R=60$ МПа;

- в пределах глубин 560 – 850 м вскрывается мощная пачка песчаника, прочность которого сжатию составляет $R=100$ МПа, коэффициент структурного ослабления $k_c=0.8$;

- в пределах глубин 850-900 м расположена толща глинистых пород прочностью $R=37$ МПа;

- в пределах глубин 900-1000 м расположена толща песчаных пород прочностью $R=39$ МПа;

- на глубине 980 м в толще песчаника залегают глинистый сланец мощностью 1 м, имеющий следующие характеристики: прочность сжатию $R=40$ МПа, коэффициент структурного ослабления $k_c=0.2$, удельный вес слоя пород $\gamma_{п}=26$ кН/м³. Коэффициент Пуассона 0.3, коэффициент бокового давления 0.25.

- с глубины 1100 м залегают толща известняка мощностью 180 м со средним сопротивлением сжатию $R=96$ МПа, коэффициент структурного ослабления $k_c=0.8$;

- на глубинах 650 и 730 м ствол встречают водоносные горизонты с напорами соответственно $H_{e1}=309$ и $H_{e2}=657.7$ м. Мощности водоносных толщ соответственно составляют $m_1=5$ и $m_2=10$ м. Коэффициент пьезопроводности $a=10^4$ м²/сут.; $t = 11$ сут.; $R(t)=500$ м. Коэффициенты фильтрации первого слоя $k_{ф1}^п=4.2 \cdot 10^{-4}$ м/сут., второго слоя $k_{ф2}^п=79 \cdot 10^{-4}$ м/сут. Удельный вес воды $\gamma_в=10$ кН/м³, удельный вес породы $\gamma_{п}=21.3$ кН/м³, коэффициент пористости $e=0.15$.

Решение. Согласно анализу геологических, гидрогеологических и горнотехнических условий, проектируемый

вертикальный ствол не испытывает воздействия очистных работ. Таким образом, расчет дополнительной нагрузки на крепь ствола от воздействия горных работ выполнять не нужно.

Значение расчетных показателей прочности породы и показателя устойчивости породы для каждого инженерно-геологического элемента сведены в таблицу (таблица 3.11).

Таблица 3.11

Определение категории устойчивости пород

Наименование породы	Глубина, м	R_c , МПа	H_p , м	C	Категория устойчивости
Аргиллиты	0-300	27.2	300	1.92	I
Угольный пласт	300-301	27	301	-	I
Песчаные сланцы	300-560	60	560	-	I
Песчаник	560-850	80	850	-	I
Песчаник (водоносный горизонт 1)	650-655	80	655	1.25	I
Песчаник (водоносный горизонт 1)	730-740	80	740		
Глинистые породы	850-900	37	900	-	-
Песчаные породы	900-1100	30.4	1100	6.4	III
Глинистый сланец	975-980	8	980	14	IV
Известняк	1100 и более	76.8	1100	2.68	I

Результаты расчета нагрузки на крепь горной выработки и параметров крепи сведены в таблицу (таблица 3.12).

Таблица 3.12

Расчетные нагрузки на крепь вертикального ствола и параметры крепи

Наименование породы	Глубина, м	Расчетные нагрузки на крепь вертикального ствола, кПа			Толщина крепи δ_k , см
		P_v^p	P_{II}^p	P_p	
Аргиллиты	0-300	-	-	-	20
Угольный пласт	300-301	-	-	-	20
Песчаные сланцы	300-560	-	-	-	20

Наименование породы	Глубина, м	Расчетные нагрузки на крепь вертикального ствола, кПа			Толщина крепи δ_{k_2} , см
Песчаник	560-850	-	-	-	20
Песчаник (водоносный горизонт 1)	650-655	0	42.9	42.9	3 (25)
Песчаник (водоносный горизонт 1)	730-740	433	15.5	448.5	38 (40)
Глинистые породы	850-900	-	-	-	30
Песчаные породы	900-1100	0	349.5	349.5	29 (30)
Глинистый сланец	975-980	Расчет по специализированной методике			
Известняк	1100 и более	-	-	-	-

Примечание: толщина крепи указанная вне скобок – полученная по расчетным формулам; толщина крепи, указанная в скобках, уточнена с учетом требований нормативных документов или с учетом типовых размеров опалубки.

В качестве примера рассмотрим детальный расчет для слоя пород приуроченного к водоносному горизонту на глубинах 650-655 м.

Определим давление подземных вод на рассматриваемой глубине:

$$P_B = 309 \cdot 10 = 3090 \text{ кПа.}$$

Расчетное значение прочности сжатию пород равно:

$$R_c = 0.8 \cdot 100 = 80 \text{ МПа.}$$

Коэффициент k_α равен:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + 0,5 \cdot \sin(15)} = 0.885.$$

Коэффициент k_r в условиях водоносного горизонта принимает следующее значение:

$$k_r = \frac{(25 \cdot 655 - 3090) + (21.3 - 10) \frac{5}{1+0.15}}{25 \cdot 655} = 0.814$$

Остальные коэффициенты $k_{сб}$, k_c и k_t принимаются равными 1.

Отсюда показатель устойчивости пород C равен:

$$C = \frac{0.814 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 655}{26.3 + 0.885 \cdot 80 \cdot (5.25 + 0.0056 \cdot 0.885 \cdot 80)} = 1.25.$$

Величина нормативной нагрузки от давления пород равна:

$$P_{\text{н}}^{\text{н}} = 0.01[(2 \cdot 1.25 - 1) + 0] = 15 \text{ кПа.}$$

Так как соотношение $k_{\text{ф}}^{\text{п}}/k_{\text{ф}}^{\text{кп}} = 4.2 \cdot 10^{-4}/15.8 \cdot 10^{-4} = 0.3$, что менее 4, то величина давления подземных вод на крепь $P_{\text{в}}$ равна 0.

Отсюда величина коэффициента $n_{\text{н}}^{\text{г}} = n_{\text{н}} = 2.5$.

Расчетная нагрузка на крепь вертикального ствола равна:

$$P_{\text{р}} = P_{\text{н}}^{\text{п}} = 1.3 \cdot 0.8 \cdot 2.5 \cdot 15 \cdot [1 + 0.1(4 - 3)] = 42.9 \text{ кПа.}$$

Толщина крепи вертикального ствола на данном участке составляет:

$$\delta_{\text{к}} = 1.25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 1 \cdot 9000}{0.85 \cdot 0.85 \cdot 1 \cdot 9000 - 2 \cdot 1 \cdot 42.9}} - 1 \right) = 0.03 \text{ м.}$$

Толщина крепи должна быть не менее 250 мм (таблица 3.1), таким образом принимается крепь толщиной 250 мм.

4. РАСЧЕТ КРЕПИ УСТЬЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТВОЛА ПО СП 91.13330.2012

4.1. Цели и задачи работы

Цель работы: выполнить расчет монолитной бетонной крепи устья вертикального ствола согласно положениям СП 91.13330.2012.

Задачи работы:

- получить представление о требованиях нормативного документа СП 91.13330.2012 в области расчета и конструирования устья крепи вертикальных стволов;
- изучить методику расчета нагрузок на крепь вертикального ствола при различных нагрузках и воздействиях;
- закрепить полученные знания при выполнении индивидуального практического задания.

4.2. Расчетные положения

4.2.1. Требования нормативных документов

Крепь устьев стволов и шурфов следует проектировать из монолитного бетона или железобетона, металлических или железобетонных тубингов. Конструкцию крепи устьев в зависимости от действующих нагрузок, размеров проемов для каналов и диаметров вертикальных выработок следует предусматривать одно-, двух- и трехступенчатыми венцовыми или ступенчато-венцовыми.

Расчет крепи устьев стволов и шурфов следует производить на действие вертикальных и горизонтальных давлений (нагрузок).

Вертикальные нагрузки следует определять как сумму давлений от собственного веса крепи, веса оборудования и сооружений, опирающихся на крепь; горизонтальные – от давления пород массива, пригрузки от поверхностных фундаментов и опор и гидростатического давления в водоносных горизонтах.

Горизонтальная нагрузка, действующая на крепь устья, складывается из нагрузок от пород, пригрузки от поверхностных

фундаментов, здании и сооружений и в обводненном массиве, гидростатического давления.

4.2.2. Расчет нагрузки на крепь устья вертикального ствола

1. Полная расчетная горизонтальная нагрузка на крепь устья вертикального ствола $P_{уст}^p$ (кПа) определяется по формуле:

$$P_{уст}^p = P_{п}^p + P_{в}^p + P_{ф}^p, \quad (4.1)$$

где $P_{п}^p$ – расчетное горизонтальное (радиальное) давление пород на крепь устья ствола, кПа; $P_{в}^p$ – расчетная нагрузка на крепь устья вертикального ствола от подземных вод, кПа; $P_{ф}^p$ – расчетная дополнительная нагрузка от зданий и оборудования, расположенного на поверхности земли, кПа.

2. Расчетное горизонтальное (радиальное) давление пород $P_{п}^p$ (кПа) на крепь устья ствола в определяем по формуле:

$$P_{п}^p = \gamma_f \gamma_n \gamma_{d1} P_{п}^H, \quad (4.2)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1.17; γ_n – коэффициент надежности по ответственности, принимается равным 1.2; γ_{d1} – коэффициент, принимаемый равным 1.7 при расстоянии от проемов в крепи более 20 м и 2,9 - при расстоянии менее 20 м.

Нормативное горизонтальное давления пород $P_{п}^H$ (кПа) на крепь устья ствола определяется по формуле:

$$P_{п}^H = \gamma r_0 \frac{\tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{\psi - 1} \cdot \left[1 - \left(\frac{r_0}{r_0 + H \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} \right)^{\psi - 1} \right], \quad (4.3)$$

$$\psi = 2 \tan(\varphi) \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}),$$

где r_0 – радиус ствола в свету, м; φ – угол внутреннего трения наносов, град.; ψ – безразмерный коэффициент, определяемый из

выражения породного массива; H – глубина рассматриваемого участка от поверхности, м; γ – удельный вес породы, кН/м³.

3. Расчетное давление на крепь устья ствола от дополнительной нагрузки от зданий и оборудования P_{Φ}^p

Расчетная дополнительная нагрузка от зданий и оборудования, расположенного на поверхности земли P_{Φ}^p (кПа) определяется по следующей формуле:

$$P_{\Phi}^p = \gamma_f \gamma_n \gamma_{a1} P_{\Phi}^H, \quad (4.4)$$

где P_{Φ}^H – нормативная дополнительная нагрузка от зданий и оборудования, расположенного на поверхности земли, кПа.

Наибольшую суммарную дополнительную нагрузку P_{Φ}^H (кПа) определяют графически (рис. 4.1) как максимальную при суммировании эпюр пригрузок от каждого из зданий (сооружений), расположенных на поверхности с одной стороны от ствола на расстоянии от его контура не более $5r_0$ (r_0 – радиус ствола в свету, м). Пригрузки от зданий (сооружений), отстоящих от контура ствола на расстояние более $5r_0$, не учитываются ввиду их малой значимости.

Эпюра пригрузки от каждого здания (сооружения), расположенных ближе к стволу, строится исходя из наибольшего значения этой пригрузки $P_{\Phi,i}$ (кПа) определяемой по формуле:

$$P_{\Phi,i}^H = \frac{2Q_i(r_0 + l_i)}{l_i b_i (2r_0)} \left[\frac{r_0}{r_0 + H \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^{\psi} \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (4.5)$$

где Q_i – вес здания (сооружения), кН; r_0 – радиус ствола в свету, м; l_i – расстояние от контура сечения ствола до наиболее удаленной точки по длине здания (сооружения), м; b_i – тангенциальный размер (по ширине) здания (сооружения), м; H – глубина рассматриваемого участка ствола от поверхности, м.

Максимальную суммарную пригрузку от группы зданий (сооружений) P_{Φ}^H (кПа) определяют по формуле:

$$P_{\phi}^H = P_{\phi,1}^H \cos^2 \theta + P_{\phi,2}^H \cos^2(\theta - \theta_2) + \dots + P_{\phi,n}^H \cos^2(\theta - \theta_n), \quad (4.6)$$

где $P_{\phi,1,2,\dots,n}^H$ – пригрузка от здания (сооружения) определяемая по формуле (4.5), кПа; θ – угол, заключенный между радиусом, проходящим через центр тяжести здания (сооружения) № 1, и линией приложения максимальной суммарной нагрузки, град, определяемый по формуле:

$$\theta = 0,5 \arctan \frac{\sum_{i=2}^n P_{\phi,i}^H \sin 2\theta_i}{P_{\phi,1}^H + \sum_{i=2}^n P_{\phi,i}^H \cos 2\theta_i}, \quad (4.7)$$

где θ_i – угол, заключенный между радиусами, проходящими через центры тяжести зданий (сооружений) № 1 и № i , град.

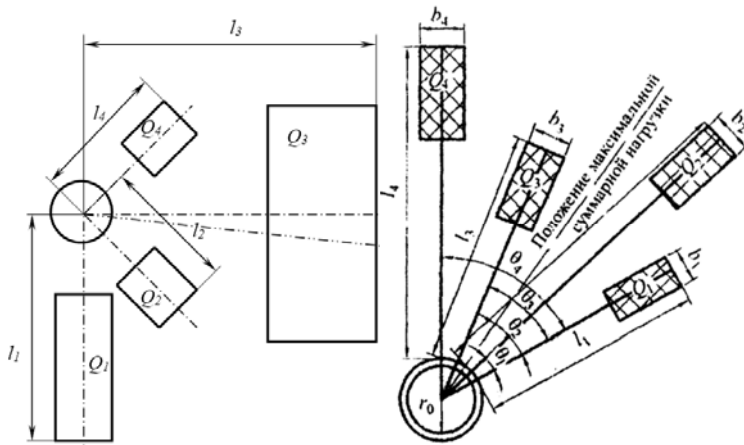


Рис. 4.1 – Расчетная схема для определения дополнительного давления, создаваемого оборудованием, зданиями и сооружениями, расположенными на строительной площадке вертикального ствола

4. Расчетное давление от подземных вод P_B^P (кПа) на крепь устья ствола в определяем по формуле:

$$P_B^P = \gamma_{f.в} \gamma_B h_B, \quad (4.8)$$

где $\gamma_{f.в}$ – коэффициент надежности по нагрузке от действия подземных вод, равный 1,1; $\gamma_в$ – удельный вес подземных вод, кН/м³;

$h_в$ – высота напора в рассматриваемом водонасыщенном слое пород с учетом водопонижения, м.

Начало отсчета угла θ_i помещается по радиусу, проходящему через центр тяжести здания (сооружения) № 1, условно принятого расположенным внизу генплана с последующей нумерацией зданий (сооружений) по вертикали.

4.2.3. Определение расчетной вертикальной нагрузки, действующей на крепь устья ствола

Расчетную вертикальную нагрузку $P_{\text{верт}}^p$ (кН), действующую на крепь устья ствола, следует определять по формуле:

$$P_{\text{верт}}^p = \gamma_f \gamma_n \sum_{i=1}^n P_{\text{верт}.i}^H + Q_y, \quad (4.9)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимается равным 1.17; γ_n – коэффициент ответственности сооружения, принимается равным 1.2; $P_{\text{верт}.i}^H$ – вертикальная нагрузка, передаваемая опорами горно-технических сооружений, расположенных на поверхности вблизи ствола, на крепь устья ствола, кН; Q_y – собственной массы крепи, кН.

4.2.4. Расчет параметров крепи устья ствола

Расчет параметров монолитной бетонной крепи устья вертикального ствола выполняется на основании методики представленной в приложении 1 с учетом расчетной величины нагрузки.

4.3. Исходные данные

В качестве исходных данных в расчетно-графическом работе задаются следующие показатели физико-механических свойств

пород (Таблица 4.1), геометрические размеры и параметры принятой технологии строительства вертикального ствола (

Таблица 4.2), а также параметры характеризующие дополнительную нагрузку от зданий, сооружений и оборудования, расположенных на поверхности земли (таблица 4.3).

Таблица 4.1

Физико-механические свойства пород и породного массива

Наименование породы	γ , кН/м ³	γ_n , кН/м ³	e , д.е.	c , кПа	φ , град.

Примечание: γ – объемный вес пород; γ_n – удельный вес частиц пород; e – коэффициент пористости пород; c – сцепление; φ – угол внутреннего трения.

Таблица 4.2

Геометрические размеры и параметры устья вертикального ствола, положение уровня грунтовых вод

Радиус ствола в свету, м	Протяженность устья ствола, м	Расстояние от проемов в крепи, м	Уровень грунтовых вод, м

Таблица 4.3

Расположение зданий, сооружений и оборудования на поверхности земли

i -е здание, сооружение или оборудования	Вес здания, сооружения или оборудования Q_i , кН	Расстояние от контура вертикального ствола до наиболее удаленной границы здания, сооружения или оборудования, м	Угол, заключенный между радиусами, проходящими через центры тяжести зданий θ_i , град	Тангенциальный размер (по ширине) здания (сооружения)
1				
2				
..				
i				

4.4. Последовательность выполнения работы

1. Определяются расчетные показатели физико-механических характеристик пород.

2. Определяется расчетный интервал заложения устья ствола.
3. Выполняется расчет давления горных пород и подземных вод на крепь устья ствола.
4. Выполняется сбор нагрузок от зданий, сооружений и оборудования на поверхность земли, с указанием положения этих объектов относительно контура вертикального ствола.
5. Определяются расчётные величины нагрузок от давления пород, давления подземных вод и дополнительного давления от веса оборудования, зданий и сооружений, расположенных на поверхности земли, а также полной нагрузки на крепь устья ствола.
6. Определяется напряженное состояние обделки вертикального ствола и выполняется проверка сечения по несущей способности.

4.5. Пример расчет крепи устья ствола по методике СП 91.13330.2012

Пример №1. Исходные данные. Диаметр ствола в свету 8 м. Расстояние от проемов в крепи более 20 м. Устье проектируется к возведению в породах мощностью 10 м, средний удельный вес которых 23 кН/м³. Наименьший угол внутреннего трения 16⁰. Породный массив сухой. На поверхности отсутствует дополнительная пригрузка от зданий и сооружений.

Решение. Нормативное горизонтальное радиальное давление найдем по следующей формуле (4.3) для участка крепи устья ствола, располагаемого на глубине 10 м:

$$P_{\Pi}^H = 23 \cdot 4 \frac{0.75}{0.75 - 1} \cdot \left[1 - \left(\frac{4}{4 + 10 \cdot 0.75} \right)^{-0.24} \right] = 79.6 \text{ кПа}$$

Расчетное горизонтальное давление пород на крепь найдем по формуле (4.2):

$$P_{\Pi}^P = 1.3 \cdot 1.7 \cdot 79.6 = 176 \text{ кПа}$$

Дополнительная нагрузка от сооружений, расположенных на земной поверхности равно 0. Давление подземных вод на крепь

равно нулю. Тогда по формуле (4.1) полная нагрузка на крепь устья ствола равна:

$$P_{уст}^p = 176 \text{ кПа.}$$

Пример № 2. Исходные данные. Рассматривается устья ствола диаметром 7 м. Расстояние до рассматриваемого участка устья ствола от поверхности земли составляет 25 м. Уровень подземных вод располагается на отметки -5 м от поверхности земли. Усредненный показатель угла внутреннего трения рассматриваемого слоя пород составляет 27° . Усредненный удельный вес пород от уровня подземных вод до земной поверхности составляет 18.5 кН/м^3 . Усредненный удельный вес пород ниже уровня подземных вод составляет 19.8 кН/м^3 . Удельный вес подземных вод равен 10 кН/м^3 . На крепь устья ствола действует дополнительная нагрузка от сооружений, располагающихся на земной поверхности, основные параметры которой для каждого из сооружений сведены в таблицу (таблица 4.4). Принято, что материалом крепи является бетон класса по прочности В30, расчетное сопротивление сжатию которого составляет 17 МПа.

Таблица 4.4

Параметры дополнительной нагрузки на крепь устья ствола от сооружений на поверхности земли

Параметр	Номер сооружения			
	1	2	3	4
Нагрузка, кН	1000	3000	3000	3000
Расстояние до внешней границы сооружения, м	5	6	7	6
Ширина сооружения	5	4	6	5
Угол отклонения от оси первого здания, град.	0	25	35	55

Решение. Нормативное горизонтальное радиальное давление найдем по следующей формуле (4.3):

$$P_{II}^H = 11.54 \cdot 4 \frac{0.65}{0.65 - 1} \cdot \left[1 - \left(\frac{3.5}{3.5 + 25 \cdot 0.65} \right)^{0.35} \right] = 34.2 \text{ кПа}$$

Расчетное горизонтальное давление пород на крепь найдем по формуле (4.2):

$$P_{II}^p = 1.17 \cdot 1.2 \cdot 1.7 \cdot 34.2 = 81.6 \text{ кПа.}$$

Дополнительная нормативная нагрузка от сооружений, расположенных на земной поверхности определим по формулам (4.5), (4.6) и (4.7). Ниже представлен расчет нагрузки от первого сооружения. Остальные величины нагрузок сведены в таблицу (Таблица 4.5).

$$P_{\phi,i}^H = \frac{2 \cdot 1000(3.5+5)}{2 \cdot 5 \cdot 3.5} \left[\frac{35}{3.5+25 \cdot 0.65} \right]^{1.35} \cdot 0.425 = 4 \text{ кПа.}$$

Таблица 4.5

Дополнительные нормативные нагрузки на крепь устья ствола от сооружений

	Номер сооружения			
	1	2	3	4
Нормативная величина дополнительной нагрузки от сооружений, кПа	4	13.9	8.78	11.2

Угол, заключенный между радиусом, проходящим через центр тяжести здания (сооружения) № 1, и линией приложения максимальной суммарной нагрузки, град, определяемый по формуле (4.7):

$$\theta = 30.6^\circ$$

Максимальную суммарную нормативную пригрузку от группы зданий (сооружений) P_{ϕ}^H (кПа) определяют по формуле (4.6):

$$P_{\phi}^H = 34.6 \text{ кПа}$$

Расчетную дополнительную нагрузку на крепь устья ствола от сооружений найдем по формуле (4.4):

$$P_{\phi}^P = 1.17 \cdot 1.2 \cdot 1.7 \cdot 34.6 = 82.6 \text{ кПа}$$

Расчетное давление подземных вод на крепь определим по формуле (4.8):

$$P_{в}^P = 1.1 \cdot 10 \cdot 20 = 220 \text{ кПа}$$

Полную расчетную нагрузку на крепь устья ствола определим по формуле (4.1):

$$P_{уст}^P = 81.6 + 82.6 + 220 = 384.4 \text{ кПа}$$

Требуемую толщину крепи устья ствола определим согласно методике, представленной в приложении 1.

$$\delta_{\text{кр}} = 1.25 \cdot 3.5 \left(\sqrt{\frac{\frac{17}{1.2}}{\frac{17}{1.2} - 2 \cdot 1 \cdot 384.4}} - 1 \right) = 0.124 \text{ м}$$

С учетом типовых размеров опалубки (принят за типовой шаг изменения размера опалубки в радиальном направлении 5 см), принимаем толщину бетонной крепи устья ствола равной 15 см.

5. РАСЧЕТ КРЕПИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК ПО МЕТОДИКЕ СП 91.13330.2012

5.1. Цели и задачи работы

Цель работы: выполнить расчет нагрузки на крепь горизонтальных выработок по согласно положениям СП 91.13330.2012.

Задачи работы:

- получить представление о требованиях нормативного документа СП 91.13330.2012 в области расчета и конструирования крепей вертикальных стволов;
- получить навыки оценки устойчивости породного массива в окрестности горизонтальной горной выработки;
- изучить методику расчета нагрузок на крепь горизонтальной горной выработки при различных нагрузках и воздействиях;
- закрепить полученные знания при выполнении индивидуального практического задания.

5.2. Расчетные положения

5.2.1. Требования нормативных документов

Выбор крепления горизонтальной или наклонной горной выработки. В горизонтальных и наклонных выработках в осадочных (исключая соляные) и изверженных породах, расположенных вне зоны воздействия очистных работ и других выработок, следует применять:

- в породах I категории устойчивости — анкерную или набрызг-бетонную крепь толщиной не менее 30 мм. В монолитных, малотрещиноватых породах допускается оставление выработок без крепи;
- в породах II категории устойчивости — монолитную бетонную крепь, комбинированную из набрызгбетона толщиной не менее 50 мм с анкерами и металлической сеткой или без нее, рамную крепь из железобетонных стоек с металлическими верхняками, сборную тубинговую, металлическую податливую крепь без обратного свода, анкер-металлическую, металлическую арочную

крепь с набрызгбетонным покрытием и тампонажем закрепного пространства;

- в породах III и IV категории устойчивости — сборную тюбинговую и блочную, а при соответствующем обосновании металлобетонную, металлическую податливую и анкер-металлическую крепи; при этом в породах почвы I и II категорий устойчивости в крепи указанных типов обратный свод не предусматривается.

В осадочных породах почвы III и IV категории устойчивости и изверженных породах IV категории устойчивости — крепи, как правило, должны быть с обратным сводом.

В породах III и IV категорий устойчивости допускаются крепи без обратного свода, но с обязательным осуществлением мероприятий по уменьшению смещений почвы путем упрочнения пород цементацией, анкерованием или разгрузкой массива.

Необходимость возведения обратного свода и его параметры определяются на основе расчета смещения пород почвы, податливости забутовки и отпора крепи, а также с учетом времени установки крепи.

Выбор параметров монолитных бетонных, железобетонных, сборных блочных и тюбинговых крепей производится по величине расчётной нагрузки P на контуре сечения выработки с уточнением этих параметров для ответственных выработок, расположенных в породах III и IV категорий устойчивости на основе статического и прочностного расчета. На основании расчетных данных строится эпюра нагрузок на крепь, которая является основанием для статического расчета крепи.

Для выработок, сооружаемых в породах II категории устойчивости, конструктивные параметры жёсткой и ограничено податливой крепи для всех выработок принимаются без статического и прочностного расчета. В случае применения монолитной бетонной сводчатой крепи, толщину стен рекомендуется принимать в зависимости от расчётной на грузки, марки бетона и ширины выработки по графикам (рис. 5.1). Толщина бетонной крепи в своде принимается на 30 % меньше, чем в стенах.

При применении монолитных железобетонных крепей с жёсткой арматурой из двутаврового профиля предварительный выбор плотности установки двутавровых рам на 1 м для кольцевой крепи рекомендуется производить по графикам (рис. 5.2) в зависимости от расчётной нагрузки, ширины выработки и номера профиля двутавра. При этом толщина бетона принимается равной 30 см. В случае применения крепи с выположенным сводом в кровле и почве плотность установки рам увеличивается на 25 %.

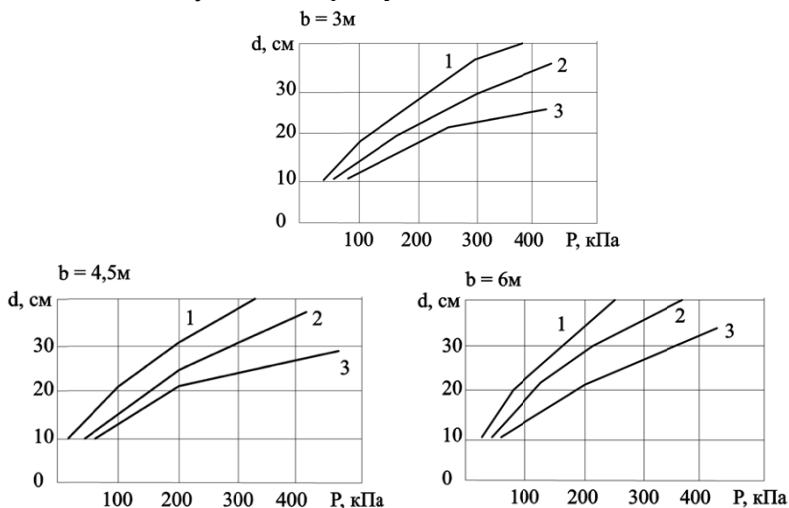


Рис. 5.1 – Графики для выбора толщины монолитной бетонной сводчатой крепи в зависимости от расчётной нагрузки P , ширины выработки b и марки бетона: 1- M150; 2- M200; 3- M300.

Выбор типа спецпрофиля и плотности установки рам металлической податливой постоянной или временной крепи рекомендуется производить по величине расчётной нагрузки в следующей последовательности - по таблице 5.1), с учетом размеров ширины выработки или площади ее сечения свету, выбирается тип спецпрофиля и определяется требуемая несущая способность крепи NS на раму. Допускается применять в выработках меньшего сечения более тяжелее типы спецпрофиля с целью снижения плотности крепи.

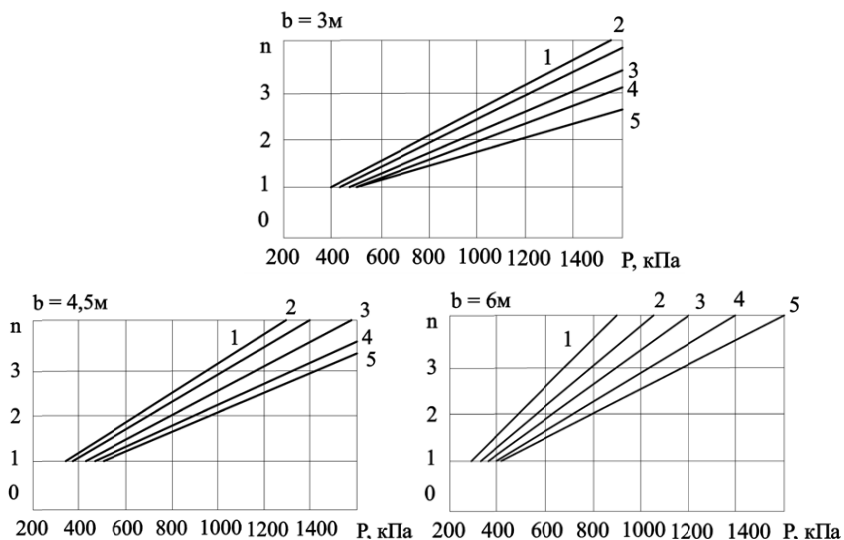


Рис. 5.2 – Графики для выбора шага установки двутавровых рам и монолитной железобетонной крепи в зависимости от расчетной нагрузки P , ширины выработки b и номера двутаврового профиля: 1- №16; 2- №18; 3 - №20; 4- №22; 5- №24.

Таблица 5.1

Несущая способность рамной крепи

Тип спецпрофиля	Площадь сечения выработки S , м^2	Ширина выработки b , м	Несущая способность крепи NS , кН/рама
СВП-17	До 7	От 2,8 до 3,3	260
СВП-22	От 7 до 14	От 3,3 до 4,2	300
СВП-27	От 10 до 15	От 4,2 до 5	330
СВП-33	Больше 15	От 5 до 6	370

Плотность установки рам крепи из спецпрофиля на 1 м выработки n определяется путем деления расчётной нагрузки P_p , получаемой на несущую способность NS крепи одной рамы.

5.2.2. Расчет устойчивости пород и их смещений

В качестве критерия устойчивости пород принимается значение их смещений U на контуре поперечного сечения

выработки за весь срок ее эксплуатации без крепи в соответствии с таблицей (таблица 5.2).

Таблица 5.2

Категории устойчивости горизонтальных выработок

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Смещение U , мм		
		Осадочные породы (песчаники, алевролиты, аргиллиты, известняки, уголь и др.)	Изверженные породы (граниты, диориты, порфириды и др.)	Соляные породы (каменная соль, сильвинит, карналит и др.)
I	Устойчивое	50 <	20 <	200 <
II	Среднеустойчивое	50 – 200	20 – 100	200 – 300
III	Неустойчивое	200 – 500	100 – 200	300 – 500
IV	Очень неустойчивое	> 500	> 200	> 500

Смещение U на контуре поперечного сечения выработки за весь срок ее эксплуатации без крепи определяется по следующей формуле:

$$U = k_{\theta} \cdot k_{\alpha} \cdot k_s \cdot k_b \cdot K_t \cdot U_T, \quad (5.1)$$

где U_T , - смещение пород, мм, принятое за типовое, определяемое по графикам, представленным на рисунке 1 в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию R_c и расчетной глубины расположения выработки H_p ; k_{α} - коэффициент влияния угла залегания пород и направления проходки выработки относительно простирания пород или основных плоскостей трещиностойкости, определяемый по таблице (таблица 5.3); k_{θ} - коэффициент направления смещения пород: при определении смещений со стороны кровли или почвы (в вертикальном направлении) k_{θ} равен 1, при определении боковых смещений пород (в горизонтальном направлении) k_{θ} определяется по таблице (таблица 5.3); k_s - коэффициент влияния размера выработки, определяемый по формуле (5.2); k_b - коэффициент воздействия других выработок, принимаемый для одиночных выработок и камер равным 1.0, для

сопряжений с односторонним примыканием выработки – 1.4, для сложных сопряжений с примыканием выработок в виде двустороннего заезда или пересекающихся выработок – 1.6, для параллельных выработок (5.3): k_L - коэффициент (таблица 5.4); K_t - коэффициент влияния времени возведения крепи. Для выработок, срок службы t которых более 15 лет, K_t равен 1, при t менее 15 лет K_t определяют по графикам (рис. 5.4).

Коэффициенты k_S и k_B определяются по следующим формулам:

$$k_S = 0,2(b - 1), \quad (5.2)$$

$$k_B = (b_1 + b_2)k_L / L, \quad (5.3)$$

где b - ширина выработки в проходке (вчерне), м; L - расстояние между выработками, м; $(b_1 + b_2)$ - суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке (вчерне), м.

Таблица 5.3

Коэффициенты k_α и k_θ

Направление проходки выработки	Коэффициенты k_α и k_θ при углах залегания пород α или основных плоскостей трещиноватости, град					
	до 20		30		40	
	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ
По простиранию	1,00	0,35	0,95	0,55	0,80	0,80
Вкрест простирания	0,70	0,55	0,60	0,80	0,45	0,95
Под углом к простиранию	0,85	0,45	0,80	0,65	0,65	0,90
Направление проходки выработки	50	60	св. 70	50	60	св. 70
	k_α	k_θ	k_α	k_α	k_θ	k_α
По простиранию	0,65	1,20	0,60	1,70	0,60	2,25
Вкрест простирания	0,25	0,95	0,20	0,80	0,15	0,55
Под углом к простиранию	0,45	1,05	0,35	1,10	0,35	0,95

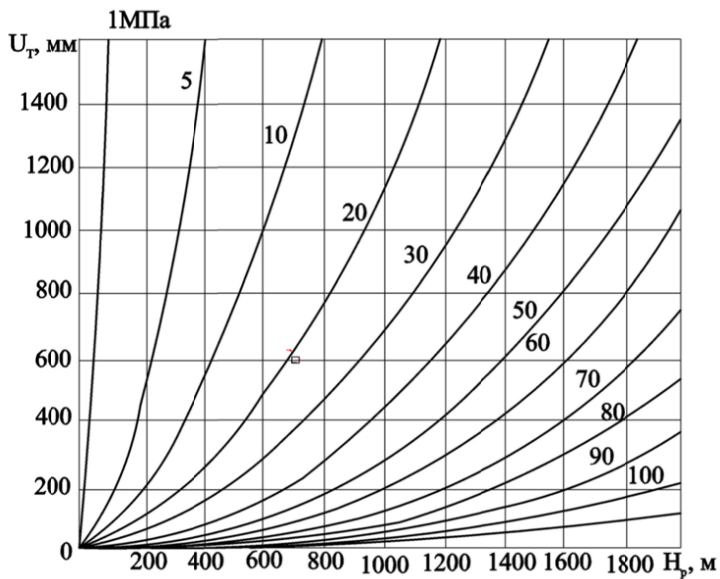


Рис. 5.3 – Графики для определения типового смещения пород U_T .

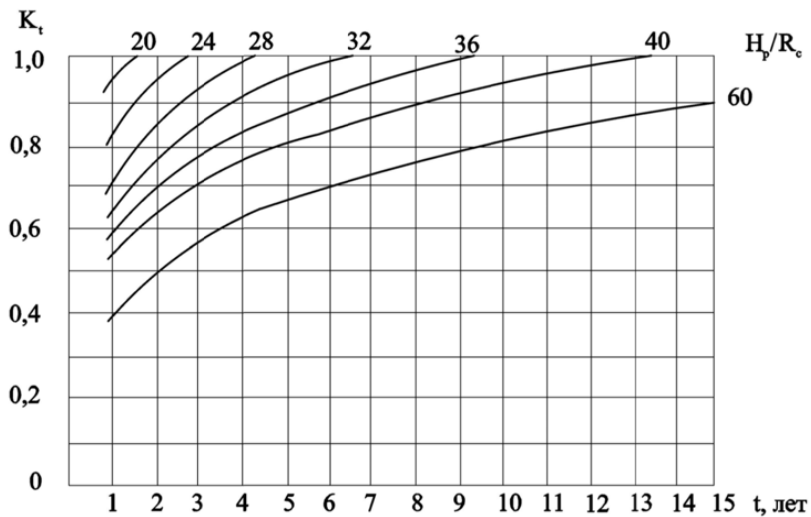


Рис. 5.4 – Графики для определения коэффициента K_t при t от 1 года до 15 лет.

Таблица 5.4

Коэффициент k_L

Расчетная глубина расположения выработки от поверхности H_p , м	Коэффициент k_L при расчетном сопротивлении R_c , МПа			
	30	60	90	более 120
для выработок по простиранию				
300 <	3,5/2,0	1,8/1,6	1,5/1,3	1,2/1,0
300-600	4,0/2,5	2,0/1,8	1,7/1,5	1,4/1,2
600-900	4,5/3,0	2,5/2,1	2,0/1,7	1,6/1,4
900-1200	5,0/3,5	3,5/3,0	2,5/2,0	1,8/1,6
> 1200	5,5/4,0	4,0/3,5	3,0/2,3	2,0/1,8
для выработок вкрест простирания				
300 <	1,8	1,5	1,2	1,0
300-600	2,2	1,8	1,5	1,2
600-900	2,6	2,1	1,7	1,4
900-1200	3,0	2,5	2,0	1,5
> 1200	3,4	2,9	2,4	1,7

Примечание: в числителе k_L для выработок с углом α до 35° и в знаменателе - при угле α свыше 35° ; k_L для наклонных выработок принимают как для горизонтальных, пройденных по простиранию.

5.2.3. Расчет давления горных пород на крепь горизонтальных и наклонных выработок

Расчетная нагрузка на все виды крепи, за исключением рамных податливых, определяется дифференцированно в кровле и почве (в вертикальном направлении), в боках (в горизонтальном направлении), а при угле падения пород α от 20° до 50° и по нормали к напластованию - по формуле:

$$P = \gamma_f \gamma_n m_b P^H, \quad (5.4)$$

где P^H - нормативная нагрузка на крепь, кПа; γ_f - коэффициент надежности по нагрузкам, принимаемый по таблице 5.5; γ_n - коэффициент по ответственности, принимаемый для главных вскрывающих выработок равным - 1,1; для остальных - 1; m_b - коэффициент условий проведения выработок, принимаемый равным 1 при буровзрывном способе, а при комбайновом способе проведения выработок - принимаемый по таблице 5.6.

Таблица 5.5

Значение смещения U , мм	Коэффициент γ_f	
	Коэффициент γ_f	
	Главные вскрывающие выработки	Магистральные и другие выработки
50 <	1,25	1,10
50 - 200	1,10	1,05
200 - 500	1,05	1,00
> 500	1,00	1,00

Таблица 5.6

Отношение H_p/R_c (R_c в кгс/см ²)	Коэффициент m_b			
	До 1,6	Св. 1,6 до 2,0	Св. 2,0 до 2,5	Св. 2,5
Коэффициент m_b	0,6	0,8	0,9	1,0

Расчетную нагрузку на рамные податливые крепи определяют по методикам специализированных организаций. Также её можно определить по следующей формуле:

$$P_p = \gamma_f \gamma_n m_b b P^H, \quad (5.5)$$

где b – ширина выработки, м; $\gamma_f, \gamma_n, m_b, P^H$ – обозначения те же, что в формуле (5.4).

На рисунке (рис. 5.5) величина ординаты точки перегиба прямолинейного и криволинейного участков линий $P^H - U$ соответствует нагрузке P^H на 1 м² выработки.

Нормативную нагрузку P^H определяют по графику, представленному на рис. 5.5, в зависимости от смещений U с учетом смещений до установки крепи U_T , сжатия забутовочного материала U_3 и конструктивной податливости крепи $U_{кр}$.

Смещения, происходящие до установки крепи U_t , определяют по формуле:

$$U_t = UK_t, \quad (5.6)$$

где K_t – коэффициент влияния времени на смещение пород, определяют по графику на рисунке (рис. 5.6).

Смещения, компенсируемые за счет сжатия забутовочного материала U_3 , зависят от сжимаемости материала, толщины

забутовочного слоя и расчетной нагрузки на крепь и определяются опытным путем. Для забутовочного материала из дробленых пород при отсутствии опытных данных значение U_3 допускается принимать равным 2% толщины забутовочного слоя.

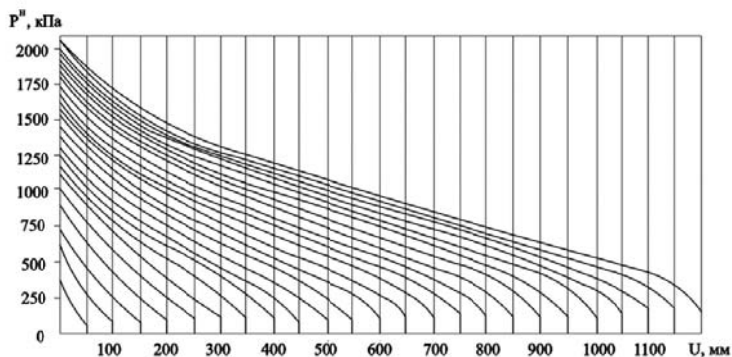


Рис. 5.5 – Графики для определения нормативной нагрузки на крепь

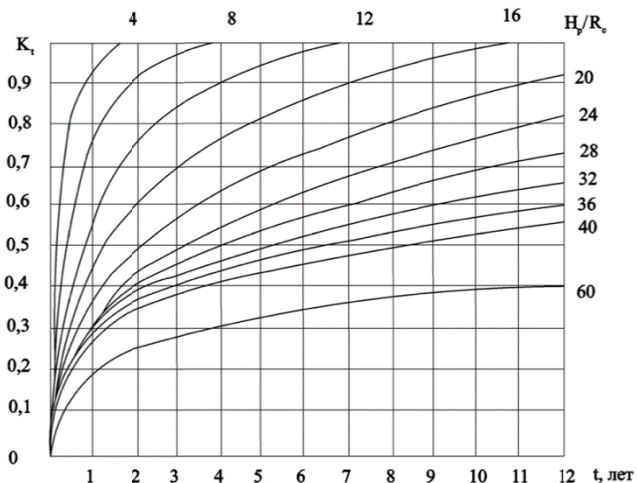


Рис. 5.6 – Графики для определения коэффициента K_1 при t менее одного года.

Конструктивную податливость крепи $U_{кр}$ принимают по ее технической характеристике. Для монолитных бетонных и железобетонных типов крепи при определении конструктивной

податливости $U_{кр}$ следует учитывать значение усадки и ползучесть бетона при твердении, которые следует принимать: для однопутевых выработок равными 20 мм, для двухпутевых - 40 мм.

5.3. Исходные данные

В качестве исходных данных в расчетно-графическом работе задаются следующие показатели физико-механических свойств пород (таблица 5.7), геометрические размеры и параметры принятой горизонтальной горной выработки (таблица 5.8).

Таблица 5.7

Физико-механические свойства пород и породного массива

Наименование породы	γ , кН/м ³	R, МПа	Угол залегания пород, °	Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород, м

Примечание: γ – объемный вес пород; γ_n – удельный вес частиц пород; e – коэффициент пористости пород; R – прочност на сжатие горных пород, МПа.

Таблица 5.8

Геометрические размеры и параметры горной выработки

Расположение выработки	Длина выработки, м	Глубина заложения выработки, м	Площадь поперечного сечения выработки, м ² (ширина и высота выработки, м)	Срок службы горизонта, годы

5.4. Последовательность выполнения работы

1. Определяются расчетные показатели физико-механических характеристик пород.
2. Выполняется расчет устойчивости пород и их смещений.
3. Расчет давления горных пород на крепь горизонтальных и наклонных выработок.
4. Выполняется выбор крепления горизонтальной горной выработки.

5.5. Пример расчет крепи горизонтальной выработки по методике СП 91.13330.2012

Пример №1. Исходные данные. Проектируется горизонтальная горная выработка, располагаемая вкрест простирания осадочных горных пород. Требуется рассчитать устойчивость пород в выработке, определить нагрузку на крепь, целесообразный тип крепи, ее параметры и выполнить обоснование принятого решения. Длина горизонтальной горной выработки – 150 м; глубина заложения выработки $H_p = 750$ м; площадь поперечного сечения выработки $16,5 \text{ м}^2$, где ширина составляет 5 м, а высота 3,2 м; срок службы горизонта 15 лет; сопротивление пород горных пород сжатию 80 МПа; угол залегания пород 15° , среднее расстояние между поверхностями ослабления пород – 1,2 м.

Решение. Расчет устойчивости пород и их смещений. По формуле (2) с учетом входящих в нее коэффициентов и значения U_t рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки; прежде всего устанавливается расчетное сопротивление пород сжатию (1):

$$R_c = 80 \cdot 0,8 = 64 \text{ МПа}$$

По графику (рис. 5.1) и полученным значениям H_p и R_c следует, что $U_T = 170$ мм.

Для кровли, почвы и боков выработки:

$$k_\alpha = 0,7 \text{ (таблица 5.1); } k_s = 0,2(5 - 1) = 0,8; k_B = 1.$$

Для кровли и почвы $k_\theta = 1$; для боков $k_\theta = 0,55$.

Смещения U (2) на контуре поперечного сечения выработки за весь срок ее эксплуатации без крепи в кровле и почве выработки:

$$U = 1 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 170 = 95,2 \text{ мм}$$

В боках выработки смещению имеют следующее значение:

$$U = 0,55 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 170 = 52,4 \text{ мм}$$

Согласно Таблица 5.2 устанавливается категория устойчивости осадочных горных пород. В рассматриваемой задаче породы находятся в среднеустойчивом состоянии (II категория устойчивости).

Расчет давления горных пород на крепь горизонтальных и наклонных выработок. Смещения, происходящие до установки крепи U_t , определяют по формуле (7):

$$U_t = UK_t,$$

так как $H_p/R_c = 750:80 = 9,375$, а t до крепления выработки 1 мес., то $K_t = 0,37$.

$$U_t(\text{кровли}) = U_t(\text{почвы}) = 95,2 \cdot 0,37 = 35,2 \text{ мм};$$

$$U_t(\text{боков}) = 52,4 \cdot 0,37 = 19,4 \text{ мм}.$$

Нормативная нагрузка на крепь горизонтальной горной выработки определяется по Рис. 5.5. С этой целью на графике по оси абсцисс откладывается расчетное смещение пород кровли 95,2 мм (ближайшая сплошная линия отпора крепи – 100 мм). По этой же оси откладываются значения смещений, происходящих к моменту крепления 35,2 мм, и восстанавливается перпендикуляр до пересечения со сплошной линией, выбранной по расчетному смещению.

Ордината точки пересечения определяет нормативную нагрузку на крепь: $R^H=420$ кПа. Аналогичным способом рассчитывается R^H для боков выработки: $R^H=260$ кПа.

По формуле (6) определяется расчетная нагрузка на крепь, что произведено ниже.

Для кровли и почвы выработки:

$$P_p = 1,1 * 1 * 1 * 420 = 462 \text{ кПа}$$

Для боков выработки:

$$P_p = 1,25 * 1 * 1 * 260 = 325 \text{ кПа}.$$

Согласно данным методическим указаниям, осуществляется предварительный выбор типа крепи. В породах II категории устойчивости — монолитную бетонную крепь, комбинированию из набрызгбетона толщиной не менее 50 мм с анкерами и металлической сеткой или без нее, рамную крепь из железобетонных стоек с металлическими верхняками, сборную тубинговую, металлическую податливую крепь без обратного свода, анкер-металлическую, металлическую арочную крепь с набрызгбетонным покрытием и тампонажем закрепного пространства.

В случае применения для крепления горной выработки из рам спецпрофиля, плотность их установки определяется путем

деления расчетной нагрузки на несущую способность NS крепи одной рамы. Так как величина расчетного смещения пород кровли выработки шириной 5 м при буровзрывном способе её проведения составляет 95,2 мм (по оси ординат получаем 100 кПа нагрузку), то используя формулу (6), вычисляем расчетную нагрузку:

$$P_p = 1,1 * 1 * 1 * 5 * 100 = 550 \text{ кПа} * \text{м},$$

что соответствует 550 кН/м. В соответствии с таблицей 5.1 в выработке шириной 5 м следует применять спецпрофиль СВП-33 с несущей способностью 370 кН/раму. Плотность установки рам вычисляется по следующей формуле:

$$\frac{P_p}{NS} = \frac{550}{370} = 1,5 \text{ рамы/м}.$$

В случае выбора монолитной бетонной сводчатой крепи или крепи из двутавровых рам и монолитной железобетонной крепи, используются графики, изображенные на Рис. 5.1, где в зависимости от расчетной нагрузки P , ширины выработки b производится выбор крепления горной выработки.

6. РАСЧЕТ ОБДЕЛКИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ ПО МЕТОДИКАМ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

6.1. Цели и задачи работы

Цель работы: выполнить расчет нагрузки на крепь тоннелей автодорожных, железнодорожных и гидротехнических сооружений.

Задачи работы:

- получить представление о требованиях нормативного документа СП 102.13330.2012 Гидротехнические сооружения, СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные;
- получить навыки расчета механических характеристик породного массива;
- изучить методику расчета нагрузок на обделки подземных сооружений;
- закрепить полученные знания при выполнении индивидуального практического задания.

6.2. Расчетные положения

6.2.1. Требования нормативных документов

Общие положения. Нагрузки и воздействия по продолжительности их действия на обделки тоннелей следует подразделять согласно СП 20.13330 на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые). Нагрузки, воздействия и их сочетания принимаются в соответствии с требованиями СП 58.13330, а также СП 20.13330 и СП 14.13330 (таблица 6.1).

Таблица 6.1

Нагрузки и воздействия на обделки подземных сооружений

№	Виды нагрузок	Тоннели и гидротехнические сооружения (СП 102.13330.2012)	Тоннели железнодорожные и автодорожные (СП 122.13330.2012)
1	Постоянные	- горное давление; - вес обделки; - воздействия предварительного напряжения.	- давление грунта; - гидростатическое давление; - собственную массу конструкций; - массу зданий и сооружений, находящихся в

№	Виды нагрузок	Тоннели и гидротехнические сооружения (СП 102.13330.2012)	Тоннели железнодорожные и автодорожные (СП 122.13330.2012)
			<p>зонах их воздействия на обделку тоннеля;</p> <ul style="list-style-type: none"> - сохраняющиеся усилия от предварительного напряжения конструкции и давления щитовых домкратов.
2	Временные	<ul style="list-style-type: none"> - внутреннее давление воды в туннеле при нормальном подпорном уровне воды в водохранилище. 	<ul style="list-style-type: none"> - силы морозного пучения грунта; - массу стационарного оборудования; - сезонные температурные воздействия; - усадку и ползучесть бетона; - некоторые другие воздействия, указанные в СП 20.13330; усилия от предварительного обжатия обделки.
3	Кратковременные	<ul style="list-style-type: none"> - пульсационные составляющие давления потока воды; - внутреннее давление воды, возникающее от гидравлического удара при нормальной эксплуатации туннеля; - температурные климатические воздействия; - давление раствора на обделку при цементации; - давление от механизмов при производстве работ. 	<ul style="list-style-type: none"> - силы морозного пучения грунта; - массу стационарного оборудования; - сезонные температурные воздействия; - усадку и ползучесть бетона и некоторые другие воздействия, указанные в СП 20.13330; - усилия от предварительного обжатия обделки.
4	Особые	<ul style="list-style-type: none"> - сейсмические и взрывные воздействия; - внутреннее давление воды в туннеле при форсированном подпорном уровне в водохранилище или 	<ul style="list-style-type: none"> - сейсмические и взрывные воздействия; - нагрузки, указанные в СП 20.13330, которые могут иметь отношение к проектируемому тоннелю.

№	Виды нагрузок	Тоннели и гидротехнические сооружения (СП 102.13330.2012)	Тоннели железнодорожные и автодорожные (СП 122.13330.2012)
		<p>от действия гидравлического удара при полном сбросе нагрузки;</p> <ul style="list-style-type: none"> - усилия, возникающие вследствие изменения температуры, набухания и усадки бетона, ползучести грунтов; - давление раствора на стальную оболочку при цементации; - давление на стальную оболочку от свежееуложенного бетона; - давление гидравлического испытания (для стальных оболочек). 	

СП 102.13330.2012 Тоннели и гидротехнические сооружения. В статических расчетах туннельных обделок нагрузки и воздействия надлежит принимать в следующих сочетаниях:

1. Основные, составляемые из постоянных, временных (длительных и кратковременных) нагрузок и воздействий;
2. Особые, составляемые из постоянных, временных (длительных, некоторых кратковременных) и одной из особых нагрузок и воздействий.

Нагрузки и воздействия следует принимать в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для строительного, эксплуатационного и ремонтного периодов.

Коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f при расчете обделок туннелей на прочность и устойчивость (предельные состояния первой группы) следует принимать по таблице (таблица 6.2). При расчетах по предельным состояниям второй группы коэффициент надежности по нагрузкам следует принимать равным 1.

Таблица 6.2

Коэффициент надежности по нагрузкам

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузкам γ_f
Вертикальное горное давление: - от веса грунтов при сводообразовании - от веса всей толщи грунтов над туннелем или от веса нарушенной зоны	1,5 1,1 (0,9)
Горизонтальное горное давление	1,2 (0,8)
Вес обделки	1,2 (0,9)
Внутреннее давление воды (с учетом гидравлического удара)	1,0
Давление: - пульсации потока воды - подземных вод - раствора при цементации - от механизмов	1,2 1,1(0,9) 1,2 (1,0) 1,2

Примечание -Значения коэффициентов надежности по нагрузкам, указанные в скобках, относятся к случаям, когда применение меньшего значения коэффициентов приводит к невыгодному случаю нагружения обделки туннеля.

Определение горного давления, а также естественного напряженного состояния грунтового массива необходимо выполнять согласно нормативным документам и на основании опыта строительства и эксплуатации туннелей в аналогичных инженерно-геологических условиях.

Горное давление, допускается принимать равным давлению, оказываемому массой грунта в объеме нарушенной зоны, определенной геофизическими измерениями.

Для безнапорных туннелей I класса и напорных туннелей I и II классов значения горного давления должны быть уточнены на стадии рабочей документации на основании натуральных исследований на участках с характерными инженерно-геологическими условиями.

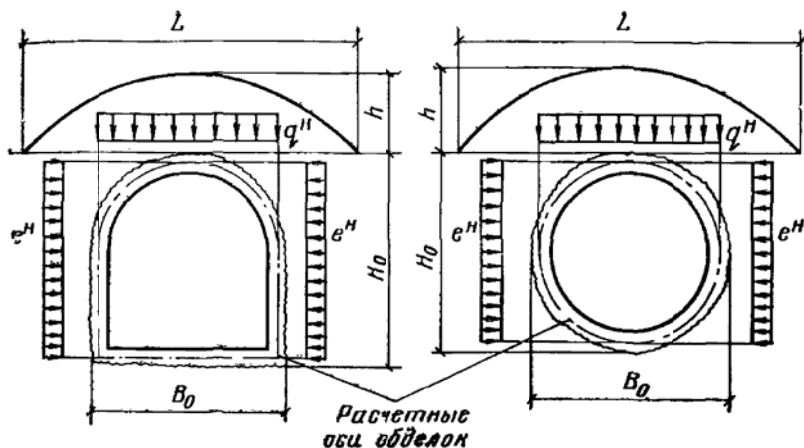


Рис. 6.1 – Схемы нагрузок и обозначения.

Для выработок глубокого заложения (свыше 400 м) горное давление следует определять с учетом пластического состояния грунтов и других специфических явлений (по специализированным методикам).

При отсутствии необходимых данных допускается на начальных стадиях проектирования выработок глубокого заложения определять горное давление на основе опыта строительства туннелей в аналогичных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях.

В выработках глубокого заложения, расположенных в глинистых и других слабых грунтах с $f < 4$, оказывающих значительное равномерное давление на конструкцию туннеля, нагрузку на обделку следует определять с учетом ожидаемых смещений грунта до устройства временной крепи и податливости этой крепи в соответствии с требованиями СП 91.13330, а также податливости самой обделки.

При расчете обделки горное давление необходимо определять по характеристикам грунтов с учетом условий эксплуатации (изменения свойств массива грунтов при их водонасыщении).

При расчете обделок напорных туннелей, располагаемых в водопроницаемых грунтах, включение в одно сочетание нагрузок от внутреннего давления воды и наружного давления подземных вод не допускается. В исключительных случаях, когда во всех возможных (включая аварийные) эксплуатационных ситуациях гарантировано всестороннее равномерное наружное давление воды непосредственно на обделку, допускается включать в одно сочетание с внутренним давлением минимальное значение наружного давления подземных вод с коэффициентом надежности по нагрузкам, равным 1.

Давление подземных вод следует определять при установившемся уровне воды в водохранилище с учетом снижения давления подземных вод, предусмотренными для этих целей дренажными устройствами и цементационными завесами.

При проектировании гидротехнических туннелей, располагаемых в многолетнемерзлых грунтах, необходимо учитывать влияние изменений температурного режима грунтов на их несущую способность, а также устойчивость и сопротивляемость грунтов внешним нагрузкам.

СП 122.13330.2012 Тоннели железнодорожные и автодорожные. Вертикальные и горизонтальные нагрузки от давления грунта при закрытом способе работ или от других постоянных нагрузок, действующих в пределах всего пролета или всей высоты сооружения при расчетах тоннельных обделок, допускается принимать равномерно распределенными.

Для туннелей и других объектов, сооружаемых открытым способом, величину нормативной вертикальной нагрузки от насыпного грунта следует принимать в соответствии с давлением всей его толщи над сооружением с учетом массы наземных зданий и других сооружений, строительство которых предусмотрено над данным объектом или в пределах призмы обрушения грунта.

Величины вертикальных и горизонтальных нормативных нагрузок на обделки туннелей, сооружаемых закрытым способом, следует определять на основании результатов инженерно-геологических изысканий и накопленных экспериментальных данных о нагрузках, полученных при измерениях в аналогичных

условиях строительства, с учетом возможности образования в грунтах самонесущего свода, когда $H_1 > 2h_1$ (рис. 6.2).

В особо сложных условиях строительства проектом должно быть предусмотрено проведение наблюдений за изменением напряженно-деформированного состояния обделки тоннеля (мониторинг) в процессе строительства, а при необходимости и в начальный период его эксплуатации.

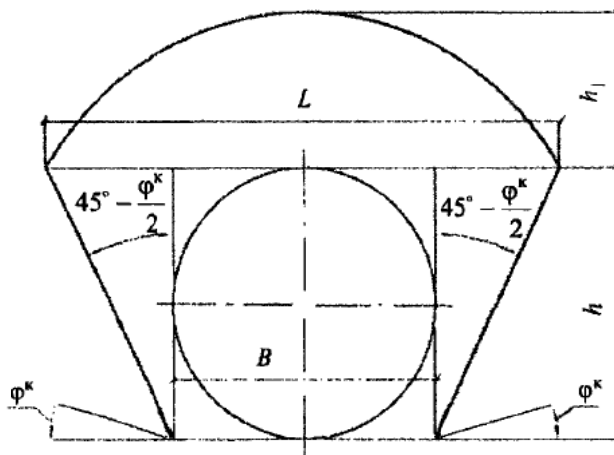


Рис. 6.2 – Схема для расчета высоты свода обрушения

В неустойчивых грунтах, в которых сводообразование невозможно (водонасыщенные несвязные и слабые глинистые грунты), нагрузки следует принимать с учетом давления всей толщи грунтов над тоннельным сооружением.

Наличие горизонтального давления скального грунта устанавливается по опыту строительства в аналогичных условиях. При отсутствии аналогов расчет обделки следует выполнять в двух вариантах: при наличии горизонтального давления и без него.

В случаях, когда в грунтовом массиве возможно развитие неблагоприятных для обделки процессов (проявления тектонической напряженности, пучение, ползучесть грунтов, карстово-суффозионные явления) или предполагается значительное изменение свойств или состояния грунтов в результате применения

специальных способов производства работ, величины нагрузок на обделку следует устанавливать на основании специальных исследований.

При высоте свода обрушения скального грунта менее $1/6$ его пролета расчет подземных конструкций следует выполнять на воздействие вывалов. Вертикальную нагрузку интенсивностью, полученной из условия сводообразования, распределяют по площади, соответствующей $1/4$ пролета выработки в наиболее невыгодном для работы обделки положении.

Нормативное вертикальное горное давление в грунтах с $f < 4$ при расстоянии от кровли выработки до дневной поверхности больше удвоенной высоты свода обрушения следует принимать равным массе грунтов в объеме, ограниченном сводом обрушения. При меньшем заглублении тоннеля горное давление принимается равным весу всей толщи грунта над ним.

Величину вертикальной нагрузки от горного давления на обделку параллельных близко расположенных тоннелей при возможности сводообразования определяют в зависимости от размеров выработок, размеров и несущей способности целиков между ними, а также от технологии производства работ:

- при условии образования самостоятельного свода обрушения над каждой выработкой - для каждой выработки в отдельности;

- при условии образования общего свода обрушения над выработками - как для выработки, пролет которой равен сумме пролетов всех выработок и ширины целиков между ними.

Значение нормативной нагрузки на обделку тоннеля в водонасыщенных несвязных грунтах, содержащих свободную воду, следует принимать в виде совместного действия гидростатического давления воды и давления грунта во взвешенном состоянии. При этом нормативный объемный вес взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$, кН/м^3 , определяют по формуле:

$$\gamma_{взв} = \frac{1}{1 + e} (\gamma_s - \gamma_w),$$

где e – коэффициент пористости грунта; γ_s – нормативный удельный вес частиц грунта, определяемый по данным лабораторных

исследований, кН/м^3 ; γ_w – объемный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 .

Величину гидростатического давления следует принимать с учетом максимального и минимального уровня, который установится после окончания строительства.

Величину нормативной горизонтальной нагрузки на обделки кругового очертания в глинистых грунтах текучей и пластичной консистенции, водонасыщенных грунтах, а также в грунтах, переходящих в условиях эксплуатации в разжиженное состояние, следует принимать не более $0,75$ величины нормативной вертикальной нагрузки, принимаемой в соответствии с весом вышележащей толщи грунтов.

Нагрузку от веса зданий, располагаемых над тоннельным сооружением, следует принимать в зависимости от их этажности, размеров в плане и конструктивных особенностей здания.

При отсутствии проектных решений зданий нормативную нагрузку от их веса допускается применять в зависимости от их предполагаемой этажности в размере 15 кН/м^2 на один этаж.

При расположении зданий и других наземных сооружений в пределах призмы обрушения грунта учитывают соответствующее увеличение горизонтальной нагрузки.

Значение нормативной вертикальной нагрузки от собственного веса конструкций следует определять исходя из проектных размеров конструкций и удельного веса материалов.

Если собственный вес обделки составляет менее 5% вертикального давления, допускается его не учитывать.

Коэффициенты надежности на постоянные нагрузки при расчетах конструкций обделок по потере несущей способности принимают по СП 122.13330.2012.

При расчетах конструкций на прочность и устойчивость для стадии строительства коэффициенты надежности по постоянным нагрузкам следует принимать равными 1 , за исключением ограждений и анкерных креплений котлованов.

Обделки тоннелей, заложенные ниже прогнозируемого уровня подземных вод, следует рассчитывать на всплытие на расчетные нагрузки по формуле:

$$\gamma_f \leq \frac{\sum G}{Ah_w\gamma_w},$$

где $\sum G$ - сумма всех постоянных вертикальных расчетных нагрузок с минимальными коэффициентами надежности по нагрузке, действующих на длину 1 м тоннеля;

A – площадь подошвы тоннеля на длину 1 м тоннеля;

h_w – расстояние от уровня грунтовых вод до подошвы тоннеля (без учета бетонной подготовки);

γ_w – объемный вес воды, принимаемый равным 10 кН/м^3 ;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2.

Нормативные нагрузки от веса слоев дорожного покрытия и расположенных на перекрытии тоннелей мелкого заложения различных инженерных коммуникаций следует определять по проектным данным, суммируя давление от веса выравнивающего, гидроизоляционного, защитного и других слоев, а также от дорожной одежды проезжей части и покрытия тротуаров.

При заложении тоннеля под путями линий железных дорог, наземных линий метрополитена или трамвая необходимо учитывать давление балласта и элементов верхнего строения пути.

Временные и особые нагрузки и воздействия

Нормативную временную вертикальную и горизонтальную нагрузки на обделки от наземного транспорта, коэффициенты надежности и коэффициенты динамичности следует принимать по СП 35.13330 и [13].

Нормативные временные нагрузки от подвижного состава автомобильных дорог (АК-14, НК-176, НК-80), железных дорог (СК), наземных линий метрополитена и трамвая следует определять в соответствии с положениями СП 35.13330 (раздел 2).

Воздействие временных нагрузок от транспортных средств, проезжающих по тоннелю, следует учитывать в случае объединения лотковой части тоннеля с остальными его элементами в единую рамную конструкцию или при расположении проезжей части на повышенном уровне с опиранием плиты перекрытия на стены тоннеля.

Временные нагрузки от автомобильных транспортных средств, движущихся над тоннелем мелкого заложения, следует рассматривать в соответствии с планировочной схемой и условиями движения на поверхности: непосредственно над перекрытием; на призмах обрушения; над перекрытием и на призмах обрушения.

Необходимо также учитывать возможность одностороннего (несимметричного) загрузки тоннеля (на части перекрытия или на одной призме обрушения) с учетом эпюры бокового отпора грунта.

Временную нагрузку от подвижного состава железных дорог следует принимать в виде объемлющих максимальных эквивалентных нагрузок (СП 35.13330).

Нагрузку от железнодорожных поездов следует учитывать при загрузке тоннельной конструкции в соответствии со схемой расположения нагрузки над перекрытием и призмами обрушения и с учетом распределения ее в грунте под углом 26° к вертикали, считая от концов шпал.

Нормативную временную нагрузку от подвижного состава метрополитена следует определять в соответствии с положениями [5].

При расположении над тоннелем трамвайных путей на обособленном полотне, заезд автомобилей на которое исключен, необходимо учитывать нагрузку от поездов трамвая (СП 35.13330). Если трамвайные пути располагаются на необособленном полотне, то в качестве подвижной нагрузки следует принимать автомобильную АК, совмещая оси полос нагрузки с осями трамвайных путей.

При расчете конструкций тоннелей мелкого заложения, имеющих засыпку над ними менее 0,7 м, наряду с вертикальной временной нагрузкой необходимо учитывать горизонтальные нагрузки от ударов подвижного состава, от центробежной силы (если улица или дорога над тоннелем расположены на кривой в плане), а также от торможения и силы тяги транспортных средств в соответствии с положениями СП 35.13330, (подразделы 2.19, 2.20).

Для тоннелей, заложенных под улицами и дорогами на глубине 1,0 м и более, а также под рельсовыми путями при толщине

балласта и засыпки (считая от подошвы рельса) 1м и более динамический коэффициент следует принимать равным 1,0.

Нормативные воздействия от натяжения арматуры предварительно напряженных железобетонных конструкций определяют в соответствии с установленными в проекте максимальными значениями усилий натяжения с учетом нормативных величин потерь, на соответствующих стадиях работы. В железобетонных конструкциях помимо технологических потерь, связанных с натяжением арматуры и регулированием усилий, следует учитывать потери, вызванные усадкой и ползучестью бетона в соответствии с [7] и [8].

Воздействие сил морозного пучения грунтов на обделку в зонах знакопеременных температур следует учитывать при заложении тоннеля в увлажненных песках мелких и пылеватых, в глинистых или крупнообломочных грунтах с глинистым заполнителем, в грунтах с показателем консистенции $J_L > 0$ по СП 25.13330 в зависимости от степени морозной пучинистости при сезонном промерзании приконтурного слоя грунта за обделкой на глубину более 0,5 м. Консистенцию глинистых грунтов следует принимать с учетом прогноза ее изменения в стадии эксплуатации тоннеля.

Нормативную нагрузку от сил морозного пучения грунтов q_n , МПа, возникающих на контакте тоннельной обделки с промерзающим грунтом, определяют по формуле

$$q_n = q_0 \left(1 + \frac{l}{4F} h_m \right),$$

где q_0 – равномерно распределенная нагрузка от нормальных сил морозного пучения, МПа, определяемая экспериментально и соответствующая нагрузке, которую следует приложить к поверхности пучинистого грунта для полного подавления деформаций пучения данного грунта; l - периметр обделки по наружной поверхности, м; F - площадь поперечного сечения выработки, м²; h_m - расчетная глубина слоя сезонного промерзания грунта за обделкой тоннеля, м.

Коэффициенты надежности к временной нагрузке для других временных нагрузок или воздействий, которые следует учитывать

при проектировании строительных конструкций или по условиям производства работ (вес стационарного оборудования, нагрузка от подвесного кранового оборудования, воздействие усадки и ползучести бетона и др.) следует принимать по СП 20.13330.

Сейсмическое воздействие на тоннельную обделку для сооружений, возводимых в районах (зонах) сейсмичностью 7 баллов и более, учитывают по СП 14.13330 и [11].

6.2.2. Расчет нагрузки на крепь устья вертикального ствола по СП 102.13330.2012

Нормативное вертикальное горное давление q^H в грунтах с $f < 4$ при расстоянии от кровли выработки до дневной поверхности больше удвоенной высоты свода обрушения следует принимать равным давлению, оказываемому массой грунтов в объеме, ограниченном сводом обрушения. При меньшем заглублении туннеля горное давление принимается равным давлению всей толщи грунта над ним.

Нормативное вертикальное горное давление q^H кН/м², при сводообразовании в грунтах с коэффициентом крепости $f < 4$ следует определять по формуле:

$$q^H = \beta \rho g h_q, \quad (6.1)$$

где β – коэффициент, принимаемый в зависимости от пролета выработки b равным: 0,7 при $b \leq 5,5$ м; 1,0 при $b \geq 7,5$ м; интерполяцией между 0,7 и 1,0 при $5,5 < b < 7,5$ м; ρ – плотность грунта, т/м³; $g=9,81$ м/с²; h_q – высота свода обрушения, м; b_q – пролет свода обрушения, м.

Высота свода обрушения и пролет свода обрушения определяется по формулам:

$$h_q = \frac{b_q}{2f}; \quad (6.2)$$

$$b_q = b + 2h \cdot tg \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (6.3)$$

где h – высота выработки, м; φ – кажущийся угол внутреннего трения, $\varphi = \arctg(f)$.

Распределение вертикального горного давления принимается равномерным по пролету туннеля.

Нормативное вертикальное горное давление q^H , кН/м², в грунтах с $f \geq 4$ следует принимать равным давлению грунтов в объеме нарушенной зоны, установленной по данным натурных исследований, а при их отсутствии - по формуле:

$$q^H = \beta \rho g h_{q1}, \quad (6.4)$$

где $h_{q1} = k_a b$ — глубина нарушенной зоны, м; k_a — коэффициент, принимаемый по таблице (таблица 6.3) в зависимости от трещиноватости пород.

Таблица 6.3

Коэффициент крепости грунта f	Коэффициент k_a при породах		
	очень слаботрещиноватых ($M_i < 1,5$)	слаботрещиноватых ($1,5 \leq M_i \leq 5$)	средне- и сильнотрещиноватых ($5 \leq M_i < 30$)
4	0,2	0,25	0,3
От 5 до 8	0,1	0,2	0,25
10 и более	0,05	0,1	0,15

Распределение вертикального горного давления по пролету обделки принимается с учетом напластования, систем трещин и других особенностей грунтового массива.

В очень слаботрещиноватых грунтах при глубине нарушенной зоны более 1,5 м нормативное вертикальное горное давление q^H следует уменьшать на 20 %.

При комбайновой проходке значение k_a допускается уменьшать на 30 %.

Нормативное горизонтальное горное давление p^H , кН/м², следует определять: при сводообразовании в грунтах с коэффициентом крепости $f < 4$ следует определять по формуле:

$$p^H = \rho g (h_q + 0,5h) t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6.5)$$

При заглублении кровли менее удвоенной высоты свода обрушения в грунтах с $f < 4$ нормативное горизонтальное горное давление p^H определяется по формуле (6.5) с заменой численного

значения h_q на расстояние от кровли выработки до дневной поверхности.

Распределение горизонтального горного давления должно быть равномерным по высоте обделки.

Нормативное горизонтальное горное давление в слабо- и среднетрещиноватых грунтах с $f \geq 4$ при высоте туннеля менее 6 м допускается не учитывать, а при высоте более 6 м – определять из условия предельного равновесия отдельных скальных блоков, отсеченных трещинами.

Нормативное горизонтальное горное давление в сильнотрещиноватых грунтах с $f \geq 4$ допускается учитывать по формуле:

$$p^H = 0,1\rho gh. \quad (6.6)$$

6.2.3. Расчет нагрузки обделку подземного сооружения по СП 122.13330.2012

Нормативные вертикальную и горизонтальную нагрузки в слабых породах q^H и p^H , кН/м², определяют по формулам:

$$q^H = \sum_{i=1}^n \rho_i g_i H_i; \quad (6.7)$$

$$p^H = \sum_{i=1}^n \rho_i g_i H_i t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (6.8)$$

где H_i – толщина соответствующего слоя напластования, м; n – число слоев напластований.

Нормативные равномерно распределенные нагрузки в условиях сводообразования, вертикальную q^H и горизонтальную p^H , кН/м², определяют по формулам:

$$q^H = \rho g h_q; \quad (6.9)$$

$$p^H = \rho g (h_q + 0,5h) t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (6.10)$$

где h_q – высота свода обрушения над верхней точкой обделки.

В условиях сводообразования высота свода обрушения для нескальных необводненных грунтов определяют по формуле:

$$h_q = \frac{b_q}{2f} = \frac{L}{2f}; \quad (6.11)$$

$$b_q = b + 2h \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (6.12)$$

где $b_q = L$ – пролет свода обрушения, м; h_q – высота свода обрушения над верхней точкой обделки в условиях сводообразования для скальных необводненных грунтов определяют по формулам:

Для скальных грунтов, оказывающих вертикальное и горизонтальное давление, высота свода обрушения определяется по формуле:

$$h_q = \frac{b_q}{0,2R\alpha} = \frac{L}{0,2R\alpha}. \quad (6.13)$$

Для скальных грунтов, оказывающих только вертикальное давление, высота свода обрушения определяется по формуле:

$$h_q = \frac{b}{0,2R\alpha}, \quad (6.14)$$

где R – предел прочности грунта на сжатие «в куске» (образце), МПа; α – коэффициент, учитывающий влияние трещиноватости массива, принимаемый по таблице (таблица 6.4) исходя из предела прочности грунта на сжатие «в куске» и категории массива по степени трещиноватости, которая определяется в зависимости от трещинной пустотности и густоты трещин (среднего расстояния между трещинами наиболее развитой их системы) по Таблица 6.5 и дополнительных характеристик трещиноватости.

Таблица 6.4

Коэффициент α

Категория массива скальных грунтов по степени трещиноватости	Коэффициент α при пределе прочности грунта «в куске» на сжатие, МПа				
	10	20	40	80	160
I - практически нетрещиноватые	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0
II - малотрещиноватые	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8
III - среднетрещиноватые	1,2	0,9	0,7	0,6	0,5

Категория массива скальных грунтов по степени трещиноватости	Коэффициент α при пределе прочности грунта «в куске» на сжатие, МПа				
	10	20	40	80	160
IV - сильнотрещиноватые	0,9	0,7	0,5	0,4	0,3
V - раздробленные (разборная скала)	0,7	0,4	0,3	0,2	0,1

Таблица 6.5

Категория грунтов по густоте трещин

Трещинная пустотность, %	Категория грунтов при густоте трещин, м			
	очень редкой (более 1,0)	Редкой (1,0-0,3)	Густой (0,3-0,1)	очень густой (менее 0,1)
Малая - менее 0,3	I	II	III	IV
Средняя - 0,3 — 1,0	II	III	IV	IV
Большая – 1.0 – 3.0	III	IV	V	V
Очень большая - более 3.0	IV	V	V	V

Примечание:

1. При определении трещинной пустотности рыхлый или глиноподобный материал заполнения трещин не учитывается.

2. При большой и очень большой трещинной пустотности и одновременно хорошо выраженной расчлененности массива на блоки по степени трещиноватости его следует относить к категории V (раздробленным) вне зависимости от густоты трещин.

3. В условиях ожидаемого полного нарушения сплошности скальных грунтов в результате интенсивного их расслоения (кливаж) грунты следует относить к категории V.

4. При наличии поверхностей скольжения категорию грунта по степени трещиноватости следует повышать на одну ступень.

При трещинах, залеченных частично твердым (кристаллическим) материалом, категорию грунта по степени трещиноватости следует понижать на одну ступень, а при полностью залеченных трещинах - принимать по категории I.

Полученную по формулам высоту свода обрушения скальных грунтов корректируют умножением ее на коэффициенты, учитывающие влияние следующих факторов:

- приток воды в выработку для случаев, когда трещины заполнены рыхлым или размокаемым глиноподобным материалом – 1.2;

- расположение трещин наиболее развитой их системы под углом к оси тоннеля менее 45° - 1.1;
- проходка выработок без применения буровзрывных работ – 0.8.

6.3. Исходные данные

В качестве исходных данных в расчетно-графическом работе задаются следующие показатели физико-механических свойств пород (таблица 6.6), параметры подземного сооружения (таблица 6.7).

Таблица 6.6

Физико-механические свойства пород и породного массива

Наименование породы	γ , кН/м ³	Крепость грунтов по Протодьяконову	Плотность грунтов, т/м ³	Степень трещиноватости грунтов

Примечание: γ – объемный вес пород; γ_n – удельный вес частиц пород; e – коэффициент пористости пород; c – сцепление; φ – угол внутреннего трения.

Таблица 6.7

Параметры подземного сооружения

Вид тоннеля	Глубина расположения тоннеля, м	Ширина тоннеля, м	Высота тоннеля, м

6.4. Последовательность выполнения работы

1. Устанавливается расчетная схема выполнения работы исходя из типа подземного сооружения.
2. Производится расчет высоты свода обрушения.
3. Производится расчет пролета свода обрушения.
4. Определяются нормативные вертикальные и горизонтальные равномерно распределенные нагрузки.

6.5. Пример расчет нагрузки на обделку горизонтальных подземных сооружений по нормативным документам

Пример расчета № 1. Расчет постоянной нагрузки на гидротехнический тоннель. В качестве исходных данных для вычисления постоянной нагрузки от горного давления имеются: $f = 6$ и плотностью $2,8 \text{ т/м}^3$, проектная глубина расположения

тоннеля H равная 100 м, ширина тоннеля b составляет 5,6 м, высота тоннеля h равна 4,5 м. Породы слаботрещиноватые.

Так как крепость грунтов больше 4, то в отсутствии данных натурных исследований нормативное вертикальное горное давление q^H (кН/м²) принимаем равным давлению грунтов в объеме нарушенной зоны:

$$q^H = \beta \rho g h_{q1}.$$

Глубина нарушенной зоны, м:

$$h_{q1} = k_a b = 0,2 \cdot 5,6 = 1,12 \text{ м}$$

$$k_a = 0,2.$$

$$q^H = 0,71 \cdot 2,8 \cdot 9,81 \cdot 1,12 = 21,84 \text{ кН/м}^2$$

Нормативное горизонтальное горное давление в слаботрещиноватых грунтах с $f \geq 4$ при высоте туннеля менее 6 м допускается не учитывать.

Пример расчета № 2. Расчет постоянной нагрузки на автодорожный тоннель. В качестве исходных данных для вычисления постоянной нагрузки от горного давления имеются: нескальный необводненные грунты $f = 3$ и плотностью 2,6 т/м³, проектная глубина расположения тоннеля H равная 80 м, ширина тоннеля b составляет 6 м, высота тоннеля h равна 6 м. Породы слаботрещиноватые.

Нормативные равномерно распределенные нагрузки: вертикальную q^H и горизонтальную p^H , кН/м², в условиях сводообразования определяем по формулам:

$$q^H = \rho g h_q$$

$$p^H = \rho g (h_q + 0,5h) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right);$$

$$b_q = b + 2h \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 6 + 2 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{71}{2} \right) = 7,8 \text{ м}$$

$$h_q = \frac{b_q}{2f} = \frac{7,8}{2 \cdot 3} = 1,3 \text{ м}$$

$$p^H = 2,6 \cdot 9,81 \cdot (1,3 + 0,5 \cdot 6) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{71}{2} \right) = 2,46 \text{ кН/м}^2$$

$$q^H = 2,6 \cdot 9,81 \cdot 1,3 = 33,15 \text{ кН/м}^2.$$

6.6. Типовые задание для выполнения расчетно-графической работы

Типовые задания для выполнения расчетно-графической работы по определению нагрузки на обделку подземных сооружений по требованиям нормативных документов сведены в таблицу (таблица 6.8).

Таблица 6.8

Типовые задания для выполнения расчетно-графической работы

№	Вид тоннеля	Глубина расположения тоннеля, м	Крепость грунтов по Протодействию	Плотность грунтов, т/м ³	Ширина/Высота тоннеля, м	Степень трещиноватости грунтов
1	А/д	40	2	1,8	5/6	Слабо
2	Ж/д	50	3	1,9	4/6	Очень слабо
3	Г/т	60	4	2,1	5/6	Средне
4	А/д	70	5	2,2	6/6	Сильно
5	Ж/д	45	6	1,4	7/7	Слабо
6	Г/т	55	7	1,5	5/5	Очень слабо
7	А/д	65	2	1,8	5/6	Средне
8	Ж/д	75	3	1,9	4/6	Сильно
9	Г/т	85	4	2,1	5/6	Слабо
10	А/д	40	5	2,2	6/6	Очень слабо
11	Ж/д	50	6	1,4	7/7	Средне
12	Г/т	60	7	1,5	5/5	Сильно
13	А/д	70	2	1,8	5/6	Слабо
14	Ж/д	45	3	1,9	4/6	Очень слабо
15	Г/т	55	4	2,1	5/6	Средне
16	А/д	65	5	2,2	6/6	Сильно
17	Ж/д	75	6	1,4	7/7	Слабо
18	Г/т	85	7	1,5	5/5	Очень слабо
19	А/д	75	6	1,4	6/6	Средне
20	Ж/д	85	7	1,5	7/7	Сильно

7. БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 91.13330.2012 Подземные горные выработки. Актуализированная редакция СНиП II-94-80.
2. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи. Москва. Стройиздат. 1983.
3. СП 102.13330.2012 Тоннели гидротехнические. Актуализированная редакция СНиП 2.06.09-84.
4. Руководство по проектированию гидротехнических сооружений. Москва. 1979.
5. СП 122.13330.2012 Железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97.
6. СП 120.13330.2012 Метрополитены. Актуализированная редакция СНиП 32-02-2003.
7. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 51-01-2003.
8. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81.
9. СП 16.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ КРЕПИ/ОБДЕЛКИ КРУГОВОГО ОЧЕРТАНИЯ

Расчет толщины монолитной бетонной крепи вертикального ствола выполняется по следующей формуле:

$$\delta_k = m_y \cdot r_0 \cdot \left(\sqrt{\frac{R_{сж}^6 / \gamma_m}{R_{сж}^6 / \gamma_m - 2 \cdot k_p \cdot P_p} - 1} \right) - \delta_{пб} \quad (\text{П1.1})$$

где r_0 - радиус вертикальной выработки в свету, мм; γ_b - коэффициент условий работы крепи, принимаемый равным 1.25; γ_m - коэффициент надежности по материалу бетона; $R_{сж}^6$ - расчетное сопротивление бетона одноосному сжатию, принимаемое в соответствии с главой СНиП бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры, МПа; k_p - коэффициент концентрации напряжении в конструкции крепи, принимаемый равным 1 на протяженных участках ствола и в районе сопряжения по формуле (П1.2); P_p - нагрузка на обделку тоннеля, МПа; $\delta_{пб}$ - толщина породобетонной оболочки, образующейся за счет проникновения бетона в окружающие нарушенные породы: для набрызгбетона принимаемая равной 50 мм, для остальных типов крепи - равной 0.

Величина коэффициента k_p на участках сопряжения вертикального ствола с горизонтальными выработками определяется по следующей формуле:

$$k_p = (2 - 0.05 \cdot z), \quad (\text{П1.2})$$

где z - расстояние от узла сопряжения до рассматриваемого сечения, м.

Толщина монолитной бетонной крепи устья вертикального ствола определяется по формуле:

$$\delta_{кр} = \gamma_b r_0 \left(\sqrt{\frac{R_{сж}^6 / \gamma_m}{R_{сж}^6 / \gamma_m - 2 \cdot k_p \cdot P_{уст}^p} - 1} \right), \quad (\text{П1.3})$$

где γ_b – коэффициент условия работы крепи, принимаемый равным 1.25; r_0 – радиус ствола в свету, м; $R_{сж}^б$ – расчетное сопротивление бетона сжатию (СП 63.13330), кПа; γ_m – коэффициент надежности по материалу бетона (СП 63.13330); k_p – коэффициент концентрации напряжений в конструкции крепи, принимается равным 1;

$P_{уст}^p$ – полная расчетная нагрузка на крепь устья вертикального ствола, кПа.

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ТРАПЕЦИВИДНОЙ РАМНОЙ КРЕПИ/ОБДЕЛКИ УСИЛЕННОЙ ПРОГОНОМ НА СТОЙКАХ

1. Выбор расчетной схемы

Конструкция деревянной или металлической трапециевидной неполной крепежной рамы при соединении боковых стоек с верхняком “влапу” может быть представлена четырехшарнирной конструктивной схемой (рис. П1.1). При усилении ее верхняков прогоном на стойках в конструктивную схему включают среднюю стойку. Благодаря прогону шаг расстановки этих стоек может быть больше шага расстановки рам.

Нагрузку на крепь обычно принимают равномерно-распределенной: сверху p (кПа), сбоку $p \cdot n$ (кПа), где n – коэффициент бокового давления ($n \leq 1$).

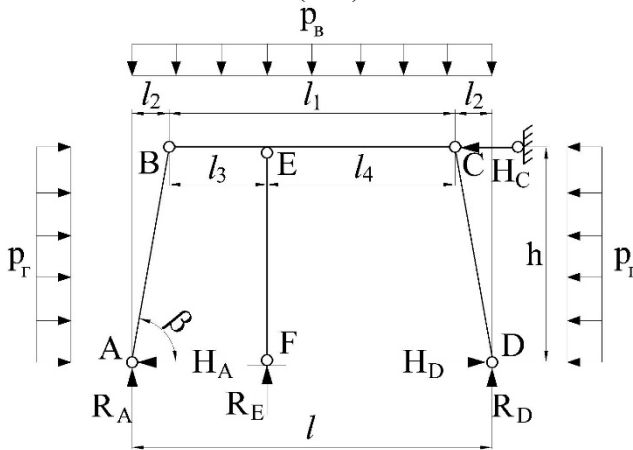


Рис. П2.1 Расчетная схема трапециевидной усиленной крепи

Верхняк рассматривается как неразрезная двухпролетная балка, имеющая в общем случае неравные пролеты l_3 и l_4 . Представим их соотношением коэффициентом $m=l_4/l_3$.

Боковые стойки рассматриваются как однопролетные свободно опертые балки с пролетом h .

Верхняки и стойки подвергаются поперечному изгибу и продольному сжатию.

2. Определение усилий в элементах крепи.

(в расчете на 1 м длины выработки)

Опорные реакции:

- в точке В

$$R_C = \frac{pl_4}{2} \left(1 - \frac{1 + m^3}{4m^2(1 + m)} \right); \quad (\text{П2.1})$$

- в точке С

$$R_C = \frac{pl_4}{2} \left(1 - \frac{1 + m^3}{4m^2(1 + m)} \right); \quad (\text{П2.2})$$

- в точке Е (F)

$$R_E = \frac{pl_3}{2} \left(1 + m + \frac{1 + m^3}{4m} \right); \quad (\text{П2.3})$$

Проверка:

$$pl_1 \cong R_B + R_C + R_E; \quad (\text{П2.4})$$

если условие выполняется, то расчет продолжается.

Изгибающие моменты в верхняках и боковых стойках:

- на крайних опорах $M_B = M_C = 0$;

- на средней опоре верхняков:

$$M_E = -\frac{pl_3^2}{2} \left(\frac{1 + m^3}{1 + m} \right); \quad (\text{П2.5})$$

- в левом полупролете верхняков:

$$M_{max}^л = \frac{pl_3^2}{8} \left(1 - \frac{1 + m^3}{4m^2(1 + m)} \right)^2; \quad (\text{П2.6})$$

координата максимального момента в пролете:

$$x_{max}^л = \frac{R_B}{p}; \quad (\text{П2.7})$$

- максимальный момент в правом полупролете верхняков:

$$M_{max}^{пр} = \frac{pl_4^2}{8} \left(1 - \frac{1 + m^3}{4m^2(1 + m)} \right)^2; \quad (П2.8)$$

- координата максимального момента в пролете:

$$x_{max}^{пр} = \frac{R_C}{p}; \quad (П2.9)$$

- изгибающий момент в стойках под действием боковых сил:

$$M_{ст} = \frac{nph^2}{8}; \quad (П2.10)$$

где n – коэффициент бокового давления.

Продольные силы:

- в верхняках:

$$N_{верх} = \frac{nph \cdot \sin\alpha}{2} \approx \frac{nph}{2}; \quad (П2.11)$$

т.к. $\alpha=80\div85$, то с достаточной для инженерных расчетов точностью можно считать $\sin\alpha = 1$.

- в стойках:

$$N_{ст}^B = R_B; N_{ст}^C = R_C; N_{ст}^E = R_E. \quad (П2.12)$$

Эпюры изгибающих моментов и продольных сил представляются в удобных геометрических и силовых масштабах (рис. П2.2).

3. Определение конструктивных параметров крепи

Прочностной расчет крепи выполняют по условию, чтобы напряжения в элементах крепи не превышали расчетного сопротивления материала:

$$\sigma = \frac{N}{F_{пр}} \pm \frac{M}{W_{пр}} \leq R_p, \quad (П2.13)$$

где $F_{пр}$ – площадь поперечного сечения рассчитываемого элемента; $W_{пр}$ – момент сопротивления рассчитываемого элемента в рассматриваемом сечении; R_p – расчетное сопротивление материала.

Плотность расстановки рам (шт/м) определяется по формуле:

$$n_p = \left(\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} \right) \frac{1}{R_{сж}} \quad (\text{П2.14})$$

При этом расчетный **шаг расстановки** рам составит, м:

$$s = \frac{1}{n_p} . \quad (\text{П2.15})$$

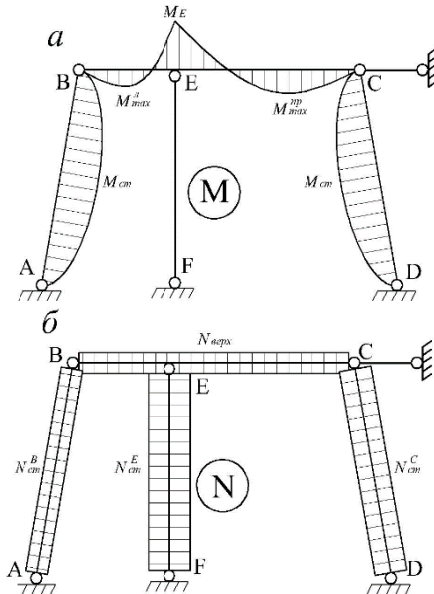


Рис. П2.2 – Эпюры изгибающих моментов (а), продольных сил (б).

Следует затем определить n_p^b по прочности **боковых стоек** и если она будет отличаться от n_p , больше, чем на 10%, рационально изменить диаметр стоек в меньшую или большую сторону и проверить результат по формулам (П2.14) или (П2.15). Шаг рам округляют в меньшую сторону с кратностью 5 или 10 см.

Средние стойки работают только на продольное сжатие. Плотность и шаг их расстановки составляет соответственно:

$$n_p^c = N_E / FR_{сж} ;$$
$$S_c = \frac{1}{n_p^c} .$$
(П2.17)

Шаг средних стоек принимают кратным шагу рам.

Прогон под верхняками, как правило, устанавливают по технологическим соображениям с отставанием от забоя и принимают его длину 3-5 м, кратно шагу нескольких рам. Расчетная схема прогона (рис. П2.3) обычно, представляет собой многопролетную балку, нагруженную сверху сосредоточенными силами от верхняков рам:

$$P_B = \frac{N_E}{n_p} .$$
(П2.18)

Для прочностного расчета прогона определяют величину максимального изгибающего момента $M_{пр}$ (рис. П2.4) и потребный момент сопротивления:

$$W_{п} = \frac{M_{пр}}{R_{изг}} ,$$
(П2.19)

а по его величине находят необходимый номер прокатного профиля или диаметр прогона из дерева:

$$d = \sqrt[3]{10W_{п}} .$$
(П2.20)

Затем следует проверить прочность прогона на **смятие** в точке контакта со средней стойкой:

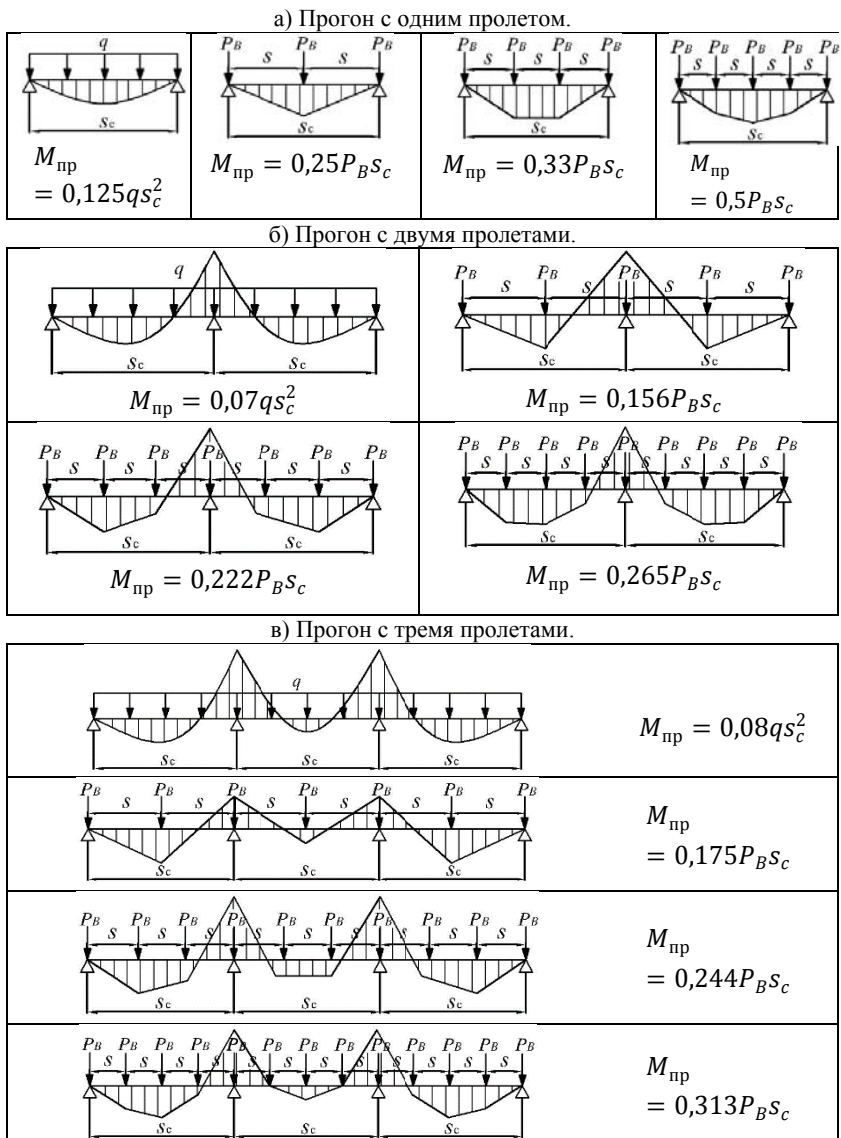


Рис. П2.3 – Величины максимальных изгибающих моментов в прогоне и эпюры их изменения.

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{P_B S_c}{F_c S_p} \leq R_{\text{см}}. \quad (\text{П2.21})$$

где P_B – нагрузка на прогон от одного верхняка; F_c – площадь поперечного сечения стойки; S_c и S_p – шаг средних стоек и рам, соответственно; $R_{\text{см}}$ – сопротивление смятию поперек волокон.

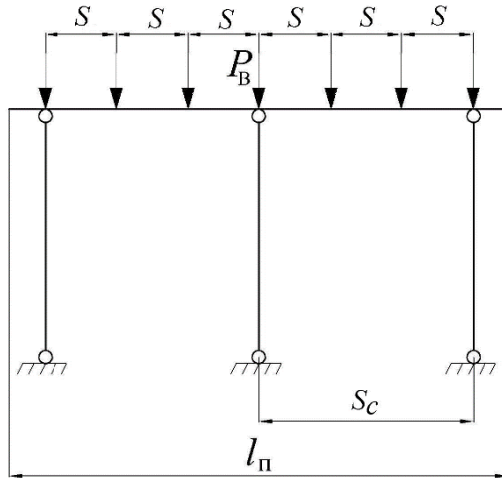


Рис. П2.4 – Расчетная схема прогона на стойках под верхняками.

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ АРОЧНОЙ КРЕПИ/ОБДЕЛКИ

Расчет внутренних усилий арокной двухшарнирной крепи (рис. ПЗ.1), являющаяся один раз статически неопределимой системой. В общем случае прямолинейные участки стоек имеют наклон α к горизонтальной плоскости.

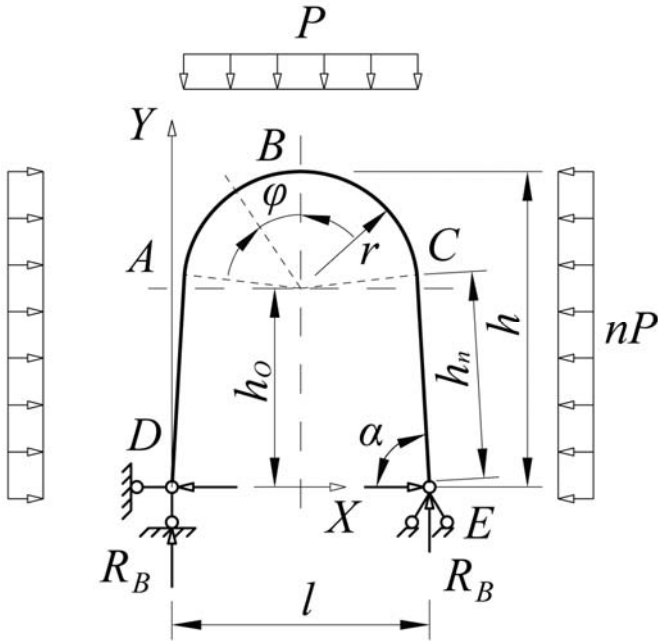


Рис. ПЗ.1 – Расчетная схема к расчету арочной двух шарнирной крепи

Реакции в опорных шарнирах:

- вертикальная:

$$R_B = 0,5pl \tag{ПЗ.1}$$

- горизонтальная (неизвестная):

$$H_X = pX_1 \tag{ПЗ.2}$$

где p – величина распределенной нагрузки; X_1 – перемещение нижнего шарнира от единичной нагрузки, м.

Для определения неизвестной величины распора H_X воспользуемся методикой В.В.Смирнякова (допустимо использование и других методик расчета двухшарнирных арок):

$$X_1 = \frac{A + nB}{2C} \quad (\text{ПЗ.3})$$

где:

$$A = \frac{\sin 2\alpha}{2} \left(\frac{h_{\Pi} \cos \alpha}{4} - \frac{lh_{\Pi}^3}{3} - \frac{kr^3}{2} \right) - \alpha kr \frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{2} - r^2 \right) - r^2 \sin \alpha \left(\frac{l^2}{4} - \frac{r^2}{3} \sin^2 \alpha \right) \quad (\text{ПЗ.4})$$

$$B = \sin^2 \alpha \left(\frac{h_{\Pi}^4 \cos \alpha}{4} - \frac{r^4}{3} \right) + r^2 \sin \alpha \left(3k^2 + \frac{3}{2} kr \cos \alpha + r^2 \right) + \alpha kr \left(k^2 + \frac{3}{2} r^2 \right) \quad (\text{ПЗ.5})$$

$$C = \alpha k^2 r + 2kr^2 \sin \alpha + \frac{r^2}{2} \left(\alpha + \frac{\sin 2\alpha}{2} \right) + \frac{h_{\Pi}^3 \sin^2 \alpha}{3} \quad (\text{ПЗ.6})$$

$$k = h_{\Pi} \sin \alpha - r \cos \alpha \quad (\text{ПЗ.7})$$

$$l = 2(r \sin \alpha + h_{\Pi} \cos \alpha) \quad (\text{ПЗ.8})$$

Изгибающий момент M и продольная сила N в разных сечениях:

- прямолинейного участка DA

$$M_{DA} = (-0,5y^2(n + \text{ctg}^2 \alpha) + y(0,5l \text{ctg} \alpha + X_1))p \quad (\text{ПЗ.10})$$

$$N_{DA} = (-y \cos \alpha (1 - n) + 0,5l \sin \alpha - X_1 \cos \alpha)p \quad (\text{ПЗ.11})$$

- криволинейного участка AB

$$M_{AB} = 0,5lx - 0,5x^2 - 0,5ny^2 + X_1y)p \quad (\text{ПЗ.12})$$

$$N_{AB} = ((x - 0,5l) \sin \varphi - (ny - X_1) \cos \varphi)p \quad (\text{ПЗ.13})$$

где для криволинейного участка $x = 0,5l - r \sin \varphi$; $y = k + r \cos \varphi$, а для прямолинейного $x = y \operatorname{ctg} \varphi$.

Сечения с экстремальными напряжениями на криволинейном участке имеют место при $\varphi_1 = 0$ (ключевое сечение) и при:

$$\varphi_2 = \arccos \left(\frac{nk - X_1}{r(1 - n)} \right) \quad (\text{ПЗ.14})$$

Опасное сечение на прямой части стойки находится из условия:

$$\frac{dM_{DA}}{dy} = 0 \quad (\text{ПЗ.15})$$

откуда:

$$y_0 = (0,5l \operatorname{ctg} \alpha + X_1) / (n + \operatorname{ctg}^2 \alpha) \quad (\text{ПЗ.16})$$

Поперечная сила на участках DA и AB в произвольных сечениях:

$$Q_{DA} = (-y (\operatorname{ctg} \alpha \cos \alpha + n \sin \alpha) + 0,5l \cos \alpha + X_1 \sin \alpha) p, \quad (\text{ПЗ.17})$$

$$Q_{AB} = ((0,5l - x) \cos \varphi - (ny - X_1) \sin \varphi) p. \quad (\text{ПЗ.18})$$

Для построения эпюр изгибающих моментов и продольных сил следует задать не меньше 6-8 точек на длине полуарки и вычислить для них M , N и Q , сведя вычисления в таблицу.

При арочной крепи с вертикальными стойками ($\alpha = 90^\circ$) формулы существенно упрощаются.

Расчет арочной трехшарнирной крепи (рис. ПЗ.2).

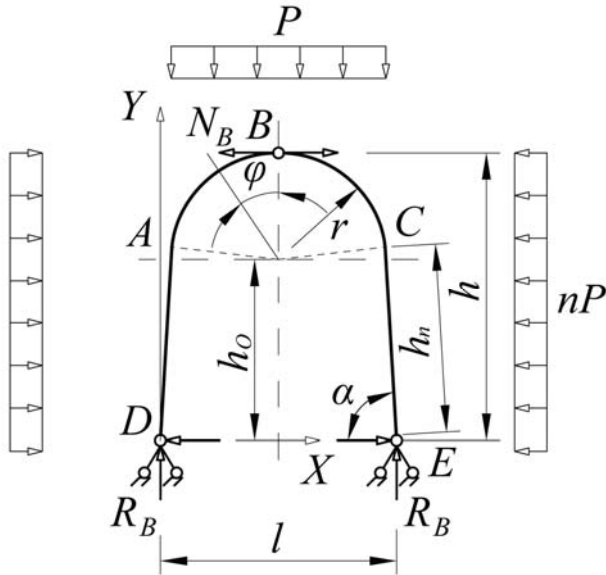


Рис. ПЗ.2 – Расчетная схема трехшарнирной арки.

Реакции в опорных шарнирах: вертикальная R_B – см. формулу (ПЗ.1); горизонтальная:

$$H = \frac{np h}{2} - \frac{p l^2}{8 h} \quad (\text{ПЗ.19})$$

Усилие в ключевом шарнире B :

$$N_B = \frac{np h}{2} + \frac{p l^2}{8 h} \quad (\text{ПЗ.20})$$

Изгибающий момент, продольная и поперечная силы в любой точке полуарки определяются, как и в двухшарнирной арке, для прямолинейного участка DA по формулам (ПЗ.9), (ПЗ.10) и (ПЗ.15), а для криволинейного участка по формулам (ПЗ.11), (ПЗ.12) и (ПЗ.16), в которую вместо X_i следует подставлять значение H/p из формулы (ПЗ.17). Результаты расчета следует представить в виде эпюр M , N и Q .

Расчет напряженного состояния крепи и проверка несущей способности сечения крепи. По полученным усилиям и моментам в элементах конструкции, проводится проверка их по несущей способности:

$$\sigma = \frac{N}{F_{np}} \pm \frac{M}{W_{np}} \leq R_p \quad (\text{ПЗ.21})$$

где F_{np} – площадь поперечного сечения рассчитываемого элемента; W_{np} – момент сопротивления рассчитываемого элемента в рассматриваемом сечении; R_p – расчетное сопротивление стали.

Приложение 4

МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Таблица П4.1

Характеристики бетонов для установления класса бетона по прочности

Классы бетона по прочности	Средняя прочность бетона R_c , кг/см ²	Ближайшая марка бетона по прочности	Классы бетона по прочности	Средняя прочность бетона R_c , кг/см ²	Ближайшая марка бетона по прочности
V 0,35	0,501	M5	V 22,5	29,45	M300
V 0,5	1,085	M 10	V 25	32,74	M350
V 1	1,447	M15	V 30	39,29	M400
V 1,5	2,085	M25	V 35	45,84	M450
V 2	2,894	M25	V 40	52,39	M550
V 2,5	3,274	M35	V 45	58,94	M600
V 3,5	4,58	M50	V 50	65,48	M700
V 5	6,55	M75	V 55	72,03	M700
V 7,5	9,82	M100	V 60	78,58	M800
V 10	13,097	M150	V 65	85,15	M900
V 15	19,65	M200	V 70	91,7	M900
V 20	26,19	M250	V 75	93,25	M1000

Таблица П4.2

Расчетные характеристики бетонов

Класс бетона по прочности R_c и а сжатие	Модуль упругости E_b , МПа	Соппротивление сжатию R_b при значении коэффициента надежности γ_{b2}			Соппротивление растяжению R_{bt} при значении коэффициента надежности γ_{b2}		
		0,85	1,0	1,1	0,85	1,0	1,1
V 10	18000	4,960	5,85	6,435	0,48	0,57	0,63
V 12.5	21000	6,205	7,30	8,030	0,56	0,66	0,73
V 15	23000	7,395	8,70	9,570	0,64	0,75	0,82
V 20	27000	9,775	11,50	12,650	0,76	0,90	0,99
V 25	30000	12,325	14,50	13,950	0,89	1,05	1,15
V 30	32500	14,450	17,00	18,700	1,02	1,20	1,32
V 35	34500	17,00	20,00	22,00	1,1	1,30	1,43
V 40	36000	19,125	22,50	24,75	1,2	1,40	1,54

Таблица П4.3

Расчетные сопротивления проката из разных марок сталей¹

Марк стали	Вид проката	Толщина проката, мм	Расчетные сопротивления, МПа			
			R_y	R_n	R_s	R_p
18сп, 18Гпс	Лист	4-20	230	360		336
18Гпс	Лист	21-30	220	360	128 133	336
18Гсп	Лист	31-40	230	380		355
18сп, 18Гпс, 18Гсп	Фасон	4-20	240	360	139	336
ВСтЗсп5-1	Лист	4-10	240	370		346
ВСтЗГсп5-1	Лист	11-20	230	360	139	336
	Фасон	4-10	250	370	133 145	346
	Фасон	11-20	240	360	139	336
ВСтЗсп5-2	Лист	4-10	270	370		346
ВСтЗГсп5-2	Лист	11-20	260	360	157	336
	Фасон	4-10	280	380	151 162	355
	Фасон	11-20	270	370	157	346
09Г2С-1	Лист	4-10	335	480		445
	Лист	11-20	315	460	194	427
	Фасон	4-10	335	480	183	445
	Фасон	11-20	315	460	194	427
09Г2С-2	Лист	4-10	355	500		464
	Лист	11-20	335	480	206	445
	Фасон	4-10	360	505	194	473
	Фасон	11-20	345	490	209	455
14Г2	Лист	4-9	320	440		418
	Лист	10-32	310	430	186	409
	Фасон	4-9	320	440	180	418
	Фасон	10-32	310	430	186	409
ВСтЗпс6,	Лист	4-20	225	350		336
ВСтЗсп5,	Лист	21-40	215	350	131	336
ВСтЗГпс5	Фасон	4-20	235	350	125	336
	Фасон	21-40	215	350	136	336

¹Примечание. 1. R_y – предел текучести; R_n – временное сопротивление; R_s – сопротивление при сдвиге; R_p – сопротивление при смятии. 2. За толщину фасонного проката принимают толщину полки.

Таблица П4.4

Расчетные сопротивления древесины сосны (кроме веймутовой), ели, лиственницы европейской и японской²

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа/(кг/см ²), для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах “б”, “в”) высотой до 50 см	$R_{и}, R_{с}$	<u>14</u>	<u>13</u>	<u>8,5</u>
	$R_{см}$	140	130	85
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	$R_{и}, R_{с}$	<u>15</u>	<u>14</u>	<u>10</u>
	$R_{см}$	150	140	100
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	$R_{и}, R_{с}$	<u>16</u>	<u>15</u>	<u>11</u>
	$R_{см}$	160	150	110
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}, R_{с}$	–	<u>16</u>	<u>10</u>
	$R_{см}$	–	160	100
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	R_p	<u>10</u>	<u>7</u>	–
		100	70	
б) клееные элементы	R_p	<u>12</u>	<u>9</u>	–
		120	90	
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон				
	$R_{с90}, R_{см90}$	<u>1,8</u>	<u>1,8</u>	<u>1,8</u>
		18	18	18
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	<u>3</u>	<u>3</u>	<u>3</u>
		30	30	30
б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°	$R_{см90}$	<u>4</u>	<u>4</u>	<u>4</u>
		40	40	40
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	<u>1,8</u>	<u>1,6</u>	<u>1,6</u>
		18	16	16
б) при изгибе клееных элементов	$R_{ск}$	<u>1,6</u>	<u>1,5</u>	<u>1,5</u>
		16	15	15
в) в лобовых врубках для максимального	$R_{ск}$	<u>2,4</u>	<u>2,1</u>	<u>2,1</u>

² Примечание. Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины (при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элементов)

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа/(кг/см ²), для сортов древесины		
		1	2	3
напряжения		24	21	21
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{ск}$	<u>2,1</u> 21	<u>2,1</u> 21	<u>2,1</u> 21
6. Скалывание поперек волокон:				
а) в соединениях неклееных элементов	$R_{ск90}$	<u>1</u> 10	<u>0,8</u> 8	<u>0,6</u> 6
б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	<u>0,7</u> 7	<u>0,7</u> 7	<u>0,6</u> 6
7. Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{p90}	<u>0,35</u> 3,5	<u>0,3</u> 3	<u>0,25</u> 2,5

Примечание: Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливаются путем умножения величин, приведенных в табл. 1, на переходные коэффициенты m_n , указанные в табл. П4.4.

Таблица П4.5

Переходные коэффициенты для перехода от расчетных сопротивлений сосны к другим породам древесины³

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатие и смятию вдоль волокон $R_p, R_{и}, R_c, R_{см}$	сжатие и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9

³ Примечание. Коэффициенты m_n , указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из не пропитанной антисептиками лиственницы (при влажности $\leq 25\%$), умножаются на коэффициент 0,85.

Древесные породы	Коэффициент m_n для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_{и}, R_c, R_{см}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

**МЕХАНИКА ПОДЗЕМНЫХ
СООРУЖЕНИЙ**

**РАСЧЕТ КРЕПЕЙ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
И ОБДЕЛОК ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ
ПО МЕТОДИКАМ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ**

*Методические указания к практическим занятиям
для студентов специальности 21.05.04*

Сост.: *М.А. Карасев, П.Э. Вербило*

Печатается с оригинал-макета, подготовленного кафедрой
строительства горных предприятий и подземных сооружений

Ответственный за выпуск *М.А. Карасев*

Лицензия ИД № 06517 от 09.01.2002

Подписано к печати 31.05.2019. Формат 60×84/16.
Усл. печ. л. 5,3. Усл.кр.-отг. 5,3. Уч.-изд.л. 4,8. Тираж 50 экз. Заказ 513. С 187.

Санкт-Петербургский горный университет
РИЦ Санкт-Петербургского горного университета
Адрес университета и РИЦ: 199106 Санкт-Петербург, 21-я линия, 2