

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «ВНИИ ГАЛУРГИИ»
(АО «ВНИИ ГАЛУРГИИ»)

В.А. СОЛОВЬЕВ, В.Н. АПТУКОВ, И.Б. ВАУЛИНА

ПОДДЕРЖАНИЕ
ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
В ПОРОДАХ
СОЛЕНОСНОЙ ТОЛЩИ

Теория и практика



НОВОСИБИРСК
«НАУКА»
2017

УДК 622.831.31
ББК 22.25
С60

Соловьев В.А. Поддержание горных выработок в породах соленосной толщи: Теория и практика / В.А. Соловьев, В.Н. Аптуков, И.Б. Ваулина. — Новосибирск: Наука, 2017. — 264 с., [2,9] л. вкл.

ISBN 978-5-02-038734-8.

В монографии представлены методы обеспечения устойчивости горизонтальных горных выработок, а также вертикальных шахтных стволов и их сопряжений с примыкающими выработками в соляных и соленосных породах. Дано описание новых способов охраны горных выработок. Приведены результаты математического моделирования с применением программ, прошедших государственную регистрацию, и лицензионного комплекса ANSYS.

Книга предназначена для инженерно-технических работников калийных и каменно-соляных рудников, сотрудников научно-исследовательских и проектных институтов, а также преподавателей, аспирантов и студентов горных специальностей вузов.

Табл. 32. Ил. 283. Библиогр.: 144 назв.

Рецензенты

доктор технических наук, профессор *В.А. Асанов*
доктор технических наук, профессор *С.С. Андрейко*

ISBN 978-5-02-038734-8

© Соловьев В.А., Аптуков В.Н., Ваулина И.Б., 2017
© Акционерное общество «ВНИИ Галургии», 2017
© Редакционно-издательское оформление. Новосибирский филиал ФГУП «Издательство «Наука», 2017

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	7
1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ПОРОДАХ СОЛЕНОСНОЙ ТОЛЩИ	9
1.1. Прочностные, деформационные и реологические свойства соляных пород	9
1.1.1. Общие сведения	9
1.1.2. Прочностные и деформационные характеристики	11
1.1.3. Деформирование и разрушение образцов	18
1.1.4. Реологические свойства	35
1.1.5. Запредельное деформирование	42
1.1.6. Построение паспорта прочности породы по данным испытаний образцов различной геометрии на одноосное сжатие	45
1.2. Прочностные и деформационные свойства ангидрит-доломитовых пород соленосных залежей	47
2. ФОРМЫ ПРОЯВЛЕНИЯ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОДАХ СОЛЕНОСНОЙ ТОЛЩИ	54
2.1. Проявления горного давления в соляных породах	54
2.2. Проявления горного давления в горизонтальных горных выработках	55
2.3. Оценка состояния горизонтальных горных выработок в соляных породах	56
2.3.1. Горизонтальные горные выработки на Верхнекамских калийных рудниках	56
2.3.2. Горизонтальные горные выработки в соленосных породах рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА»	62
2.4. Проявления горного давления в крепи шахтных стволов и сопряжениях с примыкающими выработками	70
2.5. Мониторинговые наблюдения за смещением приконтурных пород горных выработок в породах соленосной толщи	75
2.6. Состояние капитальных выработок в ангидрит-доломитовых породах . .	78
3. ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ АНКЕРНОЙ КРЕПИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ	82
3.1. Категории устойчивости соляных пород вокруг горной выработки . . .	82
3.2. Время устойчивого состояния незакрепленных горизонтальных горных выработок	83
3.3. Расчет параметров анкерной крепи горных выработок	86
3.4. Влияние анкерной крепи на время устойчивого состояния горных выработок	90

4. ПОДДЕРЖАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ	92
4.1. Основные способы поддержания горизонтальных выработок	92
4.2. Общие принципы проектирования и расчет податливых элементов крепи	103
4.3. Расчет параметров крепи для типовых сечений горных выработок в соляных породах	106
4.3.1. Выработки шириной 5,5 м	106
4.3.2. Крезь выработок шириной 8 м	108
4.3.3. Рамная крепь выработок шириной 11 м	109
4.3.4. Рамная крепь сопряжений выработок с большими площадями обнажения кровли	111
4.3.5. Анкерная крепь в выработках шириной до 8 м	113
5. ПОДДЕРЖАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК В АНГИДИТ-ДОЛОМИТОВЫХ ПОРОДАХ	115
5.1. Виды крепи и способы поддержания капитальных горных выработок	115
5.2. Порядок выбора крепи горизонтальных горных выработок	117
5.3. Сроки устойчивого состояния незакрепленных горных выработок	118
5.4. Расчет параметров крепи	121
6. ПОДДЕРЖАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ	128
6.1. Крезь шахтных стволов	128
6.2. Влияние двухслойной крепи с податливым слоем из пенобетона на конвергенцию контура одиночной горизонтальной выработки методами математического моделирования	130
6.3. Экспериментальные исследования материалов для создания податливого слоя	132
6.4. Математическое моделирование взаимодействия бетонной крепи ствола с податливым слоем и породным массивом	134
6.5. Влияние геометрических параметров бетонной крепи и податливого слоя на устойчивость ствола в 2D-постановке (горизонтальное сечение)	135
6.6. Влияние геометрических параметров бетонной крепи и податливого слоя на устойчивость крепи ствола (вертикальное сечение)	137
6.7. Контактное давление опорного венца на соляной массив	141
6.8. Взаимодействие породных слоев с бетонной крепью ствола	144
6.8.1. Взаимодействие соляного массива с бетонной крепью ствола в районе пересечения слоя маркирующей глины	144
6.8.2. Взаимодействие слоя маркирующей глины с опорным венцом	144
6.8.3. Взаимодействие комбинированной крепи ствола с карналлитовым пластом	145
6.9. Влияние толщины податливого слоя на устойчивое состояние цилиндрической части бетонной крепи ствола	145
6.10. Взаимодействие комбинированной крепи со свитой карналлитовых пластов	146
6.10.1. Расчет нагрузок на бетонную крепь стволов с податливым слоем в 2D осесимметричной постановке для вертикального сечения	147
6.10.2. Расчет нагрузок на бетонную крепь ствола с податливым слоем в горизонтальном сечении по пластам карналлита В и Е	149

6.11. Определение нагрузок на крепь шахтных стволов с учетом старения бетона	152
6.12. Технология возведения двухслойной крепи шахтных стволов	153
6.13. Контроль состояния комбинированной крепи с податливым слоем	157
7. ПОДДЕРЖАНИЕ ПРИСТВОЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ	162
7.1. Основные проектные решения по конструкции крепи шахтных стволов и их сопряжений с околоствольными выработками	162
7.2. Упруговязкопластическая модель Кукуджанова — Пэжины	170
7.3. Оценка общей жесткости области сопряжения скипового ствола с откаточным горизонтом и горизонтом загрузки скипов	171
7.4. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении тюбинговой крепи	174
7.4.1. Влияние податливого слоя на конвергенцию сопряжения скипового ствола с нижней частью дозаторной камеры	174
7.4.2. Влияние податливого слоя на конвергенцию сопряжения ствола со средней частью дозаторной камеры	176
7.5. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении тюбинговой крепи	177
7.6. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении монолитной бетонной обделки ствола	179
7.7. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении монолитной бетонной обделки ствола	180
7.8. Влияние разновысотного расположения дозаторных камер на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой	181
8. ВЛИЯНИЕ ИЗРЕЗАННОСТИ ГОРНОГО МАССИВА ВЫРАБОТКАМИ НА ИХ УСТОЙЧИВОСТЬ	189
8.1. Общие сведения о коэффициенте изрезанности	189
8.2. Расчет коэффициента изрезанности массива выработками	191
8.3. Влияние изрезанности породного массива рудничного двора комплексом горных выработок на их устойчивость	193
8.4. Исследование деформационных процессов породного массива с использованием реологических МКЭ-моделей	194
8.5. Оценка времени устойчивого состояния проектируемых дополнительных выработок рудничного двора	198
9. ВЫБОР ЭФФЕКТИВНЫХ ВИДОВ И СПОСОБОВ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТОК ЗАГРУЗКИ РУДЫ В СКИПЫ	200
9.1. Оценка времени устойчивого состояния и достаточности анкерного крепления выработок загрузки руды в скипы	200
9.1.1. Камера взвешивающего конвейера	201
9.1.2. Камера питателя приствольного бункера	201
9.1.3. Усиление анкерной крепи выработок в слабых породах	201

Оглавление

9.2. Опыт применения бункерной системы загрузки скипов с использованием весовых конвейеров	202
10. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ ПОЛЗУЧЕСТИ СОЛЯНЫХ ПОРОД	212
10.1. Деформационный критерий разрушения соляных пород	212
10.2. Численное моделирование процессов ползучести соляных пород в сопряжениях бункера с примыкающими выработками	216
10.3. Численное моделирование процессов ползучести соляных пород в узле перегрузки руды с конвейерного штреха в бункер шахтного ствола в 3D постановке	219
ПРИЛОЖЕНИЕ А	
Примеры расчета параметров крепи горных выработок в доломит-ангидритовых породах	222
ПРИЛОЖЕНИЕ Б	
Примеры разработки технических решений при капитальном ремонте выработок гаража самоходной техники	226
ПРИЛОЖЕНИЕ В	
Пример разработки технических решений по капитальному ремонту сопряжения шахтного ствола с приствольной выработкой	243
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	256

ПРЕДИСЛОВИЕ

Одной из специфических особенностей пород соленосной толщи является наличие в их составе слоев (пластов) соляных пород (галиты, сильвиниты, карналлиты и пр.), перемежающихся с доломито-ангидритовыми породами. Причем породы соленосной толщи различаются по физико-механическим свойствам, условиям залегания и устойчивости пройденных в них горных выработок.

Соляные и соленосные породы калийных и соляных месторождений обладают ярко выраженными реологическими свойствами, что предопределяет общие качественные закономерности их деформирования во времени. В связи с количественными различиями прочностных, деформационных и реологических показателей соляных пород разных месторождений для применения геомеханических, технологических и конструктивных разработок АО «ВНИИ Галургии» в горно-геологических условиях рудников Верхнекамского и Гремячинского калийных месторождений, а также алмазных рудников Якутии потребовалось выполнить геомеханическую оценку состояния соленосных массивов.

Исследования особенностей прочностных, деформационных и реологических свойств соляных пород проводились с участием авторов с 2001 по 2016 г. За этот период выполнен значительный объем аналитических исследований по определению прочностных и деформационных характеристик пород соленосной толщи с проведением мониторинговых наблюдений за деформационными процессами приконтурных горных выработок пород. Решен комплекс практических задач, связанных с поддержанием в эксплуатационном состоянии горных выработок и с разработкой новых видов крепи и способов их поддержания.

Рассмотрены вопросы формирования напряженно-деформированного состояния массива соленосных пород вокруг незакрепленного и закрепленного вертикальных шахтных стволов, а также узлов сопряжений стволов с дозаторными камерами и примыкающими выработками. Впервые осуществлена оценка влияния изрезанности горного массива рудничных дворов выработками на их устойчивость.

Значительная часть монографии посвящена реализации новых способов охраны горных выработок с использованием податливого слоя из пенополистирола и механических деформационных устройств.

Специалистами АО «ВНИИ Галургии» разработаны геомеханические основы прогнозирования и методы обеспечения устойчивости капитальных и под-

готовительных выработок в соляных породах с учетом особенностей деформирования и разрушения солей, их реальных свойств в натурных условиях с оценкой основных влияющих факторов, в том числе пространственной геометрии подземных сооружений, для обеспечения надежности технических решений, принимаемых на стадии проектирования и эксплуатации калийных и соляных рудников.

Авторами данной работы, основанной на результатах многолетних мониторинговых наблюдений за поведением приконтурных пород горных выработок, а также математического моделирования, в том числе и с применением современного программного комплекса ANSYS, разработаны и успешно реализованы технические решения, обеспечивающие заданные сроки безремонтной эксплуатации горных выработок, располагающихся в соляных породах.

Авторы выражают признательность руководству и ведущим специалистам ПАО «Уралкалий», ООО «ЕвроХим-ВолгаКалий» и ООО «Усольский калийный комбинат» за предоставленные материалы, замечания и предложения, высказанные в процессе разработки технических решений и реализации их на производстве.

Наша особая признательность специалистам ПАО «Уралкалий» — Е.К. Котляру, Э.В. Смирнову, А.В. Харинцеву, В.Р. Горбунову, В.В. Коновалову, П.И. Кузьмину, Р.Р. Насибулину и ООО «Усольский калийный комбинат» — А.П. Шеину, А.Н. Бруеву, В.Б. Парфенову за помощь в организации и проведении исследований и обсуждении результатов.

Авторы благодарят руководство института АО «Галургия» в лице генерального директора Д.Н. Шкуратского, директоров Д.Н. Алыменко, В.В. Ванка и главных инженеров проектов Б.Н. Толмачева, В.В. Новикова, М.В. Скопина, Д.Ф. Салахиева за финансирование и организацию проектных и научно-исследовательских работ, связанных с разработкой технических решений, написанием рукописи монографии и подготовкой ее к печати.

Авторы отдают должное трудам основоположника современного научного подхода к охране горных выработок в соляных породах — профессора, доктора технических наук, заслуженного деятеля науки РФ Светланы Александровны Константиновой.

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ПОРОДАХ СОЛЕНОСНОЙ ТОЛЩИ

1.1. Прочностные, деформационные и реологические свойства соляных пород

1.1.1. Общие сведения

Известно достаточно большое количество работ, в которых обсуждаются результаты исследований физико-механических свойств соляных пород как в лабораторных, так и в натурных условиях. Ссылки на эти работы, анализ и обобщение результатов испытаний по оценке прочностных, деформационных и реологических показателей соляных пород приведены в монографиях [1–7] и справочниках [8–10]. Остановимся далее только на тех особенностях деформирования и разрушения соляных пород, которые оказывают влияние на горное давление в окрестности горных выработок в массивах соляных и соленосных пород.

Следует отметить, что отсутствие стандартизации, различие в кристаллическом строении, высокая гигроскопичность соляных пород и другие причины затрудняют сопоставление, особенно количественное, результатов, полученных различными исследователями.

Изготовление образцов — важное и довольно сложное мероприятие, требующее определенных временных и материальных затрат. Поскольку соляные породы достаточно гигроскопичны, то при выбурировании, распиловке и изготовлении образцов, их транспортировке и хранении необходимо создавать условия, препятствующие поверхностному проникновению влаги (влажного воздуха) в образцы. Другим необходимым требованием является обеспечение допуска в отклонении геометрических размеров от идеальных для испытываемых образцов.

Исследования, проведенные в натурных условиях [1, 11–14], показали, что *пределы прочности при сжатии и изгибе* соляных пород близки к значениям соответствующих показателей, полученных при лабораторных испытаниях. Отсутствие масштабного эффекта при исследовании прочности галита на одноосное сжатие отмечал еще Л.Д. Шевяков [15].

В условиях сложного напряженного состояния при наличии не только осевого, но и бокового давления сжатия прочность породных образцов существенно повышается.

Предел прочности соляных образцов *при растяжении* на порядок ниже, чем при сжатии.

Деформационные показатели соляных пород в массиве и в образце различаются. Так, модуль упругости карналлита Верхнекамского месторождения, определенный в натурных условиях, в 2 раза выше, чем у образца, полученного при лабораторных экспериментах [12]. Б.В. Винкель, К.Х. Герстл и Х.И. Ко [16]

обнаружили, что деформации, определенные по лабораторным данным, в несколько раз превосходят наблюдаемые в натурных условиях. В работе В. Дреера [17] отмечается, что деформируемость соли уменьшается с глубиной и зависит от характера нагружения.

В условиях Верхнекамского месторождения с увеличением глубины от 300 до 500 м включительно показатели прочности на сжатие и растяжение и модуль деформации возрастают, а коэффициент Пуассона уменьшается [18]. Для условий Старобинского месторождения для глубины от 605 до 990 м включительно прочность соляных пород на одноосное сжатие находится в диапазоне 29–41 МПа.

Соляные массивы являются достаточно однородными и релаксирующими. Согласно общим рекомендациям по оценке начального напряженного состояния породных массивов, приведенным в работе [19], массивы, сложенные однородными и релаксирующими породами, в естественном состоянии характеризуются *гидростатическим напряжением*, которое сформировано реологическими процессами за длительный период.

В результате испытаний на боковой распор образцов подстилающей каменной соли Верхнекамского месторождения [20] на установке КБР ВНИМИ выяснилось, что значение коэффициента бокового распора λ стремится к единице, а коэффициента Пуассона μ — к 0,5.

Аналогичные результаты получены Н.А. Николайчуком [21] для образцов соленосных пластов Чарской свиты кимберлитового месторождения «Интернациональное».

Существенное влияние на механические показатели соляных пород оказывает их увлажнение.

Исследования прочности образцов каменной соли показали [22], что при достижении весовой влажности 3,0–3,5 % происходит снижение предела прочности при одноосном сжатии с 28 до 18 МПа.

При увеличении влажности сильвинита Калушского месторождения с 0,5 до 3,2 % прочность при одноосном сжатии уменьшается с 32 до 20 МПа [23]. Существенное влияние влажности на прочностные свойства соляных пород Верхнекамского месторождения отмечается в [6].

Е.П. Сивоконь [23], Н.М. Проскуряков и др. [1], Е.С. Оксенкруг [24] установили, что «мгновенная» и длительная прочность увлажненных образцов снижается примерно в 2–3 раза, скорость деформирования в процессе ползучести возрастает в 5–10 раз. Продольные деформации увлажненных образцов в 2,5–3,0 раза, а поперечные — в 4–6 раз выше, чем у сухих образцов.

Установлено [25] снижение пределов прочности на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$ и растяжение σ_r , модуля деформации E и предела длительной прочности σ_{∞} и возрастание коэффициента Пуассона μ при увеличении влажности W образцов каменной соли шахтного поля Третьего Березниковского рудника. Получены корреляционные зависимости [25] (МПа):

$$\sigma_{сж} = 26,1 - 3,0W;$$

$$\sigma_{\infty} = 176,0 - 54,8W;$$

$$\begin{aligned}\sigma_p &= 1,4 - 0,7W; \\ E &= (0,85 - 0,29W) \cdot 10^4; \\ \mu &= 0,278 + 0,065W.\end{aligned}\tag{1.1}$$

Массив подстилающей каменной соли в достаточной степени однороден и изотропен, поэтому масштабный фактор незначителен и корреляционные зависимости (1.1), установленные для образцов, можно перенести на массив.

Исследовано изменение физико-механических характеристик породы в зависимости от расстояния до контура выработки [25]. Установлено, что модуль сдвига G вблизи обнажения снижается на 26 %, а коэффициент сцепления C — на 25 % по сравнению с ненарушенным массивом. Модуль объемного сжатия K и коэффициент Пуассона μ изменяются не более чем на 6 %.

1.1.2. Прочностные и деформационные характеристики

При изучении физико-механических показателей соляных пород основное внимание исследователи уделяли каменной соли и сильвиниту. Ниже приведем краткий обзор литературных данных по испытаниям карналлита.

Большинство образцов карналлита испытано при сжатии.

На рис. 1.1 показаны графики зависимости прочности карналлита от отношения высоты к диаметру (ширине) образца, построенные по опытным данным различных исследователей [7, 26–29]. Видно, что для всех образцов существует общая закономерность — снижение $\sigma_{сж}$ при увеличении h/d . Наибольшие отличия имеют место при изменении h/d от 0,5 до 2,0.

Исследователи [7] объясняют значительный разброс точечных определений всех показателей значительной изменчивостью вещественного состава, структуры и текстуры карналлитовых пород.

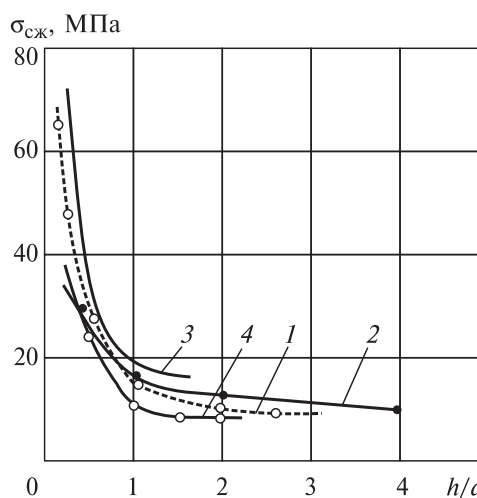
Авторы работ [27, 30] установили, что прочность карналлита существенно изменяется при испытаниях на одноосное сжатие у образцов кубической формы с размерами от 5 до 15 см. У образцов размером более 20 см она практически не изменяется.

В. Дрейер [30] установил, что предел прочности при одноосном сжатии для карналлитовых пород равен 13 МПа и достигается на образцах кубической формы с длиной грани 20 см.

Ф.В. Уленбекер [26] испытывал образцы карналлита с использованием

Рис. 1.1. Зависимость прочности карналлита при одноосном сжатии от отношения высоты h образцов к их диаметру d по данным.

1 — [27, 29]; 2 — [28]; 3 — [26]; 4 — [7].



1. Основные сведения о породах соленосной толщи

Таблица 1.1. Зависимость прочности образцов карналлита при одноосном сжатии от их формы и условий на контактах

Условия на контактах	Форма поперечного сечения образца	$\sigma_{сж}$ при h/d , МПа						Литературный источник
		0,25	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	
Без смазки	Прямоугольная	71,2	40,3	23	11,4	—	8	Г.И. Ширко [27]
Стальные зубчатые прокладки	Квадратная	77	35,5	20	16,5	—	—	Uhlenbecker [26]
Напряженные приклеенные к основаниям образца плиты каменной соли	»	58	27,5	—	—	—	—	»

на контактах образцов металлических зубчатых прокладок. Установлено возрастание прочности при сжатии.

В табл. 1.1 представлены результаты исследований зависимости прочности образцов карналлита при одноосном сжатии от их формы и условий на контактах торцевых частей образца с испытательным устройством.

Прочность при сжатии карналлитовых образцов снижается с уменьшением скорости приложения нагрузки [28] (рис. 1.2).

Интересно, что прочность при сжатии образцов каменной соли снижается с увеличением скорости приложения нагрузки. Видимо, для каменной соли большое значение имеет ее упрочнение при небольших скоростях приложения нагрузки или пластическом течении.

В работе [30] приведены результаты испытаний образцов карналлита при различных скоростях нагружения. При одинаковых условиях испытания предельные деформации разрушения образцов карналлита в 4 раза меньше по сравнению с таковыми для образцов каменной соли. Это свидетельствует о том, что карналлит — более хрупкий геоматериал по сравнению с каменной солью.

Прочность образцов карналлита Верхнекамского месторождения на сжатие изучали В.Л. Водопьянов и др. [29–34], которые установили, что все полученные в испытаниях значения кубиковой прочности на сжатие находятся в пределах 5–17 МПа.

Данные В.Л. Водопьянова согласуются с выводами Г.Н. Кузнецова [35] о том, что зависимость прочности на сжатие от абсолютных размеров образца отмечается лишь до 15–20 см.

В работе [36] приведены сведения о прочности карналлита по испыта-

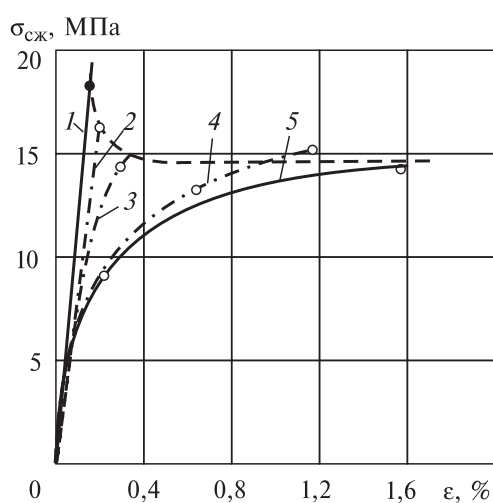


Рис. 1.2. Зависимость прочности карналлита при одноосном сжатии от скорости приложения нагрузки [28].

Скорость приложения нагрузки, МПа/с.

1 — 11,0; 2 — 2,5; 3 — 0,4; 4 — 0,002; 5 — 0,00072.

ниям kernового материала из скважин 831 ($H = 318$ м) и 846 ($H = 317$ м). В результате испытаний на сжатие карналлита Половодовского, Усть-Яйвинского и Боровского участков ВКМКС установлено, что прочность на сжатие в направлении, параллельном слоистости, примерно в 3 раза меньше, чем в направлении, перпендикулярном слоистости.

Прочность карналлита на сжатие на образцах призматической формы с различным отношением линейных размеров изучали сотрудники ГИ УрО РАН и ИГД СО РАН [7, 37]. Установлено, что среднее значение предела прочности при одноосном сжатии образцов карналлитовых пород пласта B_k составляет 8,0 МПа.

Коэффициенты анизотропии механических показателей породы, характеризующие отношение значений, определенных перпендикулярно и параллельно слоистости, для карналлита выше, чем для сильвинита и каменной соли. Особенно это касается деформационных показателей [7].

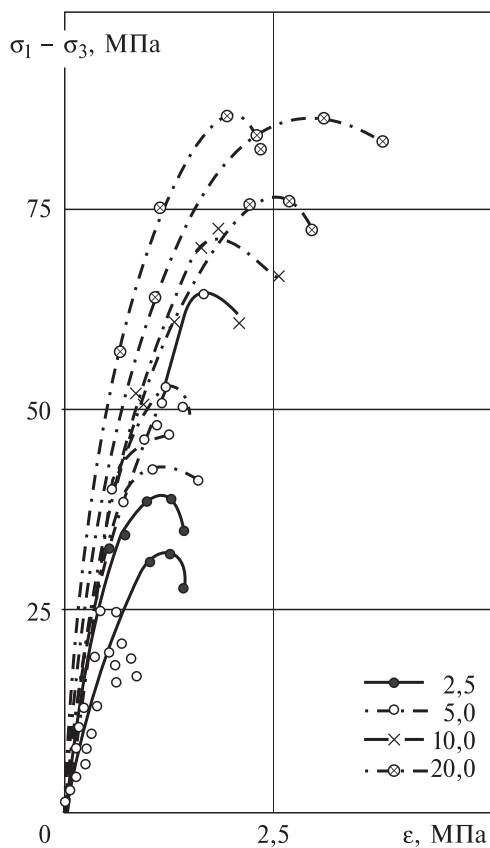
Исследования образцов карналлита при объемном напряженном состоянии проведены в ГДР [38] на специальной установке для трехосного сжатия ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). Результаты испытаний образцов при боковом давлении до 20 МПа показаны на рис. 1.3. Образцы карналлита обладают свойствами хрупкого разрушения, при заданном боковом давлении 20 МПа в образцах развиваются большие деформации, при этом разрушение происходит по взаимно пересекающимся плоскостям сдвига. Увеличение бокового давления от 2,5 до 20,0 МПа приводит к увеличению прочности от 22,5 до 67,0 МПа.

Значительно меньше исследований известно по определению прочности карналлита на растяжение.

Прочность на растяжение карналлита пластов Верра и Страссфурт [28] составляет 0,81 МПа. Отношение прочности при сжатии и растяжении составляет 7 %, в то время как для каменной соли $\sigma_p/\sigma_{сж} = 4$ %.

По данным работы [27] предел прочности карналлита на растяжение составляет 0,19 МПа, а $\sigma_p/\sigma_{сж} = 1$ %. По данным работы [7] прочность карналлита на растяжение изменяется в диапазоне $0,19 \div 0,85$ МПа.

Рис. 1.3. Деформация образцов карналлита при объемном напряженном состоянии [38].



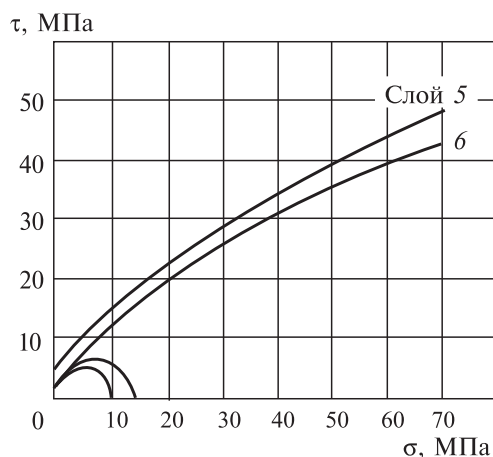


Рис. 1.4. Паспорта прочности образцов карналлитовой породы пласта B_k (слои 5 и 6): $C_5 = 4$ МПа, $\varphi_5 = 35^\circ$; $C_6 = 3$ МПа, $\varphi_6 = 32^\circ$.

Таблица 1.2. Средние значения прочностных и деформационных характеристик образцов карналлита пласта B_k

Номер слоя	Предел прочности при сжатии ($\sigma_{сж}$), МПа	Относительная предельная деформация образца (ϵ_l), %	Предельный модуль деформации (D), МПа
6	8,19	0,35	2,43
5	13,19	0,74	2,01
4	8,71	0,33	2,67
3	17,07	0,50	3,56
2	9,69	0,38	2,62
1	15,46	0,57	2,77

В работе Г.И. Ширко [27] приведены данные о прочности на изгиб образцов карналлита (высота $h = 9,6$ см, длина $l = 30$ см, ширина $b = 8,4$ см). Схема испытаний — образцы на свободных опорах и сосредоточенная нагрузка. Установлено, что $\sigma_{изг} = 1,59$ МПа.

По данным работы [1] прочность карналлита на изгиб составляет 1,0–2,0 МПа; $\sigma_{сж} : \sigma_{изг} : \sigma_p = 1 : 1/10 : 1/80$.

В [1] приведены результаты испытаний образцов карналлита с глиной Третьего горизонта Старобинского калийного месторождения на срез со сжатием. Определены параметры паспорта прочности образцов: сцепление 5,5–9,1 МПа, угол внутреннего трения 31–34 град.

Паспорта прочности, по данным Б.В. Титова [39], для образцов карналлита слоя B_5 Первого Березниковского рудника представлены на рис. 1.4.

В лаборатории геомеханики АО «Галургия» на испытательной машине ИР 5143 со скоростью 1 мм/мин проведены лабораторные испытания образцов карналлита на сжатие [40]. Результаты испытаний представлены в табл. 1.2. Средневзвешенное значение предела прочности карналлита по данным испытаний [40] составило 10,05 МПа.

Изменение продольных и поперечных деформаций образцов карналлита с различным отношением высоты к ширине при изменении нагрузки от 20 до 60 МПа исследовано в работе [26]. С уменьшением отношения высоты образца h к ширине d продольные деформации увеличиваются, а поперечные, наоборот, уменьшаются. В результате отношение продольных деформаций к поперечным увеличивается для образцов карналлита с 1 до 600. С увеличением нагрузки на образец от 20 до 60 МПа продольные деформации растут, при этом отношение продольных деформаций к поперечным снижается с 13,4 до 1,7.

В результате сопоставления критических продольных деформаций каменной соли и карналлита видно, что для карналлитовых образцов они примерно в 2 раза меньше по сравнению с аналогичными образцами каменной соли. При этом доля упругих деформаций для карналлитовых образцов составляет около

50 %, а для образцов каменной соли — около 10 %. Таким образом, карналлит является гораздо более хрупкой породой, нежели каменная соль.

С уменьшением отношения h/d при сжатии образцы карналлита проявляют большие относительные деформации [30]. При испытаниях образцов кубической формы карналлита на сжатие они разрушались при $\varepsilon = 1$ %, а образцов с отношением $h/d = 1/5$ — при $\varepsilon = 11$ %.

На рис. 1.5 показаны графики изменения предельного секущего модуля деформации D и предельной продольной деформации ε от коэффициента формы h/d [7]. Данные испытаний имеют существенный разброс.

Приведем некоторые результаты лабораторных испытаний соленосных пород Чарской свиты рудников «Интернациональный» и «Мир» АК «Алроса» и сравним физико-механические показатели образцов каменной соли Чарской свиты и подстилающей каменной соли Верхнекамского месторождения.

В работе [41] отмечается, что мощные соленосные толщи на кимберлитовых рудниках «Интернациональный» и «Мир» оказывают существенное влияние на характер деформирования вмещающих пород и параметры мульды сдвижения при разработке месторождений и являются одним из основных факторов, влияющих на выбор системы и технологии подземной разработки. В публикации [42] в этой связи констатируется, что одним из основных этапов геомеханической оценки состояния породного массива следует считать определение физико-механических свойств горных пород в лабораторных условиях.

Для оценки физико-механических показателей соляных пород, вмещающих кимберлитовые трубки «Мир» и «Интернациональная», выполнен ретроспективный анализ фондовых материалов института «Якутнипроалмаз» и диссертационной работы Н.А. Николайчука [21] (см. табл. 1.3).

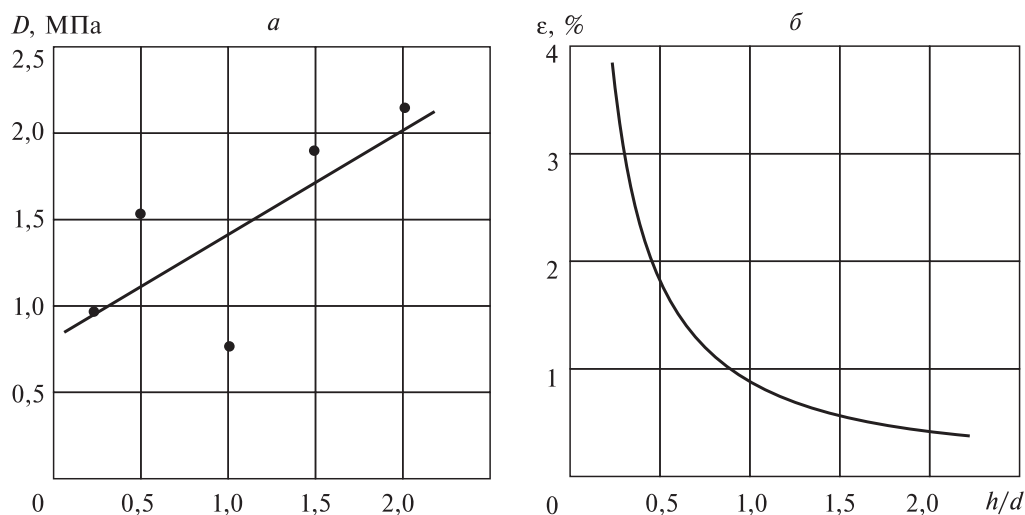


Рис. 1.5. Зависимость секущего модуля деформации (а) и критических продольных деформаций (б) образцов карналлита от коэффициента формы [7].

1. Основные сведения о породах соленосной толщи

Таблица 1.3. Прочностные и деформационные характеристики каменной соли Чарской свиты при одноосном напряженном состоянии [21]

Глубина отбора проб, м	Предел прочности		Модуль упругости, $E \times 10^{-3}$	Модуль деформации, $E_{\text{деф}} \times 10^{-3}$	Коэффициент	
	на одноосное сжатие ($\sigma_{\text{сж}}$), МПа	при растяжении, ($\sigma_{\text{р}}$), МПа	МПа		упругих поперечных деформаций (μ)	полных поперечных деформаций ($\mu_{\text{с}}$)
560–600	24,7	1,87	5,1	1,9	0,09	0,36
600–668	25,3	1,94	5,7	2,1	0,07	0,34
692–725	28,0	2,16	6,4	2,5	0,12	0,30
740–760	21,0	1,50	4,6	1,4	0,06	0,49
790–810	23,5	1,77	4,9	1,7	0,14	0,45
825–850	26,5	1,83	5,6	2,2	0,08	0,37

Результаты сравнительной оценки прочностных и деформационных показателей образцов соленосных пород Чарской свиты и подстилающей каменной соли Верхнекамского калийного месторождения сводятся к следующему.

У образцов соленосных пород Чарской свиты: прочность на сжатие на 20 % выше; прочность на растяжение в 2,0 раза выше; модуль деформации в 1,5 раза выше.

Таким образом, установлено, что соленосные породы Чарской свиты более прочные и менее деформируемые по сравнению с соляными породами ВКМКС.

В институте ООО «Подземгазпром» (г. Москва) проведены испытания двух разновидностей каменной соли Чарской свиты [43].

Испытание образцов на растяжение проведено на приборе-пробнике «Викинг». Установлено, что предел прочности на растяжение $\sigma_{\text{р}}$ составляет 0,7–1,1 МПа. Такая же прочность на одноосное растяжение характерна для образцов каменной соли большинства солеродных бассейнов [6].

Предел прочности при одноосном сжатии $\sigma_{\text{сж}}$ определяли в режиме быстрого нагружения и с постоянной скоростью деформирования на испытательной машине EU-100. В первом случае нагрузку прикладывали к образцам со скоростью 1 МПа/с. Испытания с постоянной скоростью деформирования, равной 2×10^{-5} 1/с, проводили в камере запредельного деформирования. Установлено, что предел прочности на одноосное сжатие ($\sigma_{\text{сж}}$) составляет 16–26 МПа.

Следует отметить, что испытанные образцы подвергались в шахтных условиях в течение какого-то отрезка времени воздействию негативных факторов, что привело к некоторому их разупрочнению. Однако даже у разупрочненных образцов каменной соли Чарской свиты прочностные показатели ($\sigma_{\text{сж}}$ и $\sigma_{\text{р}}$) были не ниже, чем у «свежих» образцов каменной соли Верхнекамского калийного месторождения.

Около клетового ствола рудника «Интернациональный» на горизонтах № 4 — 200 м ($H = 599$ м) и № 6 — 380 м ($H = 780$ м) пробурены скважины диаметром 90 мм, глубиной соответственно 14,5 и 15,0 м и отобран керновый материал.

1.1. Прочностные, деформационные и реологические свойства соляных пород

Таблица 1.4. Прочностные и деформационные характеристики породных образцов из керна скважин на руднике «Интернациональный»

Параметр	Номер горизонта отбора керна из скважин	
	4	6
Предел прочности при одноосном сжатии ($\sigma_{сж}$), МПа	19,80	20,97
Предел прочности при растяжении (σ_p), МПа	0,95	0,93
Модуль упругости (E_y), МПа	$1,96 \cdot 10^4$	$1,46 \cdot 10^4$
Угол внутреннего трения φ	$65^\circ 17'$	$66^\circ 13'$
Сцепление (C), МПа	2,17	2,21
Предельный модуль деформации (D), МПа	$1,74 \cdot 10^3$	$1,67 \cdot 10^3$
Предельная (критическая) продольная деформация ε_1 , %	1,27	1,35

Керновый материал был представлен керном диаметром от 72,7 до 76,0 мм. Поскольку в скважине на горизонте 4 имело место интенсивное дискование керна, придать одинаковую форму образцам из каждой пробы не удалось. Были изготовлены образцы цилиндрической и кубической формы при $h/d = 1$ (где d — диаметр диска или сторона квадрата) для испытаний на сжатие; цилиндрической и призматической — при $h/d = 2$ для определения модуля упругости; прямоугольного и круглого сечения с двумя параллельными плоскостями и такими размерами, чтобы площадь поверхности разрыва (раскола) составила не менее 3 см^2 и не более 100 см^2 , для испытаний на растяжение.

Результаты экспериментов по оценке прочностных и деформационных характеристик породных образцов из керна скважин на горизонтах 4 и 6 рудника «Интернациональный» приведены в табл. 1.4.

Для каждой скважины по данным испытаний на одноосное сжатие и растяжение построены паспорта прочности образцов каменной соли в области растяжение-сжатие (рис. 1.6).

В работе [44] приведены результаты сравнения прочностных и деформационных показателей соленосных пород Чарской свиты и соляных пород Верхнекамского калийного месторождения.

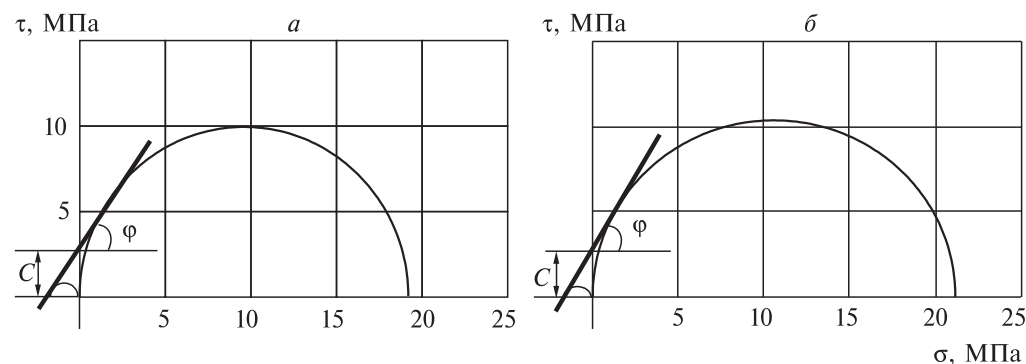


Рис. 1.6. Паспорт прочности образцов каменной соли из скважин на горизонтах № 4 (а) и № 6 (б).

1.1.3. Деформирование и разрушение образцов

Ниже представлены некоторые результаты недавних исследований механических характеристик образцов соляных пород Верхнекамского месторождения [45].

Монолиты сильвинитовых пород призматической формы выбуривали из пласта B_c рудника СКРУ-2 (слои 1–6) ОАО «Сильвинит», затем консервировали с целью гидроизоляции несколькими слоями полиэтиленовой пленки. В лаборатории АО «Галургия» (Березники) из них были изготовлены образцы цилиндрической формы $h/d = 2,0; 1,0; 0,5$ в соответствии с требованиями ГОСТа [46].

Цилиндрические образцы сильвинита (средний диаметр 43,5 мм) имели мелко- и среднезернистую структуру, состояли из включений сильвина красного и молочно-белого с размером зерна до 1–4 мм, серого и прозрачного галита с размером зерна до 10 мм (рис. 1.7).

Монолиты карналлитовой породы призматической формы выбуривали из пласта B_k рудника СКРУ-1 (слои 2, 4, 6) ПАО «Уралкалий», затем консервировали с целью гидроизоляции несколькими слоями полиэтиленовой пленки. В лаборатории АО «Галургия» (Березники) из них изготовлены образцы призматической формы $h/a = 2,0; 1,0; 0,5$ в соответствии с требованиями ГОСТ 21153.2-84 [46]. Размер всех образцов в плане в соответствии с рекомендациями [47] выдерживался в диапазоне $a = 80 \pm 0,5$ мм. При распиловке не применяли охлаждающие жидкости. Параллельность противоположных и перпендикулярность смежных граней соответствовала ГОСТ 21153.2-84 [46]. Образцы завертывали в полиэтиленовую пленку, упаковывали в картонные коробки, которые обматывали скотчем.

Образцы карналлита состояли из массивных грубозернистых агрегатов, имели мясо-красный или янтарно-перламутровый цвет, зерна слегка вытяну-

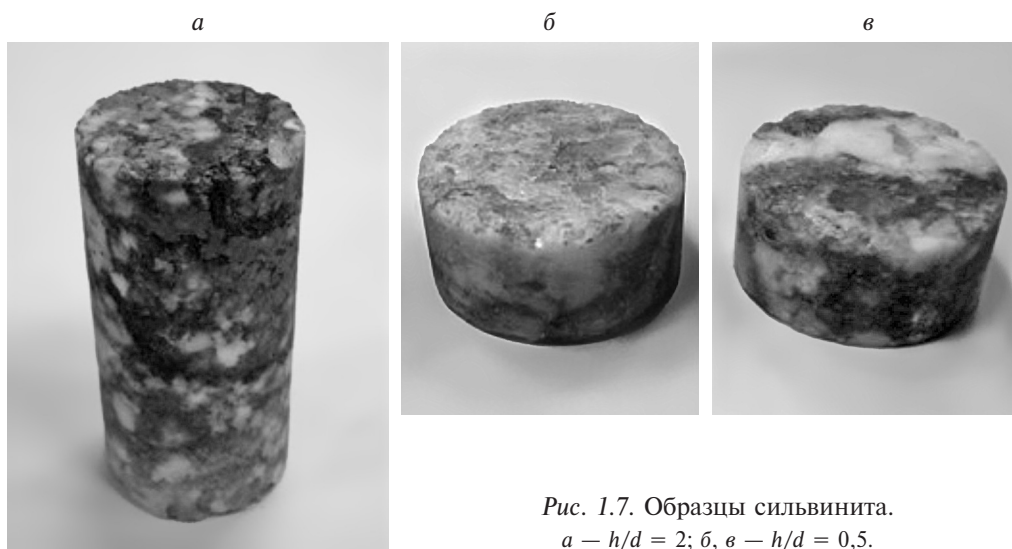


Рис. 1.7. Образцы сильвинита.
 $a - h/d = 2$; $б, в - h/d = 0,5$.

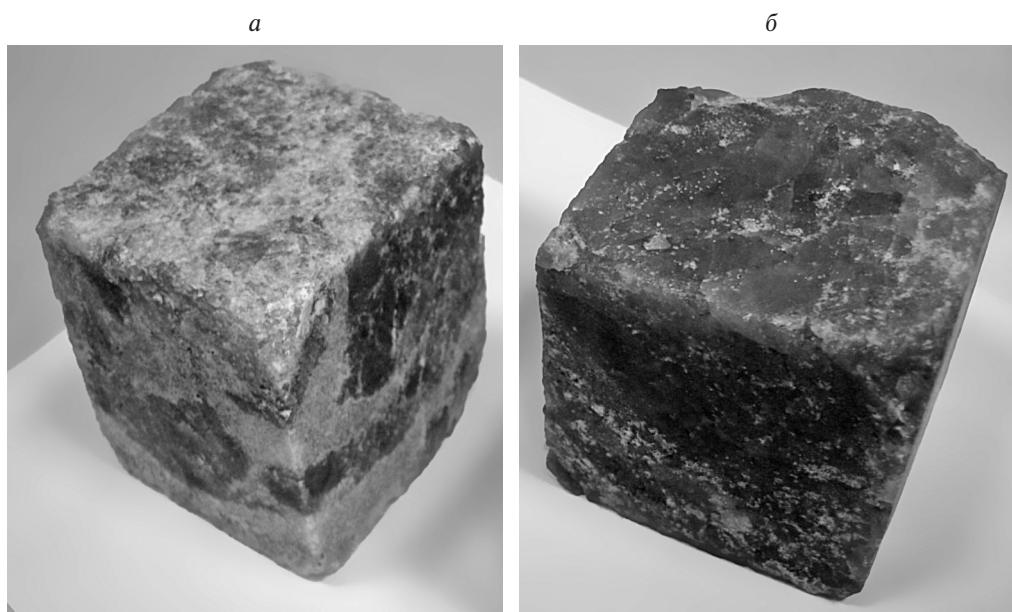


Рис. 1.8. Образцы карналита, $h/a = 1$.
 a — мясо-красный; b — с прослойками серого цвета.

тые, размером $1 \times 2-3$ см (рис. 1.8). Наблюдались отдельные прослойки неправильной формы серого цвета, толщиной 5–10 мм.

Монолиты подстилающей каменной соли отбирали на 4-м Березниковском руднике. В лаборатории АО «Галургия» (Березники) из них изготавливали призматические образцы, средний размер которых в плане составлял 52 мм. Образцы имели крупнозернистую структуру (размер зерна достигал 10–15 мм), состояли из темно-серого перистого галита с включениями светлого и прозрачного галита (рис. 1.9). Некоторые образцы имели раковины и сколы на ребрах.

Также были изготовлены образцы каменной соли цилиндрической формы (средний диаметр 43,5 мм) шести типоразмеров ($h/d = 0,33; 0,5; 0,75; 1,0; 1,5; 2,0$).

Все образцы доставлены в Пермский государственный университет. Эксперименты проводили согласно ГОСТу [46] в лаборатории кафедры механики сплошных сред и вычислительных технологий механико-математического факультета. Образцы извлекали из гидроизоляционного мате-



Рис. 1.9. Образец перистой каменной соли,
 $h/a = 1$.

риала непосредственно перед испытаниями. В коробку с остатками образцов укладывали силикагель, закрывали полиэтиленовой пленкой. Все испытания были проведены в течение одного — 2 мес после изготовления образцов.

Механические характеристики образцов определяли на универсальной испытательной машине Zwick/Roell Z-250 [48] (рис. 1.10) с максимальной нагрузкой 250 кН и постоянной скоростью перемещения траверсы $V_u = \text{const.}$ В ходе нагружения осуществляли промежуточную разгрузку (петля гистерезиса) с целью определения модуля гистерезиса, идентифицируемого как упругий модуль образца.

Проведены также единичные испытания с фиксацией перемещения траверсы (фиксации нагрузки) в течение некоторого времени перед осуществлением петли гистерезиса с целью выяснения скорости релаксации напряжений (скорости ползучести).

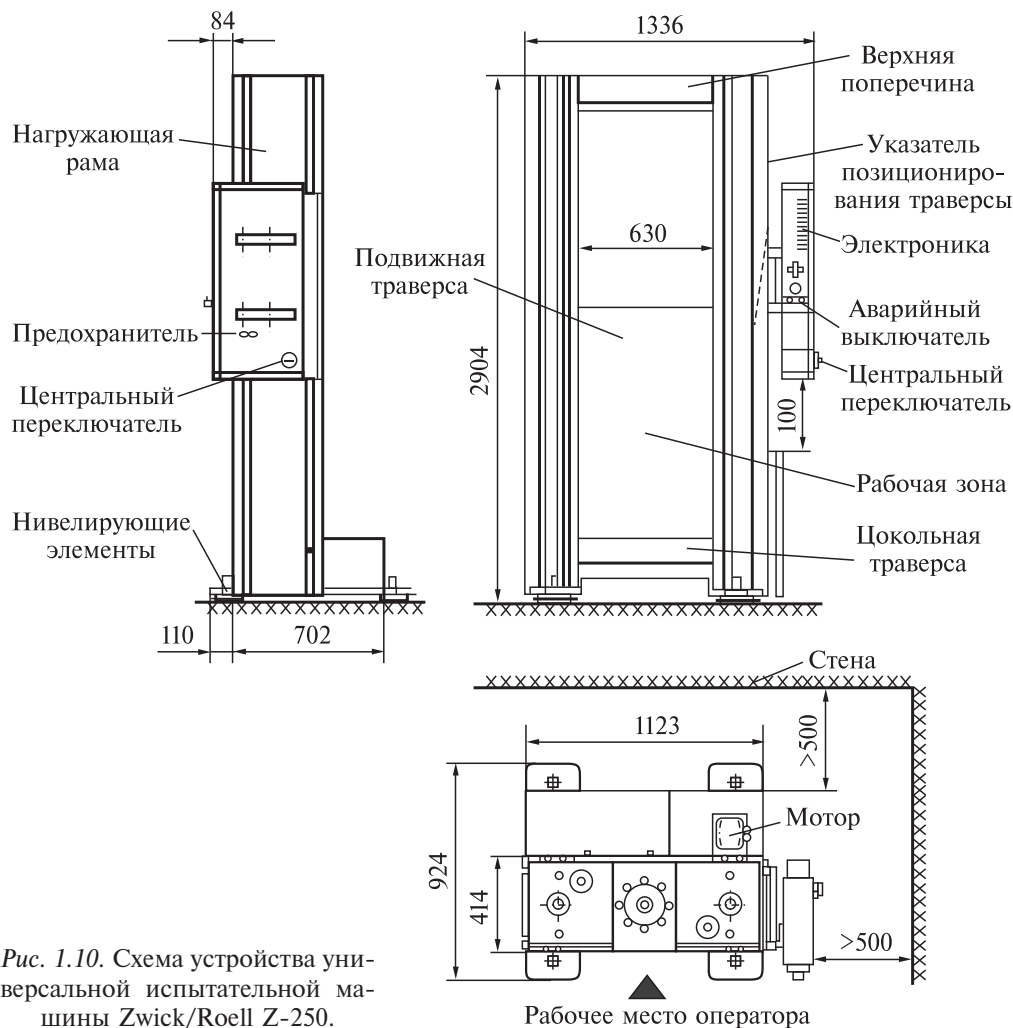


Рис. 1.10. Схема устройства универсальной испытательной машины Zwick/Roell Z-250.

На контакте между образцом и траверсой машины не применяли прокладки, не использовали какую-либо смазку. Таким образом, обеспечивался режим сухого трения.

В результате испытания образца на универсальной машине Zwick/Roell Z-250 получена диаграмма (рис. 1.11) условное напряжение — относительная продольная деформация — $\sigma_z - \varepsilon_z$).

Условное напряжение определялось как отношение текущей осевой нагрузки на образец $P(t)$ к начальной площади поперечного сечения образца S . Относительная продольная деформация представляет собой отношение текущей абсолютной деформации (перемещения траверсы машины) $\Delta h(t)$ к начальной высоте образца h . Типичные машинные диаграммы $\sigma_z - \varepsilon_z$ приведены на рис. 1.11.

При обработке экспериментальных кривых для различных скоростей деформирования на образцах трех типоразмеров определяли следующие механические величины:

- предел прочности при сжатии ($\sigma_{пр}$, МПа) — отношение максимальной нагрузки на образец (P_{max}) к начальной площади его поперечного сечения (S);
- разрушающую деформацию ($\varepsilon_{пр}$, %), которая соответствует пределу прочности и характеризует степень «пластичности» породы;
- касательный (начальный) модуль деформации (D_y , ГПа) — тангенс угла наклона линейной части диаграммы нагружения к горизонтальной оси;
- модуль упругости (E , ГПа) — тангенс угла наклона касательной к кривой разгрузки (гистерезисе);

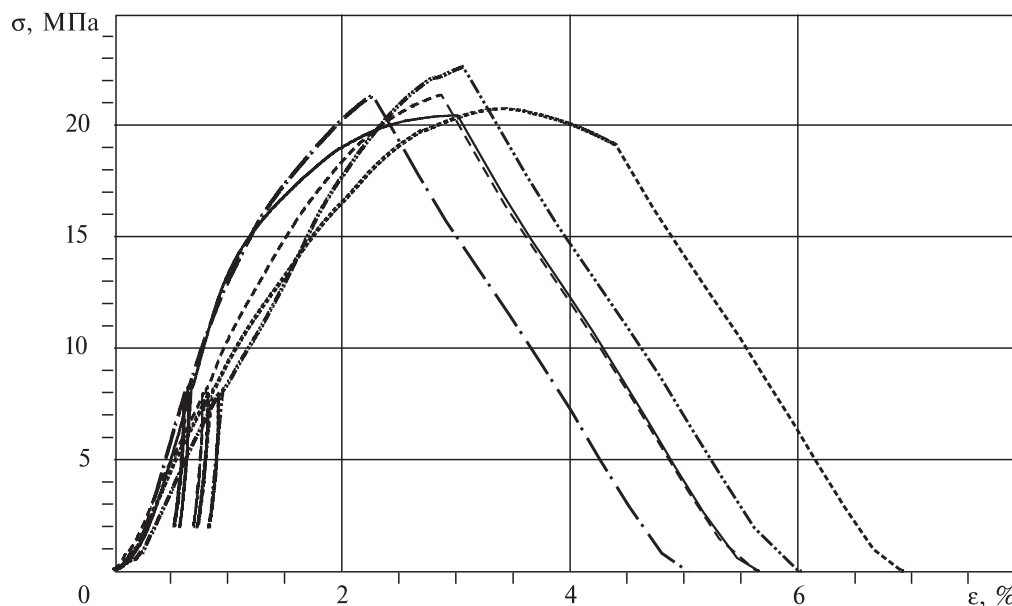


Рис. 1.11. Машинные диаграммы при испытании «низких» образцов карналлита.

Сильвинит, $h/d = 2$

Начало рис. 1.12



Карналлит, $h/d = 2$



Перистая каменная соль, $h/d = 2$



Сильвинит, $h/d = 1$



Карналлит, $h/d = 1$



Рис. 1.12. Образцы разрушенных минералов.

- модуль деформации (секущий) на пределе прочности ($D_{пр}$, ГПа) — тангенс угла наклона прямой, соединяющей начало координат и максимальную точку диаграммы;
- модуль спада ($M_{пр}$, ГПа) — тангенс угла наклона прямой, характеризующий в целом ниспадающую диаграмму деформирования;

- удельную энергию разрушения (на единицу объема) (W , Н/см²) как энергию, требуемую на разрушение образца, отнесенную к его первоначальному объему;

- жесткость образца при разгрузке ($G_0 = M_{пр}S/h$, МН/м) — произведение модуля спада на площадь поперечного сечения образца, отнесенное к его высоте.

Испытаны 300 образцов сильвинита (по 15–18 образцов из 6 слоев) при скоростях перемещения траверсы 0,1; 1 и 10 мм/мин. Длительность одного испытания составляла от нескольких минут (при скорости 10 мм/мин) до 1,5 ч (при скорости 0,1 мм/мин).

Протестировано 150 образцов карналлита (по 15–18 образцов каждого типа размера из 3 слоев), а также 30 призматических и 100 цилиндрических образцов подстилающей каменной соли со скоростями 0,1 и 1 мм/мин.

Процессы деформирования и разрушения образцов соляных пород различной геометрии протекают по-разному. Это объясняется прежде всего различием в напряженном состоянии таких образцов, приводящим для структурно-неоднородных материалов, каковыми являются соляные породы, к некоторым характерным типам разрушения.

Напряженное состояние высоких ($h/d = 2,0$) образцов близко к одноосному. Зона краевого эффекта контакта с траверсой испытательной машины минимальна и не оказывает существенного влияния. Разрушение реализуется в виде вертикальных трещин (отслоений), иногда диагональных, немного изогнутых. На рис. 1.12 показаны образцы разрушенных минералов. Так, на высоких образцах сильвинита диагональные трещины образуются при наличии макроскопических включений.

При разрушении образцов карналлита формируются «сосульки», пирамидки, конусы, пластинки, расположенные вертикально (рис. 1.12). Имеются красноватые, прозрачно-желтые и вспененные беловатые фракции. Некоторые красноватые фракции как будто оплавлены, имеют неправильную форму. Наблюдалось также разрушение в виде одной диагональной плоскости (слой 6), в результате чего образец распадался на две треугольные призмы.

Разрушение каменной соли происходит при образовании вертикально-диагональных изогнутых трещин (рис. 1.12).

Разрушение породных образцов средней высоты ($h/d = 1,0$) можно считать частично дисперсным. Оно происходит в конических областях с формированием небольших трещин. При разрушении крупнозернистого образца сильвинита образуется характерный конус.

Ниспадающая ветвь диаграммы напряжение — деформация при разрушении образца карналлита состоит из двух частей: медленной равновесной (нелинейной) и неравновесной неконтролируемой (линейной) разгрузки. Особенно это характерно для образцов слоя 6, в которых наблюдаются в основном неконтролируемые ниспадающие ветви, сопровождаемые резким хлопком. Это означает, что материал слоя 6 является более хрупким. На рис. 1.12 показана конечная, близкая к осесимметричной, форма кубического образца карналлита.

Разрушение «низких» образцов ($h/d = 0,5$) является дисперсионным и происходит с внешней поверхности образца ближе к середине. Магистральные трещины не образуются.

Краевые эффекты, создаваемые наличием трения на контактных границах, охватывают весь образец и пересекаются, взаимно усиливая друг друга.

В некоторых случаях центральная часть образца значительно расширяется, выдерживая без разрушения значительные нагрузки и деформации, достигающие 50 % (слой 6, рис. 1.13). Ниспадающая ветвь диаграммы не достигается вообще.

Если измерить радиус центральной части образца и усилие в момент окончания эксперимента для коротких и средних образцов, то можно обнаружить, что истинное среднее сжимающее напряжение $\sigma_k = F_k/S_k$ превосходит максимальное условное напряжение (предел прочности) на 8 % для $h/d = 1$ и на 16 % для $h/d = 0,5$. Этот факт подтвержден экспериментально на выборке из 6 образцов силвинита слоя 2 для каждого типоразмера. Отсюда следует, что появление ниспадающей ветви является, скорее, эффектом конструкции (образца), а не материала.

Наличие значительного вклада давления в напряженное состояние коротких образцов приводит к накоплению упругой энергии, которая для карналлитовых пород высвобождается достаточно быстро. При достижении максимального напряжения (прочности при сжатии) в образце практически мгновенно образуется система трещин, раздается сильный хлопок, сопровождающийся сотрясением (вибрацией) всей испытательной машины. Хрупкое разрушение приводит к выбросу отдельных фрагментов образца на расстояние 0,5–1 м.

Если геометрия образца минимально отклоняется от идеальной (отклонение по высоте образца для различных углов не превышает 0,5 мм), то «выброс» периферийных частиц осуществляется равномерно со всех сторон. В центре остается «целое» ядро (рис. 1.13). Частицы ядра практически не имеют сцепления. Если взять ядро в руки, оно рассыпается в песок (бело-розоватые неправильной формы песчинки размерами не более 1–2 мм) и красноватые вытянутые в вертикальном направлении (около 10 мм) фрагменты.

Разрушение «низких» образцов осуществляется путем разделения материала на микроконусы, тонкие узкие пластинки, мелкие округлые фрагменты (песчинки). Мясо-красная до опыта поверхность образца после разрушения становится белесой, покрывается паутиной белых трещин и разводов (рис. 1.13). Внутренняя часть поверхности после разрушения — белая, местами матово-красная. Частично целыми остаются большие вытянутые пластинки с фрагментами плоскостей от наружной поверхности образца.

На рис. 1.13 показано дисперсионное разрушение внешней цилиндрической поверхности образца перистой каменной соли при $h/d = 0,5$.

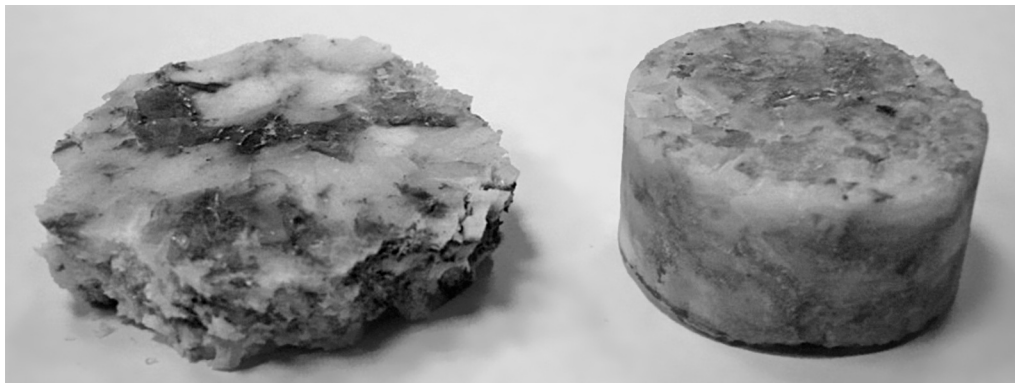
Таким образом, при проведении опытов на сжатие образцов различной геометрии визуально наблюдаются существенные различия в характере их разрушения, которые имеют место и в натурных условиях.

Прочность на сжатие ($\sigma_{пр}$) — важная характеристика горных пород, которая используется в геомеханических расчетах.

В экспериментах обычно изучают влияние различных факторов на значение $\sigma_{пр}$ следующих параметров: скорости деформирования, размеры и относительная высота образца, влажность, температура, граничные условия на торцах и др.

Начало рис. 1.13

Сильвинит, «низкий» образец, $h/d = 0,5$



Карналлит, «целое» ядро



Зависимости прочности образцов сильвинита слоя 1 пласта B_c от относительной высоты образца при различных скоростях перемещения траверсы показаны на рис. 1.14. Видно, что влияние скорости на предел прочности находится в пределах разброса данных эксперимента.

В работе [49] отмечается, что скорость деформирования образцов не оказывает существенного влияния на их прочность. В экспериментах установлено несущественное снижение прочности образцов с ростом скорости перемещения траверсы.

На рис. 1.15 отмечена зависимость $\sigma_{пр}$ от относительной высоты h/d для образцов, представляющих различные слои пласта B_c при стандартной ско-

«Короткий» образец перистой каменной соли



Рис. 1.13. Образцы минералов после окончания эксперимента.

рости перемещения траверсы, равной 1 мм/мин. Цифрами обозначены номера слоев.

Выявлено, что наихудшие показатели прочности имеют породные образцы сильвинитового слоя 4 из пласта B_c . Значения прочности высоких образцов располагаются в диапазоне 12–18 МПа, что в 1,5–2,0 раза меньше, чем по данным работы [48] (24–26 МПа).

Весьма существенное влияние на прочность образцов при сжатии оказывает их минералогический состав, о чем свидетельствуют графики зависимостей значений $\sigma_{пр}$ от формы h/d для образцов различного минералогического состава (рис. 1.16). Различия в значениях $\sigma_{пр}$ составляют 25–40 %.

Прочность образцов подстилающей каменной соли несколько выше прочности образцов сильвинита. Так, для цилиндрических образцов междупластовой каменной соли, исследованных на испытательной машине ИР 5143 в лаборатории АО «Галургия» (г. Березники), получены значения 50 МПа ($h/d = 0,5$); 32 МПа ($h/d = 1$) и 20 МПа ($h/d = 2$). Для прямоугольных образцов подстилающей каменной соли на испытательной машине Zwick/Roell Z-250 получены значения прочности 27 МПа ($h/d = 0,5$); 23 МПа ($h/d = 1$) и 18 МПа ($h/d = 2$).

На рис. 1.17 приведены графики зависимостей предела прочности при сжатии $\sigma_{пр}$ для образцов карналлита четных (2, 4 и 6) слоев пласта B_k от коэффициента формы h/d при различных скоростях V перемещения траверсы. Наибольшие различия по прочности отмечаются у образцов при $h/d = 1$, т.е. образцов

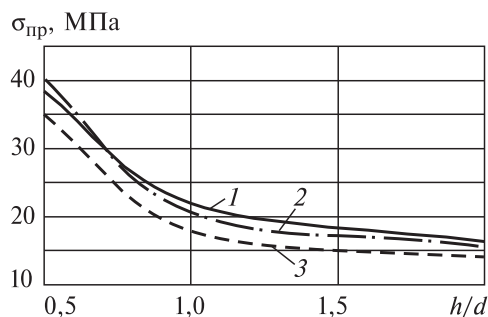


Рис. 1.14. Зависимость предела прочности $\sigma_{пр}$ образцов сильвинита на сжатие от геометрии образца, мм/мин.
1 — $V_u = 0,1$; 2 — $V_u = 1,0$; 3 — $V_u = 10$.

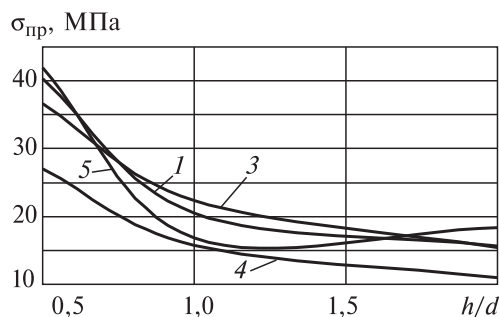


Рис. 1.15. Зависимость предела прочности $\sigma_{пр}$ образцов сильвинита на сжатие от геометрии образца для различных слоев пласта B_k .
Цифрами обозначены номера слоев.

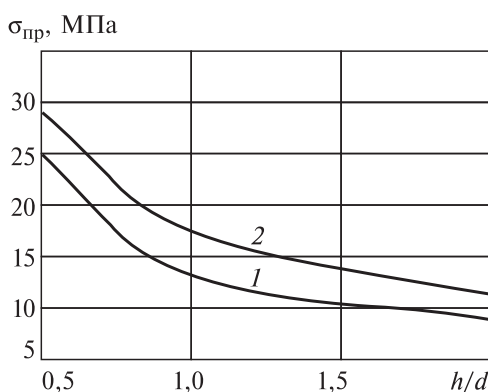


Рис. 1.16. Зависимость предела прочности $\sigma_{пр}$ образцов сильвинита при сжатии от геометрии образцов для слоя 4: $V = 1$ мм/мин.
1 — средне- и крупнозернистые образцы молочно-белого цвета; 2 — мелкозернистые образцы серо-бурого цвета.

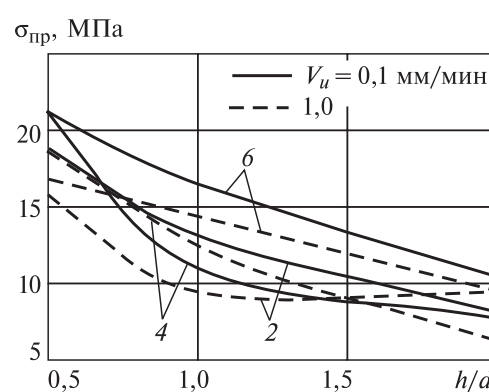


Рис. 1.17. Зависимость предела прочности $\sigma_{пр}$ образцов карналлита при сжатии от геометрии образца.
Цифрами обозначены номера слоев.

«средней» высоты. С уменьшением скорости деформирования прочность образца несколько увеличивается. Наибольшей прочностью обладают образцы слоя 6 при медленной скорости деформирования.

Установлено, что влияние скорости приложения нагрузки на значение предела прочности образцов карналлита на сжатие находится в пределах разброса результатов эксперимента, что согласуется с результатами работы [49].

В работе [28] отмечено, что существует предел изменения скорости в диапазоне 0,1–2,0 МПа/с нагружения, ниже которого прочность образцов карналлита при сжатии изменяется незначительно. В проведенном эксперименте задавали следующие скорости нагружения: для «низких» образцов ($h = 40$ мм) $V_{\sigma} = 0,063 - 0,84$ МПа/с; для «средних» ($h = 80$ мм) $V_{\sigma} = 0,032 - 0,42$ МПа/с; для «высоких» ($h = 160$ мм) $V_{\sigma} = 0,016 - 0,21$ МПа/с.

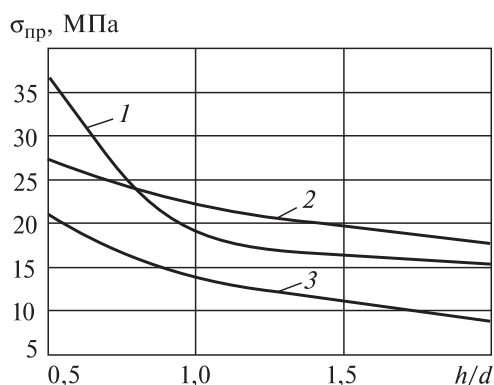


Рис. 1.18. Зависимость предела прочности образцов соляных пород при сжатии от их формы.

1 — сильвинит; 2 — подстилающая каменная соль; 3 — карналлит.

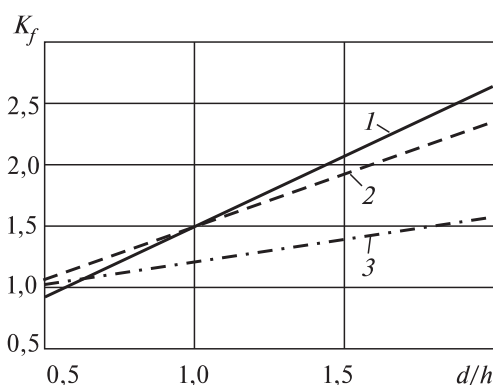


Рис. 1.19. Зависимость коэффициента формы K_f от отношения d/h для образцов соляных пород.

1 — сильвинит; 2 — карналлит; 3 — подстилающая каменная соль.

На рис. 1.18 для сравнения приведены зависимости предела прочности на сжатие образцов сильвинита, каменной соли и карналлита от отношения h/d при скорости перемещения траверсы, равной 0,1 мм/мин.

Обычно в литературе для оценки прочности породных образцов и целиков различной формы вводят так называемый коэффициент формы в виде

$$K_f = \sigma_{\text{пр}}/\sigma_0, \quad (1.2)$$

где σ_0 — предел прочности «высоких» породных образцов ($h/d = 2$).

На рис. 1.19 представлены зависимости коэффициента K_f от отношения d/h , полученные при $V_u = 0,1$ мм/мин.

Из рис. 1.19 видно, что у «низких» образцов предел прочности при сжатии в 1,5–2 раза выше, чем у «высоких». Видимо, эта оценка относится и к междукамерным целикам.

При статистической обработке результатов экспериментов установлены следующие уравнения прямой линейной регрессии:

для образцов сильвинита

$$K_f = 0,36 + 1,15 d/h; \quad (1.3)$$

для образцов карналлита

$$K_f = 0,61 + 0,87 d/h; \quad (1.4)$$

для образцов подстилающей каменной соли

$$K_f = 0,86 + 0,35 d/h. \quad (1.5)$$

Зависимости (1.3)–(1.5) могут быть использованы при оценке несущей способности целиков различного назначения.

Разрушающая деформация $\varepsilon_{\text{пр}}$ при сжатии соответствует пределу прочности $\sigma_{\text{пр}}$ при сжатии. На рис. 1.20 приведены зависимости $\varepsilon_{\text{пр}}$ от отношения h/d для

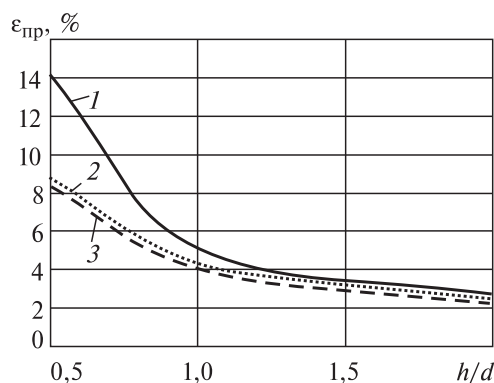


Рис. 1.20. Зависимость разрушающей деформации образцов сильвинита при сжатии от отношения h/d .

1 — $V_u = 0,1$ мм/мин; 2 — $V_u = 1,0$ мм/мин; 3 — $V_u = 10$ мм/мин.

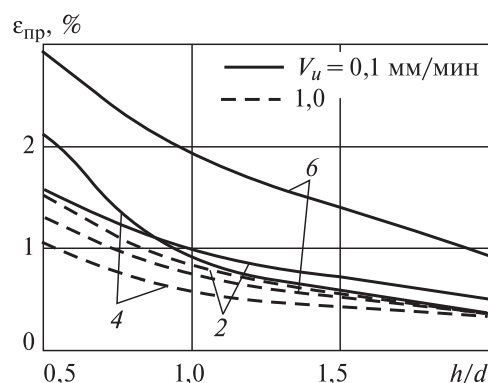


Рис. 1.21. Зависимость разрушающей деформации образцов карналлита при сжатии от отношения h/d .

Цифрами обозначены номера слоев.

породных образцов сильвинита. Видно, что значения $\epsilon_{пр}$ уменьшаются с ростом высоты образцов. Влияние скорости перемещения траверсы на $\epsilon_{пр}$ характерно только для «низких» образцов ($h/d \leq 1$). С ростом V_u значения $\epsilon_{пр}$ уменьшаются.

Из рис. 1.20 видно, что влияние геометрии образца на значения $\epsilon_{пр}$ существенно. При изменении h/d от 0,5 до 2,0 значения $\epsilon_{пр}$ уменьшаются от 8–14 до 2,5 %.

Полученные результаты практически совпадают с результатами работы [7]: $\epsilon_{пр} = 3,1$ %.

Для образцов из различных слоев сильвинитового пласта B_c разрушающая деформация различается в пределах разброса экспериментальных данных.

Разрушающая деформация образцов каменной соли находится в пределах 1,8–2,5 % при $h/d = 2$ и 4,5–5 % при $h/d = 1$, т.е. практически совпадает с данными для сильвинита.

Влияние скорости деформирования на разрушающую деформацию образцов карналлита (рис. 1.21) более выражено, чем для сильвинита. С ростом скорости деформирования значения $\epsilon_{пр}$ падают. Видимо, проявляются реологические свойства карналлита. Очевидно, что при увеличении h/d от 0,5 до 2,0 значения $\epsilon_{пр}$ для образцов карналлита при сжатии уменьшаются от 2,1 до 0,4 %. Этот результат совпадает с результатом, приведенным в работе [46].

Величина $\epsilon_{пр}$ образцов карналлита существенно меньше (в 2–5 раз) разрушающей деформации образцов сильвинита и каменной соли, что свидетельствует о повышенной хрупкости этого минерала.

Понятие коэффициента формы также применимо и к описанию влияния относительной высоты образца на разрушающую деформацию $\epsilon_{пр}$. В этом случае можно ввести коэффициент

$$K_\epsilon = \epsilon_{пр} / \epsilon_0, \quad (1.6)$$

где ϵ_0 — разрушающая деформация породных образцов при сжатии при $h/d = 2$.

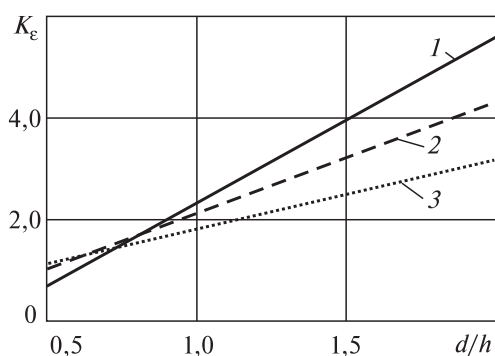


Рис. 1.22. Зависимость коэффициента формы при сжатии от отношения d/h .
1 — сильвинит; 2 — карналлит; 3 — каменная соль.

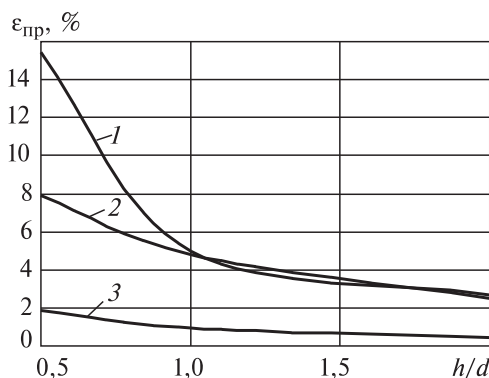


Рис. 1.23. Зависимость разрушающей деформации породных образцов при сжатии от отношения h/d .
1 — сильвинит; 2 — каменная соль; 3 — карналлит.

На рис. 1.22 показаны зависимости $K_\epsilon = f(d/h)$ при $V_u = 0,1$ мм/мин.

При статистической обработке результатов эксперимента установлены следующие уравнения прямой линейной регрессии:

для образцов сильвинита

$$K_\epsilon = -0,95 + 3,28 d/h; \quad (1.7)$$

для образцов карналлита

$$K_\epsilon = -0,07 + 2,21 d/h; \quad (1.8)$$

для образцов подстилающей каменной соли

$$K_\epsilon = 0,38 + 1,41 d/h. \quad (1.9)$$

На рис. 1.23 приведены зависимости разрушающей деформации образцов соляных пород при сжатии от отношения h/d при $V_u = 0,1$ мм/мин. Выполнено осреднение данных по отдельным слоям.

Полученные в эксперименте значения модуля упругости, касательного и секущего модулей образцов соляных пород имеют весьма существенный разброс и обнаруживают противоречивые оценки влияния скорости деформирования и геометрии образца.

На рис. 1.24 представлены зависимости модулей от отношения h/d для образцов сильвинита, изготовленных из различных слоев пласта B_c , при стандартной скорости перемещения траверсы $V_u = 1$ мм/мин. Видно, что модуль упругости E проявляет две различные тенденции: для слоев 1 и 5 значения E с ростом h/d падают, для слоев 3 и 4 — остаются приблизительно постоянными.

Значения D_y тенденций с изменением h/d не обнаруживают.

Значения модуля деформации $D_{пр}$ (секущего модуля) почти линейно возрастают с увеличением отношения h/d .

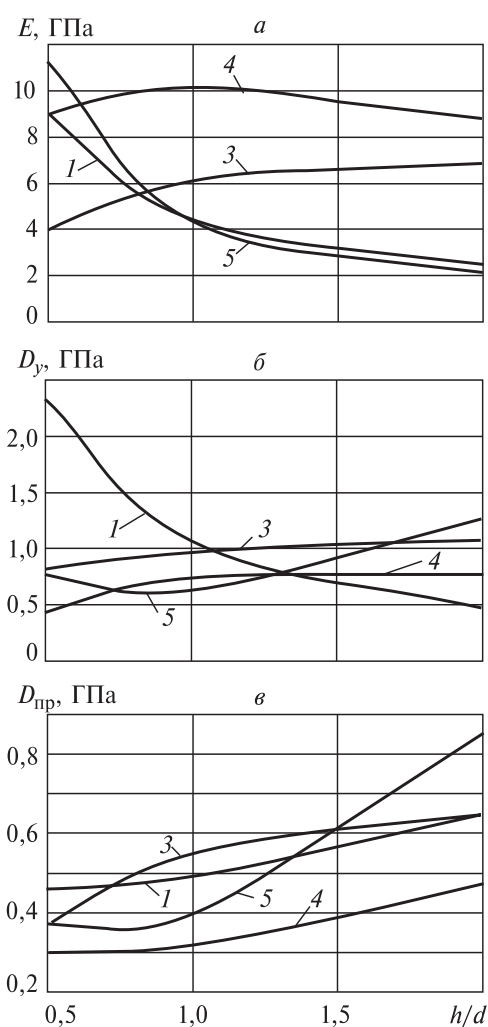


Рис. 1.24. Зависимость модулей упругости E (а), касательного D_y (б) и секущего $D_{пр}$ (в) образцов сильвинита от отношения h/d .

1–5 — номера слоев пласта B_c .

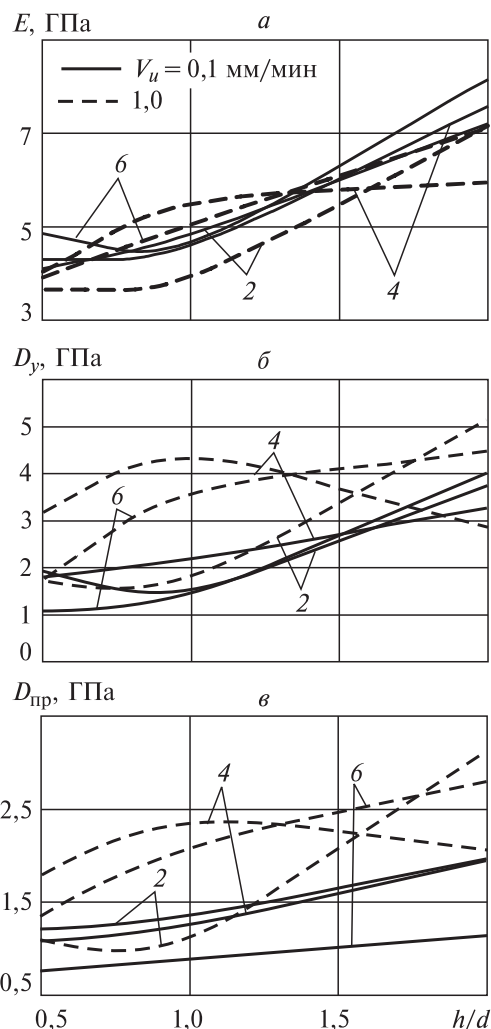


Рис. 1.25. Зависимость модулей упругости E (а), касательного D_y (б) и секущего $D_{пр}$ (в) образцов карналлита от отношения h/d .

2, 4 и 6 — номера слоев пласта B_k .

На рис. 1.25 показаны зависимости модулей от отношения h/d для образцов карналлита, изготовленных из различных слоев пласта B_k .

Видно, что все модули увеличиваются с увеличением h/d и скорости деформирования V_u .

Касательные и секущие модули образцов карналлита превышают соответствующие значения модулей образцов сильвинита. Исключение составляет модуль упругости.

1.1. Прочностные, деформационные и реологические свойства соляных пород

Таблица 1.5. Усредненные данные эксперимента при скорости деформирования $V_u = 0,1$ мм/мин

h/d	Сильвинит			Карналлит			Каменная соль		
	D_y	E	$D_{пр}$	D_y	E	$D_{пр}$	D_y	E	$D_{пр}$
0,5	0,61	5,30	0,24	1,60	4,42	1,01	0,61	8,37	0,35
1,0	0,75	7,27	0,43	1,74	4,71	1,17	0,71	8,06	0,46
2,0	0,95	7,18	0,57	3,67	7,65	1,69	1,35	8,88	0,71

В табл. 1.5 представлены усредненные данные эксперимента (все модули указаны в гигапаскалях) для скорости деформирования $V_u = 0,1$ мм/мин. Тенденция роста значений модулей с увеличением h/d связана, видимо, с проявлением реологических свойств соляных пород.

Очевидно, что за исключением небольшого отклонения в поведении модуля Юнга E у сильвинита ($h/d = 1; 2$) и каменной соли ($h/d = 0,5; 1$), значения остальных модулей строго возрастают с ростом относительной высоты образца. Средние значения модуля Юнга высоких образцов достаточно близки друг к другу. Более жесткие свойства проявляет каменная соль. Однако касательный D_y и предельный (секущий) модуль $D_{пр}$ карналлита в 2–3 раза превосходит соответствующие значения модулей сильвинита и каменной соли.

На рис. 1.26 приведены зависимости удельной энергии разрушения образцов сильвинита и карналлита от отношения h/d . Показано, что удельная энергия разрушения сильвинита в значительной степени зависит от геометрии образца и находится в интервале 20–350 Н/см². Влияние скорости деформирования образца на удельную энергию разрушения сильвинита W заметно только для низких образцов. Удельная энергия разрушения карналлита падает с ростом h/d , располагаясь в узком диапазоне. Выделяется лишь слой 6, в котором значения энергии в 3–4 раза превышают таковые в других слоях. Энергия разрушения карналлита значительно (на порядок) меньше энергии разрушения сильвинита, что также подтверждает хрупкий характер разрушения и опасное поведение карналлитовых пород в горных выработках.

Аналогичные выводы могут быть сделаны и на основе анализа модуля спада, определяемого по ниспадающей ветви диаграммы напряжение — деформация. Модуль спада (секущего) сильвинита (рис. 1.27) возрастает с увеличением относительной высоты образца от 0,2 ГПа («низкие» образцы) до 0,7–0,9 ГПа («высокие» образцы). По данным работы [48], $M_{пр} = 0,39$ ГПа, существенного влияния скорости деформирования образца на модуль спада не обнаружено.

Влияние скорости деформирования образца на модуль спада карналлита также не существенно, кучное расположение модуля спада коротких образцов (рис. 1.27) относится к неконтролируемому (мгновенному) падению нагрузки — хрупкому разрушению. С увеличением высоты образца модуль спада возрастает, располагается в интервале 0,8–2,5 ГПа. В работе [47] дано значение 2,97 ГПа для слоя 4.

Жесткость образцов сильвинита при разгрузке не обнаруживает явной тенденции и находится в интервале 6–16 МН/м; наименьшая жесткость у образцов из слоя 4.

Значимого влияния скорости деформирования на жесткость образца карналлита при разгрузке не обнаружено. Жесткость «низких» образцов при раз-

1. Основные сведения о породах соленосной толщи

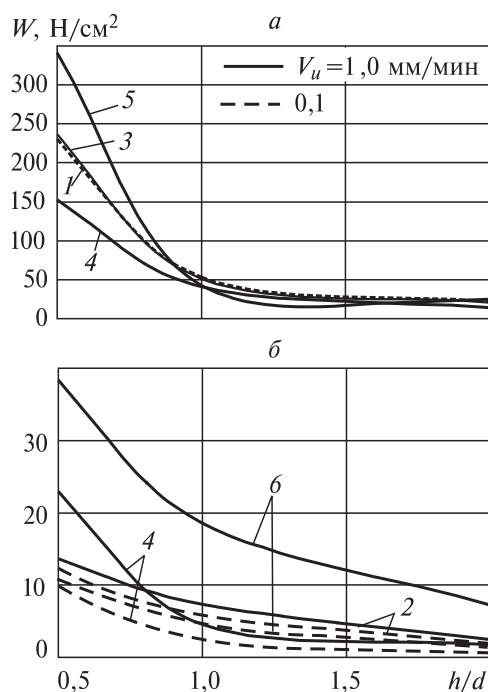


Рис. 1.26. Зависимость удельной энергии разрушения образцов сильвинита (а) и карналлита (б) от отношения h/d . Цифрами обозначены номера породных слоев.

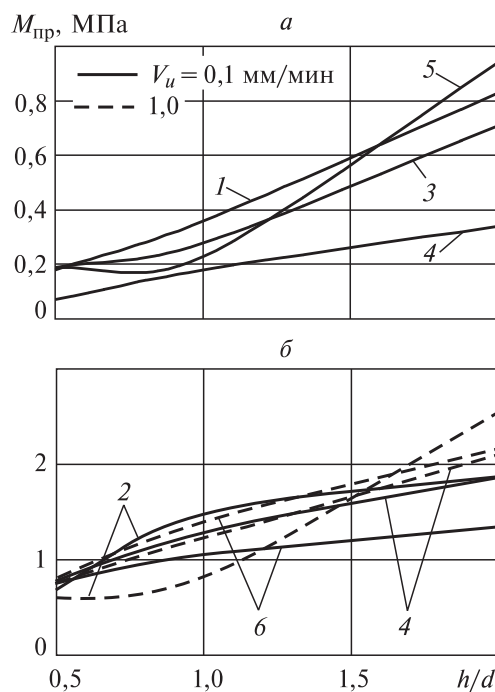


Рис. 1.27. Зависимость модуля спада (секущего) образцов сильвинита (а) и карналлита (б) от отношения h/d . Цифрами обозначены номера породных слоев.

грузке (рис. 1.28), равная 125 МН/м, соответствует жесткости испытательной машины. В этом случае образец мгновенно разгружается (хрупко разрушается), траверса машины «догоняет» образец, оказывая влияние на измеряемые величины. С увеличением высоты образца его жесткость падает и находится в интервале 60–100 МН/м.

В табл. 1.6 приведены значения средних по породным слоям коэффициентов вариации всех измеряемых в эксперименте величин.

Таблица 1.6. Средний коэффициент вариации (%) по слоям

Порода	Номер слоя	$\sigma_{пр}$	$\varepsilon_{пр}$	D_y	E	$D_{пр}$	W	$M_{пр}$	G_o
Сильвинит	1	9,5	16,1	13,7	10,7	17,9	30,0	17,4	16,8
	2	12,9	16,2	16,8	13,5	17,0	25,1	17,7	17,3
	3	12,3	12,7	21,3	6,0	14,8	18,9	13,0	11,5
	4	16,2	15,3	18,7	14,8	19,0	19,6	16,8	16,1
	5	7,2	9,2	14,8	10,2	12,1	15,1	18,3	16,8
	6	18,7	21,6	26,5	12,8	24,2	28,8	28,6	28,4
Карналлит	2	18,1	20,5	36,7	17,5	29,7	32,9	19,8	20,1
	4	11,6	21,5	25,1	12,5	27,0	32,5	14,0	14,2
	6	9,6	18,2	20,1	13,1	22,0	17,3	25,6	26,7

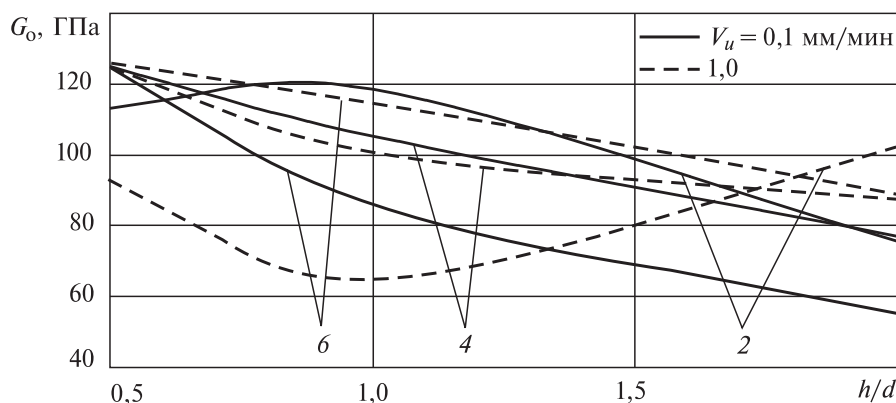


Рис. 1.28. Зависимость жесткости G_0 образцов карналлита при разгрузке от отношения h/d .

2, 4 и 6 — номера слоев пласта B_k .

Видно, что минимальный разброс экспериментальных данных достигается при измерении предела прочности на сжатие $\sigma_{пр}$ и модуля Юнга E , а максимальный — при измерении модулей D_y , $D_{пр}$ и удельной энергии разрушения W . Испытания образцов карналлита дают в целом больший коэффициент вариации, чем испытания образцов сильвинита.

1.1.4. Реологические свойства

Соляные породы различных месторождений обладают ярко выраженными реологическими свойствами, что предопределяет общие качественные закономерности их деформирования во времени.

На рис. 1.29 приведены зависимости продольных (ϵ_1) и поперечных (ϵ_2) деформаций образцов подстилающей каменной соли Верхнекамского месторождения от времени действия постоянных одноосных сжимающих нагрузок [50]. Аналогичные результаты получены С.А. Константиновой с соавт. [51] для образцов междупластовой каменной соли Верхнекамского месторождения.

На рис. 1.30 приведены кривые ползучести образцов соленосных пород Чарской свиты [21].

Испытания проведены на оборудовании института ВНИМИ.

На рис. 1.31 показаны кривые продольной ползучести цилиндрических образцов ($d = 36$ мм, $h = 72$ мм) сильвинита пласта Красный II, изготовленных из монолита, выбуренного из слоя 5 на Втором Соликамском руднике [52].

Самым существенным физико-механическим показателем соляных пород с позиций оценки качественных и количественных особенностей проявления горного давления вокруг выработок в соляных массивах является предел длительной прочности при сжатии σ_∞ и его отношение к пределу «мгновенной» прочности $\sigma_{сж}$.

Предел длительной прочности σ_∞ — это максимальное напряжение, которое еще не вызывает непрерывного во времени возникновения, распростране-

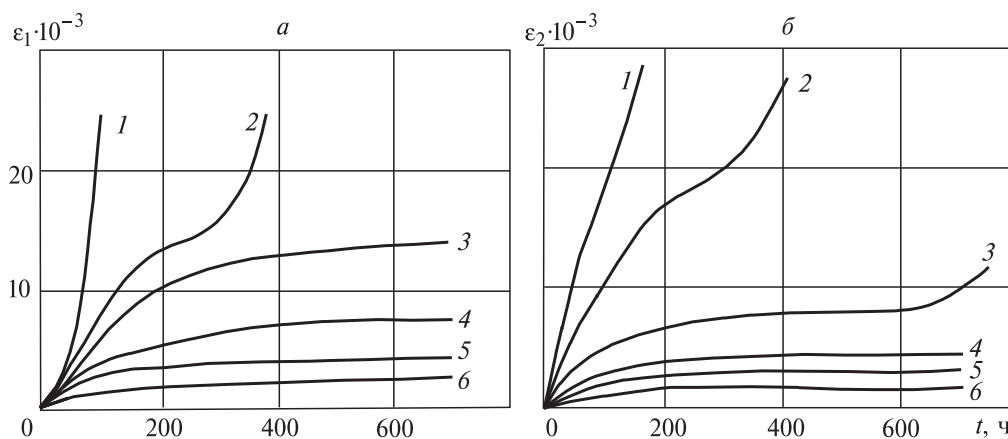


Рис. 1.29. Продольные (а) и поперечные (б) деформации ползучести образцов каменной соли Верхнекамского месторождения при одноосном сжатии [50].

1 — $\sigma_1 = 0,9\sigma_{сж}$; 2 — $0,8\sigma_{сж}$; 3 — $0,5\sigma_{сж}$; 4 — $0,4\sigma_{сж}$; 5 — $0,2\sigma_{сж}$; 6 — $0,1\sigma_{сж}$.

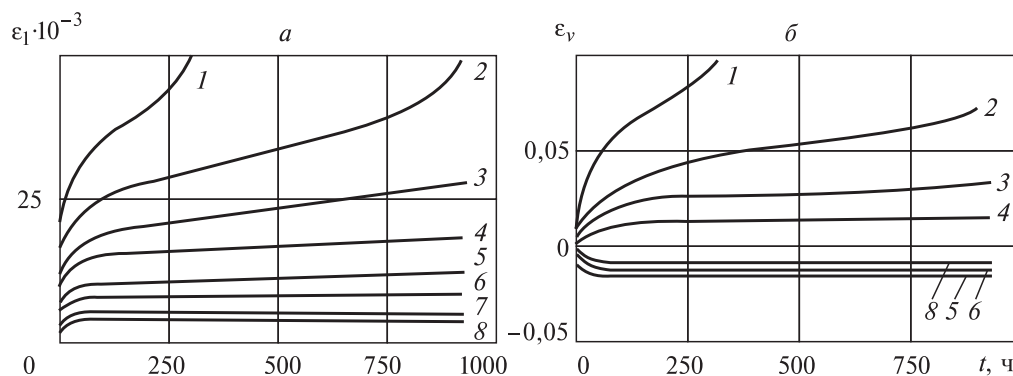


Рис. 1.30. Продольные (а) и объемные (б) деформации образцов соленосных пород Чарской свиты в условиях ползучести при одноосном сжатии [21].

1 — $\sigma = 0,9\sigma_{сж}$; 2 — $0,8\sigma_{сж}$; 3 — $0,7\sigma_{сж}$; 4 — $0,6\sigma_{сж}$; 5 — $0,5\sigma_{сж}$; 6 — $0,4\sigma_{сж}$; 7 — $0,3\sigma_{сж}$; 8 — $0,2\sigma_{сж}$.

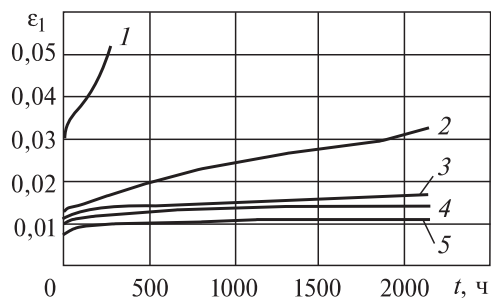


Рис. 1.31. Продольные деформации ползучести образцов сильвинита.

1 — $0,8\sigma_{сж}$; 2 — $0,7\sigma_{сж}$; 3 — $0,6\sigma_{сж}$; 4 — $0,5\sigma_{сж}$; 5 — $0,4\sigma_{сж}$.

ния и слияния микротрещин и разрушения породы за сколь угодно длительный промежуток времени ($t \rightarrow \infty$).

Процесс деформирования материалов, находящихся под нагрузками, превышающими σ_{∞} , — это постепенное разрушение, связанное с развитием микротрещин (повреждений), увеличением объема образца, что и определяет кинетический характер разрушения.

Предел длительной прочности солей в условиях одноосного сжатия для соляных и соленосных пород различных месторождений имеет разные значения. Так, для сильвинита Верхнекамского месторождения он равен $0,3\sigma_{сж}$ [53]; для галита $(0,4-0,5)\sigma_{сж}$ [49, 54]; для галита Соль-Илецкого месторождения $(0,5-0,6)\sigma_{сж}$ [55]; для галита Старобинского месторождения $0,7\sigma_{сж}$ [61]; для соленосных пород Чарской свиты кимберлитовых месторождений Якутии $0,5\sigma_{сж}$ [21].

Эксперименты на ползучесть проводят, как правило, в условиях одно- и двuosного напряженного состояния.

В работах [3, 4, 6] отмечается, что:

- при нагрузках $\sigma \leq \sigma_{\infty}$ деформирование соляных пород во времени удовлетворительно описывается в рамках теории линейной наследственности с двухпараметрическим ядром ползучести Абеля;
- при $\sigma \geq \sigma_{\infty}$ размерный параметр ядра ползучести δ с возрастанием нагрузки на породные образцы увеличивается в несколько раз;
- изменение безразмерного параметра ядра ползучести α во всем диапазоне испытаний не превышает 30 % и составляет в среднем $\alpha = 0,7$;
- с увеличением уровня нагрузки возрастают необратимые деформации ползучести;
- необратимая часть деформаций ползучести соляных пород возрастает с увеличением уровня нагрузки;
- изохронные кривые в начальный момент времени ($t = 0$) линейны, а при $t > 0$ существенно нелинейны;
- графики, относящиеся к режиму разгрузки и характеризующие обратную ползучесть (возврат), во всех случаях при $t > 0$ являются прямыми;
- деформации ползучести образцов в условиях трехосного сжатия ниже соответствующих деформаций в условиях одноосного сжатия, причем чем выше сумма главных напряжений, тем это различие существенней;
- общие черты «поведения» соляных пород различных месторождений при длительном действии нагрузок подобны.

Многими исследователями [3, 4, 6, 55–59] показано, что в условиях трехосного напряженного состояния функция нелинейности зависит от интенсивности напряжений, т.е. связана со вторым инвариантом тензора напряжений.

Кривые продольной и поперечной ползучести удовлетворительно описываются нелинейными интегральными уравнениями Вольтерра второго рода с ядрами ползучести Абеля, зависящими от степени нагружения, в рамках феноменологической модели деформирования и разрушения соляных пород при длительном действии сжимающих нагрузок [58].

Сравнение кривых ползучести образцов каменной соли ВКМКС с образцами соленосных пород Чарской свиты позволило установить, что:

- у породных образцов каменной соли ВКМКС продольные ε_1 и поперечные ε_2 деформации ползучести имеют примерно одинаковые численные значения;
- у породных образцов Чарской свиты поперечные деформации ε_2 примерно в 2 раза меньше продольных ε_1 .

Последний факт свидетельствует о том, что при длительном действии нагрузок образцы соленосных пород Чарской свиты в меньшей мере разрыхляются (разупрочняются), нежели образцы подстилающей каменной соли ВКМКС.

Из-за неоднородности напряженного состояния сжатого образца процесс его разрушения проходит через две различные по продолжительности стадии: термическую и атермическую [60]. На первой стадии (скрытое разрушение) при $0 < t < t_*$ происходит накопление объемной поврежденности. В момент времени t_* , соответствующий точке перегиба на кривой ползучести или моменту перехода установившейся ползучести II типа в прогрессирующую ползучесть III типа, в некоторой точке (или области) возникает местное разрушение. Рассеянные микротрещины сливаются, возникают макротрещины. Процесс накопления рассеянных повреждений становится неустойчивым. На III стадии ползучести, т.е. на II стадии разрушения («запредельной»), происходит нарушение сплошности тела в результате развития наиболее опасной магистральной трещины.

Существенно, что для соляных пород период времени $\Delta t = t_p - t_*$ (где t_p — время полного разрушения или перехода процесса деформирования на стадию остаточной прочности) значителен, если нагрузки не близки к мгновенно разрушающим. Следовательно, III стадию ползучести необходимо учитывать при исследовании устойчивости подземных сооружений в соляных породах.

Приведем данные о реологических свойствах образцов карналлита.

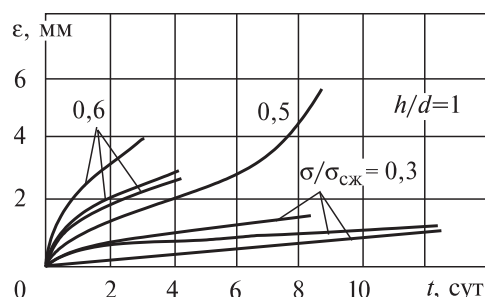
В работе [28] описаны результаты исследований деформаций ползучести плоских ($h/d = 1/4$) образцов карналлита. Испытания выполнялись на образцах с поперечным сечением 10×10 см и стальными зубчатыми прокладками на торцах. Результаты испытаний свидетельствуют о том, что карналлит может развивать значительные пластические деформации, хотя при кратковременном нагружении он ведет себя как упругое тело. Характер деформаций карналлитовой породы под нагрузкой в значительной степени зависит от содержания в нем карналлита.

Установлено, что *увеличение в образцах содержания карналлита* вызывает уменьшение скорости пластических деформаций, изменение их абсолютных значений.

Длительное нагружение карналлитовых образцов Первого Соликамского рудника в лабораторных условиях проводили В.Л. Водопьянов и др. [31, 32, 34]. Испытывали образцы с отношением $h/d = 0,5; 1,0$ и $2,0$ при нагрузке $\sigma_t = 30-60$ % от разрушающей. Испытания осуществляли на пружинном прессе.

Установленный на нижней плите пресса образец нагружали до заданного давления. В период испытаний фиксировали деформации и нагрузки. Испытания прекращали либо после разрушения образца, либо после того как устанавливалась равномерная скорость деформирования (рис. 1.32).

Рис. 1.32. Кривые ползучести карналлитовых образцов [34].



При нагрузках $\sigma_t = 30\%$ от разрушающей в образцах уже появились пластические деформации. Продолжительность установившейся ползучести определяется величиной нагрузки. Так, при $\sigma_t = 50\%$ от разрушающей установившаяся ползучесть наблюдается в

течение 6–12 сут. При большем напряжении она быстро сменялась прогрессирующей. Призматические образцы с отношением $h/d = 2$ на стадии установившейся ползучести деформировались в 2–3 раза быстрее по сравнению с образцами кубической формы.

Рассмотрен характер разрушения образцов при ползучести [29]; он связан с величиной и скоростью деформаций. Так, с ростом величины деформаций даже при постоянной скорости изменяется образец: от появления отдельных трещин до разрушения. Одно и то же состояние (например, появление границ между отдельными кристаллами) может фиксироваться при различной скорости — от 100 до 1000 мкм/сут и даже 1000 мкм/ч. Значит, *только скорость деформаций не может быть критерием опасности*. Следует иметь в виду и накопленную к данному моменту деформацию.

Если принять за критическое состояние появление первых трещин в образце, то допустимая деформация ползучести составляла для карналлита 2,5–3,0 % при скорости деформации $(15–25) \cdot 10^2$ мкм/сут. При меньшей скорости величина допустимой деформации была больше и достигала 10 %.

По данным К.-Н. Нофер [11], деформация ползучести для карналлита при длительной нагрузке составляет 4–5 % и более.

В лаборатории физико-механических свойств горных пород ВНИМИ на установке УП-2 [2, 61] с гидравлическим способом передачи давления проведены испытания образцов карналлита пласта B_k Верхнекамского месторождения калийных солей на простую ползучесть в условиях одноосного сжатия. Испытывали цилиндрические образцы диаметром 36 и высотой 72 мм. Методики отбора, изготовления и испытания образцов достаточно подробно описаны в [2, 61]. Образцы изолированы от атмосферной влаги тонкой резиновой оболочкой.

Предел прочности испытываемых образцов на одноосное сжатие при кратковременном нагружении $\sigma_{сж}$ определяли как среднее арифметическое по результатам испытания 6 образцов при скорости нагружения 1,0 МПа/с. Он составил $(10,7 \pm 1,4)$ МПа с надежностью $\gamma = 0,95$.

Продольную и поперечную деформацию образца измеряли с помощью многооборотных индикаторов часового типа с ценой деления шкалы 0,001 м. Максимальная продолжительность опыта составила 1100 ч. Всего испытано 19 образцов-«близнецов».

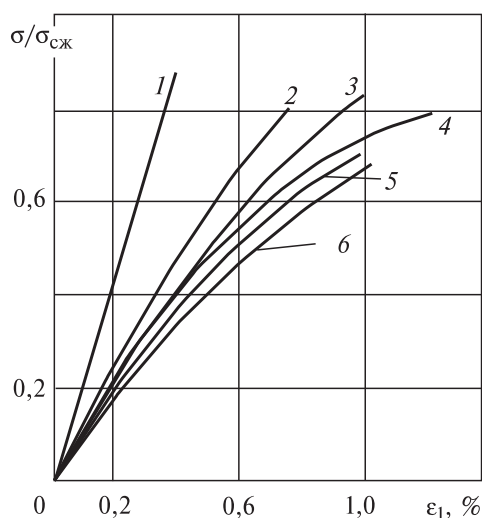


Рис. 1.33. Изохронные кривые ползучести образцов карналлита.

1 — $t = 0$; 2 — 0,5 сут; 3 — 1 сут; 4 — 2 сут; 5 — 10 сут; 6 — 40 сут.

По экспериментальным данным строили кривые деформация — время для продольных и поперечных деформаций образца при значениях σ_k , составляющих 10–80 % от $\sigma_{сж}$, а также изохронные кривые [62].

Анализ экспериментальных данных показал, что

- кривая «мгновенного» нагружения образца (изохронная кривая при $t = 0$) линейна;
- изохронные кривые при $t > 0$ существенно нелинейны и не подобны (рис. 1.33);

- кривые ползучести подобны;
- предел линейности свойств деформации ползучести, приблизительно равный пределу упругости и пределу длительной прочности, составляет $0,5 \sigma_{сж}$.

Испытания на ползучесть карналлитовой породы проводили сотрудники ГИ УрО РАН [7] на кубических образцах $70 \times 70 \times 70$ мм, изготовленных из породных монолитов, отобранных из слоя 2 пласта В. Для длительных испытаний использовали гидравлические прессы фирмы «Энерпред» с максимальным усилием 15 т.

Среднее значение предела прочности на сжатие определяли на жестком испытательном оборудовании Zwick/Roell Z-250 при скорости деформирования 1 мм/мин. По результатам испытаний 5 образцов прочность составила 17 МПа.

Методика испытаний приведена в [7]. При $\sigma_1 = 0,2\sigma_{пр}$ наблюдали стадию затухающей ползучести; при $\sigma_1 = 0,3\sigma_{пр}$ — стадию установившейся ползучести.

Разрушение образцов при нагрузках, превышающих предел длительной прочности, происходило при постоянной (критической) деформации.

Результаты испытания образцов карналлита на ползучесть показали значительный разброс контролируемых показателей. Тем не менее их общая зависимость от уровня действующей нагрузки является вполне устойчивой. На стадии установившейся ползучести с увеличением уровня нагрузки наблюдается резкое увеличение скорости продольной деформации.

Изменение скорости деформации (1/сут) удовлетворительно описывается экспоненциальной и степенной зависимостью [7]:

$$\begin{aligned}\dot{\varepsilon} &= 5 \cdot 10^{-6} \exp(18,66K); \\ \dot{\varepsilon} &= 3 \cdot K^{6,3517},\end{aligned}\tag{1.10}$$

где $K = \sigma_1/\sigma_{сж}$ — уровень нагружения.

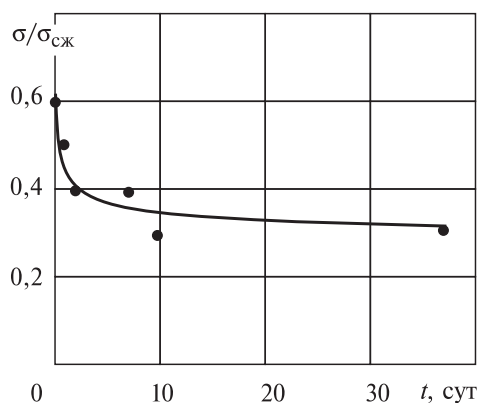


Рис. 1.34. График длительной прочности.

Таблица 1.7. Значения параметров долговечности образцов соляных пород Верхнекамского месторождения [6]

Порода	t_0 , ч	β
Карналлит	$5,5 \cdot 10^4$	5,9
Сильвинит	$6,4 \cdot 10^5$	9,3
Каменная соль	$1,6 \cdot 10^4$	10,3

Асимптота графика длительной прочности (рис. 1.34) характеризует коэффициент длительной прочности, который составляет 0,20–0,25 (близко к 0,3).

В качестве критерия перехода процесса деформирования в третью («запредельную») стадию в момент времени $t = t_*$ принимают обычно равенство интеграла Бейли единице [60]:

$$\int_0^t \frac{dt}{t_* [\sigma_i(t) / \sigma_{сж}]} = 1, \quad (1.11)$$

где $t_* = t_0 \exp[-\beta(\sigma_1 / \sigma_{сж})]$; t_0 ; β — параметры долговечности.

В табл. 1.7 приведены значения параметров долговечности образцов карналлита, сильвинита и каменной соли, определенные по результатам их испытаний на ползучесть.

Следует отметить, что карналлит в значительно меньшей степени проявляет склонность к ползучести, нежели каменная соль, и еще в меньшей, чем сильвинит. При нагрузках, превышающих σ_∞ , поперечные деформации ползучести образцов карналлита значительно превосходят продольные, а объемные — сдвиговые.

Экспериментально установлено, что деформационные свойства карналлита зависят от времени приложения нагрузки. Быстрое нагружение образцов приводит к хрупкому разрушению с малыми деформациями. При длительном приложении нагрузки карналлит способен к пластическому течению, причем до разрушения деформации могут достигать значительных величин — 4–5 % и более.

Установлено, что разрушающая деформация образцов соляных и соленосных пород не является постоянной величиной, как это наблюдается у ряда материалов, а зависит от напряженного состояния.

В зависимости от скорости нагружения, формы образцов и бокового давления может наблюдаться как хрупкое, так и пластическое разрушение соляных образцов.

При низких уровнях нагружения разрушение образцов соляных пород в условиях одноосной ползучести при сжатии носит вязкий, а при высоких — хрупкий характер. При средних уровнях нагружения происходит накопление

повреждений на фоне развивающихся деформаций ползучести (смешанный характер разрушения).

В длительных испытаниях образцов при постоянных нагрузках обнаружена значительная релаксация напряжений [4]. Наибольшая скорость падения напряжений наблюдается в первые 2–3 ч. После 40–50 ч кривые релаксации напряжений выполаживаются. Скорость релаксации зависит от уровня нагружения. Изменение напряженного состояния в элементах подземных сооружений в соляных отложениях подтверждается натурными замерами [3].

1.1.5. Запредельное деформирование

Необходимость учета запредельной стадии деформирования в проблеме долговечности соляных пород подчеркивалась многими исследователями. Одним из первых указывал на это И.Х. Габдрахимов [63]. Установленное методом электрометрии [64] отодвигание максимума интенсивности напряжений со временем от контура выработки в глубину массива свидетельствует о запредельном состоянии соляных пород вблизи контура выработки.

Отмечая отсутствие в литературе математической модели ползучести III типа, авторы [65, 66] считают, что «поскольку ускоряющаяся ползучесть тесно связана с разрушением, аналитически целесообразно рассматривать ее совместно с критерием разрушения».

А.Н. Ставрогин отмечал [67], что можно исследовать ползучесть в опытах с заданной скоростью деформирования.

В работах [67, 68] установлено, что при кратковременном и длительном режимах нагружения как в одноосном, так и в объемном напряженном состояниях, процессы накопления повреждений в соляных образцах качественно аналогичны.

Таким образом, можно изучать процессы деформирования и разрушения пород на III стадии ползучести, проводя серии опытов, позволяющих получить полные диаграммы напряжение — деформация при трехосном напряженном состоянии в режиме задаваемых скоростей деформирования, соответствующих III стадии ползучести.

В этой связи представляют интерес результаты испытаний соляных образцов на жестком оборудовании [6, 7].

Установлено, что при достижении пиковой прочности $\sigma_{сж}$ значение коэффициента разрыхления K_p уже больше 1, т.е. повреждения накапливаются в образце до достижения нагрузкой пиковой прочности.

С увеличением бокового давления $\sigma_2 = \sigma_3$ снижается скорость накопления повреждений, возрастают все прочностные характеристики образца и показатели пластичности. Коэффициент разрыхления на стадии остаточной прочности уменьшается, т.е. преобладает процесс пластического течения.

С увеличением скорости деформирования $\dot{\epsilon}_1$ уменьшаются пиковая прочность образца $\sigma_{сж}$ и показатели пластичности ϵ_1^* , ϵ_2^* и K_p^* (где ϵ_1^* и ϵ_2^* — соответственно продольная и поперечная деформация образца, K_p^* — коэффициент

разрыхления на пределе пиковой прочности), т.е. происходит «охрупчивание» образца.

На показатели длительной (σ_∞) и остаточной ($\sigma_{\text{ост}}$) прочности и остаточный коэффициент разрыхления ($K_{\text{р ост}}$) скорость деформирования образца $\dot{\varepsilon}_1$ не влияет.

В запредельной стадии деформирования прочностные и деформационные свойства образца снижаются в зависимости от коэффициента разрыхления $K_{\text{р}}$.

На этапе дилатансии, включающем допредельное и запредельное деформирование, коэффициент $\beta = \varepsilon_{1\text{ост}}/\varepsilon_{2\text{ост}}$ изменяется от 0,9 до 4,1 в зависимости от σ_2 , оставаясь практически постоянным для данного σ_2 .

Исследование «запредельных» свойств карналлитовых образцов из пласта B_k проводили Б.В. Титов и Б.В. Лаптев [69]. Установлено, что для карналлита характерно несколько диаграмм, отличающихся видом ниспадающих ветвей (рис. 1.35). Вид диаграммы и абсолютные значения ее характеристик зависят от скорости нагружения.

В результате исследований установлено:

- с ростом скорости деформирования $\dot{\varepsilon}_1$ на 1–2 порядка предел прочности при сжатии $\sigma_{\text{сж}}$ уменьшается соответственно на 12–29 и на 41–61 % (рис. 1.36, а);
- с ростом $\dot{\varepsilon}_1$ модуль спада M уменьшается (рис. 1.43, б);
- остаточная прочность $\sigma_{\text{ост}}$ и $\varepsilon_{\text{ост}}$ от $\dot{\varepsilon}_1$ не зависят;
- при всех скоростях деформирования предел прочности карналлита в синклиналиях ($\sigma_{\text{сж}}^c$) и модуль спада (M^c) больше, чем в антиклиналях ($\sigma_{\text{сж}}^a$ и M^a).

С увеличением скорости деформирования наблюдалась [69] пластификация карналлитовой породы. Заметим, что для образцов каменной соли обнаружен обратный эффект [70].

Авторами [71] выполнены лабораторные экспериментальные исследования, в результате которых построены полные диаграммы деформирования карналлита на жесткой силовой установке в режиме заданных деформаций сжатия, а также исследованы механические свойства карналлита при растяжении под влиянием газовой среды, механизм микроразрушений, тепловые свойства карналлита и влияние упругих колебаний на механическое состояние карналлита.

Модуль спада M , характеризующий крутизну нисходящей ветви диаграммы, изменяется в пределах 320–570 МПа, а коэффициент поперечной деформации $\beta = \varepsilon_2/\varepsilon_1$ по запредельной стадии деформирования, характеризующий разрыхление при разрушении, изменяется в пределах 3,0–5,5.

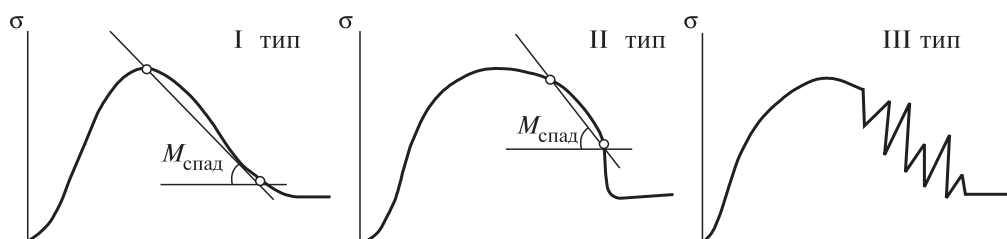


Рис. 1.35. Характерные диаграммы нагружения карналлитовых пород [69].

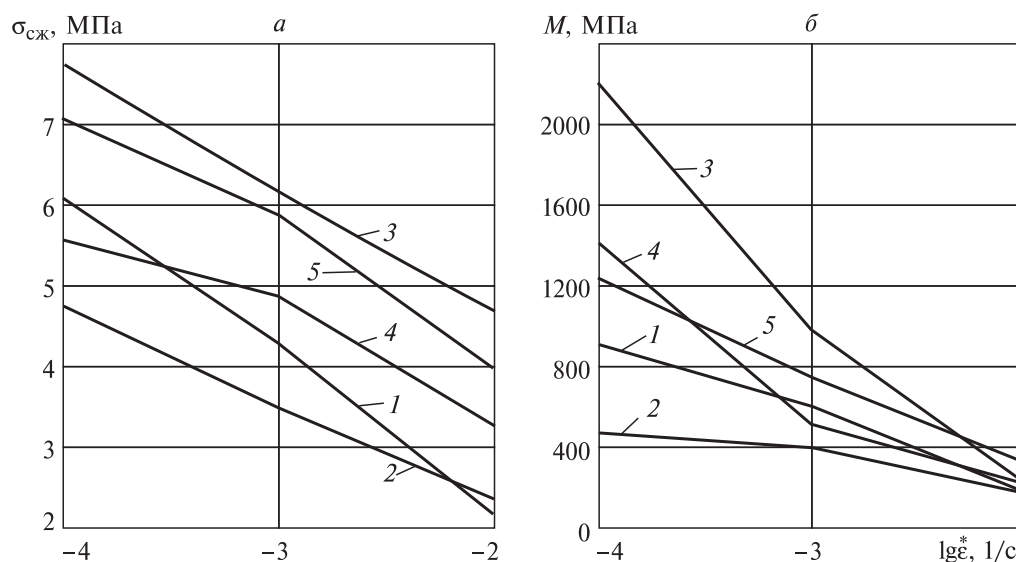


Рис. 1.36. Зависимость прочности (а) и модуля спада (б) карналлита от скорости деформирования [69].
1–5 — номера проб.

На рис. 1.37 показаны диаграммы деформирования $\sigma_1 - \varepsilon_1$ при различных скоростях деформирования $\dot{\varepsilon}_1$, а также графики нарастания в процессе деформирования коэффициента разрыхления K_p ($K_p = 1 + \varepsilon_1 + 2\varepsilon_2$) породных образцов Чарской свиты рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА».

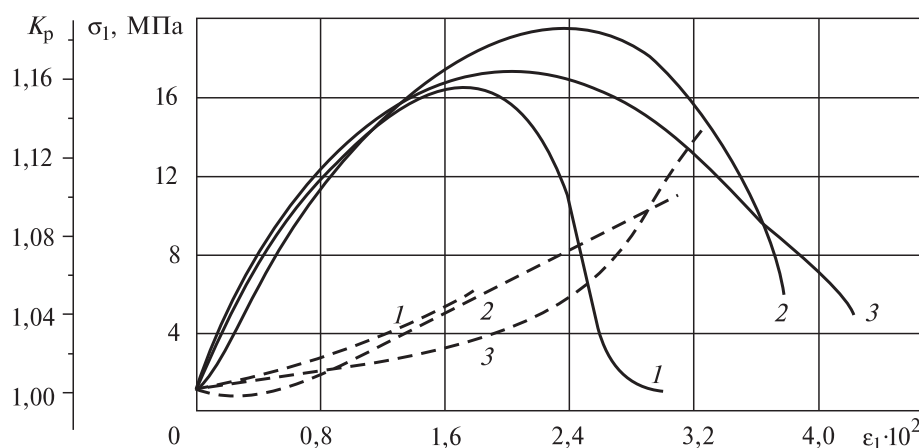


Рис. 1.37. Кривые деформирования образцов каменной соли Чарской свиты (рудник «Интернациональный») в условиях одноосного сжатия ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 = 0$) и нарастания коэффициента разрыхления K_p при различных скоростях деформирования $\dot{\varepsilon}_1$.
1 — $\dot{\varepsilon}_1 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ с}^{-1}$; 2 — $2 \cdot 10^{-4} \text{ с}^{-1}$; 3 — $8 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$.

1.1. Прочностные, деформационные и реологические свойства соляных пород

Таблица 1.8. Средние значения прочностных и деформационных показателей образцов соляных пород Чарской свиты из скважины № 6.15/2 (рудник «Интернациональный»)

Скорость деформирования $\dot{\varepsilon}_1$, с ⁻¹	Предел прочности при сжатии $\sigma_{сж}$, МПа	Деформация на пределе прочности $\sigma_1 = \sigma_{сж}$		
		относительная продольная	относительная поперечная	модуль
		ε_1^* , %	ε_2^* , %	$D \cdot 10^{-3}$, МПа
2×10^{-3}	16,42	1,80	1,68	0,93
2×10^{-4}	19,50	2,35	2,20	0,75
8×10^{-5}	17,24	2,07	1,93	0,75

Керновый материал получен из скважины № 6.15/2 диаметром 100 мм. Практически на всем керновом материале прослеживались горизонтальные трещины неизвестного происхождения.

Из кернов изготовлены образцы призматической формы с отношением высоты образцов h к стороне квадратного сечения d , равным 2 ($h/d = 2$), и кубической формы ($h/d = 1$) при $h = d = 5$ см.

Испытания проводили при различных скоростях деформирования ($\dot{\varepsilon}_1 = 2 \cdot 10^{-3}$; $2 \cdot 10^{-4}$; $8 \cdot 10^{-5}$ с⁻¹) на испытательной машине ИР5143 ($G = 5 \cdot 10^3$ /м) с компьютерным управлением.

По результатам испытаний на одноосное сжатие определены предел прочности на одноосное сжатие $\sigma_{сж}$ как максимальное («пиковое») значение σ_1 ; продольная и поперечная деформации на пределе прочности (критические) ε_1^* и ε_2^* ; предельный модуль деформации D .

Статистические оценки показателей $\sigma_{сж}$, ε_1^* , ε_2^* и D приведены в табл. 1.8.

Установлено, что скорость деформирования $\dot{\varepsilon}_1$ влияет на предел прочности при одноосном сжатии $\sigma_{сж}$ и критические (продольную ε_1^* и поперечную ε_2^*) деформации образцов. Линейной зависимости между определяемыми величинами и логарифмом скорости деформирования не прослеживается, в отличие от известных в литературе результатов. Объясняется это, видимо, структурным составом соляных пород.

Достаточно подробный анализ ниспадающей ветви диаграммы деформирования образца и определения модуля спада приведен в [72]. Отмечается, что у «средних» и «высоких» образцов наблюдается смешанный вид ниспадающей кривой, когда участки равновесного контролируемого разрушения (с меньшим модулем M) чередуются с участками быстрого неконтролируемого разрушения (с большим модулем M). На смешанных ниспадающих кривых диаграммы деформирования в качестве модуля спада можно принимать среднее значение M , полученное на всей кривой, включая контролируемый и неконтролируемый участки.

1.1.6. Построение паспорта прочности породы по данным испытаний образцов различной геометрии на одноосное сжатие

Для построения паспорта прочности породы используют, как правило, камеру объемного сжатия или устройство для испытания образцов на срез со сжатием.

Авторы предлагают методику [73] построения кругов Мора по данным испытаний породных образцов различной формы на сжатие.

Идея использования данных испытания образцов различной геометрии на сжатие для построения паспорта прочности не является новой. Например, в работе [2] указывается, что «результаты испытаний низких образцов на одноосное сжатие аналогичны результатам испытаний высоких образцов в стабилометре при определенном боковом давлении. Задача заключается в том, чтобы определить для низких образцов это условное боковое давление, т.е. определить степень его напряженного состояния». Подобные подходы также излагаются в работах [74, 75]. Все они сводятся к нахождению определенного ряда величин из опыта. Как отмечено в [2], такой подход обладает высокой трудоемкостью измерений, а также невозможностью выполнить условия методики для «низких» образцов.

Предлагаемая методика отличается от известных [71, 72] тем, что она не использует экспериментальные зависимости и коэффициенты.

Основная идея состоит в том, что определяется среднее по объему образца напряженное состояние, которое и полагается ответственным за разрушение. Это справедливо при вязкопластическом разрушении образца, когда оно носит дисперсионный характер и захватывает большой объем, а не реализуется в виде одиночной трещины. Методика использует численное решение упругой задачи и усредненные по объему образцов различной геометрии компоненты напряженного состояния.

Разрушение образцов при различном напряженном состоянии реализуется несколькими способами. Образование макротрещины происходит при испытаниях на сжатие образца вдоль образующей (метод косвенного определения прочности на растяжение) или стандартных испытаниях образца на сжатие вдоль оси при $h/d = 2$ (реализация напряженного состояния, близкого к одноосному сжатию). В этом случае построение кругов Мора для получения паспорта прочности (оггибающей кругов Мора или касательных к некоторым кругам Мора) не вызывает затруднений.

С целью определения предела прочности при одноосном растяжении применяется метод разрушения цилиндрических образцов сжатием по образующей [76]. При таких испытаниях трещина отрыва инициируется в центре образца (на его оси).

Использованы результаты испытаний на сжатие цилиндрических образцов сильвинита (слой 4) различной геометрии (табл. 1.9). Образцы имели серо-бурую окраску, мелкозернистую структуру.

Таблица 1.9. Результаты экспериментального определения прочности на сжатие σ_c при скорости перемещения захватов 1 мм/мин

h/d	σ_c	σ_n	τ_{max}
2,0	11,43	5,89	5,83
1,0	17,46	10,83	8,38
0,5	29,20	21,32	13,58
Сжатие вдоль образующей	—	1,53	3,06

В последних двух колонках табл. 1.9 представлены данные напряжений σ_n и τ_{max} , вычисленные согласно методике, представленной в [73]. Построенные круги Мора приведены на рис. 1.38.

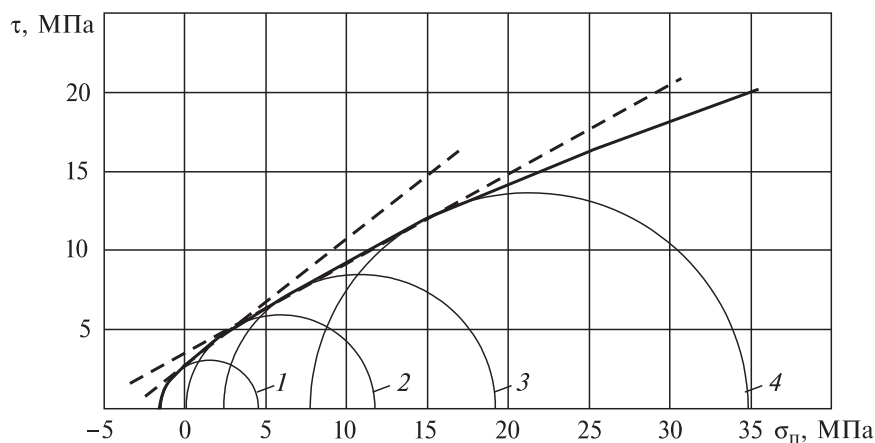


Рис. 1.38. Круги Мора для данных табл. 1.9.

1 — сжатие вдоль образующей; 2 — $h/d = 2,0$; 3 — $h/d = 1,0$; 4 — $h/d = 0,5$.

Здесь и на рис. 1.39 сплошная линия — огибающая кривая кругов Мора, пунктирная линия — касательная к кругам Мора

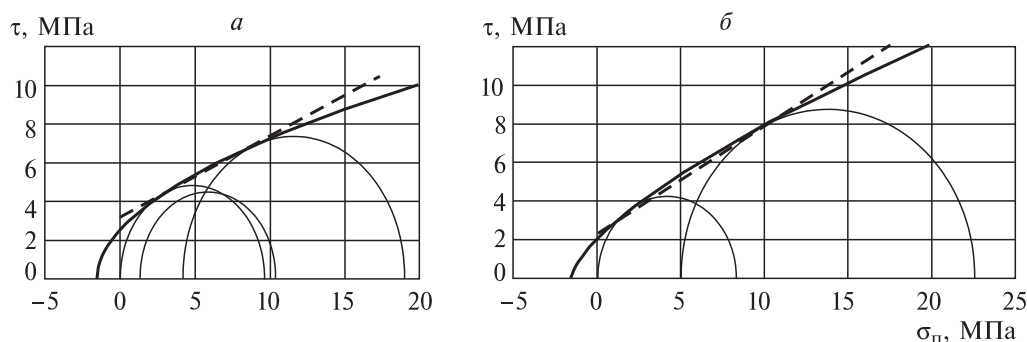


Рис. 1.39. Круги Мора для карналлита (слой 2) при скоростях испытания 1 мм/мин (а) и 0,1 мм/мин (б).

На рис. 1.39 представлены графики кругов Мора и огибающие для карналлита (слой 2), построенные по полученным ранее данным стандартных испытаний образцов на сжатие.

1.2. Прочностные и деформационные свойства ангидрит-доломитовых пород соленосных залежей

В работе [77] изучены прочностные и деформационные характеристики доломита известкового Мирнинского кимберлитового поля. Керновый материал для оценки прочностных и деформационных характеристик получен из скважины № 76/8, пробуренной на горизонте № 8 рудника «Интернациональный» в интервале от 2,5 до 19 м от устья скважины.

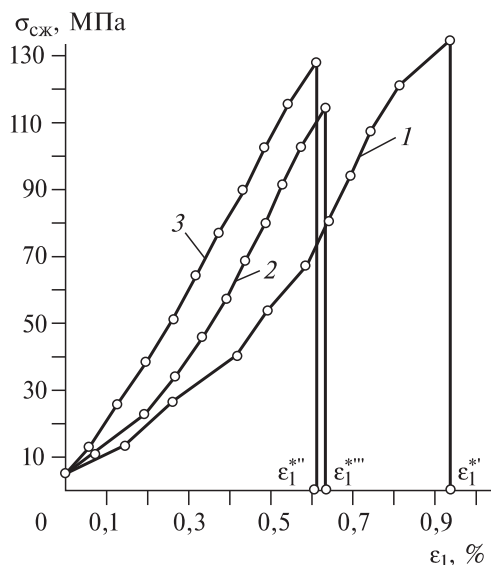


Рис. 1.40. Усредненные экспериментальные диаграммы нагружения доломитов известковистых при различных скоростях деформирования $\dot{\varepsilon}_1$ [77], с^{-1} .

1 — $\dot{\varepsilon}_1 = 2 \cdot 10^{-3}$; 2 — $2 \cdot 10^{-4}$; 3 — $1,1 \cdot 10^{-4}$.

сечения с двумя параллельными плоскостями и такими размерами, чтобы площадь поверхности разрыва (раскола) составляла не менее 3 см^2 и не более 100 см^2 .

Лабораторные эксперименты на сжатие проводили на испытательной машине ИР 5143; на растяжение — на приборе БУ-39 конструкции ВНИМИ.

Проведено 4 серии опытов:

Таблица 1.10. Средние значения прочностных и деформационных характеристик, полученные в результате испытаний образцов доломита известковистого из скважины № 76/8 при различных скоростях деформирования [77]

Скорость деформирования $\dot{\varepsilon}_1$, с^{-1}	Предел прочности при сжатии $\sigma_{сж}$, МПа	Деформация на пределе «мгновенной» прочности	
		относительная продольная ε , %	модуль, $D \times 10^{-4}$, МПа
2×10^{-3}	134,8	0,94	1,46
2×10^{-4}	114,4	0,63	1,88
$1,1 \times 10^{-4}$	128,2	0,61	2,10

Из керна материала изготовлены образцы диаметром 36 мм с коэффициентом формы $h/d = 2$ (где h и d — соответственно высота и диаметр образца) для испытаний на одноосное сжатие и определения модуля упругости. Для испытаний на растяжение изготовлены образцы круглого

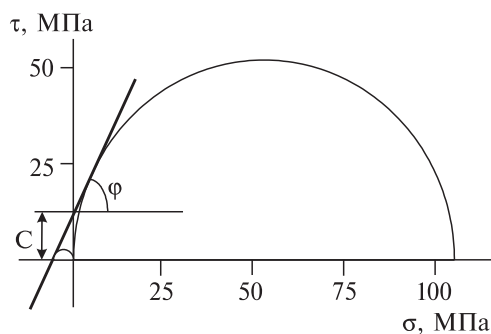


Рис. 1.41. Паспорт прочности образцов доломитов известковистых из скважины № 76/8 (метод построения участка огибающей в области растяжение-сжатие) [77].

- на одноосное сжатие с различной скоростью деформирования;

- на одноосное сжатие со стандартной скоростью нагружения — для построения расчетного паспорта прочности;

Таблица 1.11. Статистические характеристики модуля упругости, предела прочности при сжатии и растяжении образцов доломита [77], МПа

Характеристика	Продольный модуль упругости $E_y \cdot 10^{-4}$	Предел прочности	
		при сжатии $\sigma_{сж}$	при растяжении σ_p
Среднее значение ($X_{ср}$)	2,92	104,1	5,48

1.2. Прочностные и деформационные свойства ангидрит-доломитовых пород

Таблица 1.12. Сравнительная качественная оценка средних значений прочностных и деформационных характеристик образцов каменной соли и доломита известковистого [77]

Характеристика	Доломиты известковистые из скважины № 76/8	Каменная соль из скважины № 6.15/2
Предел прочности при одноосном сжатии $\sigma_{сж}$, МПа	128,2	17,2
Предел прочности при растяжении σ_p , МПа	5,48	0,49
Продольный модуль упругости $E_y \times 10^{-4}$, МПа	2,92	1,93
Предельный модуль деформации $D \times 10^{-4}$, МПа	2,10	0,75

- на растяжение — для построения расчетного паспорта прочности;
- для определения модуля упругости.

Экспериментальные данные статистически обработаны по методикам, представленным в [78, 79].

Усредненные диаграммы, построенные по результатам испытаний трех образцов доломита известковистого, изготовленных из керна скважины № 76/8, представлены на рис. 1.40, а статистические оценки показателей $\sigma_{сж}$, D и ϵ_1^* — в табл. 1.10.

Паспорт прочности образцов доломита в области растяжение-сжатие построен по данным испытаний 7 образцов на одноосное сжатие и 13 образцов дисков на растяжение (рис. 1.41). Результаты приведены в табл. 1.11. Установлено, что $C = 11,9$ МПа, $\varphi = 64^\circ 9'$.

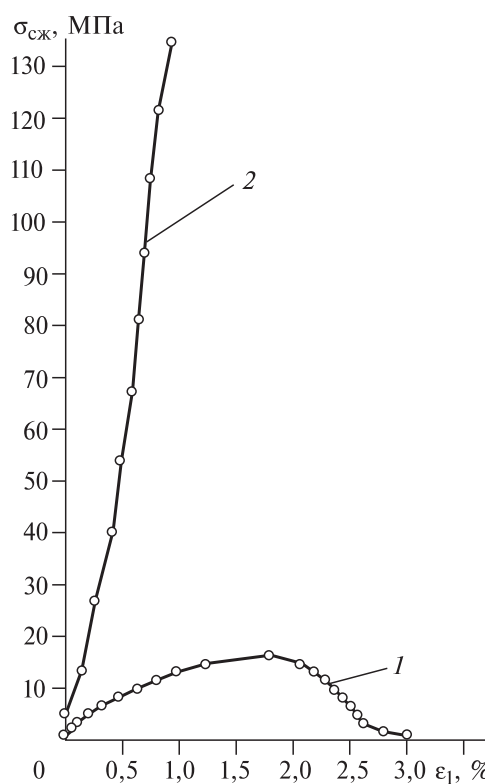
Модуль упругости E_y образцов определяли по разгрузочной ветви диаграммы $\sigma_1 - \epsilon_1$.

В табл. 1.12 приведены результаты сравнительной оценки прочностных и деформационных характеристик образцов каменной соли и доломита известковистого, изготовленных из керна скважины № 6.15/2 и № 76/8 соответственно на руднике «Интернациональный». Из табл. 1.12 видно, что:

- модуль упругости образцов каменной соли на 34 % меньше модуля упругости образцов доломитов;

Рис. 1.42. Диаграммы нагружения образцов каменной соли и доломитов известковистых [77].

$\epsilon_1 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ с}^{-1}$; 1 — каменная соль; 2 — доломиты известковистые.



1. Основные сведения о породах соленосной толщи

Таблица 1.13. Физико-механические показатели кимберлитов и вмещающих трубку «Интернациональная» пород

Показатель	Рудное тело (кимберлиты)	Вмещающие породы								
		Чарская свита		Олекминская свита						
		каменная соль	доломиты, известняки	доломиты	доломиты известковистые	известняк	известняк доломитизированный	ангидритодолмиты	ангидрит	среднее по свите
Плотность, т/м ³	2,41 ÷ 2,44	2,19	2,68	2,72	2,69	2,61	2,68	2,82	2,89	2,75
Влажность, %	3,8	0,35	3,8	—	—	—	—	—	—	3,8
Пористость, %	—	—	2,5 ÷ 10,25	—	—	—	—	—	—	—
Прочность, МПа										
на сжатие	34	19	51,8–24,0	40,1	57,3	43,2	42,5	32,8	39,7	43,8
на растяжение	8	1,9	5,7–1,4	5,9	4,1	3,8	4,5	4,4	10,3	4,2
Крепость по Протодяконову	4	2	3,5	—	—	—	—	—	—	5
Коэффициенты:										
структурного ослабления	0,4	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	—	0,5
разрыхления	1,3	1,2	1,4	—	—	—	—	—	—	—
Сцепление, МПа	10,5	5,7	22,5	33,3	2,3	15,9	13,5	9,1	8	17,9
Угол внутреннего трения, град	—	36	35	—	—	—	—	—	—	—

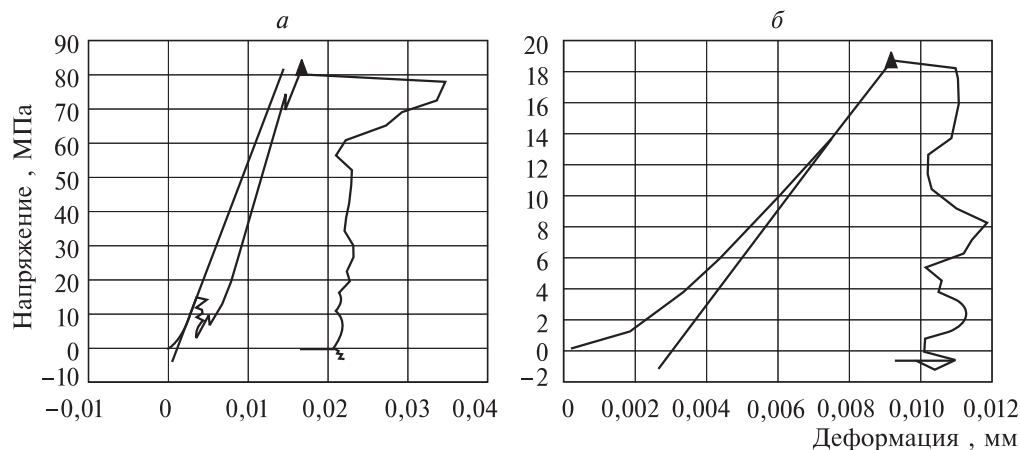


Рис. 1.43. Результат определения предела прочности при одноосном сжатии (а) и растяжении (б) образца № 3 Ком. — 8 [81].

- сопротивление разрыву образцов каменной соли составляет лишь 9 % от сопротивления разрыву образцов доломитов;
- значение модуля деформации на пределе прочности образцов каменной соли в 25 раз меньше значения модуля упругости, в то время как у образцов доломита известковистого значения этих параметров имеют один порядок и различаются лишь в 1,4 раза.

1.2. Прочностные и деформационные свойства ангидрит-доломитовых пород

Таблица 1.14. Сводные данные прочностных свойств и деформационных характеристик пород непосредственной кровли калийного пласта и подстилающих пород Гремячинского месторождения [80]

Скважина	Порода	Интервал опробования, м	$\sigma_{сж}$			σ_p	$\sigma_{из}$	С	φ , град	$E \cdot 10^3$, МПа	μ
			4	5	6						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
ЗД	Магнезиально-доломит-ангидритовая Ангидрит	1091,04–1111,02 1111,02–1111,67	55,49	1,81	6,47	10,2	45,4	10,7	0,25		
			68,91	1,7	—	8,57	57,4	16,36	0,21		
11, ствол 3	Ангидрит-галитовая	1127,6–1128,1	22,4	0,58	1,33	1,9	61,4	2,12	0,23		
13	Ангидрит-доломитовая	1145,5–1157 1167–1173 1173–1180	83,34	2,31	10,26	12,8	60,28	4,66	0,46		
	Ангидрит-галитовая		36,87	0,78	—	—	—	—	—		
	Галит-ангидритовая		37,2	0,7	3,2	4,11	66,4	4,1	0,48		
14	Ангидрит	1165–1168,5	39,15	1,46	8,08	6	55,8	4,59	0,27		
15	Галит-ангидритовая	1124,3–1132,15 1132,15–1133,85 1133,85–1135,32 1135,32–1136,07	35,7	0,9	3,35	5,61	56	7,58	0,23		
	Ангидрит		45,6	0,6	2,41	5,62	60,4	12,5	0,17		
	Доломит		21,7	1,1	2,26	3,44	40,6	10	0,5		
	Ангидрит		52,5	2,1	10	8,77	53,1	8,89	0,13		
17	Ангидрит	1176,3–1178,05	30,13	0,51	7,11	3,45	64,45	2,53	0,12		
18	Ангидрит »	1178,05–1181,6 1202,8–1206,2	28,15	1,05	5,62	4,22	62	3,27	0,27		
			44,36	1,07	5,13	5,86	60,3	14,8	0,13		
20	Ангидрит	1222,72–1225,72	49,86	0,39	0,15	3,03	76,3	7,8	0,3		
21	Ангидрит	1232,7–1236,78	59,23	1,71	12,57	8,4	57	18,18	0,17		
22	Магнезиально-ангидрит-доломитовая	1096,2–1108,43	50,06	1,58	6,75	8,63	59,6	6,49	0,35		
23	Ангидрит-доломитовая » Магнезиально-доломит-ангидритовая	1108,43–1113,98 1113,98–1117,03 1096,5–1109,4	33,04	1,34	4,3	5,16	47,1	3,42	0,25		
			54,43	1,38	3,87	7,58	64,7	8,51	0,39		
			40,1	1,83	6,28	6,93	51,9	5,61	0,28		

1. Основные сведения о породах соленосной толщи

Окончание табл. 1.14										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
24	Доломит	1109,4–1110 1110–1110,8 1110,8–1112 1112–1112,5 115,80–1126,68	25,2	0,07	—	1,26	78,56	2,17	0,33	
	Ангидрит		62,8	0,61	8,09	5,61	69,74	10,49	0,22	
	Магнезиально-доломит-ангидритовая		42,4	1,4		6,43	56,25	8,27	0,29	
	Ангидрит		54,7	1,6		7,89	57,81	7,93	0,21	
	Магнезиально-доломит-ангидритовая		43,04	1,52	13,6	6,41	54,3	7,22	0,24	
25	Ангидрит	1142,08–1145,60	60,16	0,02	0,27	1,08	85,9	9,6	0,2	
28	Магнезиально-ангидрит-доломитовая	1076,00–1082,05	41,38	1,76	5,91	6,78	54,35	6,77	0,3	
29	Ангидрит	1082,05–1084,15	38,08	0,98	1,79	4,77	52,44	8,16	0,2	
	Магнезиально-ангидрит-доломитовая	1084,15–1090,10	49,58	2,02	6,8	6,48	50,92	6,4	0,2	
	»	1090,10–1097,34	58,37	1,55	5,53	8,5	58,47	14,21	0,27	
	Ангидрит	1192,90–1195,40	30,64	0,69	2,59	3,5	58,8	2,86	0,44	
30	Ангидрит	1209,65–1212,10	30,16	0,1	1,04	1,47	80,4	5,71	0,13	
	»	1223,10–1224,10	51,2	1,2	3,42	7,93	55,8	2,21	0,17	
	Доломит	1224,10–1225,10	61,6	2,64	4,67	10,59	54,5	3,69	0,11	
	Ангидрит	1225,10–1225,90	64,7	0,28	1,68	3,98	75,9	3,11	0,4	
31	Ангидрит	1195,15–1197,48	39,65	0,76	4,04	4,27	60,97	7,01	0,35	

На рис. 1.42 показаны для сравнения диаграммы нагружения образцов каменной соли и доломита известкового, полученные на одном и том же испытательном оборудовании при одной и той же скорости деформирования $\dot{\epsilon}_1$.

Физико-механические показатели пород, вмещающих трубку «Интернациональная», по фоновым материалам рудника «Интернациональный» приведены в табл. 1.13.

В работе [80] физико-механические свойства сильвинитовых руд и вмещающих ангидрит-доломитовых пород изучены по 6422 образцам.

Керновый материал для испытаний отобран по 13 геолого-разведочным скважинам Гремячинского месторождения калийных солей.

Образцы для лабораторных испытаний изготавливались в форме цилиндра с ровной поверхностью без сколов, раковин и сквозных трещин. Высота образцов из керна выбиралась из соотношения высоты к диаметру (h/d) в диапазоне от 1 до 2. В табл. 1.14 приведены статистические оценки прочностных показателей ангидрит-доломитовых пород.

Авторами работы [81] проведены лабораторные исследования физико-механических свойств ангидритов и доломитов из контрольно-стволовых скважин № 22 и № 23 рудника Гремячинского ГОКа.

Из имеющегося кернового материала изготавливались цилиндрические образцы. Разме-

1.2. Прочностные и деформационные свойства ангидрит-доломитовых пород

Таблица 1.15. Средние значения прочностных показателей согласно исследованиям [81]

Номер скважины	Интервал отбора, м	Порода	$\sigma_{сж}$	σ_p
			МПа	
22	1059,70–1059,94	Ангидрит	64,6	6,4
	1062,88–1063,33	»	81,7	8,3
	1080,80–1081,07	Доломит	130,5	4,0
	1081,40–1081,64	»	131,3	7,1
	1082,12–1082,33	Доломит (с ячейками галита)	70,7	5,6
	1082,76–1082,94	То же	91,5	3,5
23	1074,30–1074,48	Ангидрит	108,6	4,8
	1075,47–1075,70	»	95,5	2,7
	1075,86–1076,10	»	99,5	6,9
	1076,56–1076,78	»	129,1	6,5
	1077,38–1077,58	»	57,0	3,8
	1082,76–1082,97	Доломит	144,1	6,4
	1083,43–1083,60	»	97,1	7,5
	1085,30–1085,50	»	175,3	7,0
	1087,25–1087,65	»	90,6	7,2
22	1074,00–1074,16	Ангидрит	155,5	9,9
	1077,67–1077,80	Доломит	16,9	2,2
	1078,80–1079,00	»	136,1	8,1
	1084,71–1084,83	»	58,0	5,2
	1269,60–1269,81	»	166,8	12,9
23	1071,10–1071,25	Доломит	42,7	7,2

ры образцов варьировались: диаметр 35–65 мм высота 35–125 мм. Испытано более 90 образцов ангидрит-доломитовых пород.

Средние значения полученных прочностных показателей приведены в табл. 1.15. На рис. 1.43 в качестве примера представлены диаграммы напряжение-деформация для образца № 3 Ком. — 8.

ФОРМЫ ПРОЯВЛЕНИЯ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОДАХ СОЛЕНОСНОЙ ТОЛЩИ

2.1. Проявления горного давления в соляных породах

Визуальными наблюдениями и натурными инструментальными измерениями установлено, что горное давление в подземных выработках проявляется в формах:

- чрезмерного смещения породного контура горных выработок;
- разрушения крепи по поверхностям ослабления;
- вывалообразования под действием горного давления и собственного веса обрушающихся пород;
- расслоения приконтурных пород по поверхностям ослабления с последующим отслоением и обрушением пород по глинистым прослоям и контактам между отдельными слоями;
- трещинообразования и пучения почвы.

В то же время горные выработки, пройденные в соляных породах около 100 лет назад, сохраняют свою устойчивость, в том числе при отсутствии крепления. Так, на Первом Соликамском калийном руднике имеется ряд горизонтальных выработок, пройденных в 30-е годы прошлого столетия и располагаемых в подстилающей каменной соли (ПдКС), находятся в настоящее время в устойчивом состоянии.

Установлено, что основной причиной возникновения негативных проявлений горного давления в соляных породах является интенсивная ползучесть приконтурных пород, обуславливающая конвергенцию породного контура выработки с возрастанием давления на крепь.

Многочисленными натурными измерениями установлено, что скорость конвергенции контура выработки в соляных породах может достигать 20–25 мм/год и зависит от множества факторов. Совершенно очевидно, что нагрузку, соответствующую данному смещению породного контура, может выдержать не всякая крепь.

Обследование состояния капитальных выработок, располагаемых в соляных породах, показывает, что устойчивость горных выработок зависит от ряда факторов:

- глубины расположения;
- прочности пород;
- размеров обнаженных поверхностей;
- наличия сопряжений и близости расположения горных выработок;

- наличия природной слоистости породного массива и наличия глинистых прослоев;
- применяемых видов крепи.

2.2. Проявления горного давления в горизонтальных горных выработках

В качестве примера рассмотрим особенности проявления горного давления в соляных породах на Верхнекамских калийных рудниках.

Соляные породы Верхнекамского калийного месторождения устойчивы к обрушению, но вместе с тем под действием горного давления в результате ползучести обладают склонностью к смещению породного контура горной выработки.

В определенных горно-геологических и горнотехнических условиях смещение контура выработки, вызванное ползучестью соляных пород под действием горного давления, достигает предельных значений и нередко сопровождается локальными обрушениями и заколами в кровле, в связи с этим выработка выходит из устойчивого состояния и не может продолжать свое функционирование. Все попытки предотвратить явление ползучести для обеспечения устойчивости выработок на их технологический срок службы заканчивались неудачей. Даже мощная монолитная бетонная крепь, а также рамная крепь на двутавровых балках № 40 с течением времени не выдерживают горного давления и разрушаются.

Глубина, складчатость, прочностные и деформационные характеристики породного массива, наличие глинистых прослоев вблизи или на контакте с соляными породами (каменная соль, сильвинит и карналлит), параметры горных выработок, расположение их в зоне влияния близлежащих выработок влияют на их устойчивость.

Основным видом крепи горных выработок на Верхнекамском месторождении является анкерная. Во многих случаях такая крепь является достаточной. Успешно применяются клинораспорные анкеры типа КАС и КРА-16 и винтовые анкеры. Установку клинораспорных анкеров осуществляют непосредственно в процессе проходки горных выработок с использованием комбайновых бурильных установок. Винтовые анкеры используют в основном для крепления капитальных горных выработок. Для этой цели на всех Верхнекамских рудниках имеются самоходные бурильные установки для бурения шпуров и установки винтовых анкеров.

Для всех рудников разработаны и введены в производственную практику инструктивные документы, регламентирующие порядок, технологию и параметры анкерного крепления горных выработок [82–86].

Результаты многолетних наблюдений показывают, что применение анкерной крепи позволяет продлить эксплуатационное состояние горных выработок в 1,4–2,0 раза, что в определенных условиях недостаточно для обеспечения необходимого времени поддержания отдельных выработок.

2.3. Оценка состояния горизонтальных горных выработок в соляных породах

2.3.1. Горизонтальные горные выработки на Верхнекамских калийных рудниках

Комплексное обследование состояния капитальных горных выработок в соляных породах Верхнекамского месторождения позволило выделить 5 типов выработок, вышедших из устойчивого состояния и поэтому не способных продолжать свое функционирование.

Тип 1. Капитальные выработки сечением до $9,0 \text{ м}^2$, пройденные комбайнами типа «Урал-61» и «ПК-8» (главные вентиляционные выработки шириной $3,0\text{--}3,2 \text{ м}$) в силвинитовых породах, вблизи или на контакте с каменной солью в кровле разрушаются в сводовой части с образованием системы вывалов и заколов вдоль оси выработки, по форме напоминающие «пучение» почвы (рис. 2.1). В связи с тем что эти выработки являются основными вентиляционными и выполняют функцию запасных выходов, необходимо выполнение восстановительных мер.

Тип 2. Капитальные выработки поперечным сечением до $25,0 \text{ м}^2$ (главные конвейерные штреки шириной $5,5\text{--}8,0 \text{ м}$), пройденные в подстилающей



Рис. 2.1. Заколы в сводовой части кровли выработки сечением $9,0 \text{ м}^2$.

каменной соли, по истечении 25–30-летнего эксплуатационного периода разрушаются с образованием вывалов породы из кровли в пределах свода естественного равновесия. Наличие анкеров длиной до 1,5 м в кровле не обеспечивает необходимый срок эксплуатационного состояния этих выработок (рис. 2.2). Выработки подлежат восстановительному ремонту.

Тип 3. Капитальные выработки шириной более 8,0 м (междушахтная транспортная сбойка и пр.), пройденные в подстилающей каменной соли и закрепленные анкерной крепью, после истечения проектного многолетнего 15–20-летнего срока службы разрушаются с вывалообразованием в пределах свода естественного равновесия. Выработки подлежат восстановительному ремонту.

Основным способом поддержания выработок в эксплуатационном состоянии является применение рамной металлической крепи. В классическом исполнении рамная крепь с плотной забутовкой закрепного пространства кострами из дерева обеспечивает продление устойчивого состояния выработки на 5–7 лет, что связано с невозможностью крепи выдерживать нагрузку, которая действует от чрезмерного смещения контура выработок из-за ползучести соляных пород.



Рис. 2.2. Локальные обрушения пород кровли в пределах свода естественного равновесия с «обгрызанием» анкеров выработки сечением 20–25 м².



Рис. 2.3. Деформирование поперечных балок рамной крепи в выработке шириной более 8,0 м (междушахтная транспортная сбойка рудника БКПРУ-2) при заполнении пространства за рамной крепью жесткими (недеформируемыми) кострами из бруса.

На рис. 2.3, 2.4 приведены примеры полной передачи нагрузки от породного массива на рамную крепь через плотную забутовку закрепного пространства и случай деформирования двутавровой балки в результате ползучести соляных пород.

Тип 4. Сопряжения капитальных выработок с площадью обнажения более 100 м², пройденные в подстилающей каменной соли (камеры приводов магистральных конвейеров, узлы перегрузки руды с конвейера на конвейер и пр.), разрушаются в форме вывалов породы из кровли в пределах свода естественного равновесия. Применяемая рамная крепь без деформационного зазора между балками перекрытия рамной крепи и непосредственной кровлей выработки не обеспечивает устойчивого состояния выработки на технологический срок ее службы (рис. 2.5–2.7).

Тип 5. Комплекс большого количества сообщающихся капитальных выработок (выработки автотранспортного гаража, ремонтного блока гаража и пр.) характеризуется значительной изрезанностью массива (рис. 2.8). Разрушение происходит в результате повышенной скорости вертикальной конвергенции



Рис. 2.4. Деформированные стойки рамной крепи в выработке шириной более 8,0 м (междушахтная транспортная сбойка рудника БКПРУ-2) при заполнении пространства за рамной крепью жесткими (недеформируемыми) кострами из бруса.



Рис. 2.5. Опираие пород кровли непосредственно на крепь (стрелкой показан изгиб косынки) в сопряжении капитальной выработки с площадью обнажения более 100 м² (камера дозаторной установки ствола № 5 рудника СКРУ-2).



Рис. 2.6. Деформированная двутавровая балка № 40 рамной крепи сопряжения капитальной выработки с площадью обнажения более 100 м² (камера приводов главного северного конвейерного штрека № 1 «Север» рудника БКПРУ-2).



Рис. 2.7. Балки рамной крепи, подпертые дополнительно деревянными стойками в сопряжении капитальной выработки с площадью обнажения более 100 м² (камера приводов главного северного конвейерного штрека № 1 «Север» рудника БКПРУ-2).

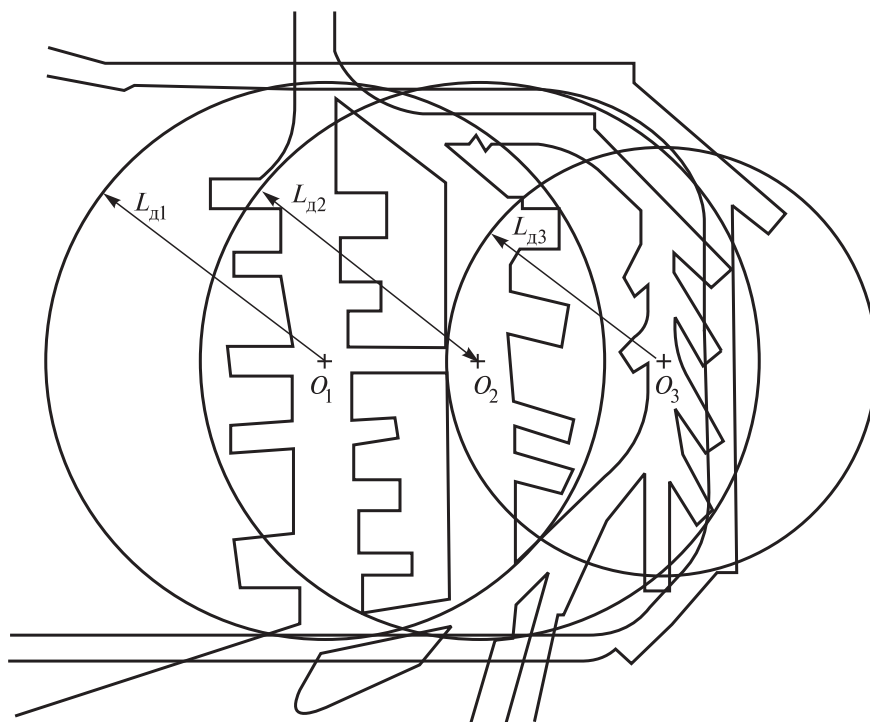


Рис. 2.8. Схема расположения выработок ремонтного блока подземного гаража рудника Второго Березниковского рудоуправления с отмеченными радиусами влияния (L_d) на близлежащие выработки (к расчету коэффициента изрезанности массива).

контура выработок с деформированием и вывалообразованием из их стенок, причем кровля камер сохраняет относительную целостность (рис. 2.9).

Определенный по методике [89, 90] коэффициент изрезанности массива для центральной выработки, приведенный на рис. 2.8, $K_{изр} = 3,54$ равносителен увеличению глубины расположения одиночной выработки с 395 до 474 м (на 20 %). В этом случае скорость вертикальной конвергенции приконтурных пород увеличивается в 2 раза по сравнению со скоростью смещений одиночной незакрепленной выработки.

В описанных выше условиях применяемая рамная крепь также не способна выполнить свои функции, т.е. обеспечить устойчивость выработки на технологический срок ее службы. Необходим новый подход к обеспечению эксплуатационного состояния горных выработок.

2.3.2. Горизонтальные горные выработки в соленосных породах рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА»

Одной из специфических особенностей горно-геологических условий алмазного месторождения трубки «Интернациональная» АК «АЛРОСА» является наличие во вмещающих породах мощных пластов каменной соли и соле-



Рис. 2.9. Деформированный швеллер, выполняющий роль верхняка крепи и заколообразование в кровле комплекса большого количества сообщающихся капитальных выработок (автомобильный гараж рудника БКПРУ-2).



Рис. 2.10. Бетонная крепь конвейерного штрека, расположенного в соляных породах на горизонте № 6 ($H = 801$ м) рудника «Интернациональный».

содержащих отложений, которые расположены в пределах Чарской свиты на глубинах 600–900 м.

Породы Чарской свиты сложены чередующимися пластами (слоями) каменной соли и доломитов. Поддержание горных выработок осуществляют с применением монолитной бетонной, металлической арочной из профиля СВП с железобетонной затяжкой и анкерной крепи.

Ниже приведены результаты обследования состояния монолитной бетонной крепи горных выработок.

На рис. 2.10 показан внешний вид бетонной крепи конвейерного штрека, расположенного в каменной соли на руднике «Интернациональный» АК «АЛРОСА», по состоянию на 7–10 лет после проходки выработки.

Видна вертикальная трещина в стенке бетонной крепи. При этом отмечается, что, как правило, в стенках и в сводовой части монолитной бетонной крепи выработок и камер, особенно большого сечения, сначала появляются трещины, затем расслаивается бетонная обделка с обнажением металлической арматуры. После этого крепь фактически раздавливается с обрушением отдельных блоков, а сам породный контур выработки сохраняет устойчивое состояние.

На рис. 2.11 представлен внешний вид монолитной бетонной крепи толщиной 450–500 мм в камере подземного распределительного пункта ($H = 690$ м). В сводовой части бетонной крепи в результате всестороннего сжатия образовалась продольная трещина с отслоением бетона.

Не выдерживают горного давления и так называемые бетонные «утюги», возводимые на сопряжениях горных выработок. На рис. 2.12 приведено сопряжение двух горизонтальных выработок с бетонным столбом («утюгом»). Видно, что бетонный столб («утюг»), поперечным сечением около 2 м^2 , не может противостоять горному давлению и разрушается через 7–10 лет после возведения.

Сначала формируются вывалы в основании «утюгов», затем возникают горизонтальные трещины в сопряжении со сводовой частью выработок.

Следует отметить, что процесс сжатия контура выработок в соляных породах непрерывен и остановить его традиционными методами невозможно.

Проблему обеспечения устойчивости капитальных выработок в соленосных породах на весь срок службы рудника нельзя решить и созданием податливого слоя из газобетонных блоков между породным массивом и бетонной крепью.

При бурении контрольных шпуров в кровле конвейерного штрека ($H = 801$ м), имеющем высоту $h = 6,5$ м и пролет кровли $a = 6,5$ м, за нарушенной трещинами бетонной крепью обнаружен нераздавленный горным давлением пенобетон. Прочность пенобетона оказалась излишне высокой. Сама бетонная крепь покрылась системой трещин. Горизонтальная и вертикальная скорости конвергенции контура выработки в каменной соли составили 15–20 мм в год.

Неудовлетворительное состояние крепи горных выработок в соленосных породах Чарской свиты, закрепленных жесткими (неподатливыми) видами крепи, вызвано ошибками проектирования (и, может быть, строительства...), когда на соляные и соленосные породы и породные массивы переносится опыт эксплуатации угольных и рудных месторождений.

Таким образом складывается парадоксальная ситуация: с одной стороны смещения соляных пород в окрестности капитальных выработок не так уж

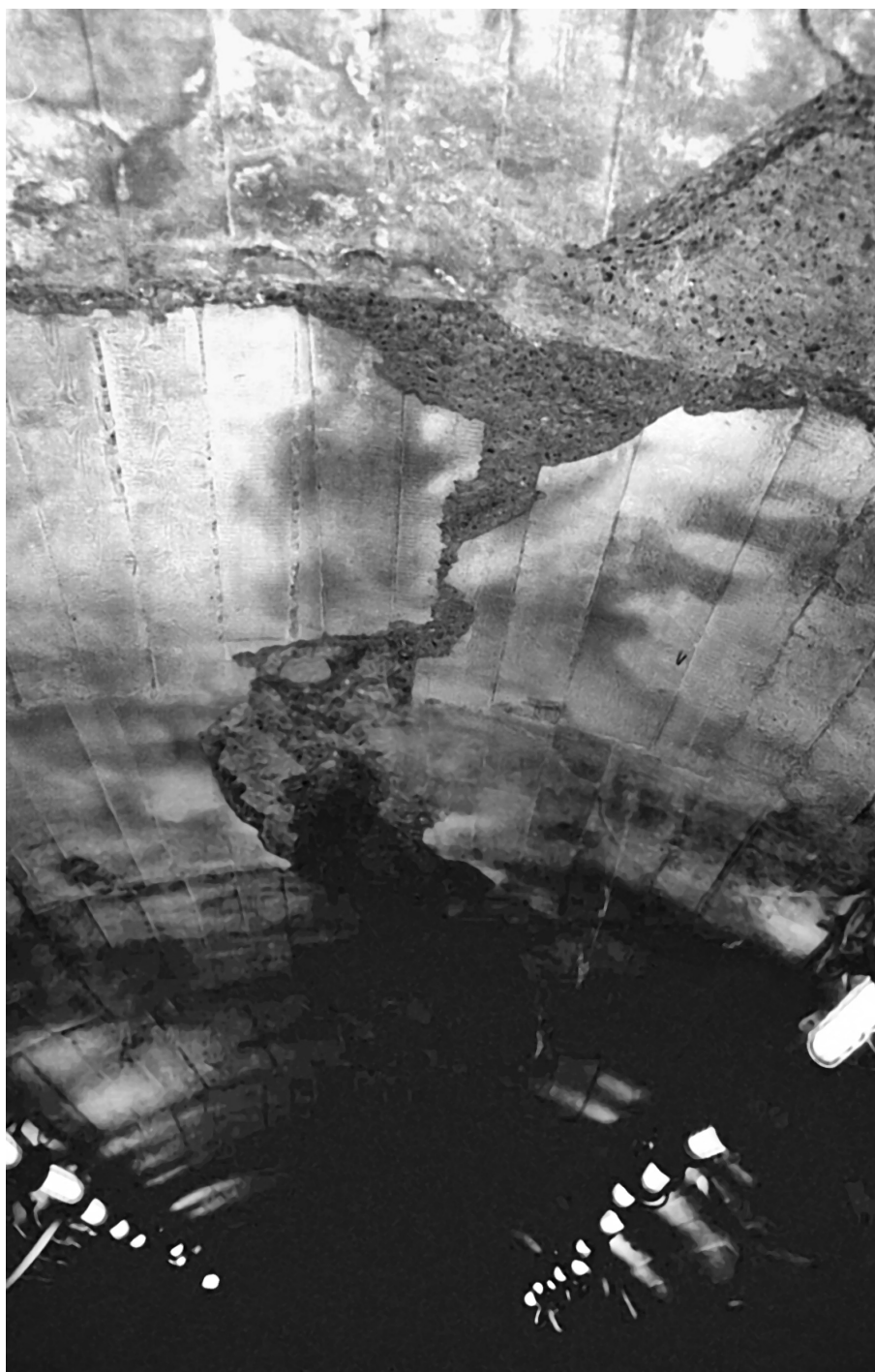


Рис. 2.11. Продольная трещина в бетонной крепи свода с отслоением бетона.



Рис. 2.12. Сопряжение горизонтальных выработок с бетонным «утюгом».

2. Формы проявления горного давления в породах соленосной толщи



Рис. 2.13. Состояние крепи камеры ожидания клетового ствола на горизонте № 6 рудника «Интернациональный».

2.3. Оценка состояния горизонтальных горных выработок в соляных породах

велики и происходят без нарушения сплошности, с другой — приконтурный соляной массив развивает настолько большое давление на крепь, что ни одна крепь без элементов податливости не в состоянии его выдержать.

Следует отметить, что процессы ползучести соляных пород наиболее ярко проявляются в камерах большого объема: общешахтных бункерах, дозаторных и перегрузочных камерах, выработках большого сечения различного назначения. Противостоять деформациям ползучести соляных пород на больших глубинах (600–900 м) не в состоянии даже очень мощная, но жесткая крепь.

Обследование состояния горных выработок в соляных породах, закрепленных металлическими арками из профиля СВП с железобетонной затяжкой, показало, что крепь обеспечивает достаточно эффективное поддержание породного массива. Металлические арки, деформируясь вместе с массивом с конвергенцией около 15–20 мм/год, обеспечивают достаточно эффективное поддержание горной выработки. Однако при этом отмечается существенный для данного вида крепи недостаток — разрушение железобетонной затяжки (рис. 2.13).

Обследование состояния горных выработок, закрепленных анкерами, показало, что анкерная крепь является достаточно эффективным видом для поддержания приконтурных пород в соляном массиве.

Следует отметить, что в условиях выработок рудничного двора на горизонте № 6 имеют место проявления горного давления в форме пучения почвы (тротуарная плита приобрела боковой уклон около 6–8°).



Рис. 2.14. Объездная околоствольная выработка скипового ствола на горизонте № 6. Видно проявление горного давления в форме пучения почвы (тротуарная плита приобрела боковой уклон около 6–8°).

2.4. Проявления горного давления в крепи шахтных стволов и сопряжениях с примыкающими выработками

Основным отличительным свойством соляных пород является их ползучесть. В результате ползучести возникает и развивается во времени давление на крепь горных выработок.

Горное давление в разных условиях может сказываться по-разному. Особенно остро проблема охраны выработок возникает в вопросе поддержания сопряжений шахтных стволов с примыкающими выработками. Крепь шахтных стволов в месте сопряжения с примыкающими выработками разрушается, как правило, вертикальными трещинами на полную высоту приствольной выработки. В первую очередь начинают деформироваться балки. Изгиб балок приводит к деформациям расстрелов и проводников в стволе.

При относительно небольших глубинах 220–229 м ствола «Новый» Первого рудника Стебниковского калийного завода бетонная крепь стенок и кровли сопряжения ствола с камерой дозатора нарушена трещинами с разделением на отдельные блоки. Часть блоков выдавлена внутрь сопряжения на 20–25 см. Двухтавровые балки и рельсы, заложенные в качестве арматуры, сильно деформированы [90].

Встречаются и другие примеры. Так, на солеруднике в ФРГ на глубинах до 740–840 м незакрепленный слепой ствол диаметром 5 м находится в устойчивом состоянии [90].

Разрушения крепи шахтных стволов, закрепленных монолитной бетонной крепью, отмечены на всех шахтных стволах Солигорских и Верхнекамских калийных рудников и их сопряжениях с примыкающими выработками.

Аналогичная картина наблюдалась в процессе эксплуатации и строительства шахтных стволов на Солотвинском руднике и руднике им. 50-летия Октября на Прикарпатском месторождении.

На рудниках Старобинского месторождения калийных солей бетонные и железобетонные крепи дозаторных камер и других выработок не смогли противостоять смещениям, обусловленным ползучестью пород. Через 3–5 лет после ввода сопряжений в эксплуатацию стали проявляться прогибы и нарушения элементов армировки, появились трещины, крепь стала разрушаться. Северная камера питателей с конвейерами ствола № 4 Четвертого рудоуправления на горизонте –670 м была закреплена усиленной замкнутой монолитной железобетонной крепью. Первые признаки разрушения крепи появились вскоре после ее возведения. Бетон в своде дозаторной камеры разрушился и отслоился с обнажением арматуры. В южной камере питателей кровля начала разваливаться еще в процессе возведения крепи [90].

Сопряжения стволов с примыкающими выработками на Верхнекамских калийных рудниках, закрепленные бетоном толщиной 500 мм, повреждаются с деформацией расстрелов и проводников.

Стволы рудника Второго Березниковского рудоуправления, имеющие диаметр 7,0 м, в соляной части разреза (в интервале глубин 341–474 м) закреплены бетоном толщиной 500 мм. Через 3 года после сдачи стволов в эксплуатацию началось разрушение сопряжения ствола с примыкающими выработками

2.4. Проявления горного давления в крепи шахтных стволов и сопряжениях

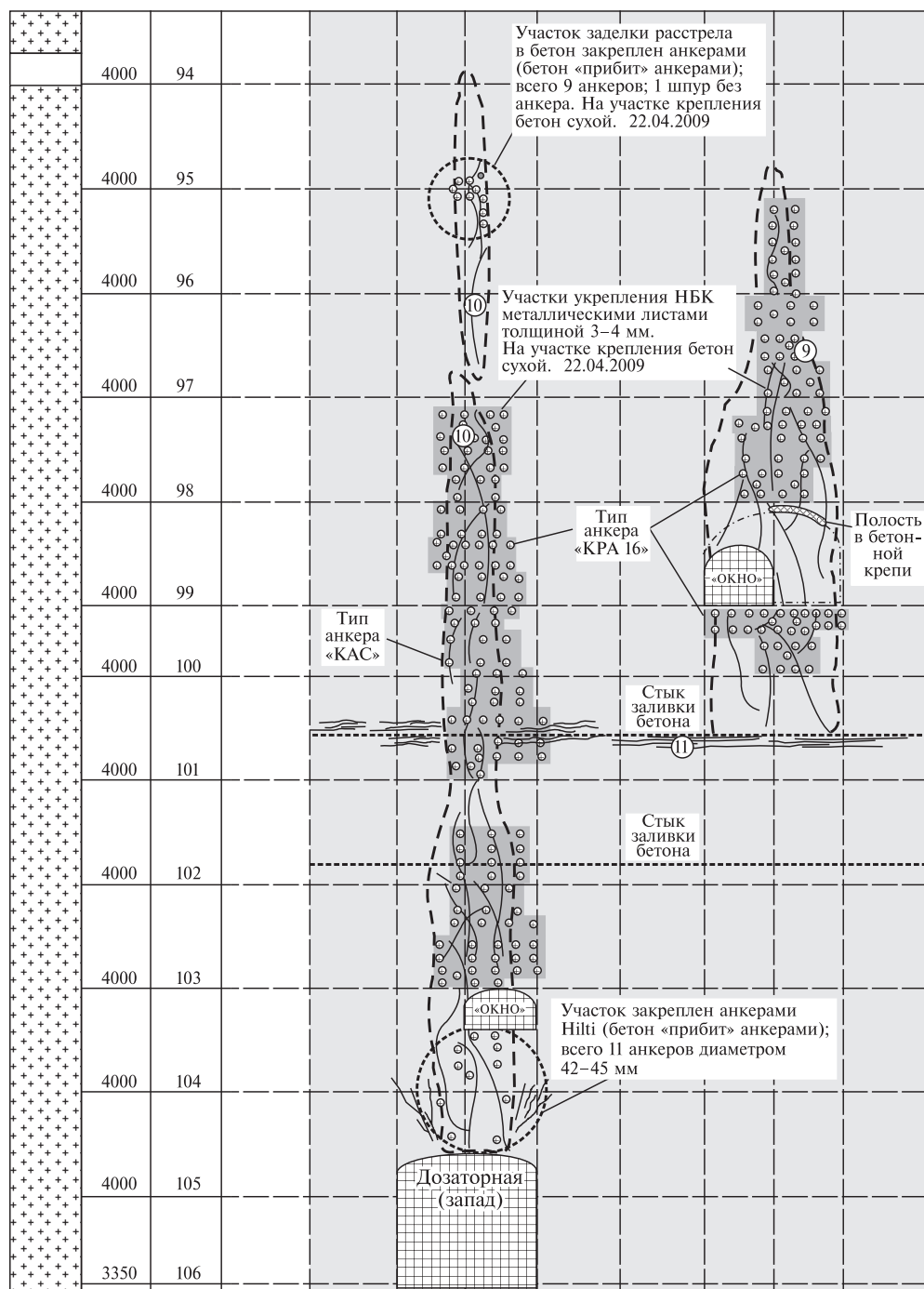


Рис. 2.15. Развертка монолитной бетонной крепи ствола № 1 в интервале ярусов 94–104 с результатами ремонтных работ.

околоствольного двора на глубине около 400 м. Характер разрушения — вертикальные или близкие к ним сквозные трещины в бетоне на всю высоту сопряжения. Внутри ствола произошло нарушение бетонной крепи с частичным отслоением растрескивающихся линз бетона.

При обследовании обнаружено, что в результате деформации крепи произошло деформирование расстрелов со смещением проводников. Центральный расстрел в районе сопряжения прогнулся на 8 мм.

Через 5 лет после ввода ствола в эксплуатацию проведены первые ремонтные работы в районе дозаторной камеры.

Третий Березниковский рудник сдан в эксплуатацию в 1974 г., и уже в 1975 г. в дозаторной камере появились нарушения, аналогичные наблюдаемым ранее на Втором Березниковском руднике: образование вертикальных трещин с выкрашиванием бетона в ствол, выпучивание арматуры из стенок дозаторной камеры и деформация расстрелов.

В стволе № 1 рудника Третьего Соликамского рудоуправления первые признаки нарушения бетонной крепи в районе дозаторов и сопряжений с рабочим горизонтом были отмечены после первых 10–15 лет эксплуатации ствола. В связи с активизацией деформирования бетонной крепи и ярусов армировки проведен комплекс ремонтно-восстановительных работ по крепи ствола в интервале ярусов 94–104 (рис. 2.15).

Аналогичная картина наблюдается и в процессе эксплуатации скипового и клетового стволов на руднике «Интернациональный» АК «АЛРОСА».

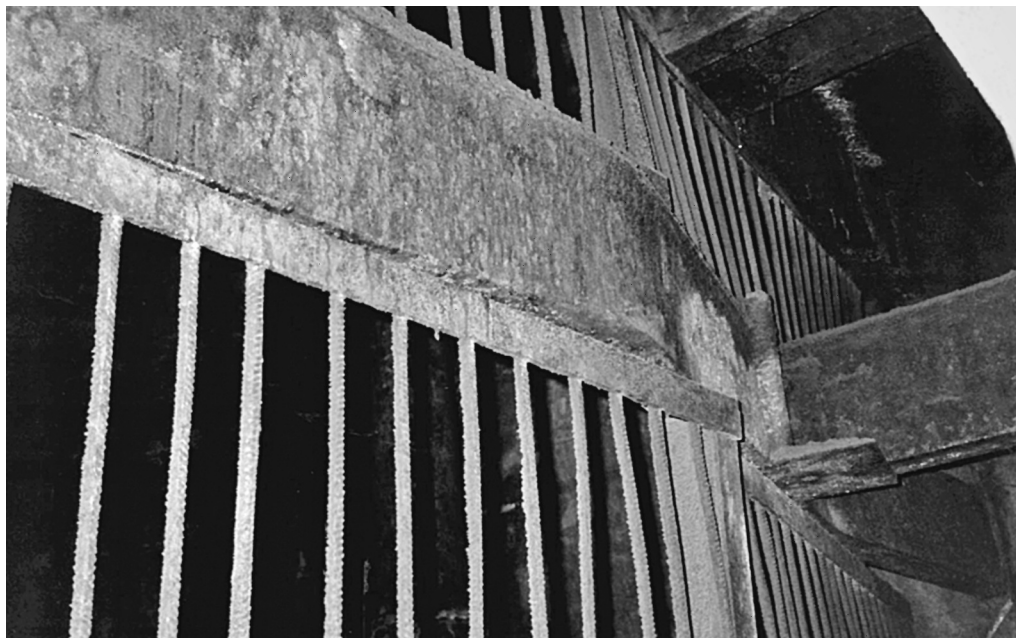


Рис. 2.16. Прогиб швеллера № 24, жестко заделанного в противоположные стенки монолитной бетонной крепи сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой (глубина 803 м).

2.4. Проявления горного давления в крепи шахтных стволов и сопряжениях



Рис. 2.17. Каверны в железобетонной крепи, образованные в результате сжатия дозаторной камеры и выпирания арматуры.



Рис. 2.18. Крепь сопряжения клетового ствола с горизонтальной выработкой на руднике «Интернациональный» на горизонте № 6.

Стволы закреплены чугунными тюбингами. Основная проблема возникла на сопряжении ствола с дозаторной камерой. На протяжении 16 м по стволу чугунная тюбинговая колонна составлена из полуколец, состыкованных с монолитной бетонной крепью дозаторной камеры. Наличие разомкнутых колец снижает сопротивляемость тюбинговой крепи внешним горизонтальным нагрузкам.

Наличие весьма значительной площади обнажения высотой 16 м, закрепленной железобетонной крепью, приводит к сближению противоположных стенок крепи с деформированием конструктивных элементов оснастки приствольных устройств (рис. 2.16).

В результате непрекращающегося давления на монолитную железобетонную крепь дозаторной камеры, обусловленного ползучестью соленосных пород, происходит «выпираание» арматуры из бетонной крепи в виде отдельных каверн или полос (рис. 2.17).

Сопряжения клетового ствола с примыкающими выработками в связи со значительно меньшими размерами обнаженных поверхностей подвергаются разрушению в значительно меньшей степени. На рис. 2.18 показано состояние сводовой части крепи сопряжений горизонтальных выработок с клетовым стволом. В результате сжатия крепи сопряжения происходит деформация арматуры, ее обнажение с образованием каверн в бетоне.

2.5. Мониторинговые наблюдения за смещением приконтурных пород горных выработок в породах соленосной толщи

Как уже отмечалось выше, определяющим свойством соляных и соленосных пород является их ползучесть. В шахтных условиях калийных и соляных рудников определялась скорость установившейся ползучести солей, которая изменяется от 0,001 до 0,2 мм/сут. Например, на Соль-Илецком руднике в сбойке на глубине 230 м смещение поверхностного контура составляло 0,08 мм/сут; на Соловинском руднике смещение контура выработки сечением 4×4 м на глубине 435 м в среднем составило 0,1 мм/сут.

На руднике «Интернациональный» АК «АЛРОСА» в результате регулярных инструментальных измерений, проводимых в течение 5 лет, скорость горизонтальной конвергенции стенок дозаторной камеры составила 0,05 мм/сут.

С целью оценки состояния крепи сопряжений клетового и скипового стволов с выработками околоствольного двора на всех действующих горизонтах по схеме, приведенной на рис. 2.19, выполнялись мониторинговые наблюдения за конвергенцией приконтурных пород. Результаты измерений конвергенции приведены в табл. 2.1.

По результатам мониторинговых наблюдений сопряжения тюбинговой колонны шахтного ствола с горизонтальными выработками рабочих горизонтов в соленосных породах успешно противостоят горному давлению и не разрушаются до глубины 690 м. Участки стволов в диапазоне 780–803 м являются наиболее проблемными по причине их расположения в каменной соли, сильной

2. Формы проявления горного давления в породах соленосной толщи

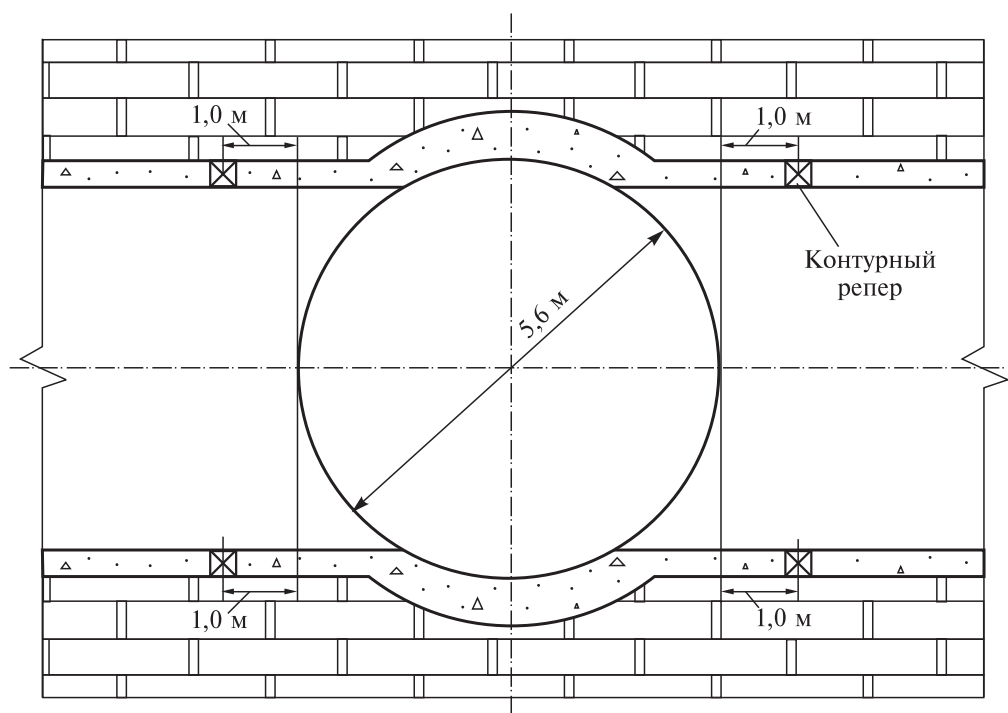


Рис. 2.19. Расположение реперных станций около клетового и скипового стволов.

Таблица 2.1. Результаты измерений горизонтальной конвергенции выработок, примыкающих к шахтным стволам

Глубина расположения сопряжения, м (номер горизонта)	Скиповой ствол		Клетевой ствол	
	период наблюдений	средняя скорость конвергенции, мм/год	период наблюдений	средняя скорость конвергенции, мм/год
620 (4)	26.04.2007–26.05.2015	0,6	26.04.2007–26.05.2015	1,46
690 (5)	28.11.2007–26.04.2015	0,8	24.08.2007–26.05.2015	1,7
780 (6)	—	—	28.11.2007–26.05.2015	9,5
803*	22.05.2004–26.05.2015	22,3	—	—
960** (8)	22.05.2004–26.05.2015	4,0	—	—

* Дозаторная камера.

** Ангидрит-доломитовые породы.

изрезанности массива выработками и весьма значительной глубины расположения.

Дальнейшее увеличение глубины стволов в доломит-ангидритовых породах практически не сказывается на их состоянии.

На Верхнекамском месторождении процессы деформирования и ползучести приконтурных пород исследованы в окрестностях околоствольного двора БКРУ-3. Замерные станции установлены в одиночной выработке, пройденной в массиве подстилающей каменной соли на глубине 480 м. С помощью установленных реперов глубинного типа в течение трех лет велись наблюдения за смещением приконтурного породного массива.

В результате проведенных исследований в соляных породах установлено:

- для теоретических расчетов проявлений горного давления соляного массива вокруг околоствольных выработок, расположенных на глубине 240 м и ниже, *коэффициент бокового распора близок к единице*;
- основными формами проявления горного давления в незакрепленных капитальных выработках являются конвергенция породного контура и расслоение пород кровли;
- смещение породного контура околоствольных выработок вблизи стволов не превышает 250 мм за срок службы рудника (57 лет), что составляет 0,0274 мм/сут;
- деформация (смещение) приконтурных пород происходит с постоянной скоростью и без нарушения сплошности соляного массива;
- средняя скорость перемещения породного контура одиночной выработки составляет 0,00227 мм/сут, т.е. за 30 лет кровля выработки может опуститься всего на 20,4 мм;
- напряжение в массиве соляных пород со временем значительно уменьшается;
- наличие большого числа сопряжений приводит к значительной концентрации напряжений вокруг выработок.

Таким образом, результаты проведенных исследований процессов деформирования, ползучести и смещения приконтурных пород в незакрепленной выработке позволяют отнести соляные породы подстилающей каменной соли к первой категории устойчивости. В породах первой категории устойчивости тип крепи сопряжений со стволом не регламентируется [91].

Анализируя результаты наблюдений за состоянием крепи шахтных стволов и сопряжений с выработками околоствольных дворов, можно выделить две основные причины, которые в наибольшей мере приводят к разрушениям крепи в стволах и зонах сопряжений:

- во-первых, для крепления стволов и сопряжений применялась исключительно жесткая *монокристаллическая бетонная крепь*, неспособная длительное время «сдерживать» деформации ползучести соляного массива;
- во-вторых, крепь примыкающей к стволу горизонтальной выработки (собственно сопряжения), боковых стенок и потолочины, как правило, выполнена *как одно целое* с вертикальной бетонной крепью шахтного ствола. В связи с этим на сопряжениях создается сложная пространственная конструкция из

монолитного бетона, многие элементы которой не способны без разрушения воспринимать нагрузки от деформирующегося соляного массива.

По результатам обследования горных выработок и мониторинговых наблюдений можно сделать предварительные выводы:

- околоствольные выработки и камеры должны быть минимального сечения;
- монтажные балки и балки перекрытий необходимо жестко заделывать в монолитную бетонную крепь только одним концом, обеспечивая податливую заделку другого конца или оставляя его свободным;
- в сопряжениях шахтных стволов с примыкающими выработками целесообразно применять двухслойную крепь с податливым слоем;
- по возможности исключить применение бетонного и железобетонного крепления камер и сопряжений ствола. Дозаторные камеры и другие выработки большого сечения и сложного очертания следует крепить податливыми видами крепи;
- располагать дозаторы и бункеры на возможно большем расстоянии от стволов;
- при проектировании сопряжений стволов с горизонтальными выработками, а также с целью компенсации деформаций, возникающих в результате ползучести соляного массива, целесообразно оставлять отсекающий разрыв между крепью ствола и горизонтальной выработкой, примыкающей к стволу (так называемый деформационный шов).

2.6. Состояние капитальных выработок в ангидрит-доломитовых породах

Ангидрит-доломитовые породы, относящиеся к группам карбонатных и силикатных, являются основными породами, вмещающими пласты каменной, калийной и карналлитовой солей на Гремячинском месторождении. В связи с близостью залегания доломит-ангидритовых пород от промышленного силикатного пласта часть горных выработок располагается в карбонатных и силикатных породах.

Следует отметить, что на кимберлитовых рудниках «Интернациональный» и «Мир» АК «АЛРОСА» капитальные выработки на горизонтах № 4 (глубина — 600 м), № 5 (690 м) и № 6 (780 м) расположены в пологозалегающих пластах каменной соли с прослоями и пластами доломитов, доломит-ангидритов и известняков. Капитальные выработки горизонта № 8 (960 м) расположены полностью в ангидритизированных известняках.

Физико-механические свойства пород рудников «Интернациональный» и «Мир», вмещающих кимберлитовую залежь, подробно рассмотрены в работах [72, 77] и частично приведены в разд. 1.

Физико-механические свойства ангидрит-доломитовых пород Гремячинского калийного месторождения приведены в работе [86] и разд. 1.2. В качестве примера общей структуры пород, слагающих продуктивную толщу калийных залежей, на рис. 2.20 приводится стратиграфическая колонка галогенной толщи Гремячинского калийного месторождения.

 Ангидрит
  Каменная соль
  Доломит
  Карналлитовая порода
 Сильвинит
 Глина



Рис. 2.21. Анкерная крепь в квершлагге горизонта № 5 рудника «Интернациональный».

Основным отличием ангидрит-доломитовых пород от соляных является значительно большая прочность и отсутствие ползучести, что определяет особый подход к обеспечению эксплуатационного состояния горных выработок.

Основным и традиционным способом поддержания капитальных выработок в ангидрит-доломитовых породах является применение металлической арочной крепи из профиля СВП и крепи из монолитного бетона. При отсутствии близрасположенных выработок и производства очистных работ данные виды крепи обеспечивают долговременное эксплуатационное состояние.

Анкерную крепь можно рассматривать в качестве временной. При применении натяжных (клинораспорных) анкеров трещиноватые доломиты обрушаются между анкерами, «обыгрывая» поддерживающие шайбы (рис. 2.21).

Анкеры с сеткой позволяют успешно бороться с вывалами породы в промежутке между анкерами и продлевать устойчивое состояние выработок в ангидрит-доломитовых породах (рис. 2.22, 2.23).

Эффективным методом поддержания горизонтальных выработок в ангидрит-доломитовых породах является применение арочной крепи из профиля СВП. Конвергенция породного контура одиночных выработок, располагаемых в доломит-ангидритовых породах рудника «Интернациональный» на глубине около 800 м и закрепленных арочной крепью типа СВП, весьма незначительна и находится в пределах 1,0 мм/год.

2.6. Состояние капитальных выработок в ангидрит-доломитовых породах

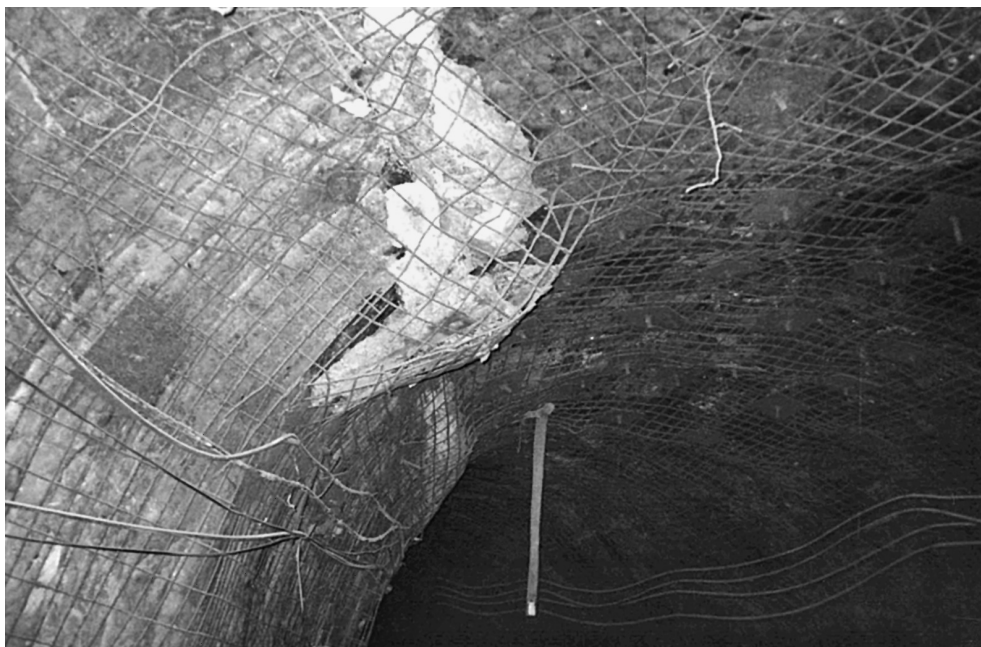


Рис. 2.22. Спиральная выработка в ангидрит-доломитовых породах между горизонтами № 5 и № 6 рудника «Интернациональный».

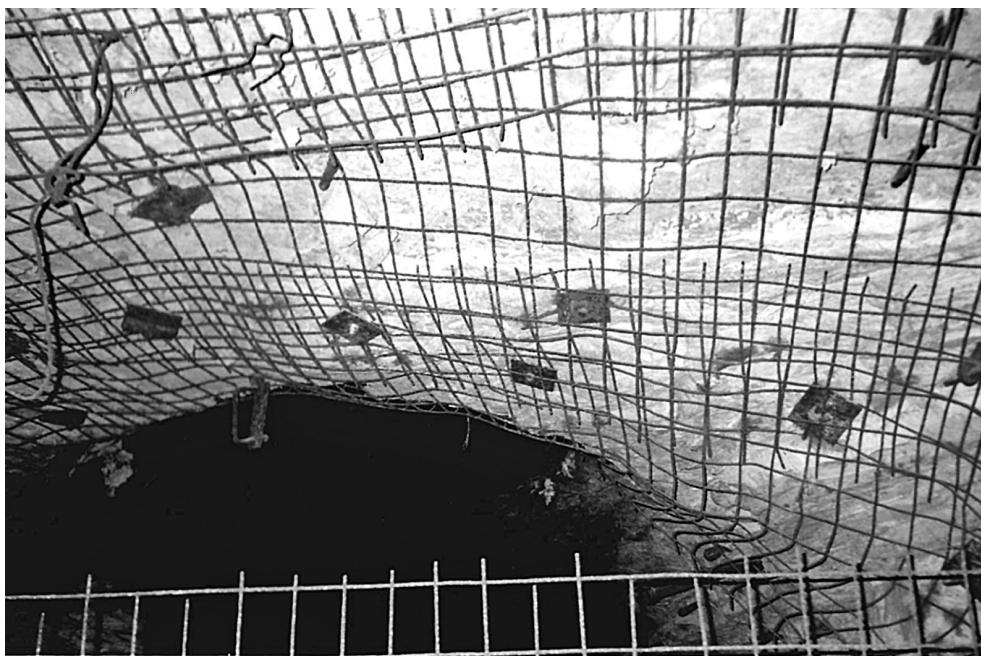


Рис. 2.23. Сопряжение спиральной выработки со слоевым заездом в ангидрит-доломитовых породах рудника «Интернациональный».

ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПАРАМЕТРОВ АНКЕРНОЙ КРЕПИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ

3.1. Категории устойчивости соляных пород вокруг горной выработки

В качестве критерия для оценки категорий устойчивости соляных пород вокруг незакрепленной горной выработки может быть принят [91] период T_p весьма устойчивого состояния выработки.

В качестве исходных данных для определения устойчивости пород в окрестности выработки принимают:

- геологическое строение приконтурных пород в пределах высоты h_3 зоны возможного разрушения пород в кровле выработки;
- расчетную глубину расположения выработки — H_p ;
- расчетное сопротивление пород сжатию — R_c .

В качестве расчетной глубины H_p принимают проектную глубину H расположения кровли выработки или приведенную глубину расположения кровли выработки $H_{пр}$, если выработка находится в зоне влияния близкорасположенных выработок (см. п. 3.2).

Расчетное сопротивление R_c (МПа) пород сжатию определяют с учетом всех слоев (пластов) мощностью более 0,5 м, залегающих в кровле выработки на расстоянии $h_3 = 0,7 \cdot L_p$ от породного контура выработки, по формуле

$$R_c = \sum_i \sigma_{сж\ i} m_i / \sum_i m_i, \quad (3.1)$$

где m_i — мощность i -го породного слоя; $\sigma_{сж\ i}$ — прочность пород i -го слоя на одноосное сжатие; L_p — расчетный пролет выработки.

Расчетный пролет L_p выработки позволяет оценить влияние формы и поперечных размеров ее сечения на интенсивность процессов проявления горного давления в окрестности выработки, и, следовательно, ее устойчивость определяется по формуле

$$L_p = l_{пл} + 0,75 \times r_0, \quad (3.2)$$

где $l_{пл}$ — ширина плоской части кровли выработки, м; r_0 — радиус сводчатой части кровли выработки, м.

Для многоходовых выработок расчетный пролет вычисляется по формуле (3.2) заданием конкретных значений радиуса закругления кровли выработки и плоской части пролета. Расчетный пролет зависит от расстояния между ходами комбайна.

Горные выработки считаются устойчивыми, если технологический срок их службы $T_{сл}$ меньше расчетного значения T_p , т.е.

$$T_{сл} < T_p. \quad (3.3)$$

3.2. Время устойчивого состояния незакрепленных горизонтальных горных выработок

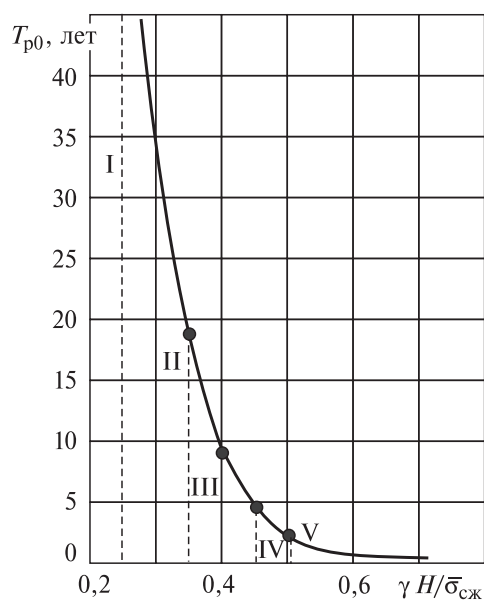


Рис. 3.1. К определению категории устойчивости соляных пород вокруг капитальных и подготовительных выработок.

мая по формуле (3.1) при $R_c = \bar{\sigma}_{сж}$; γ — средний объемный вес вышележащих пород; $\gamma = 0,021 \text{ МН/м}^3$.

Категории устойчивости соляных пород вокруг незакрепленной выработки могут быть определены по времени устойчивого состояния выработки согласно табл. 3.1.

Таблица 3.1. Категория устойчивости соляных пород вокруг незакрепленных капитальных и подготовительных выработок

Категория устойчивости пород	Оценка состояния приконтурных пород	Период весьма устойчивого состояния выработки T_p , год
I	Весьма устойчивое	Более 40
II	Устойчивое	$20 \div 40$
III	Среднеустойчивое	$5 \div 20$
IV	Неустойчивое	$2,5 \div 5$
V	Весьма неустойчивое	Менее 2,5

На рис. 3.1 приведен график зависимости времени T_{p0} весьма устойчивого состояния одиночной незакрепленной выработки прямоугольной формы ($h = 3,0 \text{ м}$; $L = 4,0 \text{ м}$; $S = 12,0 \text{ м}^2$), которая принята в качестве «эталонной», от уровня действующих нагрузок.

На рис. 3.1 принято: $\bar{\sigma}_{сж}$ — агрегатная прочность пород в кровле выработки на одноосное сжатие, определяе-

3.2. Время устойчивого состояния незакрепленных горизонтальных горных выработок

Методика, приведенная в работах [72, 90, 101], позволяет оценить время T_p устойчивого состояния незакрепленных капитальных и подготовительных выработок, которые проводятся комбайновым способом по пластам сильвинита или каменной соли.

Время T_p (лет) определяется по формуле

$$T_p = 2020 \cdot K \cdot \exp(-13,5\gamma H / \bar{\sigma}_{сж}) \sqrt{S/S_p}, \quad (3.4)$$

где K — коэффициент формы выработки:

$$K = \exp \left[0,5 \left(\frac{h}{L} - 0,75 \right) \right], \quad (3.5)$$

где h — высота выработки, м; L — расчетная ширина выработки, м; S — площадь поперечного сечения выработки прямоугольной формы, принятая

в качестве эталонной; $S = 12 \text{ м}^2$; S_p — площадь поперечного сечения рассматриваемой выработки, м^2 ; $\bar{\sigma}_{сж}$ — расчетная прочность пород на сжатие, МПа.

Значение $\bar{\sigma}_{сж}$ следует определять по формуле (3.1), заменяя R_c на $\bar{\sigma}_{сж}$.

Расчетная ширина L всех протяженных выработок принимается равной их максимальной фактической ширине в проходке.

Расчетная ширина L_c сопряжений пересекающихся выработок определяется по формуле

$$L_c = \sqrt{L_1^2 + L_2^2}, \quad (3.6)$$

где L_1 и L_2 — фактическая ширина пересекающихся выработок в проходке.

Расчетная ширина L_c сопряжений с примыканием одной выработки к другой определяется по формуле

$$L_c = \sqrt{L_1^2 + 0,5L_2^2}, \quad (3.7)$$

где L_2 — фактическая ширина примыкающей выработки.

Если выработка расположена в зоне влияния близкорасположенных выработок, то при оценке времени T_p ее устойчивого состояния следует в формуле (3.4) принять

$$H = H_{пр},$$

где $H_{пр}$ — приведенная глубина расположения выработки, м:

$$H_{пр} = H \cdot K_6, \quad (3.8)$$

где H — проектная глубина расположения выработки, определяемая по геологическим данным, м; K_6 — коэффициент пригрузки от влияния близкорасположенных параллельных выработок.

На устойчивость капитальной и подготовительной выработок влияют только те из близкорасположенных выработок, которые находятся с ней рядом, т.е. отделены одним целиком или одной потолочиной.

Для сближенных параллельных выработок $\left(\frac{h}{b_1} \geq 0,5\right)$, расположенных на одном горизонте и отделенных друг от друга целиком, коэффициент K_6 вычисляется по формуле

$$K_6 = K_{6п} = 1 + 0,1 \left(2 \frac{h}{b_1} - 1 \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{L}{h} \right)_{\min}^{0,25}, \quad (3.9)$$

где b_1 — ширина целика между выработками, м; $(L/h)_{\min}$ — минимальное из отношений, вычисленных для каждой из двух сближенных параллельных выработок.

График зависимости (3.9) показан на рис. 3.2.

3.2. Время устойчивого состояния незакрепленных горизонтальных горных выработок

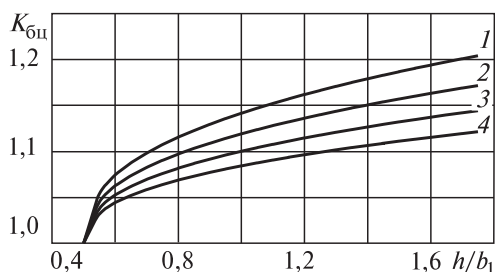


Рис. 3.2. Зависимость коэффициента $K_{6ц}$ от формы целика между сближенными выработками, расположенными на одном горизонте.

1 — $L/h = 0,5$; 2 — 1,0; 3 — 2,0; 4 — 4,0.

Если проектируемая выработка находится в зоне влияния двух параллельных ей выработок (рис. 3.3), расположенных на одном горизонте, то

$$K_{6ц} = \max(K_1, K_2). \quad (3.10)$$

Для сближенных параллельных выработок $\frac{L_1 + L_2}{h_\Delta} \geq 1$, расположен-

ных на разных горизонтах, коэффициент K_6 вычисляется по формуле

$$K_6 = K_{6п} = 1 + 0,1 \left(\frac{L_1 + L_2}{h_\Delta} - 1 \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{L}{h} \right)_{\min}^{0,25}, \quad (3.11)$$

где L_1 и L_2 — пролеты сближенных параллельных выработок, м; h_Δ — расстояние (по вертикали) между кровлей нижней и почвой верхней выработки, м.

Зависимости (3.11) показаны на рис. 3.4.

Если проектируемая выработка находится в зоне влияния двух параллельных ей выработок (рис. 3.5), расположенных на разных горизонтах, то

$$K_{6п} = \max(K_3, K_4). \quad (3.12)$$

Если на проектируемую выработку одновременно оказывают влияние выработ-

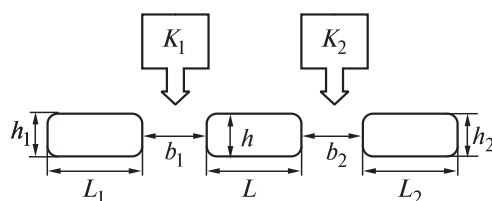


Рис. 3.3. Определение коэффициента K_6 для взаимовлияющих выработок, расположенных на одном горизонте.

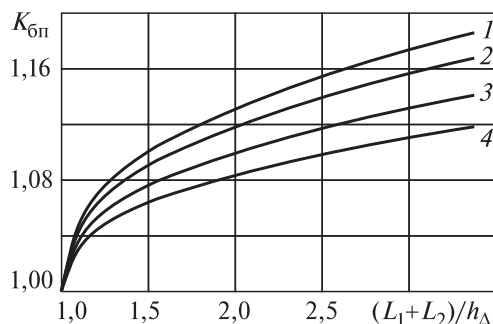


Рис. 3.4. Зависимость коэффициента $K_{6п}$ в формуле (3.12) от влияющих факторов.

1 — $L/h = 0,5$; 2 — 1,0; 3 — 2,0; 4 — 3,0.

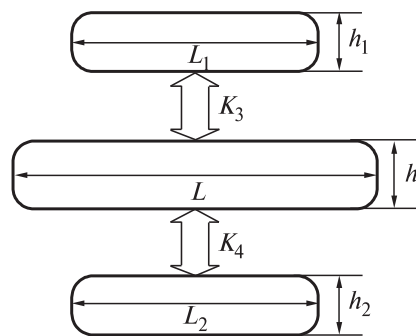


Рис. 3.5. Определение коэффициента K_6 для взаимовлияющих выработок, расположенных на разных горизонтах.

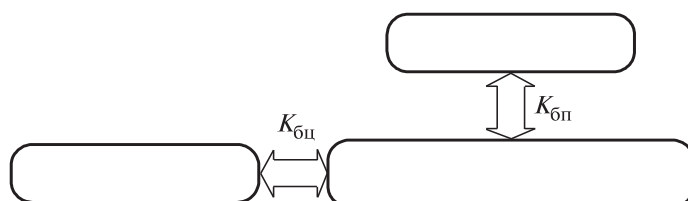


Рис. 3.6. Определение коэффициента K_6 для взаимодействующих выработок, расположенных на одном горизонте и выше (ниже).

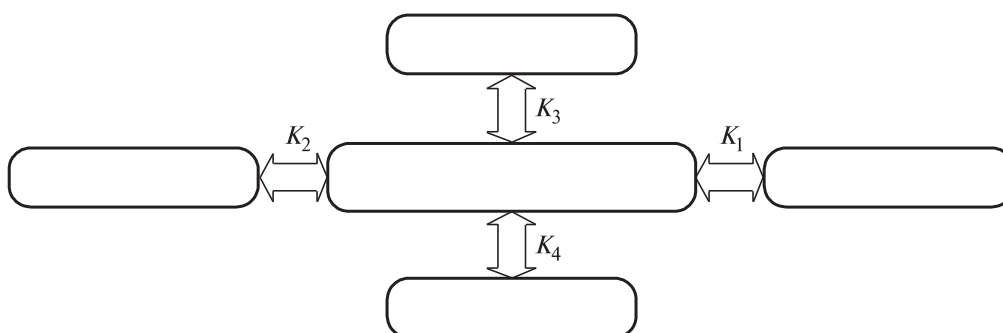


Рис. 3.7. Определение коэффициента K_6 взаимодействия близкорасположенных выработок.

ботки, расположенные на одном горизонте и выше (или ниже) (рис. 3.6), то

$$K_6 = K_{6ц} \cdot K_{6п}. \quad (3.13)$$

Для горнотехнической ситуации (рис. 3.7) значение коэффициента K_6 в формуле (3.8) вычисляется в виде

$$K_6 = \max(K_1 \cdot K_3; K_1 \cdot K_4; K_2 \cdot K_3; K_2 \cdot K_4). \quad (3.14)$$

В формулах (3.9) и (3.11) $L/h \in [0,50; 3,75]$, $h/b_1 \in [0,5; 2,5]$.

Следует принять: при $h/b_1 < 0,5$ $K_{6ц} = 1$; при $L_1 + L_2 < h_\Delta$ $K_{6п} = 1$.

Если горнотехническая ситуация отличается от показанных на рис. 3.5–3.7, то для оценки времени устойчивого состояния сближенных выработок необходимо проводить геомеханические расчеты с применением коэффициента изрезанности массива (см. гл. 8) и методов математического моделирования.

3.3. Расчет параметров анкерной крепи горных выработок

Для расчета параметров анкерной крепи необходимо:

- определить высоту зоны возможного разрушения пород в кровле выработки — h_3 ;
- определить в зависимости от величины h_3 схему работы анкерной крепи («подвешивание» или «сшивание»);
- выбрать тип и рассчитать параметры крепи.

3.3. Расчет параметров анкерной крепи горных выработок

За высоту h_3 зоны возможного разрушения пород в кровле выработки в конце технологического срока ее службы принимают наибольшую из величин h_H и $h_{сл}$, т.е.

$$h_3 = \max(h_H, h_{сл}), \quad (3.15)$$

где h_H — расстояние от кровли выработки до границы раздела двух породных слоев или геологического (тектонического) нарушения дизъюнктивного типа, находящихся в кровле выработки в зоне высотой $0,7L_p$; $h_{сл}$ — высота зоны предельных деформаций пород в кровле выработки в конце технологического срока службы выработки (рис. 3.8); L_p — расчетный пролет выработки, который вычисляется по формуле 3.2.

Значение h_H определяется геологическими данными и паспортом проходки выработки.

Если $T_{сл} \leq 5$ лет, расчет значения $h_{сл}$ выполняется по формуле

$$h_{сл} = A \left(\frac{\gamma H_{пр}}{\bar{\sigma}_{сж}} \right)^{d_1} \cdot \left(\frac{h_H}{L_p} \right)^{d_2} \cdot \left(\frac{2m}{h} \right)^{d_3} \cdot \left(\frac{h}{2L_p} \right)^{d_4} \cdot \left(\frac{T_{сл}}{T_p} \right)^{d_5}, \quad (3.16)$$

где $A = 1,2$ м; $d_1 = 0,52$; $d_2 = 0,20$; $d_3 = 0,24$; $d_4 = 0,21$; $d_5 = 0,26$; m — расчетная мощность силвинитового пласта в районе рассматриваемого участка; h — высота выработки; $H_{пр}$ — приведенная глубина расположения выработки; $T_{сл}$ — технологический срок службы выработки; T_p — расчетное время устойчивого состояния незакрепленной выработки; $\bar{\sigma}_{сж}$ — расчетное сопротивление пород сжатию; γ — удельный вес вышележащих пород.

Значение $H_{пр}$ определяется по формуле (3.8); $\bar{\sigma}_{сж}$ вычисляется по формуле (3.1) заменой R_c на $\bar{\sigma}_{сж}$.

Время T_p весьма устойчивого состояния выработки определяется для капитальных и подготовительных выработок в соответствии с формулой (3.4).

Для выработок и их сопряжений, срок службы которых более 5 лет ($T_{сл} > 5$ год), значение $h_{сл}$ с запасом рекомендуется определять по графику на рис. 3.8 по уровню действующих нагрузок $\gamma H_{пр} / \bar{\sigma}_{сж}$.

Анкерная крепь работает:

— по схеме «подвешивания», если неустойчивые породные слои и прослои находятся в пределах активной длины анкера, а замок анкера располагается в монолитных породах или за пределами зоны возможного разрушения пород в кровле выработки;

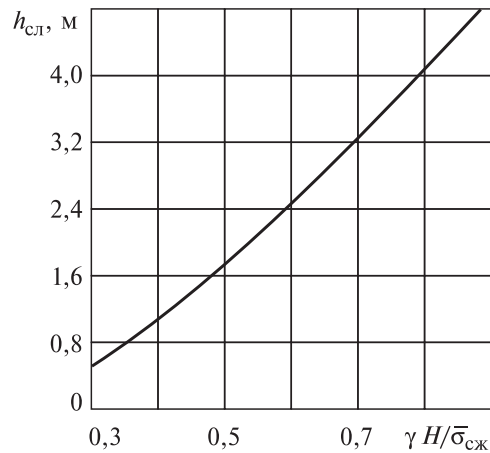


Рис. 3.8. Номограмма для определения высоты зоны предельных деформаций $h_{сл}$ в кровле капитальных и подготовительных выработок и их сопряжений, $T_{сл} > 5$ лет.

— по схеме «сшивания», если замок анкера находится в пределах зоны возможного разрушения пород в кровле выработки.

Под параметрами анкерной крепи понимают:

- полную длину анкеров — l , м;
- расстояние между анкерами в ряду — a , м;
- число анкеров в ряду — n_a ;
- расстояние между рядами анкеров — c , м.

Полную длину анкеров определяют по формуле

$$l = l_{\text{п}} + l_{\text{а}}, \text{ м}, \quad (3.17)$$

где $l_{\text{п}}$ и $l_{\text{а}}$ — соответственно пассивная и активная длина анкеров.

Пассивная длина анкера $l_{\text{п}}$ — это часть анкера, выступающая из шпура в выработку. Ее принимают в зависимости от конструкции анкера, толщины опорной плиты, подхвата и т.д., но не более 0,1 м. При отсутствии подхвата можно принять $l_{\text{п}} = 0,05$ м.

Активная длина анкера — это его часть, находящаяся в шпуре. Ее значения определяют по формуле

$$l_{\text{а}} = l_3 + l_0, \text{ м}, \quad (3.18)$$

где l_3 — величина заглубления замковой части анкера за пределами зоны возможного разрушения пород, м; l_0 — мощность «сшиваемых» или «подвешиваемых» пород, м.

При работе анкерной крепи по схеме «подвешивания» $l_0 \geq h_3$, $l_3 = 0,3 \div 0,4$ м; по схеме «сшивания»

$$l_0 = l'_0 < h_3, \quad l_3 = 0, \quad (3.19)$$

где l'_0 — мощность «сшиваемых» пород, м; h_3 — высота зоны возможного разрушения пород в кровле выработки, м.

Если технологический срок службы выработки более 5 лет ($T_{\text{сл}} > 5$ лет), то при $3 \text{ м} \leq L \leq 18 \text{ м}$ $l'_0 = (1,45 \div 1,75) \text{ м}$,

где L — пролет выработки (расчетная ширина).

Исходными данными для выбора типа и расчета параметров анкерной крепи являются:

- высота h_3 зоны возможного разрушения пород;
- схема работы анкерной крепи;
- допустимая нагрузка на анкер (несущая способность анкера) — Q , МН;
- средний объемный вес поддерживаемых или «сшиваемых» пород — γ , МН/м³;

- форма и размеры выработки.

Тип анкерной крепи выбирают исходя из:

- технологического назначения и срока службы выработки;
- горно-геологических условий;
- технико-экономических оценок.

Все типы анкеров могут работать по схеме «подвешивания» и «сшивания». Анкеры всех видов оказывают влияние на напряженное состояние приконтур-

3.3. Расчет параметров анкерной крепи горных выработок

ных пород в сторону увеличения его объемности, что идет в запас устойчивости закрепленной анкерами выработки.

В выработках с большим технологическим сроком службы ($T_{\text{сл}} \geq 5$ лет) при схеме «подвешивания» можно применять все виды анкерной крепи, а при схеме «сшивания» предпочтение следует отдавать анкерам контактного типа.

Расчетное расстояние между анкерами в ряду a_p (м) принимают наименьшим из a_1 , a_2 и a_3 , т.е.

$$a_p = \min(a_1, a_2, a_3). \quad (3.20)$$

Расстояние a_1 (м) рассчитывают в соответствии с допускаемой нагрузкой на анкер исходя из его несущей способности по формуле

$$a_1 = \sqrt{Q/\gamma l_0 K_1}, \quad (3.21)$$

где γ — средний объемный вес закрепляемых пород, МН/м³; l_0 — мощность «подвешиваемых» пород кровли при работе крепи по схеме «подвешивания» (активная длина анкера без заглубления), м; $l_0 = l'_0$ — мощность «сшиваемых» приконтурных пород при работе анкерной крепи по схеме «сшивания»; K_1 — коэффициент пригрузки от горного давления, учитывающий схему работы крепи; Q — допустимая нагрузка на анкер, МН.

Значения Q и K_1 приведены в табл. 3.2.

Величину a_2 (м) определяют исходя из условия устойчивости нижнего породного слоя кровли по формуле [90]

$$a_2 = 3,3\sqrt{h_n}, \text{ м.} \quad (3.22)$$

Значение a_3 (м) рассчитывают из условия, когда каждая из линий скольжения, по которой происходит разрушение приконтурных пород сдвигом, пересекается хотя бы одним анкером:

$$a_3 = \frac{L}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \ln\left(1 + \frac{2l_a}{L}\right), \text{ м,} \quad (3.23)$$

где φ — угол внутреннего трения пород; L — пролет выработки (ее расчетная ширина).

После расчета значения a_p проверяется выполнение условия

$$a_p \geq 0,7l_a. \quad (3.24)$$

Таблица 3.2. Значения коэффициентов Q и K_1 в формуле (3.21)

Тип крепи	Схема работы крепи	Q, T_c (МН)	K_1	
			$T_{\text{сл}} > 5$ лет	$T_{\text{сл}} \leq 5$ лет
С разрезным распорным замком	«Подвешивание»	5 (0,05)	1,5÷1,7	1,2÷1,5
	«Сшивание»	5 (0,05)	2,0÷3,0	2,0÷3,0
Клинораспорная КРА-16	«Подвешивание»	5,5 (0,055)	1,5÷1,7	1,2÷1,5
	«Сшивание»	5,5 (0,055)	2,0÷3,0	2,0÷3,0
Винтовая	«Подвешивание»	8,5 (0,085)	1,5÷1,7	1,2÷1,5
	«Сшивание»	8,5 (0,085)	2,0÷3,0	2,0÷3,0

Величина $0,7l_a$ соответствует минимальному расстоянию между анкерами, когда дальнейшее увеличение плотности установки крепи не приводит к повышению устойчивости выработки; l_a — активная длина анкера. Если условие (3.24) не выполняется, то следует принять $a_p = 0,7l_a$.

Число n_a анкеров в ряду для выработок сводчатой формы определяется по формуле

$$n_a = \frac{L_p}{a_p} - 1. \quad (3.25)$$

Для выработок прямоугольного сечения, а также при $T_{сл} \geq 5$ год, число анкеров в ряду n_a определяется по формуле

$$n_a = \frac{L}{a_p} - 1,6. \quad (3.26)$$

Значение n_a округляется до ближайшего целого числа (с запасом).

Расстояние d между крайними рядами анкеров и стенками выработки не должно превышать расстояния между анкерами во внутренних рядах более чем на одну треть. Значение d можно подобрать по формуле

$$d = \frac{L - a(n_a - 1)}{2}, \quad (3.27)$$

где a — фактическое расстояние между анкерами в ряду.

В выработках шириной $L > 10$ м и на сопряжениях выработок анкера следует располагать по квадратной сетке ($a = c$).

В выработках шириной $L \leq 10$ м можно размещать анкера по прямоугольной сетке, при этом расстояние c (м) между рядами анкеров определяется по формуле

$$c = \frac{Q(n_a + 1)}{l_0 \gamma K L_p}. \quad (3.28)$$

3.4. Влияние анкерной крепи на время устойчивого состояния горных выработок

Время T_{pa} (лет) устойчивого состояния выработки, закрепленной анкерами, оценивается по формуле

$$T_{pa} = T_p \times K_a, \quad (3.29)$$

где T_p — время устойчивого состояния незакрепленной выработки; K_a — коэффициент повышения времени устойчивого состояния выработки при закреплении ее анкерами.

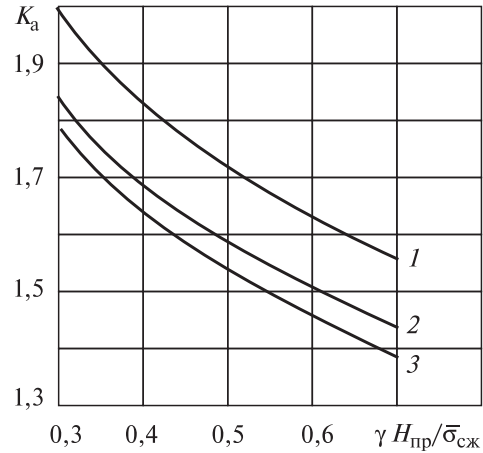
3.4. Влияние анкерной крепи на время устойчивого состояния горных выработок

Рис. 3.9. Зависимость коэффициента K_a от уровня действующих нагрузок $\gamma H_{\text{пр}} / \bar{\sigma}_{\text{сж}}$.

$P = 0,03$ МН; $a = 1,5$ м; $l_a = 1,45$ м;
 1 — $c = 1,5$ м; $n_a = 3$; 2 — $c = 2,0$; $n_a = 3$;
 3 — $c = 1,5$; $n_a = 2$.

Коэффициент K_a рассчитывается по формуле

$$K_a = 0,2 \left(1 + \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_{\text{сж}}}{\gamma H_{\text{пр}}}} \right) \times \left[1,4 + 2 \frac{a}{l_a} - \left(\frac{a}{l_a} \right)^2 \right] \cdot \left(1 + 4,2 \frac{n_a P}{ac} \right), \quad (3.30)$$



где l_a — активная длина анкера, м (для условий Верхнекамских калийных рудников $l_a = 1,30 \div 1,45$ м); a — расстояние между анкерами в ряду, м; n_a — число анкеров в ряду; c — расстояние между рядами анкеров, м; P — предварительное натяжение крепи, $P = 0,03$ МН для клинораспорной крепи; $P = 0,05$ МН для винтовой крепи.

На рис. 3.9 приведен график зависимости коэффициента K_a от уровня действующих нагрузок $\gamma H_{\text{пр}} / \bar{\sigma}_{\text{сж}}$ при различных значениях параметров анкерной крепи для случая одиночной выработки сводчатой формы.

Анкерная крепь обеспечивает увеличение времени устойчивого состояния выработки в $1,5 \div 2,0$ раза [101].

ПОДДЕРЖАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ

4.1. Основные способы поддержания горизонтальных выработок

Соляные породы Верхнекамского месторождения калийных солей (ВКМКС) устойчивы к обрушению, но вместе с тем из-за действия горного давления обладают интенсивной ползучестью, обуславливающей конвергенцию породного контура выработки. В определенных горно-геологических и горнотехнических условиях конвергенция породного контура выработки, вызванная ползучестью соляных пород вследствие горного давления, достигает предельных значений, что нередко сопровождается локальными обрушениями и заколами в кровле. Выработка выходит из устойчивого состояния и не может далее функционировать.

Все попытки предотвратить явление ползучести для обеспечения устойчивости выработок на их технологический срок службы заканчивались неудачей. Даже мощная монолитная бетонная, а также рамная крепи на двутавровых балках № 40 и выше с течением времени не выдерживают горного давления и разрушаются.

Глубина, складчатость, прочностные и деформационные характеристики породного массива, наличие глинистых прослоев или слоев карбонатных пород, расположенных вблизи или на контакте с соляными породами, а также параметры горных выработок, расположение их в зоне влияния близлежащих выработок оказывают влияние на устойчивость.

Основным видом крепи горных выработок в соляных породах является анкерная. Во многих случаях такая крепь является достаточной. Успешно применяются клинораспорные, сталеполимерные и винтовые анкеры. Клинораспорные анкеры устанавливают непосредственно в процессе проходки горных выработок с использованием комбайновых бурильных установок. Винтовые анкеры используют в основном для крепления капитальных горных выработок. Для этой цели на всех Верхнекамских рудниках имеются самоходные установки для крепления кровли винтовыми анкерами.

Результаты многолетних наблюдений показывают, что применение анкерной крепи позволяет продлить сроки эксплуатации горных выработок в 1,5–2,0 раза, что в определенных условиях недостаточно для поддержания отдельных выработок.

После выхода выработки из устойчивого состояния возникает необходимость проведения ремонтных работ. Выделено 5 типов выработок, вышедших из устойчивого состояния, не способных продолжать функционирование и требующих проведения ремонтных работ (см. 2.3.1).

- **Тип 1. Капитальные выработки сечением до 9,0 м²**, пройденные комбайнами «Урал-61» и «ПК-8» (главные вентиляционные выработки шириной 3,0–3,2 м) в сильвинитовых породах вблизи или на контакте с каменной солью.

- **Тип 2. Капитальные выработки поперечным сечением до 25,0 м²** (главные конвейерные штреки шириной 5,5–8,0 м), пройденные в подстилающей каменной соли.

- **Тип 3. Капитальные выработки шириной более 8,0 м** (междушахтная транспортная сбойка и пр.), пройденные в подстилающей каменной соли.

- **Тип 4. Сопряжения капитальных выработок с площадью обнажения более 100 м²**, пройденные в подстилающей каменной соли (камеры приводов магистральных конвейеров, узлы перегрузки руды с конвейера на конвейер и пр.).

- **Тип 5. Комплекс большого количества сообщающихся капитальных выработок** (выработки автотранспортного гаража, ремонтного блока гаража и пр.), характеризующиеся значительной изрезанностью массива.

Поддержание выработок первого типа в эксплуатационном состоянии заключается в оборке заколов с установкой анкеров с подхватами (рис. 4.1).

Поддержание выработок второго типа заключается в придании выработке сводообразной формы с удалением ранее установленных анкеров и установкой анкеров увеличенной длины с подхватами (рис. 4.2).

При значительной нарушенности пород кровли возможно применение затяжки из обапола (доски).

Для оценки эффективности применяемых видов крепи использовали метод конечных элементов [87], реализованный в программном комплексе EARTH 2D.1 разработки ОАО «Галургия» [87]. Расчетная схема закрепленной выработки приведена на рис. 4.3.

Нагрузку на анкеры моделировали распределенной нагрузкой, действующей на опорную шайбу анкера диаметром 0,1 м ($p_a = P_a/S_{ш} = 30 \text{ кН}/0,01 \text{ м}^2 = 3 \text{ МПа}$).

Результаты расчетов для незакрепленной и закрепленной выработок приведены на рис. 4.4.

Из рисунка видно, что использование крепи способствует снижению размеров зон запредельного деформирования пород, развивающихся в кровле выработки в течение срока ее эксплуатации. Для закрепленной выработки также уменьшаются зоны концентрации напряжений в кровле и стенках выработки и величина вертикальной конвергенции по сравнению с незакрепленной выработкой.

Таким образом, применение крепи с использованием анкеров увеличенной длины (3,0 м) с подхватами («штрипсами») обеспечивает устойчивое состояние выработки второго типа на более длительный срок по сравнению со стандартным анкерным креплением.

Поддержание выработок третьего типа с пролетом более 8 м является затратным и требует применения рамных металлических крепей.

Как уже отмечалось выше, потеря устойчивого состояния для выработок, пройденных в подстилающей каменной соли, проявляется в виде локальных вывалов пород кровли в пределах свода естественного равновесия. Применение анкеров увеличенной длины не обеспечивает необходимого результата либо технологически и экономически нецелесообразно (прил. Б).

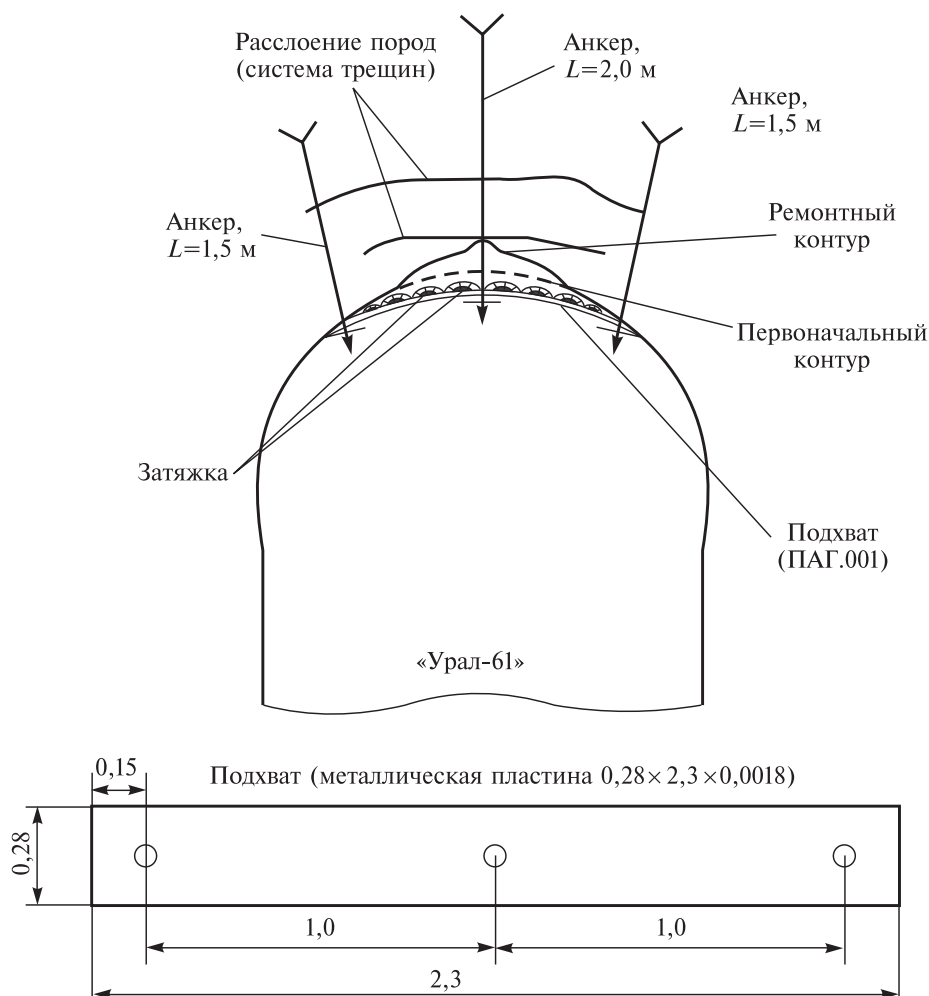


Рис. 4.1. Схема установки анкеров при усилении крепи горизонтальных выработок сечением до $9,0 \text{ м}^2$.

С целью продления срока эксплуатации капитальных выработок на Верхнекамских калийных рудниках применяют металлическую рамную крепь, состоящую из стоек (труба диаметром 219 мм) и верхняков с «прогонами» (двутавровая балка № 30) и использованием сварных соединений. Обычно такая крепь устанавливается с плотной забутовкой закрепного пространства «жесткими» кострами из дерева.

В описанных выше условиях рамная крепь обеспечивает продление устойчивого состояния выработки до 5–7 лет, что не всегда является достаточным.

Выработки четвертого и пятого типов, закрепленные рамной крепью без деформационного зазора между балками перекрытия рамной крепи и непосредственной кровлей выработки, также не сохраняют устойчивого состояния на весь технологический срок их службы.

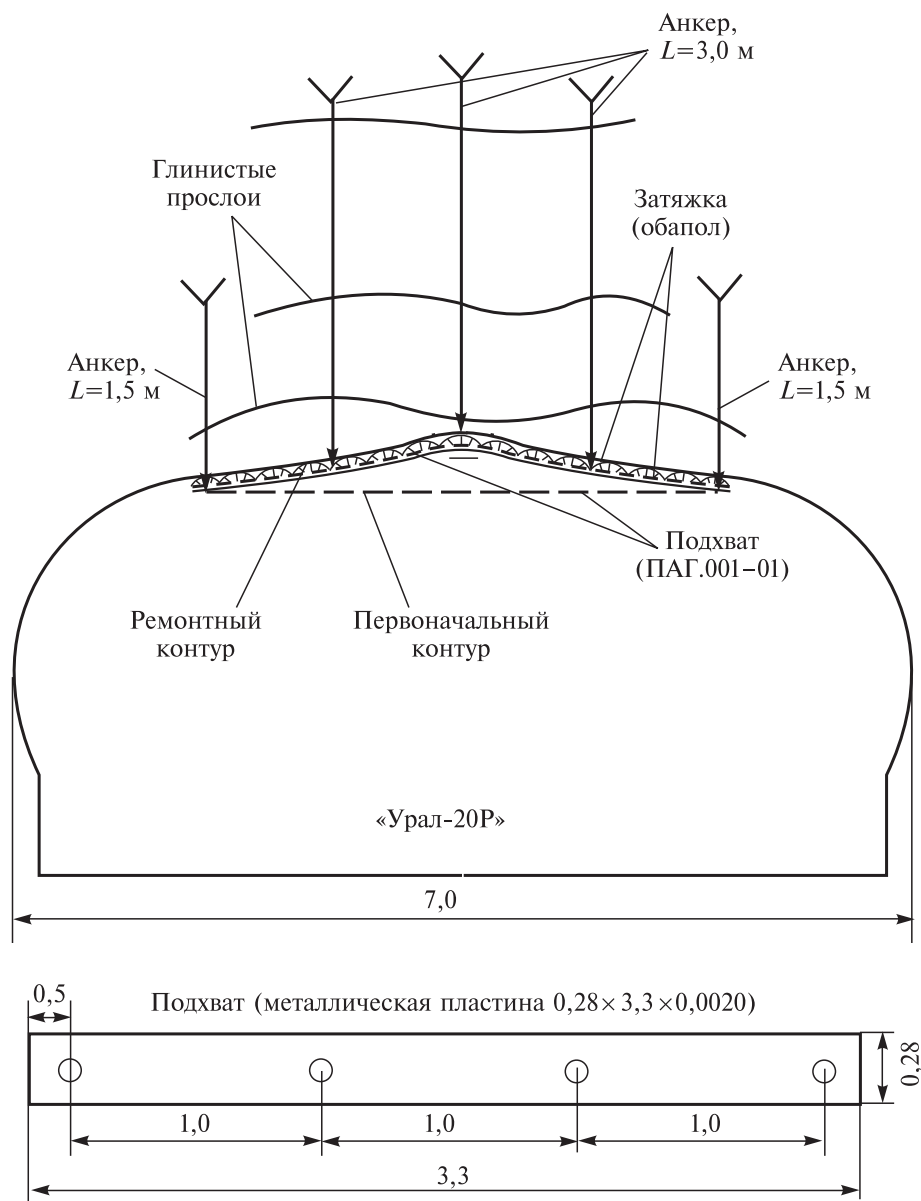


Рис. 4.2. Схема восстановительного ремонта выработки сечением 20,0–25,0 м².

Необходим новый подход к охране горных выработок, поскольку дальнейшее усиление рамной крепи (ребра жесткости, дополнительные стойки и пр.) не дает необходимого результата. С развитием конвергенции во времени нагрузка, передаваемая от кровли через забутовку («жесткие» костры) и затяжку на металлическую крепь, значительно возрастает, что приводит к потере несущей способности поперечных и продольных балок крепи.

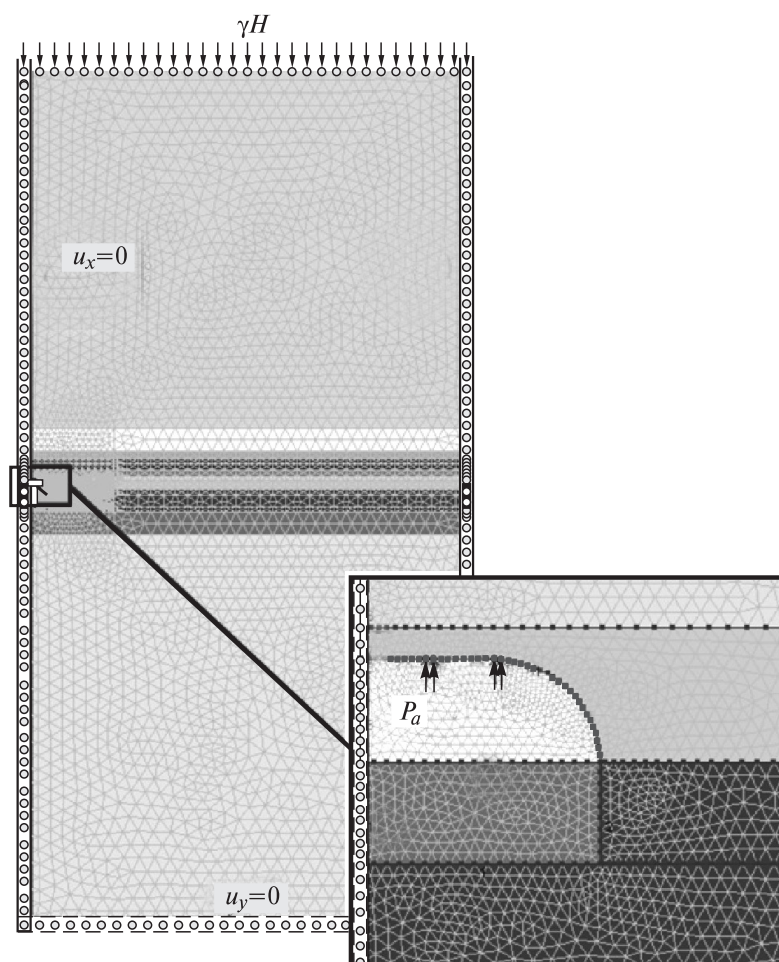


Рис. 4.3. Расчетная схема задачи.

Поэтому основной принцип поддержания выработок 3–5 типов должен строиться на применении металлической рамной крепи с использованием податливых элементов.

Для обеспечения передачи дозированной нагрузки на металлическую рамную крепь со стороны породного массива в качестве податливых элементов принято использование податливых костров, отрезков металлических труб со специально подобранными размерами (толщиной стенки, диаметром и длиной) или применения металлической рамной крепи на стойках трения (рис. 4.5–4.9) [72].

В комплексе податливые элементы и металлическая крепь удовлетворяют двум условиям:

- в случае образования свода обрушения и вывалов породы основная металлоконструкция должна выдержать вес этих пород;

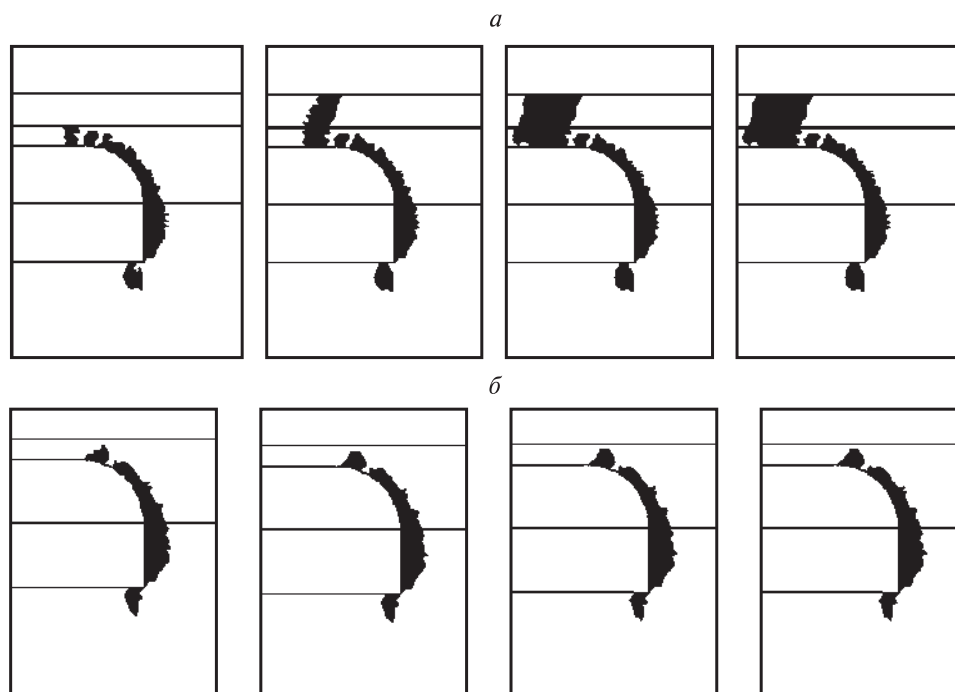


Рис. 4.4. Зоны запредельного деформирования пород незакрепленной (а) и закрепленной анкерами увеличенной длины с подхватами (б) выработки.

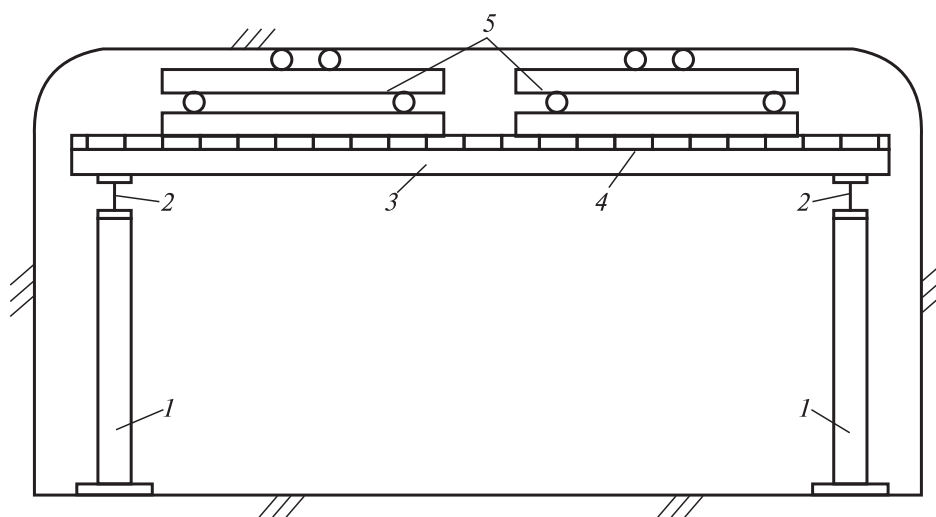


Рис. 4.5. Конструкция металлической рамной крепи с податливыми кострами.
1 — стойка; 2 — продольная балка; 3 — верхняк; 4 — затяжка; 5 — податливый костер.

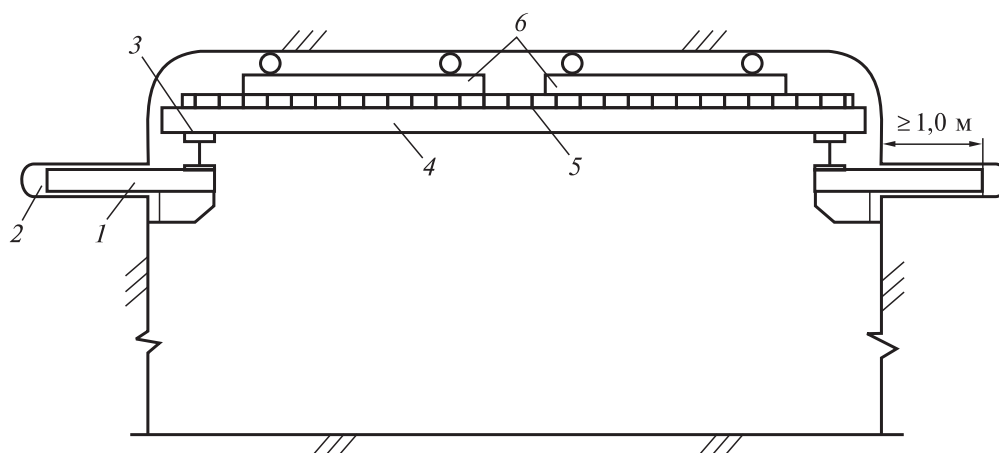


Рис. 4.6. Конструкция рамной крепи с прикреплением верхняков к стенкам горной выработки.

1 — трубчатый опорный узел; 2 — скважина; 3 — продольная балка; 4 — верхняк; 5 — затяжка; 6 — костер из рудничной стойки.

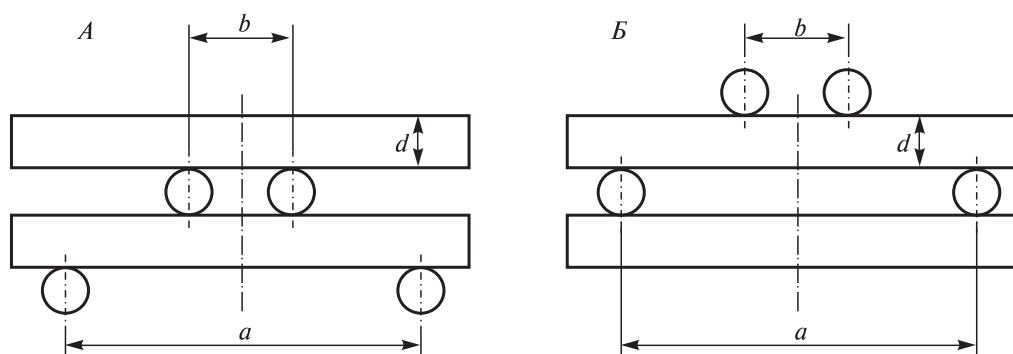


Рис. 4.7. Конструктивные схемы костров повышенной податливости.

- при медленно нарастающей конвергенции породного контура нагрузка, передаваемая через податливые элементы на основную крепь, не должна превышать допустимой нагрузки (с заданным коэффициентом запаса) для основной крепи.

Для определения эффективной конструкции костров повышенной податливости проведена серия экспериментов на сжатие различных моделей костров с использованием универсальной испытательной машины Zwick/Roell Z-250. Конструктивные схемы костров повышенной податливости приведены на рис. 4.7. Более подробно результаты исследований приведены в работе [72].

Для достаточности использования труб в качестве податливых элементов и определения их размеров проведены эксперименты по боковому сжатию (смятию) отрезков стальных труб двух типоразмеров на универсальной испытательной машине Zwick/Roell Z-250.

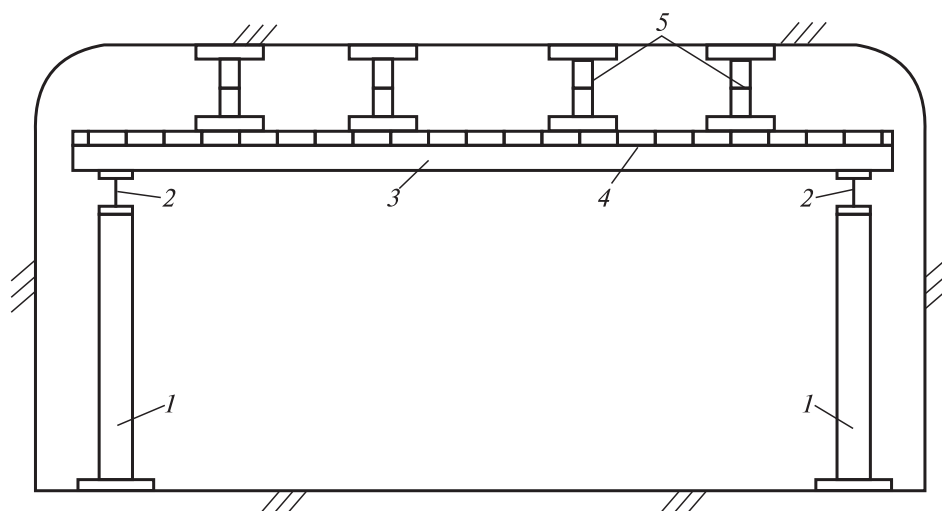


Рис. 4.8. Конструкция металлической рамной крепи со стойками трения постоянного сопротивления.

1 — стойка; 2 — продольная балка; 3 — «верхняк»; 4 — затяжка; 5 — стойка трения постоянного сопротивления.

В результате эксперимента установлено, что диаметр цилиндрического податливого элемента в виде отрезка трубы должен в 1,5–2,0 раза превышать ожидаемую дополнительную конвергенцию закрепляемой выработки. В этом случае усилия от конвергенции кровли, передаваемые через податливые элементы на рамную металлическую крепь, не будут превышать расчетного усилия перехода податливого элемента в область пластического деформирования.

На рис. 4.10 показана зависимость усилия — перемещение для сегментов труб толщиной стенки 3,65 мм, длиной 80,4 мм и различным диаметром. На рис. 4.11 представлены фотографии деформированных сегментов труб после испытаний.

Испытания показали, что при деформации трубы до половины ее внешнего диаметра усилие сжатия возрастает по сравнению с усилием перехода в пластическое состояние $P_{пр}$ в 1,4 раза, а при сжатии до $\frac{2}{3}$ диаметра — в 1,85 раза.

Таким образом, если конвергенция в течение заданного срока составляет 20 см, то диаметр податливого элемента должен быть не менее 30–40 см.

В ряде выработок установка рамной металлической крепи с податливыми трубчатыми элементами не всегда выполнима из-за невозможности доведения выработки до необходимых размеров. Для данных условий разработана конструкция рамной металлической крепи на стойках трения. На руднике Второго Березниковского калийного рудоуправления имеется опыт применения стоек трения для поддержания кровли конвейерного штрека по схеме, приведенной на рис. 4.9, б.

Рамную металлическую крепь на стойках трения устанавливают секциями длиной 5,0 м. Для этого вдоль стенок выработки на расстоянии 5 м друг от друга располагают стойки трения СТ30. Стойки типа СТ30 относятся к податли-

4. Поддержание горизонтальных горных выработок в соляных породах

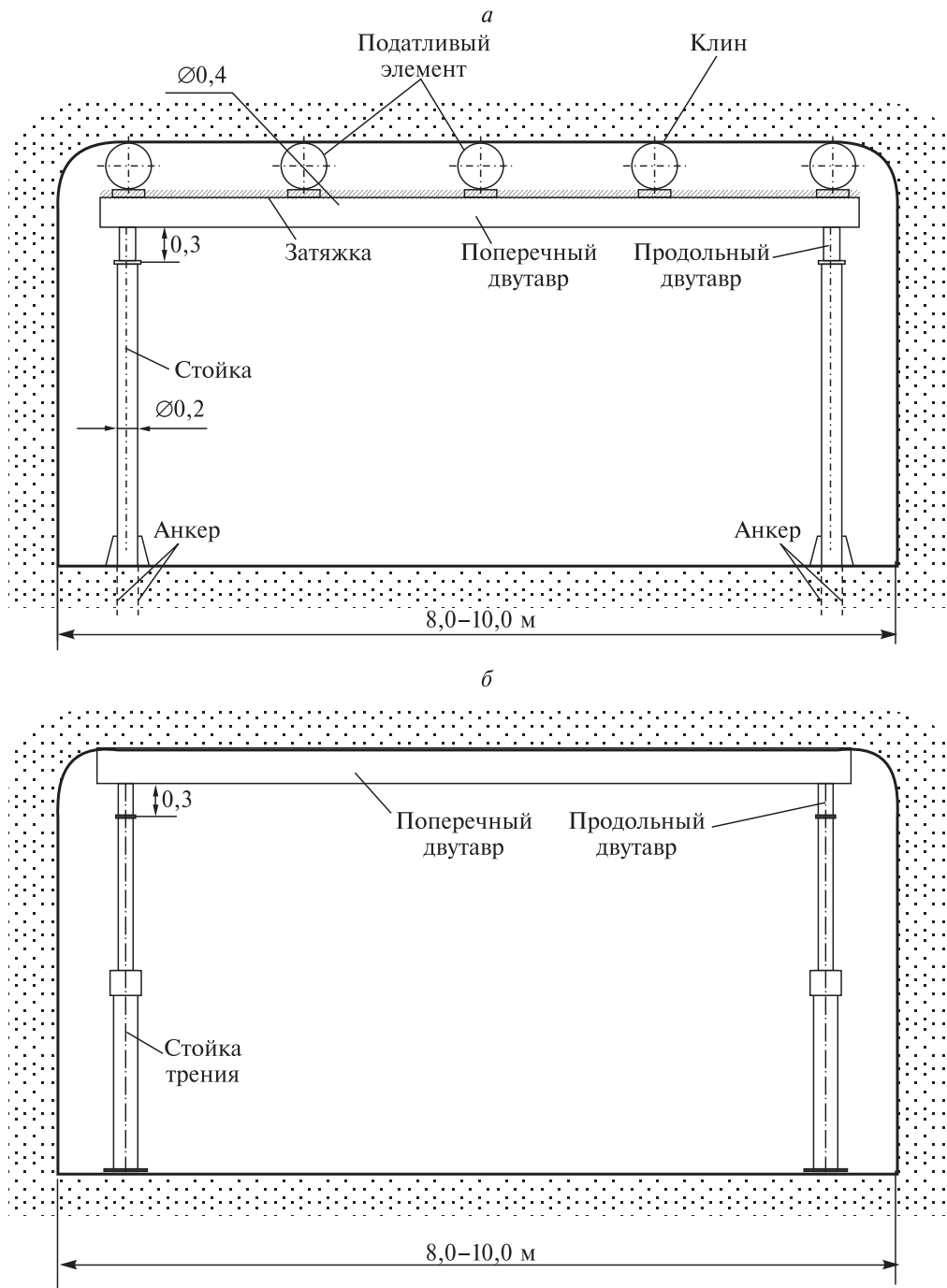


Рис. 4.9. Конструктивные схемы податливой рамной металлической крепи с использованием трубчатых элементов (а) и стоек трения (б).

Рис. 4.10. Диаграмма усилие (кН) — перемещение (мм) для двух отрезков труб при сжатии.

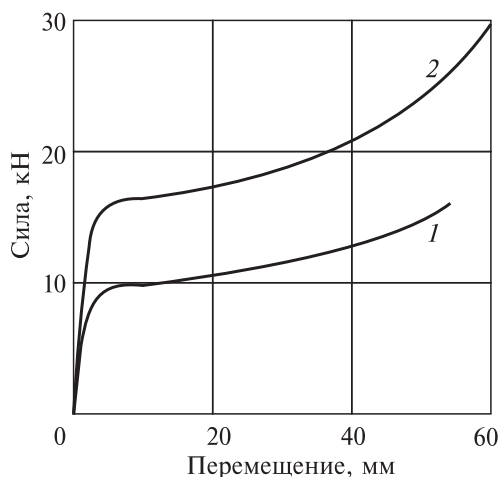
1 — диаметр трубы $d = 89,6$ мм; 2 — $d = 129,6$ мм.

вым стойкам с постоянным сопротивлением; конструктивно они устроены так, что их перегрузка исключается.

В случае превышения расчетного давления выдвижная часть стойки проскальзывает в замке и опускается в корпус стойки, не уменьшая при этом расчетной величины нагрузки. Так, для стоек типа СТ30, имеющих рабочее сопротивление 24,5 т (240 кН) [121], при увеличении давления свыше 24,5 т выдвижная часть стойки проскальзывает вниз настолько, чтобы давление на стойку не превышало 24,5 т. Этим обуславливается податливость стоек трения без потери несущей способности.

Стойки трения устанавливаются в «нижние» опорные «башмаки» из стального листа и швеллера. Опорные «башмаки» крепятся к почве выработки анкерами. Замки стоек расклинивают на заданной высоте. На стойки вдоль выработки укладываются опорные балки из двутавра. Крепление опорных балок к стойкам трения осуществляется через «верхние» опорные «башмаки».

На опорные балки поперек выработки укладывают основные балки с консолями в зависимости от ширины выработки. По мере установки основных балок на опорные последние усиливаются ребрами жесткости. При необходимости стойки трения можно использовать повторно.



Применение предложенных вариантов с рамной крепью с трубчатыми податливыми элементами или стойками трения обеспечивает выполнение условий устойчивости поперечных двутавровых балок в процессе конвергенции породного контура горной выработки с одновременным эффективным поддержанием непосредственной кровли.

Рис. 4.11. Сегменты труб разной длины после испытания.

В большинстве выработок, подлежащих ремонту, на рудниках Верхнекамского месторождения установлена рамная крепь, состоящая из стоек-труб, продольных и поперечных двутавровых балок, затяжки из досок и стандартных («жестких») костров. Конвергенция контура выработок в соляных породах приводит к значительным пластическим деформациям поперечных двутавровых балок, продольных балок и частично к изгибу и наклону стоек-труб.

Демонтаж установленной рамной крепи и монтаж новой не всегда могут быть реализованы на практике в связи со значительными трудозатратами, которые требуются для разборки «жестких» костров, замены части поперечных и продольных балок новыми, заполнения пространства между балками и кровлей податливыми кострами или трубчатыми податливыми элементами.

В качестве предварительного технического решения, направленного на продление срока службы рамной крепи (без разборки забутовки и/или «жестких» костров), возможно использование стоек трения типа СТ30 (максимальной длины 3000 мм с предельной нагрузкой 200 кН (20 т)) с приданием трубчатым стойкам рамной крепи податливых свойств посредством:

- создания в трубчатых стойках крепи специальных надрезов;
- «подработкой» соляных пород под опорными плитами с обеспечением плавного опускания стоек рамной крепи.

Первое конструктивное решение данной проблемы, заключающееся в создании искусственной податливости стоек-труб и использования дополнительных клиновых стоек трения. Смысл предложения заключается в увеличении податливости стоек-труб с целью исключения дополнительного пластического деформирования элементов металлической крепи (двутавровых балок) и дополнительной подстраховки конструкции с помощью применения стоек трения.

Искусственное увеличение податливости стоек-труб предлагается реализовать с помощью создания нескольких сквозных вертикальных надрезов труб заданной длины, расположенных на определенном расстоянии по окружности (рис. 4.12).

Схема реализации предложения может быть следующей. Под продольный двутавр с обеих сторон от стойки-трубы на расстоянии около 1,0–1,5 м устанавливаются две клиновые стойки трения. После установки и затяжки стоек газосварочным аппаратом по шаблону на стойке-трубе выполняются разрезы

шириной не более 5 мм и заданной длины. Разрезы наносятся симметрично друг другу с целью избегания перекосов.

Далее происходит выпучивание участков трубы между разрезами — увеличивается локальная податливость трубы в месте создания разрезов.

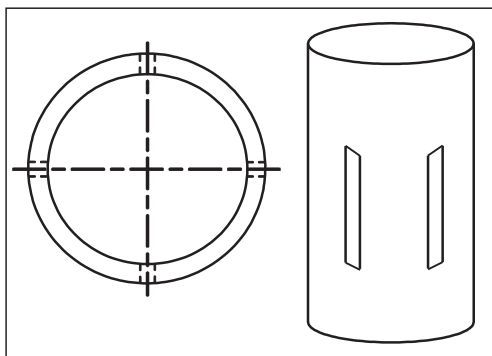


Рис. 4.12. Схема фрагмента трубы-стойки с надрезами.

Стойка-труба проседает под нагрузкой, при этом продольный двутавр ложится на клиновые стойки трения с заданным номинальным рабочим сопротивлением.

В дальнейшем в ходе роста вертикальной конвергенции выработки за счет ползучести соляных пород происходит постепенное опускание клиновых стоек трения без создания дополнительной пластической деформации продольных и поперечных двутавровых балок.

Данный принцип может использоваться как для ремонта уже имеющейся крепи, так и для создания комбинированной крепи нового типа с податливыми стойками-трубами.

Для реализации предложенного способа необходимо проведение комплекса экспериментальных работ по определению сопротивления модельных цилиндрических образцов с вертикальными разрезами при сжатии. Необходимо получить экспериментальную характеристику влияния геометрических параметров (диаметр и толщина стенки трубы, длина разреза, количество разрезов) на вертикальную деформацию трубы в зависимости от усилия сжатия. Отсутствует решение подобной задачи методами сопротивления материалов; кроме того, само решение численными методами представляет определенные трудности.

Второе техническое предложение заключается в «подработке» соляных пород вокруг опорных плит с обеспечением плавного опускания стоек рамной крепи на 20–25 см.

Общие принципы расчета параметров крепи приведены в п. 4.2, а примеры расчета для выработок первого–пятого типов в п. 4.3.

4.2. Общие принципы проектирования и расчет податливых элементов крепи

Проектирование и расчет параметров рамной крепи состоит из нескольких основных этапов, причем последний из них позволяет рассмотреть различные конструктивные варианты.

1 этап. Оценка скорости конвергенции рассматриваемой выработки.

Опыт показывает, что средние скорости вертикальной конвергенции контура выработок на рудниках Верхнекамского месторождения калийных солей и рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА» составляют 1–10 мм в год, а повышенные скорости в некоторых местах достигают 10–20 мм в год и более.

Скорость конвергенции является основой для расчета величины конвергенции за требуемое время (например, время эксплуатации выработки или время до капитального ремонта и т.п.). Ее можно оценить несколькими способами.

А. Способ натурных измерений

Наиболее точно можно оценить скорость конвергенции в рассматриваемой выработке (или похожей по горно-геологическим условиям) путем непосредственных натурных измерений конвергенции за длительный период (3–5 лет) [72, 77].

К сожалению, мониторинг вертикальных и горизонтальных смещений стенок вертикальных и большеобъемных выработок практически не ведется. Имело бы большое практическое и теоретическое значение проведение регулярных длительных натурных измерений, по крайней мере, в отдельных проблемных местах (сопряжения широких выработок, сопряжения выработок со стволами и т.п.) калийных и каменно-соляных рудников.

Б. Способ оценки согласно Своду Правил [91]

Величину смещений U породного контура в кровле выработки (конвергенцию) в соляных и соленосных породах можно определить по формуле

$$U = 500\varepsilon_0 b(1 + 0,07t)k_B, \quad (4.1)$$

где ε_0 — относительные деформации пород за первый год службы выработки; b — ширина выработки в проходе (вчерне); t — срок службы выработки, лет; k_B — коэффициент, учитывающий воздействие других выработок, принимаемый по формуле (Е.1) [91].

Деформация ε_0 приконтурных пород в кровле выработки за первый год после ее проведения определяется согласно [91] графиком на рис. Е.3 (см. прилож.).

Эта зависимость аппроксимируется формулой

$$\varepsilon_0 = 0,022 \cdot \frac{\gamma H_p}{R_c} \left(1 + \frac{\gamma H_p}{R_c} \right), \quad (4.2)$$

где H_p — расчетная глубина расположения выработки, м; R_c — расчетное сопротивление пород сжатию, МПа; γ — удельный вес вышележащих пород, МН/м³.

Зависимость (4.1) преобразуем с учетом выражения (4.2) и получаем формулу для определения величины смещения U породного контура в кровле выработки (конвергенцию) для соляных и соленосных пород

$$U = U_0(1 + 0,07t), \text{ мм}, \quad (4.3)$$

где U_0 — смещение кровли (мм) выработки за первый год эксплуатации вычисляется по формуле

$$U_0 = 11,1 \cdot \frac{\gamma H_p}{R_c} \left(1 + \frac{\gamma H_p}{R_c} \right) \cdot L \cdot K_B. \quad (4.4)$$

Дифференцируя выражение (4.2) с учетом (4.3), получим формулу для оценки скорости конвергенции выработки (мм/год)

$$U' = 0,07 \cdot U_0 = 0,78 \cdot \frac{\gamma H_p}{R_c} \left(1 + \frac{\gamma H_p}{R_c} \right) \cdot L \cdot K_B. \quad (4.5)$$

Например, одиночная выработка шириной 8 м, пройденная в пласте каменной соли на глубине 300 м, имеет скорость конвергенции около 2,3 мм/год. Сопряжение пересекающихся выработок шириной 10 м в пласте каменной соли на глубине 400 м имеет скорость конвергенции около 4,9 мм/год.

В данных оценках полагалось, что $R_c = 23$ МПа. При наличии ослабленных слоев в кровле выработки необходимо применять другой способ расчета величины R_c [92]. Расчетное сопротивление R_c пород сжатию следует определять по формуле (3.1) (см. выше разд. 3.1).

В. Способ оценки скорости конвергенции контура горных выработок с привлечением методов математического моделирования

Этот способ оценки скорости конвергенции контура горных выработок требует значительного объема исходных горно-геологических и горнотехнических данных, а также значительного времени на проведение исследований (построение расчетных схем в 2D и 3D постановках, содержащих большое количество элементов, проведение конечно-элементных расчетов и анализ достоверности полученных результатов). Достоверность получаемых в процессе расчета результатов должна основываться, опять же, на имеющихся натурных данных. Если натурных данных по рассматриваемому участку нет (в условиях перспективных участков отработки полезного ископаемого), корректировка модели должна проводиться по параметрам моделей, построенных в схожих горно-геологических и горнотехнических условиях, для которых есть данные по натурным наблюдениям за поведением массива (см. Прилож. Б и В).

2 этап. Оценка дополнительной конвергенции выработки на период оставшегося срока службы.

Дополнительная конвергенция, начиная с текущего момента времени и до окончания времени ее эксплуатации T_p (или до срока капитального ремонта), определяется по выражению

$$\Delta U = U' \cdot T_p. \quad (4.6)$$

Например, дополнительная конвергенция выработки, имеющая среднюю скорость 5 мм/год при необходимости ее эксплуатации еще 30 лет, составляет 15 см.

3 этап. Выбор параметров трубчатого податливого элемента.

Как отмечалось ранее, основные принципы проектирования металлической рамной крепи должны строиться на применении податливых элементов. Суммарно податливые элементы и металлическая крепь должны удовлетворять двум условиям:

а) в случае образования свода обрушения и вывала породы основная металлоконструкция должна выдержать вес этих пород;

б) при медленно нарастающей конвергенции в течение заданного срока нагрузка, передаваемая через податливые элементы на основную крепь, не должна превышать предельной нагрузки (с заданным коэффициентом запаса) для основной крепи.

Экспериментальным путем (см. п. 4.1) установлено, что диаметр цилиндрического податливого элемента в виде отрезка трубы должен в 1,5–2 раза превышать ожидаемую дополнительную конвергенцию закрепляемой выработки. В этом случае усилия от конвергенции кровли, передаваемые через податливые элементы на рамную металлическую крепь, не будут превышать расчетное усилие перехода податливого элемента в область пластического деформирования $P_{пр}$.

Ранее, на рис. 4.11 приводились зависимости усилие — перемещение для сегментов труб диаметром 89,6 мм, толщиной стенки 3,65 мм, длиной 80,4 мм (кривая 1) и диаметром 129,6 мм (кривая 2).

Согласно результатам испытаний, диаметр податливого элемента должен в 1,5–2 раза превышать ожидаемую конвергенцию контура выработки в течение заданного срока.

Предельное усилие перехода податливого элемента в пластическую область деформирования вычисляется по формуле [72, 88]

$$P_{\text{пр}} = 2,76 \frac{b_{\text{ц}} h_{\text{ц}}^2 [\sigma_{\text{ц}}]}{D_{\text{н}}}, \quad (4.7)$$

где $D_{\text{н}}$, $h_{\text{ц}}$, $b_{\text{ц}}$ — диаметр (наружный), толщина стенки и длина отрезка трубы; $[\sigma_{\text{ц}}]$ — предел текучести материала трубы.

Максимальное усилие, передаваемое податливым элементом на металлическую крепь, не должно превысить $P_{\text{max}} \leq (1,5–2,0) P_{\text{пр}}$.

В качестве типового податливого элемента рамной крепи для основных типов сечений горных выработок предлагается использовать трубу стальную электросварную прямошовную диаметром $D_{\text{н}} = 406,4$ мм, толщиной стенки $h_{\text{ц}} = 6$ мм, длиной $b_{\text{ц}} = 200$ мм, изготовленную из Ст2пс или Ст2сп [144] с пределом текучести $[\sigma_{\text{ц}}] = 225$ МПа.

В этом случае из формулы (4.6) получаем усилие перехода сегмента трубы в пластическое состояние $P_{\text{пр}} = 11\,000$ Н, или 1100 кг. При смятии трубы на 50 % диаметра (20 см) усилие увеличивается в 1,5–2,0 раза и достигает 2200 кг.

4 этап. Выбор сортамента поперечной балки и количества податливых элементов.

Выбор сортамента поперечной балки и количества податливых элементов основывается на удовлетворении условий а и б 3-го этапа.

Выполнение условия а рассчитывается исходя из требования прочности в случае обрушения кровли с созданием свода обрушения треугольной формы.

Выполнение условия б рассчитывается исходя из прочности при передаче нагрузки к балке от пластических элементов при смятии их на величину 50 % диаметра.

Типовые выработки с типовыми элементами крепи рассмотрены в п. 4.3.

4.3. Расчет параметров крепи для типовых сечений горных выработок в соляных породах

4.3.1. Выработки шириной 5,5 м

Выработка, пройденная комбайном «Урал-20Р», ($r_0 = 1,55$ м, $l_{\text{пл}} = 2,4$ м), имеет расчетный пролет по кровле $L_p = l_{\text{пл}} + 0,75r = 3,63$ м (см. формулу 3.2).

Применим стандартную рамную крепь с опорами в виде стоек-труб, расположенными на расстоянии 4 м, с продольными и поперечными двутавровыми балками, показанными на рис. 4.13.

В случае образования полного свода обрушения для распределенной треугольной нагрузки максимальный момент M_{max} , действующий в центре по-

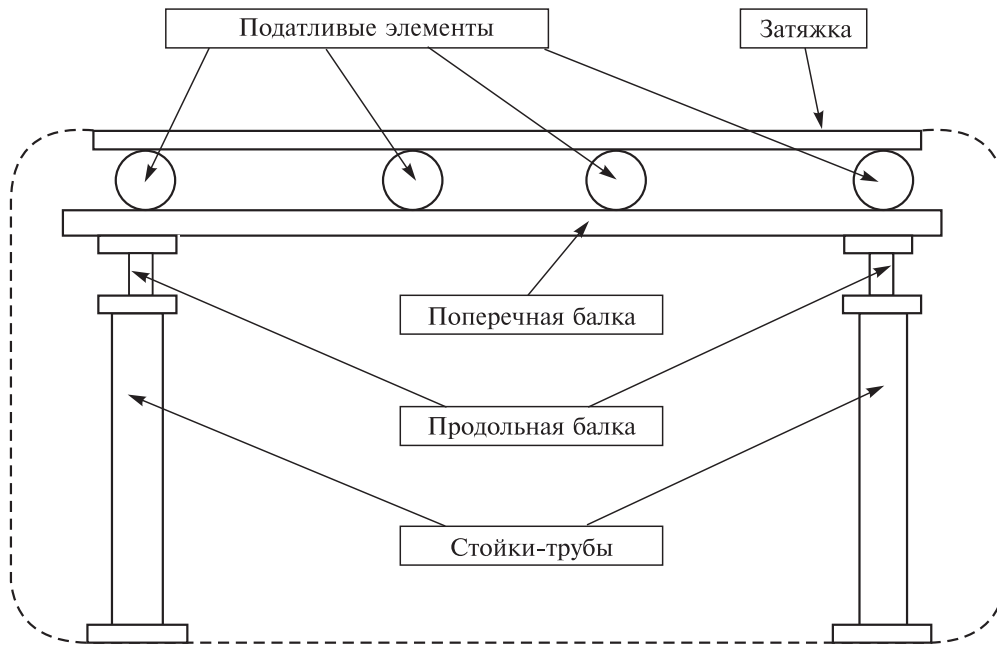


Рис. 4.13. Схема рамной крепи с податливыми элементами.

перечной балки при их расположении вдоль выработки с шагом 1 м, определяется по формуле

$$M_{\max} = \frac{1}{12} h_2 L^2 \gamma. \quad (4.8)$$

В нашем случае при $L = 4$ м и $h_2 = 2,1$ м максимальный момент $M_{\max} = 0,056$ МН · м. Из условия прочности

$$W \geq \frac{n M_{\max}}{\sigma_T}, \quad (4.9)$$

при $n = 1$ и $\sigma_T = 250$ МПа, получим $W = n M_{\max} / \sigma_T = 224$ см³. Этому значению соответствует двутавр № 22 с шириной полки 110 мм, весом 1 м 23,7 кг. Запас прочности около $n = 1,5$ обеспечивается за счет 1,5–2-кратного превышения предела прочности стали над пределом текучести.

Определим размеры податливых элементов при расстоянии между центральными элементами — 1 м и боковыми — 1,5 м (см. рис. 4.13).

На рис. 4.14 показана соответствующая расчетная схема. Ясно, что в общем случае число податливых элементов может меняться и зависит, прежде всего, от длины пролета L_c .

Предельное усилие перехода податливого элемента в пластическую область деформирования вычисляется по формуле [72, 88]

$$P_{\text{пр}} = 2,76 \frac{b_{\text{ц}} h_{\text{ц}}^2 [\sigma_{\text{ц}}]}{D_{\text{н}}}, \quad (4.10)$$

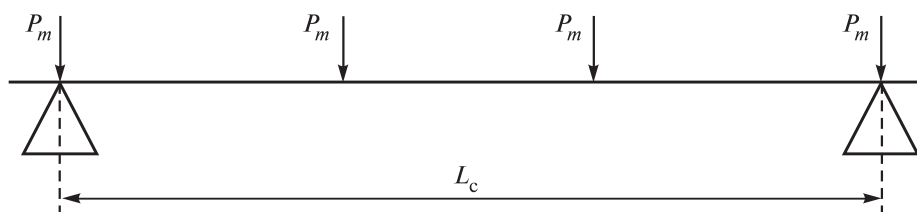


Рис. 4.14. Расчетная схема при наличии податливых элементов (для рис. 4.13).

где D_n , h_n , b_n — диаметр (наружный), толщина стенки и длина отрезка трубы; $[\sigma_n]$ — предел текучести материала трубы.

Поскольку наружный диаметр трубы (податливого элемента) выбирается таким, чтобы в 1,5–2 раза превышать ожидаемую дополнительную конвергенцию выработки, то максимальное усилие, передаваемое элементом на металлическую крепь, не превысит согласно [72] $P_m \leq (1,5-2) P_{пр}$.

Полагаем, что $P_m = 2P_{пр}$. Поскольку расчет металлической крепи выполняется по весу возможных обрушенных пород, величина максимального усилия P_m , передаваемого податливым элементом на поперечную балку, должна удовлетворять условию прочности уже выбранной двутавровой балки № 22.

Для выбранной схемы размещения $M_{max} = 1,5P_m$, из условия прочности (4.9) при $n = 1,5$, следует $P_m \leq \frac{W\sigma_T}{1,5n} = 0,026 \text{ МН} = 2600 \text{ кг}$.

В качестве стандартного податливого элемента для рассматриваемого случая предлагается использовать трубу стальную электросварную прямошовную [144] диаметром $D_{nc} = 406,4 \text{ мм}$, толщиной стенки $h_n = 6 \text{ мм}$, длиной $b_n = 200 \text{ мм}$, изготовленную из Ст2пс или Ст2сп с пределом текучести $[\sigma_n] = 225 \text{ МПа}$. В этом случае из формулы (4.10) получим усилие перехода сегмента трубы в пластическое состояние $P_{пр} = 110 \text{ Н}$ (1100 кг). При смятии трубы на 50 % диаметра (20 см) усилие увеличивается в 1,5–2 раза и достигает 2200 кг, что вполне приемлемо.

Отметим, что податливый элемент в виде отрезка трубы должен опираться на опорную пластину толщиной 10 мм и шириной, равной длине отрезка трубы 200 мм.

4.3.2. Крепь выработок шириной 8 м

Выработка, пройденная комбайном «Урал-20Р» с боковым наложением ходов, имеет расчетный пролет по кровле $L_p = l_{пл} + 0,75r = 5 + 0,75 \cdot 1,5 = 6,13 \text{ м}$. Расстояние между крайними стойками-трубами составит 7,0 м (зазор по 0,5 м от боковых стенок выработки). Чтобы использовать такую же рамную крепь, как и для предыдущего варианта, необходимо установить дополнительную стойку-трубу. Она может располагаться посередине пролета (3,5 + 3,5) или со смещением (3,0 + 4,0). Поперечная двутавровая балка № 22 при этом является разрезной. Она также состоит из двух частей: 3,7 + 3,7 для стойки в центре и 3,2 + 4,2 для стойки со смещением. Общее количество податливых элементов равно шести: три над стойками, один над меньшим пролетом, а два — над большим. Принцип расчета аналогичен представленному примеру в п. 4.3.1.

4.3.3. Рамная крепь выработок шириной 11 м

Выработка подземного гаража имеет расчетный пролет по кровле $L_p = l_{пл} + 0,75r = 8,0 + 0,75 \cdot 1,5 = 9,13$ м и высоту свода обрушения $h = 0,7 \cdot 9,13 = 6,4$ м. Расстояние между крайними стойками-трубами составит 9,0 м (зазор по 1 м от боковых стенок выработки). Центральная стойка-труба разделяет пролет на два: $L_1 = 4,0$ м и $L_2 = 5,0$ м (рис. 4.15).

Рассмотрим расчетную схему для треугольной распределенной нагрузки (рис. 4.16). Треугольная распределенная нагрузка в системе координат, приведенная на рис. 4.16, записывается как $q(x) = (q'_m/L_1)x$.

Определим опорные реакции на стойки-трубы из уравнений

$$\sum M_A = R_c L_1 - \int_0^{L_1} q(x)x dx = 0;$$

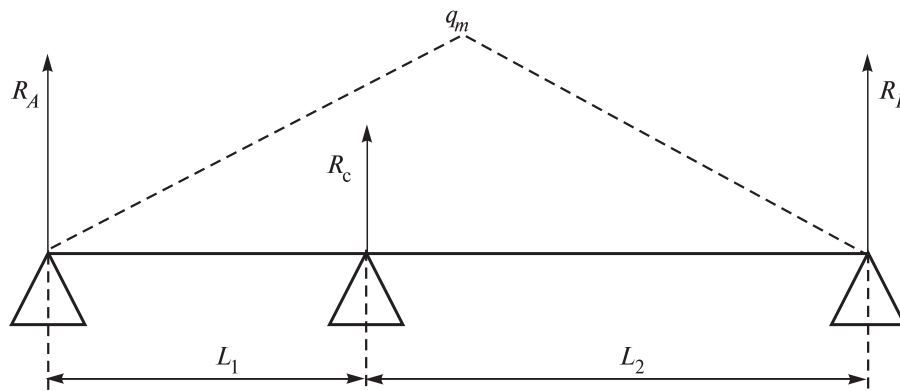


Рис. 4.15. Схема расположения опор и эпюра нагрузки.

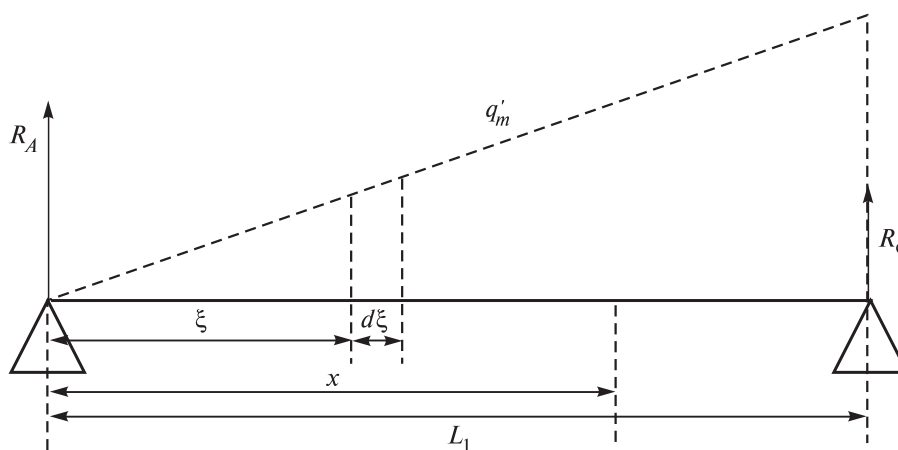


Рис. 4.16. Расчетная схема для левого пролета (см. рис. 4.15).

$$\sum M_c = -R_A L_1 + \int_0^{L_1} q(x)(L_1 - x)dx = 0. \quad (4.11)$$

Отсюда можно определить опорные реакции

$$R_A = \frac{1}{6} q'_m L_1; \quad R_c = \frac{1}{3} q'_m L_1. \quad (4.12)$$

Тогда изгибающий момент M в произвольном сечении x имеет вид

$$M(x) = R_A x - \int_0^x q(\xi)(x - \xi)d\xi = R_A x - \frac{1}{6} \frac{q'_m}{L_1} x^3. \quad (4.13)$$

Для нахождения максимального момента найдем координату точки экстремума из уравнения

$$\left. \frac{\partial M(x)}{\partial x} \right|_{x=x_*} = R_A - \frac{1}{2} \frac{q'_m}{L_1} x_*^2 = 0,$$

решая которое, получим $x_* = L_1 / \sqrt{3}$. Подставляя это значение в выражение (4.12), получим величину максимального изгибающего момента

$$M_m = M(x_*) \approx 0,064 q'_m L_1^2. \quad (4.14)$$

Для нашего случая (левый пролет, см. рис. 4.15) $q'_m = 0,89 q_m$, $L_1 = 4$ м, $q_m = \gamma h$, получим $M_m = 0,117$ МН · м. Из условия прочности (4.8) при $n = 1$, получим $W = n M_m / \sigma_T = 467$ см³. Этому значению соответствует двутавр № 30.

Аппроксимируем кусочно-линейную эпюру для правого пролета линейной (треугольной) эпюрой. Определим величину q''_m из условия равенства площадей фигур под пунктирной и сплошной линией (рис. 4.17). Получим, что $q''_m = 1,09 q_m$.

Рассмотрим теперь более подробно правый пролет (рис. 4.17).

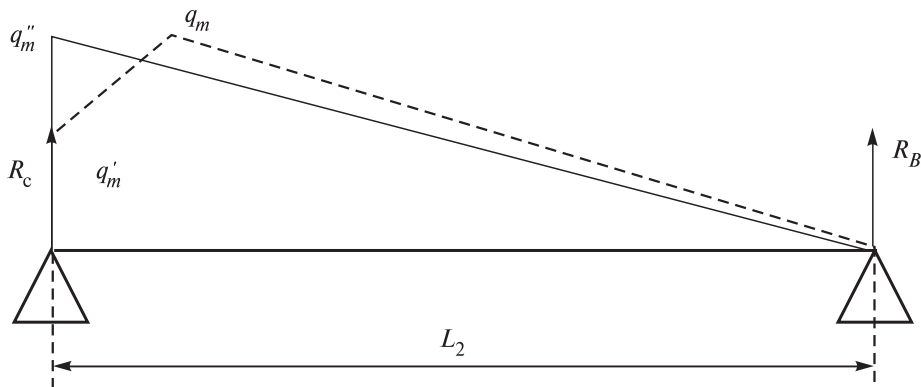


Рис. 4.17. Расчетная схема для правого пролета (см. рис. 4.15).

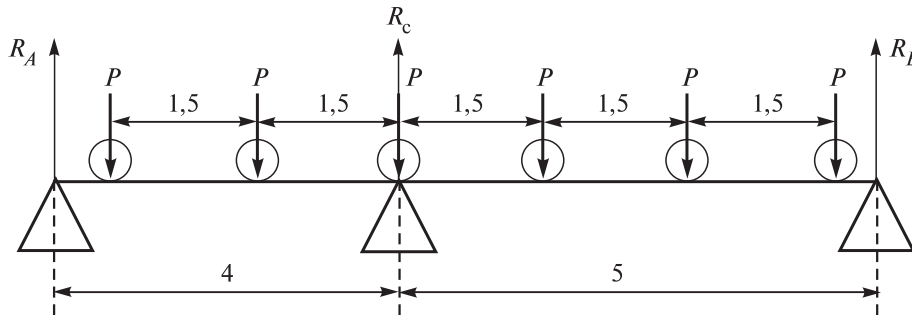


Рис. 4.18. Расчетная схема действия податливых элементов.

Воспользовавшись формулой (4.14), определяем максимальный изгибающий момент на правом пролете

$$M_m = M(x_*) \approx 0,064q''L_2^2 = 0,07q_mL_2^2. \quad (4.15)$$

В нашем случае, получим $M_m = 0,224 \text{ МН} \cdot \text{м}$. Из условия прочности (4.9) при $n = 1$ получим $W = nM_m/\sigma_T = 896 \text{ см}^3$. Этому значению соответствует двутавр № 40.

Далее рассмотрим расположение податливых цилиндрических элементов вдоль поперечной балки (рис. 4.18), действие которых на балку показано жирными стрелками.

Сначала выставляется податливый элемент, расположенный над средней опорой (опора С). От него влево и вправо на расстоянии 1,5 м устанавливаются остальные податливые элементы.

Напомним, что левая балка изготовлена из двутавра № 30, а правая — из двутавра № 40. Максимальные усилия, передаваемые на балку через податливые элементы при сжатии их до 50 % диаметра, составляют 2200 кг.

Стандартные расчеты максимального изгибающего момента в балке для левого пролета дают значение $M_m = 0,0289 \text{ МН} \cdot \text{м}$, что для двутавра № 30 приводит к напряжению $\sigma_{\max} = 61,5 \text{ МПа} < \sigma_T$. Соответствующий расчет для правого пролета: $M_m = 0,0462 \text{ МН} \cdot \text{м}$, что для двутавра № 40 приводит к напряжению $\sigma_{\max} = 51,3 \text{ МПа} < \sigma_T$.

4.3.4. Рамная крепь сопряжений выработок с большими площадями обнажения кровли

В местах сопряжений выработок или иных зонах расположения крупногабаритного оборудования возникают большие площади обнажения кровли. В этом случае минимальная ширина между противоположными стенками сопряжения может превышать 11 м.

Например, при ширине 15 м расчетный пролет по кровле $L_p = l_{пл} + 0,75r = 12 + 0,75 \cdot 1,5 = 13,13 \text{ м}$, а высоту свода обрушения $h = 0,7 \cdot 13,13 = 9,2 \text{ м}$. Расстояние между крайними стойками-трубами составит 13 м (зазор по 1 м от боковых стенок сопряжения). Для этого варианта желательно использование

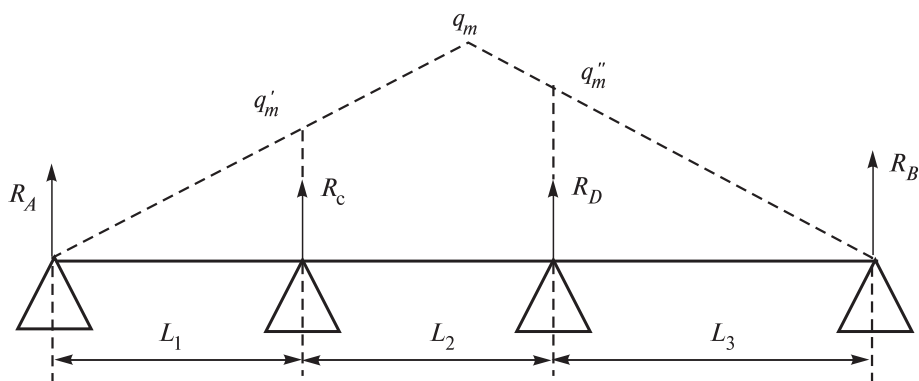


Рис. 4.19. Схема расположения опор и эпюра нагрузки.

двух промежуточных стоек-труб, разделяющих общий пролет на три: $L_1 = 4,5$ м; $L_2 = 4,0$ м; $L_3 = 4,5$ м (рис. 4.19). Ширина промежуточных пролетов может быть различной в зависимости от конструктивных особенностей расположенного оборудования, но минимальный пролет при этом должен располагаться в центре сопряжения.

В качестве основного несущего элемента используется разрезная двутавровая балка для каждого пролета, стыкуемая на промежуточных опорах C и D (рис. 4.19).

Пролеты длиной L_1 и L_3 рассчитываются как и ранее (см. рис. 4.16). При этом максимальные значения распределенной нагрузки на крайних пролетах определяются по формулам:

$$\begin{aligned} q'_m &= 2L_1/(L_1 + L_2 + L_3) q_m; \\ q''_m &= 2L_3/(L_1 + L_2 + L_3) q_m. \end{aligned} \quad (4.16)$$

В нашем случае: $L_1 = 4,5$ м; $L_2 = 4,0$ м; $L_3 = 4,5$ м; $q_m = \gamma h = 0,184$ МН/м, $q'_m = q''_m = 0,69 q_m = 0,127$ МН/м. Воспользуемся теперь формулой (3.13) и получим $M_m = 0,165$ МН · м. Из условия прочности (4.9) при $n = 1$, получим

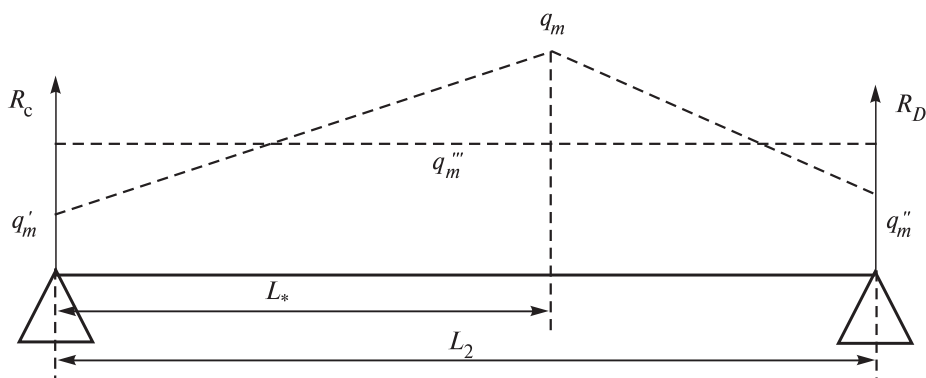


Рис. 4.20. Схема расположения опор и эпюра нагрузок.

$W = nM_m/\sigma_T = 660 \text{ см}^3$. Этому значению соответствует двутавр № 36 ($W = 743 \text{ см}^3$).

Для расчета двутавровой балки для среднего пролета рассмотрим схему нагружения балки распределенной нагрузкой в виде кусочно-линейной зависимости (рис. 4.20). Величины q_m , q'_m , q''_m , L , L_2 берутся из основной схемы (см. рис. 4.19).

Точные выражения для реакций опор и изгибающих моментов в этом варианте будут достаточно сложными, поэтому аппроксимируем кусочно-линейную эпюру эпюрой с постоянным значением распределенной нагрузки q'''_m . Исходя из равенства площадей этих эпюр, получим

$$q'''_m = 0,5[q_m + q'_m\bar{L}_* + q''_m(1 - \bar{L}_*)], \quad (4.17)$$

где $\bar{L}_* = L_*/L_2$.

Тогда реакции опор $R_c = R_D = 0,5q'''_mL_2$, максимальный момент $M_m = \frac{1}{8}q'''_mL_2^2$.

Для рассматриваемого случая: $L_2 = 4 \text{ м}$; $L_* = 2 \text{ м}$; $q_m = \gamma h = 0,184 \text{ МН/м}$; $q'_m = q''_m = 0,69$; $q_m = 0,127 \text{ МН/м}$; $q'''_m = 0,156 \text{ МН/м}$; $M_m = 0,312 \text{ МН} \cdot \text{м}$.

Тогда $W = nM_m/\sigma_T = 1248 \text{ см}^3$. Этому значению соответствует двутавр № 50 ($W = 1570 \text{ см}^3$). Чтобы уменьшить сечение двутавра в среднем пролете, необходимо уменьшить его длину, например, до 3,5 м.

Количество податливых элементов равно 10, причем 4 из них располагаются над опорами, и по 2 над пролетами. Таким образом, расстояние между податливыми элементами на крайних пролетах равно 1,5 м, а на среднем пролете — 1,0 м.

4.3.5. Анкерная крепь в выработках шириной до 8 м

Рассмотрим вариант усиления крепи стандартной выработки шириной 5,5 м (конвейерного штрека) с использованием клинораспорных анкеров типов КАС и КА-16 (КРА-16).

Расчетный пролет по кровле такой выработки составляет $L_p = l_{пл} + 0,75r = 3,63 \text{ м}$, а высота свода обрушения $h_1 = 2,3 \text{ м}$. Вес обрушенных пород с 1 м выработки — 85,5 кН (8350 кг).

Как показали испытания анкеров такого типа [8, 9], их предельная нагрузка равна 70,0 кН (7000 кг). Следовательно, четыре анкера в сечении выдержат общий вес 280 кН (28 000 кг).

Поэтому рекомендуем использовать анкеры длиной 1,5 и 2,5 м с шагом установки вдоль выработки — 1,3 м (в этом случае вес обрушенных пород между рядами анкеров увеличивается до 108,55 кН (10 855 кг), что является допустимым с запасом прочности 2,5).

Итак, применяем четыре анкера в сечении с расстоянием между ними 1,0 м. Длина двух центральных анкеров 2,5 м; боковых анкеров — 1,5 м.

Используем подхваты типа ПАГ.001-01 размерами 3,3×0,28 с 4 отверстиями под анкеры.

Момент затяжки анкеров, согласно [8, 9], должен составлять 14–15 кгс · м (140–150 Н · м). Шаг установки анкеров вдоль выработки — 1,3 м.

По проведенным расчетам, анкерная крепь выбрана с достаточным запасом прочности (рис. 4.1 и 4.2). Для удержания возможных фрагментов свода обрушения породного массива рекомендуется применять подхваты стандартные с затяжкой из досок с антипиреновым покрытием.

В этом решении слабым звеном является затяжка, поэтому необходимо оценить ее прочность при заданном шаге установки анкеров с подхватами вдоль камеры.

Максимальную равномерно распределенную нагрузку несут элементы (доски) затяжки, расположенные вблизи центра (оси) камеры

$$q = \gamma h_1 b_3, \quad (4.18)$$

где b_3 — ширина доски; h_1 — высота свода обрушения.

При опирании элементов затяжки на подхваты реализуется схема двух-опорной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Для этого варианта максимальный изгибающий момент достигается в центре балки: $M_m = \frac{1}{8} q L_{ш}^2$, где $L_{ш}$ — шаг установки анкеров с подхватами вдоль камеры.

Условие прочности $\sigma_m = \frac{M_m}{W} \leq [\sigma]$, где $W = \frac{1}{6} b_3 h_3^2$; h_3 — толщина элементов затяжки (доски).

После преобразований окончательно получим выражение для допустимого отношения толщины элементов затяжки к шагу установки анкеров вдоль камеры

$$\frac{h_3}{L_{ш}} \geq 0,87 \sqrt{\frac{\gamma h_1}{[\sigma]}}, \quad (4.19)$$

где $[\sigma] = \frac{\sigma_B^{дер}}{n}$ — допускаемое напряжение в элементах затяжки.

Для выработки шириной 5,5 м, $h_1 = 2,3$ м; $n = 1,5$; $\sigma_B^{дер} = 35-40$ МПа (по данным [136] для хвойных пород при влажности 15 %), получим $h_3/L_{ш} = 0,036-0,038$.

Для соответствия этим требованиям при шаге $L_{ш} = 1,3$ м необходимая толщина досок затяжки должна быть не менее 50 мм. Для выработки меньшей ширины (3 м) возможно использование в качестве затяжки доски толщиной 40 мм.

По действующим правилам безопасности, пиломатериал, используемый для крепления горных выработок, должен быть обработан антипиреновым раствором.

ПОДДЕРЖАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК В АНГИДРИТ-ДОЛОМИТОВЫХ ПОРОДАХ

5.1. Виды крепи и способы поддержания капитальных горных выработок

Основное отличие ангидрит-доломитовых пород от соляных заключается в значительно большей прочности, почти полном отсутствии ползучести и наличии трещиноватости. Наличие вблизи ангидрит-доломитовых пород пластов (слоев) каменной соли по-особенному отражается на состоянии породного массива и требует особого подхода к поддержанию выработок. В процессе смещения приконтурной каменной соли в окрестности горных выработок возникают дополнительные растягивающие напряжения в ангидрит-доломитовых породах, что снижает их устойчивость.

Для условий рудника Гремячинского ГОКа разработаны и введены в производственную практику методы расчета параметров крепи и технологии ведения работ по поддержанию горных выработок в ангидрит-доломитовых породах [86].

В связи с относительно невысокой прочностью и природной трещиноватостью все горные выработки в ангидрит-доломитовых породах подлежат обязательному креплению.

Согласно Своду Правил [91], в породах II–IV категорий устойчивости, к которым относятся ангидрит-доломитовые породы, в качестве крепи горных выработок следует применять податливые или жесткие крепи с податливыми элементами, способные компенсировать 70 % расчетных смещений. В породах IV категории необходимо использовать крепи, имеющие конструктивную податливость.

Мировой и отечественный опыт охраны горных выработок свидетельствует о том, что в качестве видов крепи горных выработок в ангидрит-доломитовых породах могут быть использованы дерево, монолитный бетон, металлические арки из профиля СВП, металлическая рамная, анкерная и набрызг-бетонная крепи.

Анкерная крепь (железобетонная и сталеполимерная) обладает высокой несущей способностью и надежностью применения. Этот вид крепи может использоваться в качестве временной (рис. 5.1 и 5.2) или постоянной в комбинации с другими видами (металлической арочной из профиля СВП, металлических подхватов или набрызг-бетонной крепи).

Сталеполимерная анкерная крепь характеризуется быстрым вступлением в работу. Производство взрывных работ в непосредственной близости от места установки сталеполимерной крепи практически не снижает ее несущую способность даже через несколько часов после возведения.

Набрызг(торкрет)-бетонная крепь, в том числе армированная (фибробетонная), может применяться в комбинации с сеткой (металлической или полимер-

5. Поддержание горизонтальных горных выработок в ангидрит-доломитовых породах

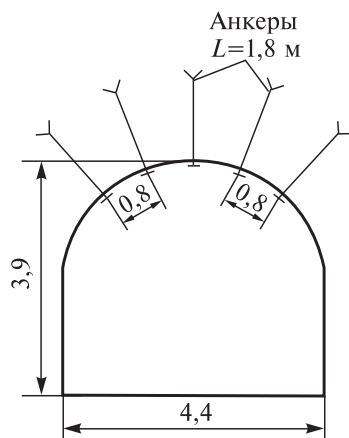


Рис. 5.1. Выработка, закрепленная временной крепью (шаг установки анкеров 0,8 м).

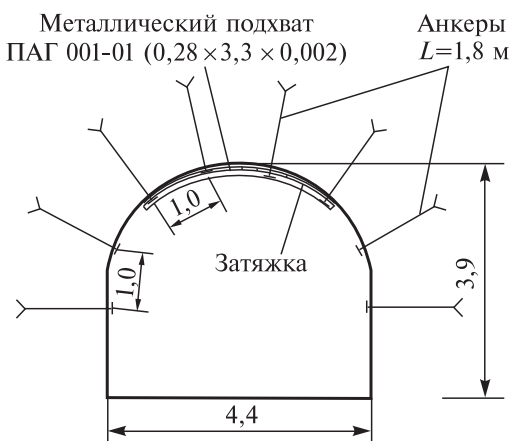


Рис. 5.2. Выработка ограниченного эксплуатационного срока, закрепленная анкерами с подхватами и затяжкой (шаг установки анкеров 0,8 м).

ной [95]) и анкерами для охраны одиночных протяженных выработок II–III категории устойчивости. Толщина набрызг-бетонного покрытия (в зависимости от поперечного размера выработок) составляет до 10 см. Набрызг-бетонное покрытие может применяться в комбинации с сеткой (металлической или полимерной) и анкерами (рис. 5.3) [96, 97]. Креплению металлической (полимерной) сеткой подлежит кровля выработки.

Металлическая арочная крепь из профиля СВП типа КМП может применяться совместно с железобетонной затяжкой или с гибким ограждением из металлической сетки или стеклотканевого материала (рис. 5.4).

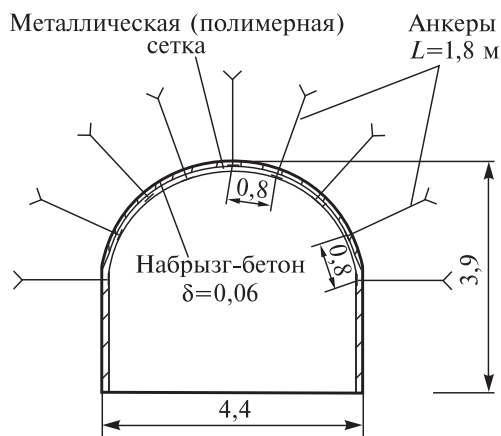


Рис. 5.3. Выработка, закрепленная комбинированной крепью (шаг установки анкеров 0,8 м).



Рис. 5.4. Выработка, закрепленная металлической арочной крепью из профиля СВП 33 (шаг установки рам 1 м).

5.2. Порядок выбора крепи горизонтальных горных выработок

Рис. 5.5. Выработка, закрепленная бетоном с податливым слоем (пенополистирол).

Металлическая рамная крепь с податливыми элементами может применяться в условиях увеличенных пролетов кровли выработок, а также при выполнении ремонтных и восстановительных работ.

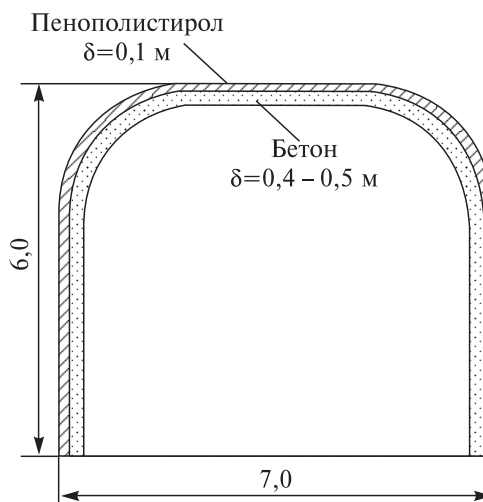
Крепь из монолитного бетона обладает высокой несущей способностью, долговечна, огнестойка и может применяться в ангидрит-доломитовых породах практически в любых горно-геологических условиях.

При большом сроке службы выработок (до 40–50 лет), располагаемых в ангидрит-доломитовых породах, наиболее ответственные сооружения (сопряжения шахтных стволов с примыкающими выработками, большеобъемные и служебные камеры, трансформаторные, насосные, ремонтные мастерские и пр.) целесообразно крепить монолитной бетонной крепью с использованием элементов податливости (например, слой из полистирольных плит типа «Пеноплэкс-35» толщиной 10–20 см в зависимости от поперечного сечения выработок) (рис. 5.5).

Возможно применение комбинированной облегченной крепи, включающей установку анкеров (железобетонных, сталеполимерных) с набрызг-бетонным покрытием (в том числе с сеткой).

Все сопряжения выработок рудничного двора (так называемые утюги) целесообразно крепить монолитным бетоном с бетонными опорами минимальных размеров: длина — 2000 мм; ширина со стороны угла сопряжения — 500 мм [91].

Деревянная крепь применяется для временного поддержания кровли горных выработок. Все деревянные конструкции в подземных горных выработках должны иметь антипиреновое покрытие или пропитку.



5.2. Порядок выбора крепи горизонтальных горных выработок

Выбор типа и расчет параметров крепи горизонтальных и наклонных выработок выполняется в зависимости от категории устойчивости пород с учетом степени воздействия других выработок.

В качестве основных исходных данных для определения параметров крепи выработки принимаются:

- глубина расположения выработки;
- значения физико-механических свойств горных пород;
- характеристики материалов крепи;
- характер и степень влияния других выработок и прочих дополнительных воздействий.

Таблица 5.1. Определение категорий устойчивости ангидрит-доломитовых пород

Категория устойчивости	Оценка состояния устойчивости	Смещение U , мм
I	Устойчивое	До 50
II	Среднеустойчивое	Свыше 50 до 200
III	Неустойчивое	Свыше 200 до 500
IV	Очень неустойчивое	Свыше 500

В качестве критерия при определении категорий устойчивости пород принимают их расчетное смещение U на контуре поперечного сечения выработки за весь срок эксплуатации без учета воздействия крепи на массив в соответствии с табл. 5.1 [91].

В качестве основных исходных данных для определения устойчивости пород в окрестности выработки по величине смещений U ее породного контура принимаются:

- геологическое строение приконтурных пород в пределах высоты зоны возможного разрушения пород в кровле — h_3 ;
- глубина расположения выработки — H ;
- расчетное сопротивление пород сжатию — R_c .

По категории устойчивости пород выработки осуществляется предварительный выбор типа и конструкции крепи и технологии ее возведения.

В горизонтальных и наклонных выработках, располагаемых в ангидрит-доломитовых породах, вне зоны воздействия очистных выработок, согласно [91], следует применять:

- в породах I категории устойчивости при монолитных породах — набрызг-бетонную крепь толщиной не менее 30 мм или анкерную крепь. В условиях возможной потери устойчивости пород по отдельным ослабленным контактам — анкерная крепь с металлическими подхватами или опорными элементами и решетчатой затяжкой с последующим нанесением набрызг-бетонного покрытия толщиной 40–50 мм;
- в породах II категории устойчивости — комбинированную крепь из набрызг-бетона толщиной не менее 80 мм с анкерами и металлической (полимерной) сеткой или без нее, металлическую арочную крепь, монолитную бетонную крепь (для части выработок околоствольного двора или в случае геологических нарушений);
- в породах III и IV категории устойчивости — металлическую податливую и анкерную крепи в сочетании с подпорными податливыми крепями (при породах почвы I и II категории устойчивости);
- при породах почвы III и IV категории устойчивости крепи должны быть с обратным сводом.

5.3. Сроки устойчивого состояния незакрепленных горных выработок

В основу определения сроков устойчивого состояния незакрепленных выработок принимается «Свод Правил» [91].

Сопротивление пород сжатию R_c рассчитывается по формуле

$$R_c = R \cdot k_c \cdot k_{пр}, \quad (5.1)$$

где R — среднее значение сопротивления пород одноосному сжатию, устанавливается экспериментально по результатам испытаний образцов пород,

5.3. Сроки устойчивого состояния незакрепленных горных выработок

МПа; k_c — коэффициент, учитывающий нарушение массива трещинами (табл. 5.2). При отсутствии данных по природной трещиноватости пород $k_c = 0,8$; $k_{пр}$ — коэффициент, учитывающий способ проходки выработки.

Проходка горных выработок может осуществляться тремя способами:

- комбайновым;
- буровзрывным (БВР);
- комбайновым с отбойкой центральной части пород буровзрывными работами. Оставшаяся часть приконтурных пород дорабатывается с оформлением контура выработки комбайном.

При буровзрывном способе $k_{пр} = 1,0$; при разупрочнении пород буровзрывными работами и проходке комбайном $k_{пр} = 1,15$.

Смещение U контура горизонтальных и наклонных выработок, расположенных в ангидрит-доломитовых породах вне зоны влияния очистных работ, определяют по формуле [91]

$$U = k_\theta \cdot k_\alpha \cdot k_s \cdot k_b \cdot U_T, \quad (5.2)$$

где U_T — смещение пород (мм), принятое за типовое, определяемое по графикам на рис. 5.6 в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию R_c и расчетной глубины расположения выработки H ; k_θ — коэффициент направления смещения пород: при определении смещений со стороны кровли или

Таблица 5.2. Значения k_c [91]

Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород, м	k_c
Более 1,5	0,9
От 1,5 до 1,0	0,8
От 1,0 до 0,5	0,6
От 0,5 до 0,1	0,4
Менее 0,1	0,2

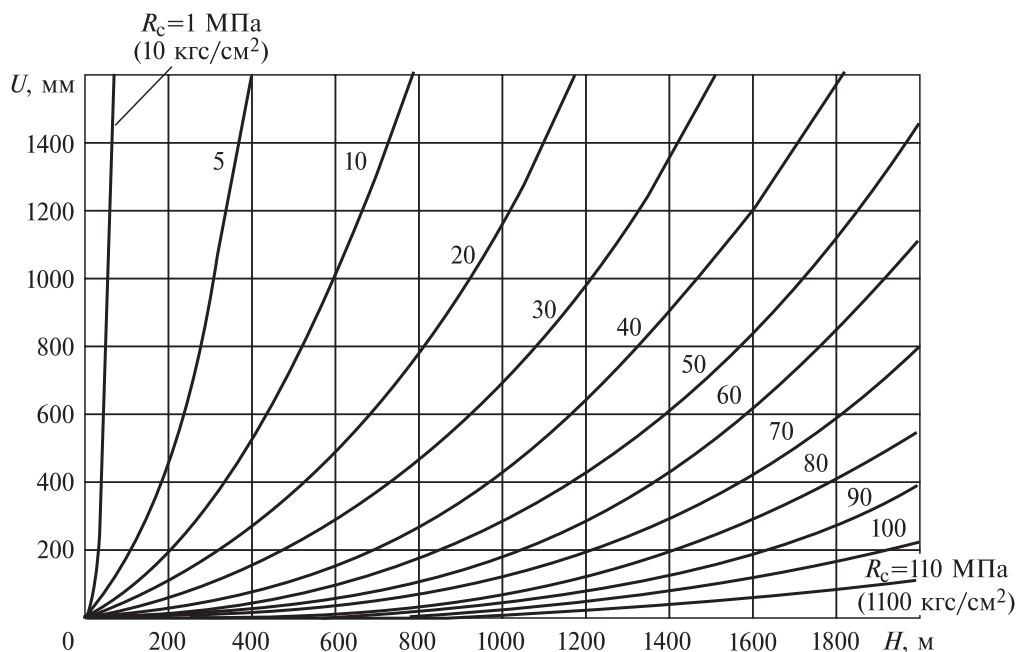


Рис. 5.6. Определение расчетного смещения контура выработки без крепи U_T [91].

5. Поддержание горизонтальных горных выработок в ангидрит-доломитовых породах

почвы (в вертикальном направлении) $k_\theta = 1,0$; при определении боковых смещений пород (в горизонтальном направлении) $k_\theta = 0,35$ [91].

При отсутствии сведений по направлению смещения пород значение $k_\theta = 1,0$; k_α — коэффициент влияния угла залегания пород и направления проходки выработки относительно простирания пород или основных плоскостей трещиностойкости, $k_\alpha = 1,0$ [91]; k_s — коэффициент влияния размера выработки, определяемый по формуле:

$$k_s = 0,2(B - 1), \quad (5.3)$$

где B — ширина выработки в проходке (вчерне), м; k_b — коэффициент влияния других выработок, принимаемый для:

- одиночных выработок (находящихся на расстоянии, исключающем влияние других выработок) и камер — 1,0;
- сопряжений с односторонним примыканием выработки — 1,4;
- сложных сопряжений с примыканием выработок в виде двустороннего заезда или пересекающихся выработок — 1,6;
- для параллельных выработок, если расстояние между ними равно или больше исключающего влияние (минимального допустимого) L_d , $k_b = 1$. Если расстояние между параллельными выработками L менее L_d , то коэффициент k_b определяется по формуле:

$$k_b = 2 - \frac{L}{(B_1 + B_2)K_L}, \quad (5.4)$$

где L — расстояние между выработками, м; $B_1 + B_2$ — суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке (вчерне), м; K_L — коэффициент взаимного влияния горных выработок, определяемый согласно табл. 5.3.

Смещения контура незакрепленной выработки (мм), накопленные к моменту времени t , определяются в соответствии с формулой

$$U_t = U \cdot k_t, \quad (5.5)$$

где U — расчетная величина смещения (определяемая по формуле 5.2), мм; k_t — коэффициент влияния времени на смещение пород.

На контуре сечения выработки до установки в ней крепи практически всегда реализуются смещения пород $U_t > 0$.

Согласно [91], выработка находится в устойчивом состоянии ($t \leq T_p$) при смещении контура выработки $U_t \leq 50$ мм. При $U_t > 50$ мм контур выработки теряет устойчивость ($t > T_p$), т.е. появляются и развиваются зоны неупругих деформаций и нарушений пород со смещениями свободного контура выработки.

Таблица 5.3. Коэффициент взаимного влияния горных выработок (K_L)

Расчетная глубина расположения выработки от поверхности (H , м)	K_L при расчетных величинах R_c , МПа			
	30,0–60,0	60,0–90,0	90,0–120,0	Более 120,0
От 600 до 1200 м	5,0	3,5	2,5	1,8

Примечание. Значения K_L для наклонных выработок принимаются такими же, как и для горизонтальных.

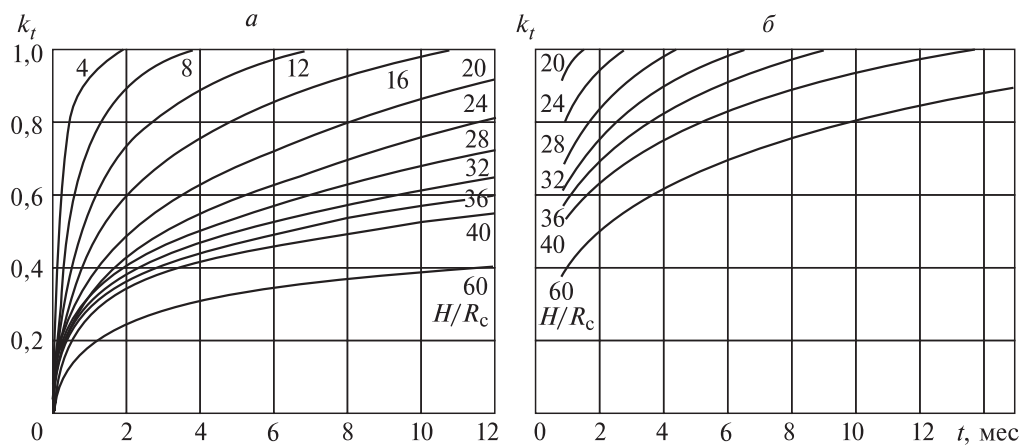


Рис. 5.7. Графики для определения срока устойчивого состояния t от 1 до 12 мес (а) и от 1 до 15 лет (б).

Срок устойчивого состояния незакрепленной горной выработки (T_p) определяется по графикам зависимости коэффициента k_t влияния времени на смещение пород от отношения высоты к расчетному сопротивлению пород (H/R_c) (рис. 5.7) при предельном смещении контура выработки $U_t = 50$ мм.

Срок устойчивого состояния незакрепленной горной выработки (T_p) следует определять по графикам на рис. 5.7. Если определенное значение срока устойчивого состояния превысит 12 мес ($T_p > 12$ мес), необходимо воспользоваться графиками на рис. 5.7 для уточнения срока устойчивого состояния T_p .

Если коэффициент влияния времени на смещение пород k_t превышает 1,0 ($k_t \geq 1$), то выработка относится к I категории устойчивости.

Для выработки, технологический срок службы которой превышает время ее устойчивого состояния ($T_{сл} > T_p$), выбор крепи осуществляется в соответствии со смещением U контура выработки.

Пример определения категории устойчивости и срока устойчивого состояния незакрепленной выработки в ангидрит-доломитовых породах представлен в Прилож. А (пример 1).

5.4. Расчет параметров крепи

Расчет параметров крепи горизонтальных и наклонных выработок осуществляется в зависимости от категории устойчивости пород с учетом степени воздействия других выработок.

В качестве основных исходных данных для определения параметров крепи выработки принимаются:

- глубина расположения выработки;
- физико-механические свойства горных пород;
- характеристики материалов крепи;
- характер и степень влияния других выработок и прочих дополнительных воздействий.

1. Определение нагрузок на крепь

В основу метода определения нагрузок на крепь принят методический подход, разработанный в Горном институте Кольского научного центра [100].

Нагрузка на крепь Q (МПа) при равномерно распределенной нарушенной зоне, отнесенная к $1,0 \text{ м}^2$ кровли выработки, определяется по выражению

$$Q = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_3, \text{ МПа}, \quad (5.6)$$

где γ — объемный вес породы, МН/м^3 (для доломитов и ангидритов $\gamma = 0,027 \text{ МН/м}^3$); h_3 — глубина нарушенной зоны, м.

Глубина нарушенной зоны (м) определяется по выражению

$$h_3 = 0,15 + 0,02 \cdot I_T + 0,04 \cdot K_c + 0,13 \cdot B, \quad (5.7)$$

где I_T — интенсивность мелкообломочной системы трещин, шт./м.

Интенсивность трещин (I_T) рассчитывается по формуле

$$I_T = (n_1/L_1) + (n_2/L_2), \quad (5.8)$$

где L_1, L_2 — длина интервала при измерениях по стенке и в кровле, м; n_1, n_2 — число трещин всех систем на измеренных интервалах соответственно в стенке и кровле выработки, шт.; K_c — категория состояния выработки; B — ширина выработки, м.

Под категорией состояния выработки K_c понимается характеристика приконтурного массива. Каждая категория соответствует определенному напряженному состоянию массива горных пород и зависит от категории устойчивости.

Для выработок в среднеустойчивых породах принимают $K_c = 2,0$; в неустойчивых $K_c = 3,0$, а в очень неустойчивых $K_c = 4,0$.

В связи с отсутствием сведений об интенсивности и наличии трещин в породном массиве строящихся рудников на стадии проектирования значения I_T следует принимать 0,8. В процессе проходки выработок эти значения подлежат уточнению с соответствующей корректировкой результатов расчетов.

Для сопряжений большепролетных выработок (с пролетом 4,0–10,0 м) глубина нарушенной зоны оценивается по формуле [100] (м):

$$h_3 = 0,24 + 0,032 \cdot I_T + 0,064 \cdot K_c + 0,205 \cdot B, \text{ м}. \quad (5.9)$$

Для трехсторонних сопряжений значения h_3 , полученные по формулам (5.7) и (5.9), следует умножить на коэффициент, равный 1,25, а для выработок с четырехсторонним сопряжением — на 2,0.

Пример определения нарушенной зоны и удельной нагрузки на крепь приведен в Прилож. А (пример 2).

2. Выбор типа металлической арочной крепи из профиля СВП

Согласно классификации по ГОСТ 31560–2012 «Крепи металлические податливые рамные. Крепь арочная. Общие технические условия», для крепления горизонтальных и наклонных выработок предусматривается применение

5.4. Расчет параметров крепи

Таблица 5.4. Характеристики трехзвенной крепи типа КМП-А3

Показатель	СВП22 10,3–11,9 м ²	СВП27 12,4–14,4 м ²	СВП33 14,8–16,6 м ²	СВП33 17,2–19,8 м ²
Ширина по низу, не менее, мм	4180	4750	5190	5430
Высота, не менее, мм	3130	3540	3620	4250
Податливость, мм, не менее:				
вертикальная	300	350	400	450
горизонтальная	240	260	290	320
Несущая способность P_n , кН/раму, не менее	330 360*	410 450*	510 560*	490 540*
Соппротивление P_c , кН/раму, не менее	260 270*	290 340*	320 420*	320 400*
Нестабильность работы в податливом режиме не более, %	± 15 $\pm 10^*$	± 15 $\pm 10^*$	± 15 $\pm 10^*$	± 15 $\pm 10^*$

* Отмечены значения параметров для модернизированных крепей, выпускаемых с 2006 г.

проката СВП17, СВП19, СВП22, СВП27, СВП33. В зависимости от деформационных свойств горных пород число звеньев крепи может быть: 3; 4; 5.

Поперечное сечение выработок, закрепляемых арочной крепью, может изменяться от 7,8 до 19,8 м².

В табл. 5.4 приведены характеристики наиболее распространенных типов трехзвенной крепи КМП-А3 из профиля СВП.

Основанием для выбора типа арочной податливой крепи в горной выработке для конкретных условий является выполнение двух основных требований.

Первое — применение крепи с вертикальной податливостью, превышающей величину U для расчетного смещения.

Второе — сопротивление крепи P_c должно превышать вес $P_{об}$ возможной обрушенной породы, приходящейся на одну раму арочной крепи из профиля СВП.

В связи с отсутствием фактических данных о трещиноватости массива, а также об уточненных физико-механических свойствах пород при проектировании рекомендуется принять коэффициент запаса прочности крепи не менее 2.

Пример определения параметров металлической арочной крепи из профиля СВП приведен в Прилож. А (пример 3).

3. Определение параметров анкерной крепи

Анкерная крепь в ангидрит-доломитовых породах может использоваться в качестве временной или в качестве усиливающего элемента комбинированной крепи.

Расчет анкерной крепи выполняют по схеме «подвешивания», т.е. анкер закрепляют к устойчивому породному массиву за пределами возможного обрушения и рассчитывают на восприятие нагрузок, вызванных весом пород в кровле и стенках выработки.

5. Поддержание горизонтальных горных выработок в ангидрит-доломитовых породах

Таблица 5.5. Разрывное усилие некоторых видов анкеров

Тип анкера	Разрывное усилие анкера, кН
Стеклопластиковый (полиэфирные ампулы АМК) фирмы Minova	350
	400
	560
Инъекционный СП анкер Powerthread J64 фирмы Minova	250
	350
Канатный (полиэфирные ампулы АМК) фирмы Minova	307
Клинораспорный КА-16 (КРА-16)	110
Комбинированный анкер КАГ-20	120
Анкер с разрезным распорным замком КАС	110

Длина анкеров определяется по формуле

$$L_a = 1,3 \cdot h_3 + l_b, \text{ м}, \quad (5.10)$$

где l_b — длина выступающей из шпура части штанги, зависящая от ее конструкции, м; h_3 — глубина обрушаемой зоны, вычисляемой по формулам (5.7) и (5.9), м.

При проектировании длина выступающей из шпура части штанги принимается равной 0,06–0,08 м.

Расстояние между анкерами при квадратной сетке расположения, м

$$a = 0,63 (P/(Q m_c))^{0,5}, \quad (5.11)$$

где P — несущая способность анкеров, МН; Q — удельная нагрузка на крепь, МПа; m_c — коэффициент условий работы анкерной крепи: $m_c = 1,0$ для натяжных анкеров и $m_c = 1,5$ — для контактных.

Несущая способность некоторых видов анкеров приведена в табл. 5.5.

При креплении выработок в трещиноватых породах целесообразно применение подхватов типов:

- ПАГ.01 длиной 2,3 м с тремя отверстиями под анкеры;
- ПАГ.001-01 длиной 3,3 м с четырьмя отверстиями под анкеры.

Возможно использование затяжки из доски толщиной 0,04 м с антипиреновым покрытием. Шаг установки подхватов с затяжкой не более 1,3 м.

Анкерную крепь следует применять как крепь длительного использования — для выработок I категории устойчивости и как временную крепь или длительного использования в комбинации с другими типами крепи (например, набрызг-бетонной) — для II, III и V категорий устойчивости.

Пример определения расстояния между анкерами приведен в Прилож. А (пример 4).

4. Применение набрызг-бетонной крепи

Набрызг-бетонная (торкрет-бетонная) крепь без усиливающих элементов (сетки, анкеров) может применяться: в качестве временной; при ремонте бетонной крепи и восстановлении набрызг-бетонного покрытия.

Толщина набрызг-бетонного покрытия (м) рассчитывается по формуле [100]

$$\delta = 0,5 (Q/\sigma_p)^{0,5}, \quad (5.12)$$

где δ — толщина набрызг-бетонного покрытия, м; Q — удельная нагрузка на крепь, МПа; σ_p — расчетное сопротивление набрызг-бетона и армированного фиброй набрызг-бетона осевому растяжению, МПа.

Для проектных марок набрызг-бетона М300, М400, М500 при отсутствии армирования принимают значение σ_p , равным 1,0; 1,2 и 1,4 МПа, а при наличии армирования — 1,2; 1,4 и 1,6 МПа.

Пример расчета толщины набрызг-бетонной крепи на сопряжениях горных выработок приведен в Прилож. А (пример 5).

5. Применение комбинированной крепи

Набрызг-бетонная (торкрет-бетонная) крепь может эффективно применяться для крепления капитальных выработок длительного периода эксплуатации при применении в комплексе с анкерной крепью и сеткой.

Наиболее эффективными типами анкеров комбинированной крепи для обеспечения длительного срока службы выработок в ангидрит-доломитовых породах является использование контактных железобетонных или сталеполимерных анкеров.

Расчет толщины набрызг-бетонного покрытия комбинированной крепи с использованием анкеров и металлической сетки производится по формуле

$$\delta = 0,065 \cdot a \cdot (10 \cdot Q)^{0,5}, \text{ м}, \quad (5.13)$$

где a — расстояние между анкерами, м; Q — нагрузка на крепь, МПа.

Если по расчету получается, что δ меньше 0,03 м, то принимается для исполнения $\delta = 0,03$ м.

На участках сильнотрещиноватых пород толщина слоя набрызг-бетона может быть увеличена до 10 см [100].

Пример определения толщины набрызг-бетонного покрытия при применении комбинированной крепи показан в Прилож. А (пример 6).

6. Применение сетки для предотвращения локальных вывалов породы

Нагрузка на сетку от локального вывала породы между анкерами (МН) рассчитывается по формуле

$$Q_c = 0,4 \cdot a^3 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.14)$$

где a — расстояние между анкерами при квадратной сетке их расположения, м; φ — угол внутреннего трения породы.

5. Поддержание горизонтальных горных выработок в ангидрит-доломитовых породах

Таблица 5.6. Стальные плетеные одинарные сетки

Металлическая сетка с ромбической ячейкой				Металлическая сетка с квадратной ячейкой			
Номер сетки*	Диаметр проволоки, мм	Живое сечение сетки, %	Масса 1 м ² сетки, кг	Номер сетки*	Диаметр проволоки, мм	Живое сечение сетки, %	Масса 1 м ² сетки, кг
5	1,2	55,9	4,52	10	1,2 1,4	78,9 76,2	1,96 2,68
6	1,2	61,0	3,73	12	1,4 1,6	79,0 77,0	2,24 2,92
8	1,2 1,4	69,8 65,5	2,78 3,80	15	1,6 1,8 2,0	80,9 78,9 73,0	2,27 2,88 3,60
10	1,2 1,4	75,3 71,5	2,20 3,00	20	2,0	81,4	2,66
12	1,4 1,6	76,3 73,3	2,48 3,24	25	2,0 2,5	84,7 81,8	2,15 3,36
15	1,6 1,8	77,5 76,0	2,57 3,25	35	2,0 2,5	91,0 87,0	1,56 2,44
20	2,0	81,4	3,00	45	2,5 3,0	84,4 87,0	1,87 2,70
—	—	—	—	50	3,0	88,8	2,42
—	—	—	—	60	3,0	90,5	2,00
—	—	—	—	80	4,0	90,3	2,76
—	—	—	—	100	5,0	90,5	3,40

* Номер сетки соответствует номинальному размеру.

Таблица 5.7. Область применения сеток разной прочности

Разрывная нагрузка сетки, отнесенная к ширине, кН/м	Условия применения сетки		
	Ограждаемая поверхность выработок	Характеристика вмещающих пород и выработок	Коэффициент прочности пород по Протодеяконову, $f_{кр}$
До 100	Борта	Породы однородные и разнородные средней устойчивости (песчаники, аргиллиты, алевролиты и др.). Выработки расположены как в удалении, так и вблизи зоны влияния очистного забоя. Любая глубина заложения выработок	$3 \leq f_{кр} \leq 8$
От 100 до 200	Кровля	В кровле имеются нарушенные породы. Выработка находится на глубине более 300 м или в зоне влияния очистных работ	$4 \leq f_{кр} \leq 6$
От 200 до 300 и более	»	В массиве нарушенные, перемятые породы, развитые трещины. Глубина заложения выработки — более 300 м. Выработка расположена в зоне влияния очистных работ или других находящихся вблизи выработок	$3 \leq f_{кр} \leq 4$

5.4. Расчет параметров крепи

Диаметр проволоки сетки (м) вычисляется по формуле

$$D = 0,006 \cdot a \cdot Q_c^{0,5}. \quad (5.15)$$

Тип сетки определяется на основании установленного диаметра проволоки в соответствии с табл. 5.6 [100].

Взамен металлической сетки возможно применение полимерной сетки [95, 101].

Примеры определения диаметра проволоки металлической сетки и толщины набрызг-бетонного покрытия при применении комбинированной крепи приведены в Прилож. А (пример 7).

Рациональные области применения сеток разной прочности показаны в табл. 5.7.

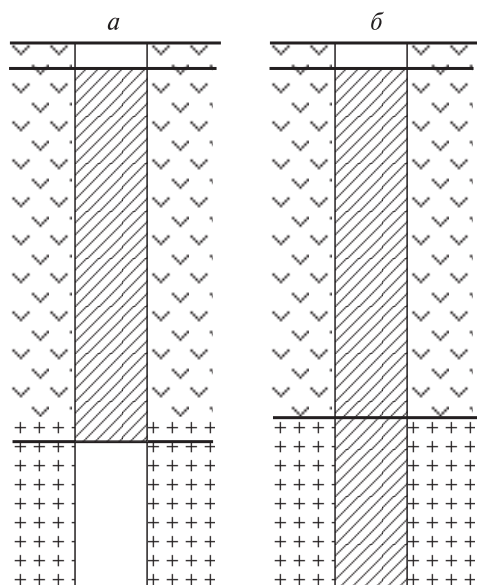
ПОДДЕРЖАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ

6.1. Крепь шахтных стволов

Постоянная крепь шахтных стволов должна после окончания всех работ по креплению и обустройству ствола исключить водоприток через крепь в ствол, приток подземных вод в рудник, а также препятствовать смещению породной стенки внутрь ствола.

В сложных горно- и гидрогеологических условиях соляных месторождений для крепления шахтных стволов, как правило, применяются двух-трехслойные комбинированные крепи. Крепь выполняется обычно из монолитного бетона, бетона и кирпича или чугунных тюбингов с заполнением затюбингового пространства бетоном или раствором [102]. Толщина крепи на глубинах до 500 м обычно составляет 400–500 мм, а на больших глубинах 600–700 мм.

Можно выделить две схемы с использованием тюбингов и бетонной крепи



Породы:



соляные



надсоляные



Участок расположения тюбингов

стволов, применяемых на Верхнекамском месторождении (рис. 6.1). На первой схеме (рис. 6.1, а) приведен ствол, в котором чугунными тюбингами закреплен участок от устья ствола до соляной залежи, служащей водоупором. Ниже данного участка ствол обычно крепится монолитной бетонной крепью. На второй схеме (рис. 6.1, б) представлен ствол, закрепленный на всю глубину чугунными тюбингами. Часто такая колонна тюбингов имеет разрывы на участках сопряжений, которые закреплены монолитно-бетонной крепью. Вторая схема содержит усиление крепи первой схемы. Схему крепи шахтного ствола выбирает проектная организация на основе анализа горно- и гидрогеологических условий.

Рис. 6.1. Схемы тюбинговой и бетонной крепи в стволах Верхнекамского месторождения калийных солей.

Чисто бетонные крепи являются жесткими и не могут противостоять деформациям ползучести соляного массива с течением времени. В результате проведенных исследований методом математического моделирования и оценки влияния различных факторов на динамику роста напряжений в бетонной крепи установлено, что при длительных сроках возникают проблемы с устойчивостью крепи (см. п. 6.2). Данный вывод подтверждается многочисленными натурными наблюдениями.

Увеличение времени устойчивого состояния крепи шахтных стволов может быть достигнуто путем применения комбинированной крепи, содержащей монолитную бетонную крепь и слой из податливого материала, располагаемого между бетоном и соляной породой.

Применение податливого слоя в строго определенных местах может быть обосновано с помощью численного моделирования.

Методом математического моделирования вариантов комбинированной крепи выполнены исследования, в которых в качестве податливого слоя использован пенобетон различной жесткости (см. п. 6.2). Установлено, что изменение толщины и жесткости слоя пенобетона несущественно влияет на вертикальную и горизонтальную конвергенции контура выработки. При этом бетонная крепь выполняет свою функцию только до определенного момента времени, после которого происходит ее разрушение.

Чем больше времени между обнажением пород и вводом крепи в работу, тем меньшие нагрузки испытывает крепь. Рационально применение временной анкерной крепи с последующим возведением двухслойной крепи с созданием податливого слоя. Примером может служить двухслойная крепь с внутренним слоем из монолитного бетона или тюбингов, а наружным — из податливого материала, способного деформироваться на границе с породным массивом.

Во ВНИМИ разработаны конструкции крепи с вязким (в оболочке), сыпучим заполнителем и со штучным пустотелым материалом [103]. Однако использование таких материалов приводит к появлению неоднородных по заполнению областей и, как следствие, неравномерному нагружению бетонной стенки ствола.

Сравнительные геомеханические расчеты показали, что материал податливого слоя должен удовлетворять следующим требованиям: большие объемные деформации (хорошая сжимаемость) должны достигаться при слабо возрастающем давлении. Для обычных материалов (например, металлов) связь между давлением и объемной деформацией является линейной, а для пористых она, как правило, нелинейна с упрочнением.

Таким образом, необходим материал (или конструкция) с постоянным сопротивлением деформированию (до 50 % и более) при сжатии. Такими свойствами могут обладать высокопористые материалы с ячеистой структурой, например пенополистиролы [72, 138]. Результаты экспериментальных исследований данного материала приведены в п. 6.3.

В случае применения податливого слоя из пенополистирола бетонный ствол как бы отделяется от породного массива, нормальная нагрузка на него длительное время остается практически постоянной и незначительной; касательные напряжения отсутствуют. В связи с этой особенностью появляется ряд

дополнительных вопросов, касающихся рациональной высоты звена бетонной крепи ствола и конструкции опорного венца.

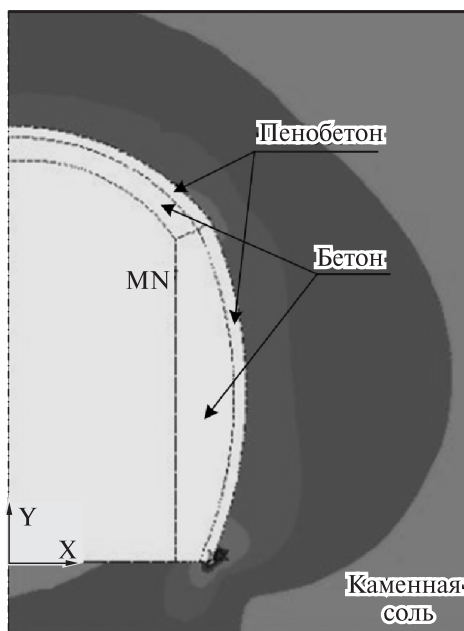
При слабом взаимодействии бетонной стенки с породным массивом (при наличии податливого слоя) необходимо увеличение площади «постели» кольцевого вруба, усиление конструкции опорного венца армированием или тюбингами.

Важным элементом является наличие деформационного шва, разделяющего ствол на отдельные участки (см. п. 6.7). Неправильные расчеты геометрии опорного венца и размеров звена крепи могут привести к серьезным последствиям, разрушению породной «постели» вруба или проседанию всего комплекса крепи шахтного ствола.

6.2. Влияние двухслойной крепи с податливым слоем из пенобетона на конвергенцию контура одиночной горизонтальной выработки методами математического моделирования

Рассмотрена одиночная выработка на глубине $H = 438$ м при следующих исходных данных:

- высота выработки — 10 м;
- высота боковой стенки — 8,2 м;
- ширина выработки — 8,5 м;
- толщина бетона в кровле выработки — 0,6 м, в боковой стенке — 1,5 м;
- толщина пенобетона в кровле и в боковой стенке выработки — 0,3 м.



Задача решена в плоской постановке. Размеры расчетной области составляют 80 м по высоте и 50 м по ширине. На левой и нижней границах расчетной области приняты условия симметрии (отсутствие нормальных перемещений); на верхней и правой границах приложены равномерные нормальные нагрузки (горное давление) $q_y = 9$ МПа, $q_x = 8$ МПа. Кроме того, учитывался собственный вес всех элементов расчетной области (рис. 6.2).

Расчеты проводили в программном комплексе ANSYS с использованием нелинейных моделей пластического тела (модель Мизеса с мультилинейным упрочнением) и учетом ползучести.

Рис. 6.2. Фрагмент расчетной области для одиночной выработки.

6.2. Влияние двухслойной крепи с податливым слоем из пенобетона на конвергенцию

Таблица 6.1. Механические характеристики материалов крепи и приконтурных пород

Характеристика	Каменная соль	Бетон М300	Пенобетон
Модуль деформации E_d , МПа	3600	10 000	500
Коэффициент Пуассона μ	0,32	0,20	0,45

Значения механических характеристик, принятые в расчетах, указаны в табл. 6.1.

Результаты расчета представлены на рис. 6.3. Бетонная крепь позволяет уменьшить вертикальную конвергенцию приблизительно в 2 раза, а горизонтальную только в 1,4–1,5 раза. При больших временах наблюдается значительное пучение почвы (кривая 5 на рис. 6.3).

Расчеты показали, что при больших временах происходит разрушение бетонной крепи из-за нарастающего перемещения массива каменной соли внутрь выработки. На рис. 6.4 (см. вкл.) представлена динамика роста интенсивности напряжений в верхней части бетонной крепи, выводящей ее за пределы несущей способности. Зоны предполагаемого разрушения показаны на рис. 6.4 стрелками. Таким образом, жесткая бетонная крепь выполняет свою роль до определенного времени.

Рассмотрены варианты с различной жесткостью пенобетона. В табл. 6.2 представлены результаты расчетов для пенобетона одинаковой толщины 0,3 м, с разными модулями деформации E_d . Очевидно, что изменение модуля деформации (на порядок) оказывает слабое влияние на величину вертикальной и горизонтальной конвергенций.

Рассмотрены варианты с различной толщиной слоя пенобетона. Представлены результаты расчетов для пенобетона с одинаковым модулем деформации

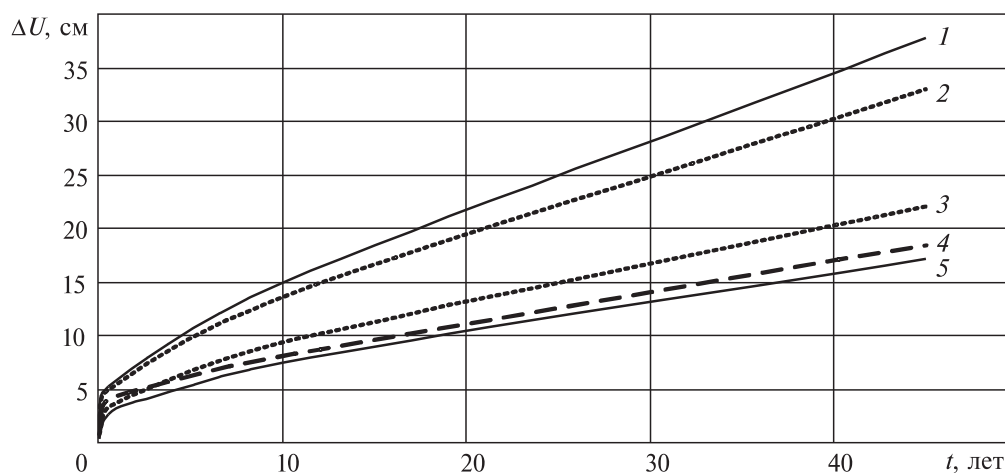


Рис. 6.3. Зависимости вертикальной и горизонтальной конвергенции одиночной выработки без крепи и с бетонной крепью от времени.

1, 2 — выработка без крепи; 3, 4 — с бетонной крепью; 5 — пучение почвы.

6. Поддержание вертикальных выработок в соляных породах

Таблица 6.2. Вертикальная (U_y) и горизонтальная (U_x) конвергенция выработки для слоя из пенобетона одинаковой толщины 0,3 м с различными модулями его деформирования, см

Время исследования, лет	Модуль E_d , МПа					
	1000		500		100	
	U_y	U_x	U_y	U_x	U_y	U_x
0,2	0,4	1,0	0,5	0,9	0,6	0,7
0,6	2,5	3,5	2,5	3,4	2,6	3,3
10	7,2	9,5	7,4	9,3	7,6	9,4
45	17,2	21,9	17,2	22,1	18,3	22,3

Таблица 6.3. Вертикальная U_y и горизонтальная U_x конвергенция выработки для слоя из пенобетона с одинаковым модулем деформации 500 МПа (см) при различной его толщине

Время исследования, лет	Толщина, м					
	0,05		0,30		0,50	
	U_y	U_x	U_y	U_x	U_y	U_x
0,2	0,4	0,9	0,5	0,9	0,6	1,1
0,6	2,3	3,3	2,5	3,4	2,5	3,5
10	7,1	9,3	7,4	9,3	7,2	9,5
45	17,4	22,3	17,2	22,1	17,3	22,3

$E_d = 500$ МПа различной толщины (табл. 6.3). Очевидно, что изменение толщины слоя пенобетона на порядок также оказывает слабое влияние на вертикальную и горизонтальную конвергенцию.

Отметим также, что жесткость и толщина слоя пенобетона влияет и на интенсивность напряжений в бетонной крепи. С ростом жесткости и/или уменьшением толщины пенобетона возрастают напряжения. Это означает, что (при более жестком и тонком слое пенобетона) бетонная крепь начинает разрушаться раньше, чем при мягком и «толстом» слое.

Пенобетон традиционно применяют в качестве податливого слоя в монолитной бетонной крепи. Однако, как показано выше, эффект от его применения весьма незначителен. В соляных породах пенобетон в закрепном пространстве находится в состоянии объемного сжатия, передавая значительные нагрузки на бетонную крепь. Данный вывод также подтверждается натурными наблюдениями, проведенными авторами на руднике «Интернациональный» АК «Алроса».

Оценочные геомеханические расчеты показали, что материал податливого слоя должен удовлетворять следующим требованиям: обладать большими объемными деформациями (хорошая сжимаемость), достигаемыми при слабо возрастающем (ограниченном) давлении.

Такие свойства имеют, например, пенополистиролы.

6.3. Экспериментальные исследования материалов для создания податливого слоя

На универсальной машине Zwick/Roell Z-250 проведены испытания на сжатие образцов пенополистирола марки «Пеноплэкс-35» в виде одной или нескольких пластин размером 100×100×48 мм, наложенных друг на друга.

На рис. 6.5 показаны экспериментальные кривые напряжение-деформация для одной — трех (положенных друг на друга) пластин пенополистирола, полученных для двух постоянных скоростей перемещения траверсы ($V_1 = 1$ мм/мин и $V_2 = 10$ мм/мин).

Кривые практически совпадают, что дает основание говорить о слабом влиянии скорости перемещения траверсы и количества пластин на сопротивление пенополистирола.

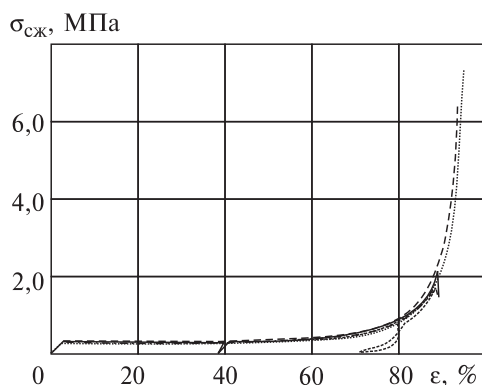


Рис. 6.5. Зависимость напряжение-деформация для пенополистирола «Пеноплэкс-35».

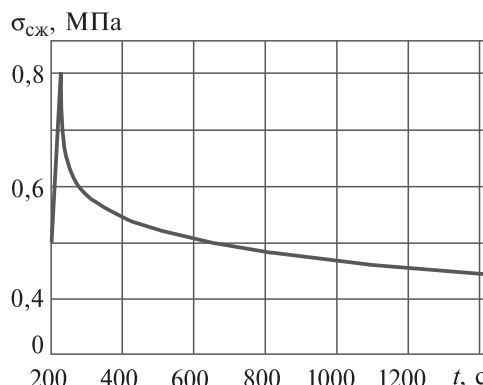


Рис. 6.6. Релаксация напряжений в пенополистироле «Пеноплэкс-35» при уровне деформаций 80 %.

Из диаграммы σ – ϵ (рис. 6.5) видно, что при деформациях сжатия до 50–60 % сопротивление пенополистирола сжатию практически постоянно и составляет 0,25–0,3 МПа. Дальнейшее уплотнение ведет к повышению сопротивления до 0,8–0,9 МПа (80 %); 2–2,5 МПа (90 %); 6–7 МПа (95 %).

Дополнительно проведены испытания на кратковременную релаксацию напряжений при достигнутом уровне деформаций сжатия 20 и 80 % (рис. 6.6).

Эксперименты показали, что релаксация напряжений в течение 20 мин при уровне деформаций 20 % составляет около 38 %, а при уровне деформаций 80 % — около 44 %. Поскольку реальное нагружение податливого слоя в закрепном пространстве является достаточно длительным, обнаруженная в опытах кратковременная релаксация напряжений ведет к дополнительному снижению жесткости (сопротивляемости) податливого слоя. Релаксация напряжений в пенополистироле обеспечивает постоянный контакт податливого слоя с окружающим породным массивом и бетонной крепью горной выработки.

Дополнительно проведены сравнительные испытания пенополистиролов марок «Пеноплэкс-35» и «Пеноплэкс-кровля» [138] (рис. 6.7).

Из рис. 6.7 видно, что пенополистирол марки «Пеноплэкс-кровля» является аналогом «Пеноплэкс-35». Рассмотренные марки пенополистирола

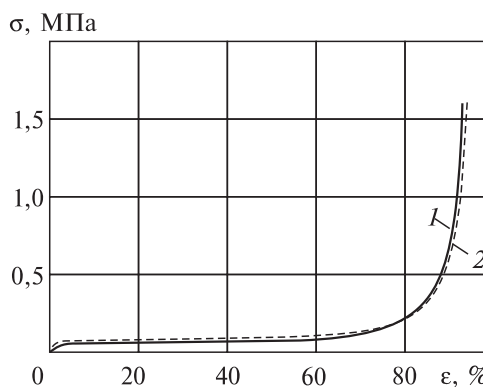


Рис. 6.7. Зависимость напряжение-деформация для пенополистирола марок «Пеноплэкс-35» (1) и «Пеноплэкс-кровля» (2).

за счет высокой начальной пористости и пластического (нехрупкого) поведения могут служить практически идеальным материалом для использования в качестве податливого слоя в бетонной крепи стволов и выработок, пройденных в соляных породах.

Данный метод реализован при строительстве двух шахтных стволов Усть-Яйвинского рудника, в проектах строительства двух шахтных стволов на Половодовском участке, на «Южном руднике СКРУ-2», ствола № 4 на руднике СКРУ-3 (ПАО «Уралкалий») и двух шахтных стволов Усольского рудника (ПАО «Еврохим»).

6.4. Математическое моделирование взаимодействия бетонной крепи ствола с податливым слоем и породным массивом

Наряду с использованием накопленного опыта по созданию различных конструкций стволов и приближенных инженерных методик расчета [103] важным элементом проектирования является разработка математических моделей исследуемых конструкций и процессов. В этом направлении используется последовательное построение различных двухмерных (2D) и пространственных (3D) моделей.

Исследования взаимодействия бетонной крепи с податливым слоем выполнены применительно к горно-геологическим условиям шахтного поля Усть-Яйвинского рудника.

На рис. 6.8 (см. вкл.) приведен фрагмент расчетной схемы крепи ствола с податливым слоем в рамках 2D-модели в горизонтальной плоскости.

На рис. 6.9 приведена расчетная схема в рамках 2D-модели в вертикальной плоскости.

Наиболее информативными и затратными по разработке и процессорному времени являются пространственные 3D-модели. При этом необходимо понимать, что учет некоторых мелких деталей возможен только в более «грубых» 2D-моделях. Более того, пространственные модели можно реализовать лишь на достаточно «грубой» конечно-элементной сетке при больших временных шагах и ограниченном реальном времени прогнозирования.

На рис. 6.10 показан фрагмент расчетной схемы 3D-модели. На левой и правой передних вертикальных плоскостях, а также нижней горизонтальной плоскости задано отсутствие нормальных перемещений. На соответствующих им противоположных плоскостях заданы нормальные напряжения (вертикальные и горизонтальные). Кроме того, учитывался собственный вес всех элементов системы (бетона и соляного массива).

Бетон и податливый слой из пенополистирола рассматривались как упругопластические тела, соляной массив — как вязкоупругопластическое тело. Конкретный вид физических уравнений и параметры модели приведены в ранее опубликованных работах [45, 72].

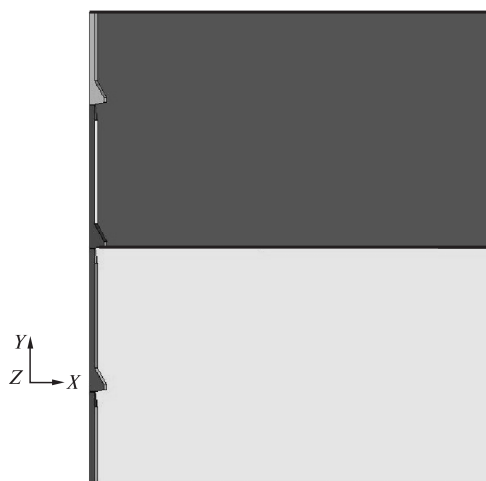


Рис. 6.9. Расчетная схема вертикального сечения ствола (нескольких звеньев) с податливым слоем.

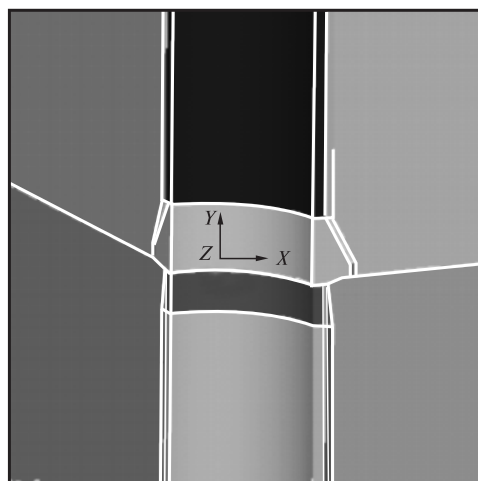


Рис. 6.10. Фрагмент расчетной схемы 3D-модели.

В качестве примера на рис. 6.11 (см. вкл.) показано поле напряжения σ_y , являющееся окружным для правой вертикальной плоскости и радиальным для левой.

Проведены серии расчетов по всем моделям, в том числе тестовые с уточнением параметров физических уравнений. Выполнен анализ влияния различных факторов (наличие и толщина податливого слоя, геометрия опорного венца) на временные зависимости конвергенции соляного массива и стенок ствола: давления передаваемого на ствол со стороны соляного массива в результате процесса ползучести, напряженного состояния элементов ствола. Определены рациональные параметры геометрии конструкции комбинированной крепи ствола.

6.5. Влияние геометрических параметров бетонной крепи и податливого слоя на устойчивость ствола в 2D постановке (горизонтальное сечение)

В рамках плоской деформации рассмотрена задача о нагружении горным давлением бетонного ствола при наличии или отсутствии податливого слоя. Исследовано влияние неравномерной толщины стенки бетона и/или податливого слоя на напряженно-деформированное состояние ствола применительно к условиям Усть-Яйвинского рудника Верхнекамского месторождения калийных солей. Также проанализировано влияние неравномерности действия горного давления в горизонтальной плоскости.

Фрагмент расчетной схемы показан на рис. 6.8. На нижней и левой границе расчетной области задано отсутствие нормального перемещения, а на верх-

ней и правой границе задано нормальное давление q_x и q_y . Расположение расчетных точек, по которым проводилась оценка, представлено на рис. 6.12 (см. вкл.).

Свойства породного массива соответствуют силвиниту пласта Красный II, свойства бетона — марке М300, податливый слой — марке «Пеноплэкс-35».

Неравномерная толщина бетона учитывается путем задания разных значений параметров h_x и h_y (толщина бетонного слоя вдоль оси x и y), а податливого слоя через параметры h_{px} и h_{py} соответственно.

В расчетах рассмотрены следующие варианты крепи ствола:

0 — незакрепленный симметричный ствол;

А — симметричный слой бетона $h_x = h_y = 0,5$ м без податливого слоя;

Б — несимметричный слой бетона $h_x = 0,4$ м; $h_y = 0,5$ м без податливого слоя;

В — симметричный слой бетона $h_x = h_y = 0,5$ м с симметричным податливым слоем $h_{px} = h_{py} = 0,4$ м;

Г — симметричный слой бетона $h_x = h_y = 0,5$ м с несимметричным податливым слоем $h_{px} = 0,2$ м; $h_{py} = 0,4$ м;

Д — симметричный слой бетона $h_x = h_y = 0,5$ м с тонким симметричным податливым слоем $h_{px} = h_{py} = 0,2$ м.

Расчеты по вариантам 0, А–Д проведены при равномерном боковом давлении $q_x = q_y = 7,7$ МПа.

В табл. 6.4 представлены средние значения давления в точках p_{57} и p_{68} , передаваемые со стороны породного массива или податливого слоя на внешнюю поверхность бетона по точкам 5, 7 и 6, 8 соответственно. Средние значения окружных напряжений σ_ϕ^{13} и σ_ϕ^{24} на внутренней поверхности бетона представлены по точкам 1, 3 и 2, 4 соответственно. Значения конвергенции контура ствола ΔU_x^{13} и ΔU_y^{24} между точками 1, 3 и 2, 4 соответственно определены для времени $T = 30$ лет (см. рис. 6.12).

Анализ табл. 6.4 позволяет сделать следующие выводы:

- применение податливого слоя значительно (на порядок) уменьшает напряжения, возникающие в бетонной стенке под действием горного давления;
- неравномерная толщина бетона приводит к увеличению максимальных окружных напряжений на 10–15 %;
- неравномерная толщина податливого слоя приводит к значительно большему увеличению максимальных окружных напряжений (в 2,5–3 раза);
- во всех случаях (постоянная или переменная толщина стенки бетона и/или податливого слоя) применение податливого слоя значительно снижает нагрузки, передаваемые от породного массива к бетонной стенке ствола.

Дополнительно рассмотрены два варианта, учитывающие неравномерность бокового давления вдоль осей x и y на ± 10 %:

Е — симметричный слой бетона $h_x = h_y = 0,5$ м без податливого слоя, $q_x = 8,47$ МПа, $q_y = 6,93$ МПа;

Ж — симметричный слой бетона $h_x = h_y = 0,5$ м с симметричным податливым слоем $h_{px} = h_{py} = 0,4$ м; $q_x = 8,47$ МПа; $q_y = 6,93$ МПа.

Результаты расчетов по вариантам Е и Ж представлены в табл. 6.5.

6.6. Влияние геометрических параметров бетонной крепи и податливого слоя

Таблица 6.4. Расчетные значения давления, передаваемого на внешнюю поверхность бетона, окружающих напряжений, действующих на внутренней поверхности бетона, и конвергенции контура ствола

Задача	p_{57}	p_{68}	σ_{ϕ}^{13}	σ_{ϕ}^{24}	ΔU_x^{13}	ΔU_y^{24}
	МПа				см	
0	—	—	6,2	6,2	13,6	13,6
А	5,2	5,2	62,1	62,1	1,1	1,1
Б	4,7	5,2	68,9	61,0	1,7	1,6
В	0,4	0,4	3,9	3,9	0,1	0,1
Г	0,7	0,2	2,8	10,9	1,3	1,1
Д	0,6	0,6	6,3	6,3	0,2	0,2

Таблица 6.5. Оценка влияния асимметричности нагрузок на бетонную крепь ствола

Задача	p_{57}	p_{68}	σ_{ϕ}^{13}	σ_{ϕ}^{24}	ΔU_x^{13}	ΔU_y^{24}
	МПа				см	
Е	4,8	5,9	73,8	52,6	2,3	1,0
Ж	0,6	0,6	5,2	8,6	-0,2	0,5

Неравномерность действующего горного давления вдоль взаимно-перпендикулярных горизонтальных направлений x и y приводит к повышению окружного напряжения на

внутренней поверхности бетона на 19 % (сравнение вариантов Е и А) и в 2,2 раза (сравнение вариантов Ж и В). При неравномерном боковом давлении также очевидно положительное влияние податливого слоя (сравнение вариантов Е и Ж).

6.6. Влияние геометрических параметров бетонной крепи и податливого слоя на устойчивость крепи ствола (вертикальное сечение)

В рамках осесимметричной деформации рассмотрена задача о нагружении горным давлением бетонной крепи вертикального ствола при наличии или отсутствии податливого слоя. Исследовано влияние податливого слоя на напряженно-деформированное состояние ствола и опорного венца применительно к условиям Усть-Яйвинского рудника.

На нижней границе расчетной области принято отсутствие нормального перемещения, а на верхней и правой границе задано нормальное давление q_y и q_x соответственно. Также учитывался удельный вес вмещающих пород и бетона.

На рис. 6.13 показан в деталях фрагмент расчетной схемы вблизи опорного венца ствола.

Как и в п. 6.5 свойства породного массива соответствуют сальвиниту пласта Красный II, свойства бетона — марке М300, податливый слой — марке «Пеноплэкс-35».

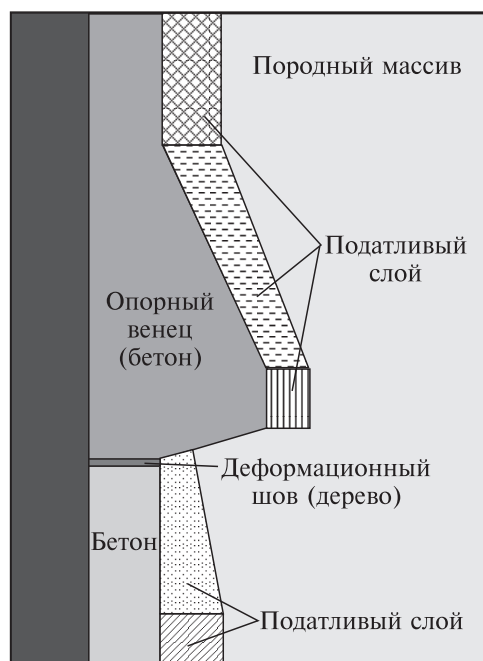


Рис. 6.13. Фрагмент расчетной схемы опорного венца крепи ствола.

Рассмотрены разные варианты геометрии ствола и опорного венца, в результате приняты следующие параметры крепи (м):

- толщина бетонного цилиндрического слоя — 0,5;
- толщина податливого слоя за крепью ствола — 0,3;
- толщина податливого слоя за опорным венцом — 0,2;
- высота опорного венца — 2,5;
- ширина опорного венца — 1,5.

В результате конечно-элементных расчетов установлено, что наличие податливого слоя за цилиндрической частью ствола значительно (на порядок) уменьшает радиальную конвергенцию внутреннего диаметра (рис. 6.14, см.

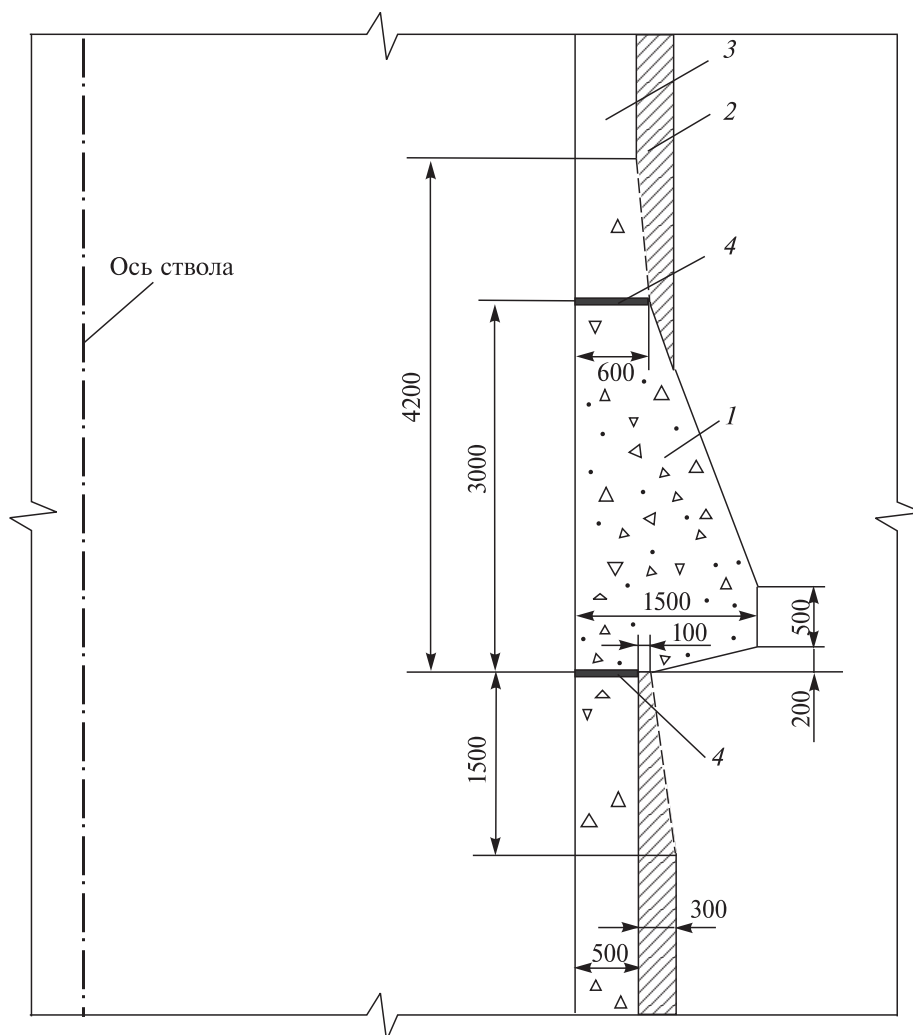


Рис. 6.16. Конструкция опорного венца.

1 — опорный венец; 2 — податливый слой; 3 — бетонная крепь; 4 — деформационный шов.

вкл.). Также значительно (на порядок) падает давление на наружной части бетона, передаваемого в результате ползучести природного массива.

Установлено, что в целом наличие податливого слоя значительно улучшает напряженно-деформированное состояние цилиндрической части ствола, но приводит к существенно неравномерному нагружению опорного венца, что отрицательно сказывается на напряженном состоянии сопряжения с цилиндрической частью бетонного ствола — над опорным венцом. В цилиндрической части ствола возникают растягивающие напряжения (рис. 6.15, см. вкл.). Также в нижней части венца на внутренней поверхности появляются большие тангенциальные напряжения сжатия.

Проведены многочисленные расчеты с различными вариантами наличия/отсутствия: податливого слоя, деформационного шва, тубингов.

На основании расчетов предложена новая конструкция опорного венца, содержащая деформационные швы, отделяющий опорный венец от цилиндрической части ствола (рис. 6.16).

На рис. 6.17 показаны временные зависимости горизонтальной конвергенции ствола, давления на ствол со стороны породного массива и окружающих напряжений в стволе при наличии/отсутствии податливого слоя.

Видно, что конвергенция ствола уменьшается в 5–8 раз, давление на ствол — в 7–10 раз, а окружающие напряжения в стволе — в 4–7 раз.

Таким образом, показано принципиальное улучшение напряженно-деформированного состояния цилиндрической части ствола при наличии податливого слоя.

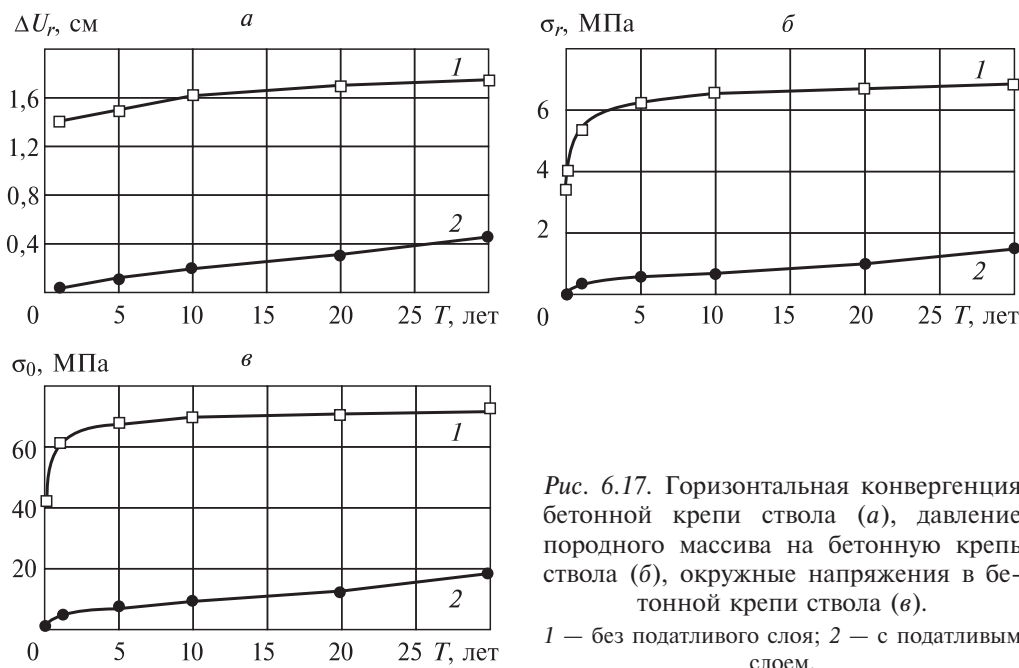


Рис. 6.17. Горизонтальная конвергенция бетонной крепи ствола (а), давление породного массива на бетонную крепь ствола (б), окружающие напряжения в бетонной крепи ствола (в).

1 — без податливого слоя; 2 — с податливым слоем.

Для уменьшения смещений опорного венца относительно цилиндрической части ствола и излома бетонной крепи в районе опорного венца предложено создание горизонтальных деформационных швов (см. рис. 6.13). Податливый слой присутствует только за цилиндрической частью крепи ствола.

Данное решение принято на основании серии расчетов с анализом влияния различных конструктивных параметров (наличие/отсутствие) на напряженно-деформированное состояние опорного венца.

Рассмотрены следующие основные варианты:

- 1 — без податливого слоя, деформационного шва и тюбингов;
- 2 — без податливого слоя, с деформационным швом и тюбингами;
- 3 — с полным податливым слоем без деформационного шва и тюбингов;
- 4 — с полным податливым слоем, деформационным швом и тюбингами;
- 5 — с податливым слоем только за цилиндрической частью ствола, с деформационным швом и тюбингами.

На рис. 6.18 показано распределение горизонтальной конвергенции по высоте опорного венца и начала цилиндрической части ствола для этих вариантов (начальная координата $y = 0$ соответствует основанию опорного венца). Стрелкой А на рис. 6.18 показано положение деформационного шва (верхняя часть опорного венца), стрелкой Б — граница перехода к цилиндрической части ствола.

Видно, что варианты 1 и 2 (без податливого слоя) значительно проигрывают по конвергенции в цилиндрической части ствола; 3 и 4 (с полным податливым слоем) по всей длине конструкции хорошо работают в цилиндрической части, но значительно ухудшают конвергенцию опорного венца.

Вариант 5 (см. рис. 6.18), в котором податливый слой применяется только за цилиндрической частью ствола в совокупности с деформационным швом и тюбингами, единственно приемлемый как для цилиндрической части крепи ствола, так и для опорного венца.

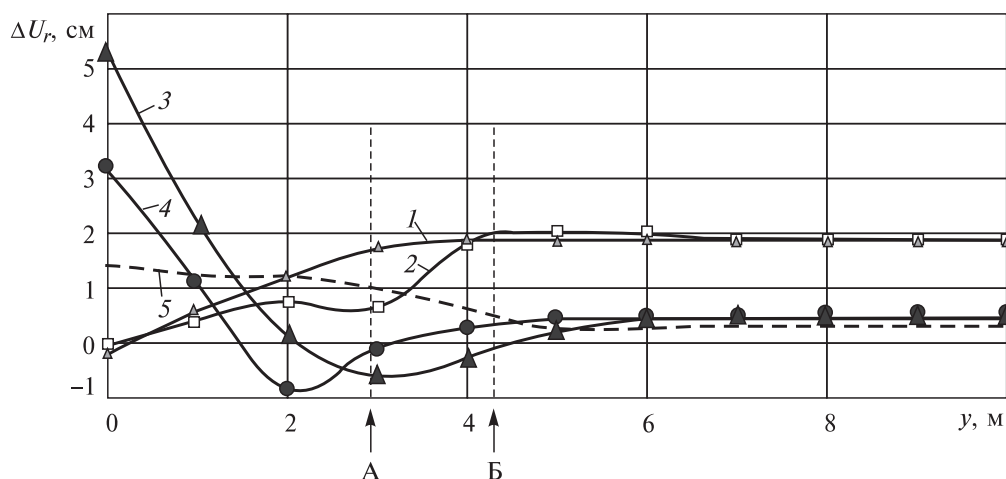


Рис. 6.18. Распределение конвергенции по длине ствола.

А — положение деформационного шва (верхняя часть опорного венца); Б — граница перехода к цилиндрической части ствола.

1–5 — номера вариантов расчета.

Помимо оценки конвергенции, при выборе рациональной конструкции учитывалось напряженное состояние в опорном венце. В варианте 1 растягивающие окружные напряжения невелики и занимают небольшую область (рис. 6.19, см. вкл.).

Вариант 3 (с полным податливым слоем) — худший с точки зрения напряженного состояния в опорном венце (рис. 6.19). Ненагруженная боковая часть венца и перегруженная область контакта с породным массивом («постель» венца) формируют изгибающий момент, приводящий к области сильного растяжения.

Вариант 5 с деформационным швом, тубингами и ограниченным только цилиндрической частью ствола податливым слоем вообще не создает растягивающих окружных напряжений в опорном венце (рис. 6.19).

Таким образом, на основе анализа напряженно-деформированного состояния крепи ствола и вмещающего его породного массива установлен приемлемый вариант конструкции бетонной крепи ствола — это вариант 5. Увеличенная толщина венца связана с необходимостью обеспечить достаточную опорную поверхность контакта (площадь «постели») с породным массивом, которая уменьшается при применении податливого слоя. Толщина податливого слоя под опорным венцом в верхней части другого звена уменьшается до 0,1 м.

При применении крепи ствола с податливым слоем не следует использовать высоту звена крепи более 35 м (опорный венец в сильвините) — 45 м (опорный венец в каменной соли). При строительстве ствола возможны различные отклонения от идеальной геометрии как радиуса стенки породного массива, так и толщины податливого слоя и бетонной крепи ствола. Это может привести к появлению технологических напряжений, перекосам (неравномерным нагрузкам), потере устойчивости, которые не могут быть полностью промоделированы с помощью численных методов. По этой причине толщина податливого слоя также должна быть ограничена до 0,3–0,4 м.

6.7. Контактное давление опорного венца на соляной массив

Давление опорного венца на породный массив при наличии податливого слоя определяется весом звена бетонной крепи, так как в этом случае он практически отделен от породного массива — дополнительные силы сцепления со стороны породного массива отсутствуют.

Вес звена ствола складывается из веса цилиндрической части $P_{\text{ц}}$ (по всей высоте) и области дополнительного уширения P_3 (опорного венца)

$$P = P_{\text{ц}} + P_3. \quad (6.1)$$

Предполагая равномерное распределение давления от веса звена на породный массив p_m , можно получить следующую формулу

$$p_m = \frac{P}{S \cos \alpha}, \quad (6.2)$$

где S — площадь контакта опорного замка с породным массивом; α — угол наклона контактной площадки от горизонтали.

Поскольку $S = \pi \frac{R_2^2 - R_1^2}{\cos \alpha}$, то выражение (6.2) преобразуется к виду

$$p_m = \frac{P}{\pi(R_2^2 - R_1^2)}, \quad (6.3)$$

где R_1, R_2 — радиусы, разграничивающие зоны контакта (рис. 6.20).

Выражения для определения веса $P_{\text{ц}}$ и P_3 имеют вид

$$P_{\text{ц}} = \pi \gamma_6 h_c H (2R + h_c); \quad (6.4)$$

$$P_3 = \pi \gamma_6 b \left[(H_1 + H_2)(R + h_c) + \frac{1}{2} b (H_1 + 2H_2) \right], \quad (6.5)$$

где b рассчитывается по формуле

$$b = R_2 - R - h_c, \quad (6.6)$$

здесь γ_6 — удельный вес бетона; h_c — толщина бетона в цилиндрической части ствола; R — внутренний радиус ствола; H — высота звена ствола; H_1, H_2 — вертикальные размеры области опорного замка (рис. 6.20).

Соотношение, определяющее безопасные размеры звена ствола и опорного замка, имеет вид

$$p_m < \frac{[p]}{n}, \quad (6.7)$$

где n — коэффициент запаса; $[p]$ — допустимое давление на породный массив.

Следует отметить, что допустимое давление $[p]$ определяется в данном случае величиной, коррелирующей со сдвиговой прочностью породного массива, а не с прочностью на сжатие $\sigma_{\text{пр}}$. Это утверждение связано с характером напряженного состояния вблизи контактной поверхности породного массива. В качестве характеристики сдвиговой прочности можно принять сцепление C , определяемое не по мгновенной, а по длительной прочности соляных пород.

В табл. 6.6 представлены значения величин мгновенного и длительного сцепления пород ВКМКС.

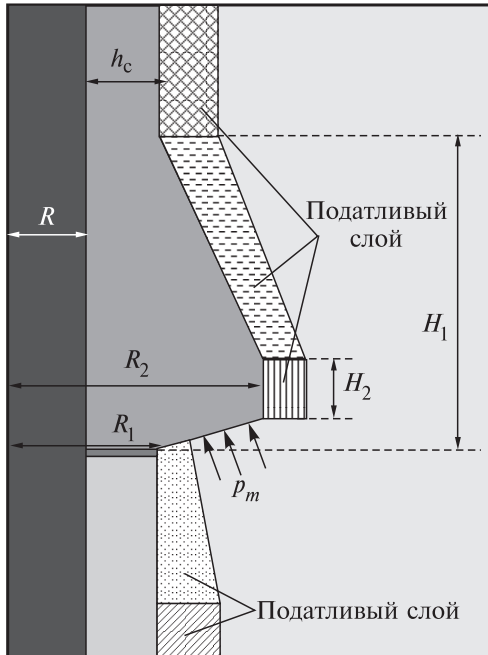


Рис. 6.20. Схема нагрузок опорного венца ствола.

6.7. Контактное давление опорного венца на соляной массив

Таблица 6.6. Значения мгновенного и длительного сцепления соляных пород Верхнекамского месторождения

Порода	Мгновенное сцепление $C_{\text{мг}}$, МПа	Отношение мгновенной и длительной прочности	Длительное сцепление $C_{\text{дл}}$, МПа
Карналлитовая зона	3,06	0,1	0,31
Сильвинитовая зона	5,82	0,3	1,75
Покровная каменная соль	7,2	0,4	2,88

Поэтому окончательное выражение для оценки параметров безопасной конструкции опорного венца имеет вид

$$p_m = \frac{P}{\pi(R_2^2 - R_1^2)} < \frac{C_{\text{дл}}}{n}, \quad (6.8)$$

где общий вес звена P определяется по формулам (6.1, 6.4–6.6).

Отметим, что для долгосрочных строительных конструкций коэффициент запаса находится в диапазоне $n = 3,0–5,0$.

Схема нагрузок опорного венца шахтного ствола приведена на рис. 6.20, а на рис. 6.21 показана зависимость контактного давления от высоты звена для следующих геометрических параметров бетонного ствола (м): $R = 4,0$; $R_1 = 4,6$; $R_2 = 5,5$; $h_c = 0,5$; $H_1 = 2,5$; $H_1 = 0,5$; $\gamma_6 = 0,024$ МН/м³; $n = 5$.

На рис. 6.21 горизонтальными пунктирными линиями показаны значения предельного давления для сильвинита ($P_{\text{сильв}} = 0,35$ МПа) и покровной каменной соли ($P_{\text{ПКС}} = 0,58$ МПа), вертикальными — максимально допустимые значения высоты звена бетонного ствола для сильвинита ($H_{\text{сильв}} = 27$ м) и покровной каменной соли ($H_{\text{ПКС}} = 47$ м).

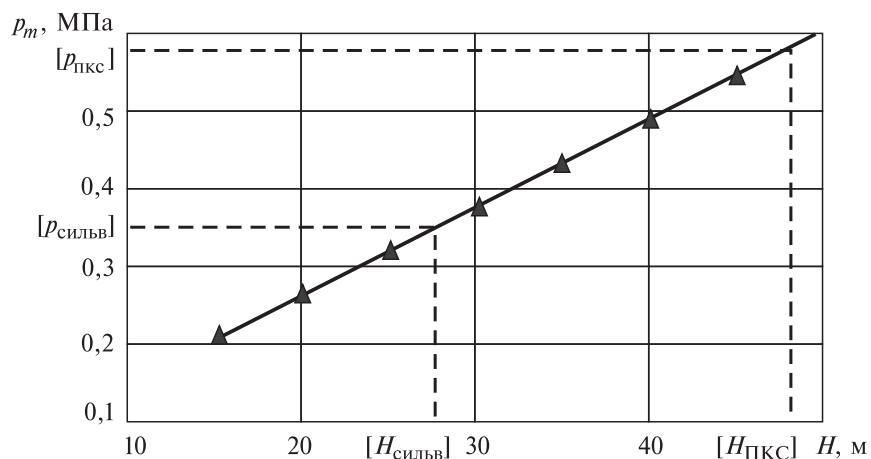


Рис. 6.21. Пример расчетной зависимости контактного давления от высоты звена бетонной крепи ствола.

ПКС — покровная каменная соль.

Анализ расчетных формул свидетельствует, что величина контактного давления значительным образом зависит от площади контакта, определяемой радиусами R_1 и R_2 . От значений этих радиусов зависит максимально допускаемая высота звена бетонной крепи ствола H .

Аналогичными расчетами установлено, что расположение опорных венцов бетонной крепи ствола в карналлитовой зоне недопустимо.

Из формулы (6.8) получено в явном виде выражение для оценки допустимой высоты звена бетонной крепи ствола

$$H < \frac{\pi c_{\text{дл}}(R_2^2 - R_1^2) - nP_3}{\pi \gamma_6 h_c (2R + h_c)}, \quad (6.9)$$

где P_3 вычисляется по формулам (6.5) и (6.6).

6.8. Взаимодействие породных слоев с бетонной крепью ствола

6.8.1. Взаимодействие соляного массива с бетонной крепью ствола в районе пересечения слоя маркирующей глины

Первоначальные исследования осуществлялись для случая отсутствия крепи в шахтном стволе.

Анализ состояния ствола без крепи в районе пересечения слоя маркирующей глины показывает повышенную ползучесть слоя глины, которая с течением времени выдавливается во внутреннее ствольное пространство (рис. 6.22, а, см. вкл.).

На рис. 6.22, б показано поле радиальных перемещений для ствола с бетонной крепью толщиной $h = 0,4$ м и податливым слоем толщиной $h_{\text{рс}} = 0,3$ м. Видно, что в окрестности пересечения со слоем глины податливый слой за 40 лет сжимается на величину около 88 %, тогда как при пересечении с соляным массивом сжатие податливого слоя (ПС) осуществляется примерно на 70 %.

6.8.2. Взаимодействие слоя маркирующей глины с опорным венцом

В результате исследований установлено, что принятые параметры опорного венца, расположенного в слое маркирующей глины, обеспечивают его устойчивое состояние.

В качестве примера на рис. 6.23 (см. вкл.) представлено поле радиальных перемещений опорного венца (податливый слой присутствует только на цилиндрической части ствола) и породного массива. Массивное «тело» опорного венца обеспечивает минимальные радиальные перемещения породного массива и конвергенцию внутреннего диаметра крепи ствола.

Установлено, что контактная поверхность опорного венца (постель) должна находиться ниже нижней границы слоя «маркирующей» глины на 0,2–0,5 м.

6.8.3. Взаимодействие комбинированной крепи ствола с карналлитовым пластом

В результате математического моделирования состояния породного массива и крепи шахтного ствола с использованием программного комплекса ANSYS установлено отсутствие существенного влияния отдельных слоев (пластов) карналлита на устойчивость двухслойной крепи ствола.

6.9. Влияние толщины податливого слоя на устойчивое состояние цилиндрической части бетонной крепи ствола

В рамках поставленной задачи с использованием программного комплекса ANSYS исследовалось влияние толщины податливого слоя на устойчивое состояние цилиндрической части бетонной крепи шахтного ствола в условиях Половотовского рудника.

Рассмотрены три варианта толщины податливого слоя: 1 — 20 см; 2 — 30 см; 3 — 40 см.

Некоторые результаты расчетов представлены на рис. 6.24–6.27.

Различия значений конвергенции (рис. 6.24) при $T = 50$ лет для $h = 30$ см и $h = 40$ см не столь значительны, как для варианта 1 ($h = 20$ см).

Для сравнения: при отсутствии податливого слоя конвергенция составляет 1,8 см (причем это происходит в течение 8–10 лет), в 2 раза больше, чем для варианта 2 ($h = 30$ см).

На рис. 6.25 показаны значения деформации сжатия податливого слоя в различные моменты времени. Если для вариантов 2 и 3 существует возможность небольшого дополнительного сжатия податливого слоя (ПС), то для варианта 1 она исчерпана. Податливый слой при таком сжатии передает полностью горное давление на бетонную крепь ствола.

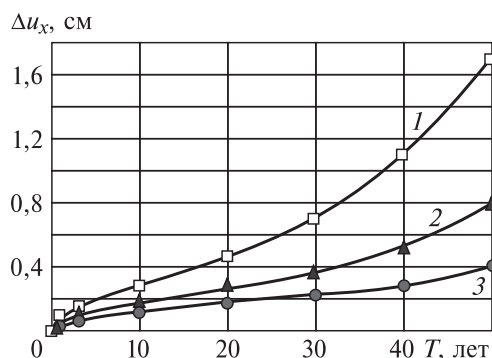


Рис. 6.24. Временные зависимости горизонтальной конвергенции внутренней поверхности бетонной крепи ствола при наличии податливого слоя разной толщины ($h_{\text{ПС}}$).

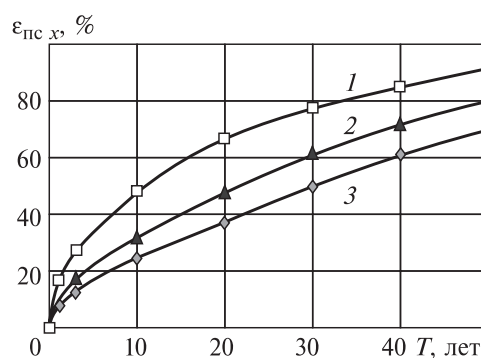


Рис. 6.25. Временные зависимости деформации сжатия податливого слоя разной толщины ($h_{\text{ПС}}$).

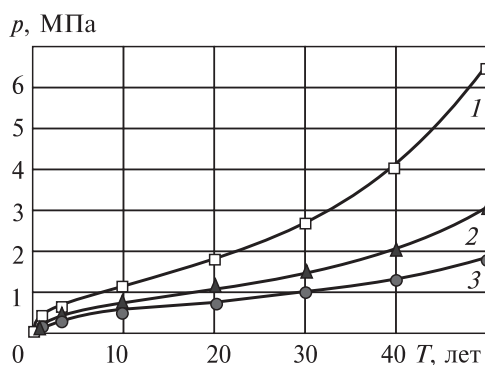


Рис. 6.26. Временные зависимости давления на бетонную крепь ствола с податливым слоем различной толщины ($h_{пс}$).

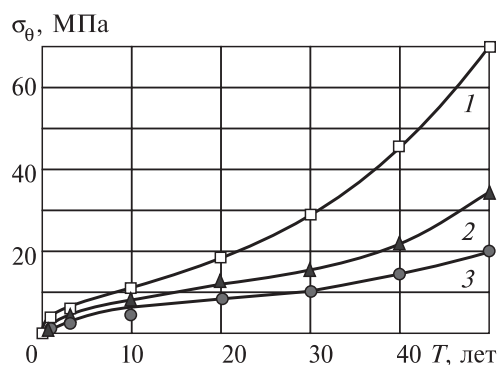


Рис. 6.27. Временные зависимости окружного напряжения в бетонной крепи ствола с податливым слоем разной толщины ($h_{пс}$).

На рис. 6.26 показаны давления, передаваемые со стороны соляного массива на бетонную крепь ствола. В данном случае, как и на рис. 6.27, наблюдается небольшое различие между вариантами 2 и 3. Для сравнения: при отсутствии податливого слоя давление достигает 6,8 МПа.

На рис. 6.27 показаны окружные напряжения в стволе, возникающие из-за действия горного давления соляного массива в результате ползучести.

При отсутствии податливого слоя окружные напряжения достигают 70 МПа.

Таким образом, при полном отсутствии податливого слоя бетонная крепь ствола сильно перегружена горным давлением, причем максимальная нагрузка достигается уже в течение первых 5 лет.

Использование податливого слоя позволяет значительно снизить нагрузку на ствол, по крайней мере в ближайшие 30–50 лет. Расчеты показывают, что использования податливого слоя толщиной 20 см явно недостаточно. Кроме того, большая толщина податливого слоя создает опасность появления неравномерных нагрузок при строительстве и эксплуатации ствола, перекосов и т.п. Поэтому приемлемой можно считать толщину податливого слоя 30–40 см, обеспечивающую достаточную устойчивость и пониженные нагрузки в течение основного времени эксплуатации ствола.

Вместе с тем удельное давление, передаваемое на окружающий горный массив, составляет 0,35 МПа, или 3,5 кг/см² (35 т/м²), что весьма существенно в отношении эффективного поддержания соляного массива, окружающего бетонную крепь ствола.

6.10. Взаимодействие комбинированной крепи со свитой карналлитовых пластов

Оценка взаимодействия монолитной бетонной крепи с податливым слоем выполнена применительно к горно-геологическим условиям Половодовского рудника. Исследования проводились на основе конечно-элементного программного комплекса ANSYS.

Рис. 6.28. Стратиграфический разрез соляной толщи от покровной каменной соли (ПКС) до междупластья Б–В (по контрольно-стволовой скважине № 704/1 скипового ствола).

Расчеты нагрузок в бетонной крепи ствола с податливым слоем выполнены в 2D осесимметричной постановке для вертикального и в 2D плоской постановке для горизонтального сечения отдельных карналлитовых пластов.

Описание геологического строения и физико-механические свойства пород соленосной толщи, принятые в расчетах, приведены в работе [139]. Стратиграфический разрез соляной толщи (по контрольно-стволовой скважине № 704/1) представлен на рис. 6.28.

6.10.1. Расчет нагрузок на бетонную крепь стволов с податливым слоем в 2D осесимметричной постановке для вертикального сечения

Расчеты выполнялись для глубин соляной толщи в диапазоне от 177,0 до 280,9 м. На рис. 6.29 показан фрагмент расчетной схемы — вертикальный разрез с отметками породных пластов. Слева находится ось ствола (Y), затем бетонная крепь ствола и податливый слой.

Полная расчетная область имеет размеры 50 м (по горизонтали) на 124 м (по вертикали). На верхней горизонтальной границе задано горное давление, соответствующее глубине 177,0 м, $q = 3,9$ МПа; на нижней границе — отсутствие вертикального перемещения; на правой вертикальной границе — отсутствие горизонтального перемещения. Начало координат соответствует отметке $H = 280,9$ м.

Модели материалов породных слоев учитывали упругие и пластические деформации, а также временной рост деформаций ползучести в соответствии с физико-механическими характеристиками пород карналлитовой свиты.

Бетон марки В45 моделировался упруго-пластическим материалом с упругим модулем,

Индекс	Мощность, м	Литология	Отметка
ПКС	16,90	+++	180,10 197,00
К	0,20	+++	197,20
И–К	6,70	+++	203,90
И	0,15	+++	201,05
З–И	2,65	+++	206,70
З	1,00	+++	207,70
Ж–З	3,00	+++	210,70
Ж	1,00	+++	211,70
Е–Ж	4,50	+++	216,20
Е	12,20	+++	228,40
Д–Е	3,70	+++	232,10
Д	16,10	+++	248,20
Г–Д	2,70	+++	250,90
Г	12,80	+++	263,70
В–Г	2,10	+++	265,80
В	15,10	+++	280,90
Б–В	1,90	+++	282,80

||||| Карналлит +++ Каменная соль

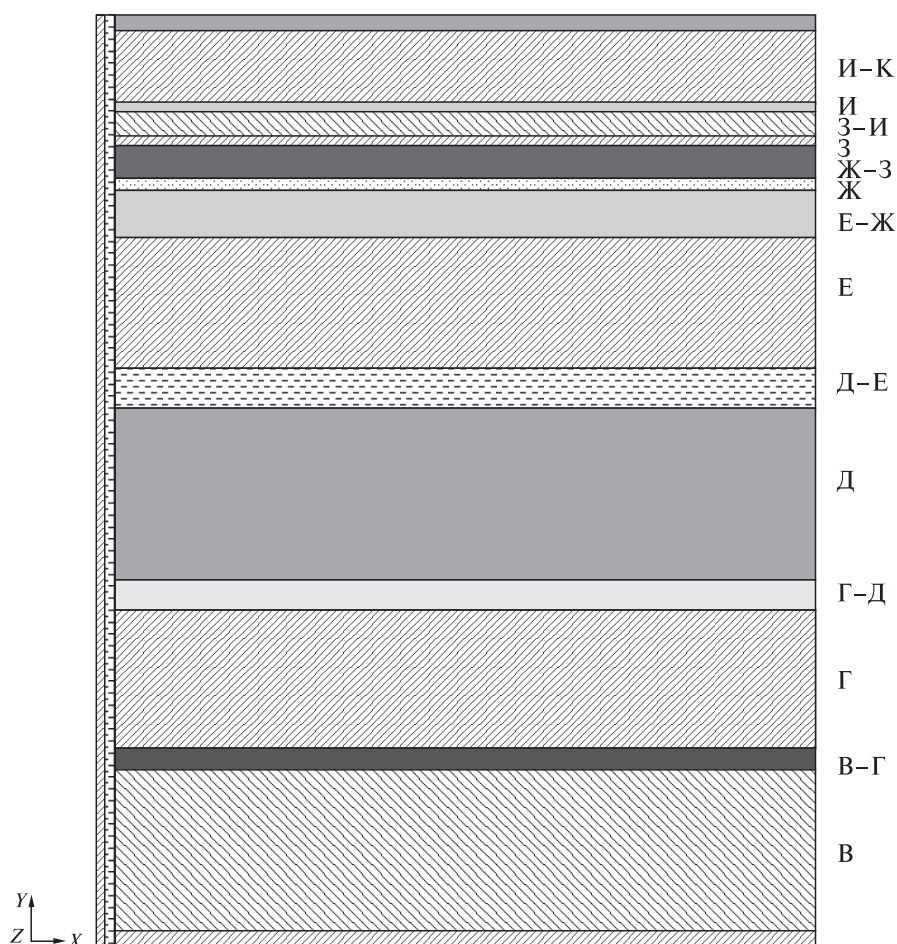


Рис. 6.29. Фрагмент расчетной схемы.

принятым для длительных нагрузок при уровне относительной влажности воздуха $40 \% < W < 75 \%$ [91].

Податливый слой из материала «Пеноплэкс-кровля» моделировался согласно методикам, изложенным в работах [140, 141], на основе проведенных экспериментов по статическому сжатию. Расчет проведен в пакете программ ANSYS.

На рис. 6.30 (см. вкл.) показаны поля горизонтальных перемещений на конец расчетного времени $T = 60$ лет, для толщины податливого слоя 0,3 и 0,4 м.

Максимальное сжатие податливого слоя достигается в середине карналиитового пласта В. Податливый слой 0,3 м (рис. 6.30, а) практически полностью сжимается $U_x = 28,3$ см. Податливый слой 0,4 м (рис. 6.30, б) сжимается еще больше $U_x = 32,1$ см, но у него есть достаточный запас для сжатия (почти 8 см), что обуславливает небольшое давление, передаваемое им на бетонную крепь.

На рис. 6.31, б (см. вкл.) показаны поля окружных напряжений на конец расчетного времени $T = 60$ лет, для толщины податливого слоя 0,3 и 0,4 м.

Отметим, что максимальное напряжение, достигаемое в бетонной крепи в средней части пласта В, равно 28 МПа при толщине податливого слоя 0,3 м и 21,2 МПа при толщине 0,4 м.

На рис. 6.32 (см. вкл.) (увеличено для пластов В и Г) показаны поля горизонтальных напряжений на конец расчетного времени $T = 60$ лет, для толщины податливого слоя 0,3 и 0,4 м.

Цифрами на рис. 6.32 отмечены величины давлений, передаваемые через податливый слой на бетонную крепь ствола на различной глубине. Величины давлений при толщине податливого слоя 0,4 м в 1,3–1,5 раза ниже, чем для толщины податливого слоя 0,3 м. Кроме того, давления, передаваемые на крепь при пересечении пласта каменной соли, более чем в 2,5 раза меньше давлений от действия карналлитового пласта.

На рис. 6.33 (см. вкл.) показаны поля окружных напряжений для пластов В и Г на конец расчетного времени $T = 60$ лет для толщины податливого слоя 0,3 и 0,4 м. Здесь также видны значительные влияния толщин податливого слоя и различия пластов карналлитового состава и междупластовой каменной соли.

Для сравнения на рис. 6.34 (см. вкл.) показаны поля окружных напряжений с цифровыми данными для пластов Д + Е.

Очевидно, что если для пластов В и Г при толщине податливого слоя 0,3 м возникают проблемы сохранности бетонной крепи ствола в течение расчетного 60-летнего эксплуатационного срока, то для пластов Д и Е толщину податливого слоя 0,3 м можно назвать удовлетворительной.

Для бетонной крепи на уровне карналлитовых пластов Ж, З, И, К никаких проблем не возникает, толщина податливого слоя 0,3 м полностью обеспечивает сохранность крепи в течение 60 лет. Это иллюстрирует рис. 6.35 (см. вкл.).

Таким образом, для обеспечения расчетного безремонтного срока эксплуатации бетонной крепи в районе карналлитовых пластов В и Г необходимо применение податливого слоя толщиной 0,4 м. На уровне карналлитовых пластов Д и Е можно обойтись толщиной слоя 0,3 м, но для обеспечения некоторого запаса прочности также целесообразно принять податливый слой толщиной 0,4 м.

При пересечении остальных пластов (карналлитовых или междупластовой каменной соли) выше пласта Е или ниже пласта В достаточно податливого слоя толщиной 0,3 м.

6.10.2. Расчет нагрузок на бетонную крепь ствола с податливым слоем в горизонтальном сечении по пластам карналлита В и Е

В предыдущем подразделе в рамках осесимметричной постановки задачи для вертикального разреза методами математического моделирования установлено, что наиболее нагруженными местами бетонной крепи являются участки пересечения нижних карналлитовых пластов В, Г, Д и Е.

В рамках данной задачи выполнено моделирование взаимодействия карналлитового пласта с бетонной крепью при наличии податливого слоя под действием горного давления в горизонтальном разрезе.

Рассмотрены два пласта В и Е по отметкам нижних границ для глубин 280,9 и 228,4 м для двух толщин податливого слоя 0,3 и 0,4 м. Как и ранее, использована упруговязкопластическая модель поведения карналлита.

Бетон марки В45 моделировался упругопластическим материалом с упругим модулем, принятым для длительных нагрузок при уровне относительной влажности воздуха $40\% < W < 75\%$ [91].

Податливый слой моделировался согласно методикам, изложенным в работах [140, 141], на основе проведенных экспериментов по статическому сжатию. Расчеты проведены в пакете ANSYS 17.0.

На всех рисунках 6.36–6.38 (ромб соответствует толщине податливого слоя 0,3 м; квадрат — 0,4 м; сплошной линией показаны данные для пласта В, пунктирной — для пласта Е).

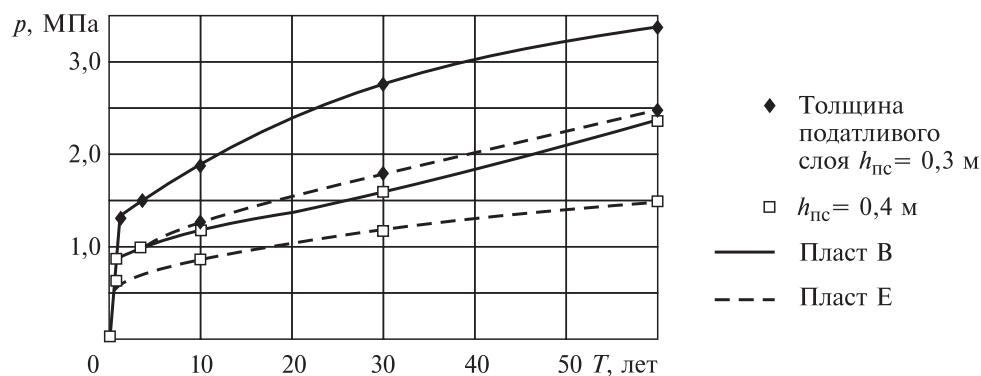


Рис. 6.36. Зависимости давления на бетонную крепь от времени.

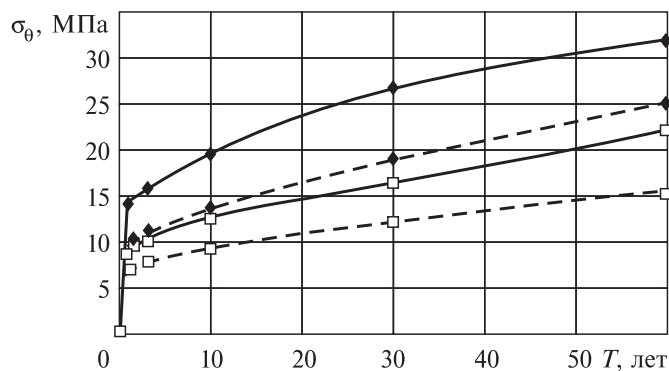


Рис. 6.37. Зависимости окружного напряжения в бетонной крепи от времени.

Усл. обозн. см. рис. 6.36.

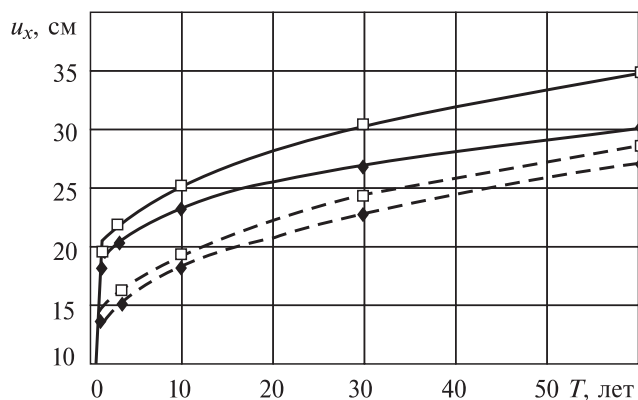


Рис. 6.38. Зависимости сжатия податливого слоя от времени.

Усл. обозн. см. рис. 6.36.

Представленные результаты подтверждают сделанные ранее выводы на основе расчетов, полученных по вертикальному разрезу.

Бетонная крепь на горизонте пласта В находится в наиболее неблагоприятных условиях действия горного давления. Толщина податливого слоя 0,3 м не обеспечивает сохранения прочности крепи на расчетный 60-летний эксплуатационный период.

Применение податливого слоя толщиной 0,4 м (квадрат на рис. 6.36–6.38) позволяет увеличить безремонтный расчетный период бетонной крепи до 60 лет.

В результате геомеханических расчетов в условиях карналлитовых пород выполнена оценка эффективности применения с определением рациональных параметров податливого слоя при строительстве шахтных стволов с монолитной бетонной крепью. При этом установлено:

- бетонная крепь на горизонте пласта В находится в наиболее неблагоприятных условиях действия горного давления. Толщина податливого слоя 0,3 м не обеспечивает сохранения прочности крепи на срок эксплуатации 60 лет;

- для обеспечения безремонтного срока эксплуатации бетонной крепи в районе карналлитовых пластов В и Г целесообразно применение податливого слоя толщиной 0,4 м. На уровне карналлитовых пластов Д и Е можно ограничиться толщиной податливого слоя 0,3 м, но для обеспечения некоторого запаса прочности также целесообразно принять податливый слой толщиной 0,4 м;

- при пересечении остальных пластов (карналлитовых или междупластовой каменной соли) выше пласта Е или ниже пласта В достаточно податливого слоя толщиной 0,3 м;

- реализация предлагаемых технических решений обеспечивает расчетный 60-летний безремонтный период эксплуатации шахтных стволов на Половотовском руднике.

6.11. Определение нагрузок на крепь шахтных стволов с учетом старения бетона

Учет старения бетона выполнен в соответствии с СП 63.13330.2012 [91].

Согласно СП, при продолжительном действии нагрузок значения модуля деформации бетона $E_{b,\tau}$ определяют по формуле

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (6.10)$$

здесь E_b — начальный модуль упругости бетона; $\varphi_{b,cr}$ — коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно [91, п. 6.1.16], где значения коэффициента ползучести бетона рекомендуется принимать в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) [91, табл. 6.12].

Значения начального модуля упругости E_b бетона также определяют согласно [91, табл. 6.11].

Согласно СП, для бетона марки В45 имеем следующие значения механических характеристик:

- $E_b = 37\,000$ МПа;
- $\varphi_{b,cr} = 2,6$ (для относительной влажности воздуха $W < 40\%$);
- $E_{b,\tau} = 10\,278$ МПа (для относительной влажности воздуха $W < 40\%$);
- $\varphi_{b,cr} = 1,8$ (для относительной влажности воздуха $40\% < W < 75\%$);
- $E_{b,\tau} = 13\,214$ МПа (для относительной влажности воздуха $40\% < W < 75\%$).

Для указанных значений длительного модуля деформации бетона выполнены дополнительные расчеты по оценке конвергенции породного контура сжатия податливого слоя и уровню нагрузок, передаваемых с течением времени на бетонную крепь ствола.

Рассмотрен наиболее нагруженный вариант нижнего звена ствола на глубине 394,8 м. Горное давление принято по максимальной глубине равным 8,7 МПа. Толщина бетонной крепи 500 мм, толщина податливого слоя 300 мм.

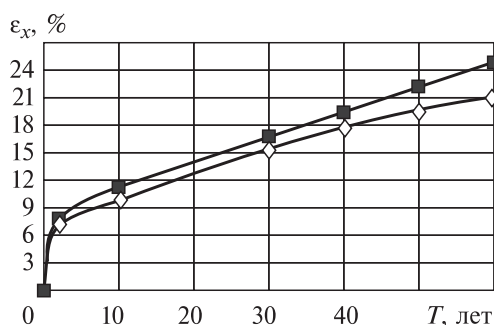


Рис. 6.39. Временные зависимости значений абсолютного сжатия податливого слоя.

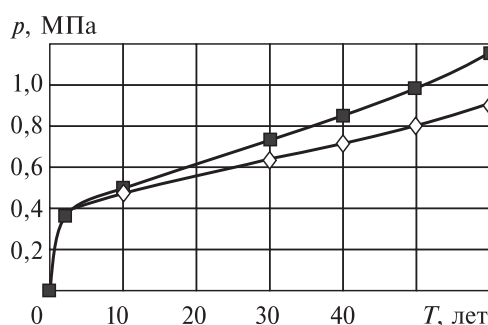
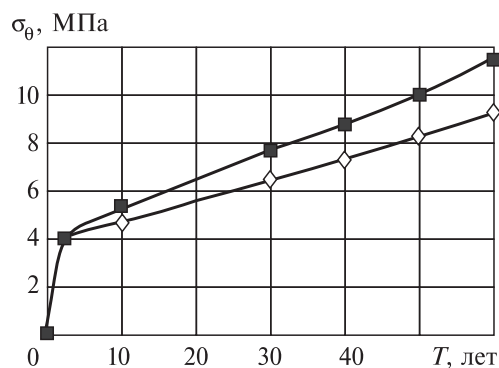


Рис. 6.40. Временные зависимости значений давления на границе податливого слоя с бетонной крепью.

Рис. 6.41. Временные зависимости значений максимального окружного сжимающего напряжения в бетонной крепи.



Результаты расчетов представлены на рис. 6.39–6.41 (ромб — для $W < 40 \%$, квадрат — для $40 \% < W < 75 \%$).

Таким образом, нижняя часть скипового ствола на глубине 394,8 м с толщиной бетонной крепи 500 мм, выполненная из бетона марки В45, при применении податливого слоя толщиной 300 мм, удовлетворяет условиям прочности (при различной относительной влажности) с учетом всех понижающих коэффициентов (согласно СП [91]) на весь срок эксплуатации скипового ствола.

Улучшение условий эксплуатации бетонной крепи ствола по сравнению с ранее выполненными расчетами объясняется понижением жесткости бетонной крепи в результате учета ползучести (старения) бетона.

6.12. Технология возведения двухслойной крепи шахтных стволов

Двухслойная крепь, состоящая из податливого слоя и монолитного бетона, может возводиться по двум технологическим схемам: параллельной и последовательной.

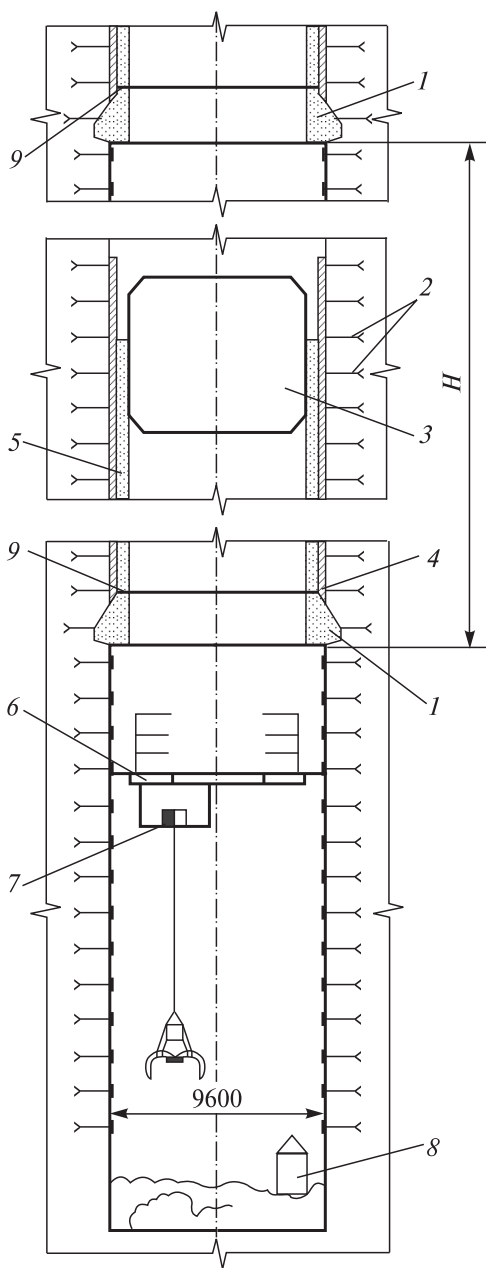
Параллельная схема включает одновременное ведение работ по проходке ствола и возведению крепи.

Первоначально монтируется нижний опорный венец. Затем к породному (соляному) массиву с использованием крепежных анкеров прикрепляют пенополистирольные плиты из «Пеноплэкс-35» или «Пеноплэкс-кровля» на заданную толщину (0,3 м). После этого в пространство между пенополистиролом и опалубкой подается бетон.

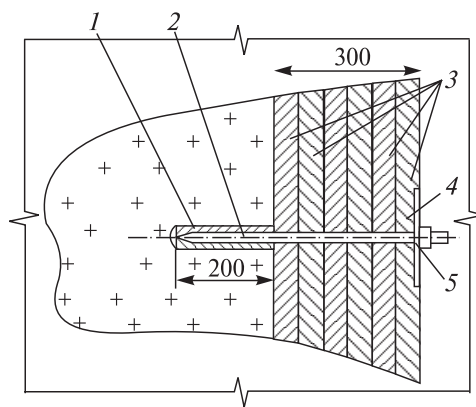
Технологическая схема возведения двухслойной крепи шахтного ствола приведена на рис. 6.42.

Порядок ведения работ по монтажу податливого слоя включает следующие операции (рис. 6.43):

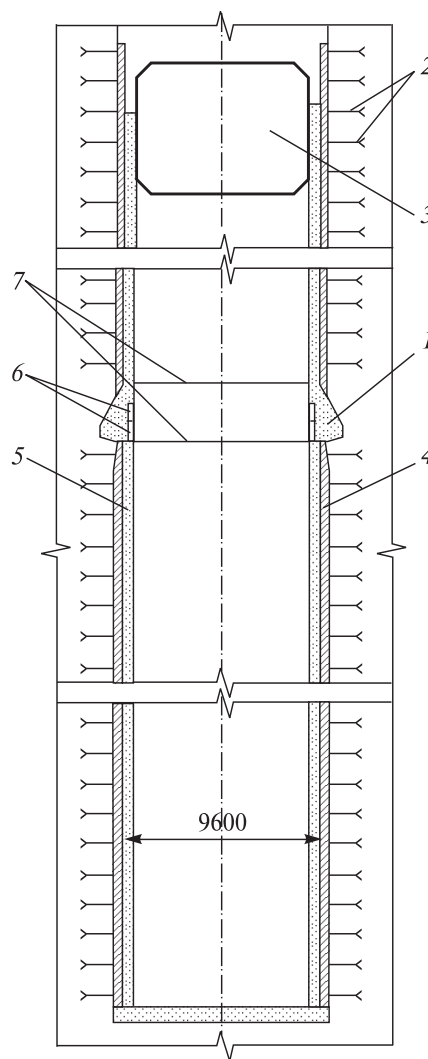
- бурение горизонтальных шпуров диаметром 26 или 42 мм на глубину 0,2 м;
- введение в шпур пробки из дерева;
- заколачивание анкеров на глубину 0,1–0,15 м;
- навешивание на анкера плит из «Пеноплэкс-35» в расчете на суммарную толщину слоев плит, равных 0,3 м;
- фиксация плит на анкерах с использованием шайб размерами 100×100 мм и гаек;



Puc. 6.42.



Puc. 6.43.



Puc. 6.44.

Рис. 6.42. Параллельная схема сооружения ствола в солевых породах.

1 — опорный венец; 2 — анкер временной крепи; 3 — передвижная опалубка; 4 — податливый слой; 5 — слой бетонной крепи; 6 — подвесной полок; 7 — погрузочная машина; 8 — бадья; 9 — деформационный шов; H — шаг установки опорных венцов.

Рис. 6.43. Узел крепления плит из «Пеноплэкс-35».

1 — шпур диаметром 26–42 мм с пробкой из дерева; 2 — забивной анкер $l = 500$ мм; 3 — плиты из «Пеноплэкс-35»; 4 — шайба 100×100 мм; 5 — гайка.

Рис. 6.44. Последовательная схема сооружения ствола в соляных породах.

1 — опорный венец; 2 — анкер временной крепи; 3 — передвижная опалубка; 4 — податливый слой; 5 — слой бетонной крепи; 6 — тубинговые кольца; 7 — деформационный шов.



Рис. 6.45. Строительство ствола № 2 Усть-Яйвинского рудника.

Фото В.В. Тарасова.

6. Поддержание вертикальных выработок в соляных породах

- окончательное заколачивание анкера до плотного прижатия плит к породному массиву.

Контроль толщины податливого слоя осуществляется посредством прокалывания податливого слоя шилом. Толщина податливого слоя должна находиться в пределах $0,3 \pm 0,02$ м.

Следует отметить, что при этом толщина монолитной бетонной крепи ствола допускается только в сторону увеличения в пределах 0,00–0,25 м.



Рис. 6.46. Деформационный шов ствола № 2 Усть-Яйвинского рудника.
Фото В.В. Тарасова.

При возведении бетонной крепи во избежание преждевременного деформирования податливого слоя из пенополистирола давление бетонной смеси за опалубкой в период ее укладки не должно превышать 0,15–0,2 МПа (1,5–2,0 кг/см²).

При возведении двухслойной крепи с податливым слоем во избежание разрушения части бетонной крепи со стороны породного массива следует удалять хвостовики анкеров временной крепи (от гайки) длиной более 5 см.

Последовательная схема отличается от параллельной тем, что возведение двухслойной крепи выполняется после полной проходки ствола в солевых породах на всю проектную глубину или отдельного участка с возведением временной анкерной крепи (рис. 6.44).

Во всем остальном последовательная схема сооружения двухслойной крепи ствола аналогична параллельной схеме.

Далее (рис. 6.45) представлена фотография части шахтного ствола в районе подвесного полка во время возведения податливого слоя из пенополистирольных плит «Пеноплэкс-35» при строительстве шахтных стволов Усть-Яйвинского рудника. В качестве крепежного материала для крепления пенополистирольных плит применены зонтичные устройства с закреплением на арматурном каркасе.

На рис. 6.46 отчетливо виден деформационный шов в процессе сооружения шахтного ствола № 2 Усть-Яйвинского рудника с радиальным расположением элементов клиновидной формы, изготовленных из доски хвойных пород толщиной 60 мм.

6.13. Контроль состояния комбинированной крепи с податливым слоем

Согласно вновь введенному в действие СП [91], «в составе проектной документации наиболее ответственных выработок следует предусматривать установку контрольных приборов и замерных станций».

Назначение замерных станций — определять величины смещения приконтурных пород (в пространстве за монолитной бетонной крепью шахтных стволов) во времени с последующим расчетом скорости конвергенции породного контура.

Достаточно простая в монтаже и надежная в эксплуатации *конструкция измерительных станций* (реперов) разработана авторами с учетом многолетнего срока службы (до 50 лет) и многолетних мониторинговых наблюдений за смещением породного контура горных выработок, в том числе и сопряжений шахтных стволов с примыкающими выработками, в соляных породах рудника «Интернациональный» АК «АЛРОСА».

Одна измерительная станция в шахтных стволах включает четыре репера, устанавливаемые в одном поперечном сечении (рис. 6.47). Конструктивная схема репера приведена на рис. 6.48.

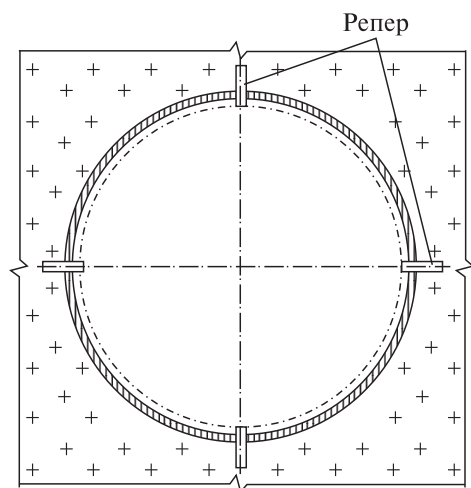


Рис. 6.47. Схема расположения реперов на измерительной станции.

Смещение породного контура относительно бетонной крепи шахтного ствола измеряется при помощи штангенглубиномера типа ШГ или ШГЦ для глубин до 400 мм. Интервал измерений величин смещения породного контура производится один-два раза в год.

Для измерений смещений приконтурного породного массива принимаются наиболее характерные участки вертикального разреза продуктивной толщи, содержащие каменную соль ПдКС, сильвинит пласта Красный II и карналлит пласта Д.

Рекомендуемая схема расположения реперов на сопряжениях шахтных стволов с примыкающими выработками приведена на рис. 6.49.

Смещение приконтурного породного массива устанавливается по разнице показаний штангенглубиномера. Рассчитывается скорость смещения массива за сутки (мм/сут) и за год (мм/год).

По результатам суммирования смещений противоположных реперов определяют конвергенцию породного контура в данном сечении и строят графики смещения и/или конвергенции породного массива во времени.

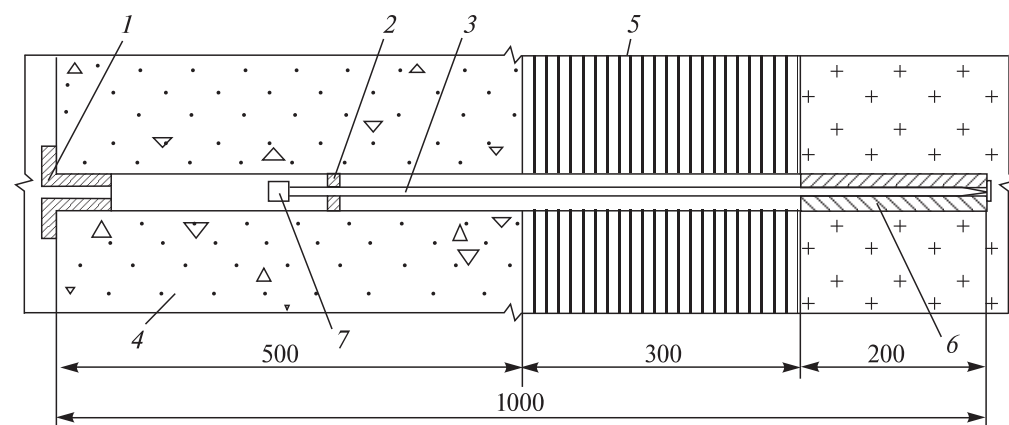


Рис. 6.48. Конструктивная схема репера для измерения смещения приконтурного породного массива.

1 — измерительная (съемная) втулка; 2 — центрирующая шайба; 3 — анкер (Ø 10 мм, $L = 850$ мм); 4 — бетон крепи ствола; 5 — слой пенополистирола; 6 — деревянная пробка (Ø 40 мм, $L = 250$ мм); 7 — наконечник анкера (Ø 20 мм с резьбовым соединением из нержавеющей стали и центрирующей выемкой в торце).

6.13. Контроль состояния комбинированной крепи с податливым слоем

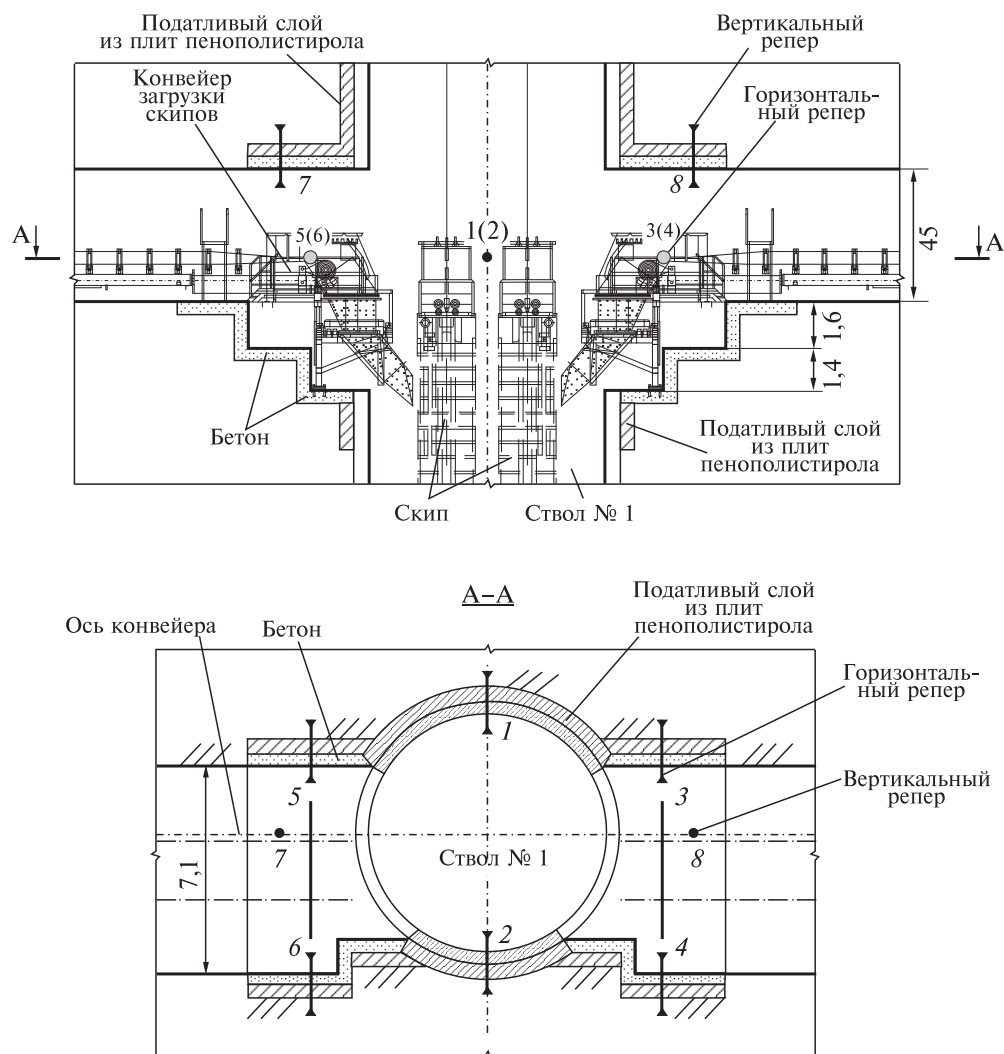


Рис. 6.49. Схема расположения реперов на сопряжении скипового ствола с дозаторными камерами загрузки.

На рис. 6.50 показано распределение расчетных величин смещения от радиуса (диаметр ствола 8 м) для различных моментов времени при толщине бетонной крепи 0,5 м, толщине податливого слоя 0,3 м и начальном расположении границы породного массива $r = 4,8$ м.

Для дополнительного контроля горизонтальной конвергенции внутреннего диаметра бетонной крепи ствола возможно применение обычных датчиков относительного смещения контура внутренней поверхности шахтного ствола. Однако реализация такого решения затруднена присутствием в стволе армировки и различных коммуникаций, препятствующих непосредственным изме-

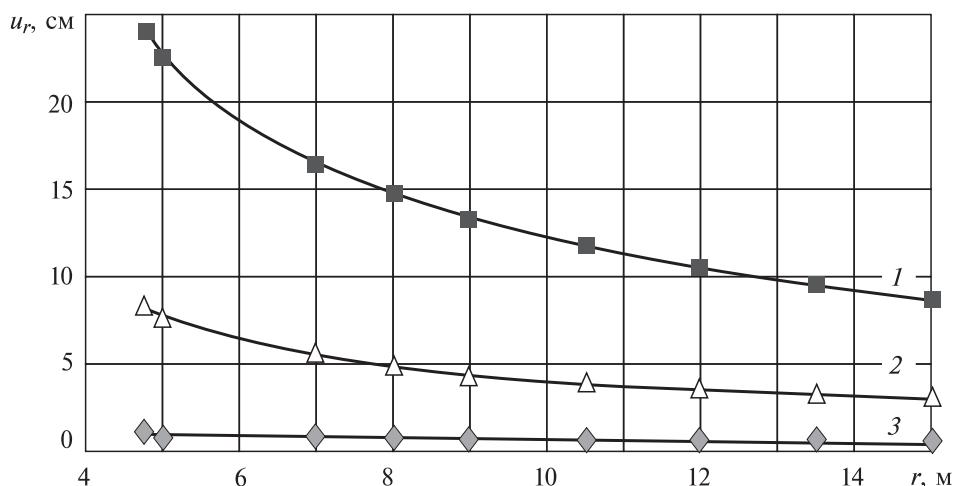


Рис. 6.50. Зависимости горизонтального смещения точек породного массива от их расстояния до центра ствола.

1 — $T = 50$ лет; 2 — 10 лет; 3 — 1 год.

рениям диаметра по противоположным точкам, располагаемым на линии прямой видимости.

В этой связи контроль возможных отклонений бетонной крепи стволов от вертикали следует производить методами маркшейдерской продольной профилировки ствола.

В результате выполненных расчетов установлено:

- применение податливого слоя из пенополистирольных плит является эффективным методом защиты бетонной крепи шахтных стволов от разрушения горным давлением в породах соляной толщи;

- толщина податливого слоя в расчете на 50-летний эксплуатационный период должна составлять около 30 см. Материал податливого слоя должен располагаться равномерно по всему периметру и всей высоте цилиндрической крепи шахтного ствола;

- податливый слой следует применять ниже келькранцевой зоны, закрепляемой чугунными тубингами;

- в качестве податливого защитного материала бетонной крепи целесообразно применение плит из пенополистирола марки «Пеноплэкс-35» или «Пеноплэкс-кровля»;

- шаг установки и параметры опорных венцов следует принимать в соответствии с выражением 6.9 (см. п. 6.7). При этом шаг установки венцов должен быть не более 35–40 м (при коэффициенте запаса $n_3 = 4,0$);

- с целью усиления конструкции опорных венцов, воспринимающих весьма значительные радиальные нагрузки, целесообразно применение армированного бетона повышенной прочности взамен чугунных тубингов;

- работы по возведению двухслойной крепи осуществляются участками в восходящем порядке. При этом первоначально с использованием анкеров

6.13. Контроль состояния комбинированной крепи с податливым слоем

закрепляется слой плит из пенополистирола на заданную величину, а затем возводится монолитная бетонная крепь;

- параметры вруба в породном массиве для устройства опорного венца принимают исходя из размеров R_2 и R_1 с обеспечением угла наклона поверхности основания на угол от горизонтали около 10–15 град;

- в качестве временной крепи следует применять анкерную крепь. При возведении двухслойной крепи с податливым слоем во избежание разрушения части внутренней крепи необходимо удаление хвостовиков анкерной крепи длиной более 5 см;

- наиболее приемлемым вариантом конструкции монолитной бетонной крепи общешахтных бункеров в расчете на 50 лет эксплуатации является вариант с толщиной бетонной крепи 0,5 м по всей высоте, включая участки пересечения слоя маркирующей глины;

- крепление сопряжений шахтных стволов с примыкающими выработками в соляных породах следует производить с использованием податливого слоя из «Пеноплэкс-35» общей толщиной 35–40 см;

- на сопряжениях крепи шахтных стволов с опорными венцами и примыкающими выработками следует устраивать деформационные швы.

ПОДДЕРЖАНИЕ ПРИСТВОЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ

7.1. Основные проектные решения по конструкции крепи шахтных стволов и их сопряжений с околоствольными выработками

Склонность соляных пород к длительной ползучести в основном определяет требования к выбору конструкции и материала крепи как стволов, так и их сопряжений с примыкающими выработками.

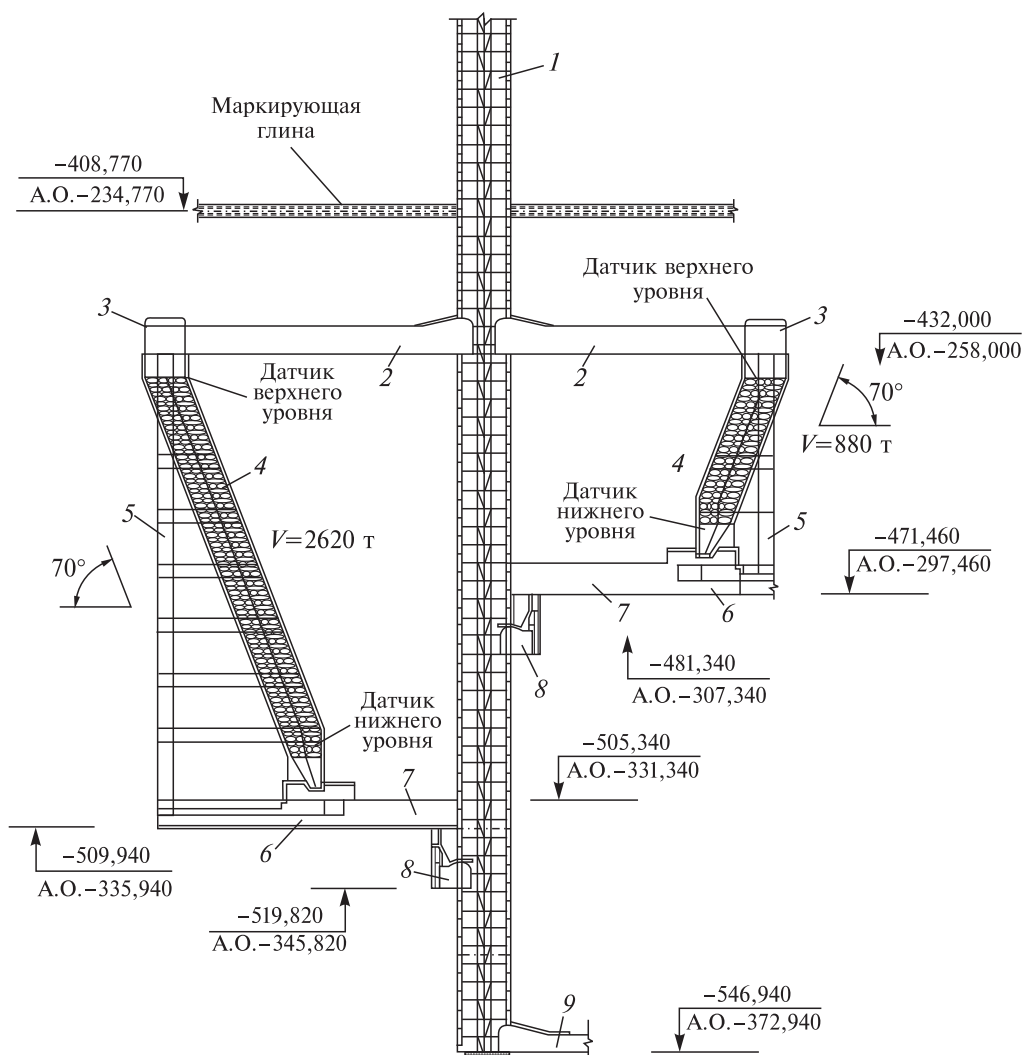
Как отмечалось выше, на Верхнекамском месторождении калийных солей в качестве крепи стволов применяют чугунные тюбинги или монолитную бетонную крепь.

При креплении ствола чугунными тюбингами от устья до соляной залежи (см. рис. 6.1, *а*) ниже участка, закрепленного тюбингами, ствол и сопряжения со стволом обычно крепят монолитной бетонной крепью. При креплении ствола на всю глубину чугунными тюбингами (см. рис. 6.1, *б*) тюбинговая колонна разомкнута или имеет разрывы на участках сопряжений с примыкающими выработками, которые также закреплены монолитной бетонной крепью.

Как правило, крепь примыкающей к стволу горизонтальной выработки (крепь боковых стенок и потолочины) жестко соединена с крепью ствола. В связи с этим на сопряжениях создается сложная пространственная конструкция, многие элементы которой не способны без разрушения воспринимать нагрузки от деформирующегося соляного массива.

Данный вывод подтверждают многочисленные натурные наблюдения, проведенные в сопряжениях стволов Верхнекамских рудников, которые показывают, что на всех стволах месторождения нет ни одного сопряжения, закрепленного бетоном, где не выявлены признаки нарушения крепи вследствие деформирования соляного массива. Так, например, в стволах Второго Березниковского рудника, сданных в эксплуатацию в конце 1969 г., уже в 1970 г. обнаружены заметные деформации и разрушение железобетонной крепи сводов кровли, а также стенок дозаторных камер. Разрушения имели характер продольных трещин, расположенных по оси свода дозаторных камер и вблизи него. Третий Березниковский рудник сдан в эксплуатацию в 1974 г., и уже в 1975 г. в дозаторной камере появились нарушения, аналогичные наблюдаемым ранее на Втором Березниковском руднике. Не является исключением и бетонная крепь ствола № 1 Третьего Соликамского рудника. Первые нарушения бетонной крепи в районе дозаторов и сопряжений с рабочим горизонтом отмечены после первых 10–15 лет эксплуатации.

Учитывая вышеизложенное, в сопряжениях стволов с приствольными выработками целесообразно применять двухслойную крепь с податливым слоем,



1 — скиповый ствол № 1; 2 — сопряжение ствола с откаточным горизонтом; 3 — передаточный конвейерный штрек; 4 — пристольный бункер; 5 — людской гезенк с ходками; 6 — заезд в камеру питателей; 7 — камера питателей и конвейеров; 8 — дозаторная камера; 9 — сопряжение ствола с уклоном чистки зумпфа.

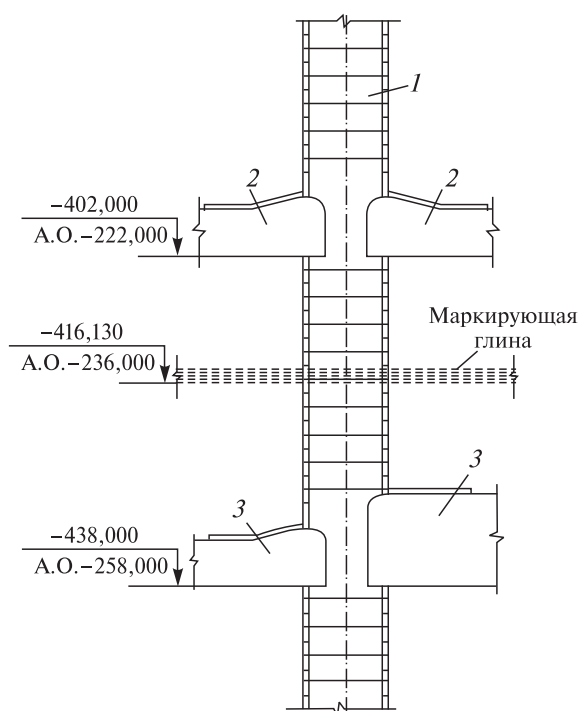


Рис. 7.2. Схема сопряжений клетового ствола Усольского калийного комбината с выработками вентиляционного и откаточного горизонтов. 1 — клетовой ствол № 2; 2 — сопряжение ствола с вентиляционным горизонтом; 3 — сопряжение ствола с откаточным горизонтом.

Схемы расположения сопряжений стволов (на примере стволов Усольского калийного комбината) с горизонтальными выработками, расположенными в каменной соли, приведены на рис. 7.1, 7.2.

Крепь стволов на всю глубину реализована из чугунных тюбингов с заполнением затюбингового пространства монолитным бетоном. В зонах дозаторных камер и сопряжений с уклонами для зачистки зумпфа тюбинговые кольца разомкнуты. Предусмотрено крепление сопряжений двухслойной крепью с податливым слоем из пенополистирола (марки «Пеноплэкс-35» и «Пеноплэкс-кровля») и созданием деформационных швов. Конструктивные схемы применения податливого слоя при креплении сопряжений стволов с горизонтальными выработками приведены на рис. 7.3–7.8.

Разрезы 2–2; 3–3; 4–4 приведены на рис. 7.4.

Приствольные бункеры представляют собой крутонаклонные выработки круглого сечения диаметром в свету 6,0 м (см. рис. 7.1). Крепь бункеров состоит из слоя бетона толщиной 50 см и внутренней футеровки, состоящей из стальных тюбингов (рис. 7.9).

Параметры крепи бункеров определены исходя из максимальных сжимающих напряжений на внутренней поверхности спинки стального блока, составляющих 362 МПа при временном сопротивлении стали 441 МПа. Бетон находится в условиях всестороннего сжатия. Условия прочности крепи бункеров выполняются со значительным запасом [104].

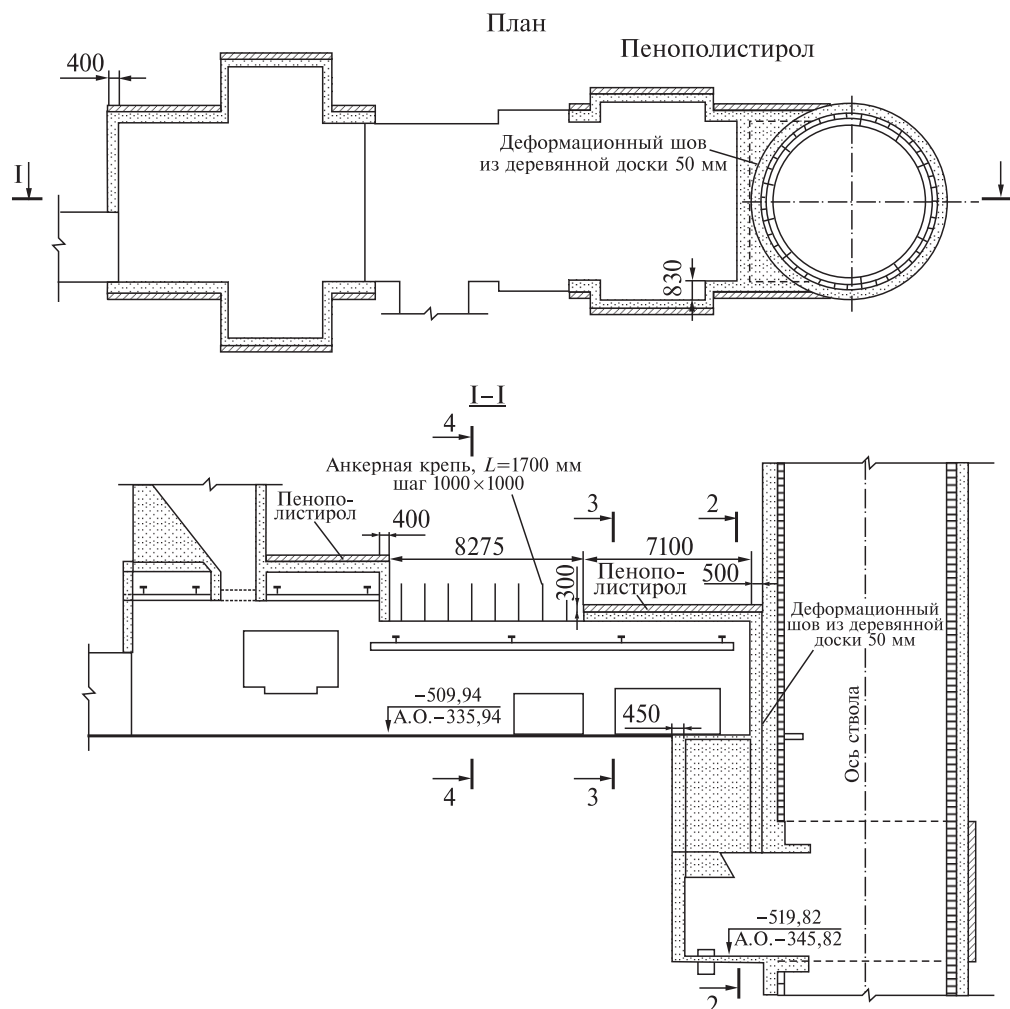


Рис. 7.3. Комплекс загрузки скипов ствола № 1.

Конструкцией узла перегрузки руды из приствольных бункеров на конвейеры предусмотрено применение, наряду с тюбинговой крепью, монолитной железобетонной крепи с податливым слоем из пенополистирола (рис. 7.10).

Крепь стволов Усть-Яйвинского рудника в соляной части разреза принята монолитной бетонной. Предусмотрено крепление сопряжений двухслойной крепью с податливым слоем из пенополистирола (марки «Пеноплэкс-кровля») и деформационными швами в районе опорных венцов.

Эффективность использования двухслойной крепи с податливым слоем из пенополистирола на сопряжениях стволов с горизонтальными выработками оценивается посредством анализа результатов исследований напряженно-деформированного состояния системы крепь–породный массив, проведенных с помощью методов математического моделирования.

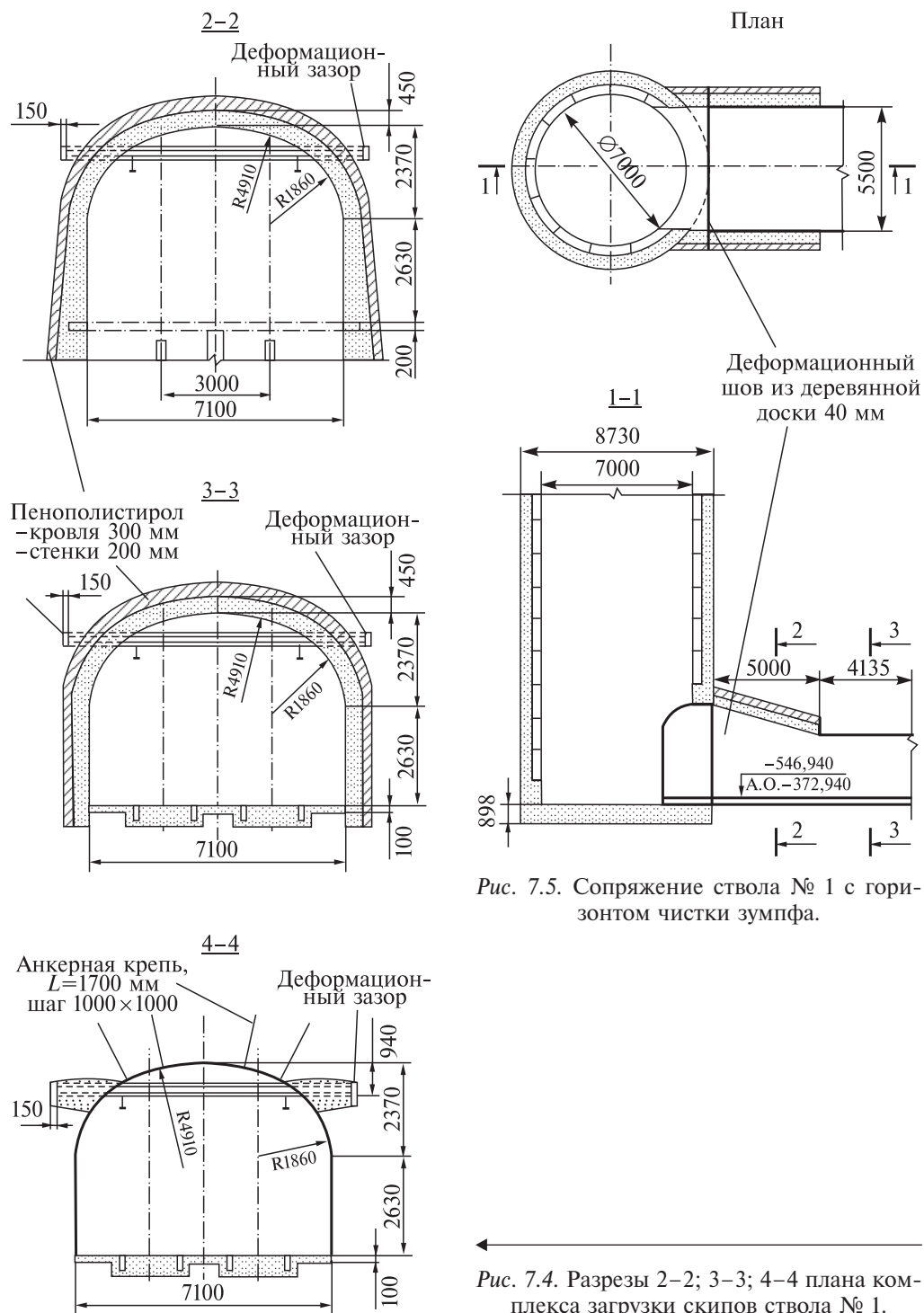


Рис. 7.5. Сопряжение ствола № 1 с горизонтом чистки зумпфа.

Рис. 7.4. Разрезы 2-2; 3-3; 4-4 плана комплекса загрузки скипов ствола № 1.

7.1. Основные проектные решения по конструкции крепи шахтных стволов

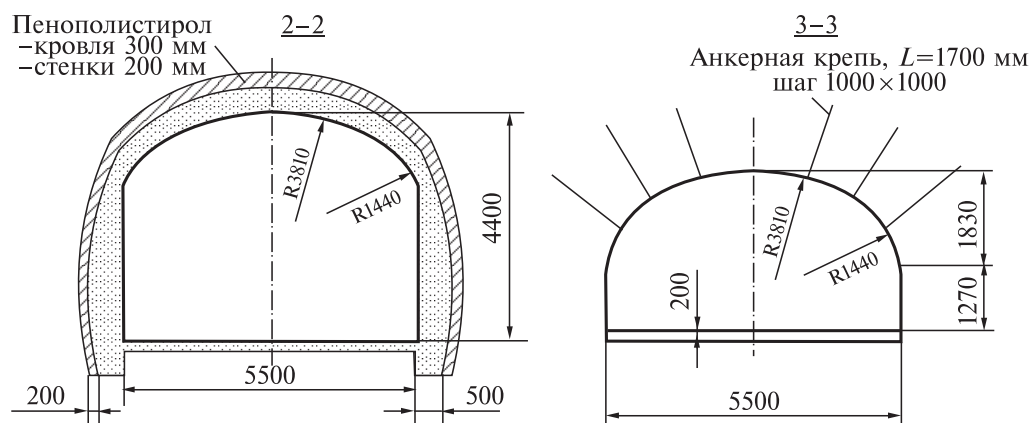


Рис. 7.6. Разрезы 2-2; 3-3 плана сопряжения ствола № 1 с горизонтом чистки зумпфа.

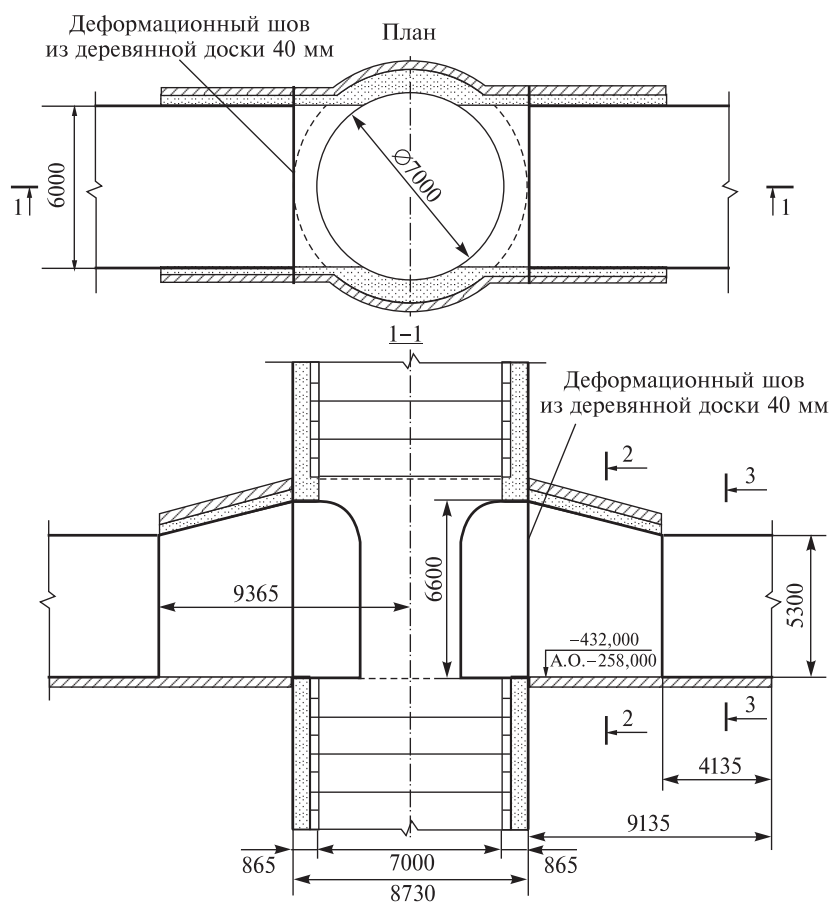


Рис. 7.7. Сопряжение ствола № 1 с выработками откаточного горизонта.

7. Поддержание пристольных выработок в соляных породах

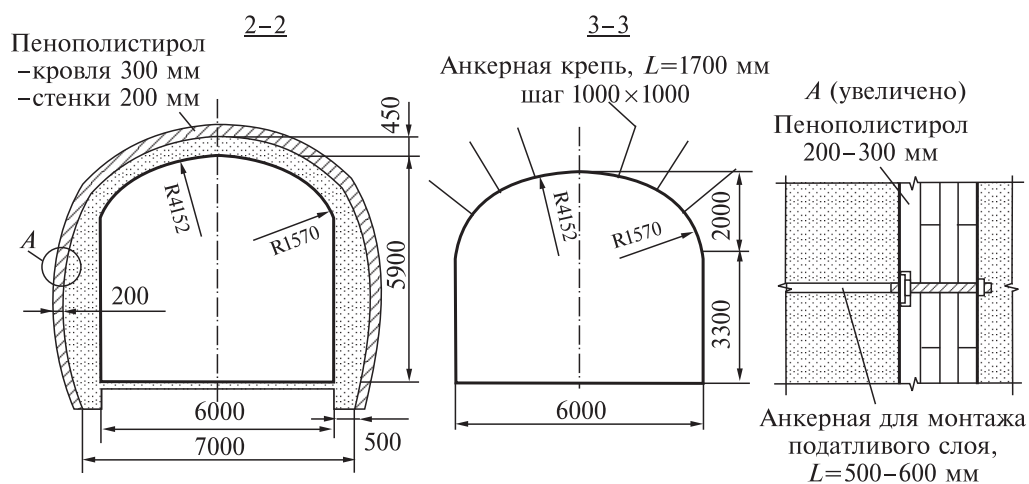


Рис. 7.8. Разрезы 2–2; 3–3 плана сопряжения ствола № 1 с выработками откаточного горизонта.

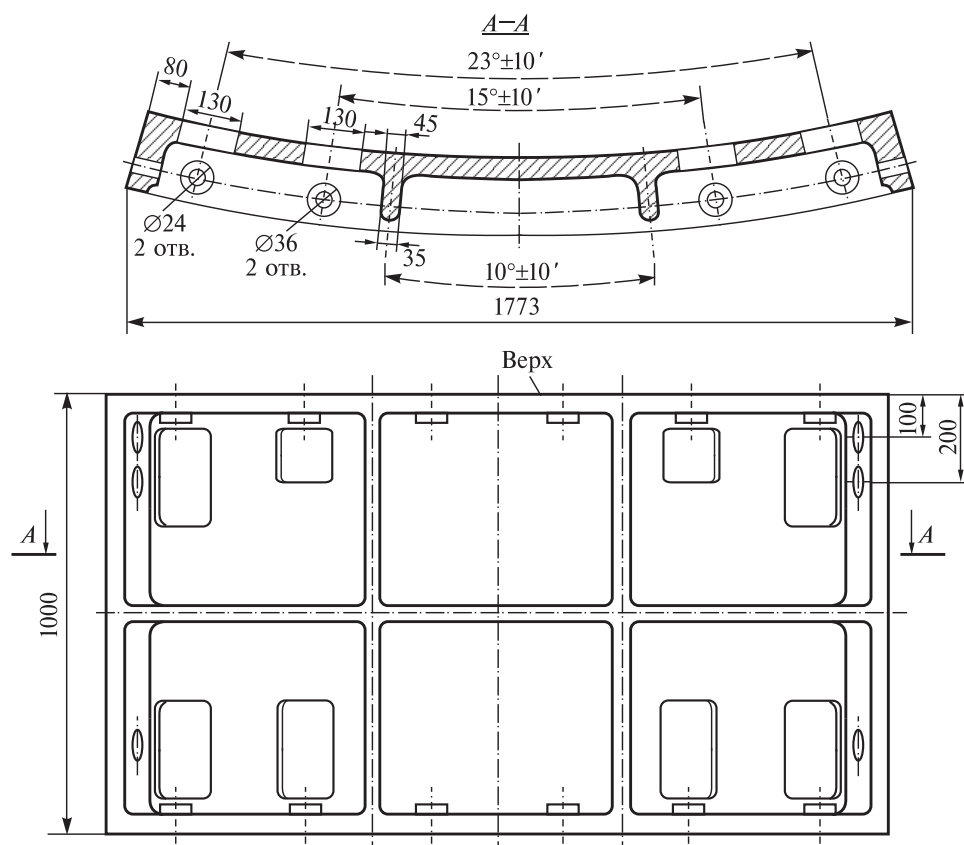


Рис. 7.9. Стальной тубинг для футеровки бункеров.

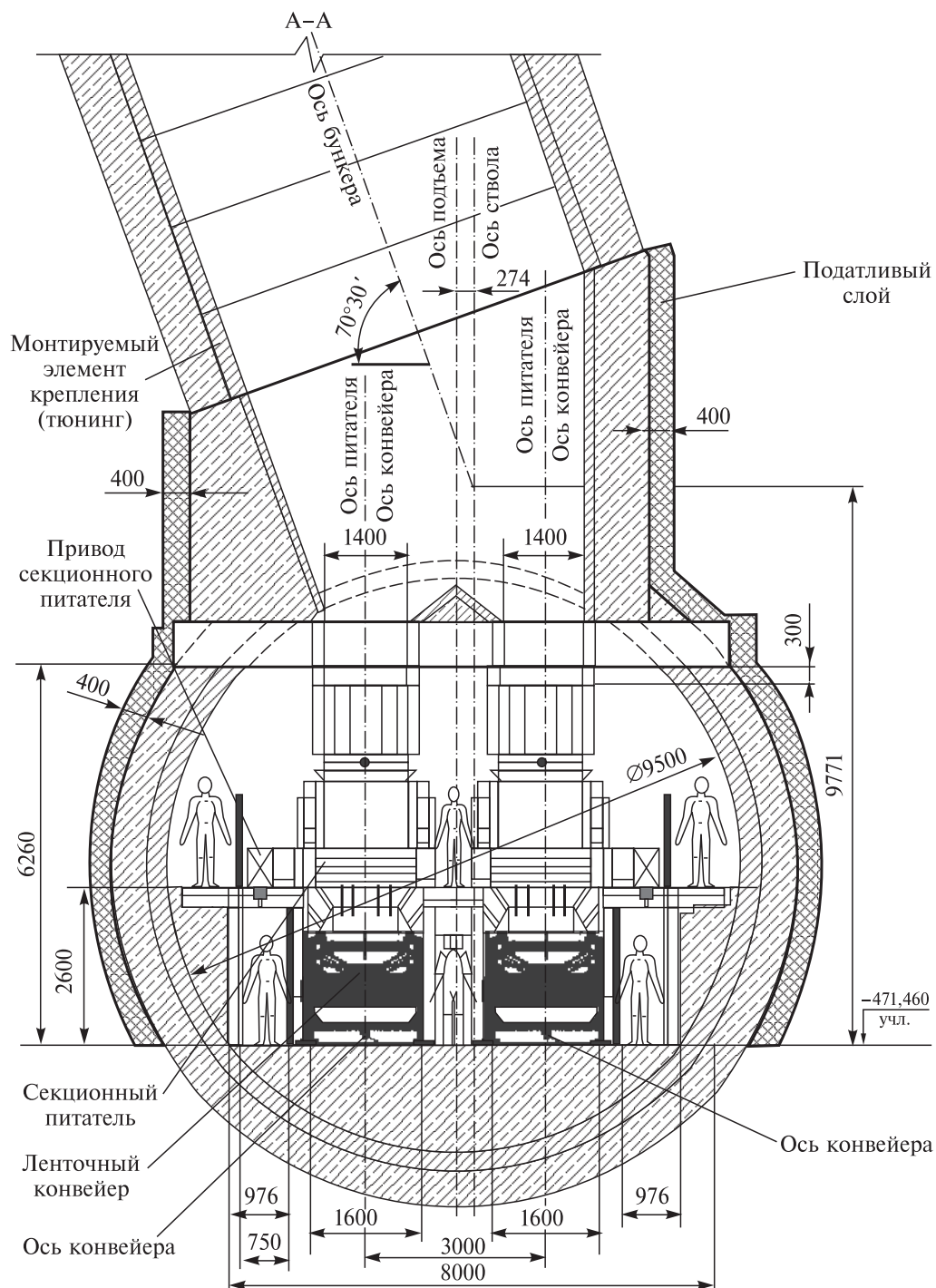


Рис. 7.10. Конструктивная схема узла перегрузки руды из бункера на ленточный конвейер.

7.2. Упруговязкопластическая модель Кукуджанова — Пэжины

Каменная соль и податливый слой из пенополистирола моделируются упруговязкопластическим материалом, который удовлетворительно описывается упруговязкопластической моделью типа Кукуджанова — Пэжины [107, 128].

Полная деформация является суммой упругой и вязкопластической частей

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p, \quad (7.1)$$

а тензоры напряжений и деформаций разлагаются на шаровую и девиаторную часть

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + S_{ij}; \quad \varepsilon_{ij} = \varepsilon\delta_{ij} + e_{ij}. \quad (7.2)$$

Поведение материала в упругой области описывается законом Гука

$$\varepsilon^e = \frac{1}{3K} p; \quad e_{ij}^e = \frac{1}{2G} S_{ij}, \quad (7.3)$$

где K, G — объемный и сдвиговой модули.

В вязкопластической области справедливо

$$\varepsilon^p = 0; \quad (e_{ij}^p)^\bullet = \gamma \left\langle \frac{\sigma_u}{\sigma_s(\varepsilon_u^p)} - 1 \right\rangle^{1/m} \frac{S_{ij}}{\sigma_u}, \quad (7.4)$$

где $\sigma_u = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$ — интенсивность напряжений; $\varepsilon_u^p = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_3^p - \varepsilon_1^p)^2}$ — интенсивность пластических деформаций; $\sigma_s(\varepsilon_u^p)$ — статическая диаграмма деформирования; γ — коэффициент вязкости; m — параметр скоростного упрочнения.

$$\left\langle \frac{\sigma_u}{\sigma_s(\varepsilon_u^p)} - 1 \right\rangle = \begin{cases} 0, & \text{если } \frac{\sigma_u}{\sigma_s(\varepsilon_u^p)} - 1 \leq 0; \\ \frac{\sigma_u}{\sigma_s(\varepsilon_u^p)} - 1, & \text{если } \frac{\sigma_u}{\sigma_s(\varepsilon_u^p)} - 1 > 0. \end{cases} \quad (7.5)$$

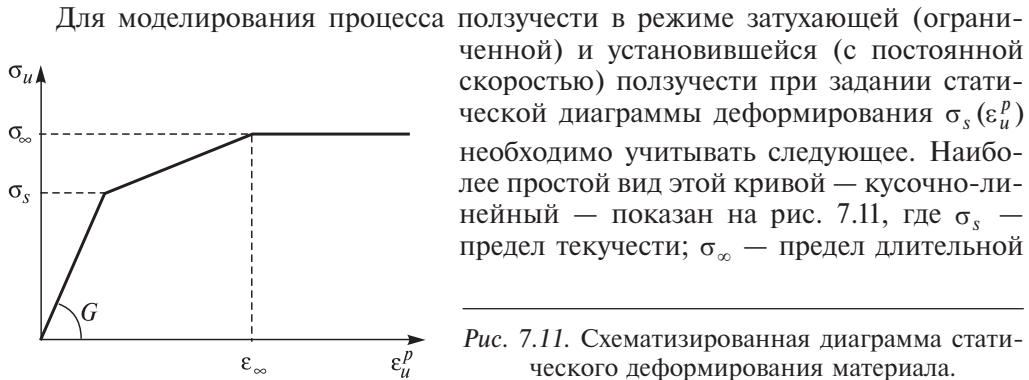


Рис. 7.11. Схематизированная диаграмма статического деформирования материала.

прочности; ε_{∞} — максимальная пластическая деформация, накопленная в режиме ограниченной ползучести.

Для уровня напряжений $\sigma_u < \sigma_s$ деформации чисто упругие, при $\sigma_s < \sigma_u < \sigma_{\infty}$ реализуется режим ограниченной (затухающей) ползучести, а при $\sigma_u > \sigma_{\infty}$ отмечается ползучесть с постоянной скоростью.

В частном случае одноосного напряженного состояния цилиндрического образца справедливы следующие соотношения:

$$\sigma_{11} = p + S_{11} = \frac{\sigma_{11}}{3} + S_{11}; \quad \sigma_u = |\sigma_{11}|; \quad \varepsilon_{11} = \varepsilon_{11}^e + \varepsilon_{11}^p = \frac{\sigma_{11}}{E} + e_{11}^p, \quad (7.6)$$

где E — модуль Юнга.

Скорость вязкопластической деформации следует из (7.4)

$$\dot{\varepsilon}_{11}^p = \frac{2}{3} \operatorname{sgn}(\sigma_{11}) \gamma \left(\frac{|\sigma_{11}|}{\sigma_s(e_u^p)} - 1 \right)^{1/m}. \quad (7.7)$$

Для режима установившейся ползучести ($\sigma_u > \sigma_{\infty}$)

$$\dot{\varepsilon}_{11}^p = \frac{2}{3} \operatorname{sgn}(\sigma_{11}) \gamma \left(\frac{|\sigma_{11}|}{\sigma_{\infty}} - 1 \right)^{1/m}, \quad (7.8)$$

здесь накопленная вязкопластическая деформация пропорциональна времени и нелинейно (при $m \neq 1$) зависит от уровня нагрузки

$$e_{11}^p = \frac{2}{3} \operatorname{sgn}(\sigma_{11}) \gamma t \left(\frac{|\sigma_{11}|}{\sigma_{\infty}} - 1 \right)^{1/m}. \quad (7.9)$$

Параметр γ может быть оценен по следующим показателям: время, уровень действующей нагрузки и значения накопленной деформации ползучести.

7.3. Оценка общей жесткости области сопряжения скипового ствола с откаточным горизонтом и горизонтом загрузки скипов

Оценка общей жесткости области сопряжения скипового ствола с откаточным горизонтом и горизонтом загрузки скипов проводится посредством анализа напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы выработок с помощью метода конечных элементов, реализованного в пакете прикладных программ ANSYS.

Схемы расположения рассматриваемых сопряжений со стволом приведены на примере ствола Усольского калийного комбината (см. рис. 7.1).

Расчетная схема состоит из призматической области размером $200 \times 100 \times 50$ м, включающей ствол с транспортными штреками (откаточным горизонтом), приствольными бункерами, конвейерными и дозаторными камерами (горизонт загрузки скипов). Расчетная схема построена применительно к условиям ствола № 1 Усольского калийного комбината (рис. 7.12, см. вкл.).

На передней, левой и нижней гранях призматической области закладывается отсутствие нормального перемещения ($u_n = 0$), а на верхней, правой и задней плоскостях принимается действие нормальных сжимающих нагрузок $q_x = q_y = q_z = 4,5$ МПа. Коэффициент бокового распора ненарушенного массива принимается $\lambda = 1,0$. Учитывается объемный вес пород в расчетной области. При решении данной задачи не учитывается наличие крепи (чугунные тубинги, монолитная бетонная крепь, деформационные швы и т.д.).

Оценка напряженно-деформированного состояния системы приствольных выработок основана на анализе конвергенции породного массива в определенных сечениях, обозначенных на рис. 7.12 буквами и цифрами.

Рассмотрены пять вариантов расположения приствольных выработок относительно ствола:

- *вариант 1* соответствует проектному расположению выработок, приведенному на рис. 7.1;
- *в варианте 2* весь «левый узел» (приствольный бункер, транспортный штрек и конвейерный штрек) отнесен от ствола на 10 м по сравнению с вариантом 1;
- *в варианте 3* «левый узел» придвинут к стволу на 5 м по сравнению с вариантом 1;
- *вариант 4* соответствует варианту 1 по расположению приствольных выработок, но рассмотрено уменьшение ширины конвейерных штреков и дозаторных камер с 8 до 6 м и увеличение высоты конвейерных штреков с 5 до 7 м, при этом сохранена общая высота дозаторной камеры, которая составляет 15 м;
- *вариант 5* соответствует варианту 4, но общая высота дозаторной камеры увеличена до 17 м.

В табл. 7.1 приведены расчетные величины конвергенции породного контура выработки в различных сечениях и по разным направлениям (согласно рис. 7.3) через 30 лет после начала строительства и эксплуатации ствола для варианта 1.

Из табл. 7.1 следует, что при одинаковых вертикальном и горизонтальном давлениях минимальной конвергенцией является горизонтальная Δu_x , которая достигается в различных сечениях ствола.

Горизонтальная конвергенция Δu_z в направлении, перпендикулярном

Таблица 7.1. Конвергенция контура выработок (см) по сечениям на рис. 7.12 (вариант 1)

Конвергенция	Номер сечения					
	1	2	3	4	5	6
Δu_y	20,5	19,5	32,3	29,1	45,1	39,4
Δu_x	7 13,1	8 13,5	9 13,7	10 10,8	11 16,1	
Δu_z	А 23,6		В 29,3		С 27,2	

плоскости чертежа, максимальна в точках сопряжения ствола с откачным горизонтом и дозаторными камерами (точки А, В, С). Вертикальная конвергенция Δu_y в сечениях 1 и 2 относительно небольшая, однако в сечениях 3 и 4 и особенно в сечениях 5 и 6 является весьма значительной.

Таким образом, расчет общей жесткости ствола № 1 с сопряже-

7.3. Оценка общей жесткости области сопряжения скипового ствола

Таблица 7.2. Конвергенция контура выработок (см) по сечениям на рис. 7.12 (вариант 2)

Конвергенция	Номер сечения					
Δu_y	1 20,1	2 20,0	3 32,5	4 28,5	5 43,6	6 38,8
Δu_x	7 14,5	8 14,5	9 15,6	10 13,5	11 16,1	
Δu_z	A 23,6		B 28,8		C 27,0	

Таблица 7.3. Конвергенция контура выработок (см) по сечениям на рис. 7.12 (вариант 3)

Конвергенция	Номер сечения					
Δu_y	1 20,1	2 20,5	3 33,4	4 28,8	5 43,8	6 39,0
Δu_x	7 14,5	8 14,2	9 15,1	10 13,1	11 16,1	
Δu_z	A 23,6		B 29,0		C 27,1	

ниями показывает, что наиболее проблемными участками являются области сопряжения ствола с дозаторными камерами и примыкающими к ним камерами конвейеров.

Большая вертикальная конвергенция в сечениях 3, 4, 5 и 6 объясняется значительной шириной камер питателей и конвейеров (около 8 м). Большая горизонтальная конвергенция Δu_z в местах сопряжения ствола с дозаторными камерами объясняется также значительными размерами последних (высота 15 м, ширина 8 м).

На рис. 7.13 и 7.14 (см. вкл.) показаны поля интенсивности напряжений σ_u и главных напряжений σ_1 в окрестности ствола и сопряжений.

Для варианта 2, согласно расчетам, показатели конвергенции ситуацию не улучшают (табл. 7.2).

Значения Δu_y в сечениях 5 и 6 снижаются на 2–3 %, тогда как горизонтальная конвергенция ствола между дозаторными камерами возрастает на 15–20 %.

Расчеты по варианту 3 также показывают слабое влияние на общие параметры жесткости системы (табл. 7.3).

Таким образом, уменьшение конвергенции возможно только за счет изменения размеров самих объектов (высота, ширина). Применение комбинированной крепи может увеличить время устойчивого состояния горных выработок.

Изменение размеров конвейерных и дозаторных камер рассмотрено в рамках вариантов 4 и 5 (табл. 7.4; 7.5).

В варианте 4 ширина конвейерных и дозаторных камер уменьшена с 8 до 6 м, одновременно увеличена высота на 2 м (с 5 до 7 м). При этом сохранена общая высота дозаторной камеры 15 м. Это конструктивное решение предполагает расположение конвейеров друг над другом.

Таблица 7.4. Конвергенция контура выработок (см) по сечениям на рис. 7.12 (вариант 4)

Конвергенция	Номер сечения					
Δu_y	1 20,0	2 20,1	3 29,1	4 25,8	5 38,8	6 33,6
Δu_x	7 14,2	8 13,2	9 14,8	10 14,0	11 14,9	
Δu_z	A 23,4		B 29,6		C 28,4	

Таблица 7.5. Конвергенция контура выработок (см) по сечениям на рис. 7.12 (вариант 5)

Конвергенция	Номер сечения					
Δu_y	1 19,8	2 20,4	3 28,9	4 24,5	5 40,1	6 35,7
Δu_x	7 14,5	8 14,4	9 14,5	10 13,9	11 15,2	
Δu_z	A 23,6		B 29,6		C 28,6	

В данном варианте снижается вертикальная конвергенция в сечениях 3 и 4 на 12–13 %, а в сечениях 5 и 6 — на 16–17 % по сравнению с базовым вариантом. Горизонтальная конвергенция ствола остается на прежнем уровне, незначительно возрастает Δu_z (на 4 %) в точке С.

Как следует из табл. 7.5, в этом варианте вертикальная конвергенция в сечениях 3 и 4 снижается на 12–16 %, а в сечениях 5 и 6 — на 9 % по сравнению с базовым вариантом. Горизонтальная конвергенция ствола остается на старом уровне, незначительно возрастает Δu_z (на 6 %) в точке С.

В результате исследований общей жесткости области сопряжения скипового ствола с откаточным горизонтом и горизонтом загрузки скипов установлено:

- из рассмотренных вариантов конструктивных схем сопряжений наилучшим является вариант 4. По сравнению с вариантом 1 конвергенция контура дозаторной камеры снижается на 16 %;
- учитывая возможность применения других мер обеспечения устойчивости околоствольных выработок, целесообразно общую схему расположения выработок комплексов загрузки скипов ствола № 1 сохранить без принципиальных изменений.

7.4. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении тубинговой крепи

Продлить устойчивое состояние узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой в условиях Усольского рудника можно путем применения комбинированной крепи, содержащей бетонный слой и слой из податливого материала (пенополистирол марки «Пеноплэкс-35» или «Пеноплэкс-кровля», находящийся между бетоном крепи сопряжения и соляным породным массивом).

Применение податливого слоя строго в определенных местах может быть обосновано с помощью численного моделирования узла сопряжения в пространственной постановке. Вместе с тем представляет определенный интерес предварительное решение данной задачи в двухмерной постановке с целью анализа некоторых характерных сечений узла сопряжения.

7.4.1. Влияние податливого слоя на конвергенцию сопряжения скипового ствола с нижней частью дозаторной камеры

Для оценки эффективности применения податливого слоя и рациональных мест его расположения рассмотрены три варианта взаимного расположения бетонного и податливого слоев:

- вариант 1 — полный бетонный слой и почти полный податливый слой (рис. 7.15, а);
- вариант 2 — полный бетонный слой (без податливого слоя);
- вариант 3 — частично бетонный слой и частично податливый слой (рис. 7.15, б).

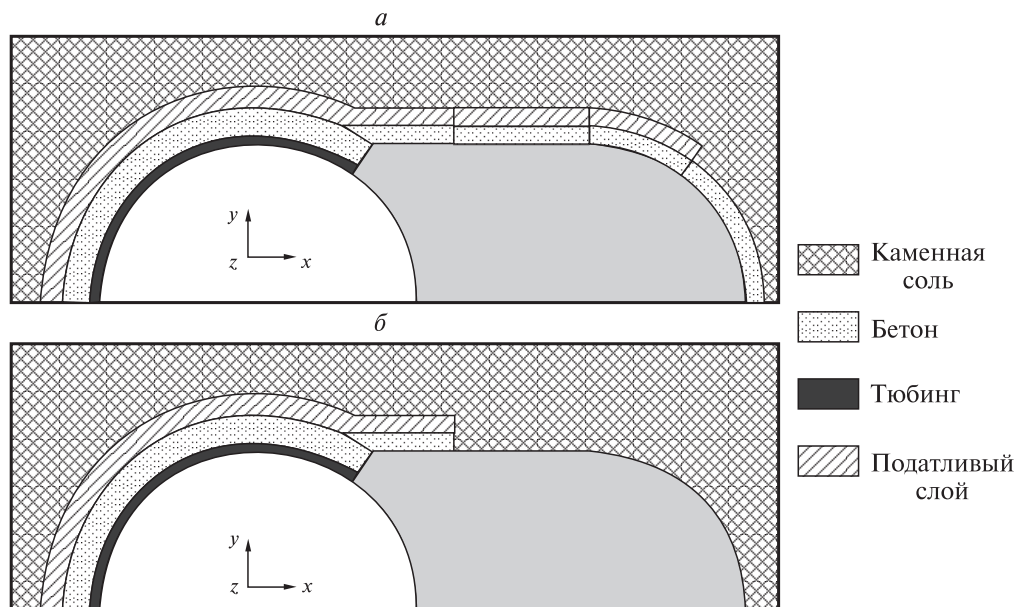


Рис. 7.15. Расчетная схема горизонтального сечения нижней части дозаторной камеры и ствола (варианты 1 (а) и 3 (б)).

Каменная соль и бетон моделируются вязкоупругопластическим материалом с модулем упругости $E = 3600$ и $10\,000$ МПа соответственно и коэффициентом Пуассона $\mu = 0,32$ и $0,2$ соответственно. Податливый слой принимается упругопластическим материалом с модулем упругости $E = 3,0$ МПа, коэффициентом Пуассона $\mu = 0,01$ и пределом текучести $\sigma_s = 0,3$ МПа.

Сравнение вариантов проводится по величине конвергенции вдоль оси x (расстояния между точками 1–2 и 1–3) и оси y (расстояния от точек 4–8 до плоскости симметрии $y = 0$), показанных на рис. 7.16.

Результаты расчетных значений конвергенции представлены в табл. 7.6, они соответствуют расчетному времени эксплуатации сопряжения около 35 лет на глубине 500 м.

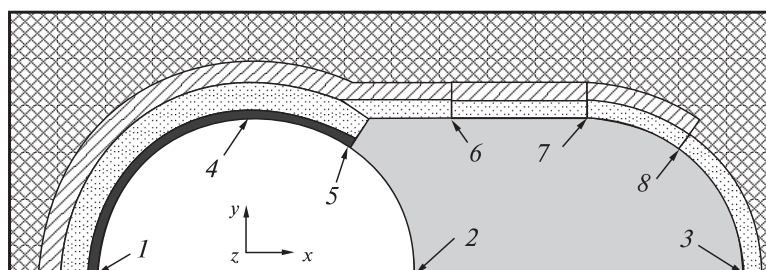


Рис. 7.16. Схема расположения расчетных точек 1–8.
Усл. обозн. см. рис. 7.15.

Таблица 7.6. Конвергенция (см) внутреннего контура крепи сопряжения дозаторной камеры с шахтным стволом в нижней части дозаторной камеры

Варианты	Конвергенция вдоль оси x		Конвергенция вдоль оси y				
	1-2*	1-3	4	5	6	7	8
1	-0,9	-0,7	8,7	15,6	15,5	3,2	1,9
2	0,1	-1,7	23,2	35,8	37,0	23,1	8,7
3	13,2	9,1	11,8	19,2	42,1	41,1	27,2

* 1-2, 1-3, 4-8 — здесь и в табл. 7.7 — сечения.

Отрицательные значения конвергенции указывают на увеличение соответствующего расстояния (дивергенции).

7.4.2. Влияние податливого слоя на конвергенцию сопряжения ствола со средней частью дозаторной камеры

В этом сечении сопряжение является более жестким по сравнению с сечением в нижней части дозаторной камеры, что обеспечивается замкнутостью тубинговых секций. В данном случае также рассматриваются три варианта, описанные выше в п. 7.3.1. Одна из расчетных схем показана на рис. 7.17.

Результаты расчетных значений конвергенции (см) представлены в табл. 7.7

На рис. 7.18, а, б (см. вкл.) приведены изополосы перемещений u_y для вариантов 1 и 2. Видно преимущество применения материала податливого слоя (вариант 1), который значительно сдерживает конвергенцию стенок дозаторной камеры в окрестности сопряжения, в отличие от варианта 2.

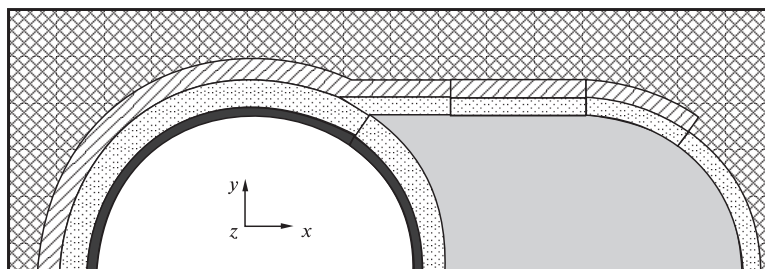


Рис. 7.17. Расчетная схема горизонтального сечения средней части (сечение Г-Г) дозаторной камеры и ствола (вариант 1).

Усл. обозн. см. рис. 7.15.

Таблица 7.7. Конвергенция (см) внутреннего контура крепи сопряжения дозаторной камеры с шахтным стволом (сечение Г-Г, средняя часть дозаторной камеры)

Вариант	Конвергенция вдоль оси x		Конвергенция вдоль оси y				
	1-2	1-3	4	5	6	7	8
1	-0,36	1,6	-0,20	0,25	5,5	2,5	1,9
2	-7,8	3,8	8,5	7,7	17,6	15,8	6,2
3	1,7	10,1	-1,80	-1,1	31,7	38,5	32,4

В заключение рассмотрен вариант 4, аналогичный варианту 1, но содержащий дополнительную укрепляющую бетонную перемычку (рис. 7.19, см. вкл.).

В результате решения плоской задачи установлено:

- для поддержания дозаторной камеры предпочтителен вариант 1 с круговым слоем бетона и наибольшим использованием податливого слоя (см. рис. 7.15);
- проблемной областью дозаторной камеры являются боковые стенки;
- наличие дополнительной бетонной перемычки не ухудшает общей ситуации варианта 1, конвергенция в окрестности сопряжения немного уменьшается. Наиболее напряженная область бетонного слоя располагается в окрестности торца дозаторной камеры.

7.5. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении тубинговой крепи

Сопряжение ствола с дозаторной камерой рассматривалось в объемной постановке в аналогичных вариантах, описанных в п. 7.3 для плоской постановки:

Вариант 1 (рис. 7.20, а) включает полный опоясывающий бетонный слой и почти полный податливый слой.

Вариант 2 (рис. 7.20, б) включает полный опоясывающий монолитный бетонный слой без податливого слоя.

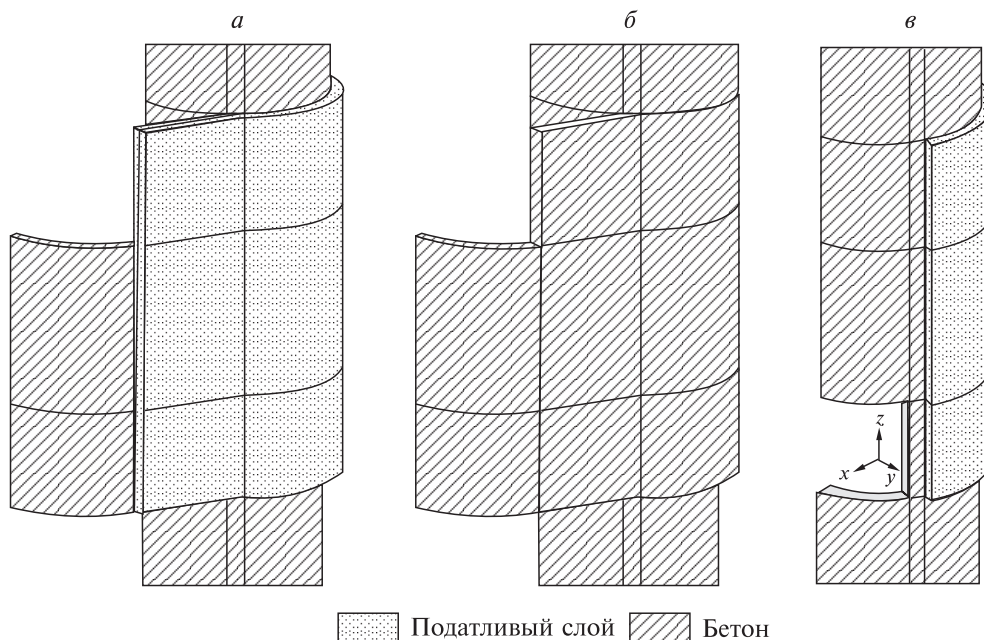


Рис. 7.20. Схемы вариантов 1 (а), 2 (б), 3 (в).

Вариант 3 (рис. 7.20, в) включает укороченный слой бетона и податливого материала. Показанные на рисунках ствол и элементы крепи (слой бетона и податливого материала) расположены в соляном массиве.

На рис. 7.21 показаны соляной массив, элементы ствола и крепи со стороны вертикальной плоскости симметрии для варианта 1.

Расчеты в целом подтверждают выводы, сделанные на основании анализа в плоской постановке (см. п. 7.3). Для варианта 1 нагрузка, передаваемая на ствол, является более равномерной — разность между осями эллипсоида (ствол в окрестности сопряжения принимает со временем эллипсоидальную форму) составляет 0,3 %, для варианта 3 — 1,8 %, а для варианта 2 — 2,8 %.

Область с максимальной конвергенцией в окрестности сопряжения располагается на боковой стенке дозаторной камеры в средней и верхней части (рис. 7.22, см. вкл.), поэтому стенка камеры должна быть укреплена двухслойной крепью с податливым слоем.

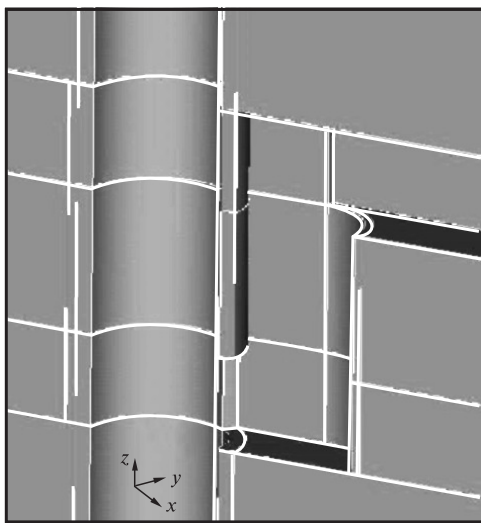
Кроме того, деформирование податливого слоя по высоте происходит неравномерно, максимальные деформации (45–50 %) достигаются в центральных частях (по высоте), крайние (верхние и нижние) слои деформируются слабее (20–30 %) (рис. 7.23, см. вкл.).

На рис. 7.24 (см. вкл.) показаны области пластических деформаций в горизонтальных сечениях сопряжения, проведенных на различной высоте. Материал податливого слоя, расположенный вокруг ствола, деформируется наиболее сильно (45–50 %) только в средних по высоте сечениях (рис. 7.23 и 7.24, б, см. вкл.).

В окрестности сопряжения боковой стенки дозаторной камеры со стволом податливый слой деформируется наиболее сильно, вплоть до полного сжатия толщиной 0,4 м (рис. 7.29, см. вкл.).

Расчеты показывают, что часть податливого слоя, расположенная у края боковой стенки дозаторной камеры, переходящая в заднюю цилиндрическую стенку по всей высоте, деформируется довольно слабо (10–15 %).

На рис. 7.25 (см. вкл.) показаны изополосы горизонтальных перемещений u_y (горизонтальный разрез выполнен на высоте 15 м от основания дозаторной камеры).



Таким образом, численное моделирование в 3D-постановке позволяет уточнить картину смещения породного массива и контура крепи в различных областях сопряжения и выявить приемлемые конструктивные решения, обеспечивающие устойчивость узла сопряжения ствола с дозаторной камерой на заданный эксплуатационный срок.

В результате численных исследований (с применением программного

Рис. 7.21. Схема фрагмента расчетной области со стороны плоскости симметрии.

комплекса ANSYS) состояния породного массива в районе сопряжения скипового ствола, закрепленного тубингами, с дозаторной камерой в плоской и объемной постановках установлено, что:

- приемлемым для реализации конструктивной схемой дозаторной камеры является вариант 1 с бетонной обделкой по всему периметру и податливым слоем из пенополистирола толщиной не менее 0,4–0,5 м;
- наличие бетонной перемычки в дозаторной камере не ухудшает ситуацию варианта 1, конвергенция породного контура в окрестности сопряжения несколько уменьшается. Наиболее напряженной областью является бетонная крепь в торце дозаторной камеры.

7.6. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении монолитной бетонной обделки ствола

Расчеты по данному разделу выполнены в плоской постановке применительно к условиям Усть-Яйвинского рудника, где крепление стволов в соляной части разреза осуществляется посредством применения монолитной бетонной обделки.

Увеличение времени устойчивого состояния узла сопряжения скипового ствола с конвейерным штреком в условиях Усть-Яйвинского рудника может быть достигнуто путем применения комбинированной крепи, содержащей бетонный слой и слой из податливого материала (пенополистирол марки «Пеноплекс-кровля»), располагаемого между бетоном и соляным породным массивом.

Применение податливого слоя строго в определенных местах обосновано с помощью численного моделирования узла сопряжения в пространственной постановке. Вместе с тем представляет определенный интерес предварительное решение данной задачи в двухмерной постановке с целью анализа некоторых характерных сечений узла сопряжения.

Расчетная 2D схема показана на рис. 7.26. Рассматривается одна четверть (при наличии двух плоскостей симметрии) области сопряжения ствола с дозаторной камерой и конвейерной выработкой, стенки которой закреплены в окрестности сопряжения бетонным слоем постоянной толщины h_b , за которым располагается материал податливого слоя толщиной $h_{\text{п}}$.

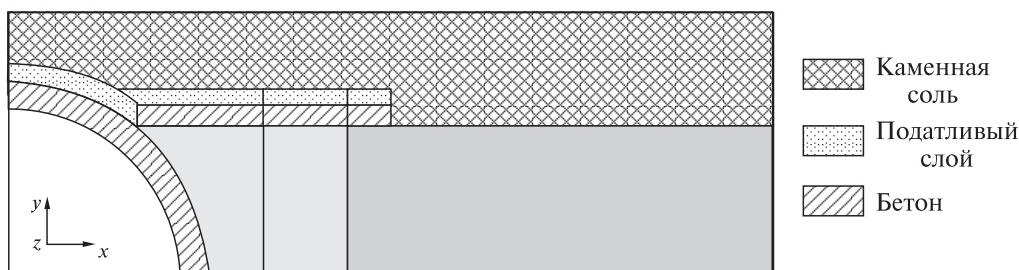


Рис. 7.26. Фрагмент расчетной 2D схемы.

Граничные условия:

— на левой вертикальной и нижней горизонтальной границах отсутствуют нормальные перемещения;

— на правой вертикальной и верхней горизонтальной границах задано горное давление $q_y = q_x = 9,5$ МПа, соответствующее глубине 430 м.

Бетон моделируется упругопластическим материалом с модулем упругости $E = 200$ и 30 ГПа соответственно, коэффициентом Пуассона $\mu = 0,2$.

Для каменной соли приняты следующие параметры модели: $E = 9000$ МПа; $\mu = 0,3$; $\gamma = 0,3 \cdot 10^{-5}$ ч⁻¹; $m = 0,7$; $\sigma_s = 3,96$ МПа; $\sigma_\infty = 0,4\sigma_{пр} = 8,96$ МПа.

Для податливого слоя: $E = 3$ МПа; $\mu = 0,1$; $\gamma = 1,0 \cdot 10^{-5}$ ч⁻¹; $m = 0,7$; $\sigma_s = \sigma_\infty = 0,3$ МПа.

Результаты расчетов подтвердили ранее сделанные выводы о положительной роли податливого слоя, благодаря которому нагрузка от постепенно сжимающегося под действием горного давления окружающего соляного массива длительное время не передается на бетонную крепь ствола. В расчетах принималась толщина бетонного слоя $h_b = 0,5$ м, толщина податливого слоя $h_p = 0,4$ м.

На рис. 7.27 (см. вкл.) показаны поля перемещений и конфигурация податливого слоя для различных моментов времени.

Установлено, что наличие податливого слоя эффективно сдерживает передачу нагрузок от породного массива к стволу и бетонной стенке дозаторной камеры. Кроме того, показано неравномерное сжатие ПС вдоль бетонной стенки и окружности ствола.

7.7. Влияние податливого слоя на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой при применении монолитной бетонной обделки ствола

На рис. 7.28 приведен фрагмент расчетной схемы в 3D постановке.

Рассмотрены три варианта конфигурации крепи узла сопряжения ствола с дозаторной камерой (или конвейерным штреком): *A* — не содержит бетонного и податливого слоев; *B* — содержит бетонный, но не содержит податливый слой; *B* — содержит бетонный и податливый слои.

На рис. 7.29 (см. вкл.) приведены поля перемещений породного массива при разных вариантах (*A*, *B*, *B*) охраны сопряжения ствола с конвейерным штреком.

В табл. 7.8 показаны относительные смещения в различных точках сопряжения, которые отмечены в варианте *A* (рис. 7.29).

Таблица 7.8. Относительные смещения в различных точках сопряжения

Вариант	Δu_z^{1-1a}	Δu_z^{2-2a}	Δu_y^3	Δu_y^4	Δu_x^1	Δu_x^{1a}
<i>A</i>	1	1	1	1	1	1
<i>B</i>	0,94	0,92	1,08	0,91	1,27	0,93
<i>B</i>	1,36	0,96	0,10	1,03	0,34	0,45

Основные эффекты от применения податливого слоя в таблице выделены жирным шрифтом и реализуются в варианте *B*.

Из рис. 7.29, *B*, *B* видно, что применение податливого слоя

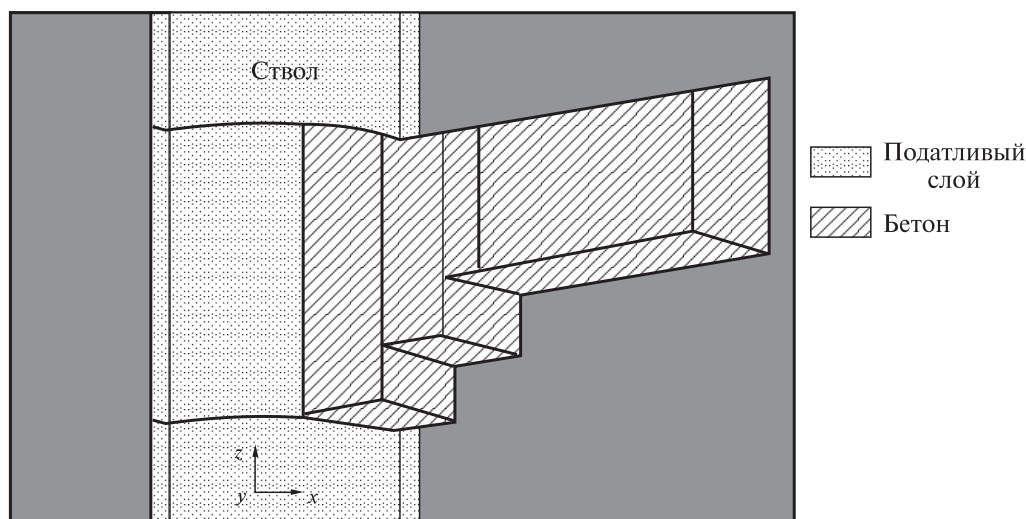


Рис. 7.28. Фрагмент расчетной схемы сопряжения ствола.

отодвигает область достаточно высокой конвергенции в глубь выработки, где заканчиваются податливый слой и бетон. Кроме того, значительно уменьшаются конвергенции Δu_x^I и Δu_x^{Ia} (см. табл. 7.8). Единственное увеличение вертикальной конвергенции Δu_z^{I-Ia} в варианте В (по сравнению с вариантами А и Б) необходимо нейтрализовать применением деформационного шва (деревянного слоя), отделяющего ствол от дозаторных камер. В приведенных расчетах деформационный шов не учитывался.

Таким образом, следует отметить, что применение податливого слоя толщиной 0,4 м вокруг ствола и за боковой бетонной стенкой дозаторной камеры по всей ее высоте в области сопряжения позволяет разгрузить ствол и дозаторную камеру от действия горного давления на время до 40 лет. После этого времени горное давление в ходе дальнейшей ползучести каменной соли начинает постепенно передаваться на несущие конструкции сопряжения.

7.8. Влияние разновысотного расположения дозаторных камер на конвергенцию приконтурных пород в окрестности узла сопряжения скипового ствола с дозаторной камерой

В практике шахтного строительства применяют разновысотную и одноуровневую схемы расположения дозаторных камер (рис. 7.30 и 7.31).

Основное и принципиальное отличие схем заключается в том, что при разновысотном расположении дозаторных камер обеспечивается большая устойчивость сопряжений. При одноуровневом расположении значительно уменьшается объем строительных работ (глубина ствола уменьшается на 20–30 м).

7. Поддержание пристольных выработок в соляных породах

Зона	Наименование пластов	Глубина подошвы пласта, м	Мощность, м	Литологическая колонка скважин
Сильвинит-карналитовая	Г-Д	337,85	3,25	+++++
	Г	345,40	7,55	+++++
	В-Г	348,00	2,60	+++++
	В	351,43	3,43	+++++
	Б-В	353,70	2,27	+++++
	Б	354,93	1,23	+++++
Сильвинитовая	А	356,26	1,36	+++++
	Красный I-A	359,05	2,76	+++++
	Красный I	360,39	1,34	+++++
	Красный II-Красный I	361,90	1,51	+++++
	Красный II	367,35	5,45	+++++
	Красный II-Красный III	389,19	1,84	+++++
Подстилающая каменная соль	Красный III	372,00	2,81	+++++
	Верхняя пачка подстилающей каменной соли	398,28	26,28	+++++
		399,46	1,18	+++++
Подстилающая каменная соль	Средняя пачка подстилающей каменной соли	432,00	32,54	+++++
		523,20	91,2	+++++

7.8. Влияние разновысотного расположения дозаторных камер на конвергенцию

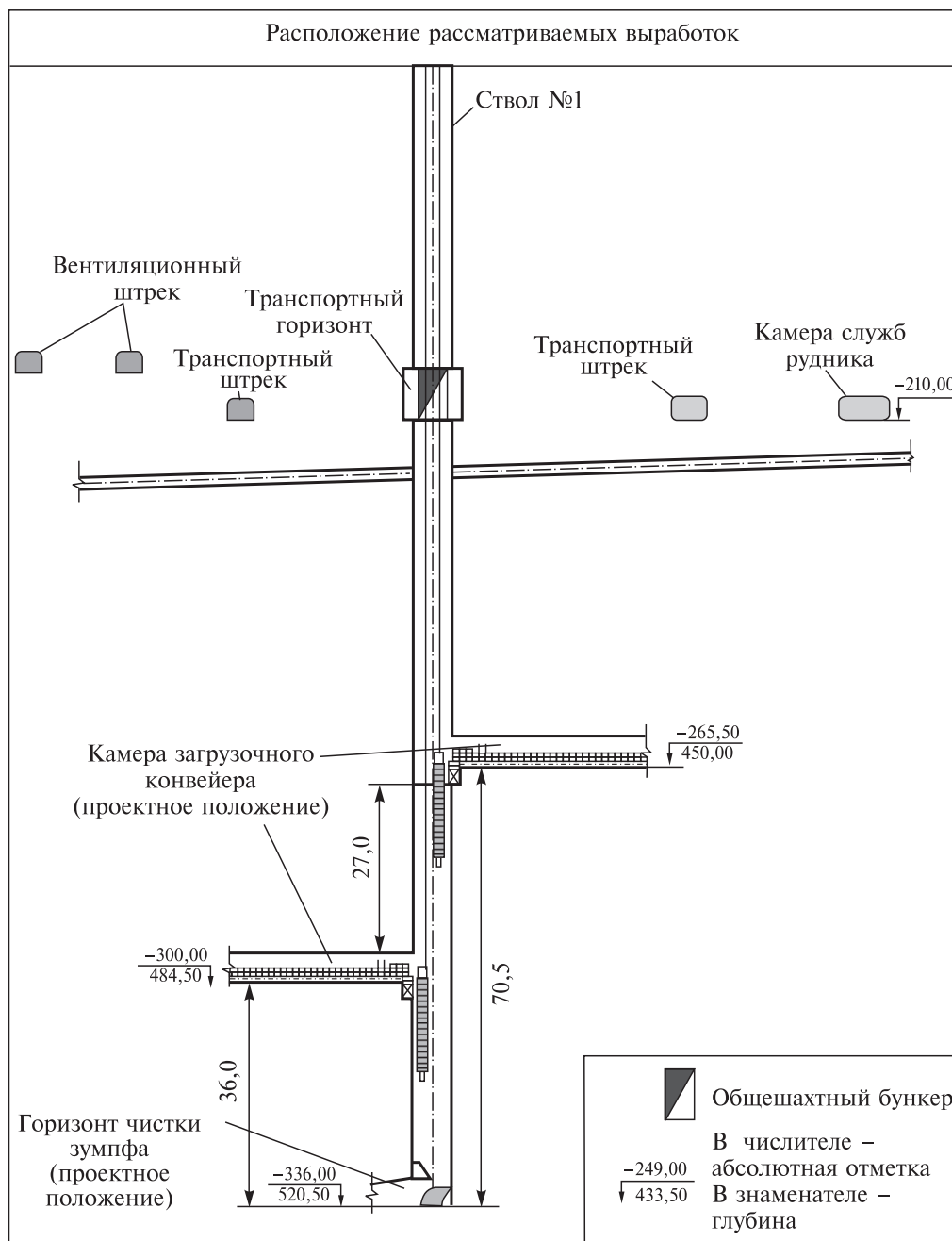


Рис. 7.30. Схема разновысотного расположения дозаторных камер и примыкающих выработок скипового ствола.

7. Поддержание приствольных выработок в соляных породах

Зона	Наименование пластов	Глубина подошвы пласта, м	Мощность, м	Литологическая колонка скважин
Сильвинит-карналитовая	Г-Д	337,85	3,25	+++++
	Г	345,40	7,55	+++++
	В-Г	348,00	2,60	+++++
	В	351,43	3,43	+++++
	Б-В	353,70	2,27	+++++
	Б	354,93	1,23	+++++
Сильвинитовая	А	356,26	1,36	+++++
	Красный I-A	359,05	2,76	+++++
	Красный I	360,39	1,34	+++++
	Красный II-Красный I	361,90	1,51	+++++
	Красный II	367,35	5,45	+++++
	Красный II-Красный III	389,19	1,84	+++++
Подстилающая каменная соль	Красный III	372,00	2,81	+++++
	Верхняя пачка подстилающей каменной соли	398,28	26,28	+++++
		399,46	1,18	+++++
	Средняя пачка подстилающей каменной соли	432,00	32,54	+++++
		465,40	33,4	+++++

7.8. Влияние разновысотного расположения дозаторных камер на конвергенцию

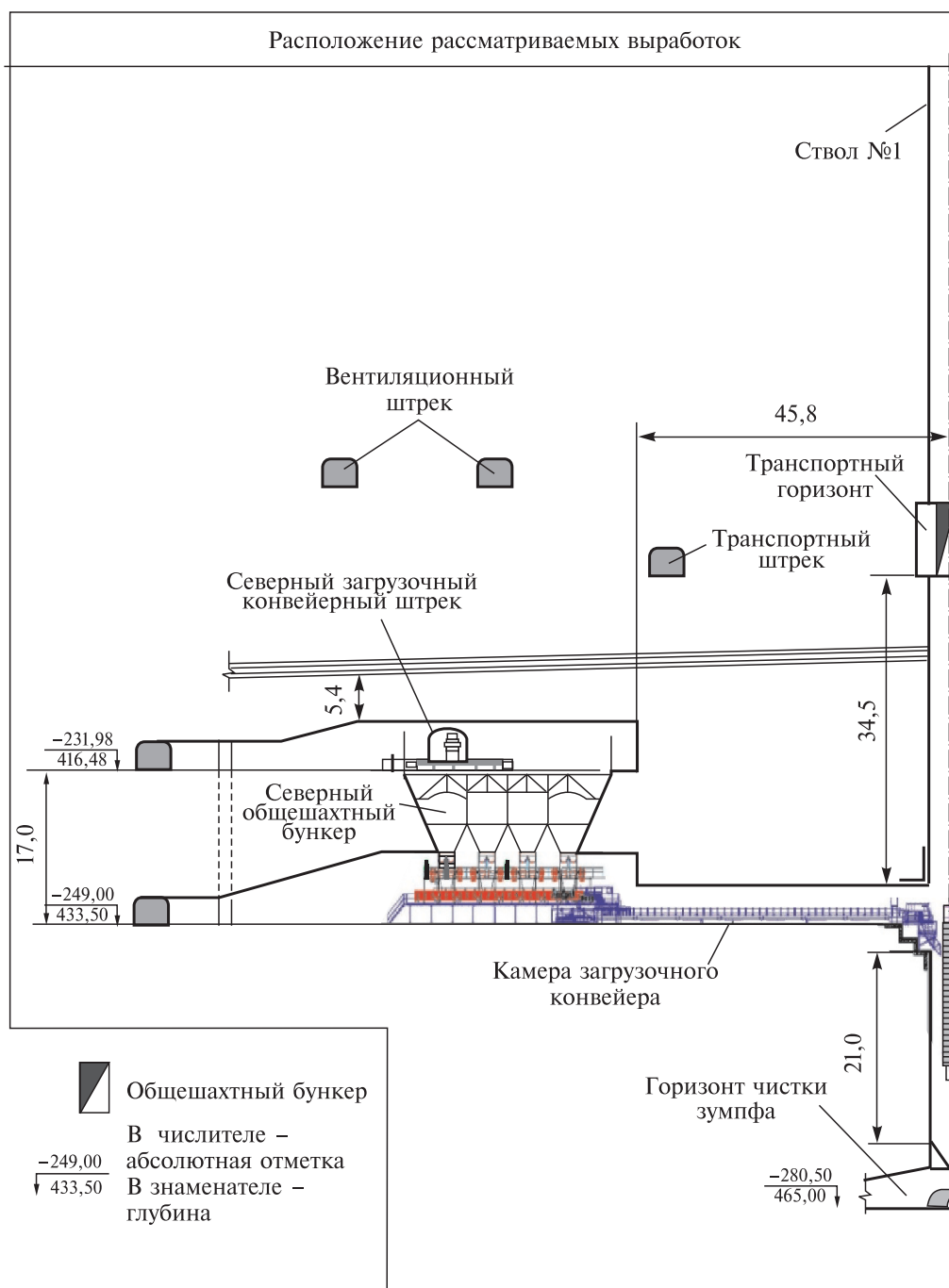


Рис. 7.31. Схема одноуровневого расположения дозаторных камер и примыкающих выработок скипового ствола.

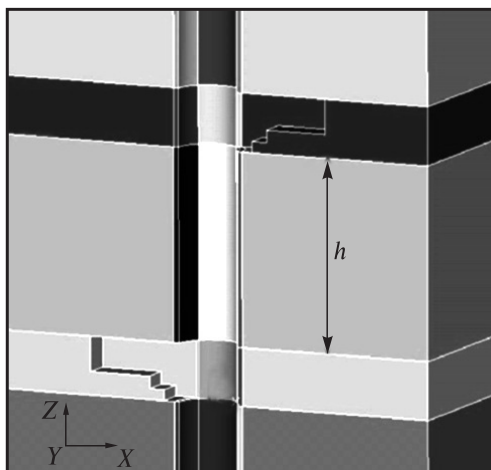


Рис. 7.32. Фрагмент расчетной схемы разновысотного расположения сопряжений скипового ствола.

Расчетная 3D схема дозаторных камер при разновысотном их расположении приведена на рис. 7.32.

В расчетах варьировалось расстояние между примыкающими выработками h (рис. 7.32). Рассмотрены варианты для $h = 5,0$; $15,0$ и $25,0$ м, результаты сравнивались с вариантом расположения дозаторных камер на одном уровне (см. рис. 7.31).

Поскольку положительное влияние податливого слоя на напряженно-

но-деформированное состояние узла сопряжения ствола с дозаторными камерами при применении монолитной бетонной обделки в стволе обосновано результатами конечно-элементных расчетов, приведенными в п. 7.5 и 7.6, расчеты для определения рационального расположения дозаторных камер на разных уровнях проводили без учета податливого и бетонного слоев — учитывали только массив каменной соли и чугунные тубинги.

В качестве примера на рис. 7.33 (см. вкл.) показано поле нормальных к плоскости чертежа перемещений u_y при расстоянии $h = 5,0$ м для времени $T = 30$ лет.

В результате численного моделирования напряженно-деформированного состояния породного массива с использованием программного комплекса ANSYS для разных вариантов расположения дозаторных камер справедливы следующие выводы:

1. Изменение расстояния между дозаторными камерами вплоть до размещения их на одном уровне практически не влияет на вертикальную ($\Delta u_z^{1-1a} \sim 3,5-4,0$ см; $\Delta u_z^{2-2a} \sim 12,0-12,8$ см ($T = 30$ лет)) и горизонтальную ($\Delta u_y^3 \sim 7,1-8,2$ см; $\Delta u_y^4 \sim 17,8-18,2$ см ($T = 30$ лет)) перпендикулярно к направлению примыкающих выработок конвергенцию точек.

2. Уменьшение расстояния между дозаторными камерами вплоть до размещения их на одном уровне увеличивает горизонтальную (перпендикулярно направлению подходных выработок) конвергенцию точек ствола от $2,8$ до $5,0$ см ($T = 30$ лет).

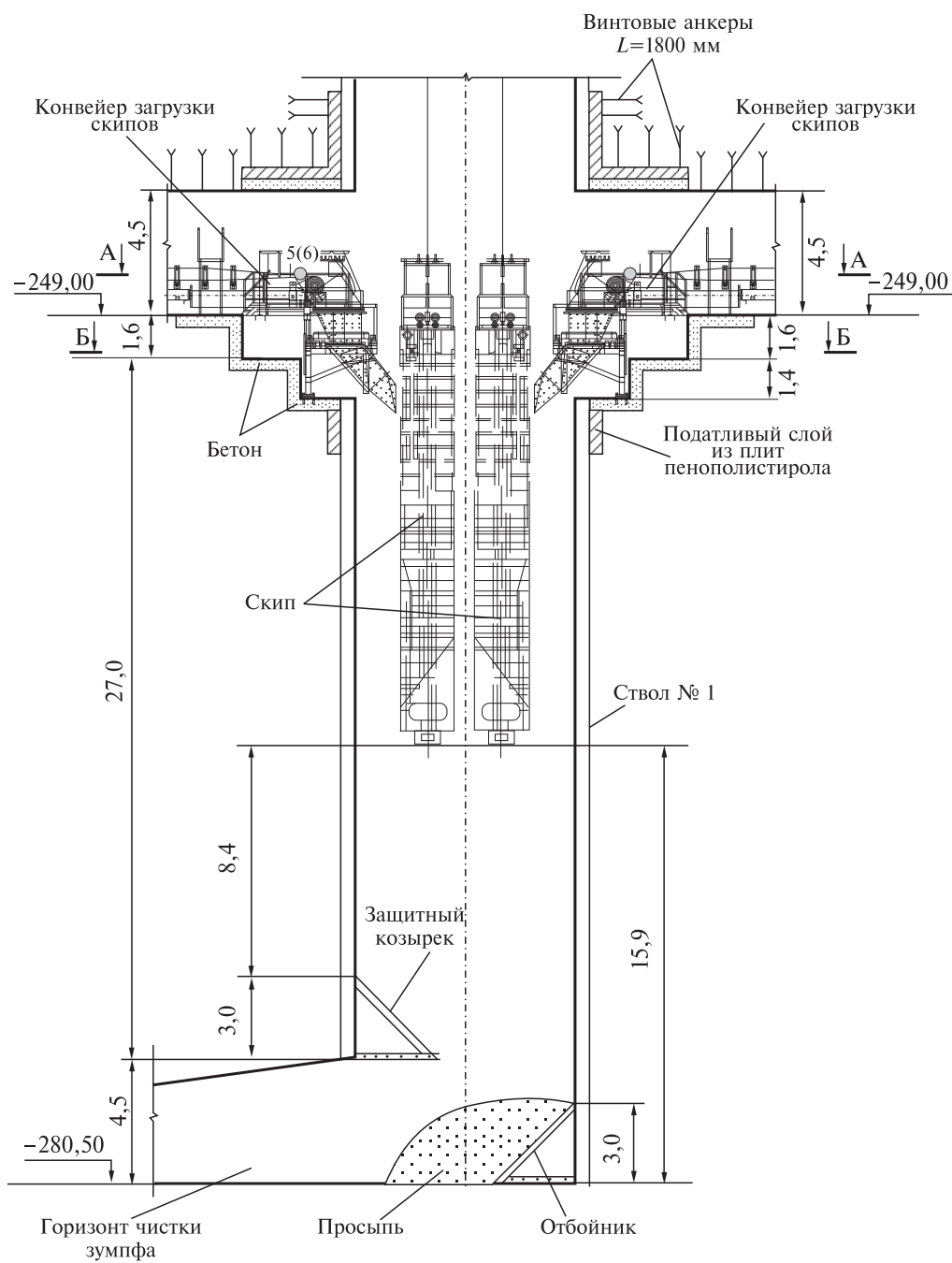
3. Уменьшение расстояния между дозаторными камерами вплоть до размещения их на одном уровне увеличивает горизонтальную (в направлении подходных выработок) отрицательную конвергенцию точек ствола Δu_x^1 от $-0,18$ до $-2,2$ см; Δu_x^{1a} от $-0,6$ до $-2,7$ см ($T = 30$ лет).

4. В окрестности сопряжения, где тубинги не образуют замкнутое кольцо, ствол принимает эллипсоидальную форму с эксцентриситетом от $0,5$ (при $h = 25$ м) до 1% (дозаторные камеры находятся на одном уровне).

5. Несмотря на некоторое ухудшение ситуации при расположении дозаторных камер на одном уровне (выводы 2–6), абсолютные значения конвергенции незна-

7.8. Влияние разновысотного расположения дозаторных камер на конвергенцию

Начало рис. 7.34



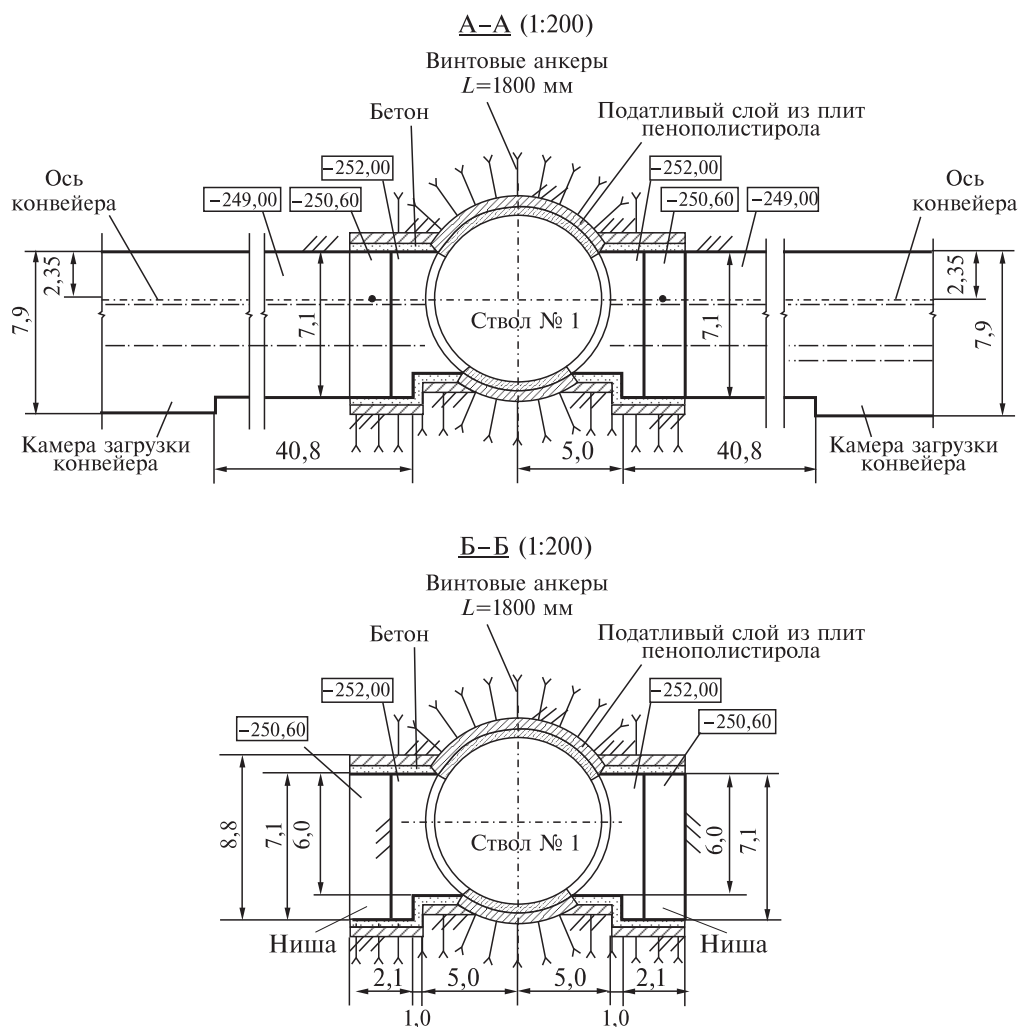


Рис. 7.34. Принятые на Усть-Яйвинском руднике конструктивные схемы узлов сопряжения скипового ствола с дозаторными камерами.

чительны. Наиболее опасным местом остается область сопряжения боковой стенки дозаторной камеры со стволом. Эта локальная область повышенных перемещений слабо зависит от взаимного расположения дозаторных камер (величины h).

6. Проблема уменьшения конвергенции боковых стенок дозаторной камеры с целью увеличения времени безремонтного состояния решается применением нового конструктивного решения по компоновке сопряжения с использованием податливых слоев из пенополистирола.

7. В связи с более выгодным (в технологическом плане) расположением дозаторных камер на одном уровне и допустимости такого расположения по геомеханическим оценкам данная конструктивная схема принята на Усть-Яйвинском руднике и приведена на рис. 7.34.

ВЛИЯНИЕ ИЗРЕЗАННОСТИ ГОРНОГО МАССИВА ВЫРАБОТКАМИ НА ИХ УСТОЙЧИВОСТЬ

8.1. Общие сведения о коэффициенте изрезанности

В реальных горнотехнических условиях большая часть капитальных выработок находится в наклаывающихся друг на друга зонах влияния близлежащих выработок и сопряжений [89, 90].

Расстояние L_d между параллельными горизонтальными выработками, при котором конвергенция боков каждой из параллельных выработок такая же, как и одиночной, оценочно определяется по формуле

$$L_d = K_d(L_1 + L_2), \quad (8.1)$$

где $L_1 + L_2$ — суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке, м; K_d — коэффициент, зависящий от уровня действующих нагрузок, рассчитывается по формуле

$$K_d = 0,82 \exp(3,0\gamma H/\sigma_{сж}), \quad (8.2)$$

здесь γ — удельный вес вышележащих пород, МН/м³; H — глубина заложения выработок, м; $\sigma_{сж}$ — агрегатная прочность приконтурных пород, определяемая по формуле (3.1) при $R_c = \sigma_{сж}$, МПа.

Размер зоны влияния одиночной выработки L_{d0} определяется по формуле

$$L_{d0} = K_d L, \quad (8.3)$$

где L — пролет выработки в проходке, м; K_d — коэффициент, определяемый по формуле (8.2).

При $\gamma H/\sigma_{сж} \leq 2$ коэффициент K_d равен 2.

Размер зоны влияния узла сопряжения выработок может быть определен по формуле

$$L_{дс} = K_d \cdot L_э, \text{ м}, \quad (8.4)$$

где K_d — коэффициент, определяемый по формуле (8.2); $L_э$ — эквивалентный пролет, рассчитанный по формуле

$$L_э = K_c \cdot B, \text{ м}, \quad (8.5)$$

K_c — коэффициент, зависящий от типа сопряжения и площади обнажения кровли в месте сопряжения выработок, определяемый по табл. 8.1; B — средняя ширина сопрягающихся выработок, м.

Для оценки размера зоны влияния узла сопряжения на одну из сопрягающихся под углом $\alpha \leq 90^\circ$ выработок ширины B применена зависимость

$$L_c = K_d \cdot (L_э + B), \text{ м}. \quad (8.6)$$

8. Влияние изрезанности горного массива выработками на их устойчивость

Таблица 8.1. Коэффициенты формулы (8.5), определенные по результатам натурных исследований на калийных рудниках

Тип сопряжения выработок	Угол примыкания α , град	Площадь обнажения кровли S , м ²	Коэффициент K_c
Ответвление	90	9	1,20
»	30–45	15–30	1,37
Ответвление по кривой (радиусом $R = 25$ м)	30	54	1,40
То же	30	125	1,80
Пересечение	90	9	1,30
»	60–75	10	1,46
»	90	60	1,48
»	90	90–110	1,50
»	90	160	1,86

На расстоянии $L > L_c$ от узла сопряжения каждую из сопрягающихся выработок можно рассматривать как одиночную.

Достаточно адекватно взаимовлияние близрасположенных горизонтальных, вертикальных и наклонных выработок и их сопряжений можно оценить с помощью коэффициента изрезанности массива, который определяется по формуле [89, 90]:

$$K_{изр} = V_v/V_{pv}, \quad (8.7)$$

где V_v — объем выработок в шаре радиусом, равным L_c (L_{d0} , L_d , L_{dc}), описываемом из центра рассматриваемого сечения, м³; V_{pv} — объем выработки длиной $2L_c$ ($2L_{d0}$, $2L_d$, $2L_{dc}$), содержащий рассматриваемое сечение площадью S , м³.

Коэффициент $K_{изр}$ рассчитывается для конкретного сечения выработки. Если на расстоянии $R \leq L_c$ ($R \leq L_{d0}$, $R \leq L_d$, $R \leq L_{dc}$) от рассматриваемого сечения находятся узлы сопряжений близрасположенных выработок, радиус шара принимается равным L_c .

Для оценки интенсивности смещений контура выработки в рассматриваемом сечении, находящемся в зоне влияния близлежащих выработок и сопряжений, следует использовать корреляционную зависимость коэффициента увеличения смещений K'_v от коэффициента $K_{изр}$, установленную по результатам обработки замеров на 180 станциях, оборудованных реперами.

Установлена зависимость

$$K'_v = (1,11 - 0,11K_{изр})^{-2} \quad (8.8)$$

с теснотой корреляционной связи $\eta = 0,93$.

Зависимость (8.8) и экспериментальные точки показаны на рис. 8.1.

Примеры использования зависимости (8.5) иллюстрируют удовлетворительное совпадение расчетных значений величины K'_v с результатами натурных измерений [90].

Таким образом, для оценки взаимовлияния близрасположенных горизонтальных, наклонных и вертикальных выработок как параллельных, так и пере-

8.2. Расчет коэффициента изрезанности массива выработками

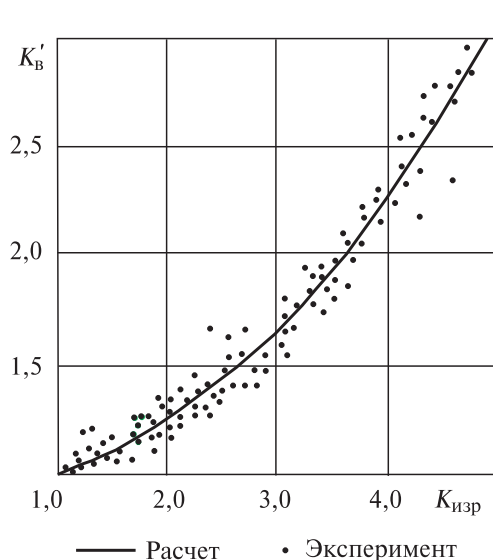


Рис. 8.1. Зависимость коэффициента $K'_в$ увеличения смещений породного контура выработок в зоне их взаимного влияния от коэффициента изрезанности массива $K_{изр}$.

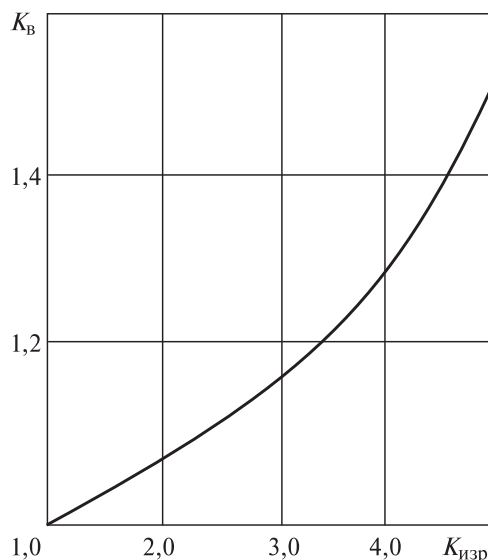


Рис. 8.2. К определению коэффициента влияния близкорасположенных выработок.

секающихся под различными углами может быть использован обобщенный показатель — коэффициент изрезанности массива $K_{изр}$.

Согласно [90] при оценке устойчивости каждой из выработок можно предполагать, что она одиночна, но расположена на некоторой приведенной глубине выработки $H_{пр}$ и определяется из выражения

$$H_{пр} = H \cdot K_в, \quad (8.9)$$

где H — фактическая глубина заложения выработки; $K_в$ — коэффициент влияния близкорасположенных выработок, определяемый по рис. 8.2.

8.2. Расчет коэффициента изрезанности массива выработками

Для условий рудника Третьего Соликамского рудоуправления принимаем:

- $\gamma = 0,021 \text{ МН/м}^3$ (удельный вес пород);
- $\sigma_{сж} = 30,0 \text{ МПа}$ (предел прочности пород на сжатие ПдКС).

Рассмотрим ряд сооружений комплекса проектируемых выработок около-ствольного двора ствола № 4 рудника СКРУ-3 (табл. 8.2).

Для установления коэффициента изрезанности массива в окрестности рассматриваемых сопряжений определяем объем выработок, вписанных в шар радиусом L_c , центр которого находится в рассматриваемом сопряже-

8. Влияние изрезанности горного массива выработками на их устойчивость

Таблица 8.2. Проектируемые сооружения

№ п/п	Назначение выработки	Номер позиции на рис. 8.3
1	Камера приводной станции передаточного конвейерного штрека	47
2	Уклон чистки зумпфа ствола № 4	54
3	Камера приводной станции западного передаточного конвейерного штрека	45
4	Камера приводной станции западного передаточного конвейерного штрека «юг»	57
5	Камера приводной станции западного передаточного конвейерного штрека «восток»	40
6	Камера приводной станции западного передаточного конвейерного штрека «запад»	56

Таблица 8.3. Коэффициенты изрезанности массива и увеличения смещений

Номер сечения	Коэффициент изрезанности массива $K_{изр}$	Коэффициент увеличения смещений $K'_в$
1	2,90	1,60
2	1,92	1,24
3	3,77	2,07
4	1,86	1,22
5	2,45	1,42
6	2,93	1,61

нии. Размещение выработок относительно шаров представлено на рис. 8.3 (см. вкл.).

Таким образом, рассматриваем шесть позиций шаров относительно выработок. Проектируемые сопряжения выработок находятся в зоне влияния уже существующих выработок и сопряжений.

Рассчитанные по формуле (8.7) коэффициенты изрезанности массива для рассматриваемых сечений приведены на рис. 8.3, а вычисленный по выражению (8.8) коэффициент увеличения смещений для рассматриваемых сечений представлен в табл. 8.3.

Максимальная условная расчетная глубина расположения проектируемых выработок составляет 488,87 м (при максимальном коэффициенте изрезанности массива, сечение № 3), что весьма существенно. Расчетная глубина расположения сопряжения увеличивается максимум на 25,7 % по сравнению с фактической глубиной.

Для рассматриваемой изрезанности массива в проектируемых выработках околоствольного двора ствола № 4 рудника СКРУ-3 смещения увеличиваются в среднем на 20–50 % по сравнению со смещениями одиночной незакрепленной выработки.

Для сравнения при проходке третьей параллельной выработки смещения контура увеличиваются по сравнению с двумя выработками на 30 % [90]; при проходке четырех параллельных выработок — на 50–64 %.

Наиболее ответственным охраняемым объектом является сопряжение шахтного ствола № 4 с примыкающими горизонтальными выработками

(сечение 2), для которого коэффициент изрезанности массива равен 1,92, а коэффициент увеличения смещения — 1,24, что свидетельствует о незначительной пригрузке близрасположенного к сопряжению породного массива.

8.3. Влияние изрезанности породного массива рудничного двора комплексом горных выработок на их устойчивость

Для оценки влияния комплекса проектируемых выработок рудничного двора ствола № 4 рудника СКРУ-3 на их устойчивость предложен коэффициент изрезанности массива всего околоствольного двора в целом.

Коэффициент изрезанности породного массива выработками всего околоствольного двора рассчитывается по формуле

$$K_{\text{изр}} = S_{\text{в}}/S_{\text{рв}}, \quad (8.10)$$

где $S_{\text{в}}$ — площадь выработанного пространства в плане по всем пластам в круге радиусом $L_{\text{с}}$, описываемым из центра сечения ствола № 4 с учетом комплекса проектируемых выработок околоствольного двора ствола № 4, м^2 ; $S_{\text{рв}}$ — площадь выработанного пространства в плане по всем пластам в круге радиусом $L_{\text{с}}$, описываемым из центра сечения ствола № 4 без учета комплекса проектируемых выработок околоствольного двора ствола № 4, м^2 .

В формуле (8.10) коэффициент изрезанности массива определяется как отношение площадей выработок, а не объемов, как представлено в формуле (8.7). Для упрощения проведения расчетов относительно большого количества выработок околоствольного двора в целом и в запас по прочности при расчете коэффициента изрезанности породного массива выработками высоту выработок не учитывают.

Рассчитанный по формуле (8.10) коэффициент изрезанности массива с новыми проектируемыми выработками в околоствольном дворе ствола № 4 приведен на рис. 8.4 (см. вкл.) и составляет 1,38.

Установленный коэффициент изрезанности массива для комплекса проектируемых выработок $K_{\text{изр}} = 1,38$ равносителен незначительному (условному) увеличению средней глубины расположения околоствольного двора ствола № 4 с 385 до 394 м (на 2,3 %).

Следует отметить, что основная часть проектируемых дополнительных выработок располагается южнее ствола № 4, на участке с наименьшим коэффициентом изрезанности массива существующими выработками. Таким образом, проектируемые выработки располагаются удачно с минимальным влиянием на близлежащие выработки и на породный массив в целом, что является рациональным техническим решением.

Исследования изрезанности породного массива в районе проектируемых выработок рудничного двора ствола № 4 рудника СКРУ-3 позволили установить следующее:

- значение коэффициента изрезанности массива на рассматриваемых расчетных сечениях не превышает 3,77. Для сравнения коэффициент изрезанности трех параллельных выработок шириной 3,0 м на глубине 400 м составляет 3,31 [90];

- при рассматриваемой изрезанности массива в околоствольном дворе ствола № 4 смещения увеличиваются на 20–50 % по сравнению со смещениями одиночной незакрепленной выработки;
- максимальная условная расчетная глубина расположения проектируемых выработок (при учете влияния близлежащих выработок) на 25,7 % превышает фактическую глубину расположения выработок;
- при оценке состояния горного массива по $K_{изр}$ комплексом проектируемых выработок в целом существенного влияния на состояние существующей системы выработок околоствольного двора не выявлено, что свидетельствует о рациональном расположении новых выработок.

8.4. Исследование деформационных процессов породного массива с использованием реологических МКЭ-моделей

В АО «Галургия» освоен метод математического моделирования покамерной отработки продуктивных пластов с помощью реологических МКЭ-моделей, построенных по вертикальным геологическим разрезам и учитывающих размеры, местоположение и время отработки каждой выработки. При этом в полной мере учитываются геологические данные.

Основные положения методики изложены в работах [108, 111]. В используемой методике для оценки техногенных нагрузок на недра, разработки месторождений используется подход Е.И. Шемякина и др. [112], развиваемый для пластового месторождения, сложенного релаксирующими породами [113].

С помощью МКЭ-моделей на геологических разрезах дана оценка напряженно-деформированного состояния подработанного породного массива, включая ВЗТ. Расчеты выполняются с применением реологических моделей для геоматериалов, учитывающих их ползучесть и возможность запредельного деформирования (перехода в режим прогрессирующей ползучести). Описание применяемых моделей деформирования геоматериалов приведено в работах [58, 113].

МКЭ-расчеты выполняются с применением программного пакета, прошедшего государственную регистрацию [87].

На участке рудничного двора ствола № 4 построены два вертикальных геологических разреза субширотного и субмеридионального направлений. Расположение геологических разрезов показано на рис. 8.5 (см. вкл.), а схемы геологических разрезов — на рис. 8.6, 8.7.

При построении разрезов использованы данные геологических колонок по стволовым скважинам № 4 и № 1 рудника СКРУ-3. На разрезы нанесены действующие и проектируемые выработки околоствольного двора ствола № 4, расположенные перпендикулярно, параллельно или в плоскости разреза. При этом учитываются годы проведения выработок.

При расположении выработок, оси которых ориентированы параллельно или в плоскости разреза, выработку моделировали податливым геомеханическим пространством, обладающим эффективными характеристиками. Последний подход реализован на основе применения эффективных характеристик и подробно описан в работе [115].

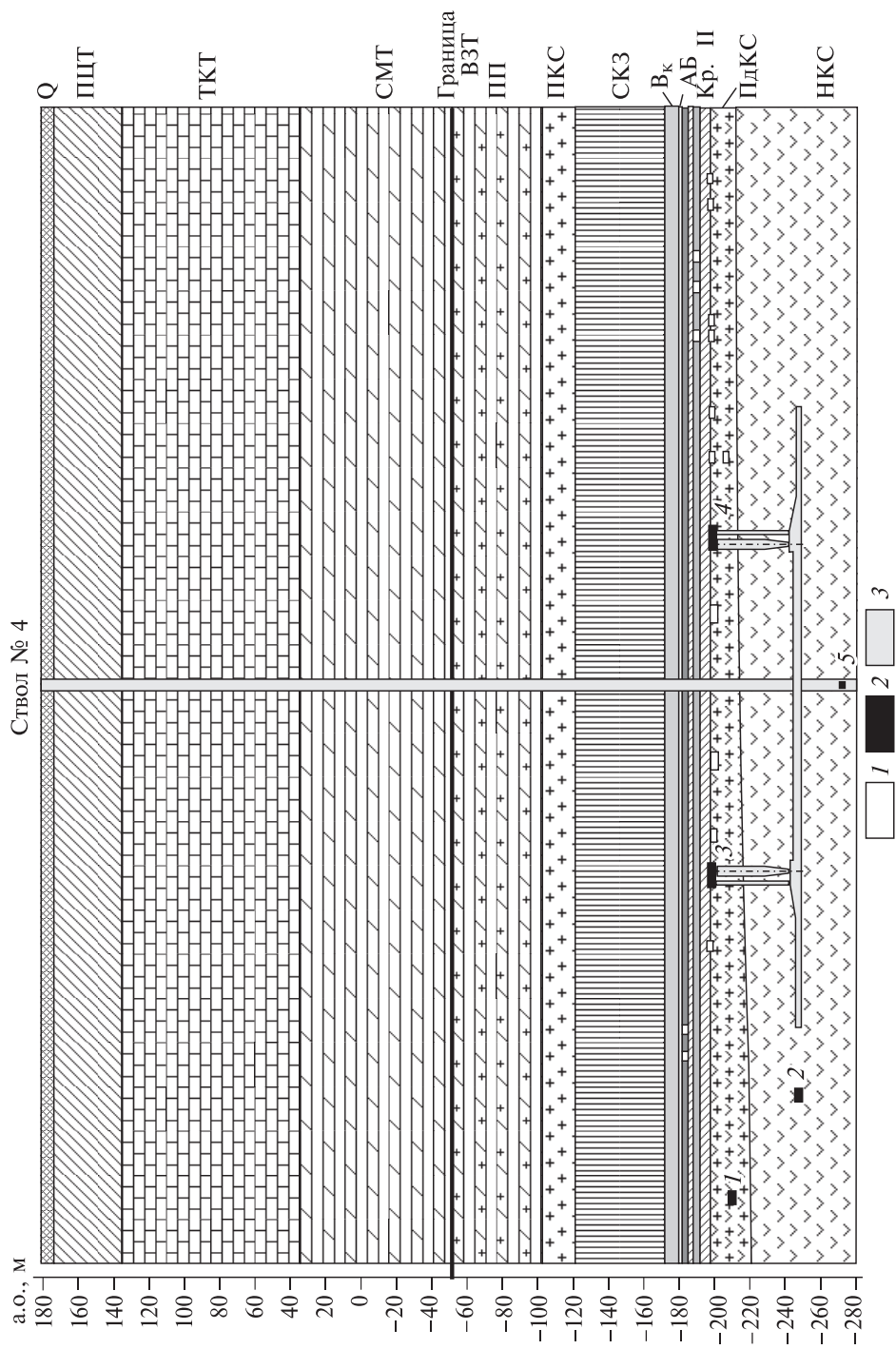


Рис. 8.6. Геологический разрез 1.
1 — выработки, расположенные перпендикулярно плоскости разреза; 2, 3 — новые выработки, расположенные по отношению к плоскости разреза: 2 — перпендикулярно; 3 — параллельно или в самой плоскости. Цифрами обозначены номера выработки в результатах геологических расчетов.

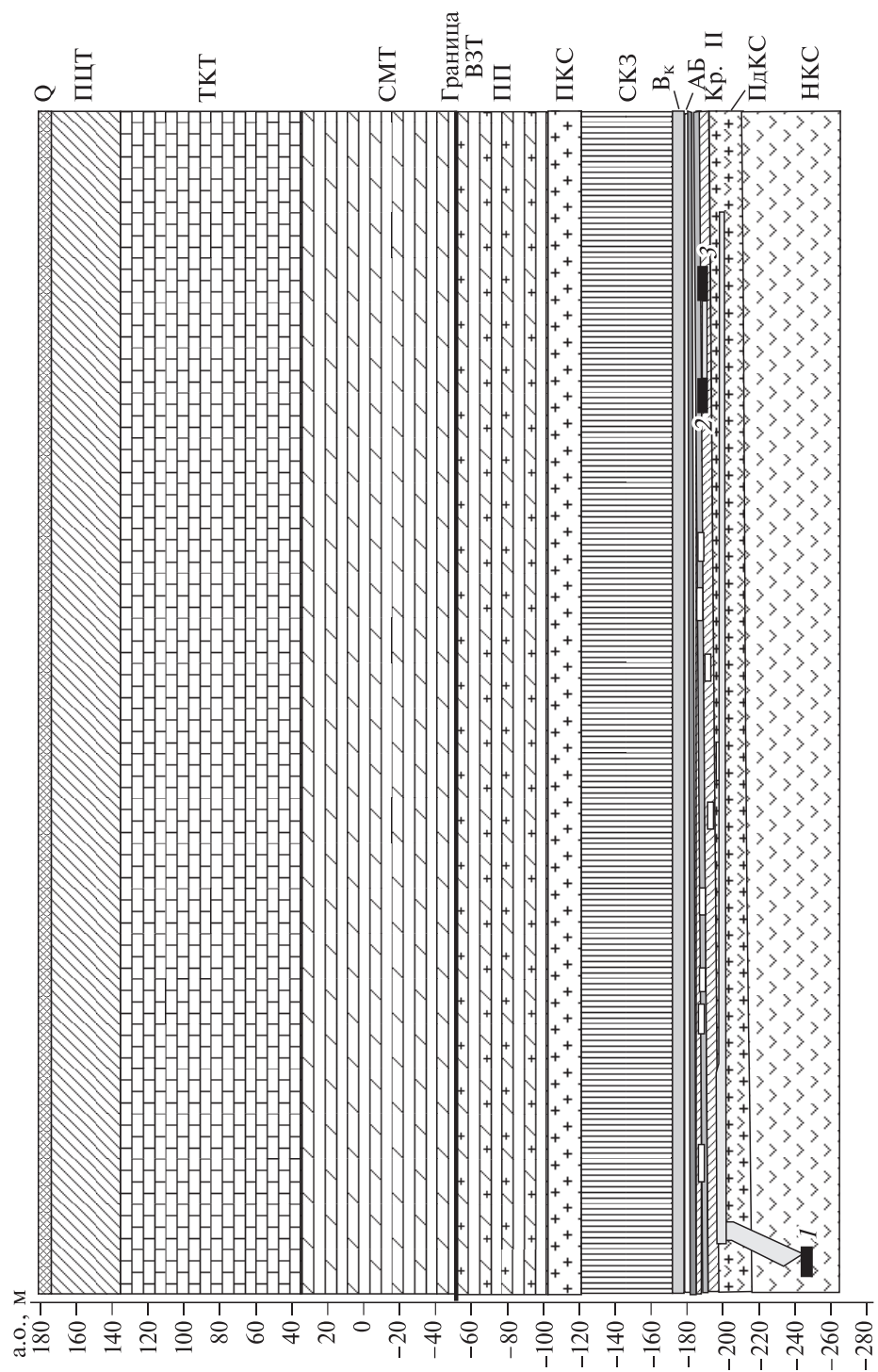


Рис. 8.7. Геологический разрез 2.

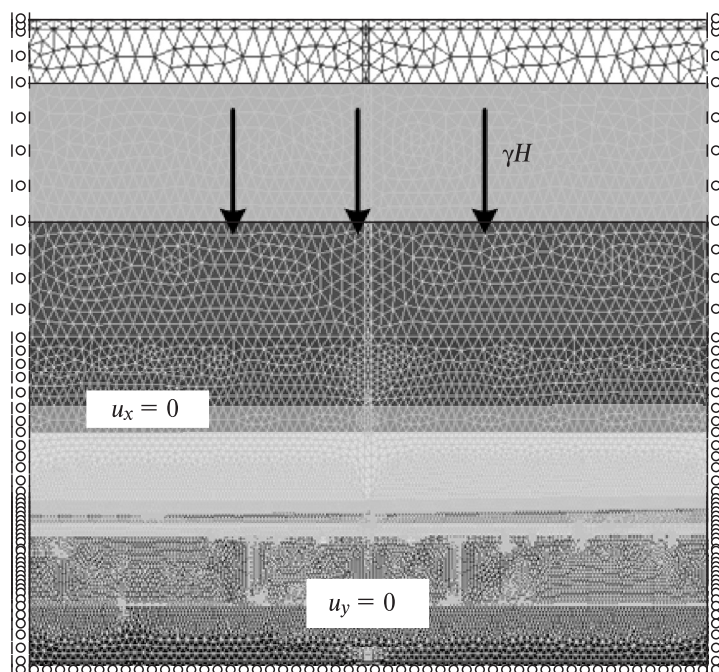


Рис. 8.8. Расчетная схема на примере разреза 1.

Геологические разрезы использовали в качестве основы при построении расчетных схем для проведения МКЭ-расчетов. Пример расчетной схемы приведен на рис. 8.8.

Средние значения прочностных характеристик пород принимали в соответствии с данными нормативного документа [110].

На рис. 8.9 (см. вкл.) — 8.14 по разрезу 1 приведены изообласти вертикальных перемещений породного массива, графики зависимости вертикальной составляющей перемещений контура выработки и изообласти распределения коэффициента запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина.

Анализируя результаты расчетов, можно сделать вывод, что планируемые к проходке выработки околоствольного двора ствола № 4 не окажут существенного влияния на водозащитную толщу (ВЗТ) и земную поверхность:

- зоны пониженных значений коэффициента запаса прочности пород $\left(\frac{[\sigma_i]}{\sigma_i} < 10 \right)$ сосредоточены непосредственно вокруг выработок и не распространяются в ВЗТ и надсоляную толщу (см. рис. 8.11 и 8.14);

- значения оседаний земной поверхности, достигаемые через 40 лет после проходки проектируемых выработок, достаточно малы и свидетельствуют об отсутствии техногенного воздействия на земную поверхность (см. рис. 8.9 и 8.12).

Конвергенция, накапливаемая за 40 лет после проходки проектируемых выработок, в некоторых случаях достигает 30 см и более, что является возможной причиной выхода выработки из устойчивого состояния.

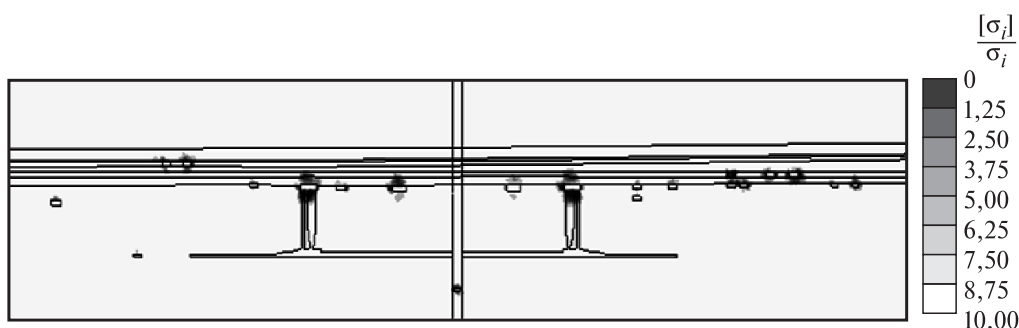


Рис. 8.11. Изообласти распределения коэффициента запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина по разрезу 1.



Рис. 8.14. Распределение коэффициента запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина по разрезу 2.

Таким образом, рассматриваемые дополнительные выработки необходимо поддерживать усиленной крепью для обеспечения 40-летнего эксплуатационного периода.

На примере расчетной схемы, построенной по разрезу 1, можно оценить влияние проектируемых выработок на стенки крепи ствола. Из рис. 8.11 видно, что дополнительные выработки, описанные в рамках построенной модели, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние крепи ствола. Также необходимо отметить, что проектируемые выработки не активизируют дополнительных горизонтальных подвижек в районе шахтного ствола и не оказывают техногенного воздействия на породы ВЗТ, надсоляной толщи и земной поверхности.

8.5. Оценка времени устойчивого состояния проектируемых дополнительных выработок рудничного двора

Время устойчивого состояния T_p дополнительных проектируемых выработок околоствольного ствола № 4 рудника СКРУ-3 определяли в соответствии с методикой, представленной в п. 3.1, а также в «Технологическом регламен-

8.5. Оценка времени устойчивого состояния проектируемых выработок

Таблица 8.4. Результаты расчета времени устойчивого состояния сопряжений

Номер сечения	$K_{изр}$	K_v	H , м	$H_{пр}$, м	T_p , год	Номер сечения	$K_{изр}$	K_v	H , м	$H_{пр}$, м	T_p , год
1	2,90	1,60	382,80	437,83	25,73	4	1,86	1,22	386,80	406,53	35,64
2	1,92	1,24	382,80	403,89	40,68	5	2,45	1,42	381,04	418,37	32,69
3	3,77	2,07	389,00	488,87	16,10	6	2,93	1,61	393,80	451,73	23,47

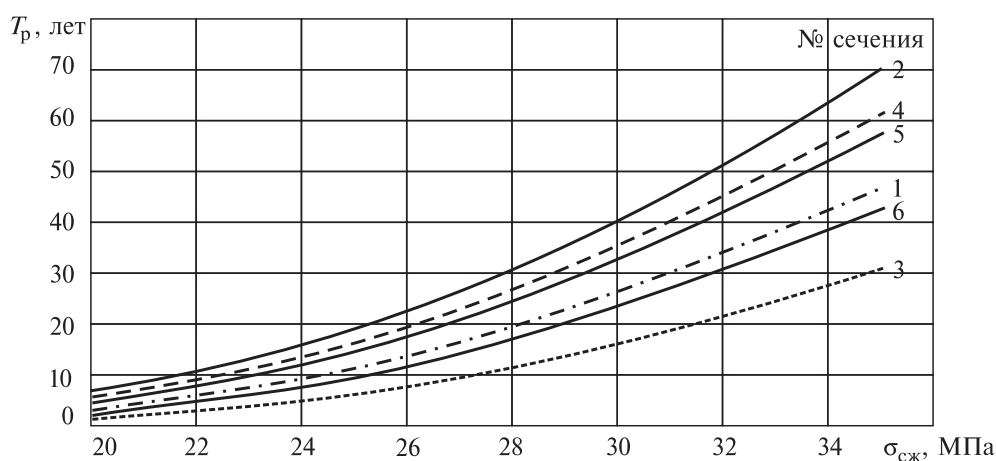


Рис. 8.15. Зависимость времени устойчивого состояния сопряжений выработок от прочности вмещающих ее пород.

те...» [109]. Приведенную глубину выработок рассчитывают в соответствии с формулой (8.9).

Рассчитанное время устойчивого состояния сопряжений рассматриваемых выработок применительно к условиям рудника СКРУ-3 приведено в табл. 8.4.

Зависимость времени устойчивого состояния сопряжений выработок от прочности вмещающего ее массива (ПдКС) показана на рис. 8.15.

В результате расчетов установлено, что время устойчивого состояния вновь проектируемых выработок в околоствольном дворе ствола № 4 рудника СКРУ-3 в основном менее 40 лет, следовательно, выработки требуют дополнительного крепления для обеспечения устойчивости на проектный технологический срок службы (40 лет) или проведения ремонта по истечении срока устойчивого состояния.

ВЫБОР ЭФФЕКТИВНЫХ ВИДОВ И СПОСОБОВ КРЕПЛЕНИЯ ВЫРАБОТОК ЗАГРУЗКИ РУДЫ В СКИПЫ

9.1. Оценка времени устойчивого состояния и достаточности анкерного крепления выработок загрузки руды в скипы

Время устойчивого состояния выработок и определение параметров анкерной крепи оценивали по методикам, изложенным в гл. 3.

Ниже в качестве примеров рассмотрены выработки рудничного двора ствола № 4 рудника СКРУ-3. Проектный технологический срок службы рассматриваемых выработок составляет 40 лет.

По результатам расчета коэффициента изрезанности массива в зоне влияния рассматриваемых выработок данные выработки можно считать одиночными.

Численное моделирование процессов ползучести соляных пород в сопряжениях бункера с примыкающими выработками подробно рассмотрено в гл. 10.

9.1.1. Камера взвешивающего конвейера

Камера взвешивающего конвейера в околоствольном дворе ствола № 4 рудника СКРУ-3 пройдена комбайном «Урал-20Р» на глубине 425,0 м шириной 7,5 м и высотой 4,6 м.

На рис. 9.1 приведены зависимости времени устойчивого состояния незакрепленной и закрепленной выработок от средней прочности пород на сжатие, построенные с использованием методик, приведенных в гл. 3. Из рисунка видно, что при прочности на сжатие пород (ПдКС) 30 МПа время устойчивого состояния незакрепленной выработки составит 21 год. Следовательно, необходимо установить в выработке крепь для обеспечения ее устойчивости на весь технологический срок ее службы.

В результате расчетов, проведенных по методике (см. п. 3.3), установлено, что применение анкерной крепи с активной длиной 1,45 м позволяет увеличить время устойчивого состояния выработки в 2 раза. При прочности на сжатие пород ПдКС 30 МПа время устойчивого состояния

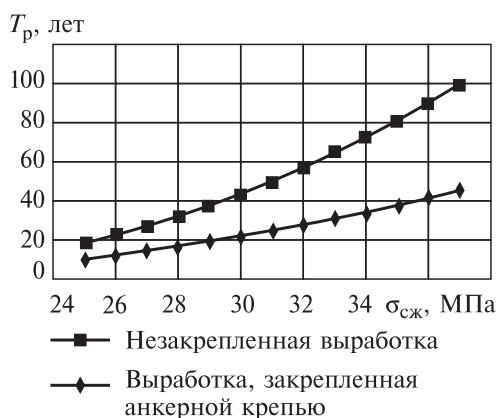


Рис. 9.1. Зависимость времени устойчивого состояния незакрепленной и закрепленной камеры взвешивающего конвейера от средней прочности пород, составляющих кровлю.

9.1. Оценка времени устойчивого состояния и достаточности анкерного крепления

Рис. 9.2. Зависимость времени устойчивого состояния незакрепленной и закрепленной камеры питателя от средней прочности пород, слагающих ее кровлю.

выработки увеличивается до 43 лет, что достаточно. При меньшей прочности вмещающих выработку пород время ее устойчивого состояния не удовлетворяет проектному технологическому сроку службы (40 лет).

Согласно результатам исследований, представленным в п. 4.1, данная выработка относится ко второму типу, способ поддержания которого заключается в установке анкеров увеличенной длины с подхватами.



9.1.2. Камера питателя приствольного бункера

Камера питателя приствольного бункера ствола № 4 рудника СКРУ-3 шириной 10,0 м и высотой 6,8 м расположена в пласте подстилающей каменной соли на глубине 425 м.

На рис. 9.2 показаны зависимости времени устойчивого состояния незакрепленной и закрепленной выработок от прочности пород на сжатие, слагающих ее кровлю. Из рис. видно, что при прочности на сжатие пород ПдКС 30 МПа время устойчивого состояния незакрепленной выработки составляет 15 лет. Следовательно, необходимо закрепить выработку для обеспечения ее устойчивости на весь технологический срок ее службы.

Использование анкерной крепи с активной длиной 1,45 м позволяет повысить время устойчивого состояния выработки в 2,3 раза. При прочности пород ПдКС на сжатие 30 МПа время устойчивого состояния выработки увеличивается до 36 лет, что недостаточно для обеспечения требуемого времени безремонтного состояния горной выработки.

Для обеспечения 40-летнего эксплуатационного состояния камеры питателя следует применить рамную крепь с податливыми элементами.

Данный вывод удовлетворяет результатам исследований, приведенным в разд. 4.1. Рассматриваемая выработка относится к третьему типу, следовательно, ее поддержание требует применения рамных металлических крепей.

Основные положения методики расчета параметров рамной крепи с использованием податливых элементов приведены в разд. 4.2.

9.1.3. Усиление анкерной крепи выработок в слабых породах

При расположении выработки в породах пониженной прочности или в породах сильвинитовой зоны при наличии глинистых прослоев крепление выработки анкерами традиционной длины (1,45 м) может быть недостаточным для обеспечения технологического срока службы (40 лет).

9. Выбор эффективных видов и способов крепления выработок загрузки руды в скипы

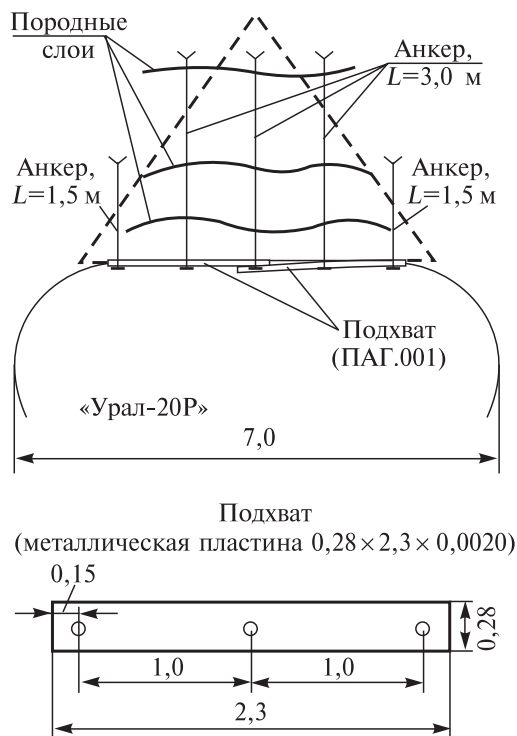


Рис. 9.3. Схема крепления выработки с использованием анкеров увеличенной длины с подхватами.

Рассмотрим способ усиления крепи горной выработки с использованием составных анкеров типа КРА-16 общей длиной 3,0 м с подхватами типа ПАГ.001.

Расчетный пролет по кровле выработки шириной $a = 7$ м составляет $L_p = l_{пл} + 0,75r = 5,06$ м, а высота свода обрушения 3,54 м. Вес обрушенных пород с 1 м выработки составляет 18 810 кг.

Предельная нагрузка анкеров типа КА-16 (КРА-16) [129] равна 5500 кг. Следовательно, пять анкеров в сечении обеспечат удержание от обрушения породу массой 27 500 кг.

Поэтому возможно использование клинораспорных анкеров длиной 1,5 м и составных анкеров на

соединительных муфтах общей длиной 3,0 м (1,5 + 1,5 м) с шагом установки анкеров вдоль оси выработки 1,0 м (запас прочности 1,46). Возможно применение канатных анкеров длиной 3,0 м.

Момент затяжки анкеров, согласно [129], должен составлять 14–15 кгс · м (140–150 Н · м). Шаг установки анкеров вдоль выработки — 1,0 м.

На рис. 9.3 приведена типовая схема крепи горных выработок, усиленная анкерами увеличенной длины с подхватами.

9.2. Опыт применения бункерной системы загрузки скипов с использованием весовых конвейеров

В процессе эксплуатации бункерной системы дозированной подачи руды в скипы ствола № 5 рудника СКРУ-2 выполнены обследование состояния и оценка развития деформационных процессов смещения приконтурных пород и крепи дозаторной камеры приствольного бункера ствола № 5 и примыкающих к нему горных выработок. Осуществлено математическое моделирование напряженно-деформированного состояния приконтурных пород в районе дозаторной камеры ствола № 5 рудника СКРУ-2 и проведена оценка рассматриваемых технических решений по восстановлению рамной крепи.

В результате разработки технических решений и геомеханических исследований с использованием 2D математических моделей дозаторной камеры и анализа производственного опыта охраны горных выработок в соляных породах выполнена оценка:

- состояния соляного массива в процессе проходческих работ;
- эффективности применения трубчатых податливых элементов в конструкции рамной крепи.

Комплекс выработок, включающий дозаторную камеру, конвейерный штрек и приствольный бункер, расположен в подстилающей каменной соли на отметке –184,2 м.

Приствольный бункер диаметром 6,8 м, высотой 35,15 м и вместимостью 1000 т руды закреплен бетоном с толщиной стенки 400 мм. С внутренней стороны бункер футерован рельсами Р33 и Р43 на анкерах. С целью снижения нагрузок на крепь бункера с четырех сторон произведено бурение системы скважин диаметром 80 мм, глубиной 1,5 м и шагом 0,25 м для образования разгрузочных щелей.

Конструктивная схема бункера ствола № 5 приведена на рис. 9.4.

Под бункером расположена дозаторная камера с питателем и натяжной головкой весового конвейера (рис. 9.5).

Дозаторная камера имеет поперечное сечение шириной 11,65 м и высотой 5,85 м.

В качестве мер охраны дозаторной камеры от обрушения пород кровли применена рамная крепь, включающая опоры из труб с перекрытием из двутавровых балок с заполнением пространства между породами кровли и опорными балками плотной забутовкой деревянным брусом.

Визуальное обследование состояния крепи и боковых пород дозаторной камеры показало, что за 5-летний эксплуатационный период в результате ползучести соляных пород начался ускоренный процесс сжатия контура камеры. По косвенным признакам скорость вертикальной конвергенции контура выработки составила около 10–20 мм/год.

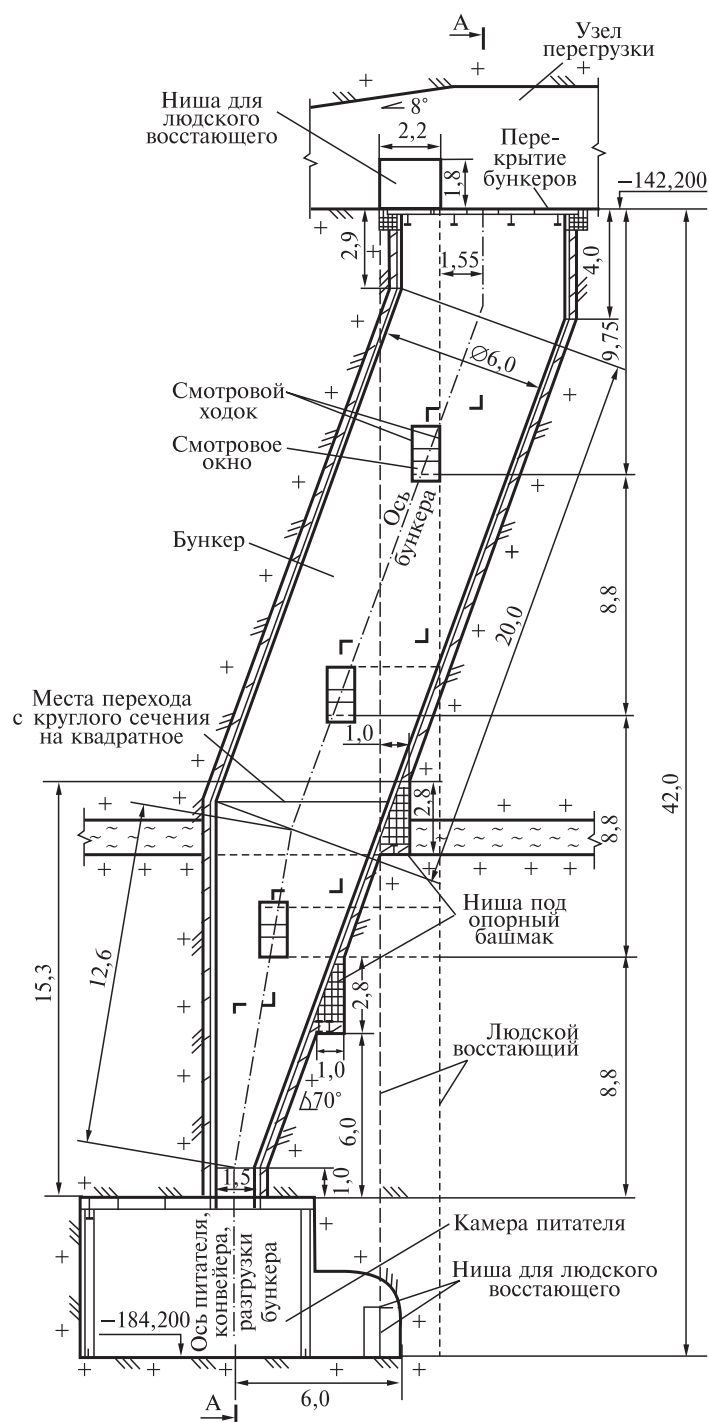
Рамная крепь начала интенсивно деформироваться с разрушением отдельных узлов рамной крепи (рис. 9.6–9.8).

Основная причина возникновения относительно высоких скоростей конвергенции контура камеры заключается в весьма значительных размерах выработки (ширина 11,65 м) при плоской кровле и небольшой высоте (5,85 м).

Основной вывод, полученный в результате обследования выработок, заключается в необходимости выполнения комплекса работ по устранению основного недостатка рамной крепи — наличия непосредственного жесткого контакта верхняков рамной крепи с породами кровли. При этом следует выделить два геомеханических процесса:

- конвергенцию породного контура (в результате ползучести пород под действием горного давления);
- поддержание приконтурных пород от возможных локальных обрушений.

204



9.2. Опыт применения бункерной системы загрузки скипов

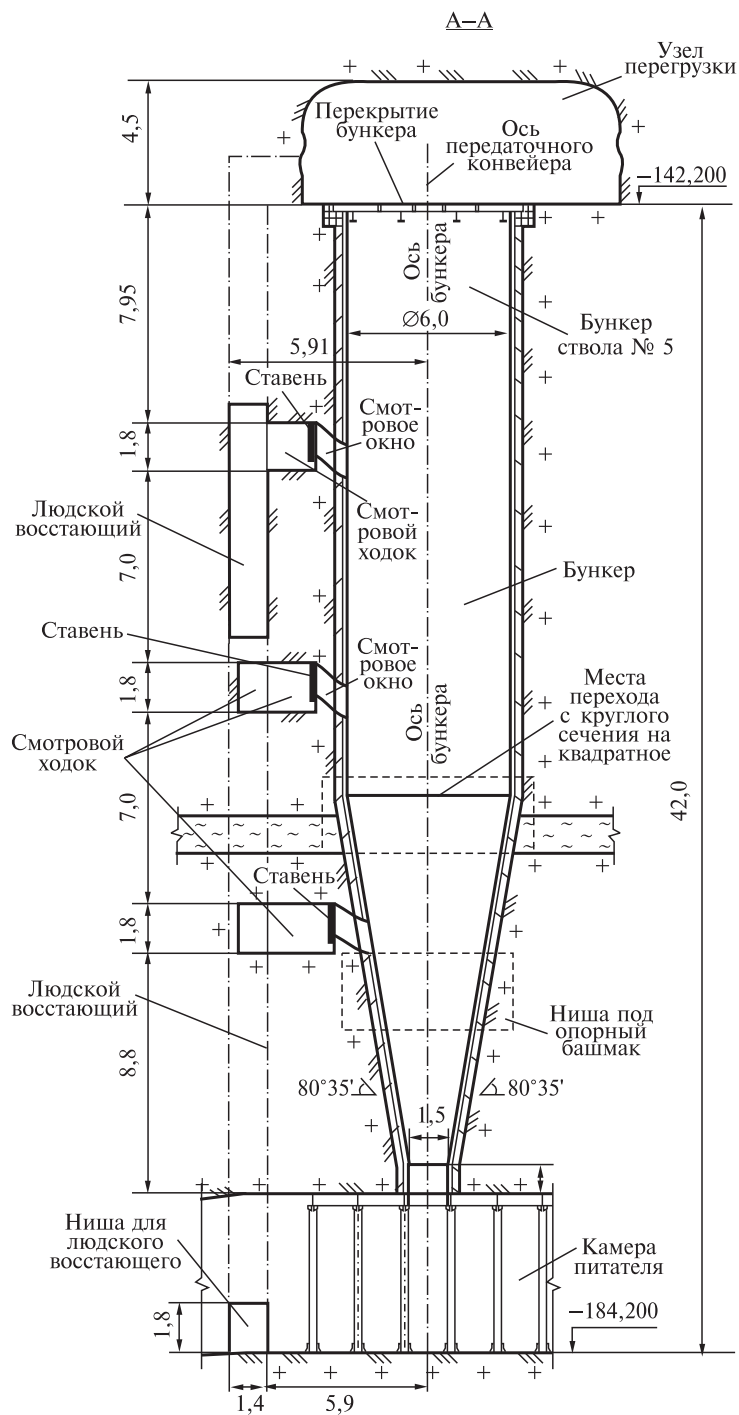
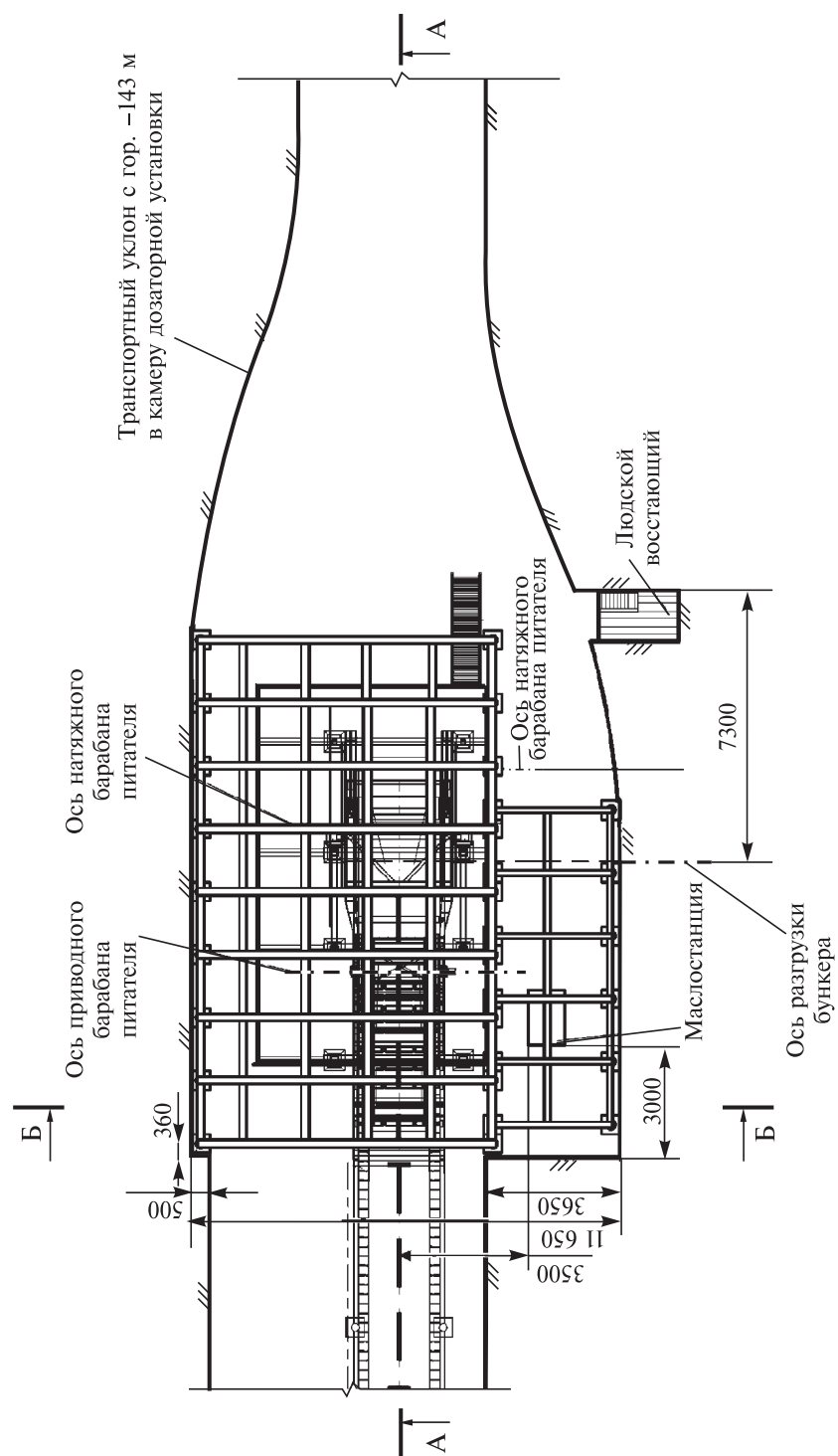


Рис. 9.4. Конструктивная схема бункера ствола № 5 рудника СКРУ-2.

9. Выбор эффективных видов и способов крепления выработок загрузки руды в скипы



9.2. Опыт применения бункерной системы загрузки скипов

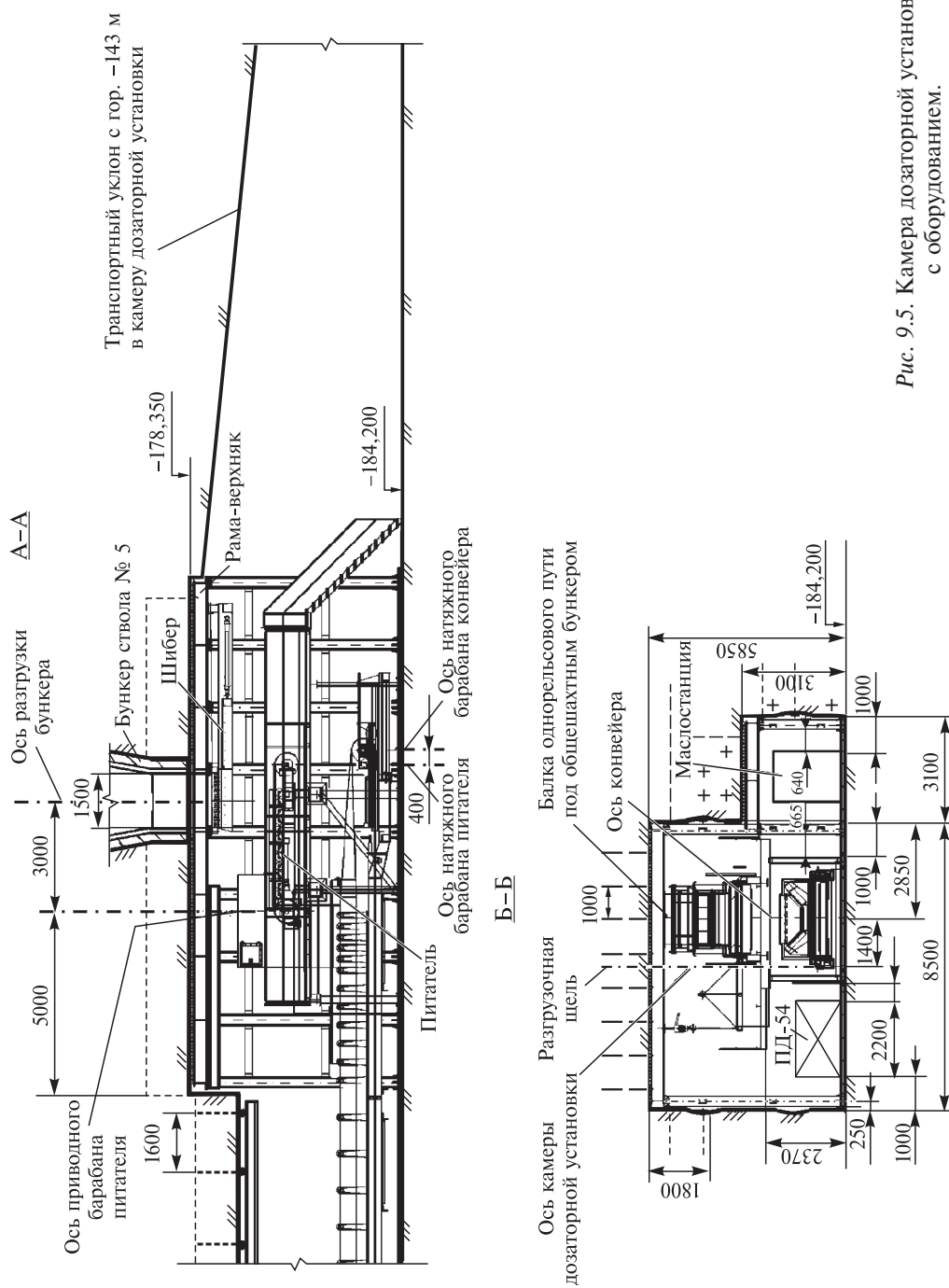


Рис. 9.5. Камера дозаторной установки с оборудованием.

9. Выбор эффективных видов и способов крепления выработок загрузки руды в скипы



Рис. 9.6. Передача горного давления на металлическую рамную крепь через забутовку (плотно уложенные бруски из дерева).



Рис. 9.7. Изгиб косынки и пластическая деформация продольной двутавровой балки (показано стрелками).



Рис. 9.8. Изгиб опорных труб-стоек дозаторной установки (показано стрелками).

Поперечное сечение камеры дозаторной установки на руднике СКРУ-2 показано на рис. 9.9.

Практикой поддержания горных выработок установлено основополагающее правило, согласно которому крепь горной выработки в соляных породах должна поддерживать приконтурные породы от обрушений и деформироваться согласно конвергенции породного контура, вызванного ползучестью соляных пород.

При проектировании крепи необходимо определять действующую нагрузку на рамную крепь, разрабатывать эффективные конструктивные меры по усилению крепи с определением диапазона ее работоспособности и применением податливых элементов крепи с параметрами, обеспечивающими поддержание непосредственной кровли горной выработки и защиту рамной крепи от разрушения горным давлением.

Методами математического моделирования в 2D-постановке показано, что значения вертикальной конвергенции достаточно велики, достигают 10–20 мм в год и неравномерно распределяются по сечению конвейерного штрека.

Большая скорость конвергенции объясняется значительной шириной штрека в районе сопряжения (около 12 м), а также малым соотношением высоты выработки к ее ширине, равным 0,5. Дополнительный вклад в уменьшение жесткости породного массива вносят бункер и людской восстающий.

Ясно, что бороться с конвергенцией путем использования жесткой крепи невозможно и бессмысленно. В этом случае придется регулярно (раз в 5–8 лет)

9. Выбор эффективных видов и способов крепления выработок загрузки руды в скипы

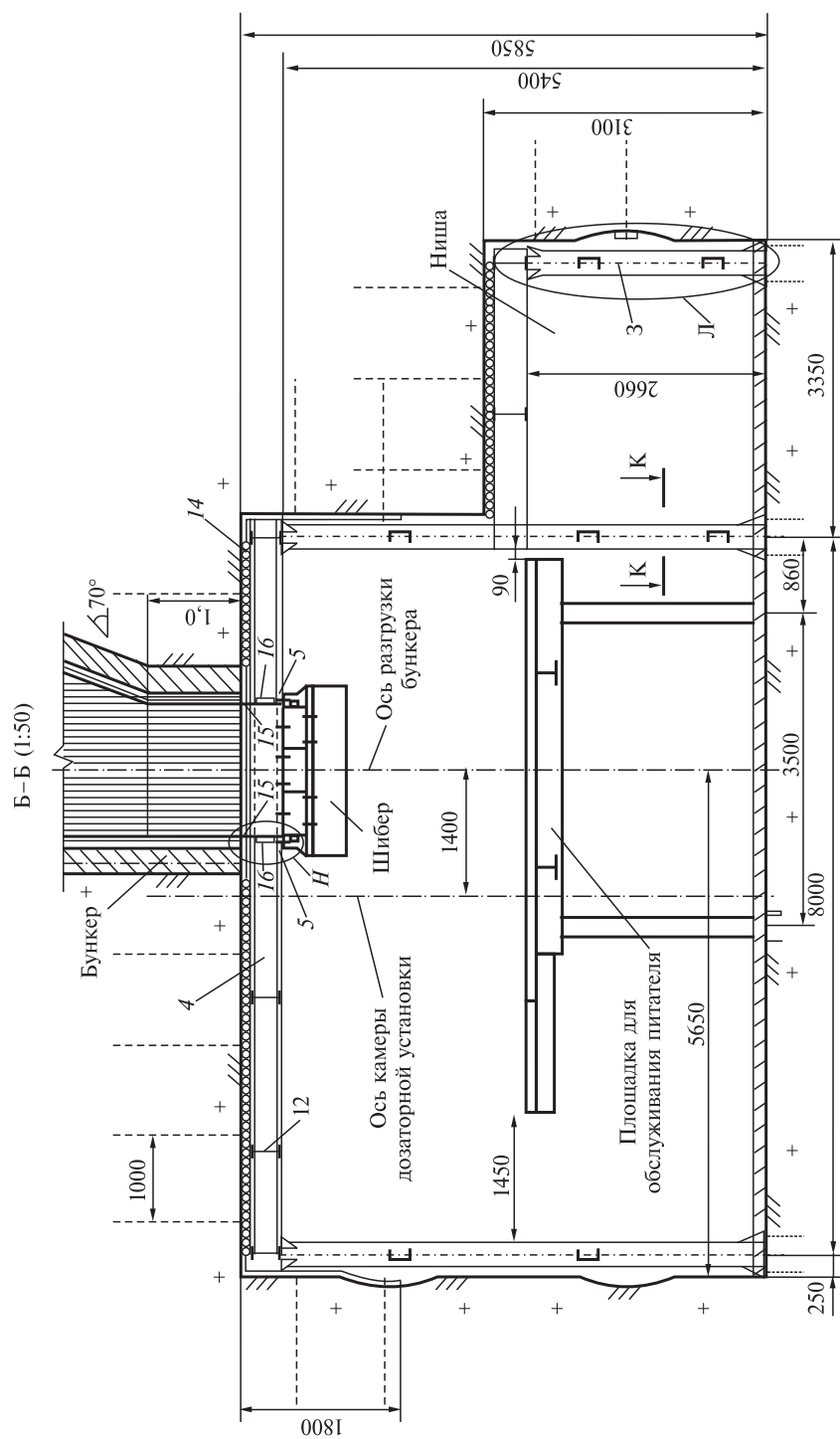


Рис. 9.9. Поперечное сечение камеры дозаторной установки.

осуществлять ремонт крепи с подработкой кровли и заменой пластически деформированных (потерявших устойчивость) двутавровых балок, а в худшем случае — и стоек-труб. Дополнительной проблемой является наличие в месте сопряжения горно-шахтного оборудования, которое должно функционировать практически непрерывно.

Для решения проблемы обеспечения устойчивого состояния кровли дозаторной камеры и работоспособности рамной крепи необходимо выполнить подработку породного массива со стороны кровли выработки с формированием зазора между кровлей и рамной крепью для размещения податливых элементов крепи в расчете на требуемый эксплуатационный срок службы выработки или периодически осуществлять подработку пород почвы возле стоек рамной крепи.

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ ПОЛЗУЧЕСТИ СОЛЯНЫХ ПОРОД

10.1. Деформационный критерий разрушения соляных пород

Применение методов математического моделирования при проектировании параметров очистных и капитальных выработок, их сопряжений, типа и размеров крепи, а также ремонтных мероприятий должно основываться на оценке возможности локального разрушения породного массива и времени потери устойчивости в результате процессов конвергенции контура выработок.

Расчетные оценки напряженно-деформированного состояния еще не дают ответа на вопрос о потере устойчивости и/или разрушении соляных пород. Различными авторами (например, [6, 7]) отмечается, что как в режиме активного нагружения, так и в режиме ползучести соляные породы деформируются с образованием множественных микродефектов (микротрещин). Следовательно, критерий прочности (потери несущей способности) соляных пород должен основываться на величине накопленной поврежденности в ходе неупругого деформирования.

На практике оценка текущей и предельной поврежденности может быть достаточно затруднительной, поэтому в более простом варианте подобный критерий может использовать накопленную деформацию. Отметим, что понятие предельной деформации широко применяется в инженерных оценках времени устойчивого состояния целиков и кровли выработок соляных пород [123], оценки сохранения сплошности слоев водозащитной толщи [124]. Так, инженерный критерий предельной деформации сжатия как функции коэффициента формы [123] применяется при оценке перехода соляных пород из стадии стационарной в стадию прогрессирующей ползучести.

Предельная деформация в общем случае может быть величиной непостоянной для данной соляной породы (каменная соль, сильвинит, карналлит), зависящей от множества факторов: влажность, кристаллографическая структура, скорость нагружения, вид напряженного состояния.

В качестве одного из основных факторов можно назвать напряженное состояние, отраженное в коэффициенте формы [110]. Степень жесткости напряженного состояния проявляется также в стандартных испытаниях на активное сжатие образцов соляных пород цилиндрической формы в виде влияния различного отношения высоты образца h к его диаметру d при постоянной скорости перемещения траверсы пресса.

При этом отмечается различный характер разрушения образца, обусловленный видом напряженного состояния, зависящим от краевых эффектов

вблизи контакта образца с траверсой испытательной машины и наличием трения [67, 127].

Прочность образцов характеризуется пределом прочности на сжатие (как значения условного напряжения, определяемого отношением максимального усилия к начальной площади образца) в виде функции от относительной высоты образца h/d путем введения так называемого коэффициента влияния геометрии [7]. Подобная практика распространяется и на целики при оценке их несущей способности и времени устойчивого состояния [110].

В теории обработки металлов давлением известен критерий разрушения металлов при развитых пластических деформациях, использующий понятие предельной пластичности [125]. Этот критерий ограничивает накопленную пластическую деформацию (интенсивность деформаций) предельным значением $\varepsilon_u^{\text{np}}$, зависящим в общем случае от коэффициента жесткости напряженного состояния k , температуры θ и скорости деформирования $\dot{\varepsilon}_u$.

$$\varepsilon_u^{\text{np}} = \varepsilon_u^{\text{np}}(k, \theta, \dot{\varepsilon}_u); \quad k = \frac{p}{\sigma_u}, \quad (10.1)$$

где $p = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \delta_{ij}$ — среднее (гидростатическое) давление; $\sigma_u = \left(\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij} \right)^{1/2}$ — интенсивность напряжений; $S_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$ — компоненты девиатора тензора напряжений; $\dot{\varepsilon}_u = \left(\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} \right)^{1/2}$ — интенсивность скоростей деформаций; $\dot{\varepsilon}_{ij}$ — компоненты девиатора тензора скорости деформаций.

При переменных величинах коэффициента жесткости, температуры и интенсивности скоростей деформаций в ходе процесса деформирования критерий (10.1) может быть обобщен в виде интеграла Бейли [126]

$$\int_{t_0}^t \frac{d\varepsilon_u}{\varepsilon_u^{\text{np}}(k, \theta, \dot{\varepsilon}_u)} < 1. \quad (10.2)$$

Соляные породы проявляют вязкопластические свойства, а в некоторых случаях — хрупкие, в зависимости от характера напряженного состояния [67]. Учитывая этот фактор, сформулируем деформационный критерий разрушения соляных пород в следующем общем виде

$$\int_{t_0}^t \frac{d\varepsilon_1}{\varepsilon_1^{\text{np}}(k, \theta, \dot{\varepsilon}_u, W)} < 1, \quad (10.3)$$

где $\varepsilon_1^{\text{np}}$ — предельная главная деформация, зависящая от коэффициента жесткости напряженного состояния, температуры, скорости деформирования и влажности W ; ε_1 — накопленная главная деформация.

Непосредственное использование критерия (10.3) в практических расчетах предполагает его значительное упрощение:

- не будем учитывать в данной работе зависимость предельной главной деформации $\varepsilon_1^{\text{пр}}$ от температуры, скорости деформирования и влажности в силу практического отсутствия исходных данных;
- от интеграла (10.3) перейдем к конечной зависимости.

Таким образом, предлагается использовать упрощенный вариант критерия (10.3) в виде [134]

$$\varepsilon_1 < \varepsilon_1^{\text{пр}}(k). \quad (10.4)$$

Проведены многочисленные эксперименты [45, 127] по статическому сжатию образцов пород сильвинита и карналлита различной геометрии ($h/d = 2; 1; 0,5$) на универсальной испытательной машине Zwick/Roell Z-250 при скоростях 0,1 мм/мин; 1 мм/мин; 10 мм/мин (некоторые результаты экспериментов приведены в п. 1.1).

Образцы сильвинитовых пород изготавливались из монолитов, выбуренных из пласта B_c рудника Второго Соликамского калийного рудоуправления (слои 1–6), а карналлитовых пород — из пласта B_k рудника Первого соликамского калийного рудоуправления (слои 2, 4, 6) Верхнекамского месторождения.

Получены осредненные оценки предела прочности, предельной деформации, модуля упругости, модуля спада и других характеристик для вышеуказанных соляных пород Верхнекамского месторождения (подробные данные представлены в [45]).

Средние значения предельной деформации (%) сильвинита и карналлита в зависимости от относительной высоты образца приведены в табл. 10.1.

Численное моделирование процесса сжатия образцов осуществлялось в двумерной осесимметричной постановке в программном комплексе ANSYS. В расчете рассматривалась одна четверть образца. На нижней и левой грани выставлялись условия симметрии, на верхней грани задавались вертикальное перемещение (с шагом $\varepsilon_y = 0,1\%$) и ограничение горизонтальных перемещений (абсолютное прилипание к торцу траверсы испытательной машины).

Физические уравнения материала соляных пород включали упругие и вязкопластические эффекты: учитывалась реальная диаграмма деформирования высокого образца ($h/d = 2$), временные (реологические) эффекты.

Полагалось, что полная деформация состоит из упругой ε_{ij}^e и вязкопластической ε_{ij}^p частей:

$$\varepsilon = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p. \quad (10.5)$$

Упругая деформация задавалась обобщенным законом Гука

Таблица 10.1. Средние значения предельной деформации калийно-магниевых солей Верхнекамского месторождения

Порода	$h/a = 2,0$	$h/a = 1,0$	$h/a = 0,5$
Сильвинит	2,4	4,8	16,3
Карналлит	0,5	1,0	1,6

$$\varepsilon_{ij}^e = \frac{1}{3K} p \delta_{ij} + \frac{1}{2G} S_{ij}, \quad (10.6)$$

где K , G — объемный и сдвиговой модули;

а вязкопластическая — уравнением Кукуджанова — Пэжины, являющимся обобщением уравнения Прагера [128],

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \Phi \left\langle \frac{\sigma_u}{\sigma_s(\varepsilon_u^p)} - 1 \right\rangle \frac{S_{ij}}{\sigma_u}, \quad (10.7)$$

$\varepsilon_u^p = \left(\frac{2}{3} e_{ij}^p e_{ij}^p \right)^{1/2}$ — интенсивность пластических деформаций; $\sigma_s(\varepsilon_u^p)$ — статический предел деформационного упрочнения, зависящий от пластической деформации (определялся по диаграмме деформирования образца $h/d = 2$ при сжатии),

$$\Phi \left\langle \frac{\sigma_u}{\sigma_s} - 1 \right\rangle = \begin{cases} \Phi, & \text{если } \frac{\sigma_u}{\sigma_s} - 1 > 0; \\ 0, & \text{если } \frac{\sigma_u}{\sigma_s} - 1 \leq 0. \end{cases} \quad (10.8)$$

Целью моделирования были выяснение вида зависимости $\varepsilon_1^{\text{пр}}(k)$ и идентификация параметров деформационного критерия разрушения образцов. Эта зависимость построена на основе осредненных по объему образцов, полученных расчетным путем, полей интенсивности напряжений, давления, коэффициента жесткости, главной (растягивающей) деформации при достижении предельной деформации сжатия. Осреднение величин выполнялось обычным путем, например, средняя главная деформация вычислялась по формуле

$$\langle \varepsilon_1 \rangle = \frac{1}{V} \int_V \varepsilon_1 dV.$$

На рис. 10.1 (см. вкл.) показаны расчетные поля интенсивности напряжений образцов карналлита различной геометрии при достижении предела прочности (предельной деформации), полученной в эксперименте при скорости 0,1 мм/мин.

Очевидно, что в образцах разной геометрии реализуется разный вид напряженного состояния, что отражается также в распределении коэффициента жесткости напряженного состояния $k = p/\sigma_u$ (рис. 10.2, см. вкл.) и величине главной деформации ε_1 (рис. 10.3, см. вкл.).

По аналогии с классическими критериями разрушения введен коэффициент запаса прочности по деформационному критерию [134]

$$n = \frac{\varepsilon_1^{\text{пр}}(p/\sigma_u)}{\varepsilon_1}. \quad (10.9)$$

Поля коэффициента запаса при достижении образцами карналлита предельной деформации показаны на рис. 10.4 (см. вкл.).

Аналогичным образом численно исследованы процессы деформирования и разрушения образцов пород сильвинита, получены некоторые качественные различия в поведении образцов по сравнению с карналлитом.

В качестве примера на рис. 10.5 (см. вкл.) показаны поля коэффициента запаса прочности образцов сильвинита. Если для низкого образца карналлита разрушение развивается с внешней стороны средней по высоте части образца, то для сильвинита область разрушения возникает также и в центре образца.

Зависимость $\varepsilon_1^{\text{пр}} = \varepsilon_1^{\text{пр}}(p/\sigma_u)$, определенная путем численного моделирования экспериментов на сжатие, и коэффициенты критерия разрушения (10.4) выражаются как

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &\geq \varepsilon_1^{\text{пр}}(p/\sigma_u) = k_m \cdot (0,012k^2 + 0,136k + 0,50) \quad \text{при } k < 0; \\ \varepsilon_1 &\geq \varepsilon_1^{\text{пр}}(p/\sigma_u) = k_m \cdot (9,13k^3 - 1,63k^2 + 1,77k + 0,50) \quad \text{при } k > 0,\end{aligned}\quad (10.10)$$

где $k_m = 2,1$ (для сильвинита); $k_m = 0,45$ (для карналлита).

Таким образом, предложен новый критерий деформационного разрушения соляных пород в виде предельной главной деформации, зависящей от коэффициента жесткости напряженного состояния (отношения гидростатического давления к интенсивности напряжений).

Проведен численный анализ процесса статического сжатия образцов соляных пород для различного соотношения высоты и диаметра.

Определены вид зависимости и параметры критерия разрушения для образцов пород сильвинита и карналлита Верхнекамского месторождения при статическом нагружении.

Критерий может применяться для численной оценки потери несущей способности междукammerных целиков и выработок различного назначения в соляных породах, в том числе для оценки потери устойчивости выработок вследствие ползучести под действием горного давления.

10.2. Численное моделирование процессов ползучести соляных пород в сопряжениях бункера с примыкающими выработками

На рис. 10.6 приведены конструктивные схемы общешахтных бункеров (восточного и западного) ствола № 4 рудника Третьего Соликамского калийного рудоуправления. Из рис. 10.6 видно, что отличие схемы восточного бункера с примыкающими выработками от западного заключается в наличии выработки, сопрягающейся с верхним конвейерным штреком, подходящим к бункеру. Наличие выработки осложняет напряженно-деформированное состояние массива, вмещающего бункер. В связи с этим в рамках численного моделирования рассматривали восточный бункер.

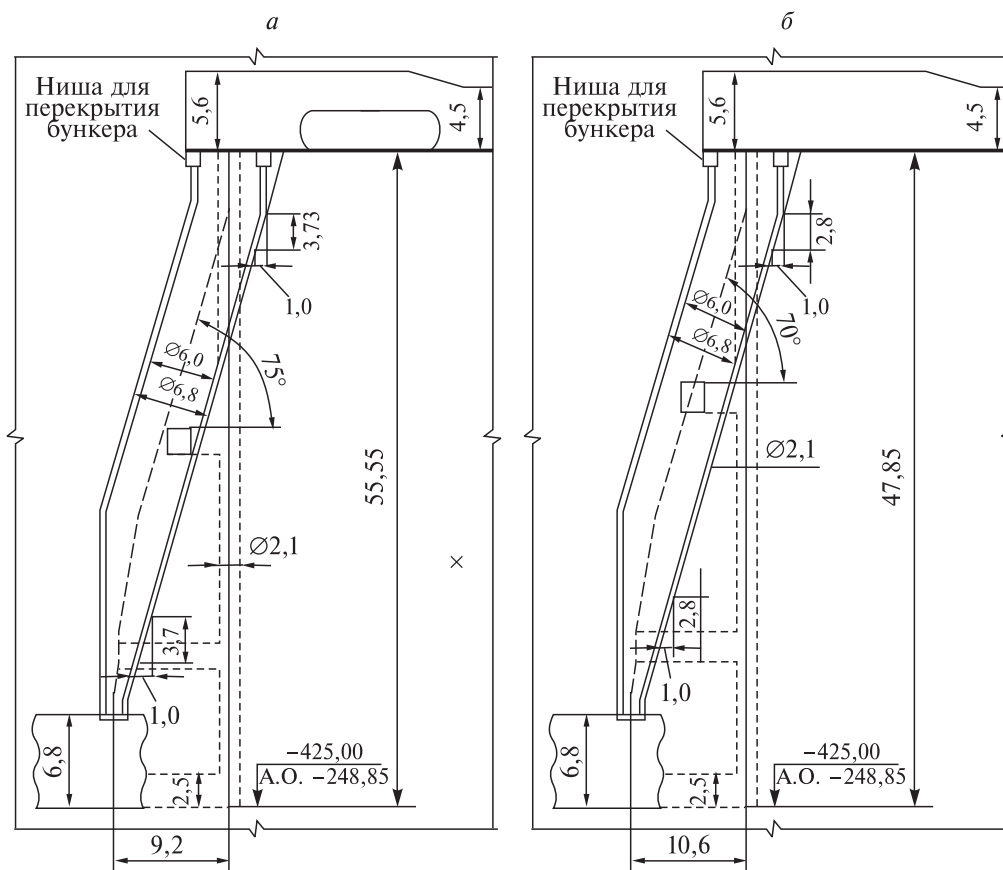


Рис. 10.6. Конструктивные схемы общешахтных восточного (а) и западного (б) бункеров ствола № 4 рудника СКРУ-3.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние сопряжений бункера с примыкающими выработками в 2D плоской постановке. На рис. 10.7 представлены расчетные области для двух проекций восточного бункера.

На вертикальных границах областей задано отсутствие горизонтальных перемещений, на нижней границе — отсутствие вертикального перемещения. На верхней границе — горное давление; кроме того, учитывается собственный вес пород.

Помимо породного массива каменной соли (упруговязкопластическая модель), в расчет введен слой маркирующей глины (упруговязкопластическая модель), бетонная крепь бункера (упругая модель), металлические стойки-трубы и двутавровая балка (упругопластическая модель). Расчет проведен с помощью программного комплекса ANSYS.

На рис. 10.8 (см. вкл.) показаны поля вертикальных перемещений для двух проекций (А и Б) и времени $T = 1$ год.

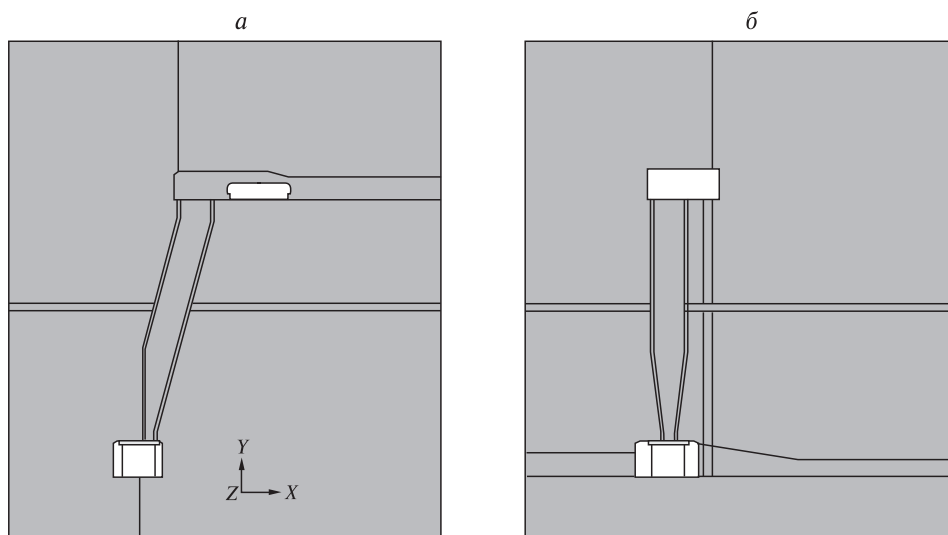


Рис. 10.7. Расчетные схемы двух проекций (а) и (б) сопряжений бункера.
а — проекция А; б — проекция Б.

Соответствующие поля интенсивности напряжений показаны на рис. 10.9 (см. вкл.).

На рис. 10.10 показаны временные зависимости вертикальной конвергенции верхней и нижней камеры для двух проекций.

Видно, что жесткая металлическая крепь не в состоянии обеспечить поддержание кровли в дозаторной камере на все время эксплуатации, поскольку большие пластические деформации крепи будут возникать уже после 25 лет, когда конвергенция превысит 20–25 см. В реальности потеря несущей способности крепи может произойти еще раньше в связи с наличием глинистых прослоев.

На рис. 10.11 (см. вкл.) показаны области потери несущей способности (поле коэффициента запаса прочности по деформационному критерию) для $T = 30$ лет.

Из рисунков видно наличие к этому времени сформировавшихся зон предельного деформирования (растрескивания) в боковых стенках и кровле камер.

Для сохранения устойчивости кровли и увеличения времени безремонтного состояния крепи камеры питателя необходимо применение податливых элементов в сочетании с жесткой металлической рамной крепью. Виды используемых податливых элементов в условиях вмещающих соляных пород приведены в гл. 4.

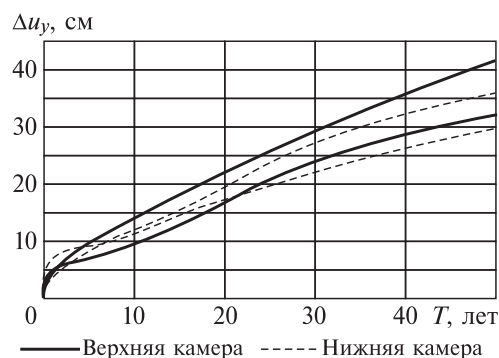


Рис. 10.10. Временные зависимости конвергенции камер.

10.3. Численное моделирование процессов ползучести соляных пород в узле перегрузки руды с конвейерного штрека в бункер шахтного ствола в 3D постановке

В данном разделе рассматривалось сопряжение перегрузки руды с конвейерного штрека в восточный бункер шахтного ствола № 4 рудника Третьего Соликамского калийного рудоуправления.

Выполнен анализ напряженно-деформированного состояния верхнего сопряжения транспортного штрека и подходной выработки в 3D пространственной постановке. Анализировались три варианта сопряжения:

- базовый с прямыми углами между штреком и выработкой (вариант I);
- со срезанными углами между штреком и выработкой (II);
- со срезанными углами между штреком и выработкой и уменьшенной на 2 м шириной выработки (III).

На рис. 10.12 и 10.13 (см. вкл.) представлены два вида расчетной области сопряжения для вариантов I и II соответственно.

На всех вертикальных границах области задано отсутствие нормальных горизонтальных перемещений; на нижней границе — отсутствие вертикального перемещения. На верхней границе — горное давление, кроме того, учитывается собственный вес пород.

Породный массив каменной соли описывается упругопластической моделью, также учитывается ползучесть породы под действием горного давления. Расчет выполнен с помощью программного комплекса ANSYS.

На рис. 10.14 (см. вкл.) показаны поля вертикальных и горизонтальных (нормальных к плоскости чертежа) перемещений для времени $T = 40$ лет (вариант I).

Максимальная вертикальная конвергенция достигается в транспортном штреке в центре сопряжения (рис. 10.14, а); кроме того, существует достаточно значительная горизонтальная конвергенция границ перпендикулярной выработки (рис. 10.14, б).

Временные зависимости вертикальной конвергенции в транспортном штреке и в перпендикулярной выработке (в месте сопряжения) показаны на рис. 10.15 для варианта II.

Значения конвергенции при $T = 40$ лет для всех трех вариантов (I–III) практически совпадают, различие составляет не более 1,5–2 см (5–8 %).

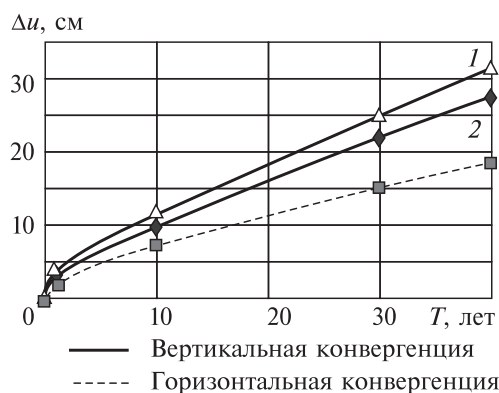


Рис. 10.15. Временные зависимости конвергенции в месте сопряжения.

1 — транспортный штрек; 2 — перпендикулярная выработка.

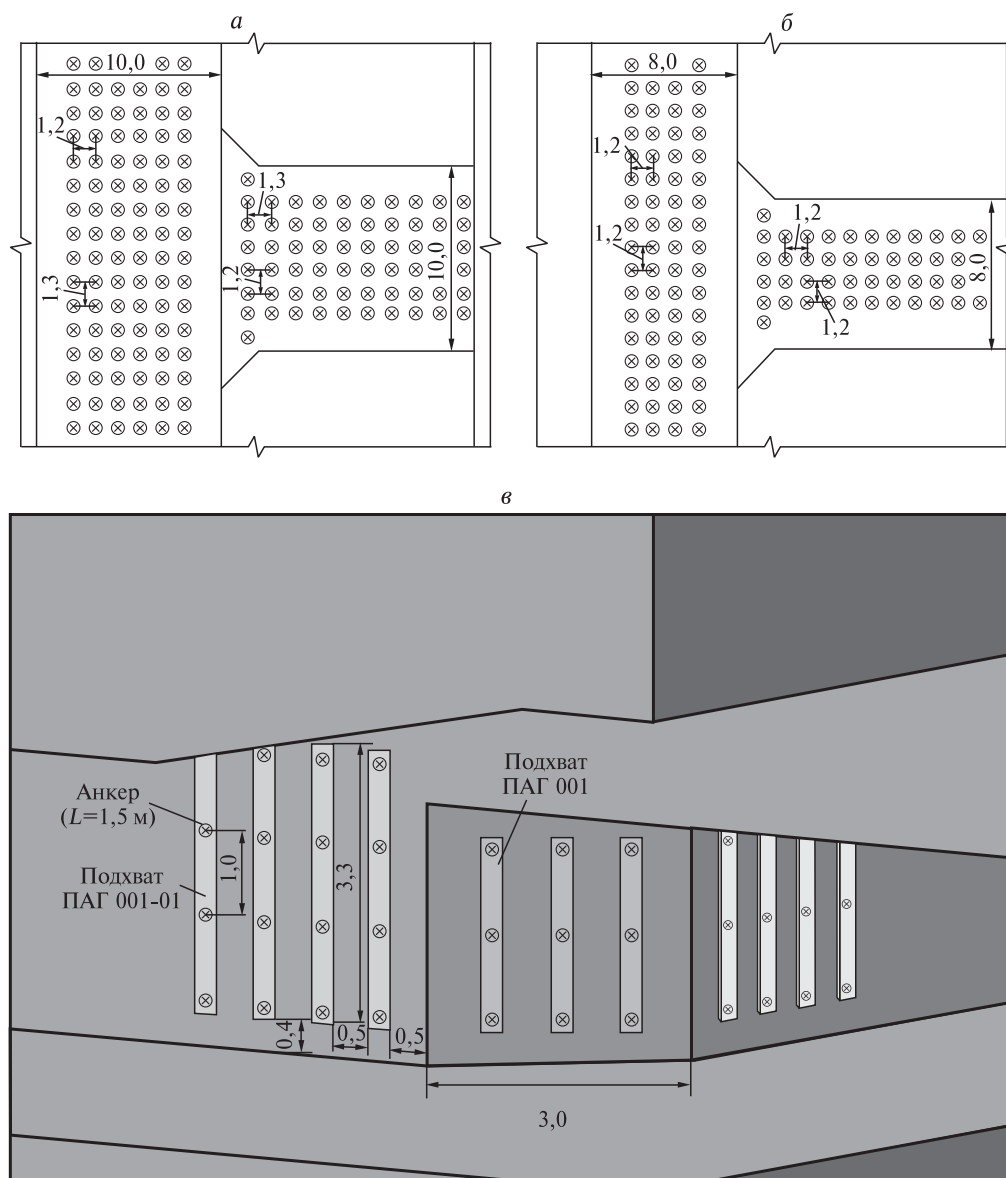


Рис. 10.17. Схемы анкерного крепления выработки.

a — крепление кровли сопряжения выработок шириной 10 м; *б* — крепление кровли сопряжения выработок шириной 8 м; *в* — крепление стенки сопряжения.

Поля перемещений из расчетов, выполненных в 3D постановке, качественно совпадают с данными, полученными на основе двумерных расчетов, значения конвергенции несколько меньше, но также являются достаточно большими.

На рис. 10.16 (см. вкл.) показаны поля коэффициента запаса прочности по деформационному критерию для $T = 40$ лет для трех вариантов сопряжений I–III (синий цвет — области разрушения породы).

Потеря несущей способности (разрушение) отдельных участков контура штрека и выработки выявляется к 25–30 годам и увеличивается к 40 годам времени эксплуатации сопряжения.

Области разрушения в вариантах II и III несколько меньше, чем в варианте I, но полностью не исчезают.

Отметим, что все области нарушения сплошности породного массива расположены не в центре кровли, а в верхней части боковых стенок выработки и частично в углах кровли.

Однако вертикальная конвергенция (см. рис. 10.15) достигает критических значений еще в процессе эксплуатации, что может препятствовать дальнейшему функционированию выработки, содержащей непрерывно работающее оборудование.

Результаты оценки устойчивости (потери несущей способности) сопряжения выработок, приведенные на рис. 10.16, в совокупности с результатами оценки конвергенции (см. рис. 10.15) приводят к выводу о необходимости заблаговременного принятия мер по охране сопряжения этих выработок с целью создания безремонтного режима эксплуатации.

В качестве мер охраны сопряжений выработок следует:

- уменьшить ширину выработок на сопряжениях до минимально возможных размеров и «срезать» прямые углы на сопряжениях;
- крепить стенки анкерами с активной длиной 1,45 м с подхватами типа ПАГ.001 (2,3 м) и ПАГ.001-01 (3,3 м);
- применять анкеры стандартной длины (1,5 м) в кровле сопряжения;
- предусмотреть в течение 20–25 лет эксплуатации сопряжений (в зависимости от фактического состояния кровли выработок) установку рамной крепи с трубчатыми податливыми элементами или металлической крепи на стойках трения [121, 122].

Схема крепления сопряжения выработок с использованием анкеров с подхватами в стенках и анкеров в кровле выработки приведена на рис. 10.17. Параметры анкерного крепления определены в соответствии с методикой, изложенной в п. 3.3.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Примеры расчета параметров крепи горных выработок в доломит-ангидритовых породах

Пример 1. Определить категорию устойчивости пород и срок устойчивого состояния незакрепленной выработки

Исходные данные для расчета:

- способ проходки выработки — буровзрывной;
- $R = 76,45$ МПа (сопротивляемость сжатию ангидрит-доломитовой породы);
- $\gamma = 0,027$ МН/м³ (объемный вес породы);
- $B = 5,2$ м (ширина выработки);
- $H = 1120$ м (глубина расположения выработки);
- $L = 30,0$ м (расстояние между параллельными выработками);
- $L_d = 23,1$ м (допустимое расстояние между выработками).

Решение:

1. Определяем сопротивление пород массива сжатию по формуле (5.1)

$$R_c = R \cdot k_c \cdot k_{пр} = 76,45 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 61,16, \text{ МПа,}$$

где $k_c = 0,8$ — коэффициент, учитывающий расстояние между поверхностями ослабления пород (соответствует среднему расстоянию между трещинами в диапазоне 1,0–1,5 м); $k_{пр} = 1,0$ — при применении буровзрывного способа проходки.

2. Определяем смещение пород U по формуле (5.2)

$$U = k_\theta \cdot k_\alpha \cdot k_s \cdot k_b \cdot U_T = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,84 \cdot 1,0 \cdot 240 = 202 \text{ мм,}$$

где $k_\theta = 1,0$; $k_\alpha = 1,0$; $k_s = 0,2(B - 1) = 0,2(5,2 - 1) = 0,84$; $k_b = 1,0$ (расстояние между выработками больше минимально допустимого $L \geq L_d$ ($30,0 \text{ м} > 23,1 \text{ м}$); $U_T = 240$ мм (типовое смещение пород выработки за эксплуатационный период без крепи), определяется по графикам на рис. 5.6.

Согласно СП 91.13330.2012 [91], полученному значению $U = 202$ мм соответствует III категория устойчивости породного контура, или *неустойчивое* состояние выработок (см. табл. 5.1).

3. Определение срока устойчивого состояния выработки:

- расчет коэффициента влияния времени на смещение по формуле 5.5

$$k_t = \frac{U_t}{U} = \frac{50}{202} = 0,25;$$

• определение срока устойчивого состояния выработки при ($H/R_c = 18,3$) по графикам на рис. 5.7

$$T_P = t|_{U_f = 50 \text{ мм}} < 1 \text{ мес.}$$

Срок устойчивого состояния незакрепленной выработки составляет менее 1 мес.

Пример 2. Определить размер нарушенной зоны h_3 и удельную нагрузку на крепь

Исходные данные для расчета:

- выработка одиночная в условиях рудника Гремячинского ГОКа;
- $\gamma = 0,027 \text{ МН/м}^3$ (объемный вес породы);
- $B = 5,2 \text{ м}$ (ширина выработки);
- $I_T = 0,8$ (интенсивность системы трещин);
- $K_c = 3,0$ (неустойчивые породы $U = 202 \text{ мм}$).

Размер нарушенной зоны, согласно выражению 5.9, составляет:

$$h_3 = 0,24 + 0,032 \cdot I_T + 0,064 \cdot K_c + 0,205 \cdot B = 0,24 + 0,032 \cdot 0,8 + 0,064 \cdot 3,0 + 0,205 \cdot 5,2 = 1,524 \text{ м.}$$

Удельная нагрузка на крепь:

$$Q = 0,5\gamma \cdot h_3 = 0,5 \cdot 0,027 \cdot 1,524 = 0,021 \text{ МПа} = 21,0 \text{ кПа} (2,10 \text{ тс/м}^2).$$

Пример 3. Определить параметры металлической арочной крепи из профиля СВП

Исходные данные для расчета:

- способ проходки выработки — буровзрывной;
- $R = 76,45 \text{ МПа}$ (сопротивляемость сжатию ангидрит-доломитовой породы);
- $\gamma = 0,027 \text{ МН/м}^3$ (объемный вес породы);
- $B = 5,2 \text{ м}$ (ширина выработки);
- $H = 1120 \text{ м}$ (глубина расположения выработки);
- $L = 30,0 \text{ м}$ (расстояние между параллельными выработками);
- $L_d = 23,1 \text{ м}$ (допустимое расстояние между выработками);
- $l = 1,0 \text{ м}$ (шаг установки крепи).

Согласно табл. 5.4, может быть применена трехзвенная крепь СВП33 ($14,8\text{--}16,6 \text{ м}^2$) для выработок шириной по низу до $5,2 \text{ м}$.

При значении $U = 202 \text{ мм}$, согласно табл. 5.4, трехзвенная крепь СВП33 ($14,8\text{--}16,6 \text{ м}^2$) может быть использована, т.е. первое условие выполняется ($202 \text{ мм} < 400 \text{ мм}$).

При шаге установки крепи $l = 1,0 \text{ м}$ вес обрушенной породы $P_{об}$ составит:

$$Q = 0,5\gamma \cdot h_3 = 0,5 \cdot 0,027 \cdot 1,524 = 0,021 \text{ МПа} = 21,0 \text{ кПа} (2,1 \text{ тс/м}^2).$$

$$P_{об} = Q \cdot B \cdot l = 21,0 \cdot 5,2 \cdot 1,0 = 109,2 \text{ кН} (10,92 \text{ тс}).$$

С учетом нестабильности работы крепи в податливом режиме сопротивление крепи будет равно $P_c = 378 \text{ кН}$.

Как следует из табл. 5.4, при установке податливой арочной крепи с шагом $l = 1,0$ м с запасом выполняется второе требование:

$$P_{об} = P_{об} < P_c = 109,2 \text{ кН (10,92 тс)} < 378 \text{ кН (37,8 тс)},$$

что свидетельствует о применимости арочной крепи из профиля СВП33 (14,8–16,6 м²) с шагом 1,0 м в ангидрит-доломитовых породах Гремячинского ГОКа.

Определим запас прочности крепи при шаге установки $l = 1,0$ м:

$$n_k = \frac{P_n}{P_{об}} = \frac{378}{109,2} = 3,5.$$

Запас прочности крепи превышает 2.

Пример 4. Определить расстояние между клинораспорными анкерами при квадратной сетке их расположения

Исходные данные для расчета:

- $\gamma = 0,027$ МН/м³ (объемный вес породы);
- $B = 5,2$ м (ширина выработки);
- $I_T = 0,8$ (интенсивность системы трещин);
- $K_c = 4,0$ (очень неустойчивые породы $U = 546$ мм).

Размер нарушенной зоны, согласно выражению (5.9), составит

$$h_3 = 0,24 + 0,032 \cdot I_T + 0,064 \cdot K_c + 0,205 \cdot B = 0,24 + 0,032 \cdot 0,8 + \\ + 0,064 \cdot 4,0 + 0,205 \cdot 5,2 = 1,588 \text{ м.}$$

Удельная нагрузка на крепь:

$$Q = 0,5\gamma \cdot h_3 = 0,5 \cdot 0,027 \cdot 1,588 = 0,0214 \text{ МПа} = 21,4 \text{ КПа (2,14 тс/м}^2\text{)}.$$

$$P = 0,05 \text{ МН};$$

$$Q = 0,0214 \text{ МПа.}$$

Тип анкеров — клинораспорные.

Принимая $m_c = 1,5$, получаем:

$$a = 0,63 (P/(Q m_c))^{0,5} = 0,63 (0,05/(0,0214 \cdot 1,5))^{0,5} = 0,79 \text{ м.}$$

Пример 5. Определить толщину набрызг-бетонной крепи на сопряжении выработки

Исходные данные для расчета:

- $B = 5,5$ м;
- $\gamma = 0,027$ МН/м³;
- $\sigma_p = 1,2$ МПа;
- $I_T = 1,0$; $K_c = 2,0$.

Определим размер нарушенной зоны по формуле (5.9):

$$h_3 = 0,24 + 0,032 \cdot I_T + 0,064 \cdot K_c + 0,205 \cdot B = 0,24 + 0,032 \cdot 1,0 + \\ + 0,064 \cdot 2,0 + 0,205 \cdot 5,5 = 1,53 \text{ м.}$$

Рассчитаем по формуле (5.6) нагрузку на крепь:

$$Q = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_3 = 0,5 \cdot 0,027 \cdot 1,53 = 0,0206 \text{ МПа} = 20,6 \text{ кПа.}$$

Определим толщину слоя набрызг-бетона по формуле (5.12):

$$\delta = 0,5 (Q/\sigma_p)^{0,5} = 0,5 (0,0206/1,2)^{0,5} = 0,065 \text{ м; принимаем } \delta \geq 7 \text{ см.}$$

Пример 6. Определить толщину набрызг-бетонного покрытия при применении комбинированной крепи

Исходные данные для расчета:

- крепь — железобетонные анкеры и набрызг-бетонное покрытие с сеткой в условиях примера 5;

- ширина одиночной выработки $B = 5,5 \text{ м}$;

- $a = 1,23 \text{ м}$;

- $Q = 0,0206 \text{ МПа}$.

В соответствии с формулой (5.13) определяется минимально допустимая толщина набрызг-бетонного покрытия

$$\delta = 0,065 \cdot a \cdot (10 \cdot Q)^{0,5} = 0,065 \cdot 1,23 \cdot (10 \cdot 0,0206)^{0,5} = 0,036 \text{ м} \approx 4 \text{ см.}$$

Толщина набрызг-бетонного покрытия принимается не менее 4 см.

Пример 7. Определить диаметр проволоки сетки

Исходные данные для расчета:

условия примера 5;

$a = 1,23 \text{ м}$;

$\varphi = 55,7^\circ$.

Воспользуемся формулой (5.14).

$$Q_c = 0,4 \cdot a^3 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi = 0,4 \cdot (1,23)^3 \cdot 0,027 \cdot \operatorname{tg}(55,7^\circ) = 0,0295 \text{ МН.}$$

Тогда диаметр проволоки рассчитаем по формуле (5.15):

$$D = 0,006 \cdot a \cdot Q_c^{0,5} = 0,006 \cdot 1,23 \cdot (0,0295)^{0,5} = 1,27 \cdot 10^{-3} \text{ м} \approx 1,3 \text{ мм.}$$

В соответствии с табл. 5.6 выбираем тип металлической сетки.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б*

Примеры разработки технических решений при капитальном ремонте выработок гаража самоходной техники

Б.1. Исходные данные

Расчет времени устойчивого состояния незакрепленных и закрепленных выработок, а также параметров анкерной крепи кровли выработок выполнен с применением инженерной методики, представленной в работе [82] и п. 3, и метода математического моделирования на основе пакета EARTH 2D.1 [87], разработанного в АО «Галургия».

Подземный гараж расположен в околоствольном дворе рудника Второго Березниковского рудоуправления и построен с 1967 по 1970 г.

Схема части рудничного двора, включающая выработки подземного гаража, приведена на рис. Б.1.

Гараж расположен в подстилающей каменной соли (ПдКС). Глубина расположения рассматриваемой выработки 390 м. Фрагмент геологической колонки с расположением гаража приведен на рис. Б.2.

Выработка в поперечном сечении имеет прямоугольную форму размерами 13,6 м (ширина) на 3,4 м. Длина комплекса выработок — 110,1 м. Крепление выработок выполнено анкерами длиной 1,5 м по сетке 1,2×1,2 м. По центру выработки установлен ряд металлических стоек из трубы диаметром 219 мм с шагом 5–6 м. Гараж условно разделен на две части: проезжую часть (запад) и стоянку (восток). Всего в гараже расположено 40 парковочных мест. К кровле выработки прикреплены: пожарный трубопровод, спринклерная система, противопожарная сигнализация, датчики ППЗ, кабельные линии и линии освещения.

Отмечается значительная конвергенция породного контура выработки с опусканием кровли (в среднем на 0,6 м к настоящему моменту времени). По результатам визуальных наблюдений в кровле выработки гаража имеются многочисленные заколы.

Проектный срок службы подземного гаража после капитального ремонта составляет 20 лет.

Б.2. Расчет времени устойчивого состояния одиночной выработки с использованием инженерной методики [82]

За исходные расчетные проектные параметры выработки примем 13,6 м в ширину и 4,0 м в высоту. Проектное расстояние между анкерами в ряду a_p составляет 1,2 м. Проектное расстояние между рядами анкеров C составляет 1,2 м.

* В разработке технических решений и составлении Приложения Б принимала участие А.С. Каменских.

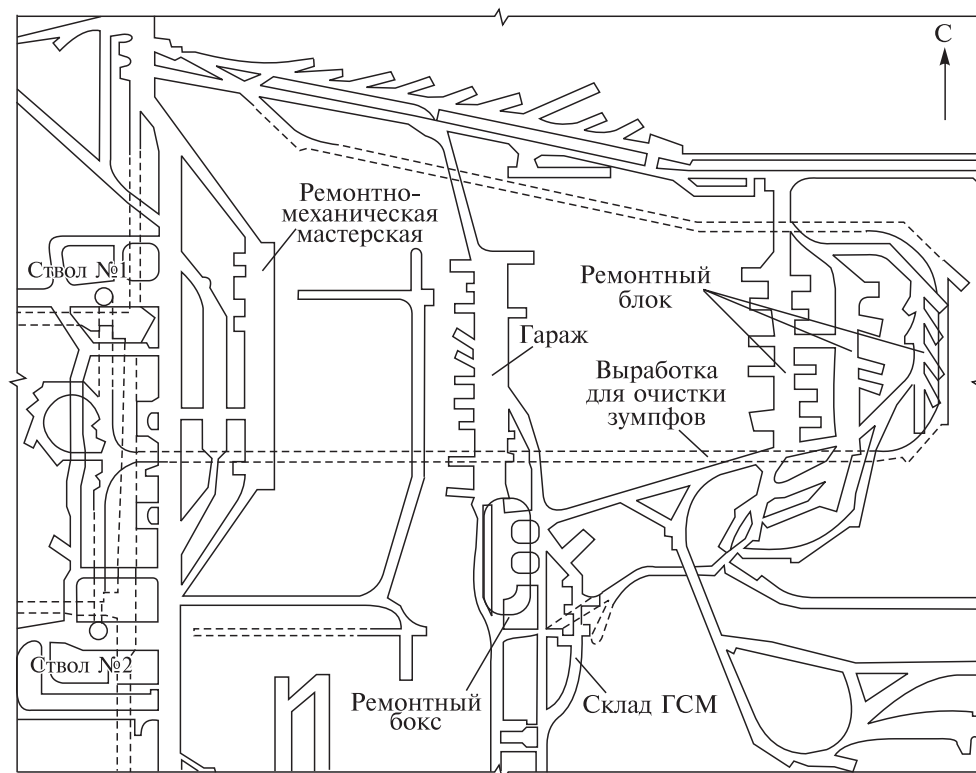


Рис. Б.1. Схема расположения подземного гаража совместно с частью выработок рудничного двора.

Согласно методике, приведенной в работе [90], выработку гаража рассматриваем как одиночную, поскольку в радиусе влияния выработки подземного гаража ($L_{д0} = 29,64$ м от центра выработки) других выработок нет.

Расчет времени устойчивого состояния и параметров анкерной крепи для проектного сечения выработки выполнен с применением методики [82] и программы Earth-2D.1 [87].

Физико-механические характеристики пород, рассмотренные в расчетах, принимали в соответствии с таблицами, приведенными в работе [92].

Расчет времени устойчивого состояния закрепленной и незакрепленной выработки по методике, приведенной в разд. 3.

Исходные горнотехнические данные:

- высота выработки (h , м) — 4,0;
- ширина основной части выработки (L , м) — 13,6;

Строение кровли

Порода (пласт)	Мощность, м	Прочность, МПа
Красный III	1,645	22,3
ПдКС	7,000	25,8

Приложение Б

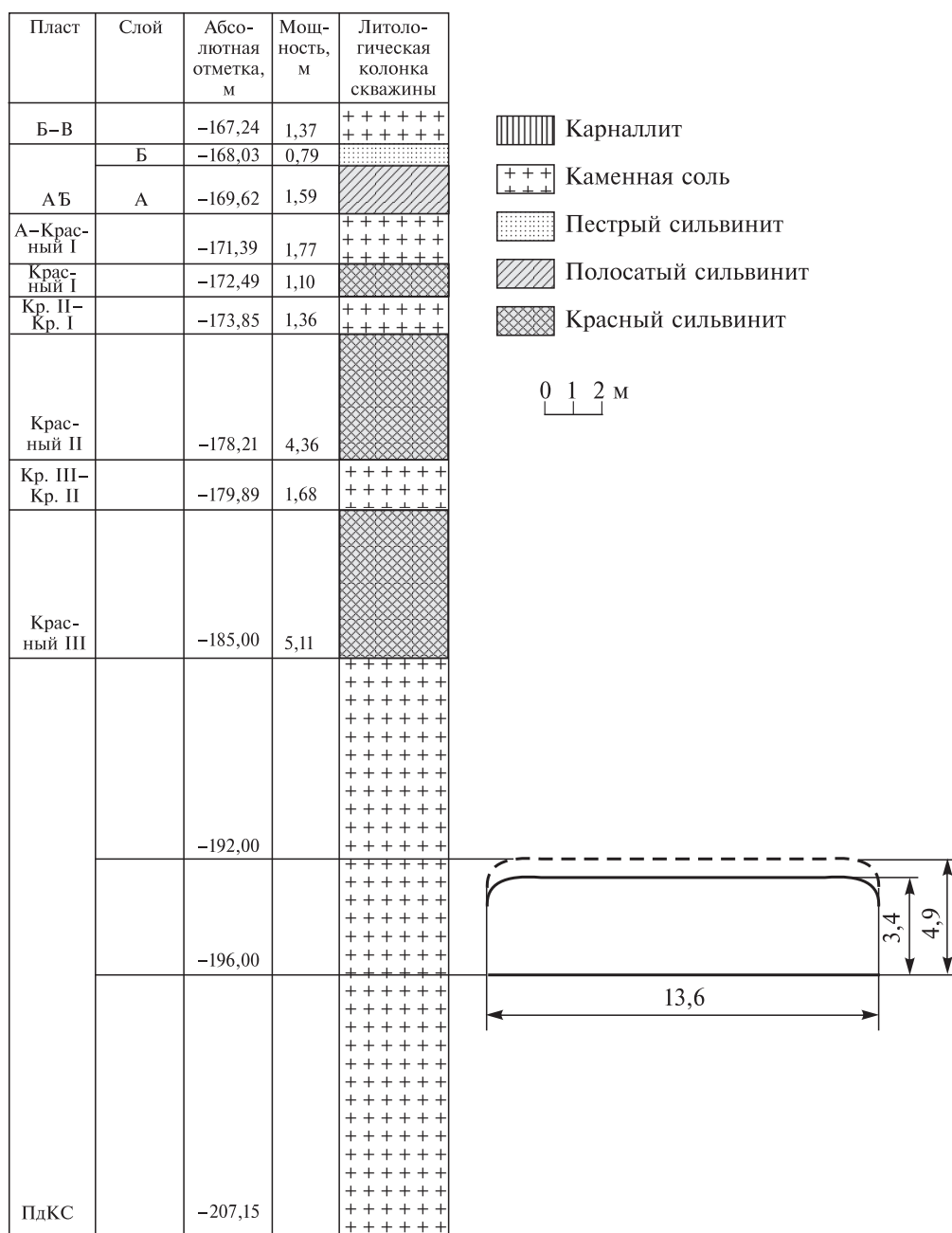


Рис. Б.2. Фрагмент геологической колонки с расположением гаража относительно вертикального разреза.

- радиус свода кровли (r , м) — 1,0;
- ширина плоской части кровли ($L_{пл}$, м) — 11,6;
- площадь поперечного сечения выработки (S , м²) — 53,97.

Исходные горно-геологические условия:

- расстояние от земной поверхности до кровли выработки (H , м) — 390;
- средний удельный вес пород (γ , МН/м³) — 0,021;
- мощность защитного слоя (h_3 , м) — 8,645.

Результаты расчетов:

- время устойчивого состояния незакрепленной выработки (T_p , лет) — 9,32;
- состояние кровли на расчетный срок — среднеустойчивое (категория III);
- допустимая нагрузка на анкер (Q , МН) — 0,055;
- предварительное натяжение анкера (P , МН) — 0,03;
- мощность сшиваемых или подвешенных пород (L_0 , м) — 1,45;
- коэффициент пригрузки (K_1) — 2,5;
- угол внутреннего трения пород (ϕ , град) — 30;
- высота зоны обрушения (h_3 , м) — 7;
- активная длина клинораспорного анкера (L_a , м) — 1,45;
- число анкеров в ряду (n) — 11;
- расстояние между анкерами (a_p , м) — 1,2;
- расстояние между рядами анкеров (C , м) — 1,2;
- время устойчивого состояния закрепленной выработки ($T_{ра}$, лет) — 23,86.

Расчеты показывают на необходимость проведения ремонта выработки, так как к настоящему моменту времени выработка исчерпала свой расчетный эксплуатационный ресурс.

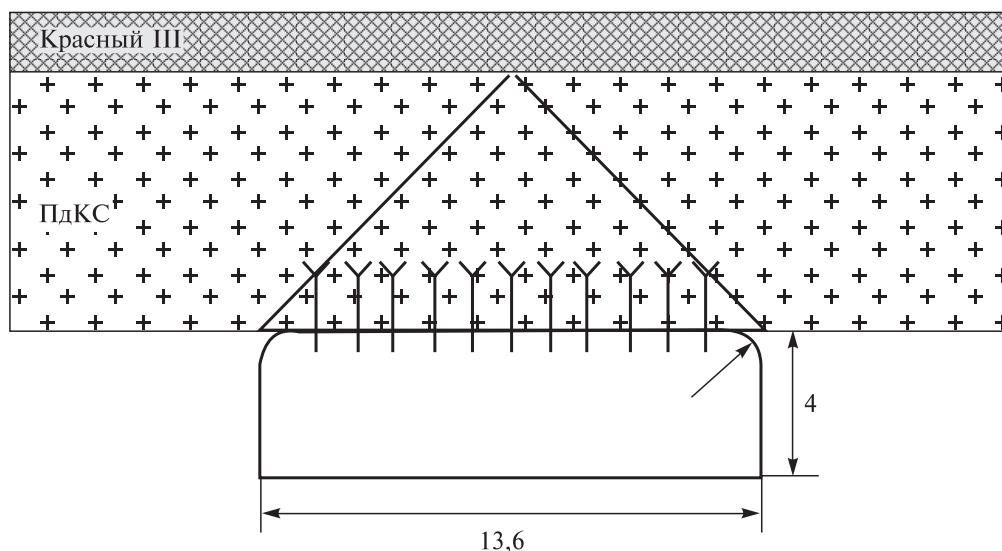


Схема установки анкеров для исходного проектного сечения выработки.

Б.3. Расчет параметров анкерной крепи для обеспечения устойчивого состояния выработки на оставшийся технологический срок службы

Рассмотрен вариант усиления крепи по схеме «подвешивание». Анкеры прикрепляют породу, расположенную в пределах зоны возможного обрушения, к устойчивой зоне породного массива и рассчитываются на нагрузки, вызванные весом пород в пределах зоны возможного обрушения. Замковые части анкеров подлежат заглублению в устойчивую зону соляного массива на 0,3–0,5 м.

Расчетный пролет по кровле выработки составляет $L_p = l_{пл} + 0,75r = 11,6 + 0,75 \cdot 1 = 12,35$ м [82]. Расчетная высота свода обрушения определяется как расстояние от кровли выработки до границы раздела двух породных слоев (пород ПдКС и пласта Красный III) в зоне высотой $0,7L_p$ ($h_1 = 0,7 \cdot 12,35 = 8,645$ м). Расчетная высота свода обрушения $h_3 = 8$ м. Оценка веса обрушенных пород с 1,2 м выработки дает величину 124 500 кг.

Для обеспечения устойчивости выработки на оставшийся технологический срок службы рассмотрим вариант усиления крепи с использованием клинораспорных анкеров типов КАС и КА-16 (КРА-16).

Как показали испытания анкеров [129, 130], их предельная нагрузка равна 7000 кг. Установлено, что при такой нагрузке запас прочности по разрывному усилию стержня анкера составляет 1,57.

Следовательно, для обеспечения устойчивости выработки в поперечном сечении необходимо установить 18 анкеров, которые выдержат общий вес в 126 000 кг.

Длина анкеров зависит от высоты свода возможного обрушения пород, а замковые части анкеров должны располагаться за пределами этой зоны на расстоянии 0,3–0,5 м.

Расчетная схема установки анкеров для рассматриваемых условий приведена на рис. Б.3.

Использование крепи с применением анкеров длиной более 8,0 м представляет определенные технологические сложности и экономически не целесообразно. В связи с этим применение анкерной крепи для обеспечения устойчивости выработки в расчете на 20 лет эксплуатации является неэффективным техническим решением.

Данную выработку можно отнести к третьему или четвертому типу согласно классификации, приведенной в п. 4.1. Основным способом поддержания такой выработки является рамная металлическая крепь с применением податливых элементов.

В результате расчета параметров рамной крепи (примеры расчета приведены в п. 4.3) установлено, что для обеспечения устойчивости рамной крепи, состоящей из трех стоек, продольных и поперечных верхняков-двутафров, затяжки и податливых элементов из труб, необходимо размещать рамы крепи на расстоянии не менее 2,4 м при применении двутафра № 60.

Для уменьшения номера двутафра и увеличения расстояния между рамами необходимо увеличить число стоек в раме. Такая конструкция рамной крепи

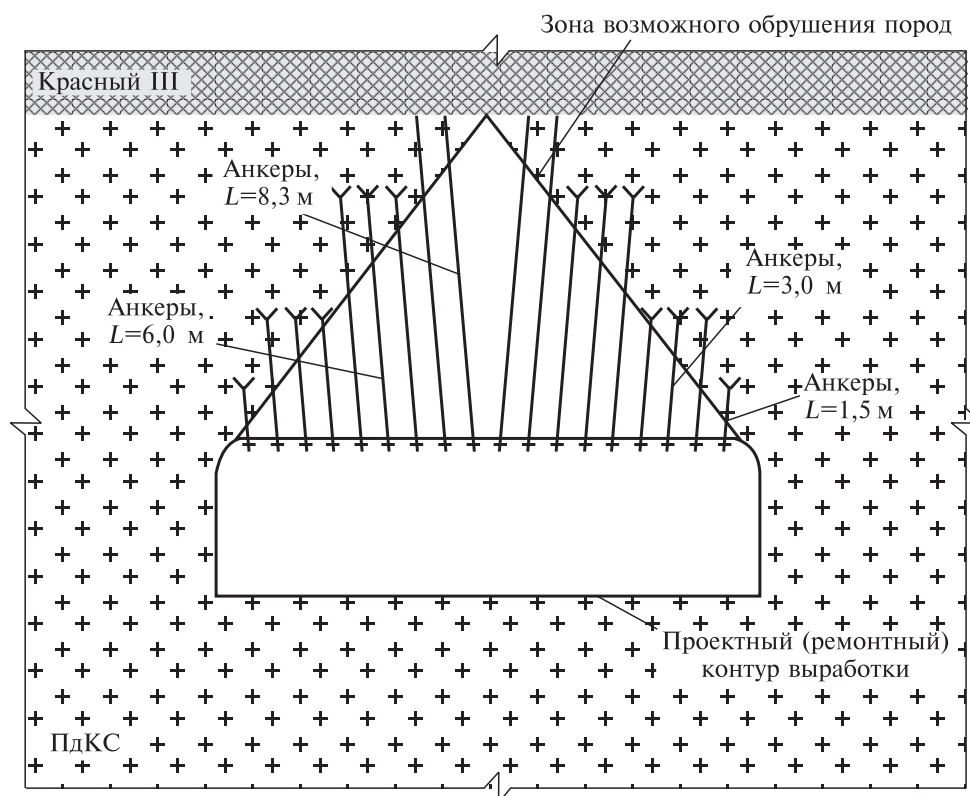


Рис. Б.3. Схема расположения анкеров при усилении крепи выработки подземного гаража.

не позволит выработке гаража автотранспорта продолжать свое функционирование в прежнем режиме (проезд и стоянка автотранспорта).

Для обеспечения движения транспорта в подземном гараже расстояние между стойками должно составлять не менее 6,0 м, что недостаточно с позиции устойчивости элементов конструкции рамной крепи. Поэтому ниже рассмотрены альтернативные виды усиления крепления гаража, которые позволят выработке продолжить свое функционирование.

Б.4. Численный анализ состояния приконтурных пород выработки подземного гаража

Методами математического моделирования с использованием программы EARTH 2D.1 [87] проведен анализ напряженно-деформированного состояния пород в окрестности выработки гаража.

Напряженно-деформированное состояние оценивали с помощью критерия прочности Мизеса — Шлейхера — Боткина, который подробно описан в работе [7]. Расчетная схема приведена на рис. Б.4, результаты расчетов — на рис. Б.5 и Б.6.

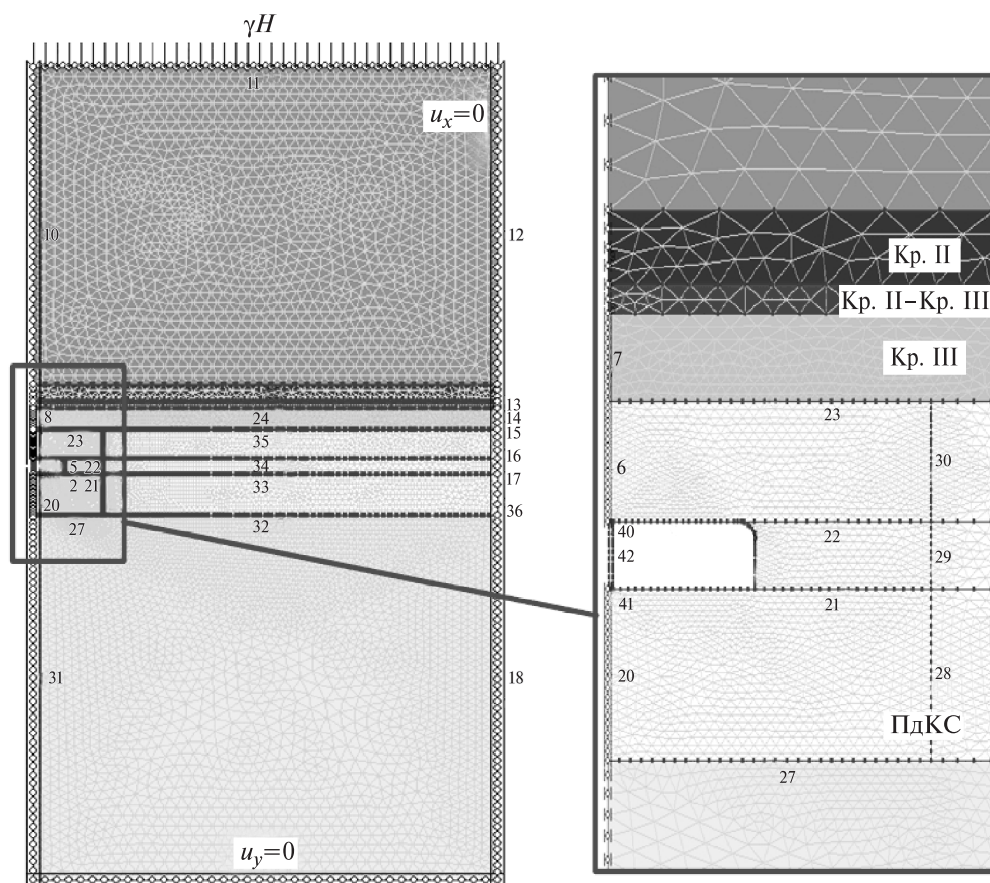


Рис. Б.4. Расчетная схема задачи.

Установлено, что за 45 лет эксплуатации выработки вертикальная конвергенция контура составила 600 мм (проектная высота выработки — 4,0 м, средняя фактическая — 3,4 м). Таким образом, средняя (ориентировочная) вертикальная скорость конвергенции контура выработки составила 13,3 мм/год.

Из рис. Б.5 видно, что суммарное перемещение кровли и почвы выработки (конвергенция) удовлетворительно соответствует натурным данным.

На рис. Б.6 представлены изообласти распределения коэффициента запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина. Значение коэффициента запаса прочности $\frac{[\sigma_i]}{\sigma_i} \leq 3$ в некоторой области означает наличие трещиноватости или ослабление физико-механических характеристик по сравнению с исходным массивом.

В связи с этим замки анкеров при ремонтном креплении выработки должны выходить за зону, соответствующую значению $\frac{[\sigma_i]}{\sigma_i} = 3$, на 0,3–0,5 м.

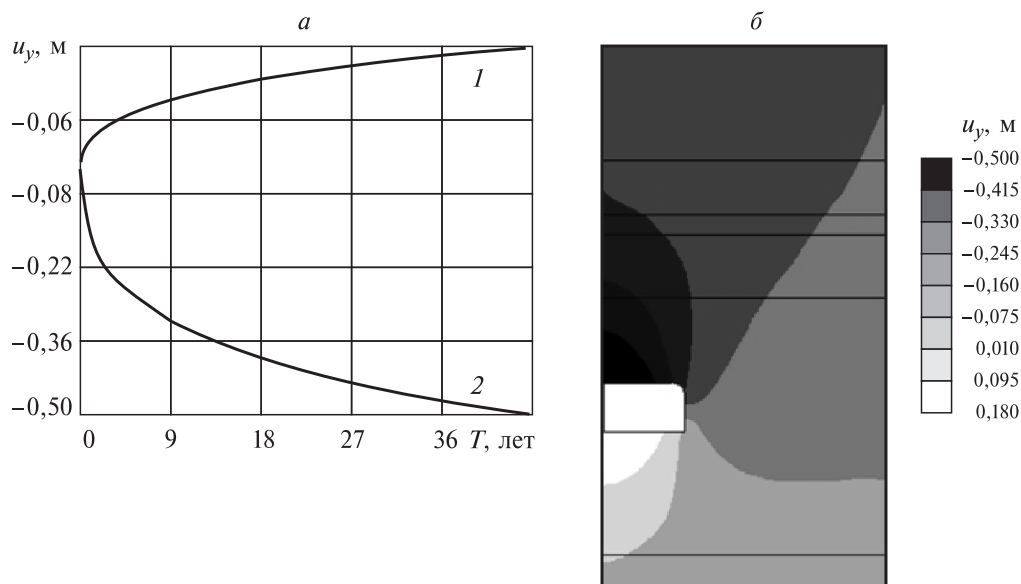


Рис. Б.5. Зависимости вертикальных перемещений от времени (а) и изообласти вертикальных перемещений к моменту времени (б), $t = 45$ лет (2015 г.).

Ниже рассмотрены два способа крепления выработки гаража:

1) анкерная крепь с подрубкой кровли для придания кровле выработки арочной формы;

2) анкерная крепь с использованием ряда деревянных «усиленных костров» из рудничной стойки.

При первом способе (подрубка кровли) появляется возможность придания кровле выработки наиболее устойчивой формы — близкой к арочной, обеспечивающей уменьшение размеров плоской части. При этом зона возможного обрушения пород, сформированная в кровле выработки, будет совпадать с зоной возможного обрушения пород, формируемых в кровле выработки после ее подрубки (расчеты приведены в разд. Б.5).

При втором способе крепления параметры кровли выработки остаются неизменными (плоская часть кровли

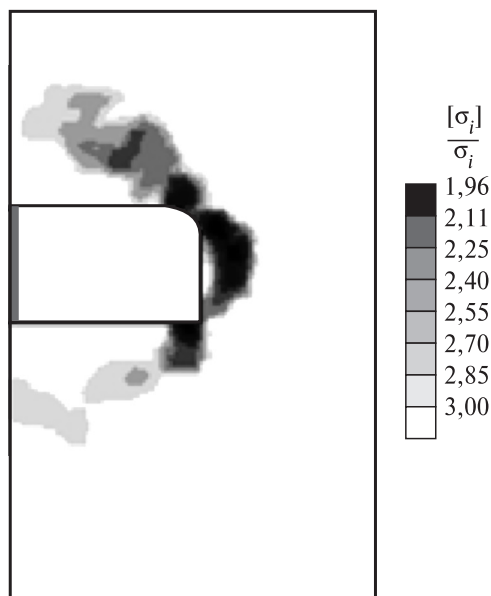


Рис. Б.6. Изообласти распределения запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина к 2015 г.

$l_{пл} = 11,6$ м, радиус сводчатой части кровли $r_0 = 1,0$ м), следовательно, форма зоны возможного обрушения пород и ее вес не меняются. Для данного способа рассмотрено применение анкерной крепи с использованием ряда деревянных костров для поддержки центральной части кровли (расчеты приведены в разд. Б.6).

Б.5. Расчет параметров анкерной крепи для обеспечения устойчивости выработки с отбойкой пород кровли

В связи с отсутствием данных инструментальных наблюдений непосредственно в выработке подземного гаража анкерное крепление выполняется по схеме «подвешивание».

Замковые части анкеров заглубляют в устойчивую зону массива на 0,3–0,5 м.

При подрубке кровли принимаем $r = 3,0$ м; $l_{пл} = 7,6$ м.

Расчетный пролет по кровле выработки составляет $L_p = l_{пл} + 0,75r = 7,6 + 0,75 \cdot 3,0 = 9,85$ м [82].

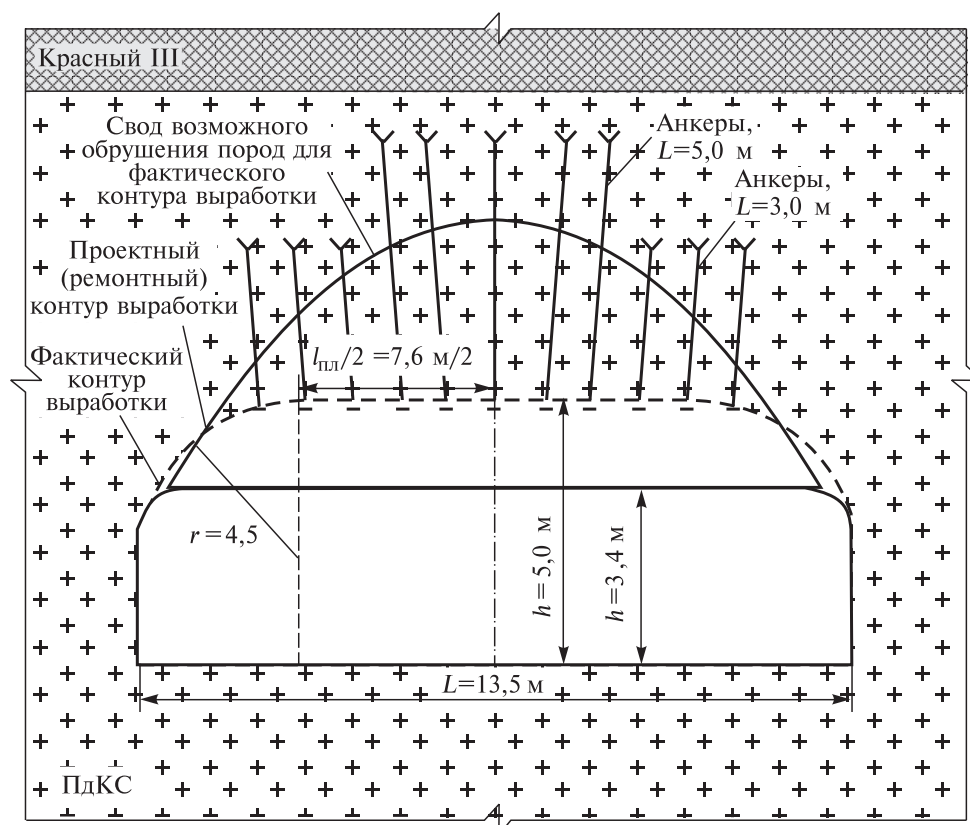


Рис. Б.7. Схема установки анкеров при усилении крепи выработки подземного гаража.

Рис. Б.8. Изообласти распределения запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина к 2035 г.

Расчетная высота свода обрушения в соответствии с результатами конечно-элементных расчетов $h_3 = 5,1$ м имеет параболическую форму. Расчетная схема задачи показана на рис. Б.7.

На основе применения пакета прикладных программ [87] исследовано напряженно-деформированное состояние пород в окрестности выработок после подрубки пород кровли. Изообласти распределения коэффициента запаса прочности по критерию Мизеса — Шлейхера — Боткина приведены на рис. Б.8.

Из рис. Б.8 следует, что зона возможного обрушения пород, сформированная в кровле выработки, будет совпадать с зоной возможного обрушения пород, которая сформируется в кровле выработки после ее подрубки.

Вес обрушенных пород с 1,0 м выработки оценивается в 77 000 кг.

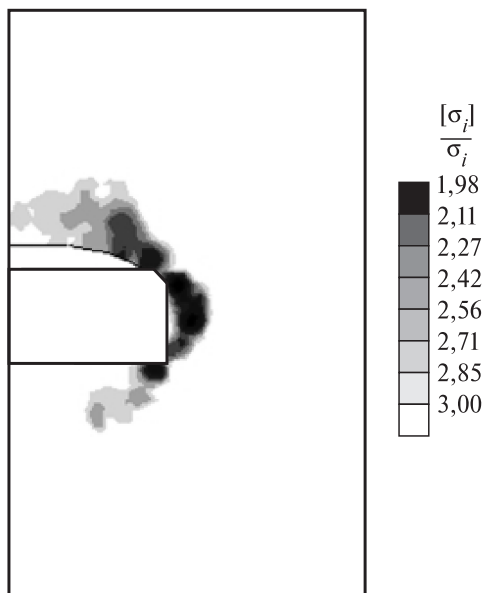
Для обеспечения устойчивости выработки на весь технологический срок службы рассмотрим вариант усиления крепи с использованием клинораспорных анкеров типов КАС и КА-16 (КРА-16) длиной 3,0 м (6 шт.) и составных анкеров длиной 5,0 м (5 шт.).

Следовательно, для обеспечения устойчивости выработки в поперечном сечении необходимо установить 11 анкеров, которые выдержат общий вес в 70 000 кг.

Длина анкеров должна превышать высоту свода возможного обрушения пород, а замковые части анкеров — располагаться за пределами этой зоны (на расстоянии 0,3–0,5 м).

Данный вид крепления имеет ряд существенных недостатков:

- необходимость демонтажа ранее установленной крепи (анкерная крепь, металлические стойки с подхватами из швеллеров), что может привести к неуправляемым обрушениям пород из кровли выработки в процессе выполнения ремонтных работ;
- необходимость демонтажа инженерных коммуникаций (противопожарный трубопровод, противопожарная сигнализация, датчики ППЗ, кабельные линии освещения, спринклерная система и т.д.), что приведет к остановке функционирования соседних выработок (ремонтный бокс, камера заправки автотранспорта).



Б.6. Расчет параметров анкерной крепи для обеспечения устойчивости выработки на технологический срок службы с использованием ряда деревянных костров

Для дополнительного поддержания центральной части свода возможного обрушения рассматривается применение ряда деревянных костров, располагаемых вдоль парковочной части выработки вплотную к ранее установленным металлическим стойкам.

Ранее авторами выполнена научно-исследовательская работа [122, 135], в рамках которой проведены многочисленные экспериментальные и теоретические (с помощью метода математического моделирования и инженерных методик) исследования поведения различных видов костров, в том числе и стандартных («жестких»).

В результате исследований установлено, что традиционные («жесткие») костры могут выдерживать большие деформации (более 50 %) без разрушения элементов конструкции и без потери устойчивости. При этом установлено, что четырехопорный костер (прямоугольный в плане) держит вертикальную нагрузку за счет деформирования четырех углов. Средние части элементов костра (стороны костра) не работают, они просто связывают «столбы» между собой, образуя устойчивую конструкцию.

На рис. Б.9 приведены диаграммы деформирования моделей костров. Установлено, что усилие, возникающее в одном «угле» костра, при перемещении на 26 см (конвергенция за технологический срок службы 20 лет со средней скоростью 13 мм/год) составит 0,4 МН.

Сравним усилие, возникающее в одном «угле» костра, с усилием в деревянной стойке того же диаметра при той же конвергенции 26 см. Усилие, возникающее в деревянной стойке, определяется по формуле

$$P_{\text{ст}} = E_{\text{пр}} \Delta u S_{\text{ст}} / h_{\text{ст}}, \quad (\text{Б.1})$$

где $E_{\text{пр}}$ — модуль упругости древесины при испытании на сжатие вдоль волокон, МПа; Δu — конвергенция выработки за технологический срок службы (за 20 лет составит 0,26 м), м; $S_{\text{ст}}$ — площадь поперечного сечения деревянной стойки, м²; $h_{\text{ст}}$ — высота стойки, м.

Модуль упругости древесины при испытании на сжатие вдоль волокон примем равным 10 000 МПа согласно [136]. В соответствии с формулой (Б.1) усилие, возникающее в стойке, составит $P_{\text{ст}} = 24$ МН.

По результатам выполненных расчетов можно сделать вывод, что деревянная стойка обладает во много раз большей жесткостью, нежели «угол» костра.

Однако устойчивость стойки значительно снижается в процессе эксплуатации выработки из-за неидеальной формы кровли (действия горизонтальных напряжений), возможности смещения от строго вертикального положения (при наезде автотехники) и т.д. Конструкция костра с течением времени не теряет своей устойчивости, а приводит к увеличению воспринимаемой нагрузки.

Рассмотрим устойчивость рудничной стойки средним диаметром $D_{\text{ср}} = 0,22$ м и площадью поперечного сечения $S = \pi D_{\text{ср}}^2 / 4 = 0,038$ м².

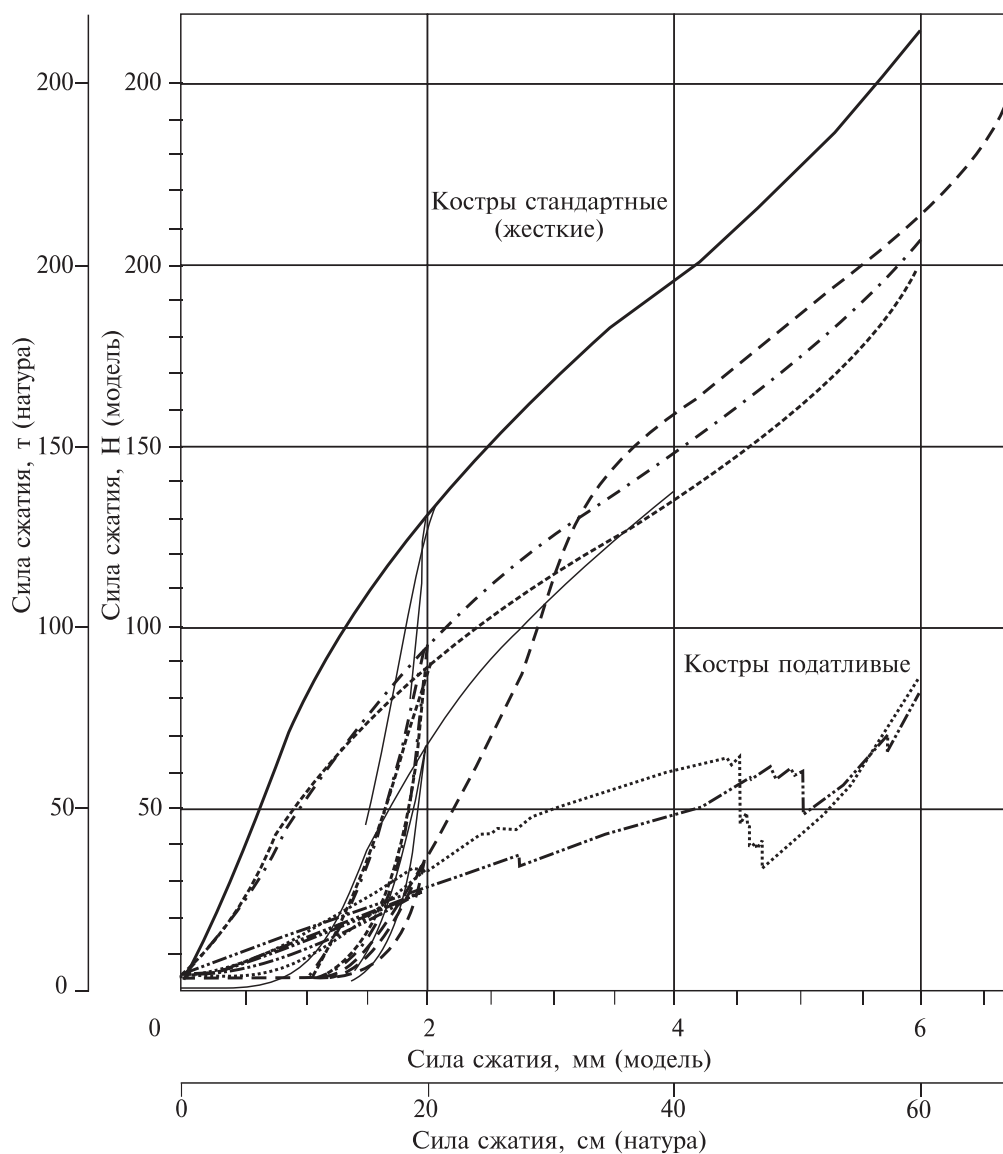


Рис. Б.9. Диаграммы деформирования костров [135].

Напряжение сжатия, возникающее в стойке для рассматриваемой выработки, рассчитывается по формуле $\sigma_z = P_m/S$. Предел прочности на сжатие дерева $\sigma_{\tau} = 21$ МПа [136].

При расположении стоек вдоль выработки с шагом 0,3 м

$$\sigma_z = P_m/S = 7,37 \text{ МПа.}$$

Следовательно, напряжения, возникающие в стойках, не превышают предела прочности при сжатии.

Рассмотрим первую критическую силу по Эйлеру при сжатии стержня для жесткой заделки [94]

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{(2l)^2}, \quad (Б.2)$$

где $E = 10^4$ МПа — модуль Юнга; $J = \frac{\pi}{64} D^4$ — момент инерции; $l = 2,8$ м — высота стойки.

Для рассматриваемой стойки критическая сила $P_{кр} = 0,26$ МН превышает максимально возможную на стойку нагрузку $P = 0,23$ МН. Следовательно, стойка будет устойчива.

Таким образом, для поддержания центральной части кровли выработки целесообразно использовать стойки диаметром $D = 0,20-0,22$ м.

Рассмотрим в качестве крепи центральной части выработки ряд костров, жесткость которых усилим деревянными стойками, установленными в углах и вдоль стенки костров и скрепленными металлическими скобами с элементами костра. Конструктивная схема данной крепи приведена на рис. Б.10.

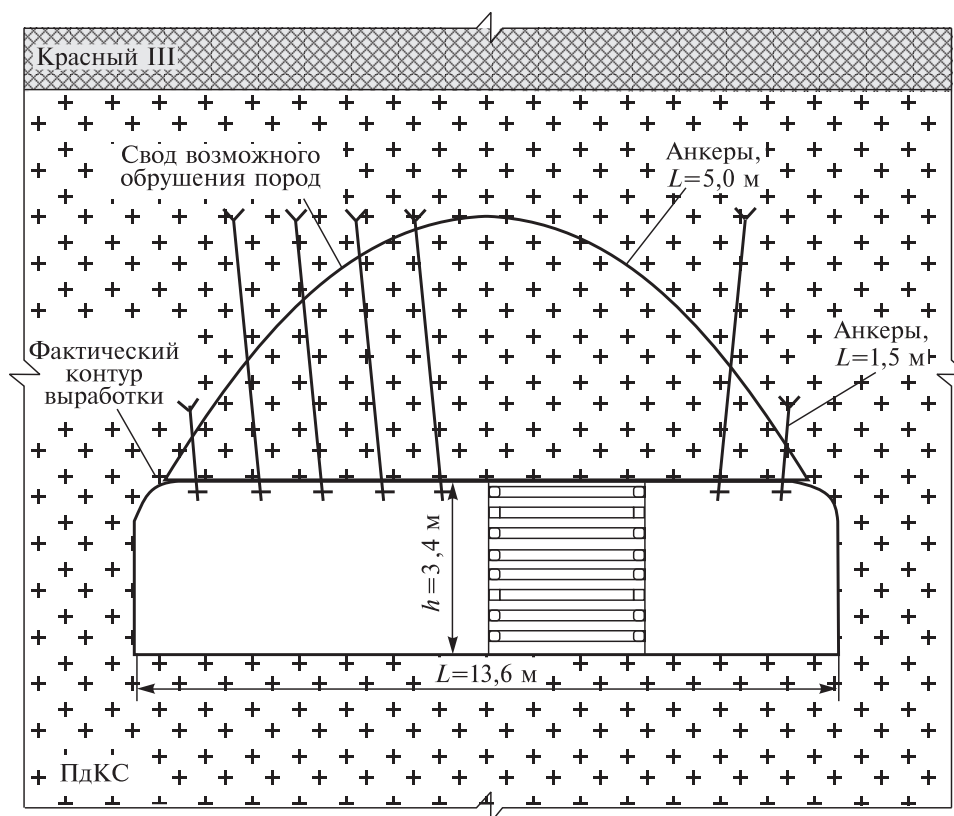


Рис. Б.10. Схема расположения анкеров при усилении крепи выработки подземного гаража с использованием ряда костров.

Использование деревянных стоек в традиционных («жестких») кострах увеличит силу реакции (поддерживающую силу), возникающую в костре, что особенно важно на начальной стадии ремонтных работ. Усиленные рудничными стойками костры будут играть роль искусственных целиков.

Расчетная высота свода обрушения в соответствии с результатами конечно-элементных расчетов $h_3 = 5,1$ м имеет параболическую форму.

Поскольку по центру выработки располагается ряд костров, то анкерную крепь рассчитываем на половину пролета выработки (проезжая часть гаража).

Оценка массы обрушенных пород с 1 м половины сечения выработки дает величину 34 720 кг.

Для обеспечения устойчивости выработки на весь технологический срок службы рассмотрим вариант усиления крепи с использованием составных клинораспорных анкеров типов КРА-16 (АКР16) общей длиной 5,0 и клинораспорных анкеров типа КАС длиной 1,5 м.

Согласно [129, 130], предельная нагрузка клинораспорных анкеров равна 7000 кг. При этом запас прочности по разрывному усилию стержня составляет 1,57. Следовательно, для обеспечения устойчивости выработки в половине ее сечения необходимо установить 5 анкеров, которые выдержат общий вес в 35 000 кг.

Длина анкеров должна зависеть от высоты свода возможного обрушения пород, а замковые части анкеров — располагаться за пределами этой зоны на расстоянии 0,3–0,5 м. С учетом всего этого длина крайнего анкера составляет 1,5 м, длина четырех центральных — 5,0 м. Принимаем шаг установки анкеров вдоль выработки — 1,0 м при расстоянии между анкерами в ряду — 1,2 м.

Для предотвращения локальных вывалов породы в выработку необходимо применение подхватов, схема которых приведена на рис. Б.11.

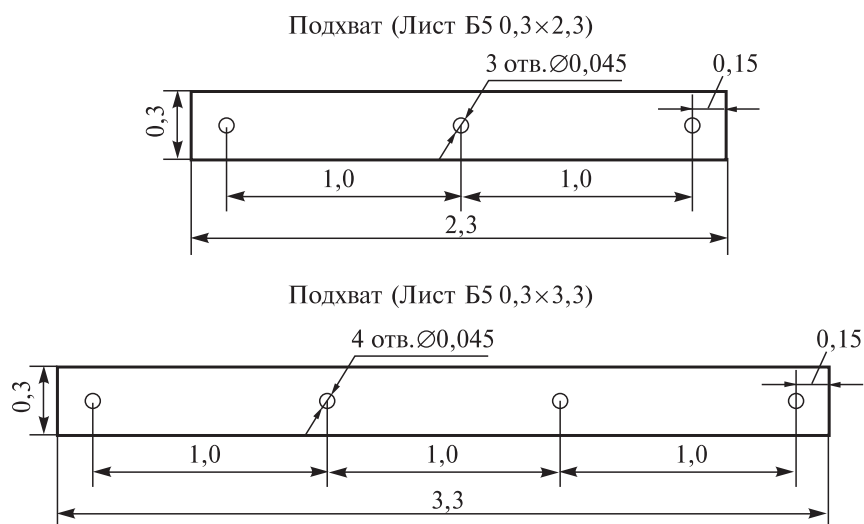


Рис. Б.11. Схема подхватов.

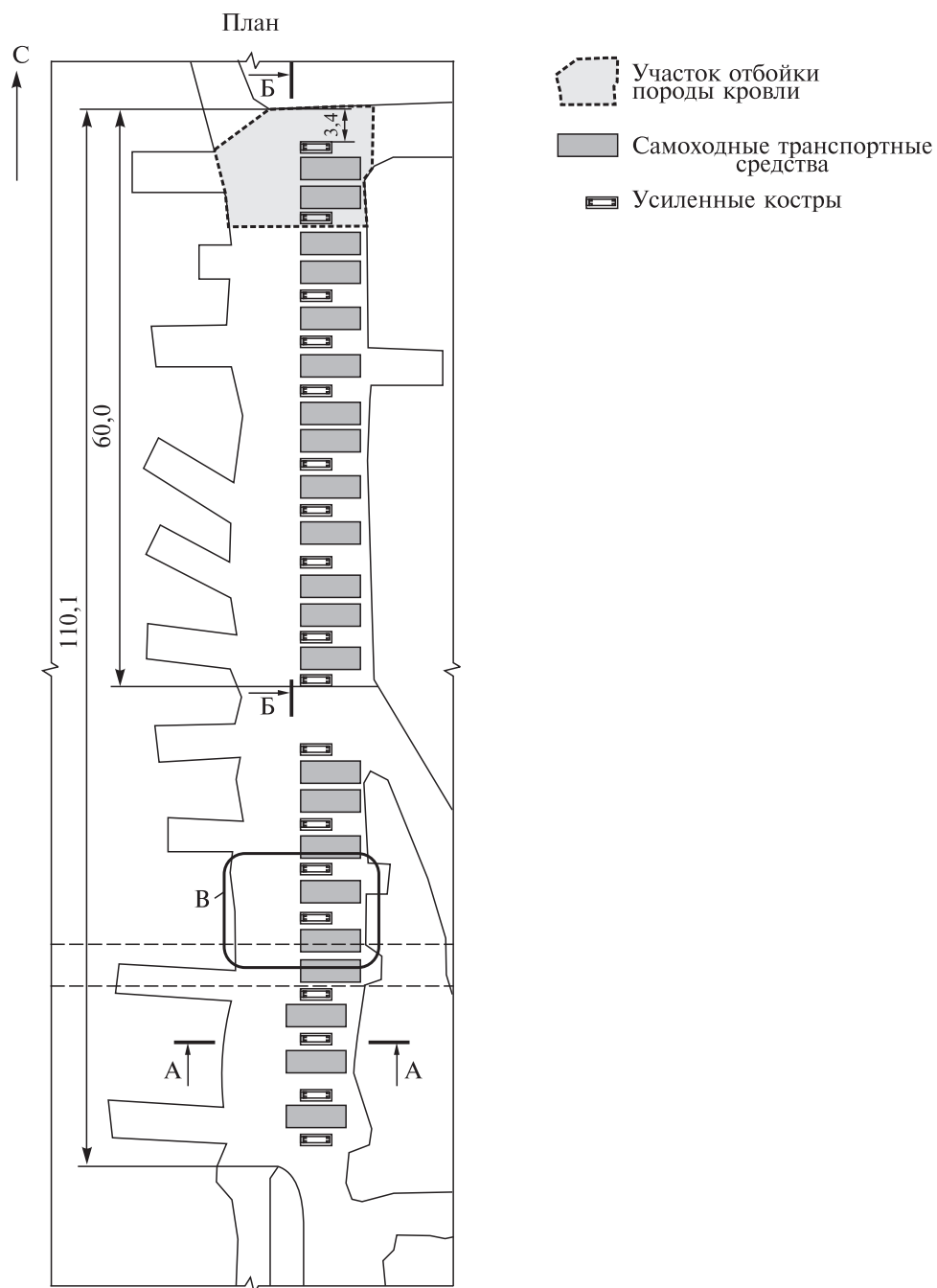
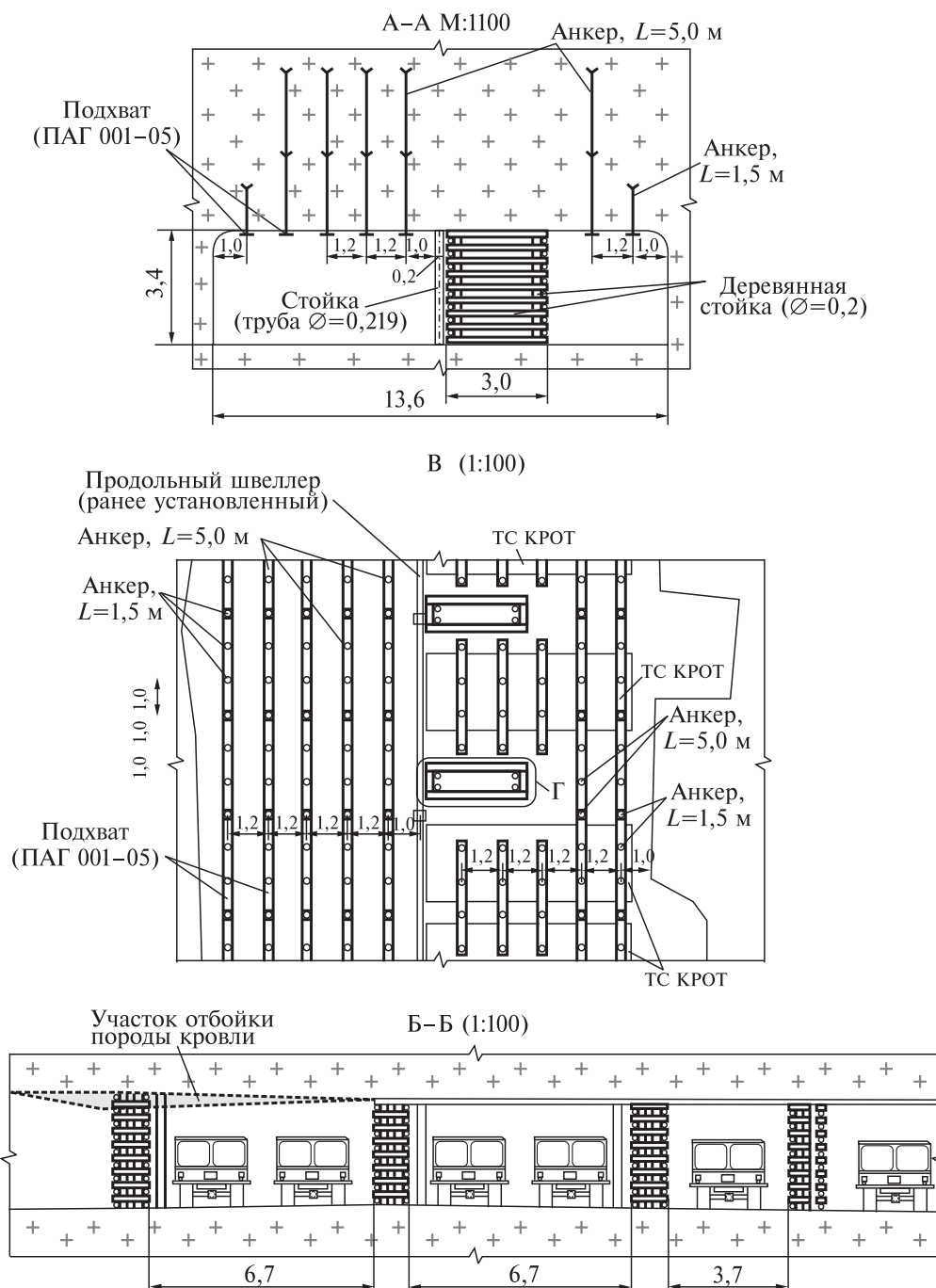


Рис. Б.12. Конструктивная схема подземного гаража (расположение костров и стоянок автотранспортных средств).



Приложение Б

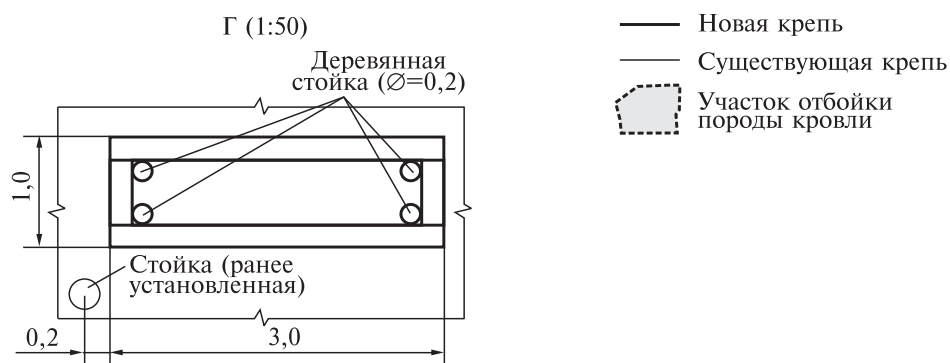


Рис. Б.13. Схема подземного гаража (продолжение; параметры анкерной и костровой крепи).

Крепление анкером на плане и разрезе Б условно не показано.

Подобным образом выполняется расчет параметров для остальных частей гаража (восточной части выработки (пространство между кострами и восточной стенкой), искусственно созданных ниш (пространство между кострами вдоль выработки)).

Схемы расположения костров, их конструкция, параметры анкерной крепи с подхватами и расположение самоходного оборудования приведены на рис. Б.12 и Б.13.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Пример разработки технических решений по капитальному ремонту сопряжения шахтного ствола с приствольной выработкой

В.1. Общие сведения

Выработки околоствольного двора рудника Второго Березниковского калийного рудоуправления были пройдены с 1967 по 1970 г.

Сопряжение шахтного ствола с примыкающей выработкой расположено в подстилающей каменной соли (ПдКС), кровля выработки находится по слою Красный ПП_в на контакте с каменной солью. Выработка примыкает к шахтному стволу № 3 с западной стороны. Глубина расположения выработки 391,6 м. Других выработок, способных повлиять на устойчивое состояние западного сопряжения, выше и ниже по разрезу нет.

Выработка в поперечном сечении имеет прямоугольную форму: ширина — 8,0–9,0 м; высота — 7,5 м, длина — 30 м. Крепление западного сопряжения выполнено анкерами длиной 1,5 м по сетке 1,2×1,2 м.

В выработке установлен мостовой кран на стойках для перегрузки оборудования и материалов из клетки в транспортное средство.

Отмечается значительная конвергенция породного контура выработки с опусканием кровли до контакта с краном-балкой (ориентировочно на 0,4–0,5 м).

План расположения выработки приведен на рис. В.1.

Проектный срок службы западного сопряжения ствола № 3 после капитального ремонта — 20 лет.

В.2. Расчет времени устойчивого состояния для исходного проектного сечения выработки с использованием инженерной методики [87]

Проектные параметры выработки составляют 9,0 м в ширину и 8,0 м в высоту. Проектное расстояние между анкерами в ряду a_p — 1,2 м. Проектное расстояние между рядами анкеров C — 1,2 м.

За 45 лет эксплуатации выработки вертикальное смещение пород кровли достигло 500 мм (проектная высота выработки — 8,0 м, фактическая — 7,5). Таким образом, средняя вертикальная скорость смещения контура выработки находится на уровне 11 мм/год. Данный вывод подтверждается результатами работы [133], в которой получены фактические смещения контура кровли и приконтурных пород горных выработок, расположенных в охранных целиках под промплощадкой рудника БКПРУ-2.

Среднее значение скорости смещения контура выработок вблизи ствола № 3 рудника БКПРУ-2, согласно [133], составило 11 мм/год.

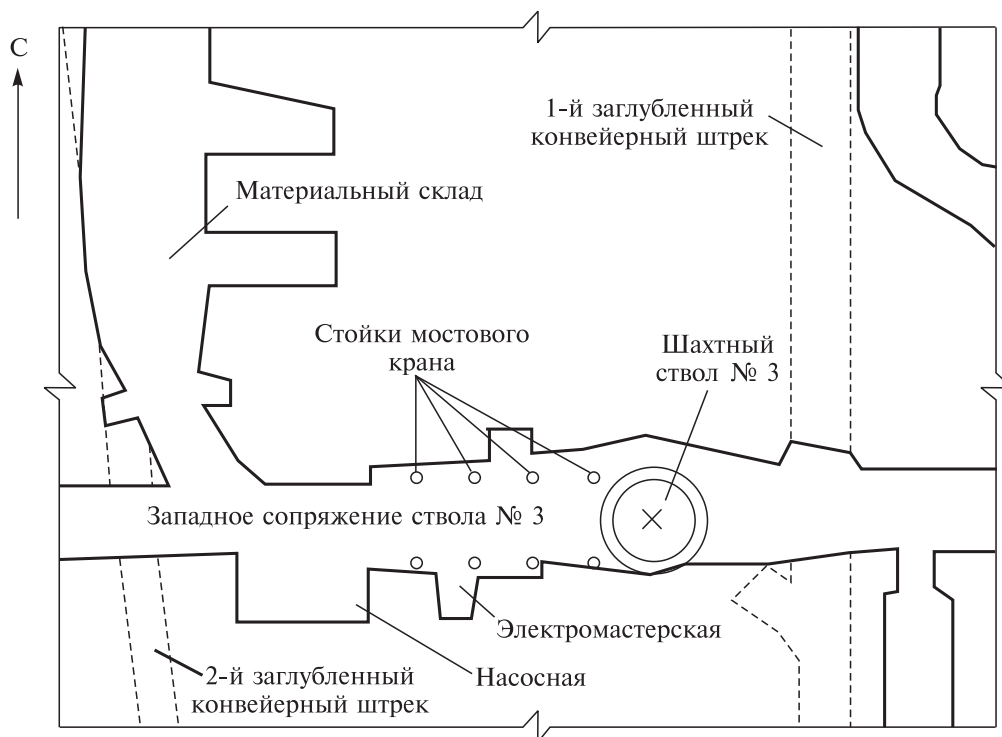


Рис. В.1. План расположения выработки.

Расчет времени устойчивого состояния закрепленной и незакрепленной выработки приведен в разд. 3.

Данные по выработке:

- высота выработки (h , м) — 8,0;
- ширина основной части выработки (L , м) — 9,0;
- радиус свода кровли (r , м) — 1,0;
- ширина плоской части кровли ($L_{пл}$, м) — 7,0;
- площадь поперечного сечения выработки (S , м²) — 71,57.

Горно-геологические и горнотехнические условия:

- расстояние от земной поверхности до кровли (H , м) — 383,6;
- средний удельный вес пород (γ , МН/м³) — 0,021;
- мощность защитного слоя (h_3 , м) — 3,8.

Строение непосредственной кровли

Порода (пласт)	Мощность, м	Прочность, МПа
Красный II	0,13	21,2
Красный II–III	1,50	20,0
Красный III	3,80	22,3

Результаты расчетов:

- время устойчивого состояния незакрепленной выработки (T_p , лет) — 5,82;
- состояние кровли на расчетный срок — среднеустойчивое (категория III).

Параметры анкерной крепи:

- допустимая нагрузка на анкер (Q , МН) — 0,055;
- предварительное натяжение анкера (P , МН) — 0,03;
- мощность сшивки или подвешивание пород (L_0 , м) — 1,45;
- активная длина анкера (L_a , м) — 1,45;
- коэффициент пригрузки (K_1) — 2,5;
- угол внутреннего трения пород (φ , град) — 30;
- высота зоны обрушения (h_z , м) — 5,43;
- число анкеров в ряду (n) — 7;
- расстояние между анкерами (a_p , м) — 1,2;
- расстояние между рядами анкеров (C , м) — 1,2;
- время устойчивого состояния закрепленной выработки (T_{pa} , лет) — 11,74.

Результаты расчетов показывают необходимость проведения капитального ремонта выработки в связи с окончанием расчетного эксплуатационного ресурса.

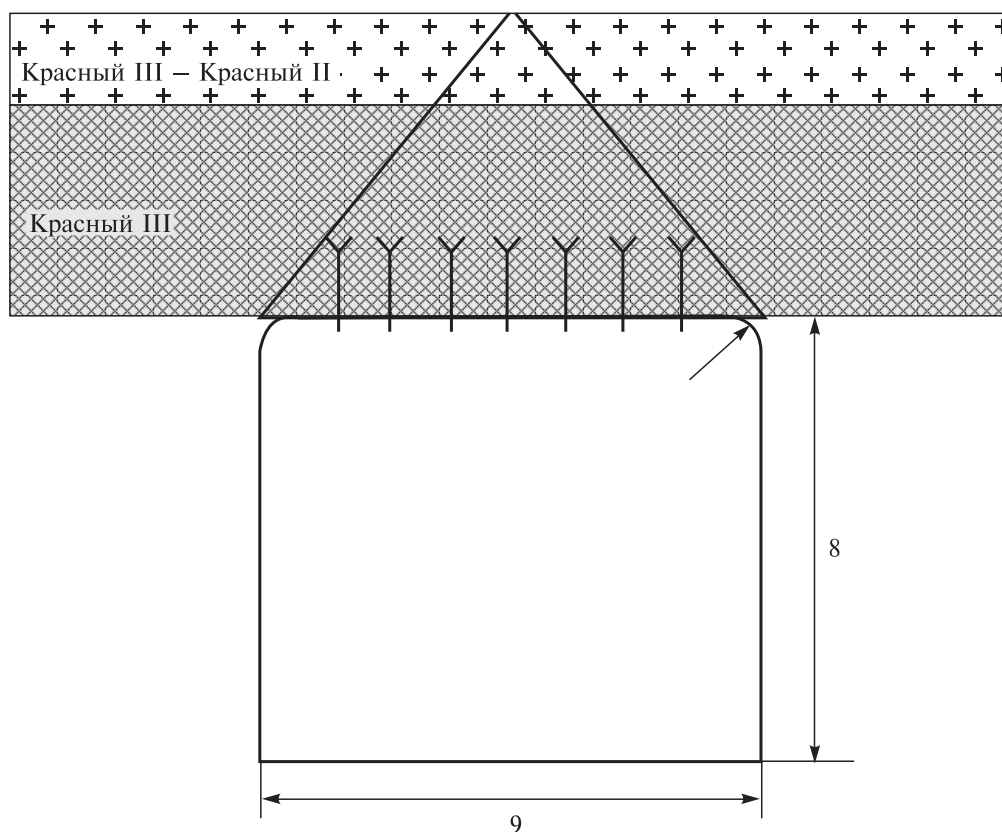


Схема установки анкеров для исходного проектного сечения выработки.

В.3. Расчет параметров анкерной крепи для обеспечения устойчивости выработки на оставшийся эксплуатационный период

Для обеспечения нормального функционирования мостового крана в западном сопряжении ствола № 3 необходимо провести отбойку пород кровли на 0,4–0,9 м на участке подкранового пути длиной 18 м. На оставшемся участке западного сопряжения необходимо осуществить оборку кровли от заколов.

Далее в расчетах по определению параметров анкерного крепления выработки принята фактическая величина ее высоты — 7,9 м (с учетом отбойки пород кровли на 0,4–0,9 м).

В связи с отсутствием данных инструментального обследования состояния кровли непосредственно в западном сопряжении ствола № 3 принято анкерное крепление выработки по схеме подвешивания. Анкеры прикрепляют породу, расположенную в пределах зоны возможного обрушения, к устойчивой зоне породного массива и рассчитываются на восприятие нагрузок, вызванных весом пород в пределах зоны возможного обрушения. Замковые части анкеров заглубляют в устойчивую зону массива на 0,3–0,5 м.

Расчетный пролет по кровле выработки составляет [82] $L_p = l_{пл} + 0,75r = 7 + 0,75 \cdot 1,0 = 7,75$ м.

Высоту h_3 зоны возможного обрушения пород кровли выработки в конце технологического срока службы определяют как расстояние от кровли выработки до границы раздела двух породных слоев в зоне высотой 0,7 L_p [1]. В зоне высотой 0,7 L_p ($h_1 = 0,7 \cdot 7,75 = 5,43$ м) границей раздела двух породных слоев является граница пластов Красный III и Красный III — Красный II. Таким образом, расчетная высота свода обрушения составит $h_3 = 3,9$ м, а вес пород, обрушенных с 1,2 м выработки, — 48 747 кг.

Для обеспечения устойчивости выработки на весь технологический срок службы рассмотрен вариант усиления крепи с использованием клинораспорных анкеров типов КАС и КА-16 (КРА-16) активной длиной более 1,5 м.

Как показали испытания [129, 130], предельная нагрузка анкеров равна 7000 кг. Запас прочности по разрывному усилию стержня при такой нагрузке составляет 1,57.

Следовательно, 8 анкеров в сечении выдержат общий вес 56 000 кг. Для обеспечения устойчивости кровли выработки на технологический срок службы необходимо использовать 8 анкеров в поперечном сечении выработки. Длина анкеров должна зависеть от высоты свода возможного обрушения пород, а замковые части анкеров — располагаться за пределами этой зоны на расстоянии 0,3–0,5 м.

С учетом этого длина 6 центральных анкеров должна превышать 5,0 м, боковых — 3,0 м. Схема установки анкеров при усилении крепи западного сопряжения ствола № 3 приведена на рис. В.2.

Момент затяжки анкеров, согласно [129, 130], должен составлять 14–15 кгс · м (140–150 Н · м). Шаг установки анкеров вдоль выработки — 1,2 м, расстояние между анкерами в ряду — 1,0 м.

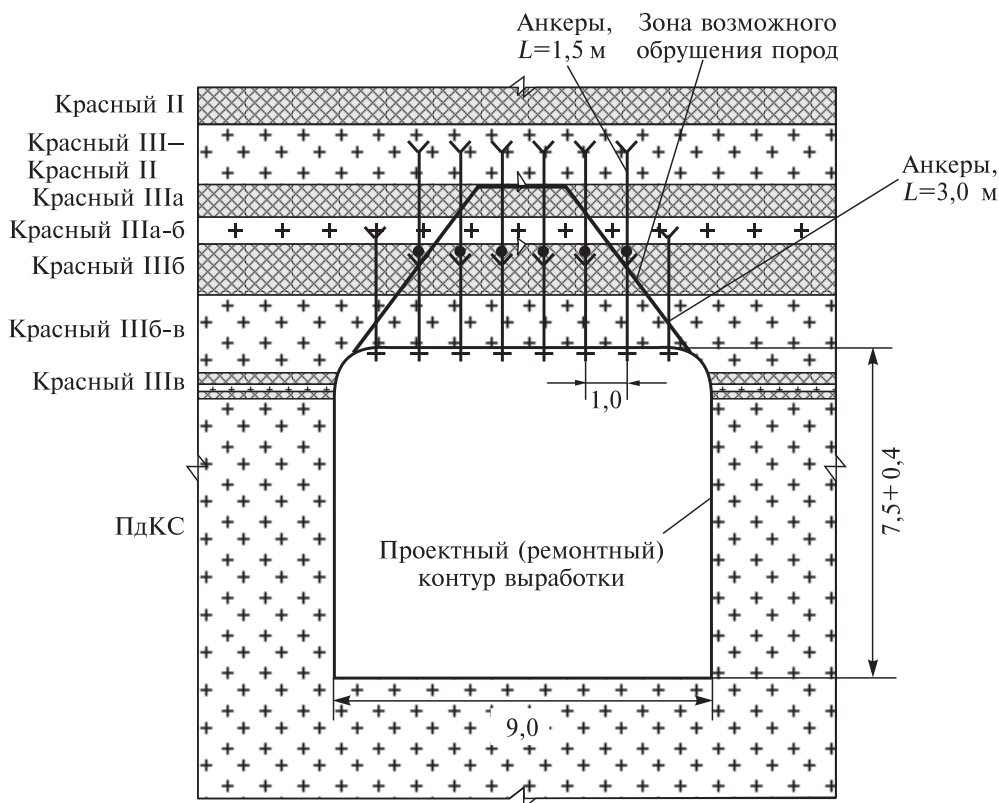


Рис. В.2. Схема установки анкеров при усилении крепи западного сопряжения ствола № 3.

В связи с большой высотой выработки (8,0 м), затрудняющей возможность периодической оборки кровли от заколов, для предотвращения локальных вывалов породы из кровли принято применение подхватов.

В.4. Численное моделирование в 3D-постановке процессов ползучести и трещинообразования породного массива в районе западного сопряжения ствола № 3 БКПРУ-2

Непосредственно над кровлей выработки расположены пласты, Красный III_{б-в}, отделенные от пласта Красный II слоем каменной соли, Красный III — Красный II мощностью 1,5 м (см. рис. В.1). Предполагается установка замков клинораспорных анкеров в пласте каменной соли Красный III — Красный II. В связи с этим ниже рассматривается вопрос о возможной нарушенности пласта каменной соли Красный III — Красный II трещинами.

Проведено численное моделирование напряженно-деформированного состояния (НДС) сопряжения выработки со стволом в 3D-постановке в программном комплексе ANSYS. Расчетная область (с породными пластами) показана на рис. В.3.

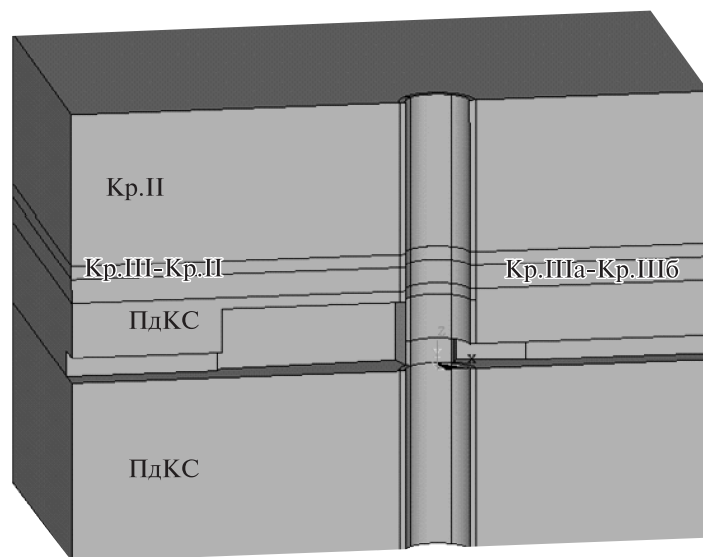


Рис. В.3. Расчетная область сопряжения выработки со стволом.

Бетонная крепь ствола совместно с чугунными тубингами рассматривалась как одна область с эффективными свойствами. Материал пластов породного массива описан упруговязкопластической моделью с разными физико-механическими параметрами, при этом учитывался и объемный вес породного массива.

На нижней и вертикальных границах расчетной области формулировались граничные условия в виде отсутствия нормального перемещения. На верхней грани задавалась нормальная распределенная нагрузка, соответствующая горному давлению от вышележащих горных пород.

Оценка целостности породного массива проводилась на основании деформационного критерия разрушения [134], согласно которому разрушение материального элемента происходит при достижении деформации некоторого предельного значения, зависящего от вида напряженного состояния.

За критериальную величину принимался коэффициент запаса прочности n по деформационному критерию, который рассчитывался по формуле (10.9).

Значение коэффициента запаса прочности $n \leq 1$ в некоторой области означает ее сильное трещинообразование (фрагментирование) вплоть до полного разрушения.

Значение коэффициента сплошности $1 < n \leq 4$ в некоторой области означает наличие трещиноватости (обратно пропорциональной величине n), ослабление физико-механических характеристик по сравнению с исходным массивом, но еще не полную потерю несущей способности.

Значение коэффициента сплошности $n \geq 4-5$ в некоторой области означает практическое отсутствие повреждений, т.е. исходный породный массив.

На рис. В.4 (см. вкл.) показаны области различных значений коэффициента сплошности n для различного возраста сопряжения.

Поле вертикальных и горизонтальных перемещений представлено на рис. В.5 и В.6 (см. вкл.).

К настоящему времени максимальная вертикальная конвергенция, достигаемая на расстоянии около 10 м от ствола, составляет 28 см, а максимальная конвергенция боковых стенок выработки, по данным расчетов, — 20 см. О глубине растрескавшихся зон можно судить по рис. В.7 (см. вкл.) (показана стрелками), где выполнен «разрез» расчетной области плоскостью с нормалью, параллельной оси x , на некотором расстоянии от ствола. Ширина поврежденной зоны в кровле выработки в поперечном ее сечении составляет 5 м.

В расчетах рассматривали ремонтный контур выработки (с отбойкой кровли на 0,4 м). К настоящему времени глубина поврежденной зоны в кровле достигает 3,96 м, что соответствует результатам работы [133]. Наблюдается формирование растрескавшейся зоны в кровле и боковых стенках западного сопряжения. В течение следующих 3–5 лет эти зоны будут увеличиваться, что приведет к полному обрушению пород кровли.

Выяснилось, что нарушения сплошности пород в пласте каменной соли, в котором предполагается установить замок анкера, не наблюдается (показано стрелками на рис. В.5). Отмечена зона нарушения сплошности пород кровли, непосредственно примыкающих к стволу (рис. В.4).

Следует обратить внимание на области разрушения в боковых стенках выработки, сформированные на большой площади (см. рис. В.4). Ввиду значительной высоты выработки для предотвращения вывалов из ее стенок следует выполнить их крепление анкерами типа КАС или КРА-16 стандартной длины (1,5 м) с подхватами.

В.5. Расчет поврежденных областей выработки западного сопряжения в 2D-постановке

Наряду с численным анализом сопряжения в 3D-постановке выполнен 2D-анализ, который позволяет учесть большее количество мелкомасштабных факторов. Проведены два варианта расчетов (различных по степени детализации) поперечного сечения выработки в сечении, расположенном на расстоянии около 13 м от ствола.

Вариант А. Отличие 2D-постановки от 3D заключается в учете пласта Красный Π_b , пересекающего контур выработки в верхней части и практически не влияющего на состояние кровли. Кроме того, пласты Красный Π_a и Красный Π_6 с небольшим прослоем соли здесь рассматриваются отдельно. В 3D-постановке они моделировались одним пластом с эффективными свойствами.

Результаты роста поврежденных областей в кровле и боковых стенках выработки представлены на рис. В.8 (см. вкл.).

Расчеты показывают, что в кровле поврежденность развивается только до пласта Красный Π_6 включительно, что соответствует результатам 3D-моделирования.

Вертикальные и горизонтальные перемещения на текущий момент представлены на рис. В.9 (см. вкл.), откуда можно получить оценки вертикальной (31,4 см) и горизонтальной (22,6 см) конвергенции.

Вариант Б. Рассмотрим более ослабленный вариант по сравнению с вариантом А, где введены четыре тонких слоя глины мощностью 5 см на границах междупластовой каменной соли и пластов сильвинита (рис. В.10, см. вкл.).

Области разрушения в этом варианте значительно больше, чем в варианте А. Отсутствие в реальности ($T = 50$ лет) подобных разрушений, как показано на рис. В.11, свидетельствует о том, что в расчете явно завышены число и мощность слоев глины на границах пластов. Тем не менее *даже в этом заведомо ослабленном по расположению глинистых прослоев варианте слой каменной соли Красный III – Красный II, за который предложено закреплять анкеры, сохраняет целостность на все время эксплуатации рудника.*

Вертикальные и горизонтальные перемещения на текущий момент представлены на рис. В.11 (см. вкл.), откуда можно получить оценку вертикальной (38,3 см) и горизонтальной (24,1 см) конвергенции.

Построенная модель оценки НДС успешно апробирована на выработках околоствольных дворов стволов рудника БКПРУ-2, для которых ранее были выполнены натурные измерения [133] состояния пород кровли.

Анализ проведенных расчетов позволил установить наличие зоны нарушения сплошности пород кровли, непосредственно примыкающих к стволу.

В.6. Расчет параметров рамной крепи для обеспечения устойчивости выработки в районе сопряжения со стволом на весь технологический срок службы

Поперечный разрез выработки в районе сопряжения со стволом представлен на рис. В.12. Зелеными пунктирными линиями обозначены границы проема в тюбинговой колонне. Следовательно, стойки рамной крепи должны располагаться за границами проема в тюбинговой колонне, чтобы не мешать работе мостового крана.

Рамная крепь смонтирована на трех стойках (рис. В.12), выполненных из труб диаметром 0,273 м, толщиной стенки 0,015 м. На стойках горизонтально поперек выработки размещаются верхняки, выполненные из двутавра [142]. На верхняках вдоль выработки расположена затяжка. Затяжка выполнена из стальных листов Б5 [143] толщиной 5 мм. Сверху на затяжку устанавливаются податливые элементы. В качестве податливых элементов предлагается применение отрезков труб. Шаг расположения стоек вдоль и поперек выработки, параметры труб (стоек), параметры верхняка и параметры податливых элементов определялись на основе прочностных расчетов.

В связи с применением податливых элементов необходимо увеличить высоту подрубки пород кровли на высоту податливого элемента. Таким образом, высота выработки в районе установки рамной крепи составит 8,3 м, а высота подрубки варьирует в пределах от 0,8 до 1,4 м.

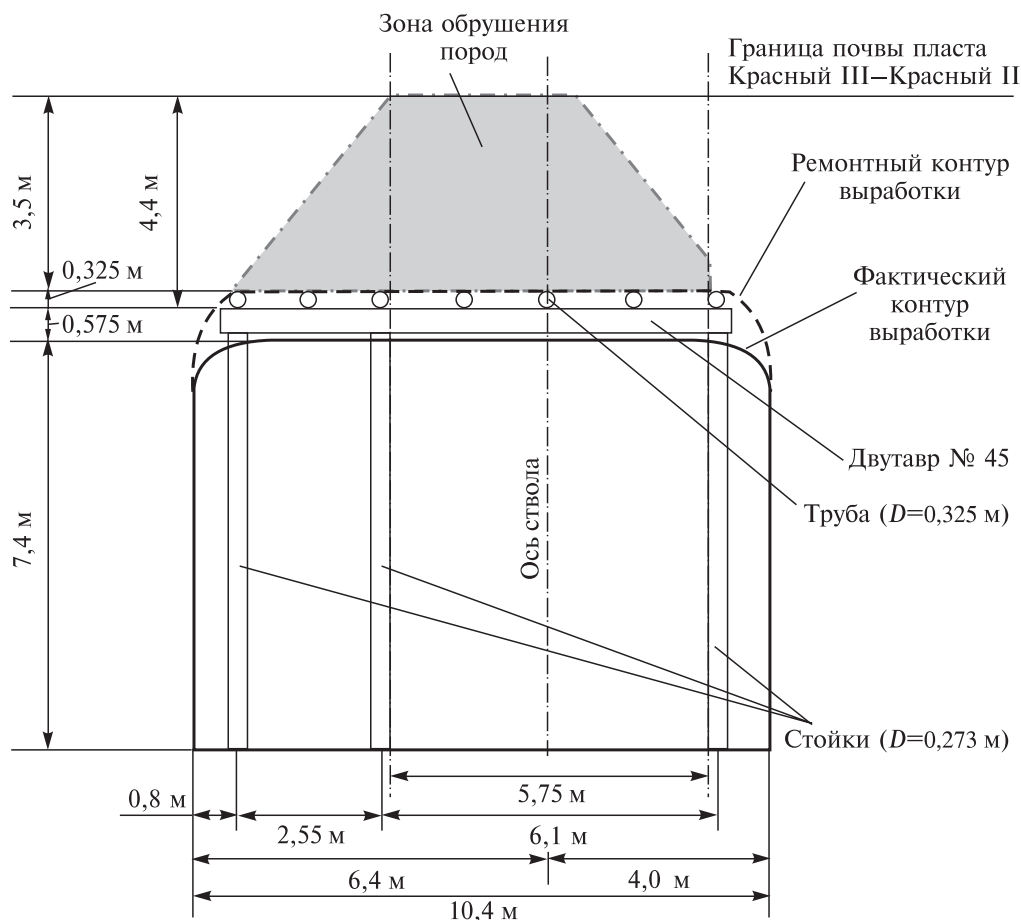


Рис. В.12. Поперечный разрез выработки в районе сопряжения со стволом.

Исходя из конечно-элементных расчетов, приведенных выше в разд. В.4 и В.5, высота зоны разрушения пород кровли западного сопряжения ствола составит $h_3 = 3,5$ м. Следовательно, давление на рассматриваемый участок кровли составит $q_m = \gamma h_3 = 0,0735$ МПа.

В.6.1. Расчет горизонтальных балок-верхняков (двутавров)

Рассмотрим изгиб поперечных горизонтальных балок-верхняков (двутавров).

Схема расположения опор и эпюра нагрузки для поперечного двутавра представлены на рис. В.13.

Расстояние между стойками-трубами составит $L_1 = 2,55$ м и $L_2 = 6,1$ м.

Рассмотрим левый пролет (рис. В.14).

Аппроксимируем кусочно-линейную эпюру для левого пролета линейной (треугольной) эпюрой. Определим q'_m из условия равенства площадей фигур под пунктирной синей и красной линиями (см. рис. В.14). Получим, что $q'_m = 0,99 q_m$.

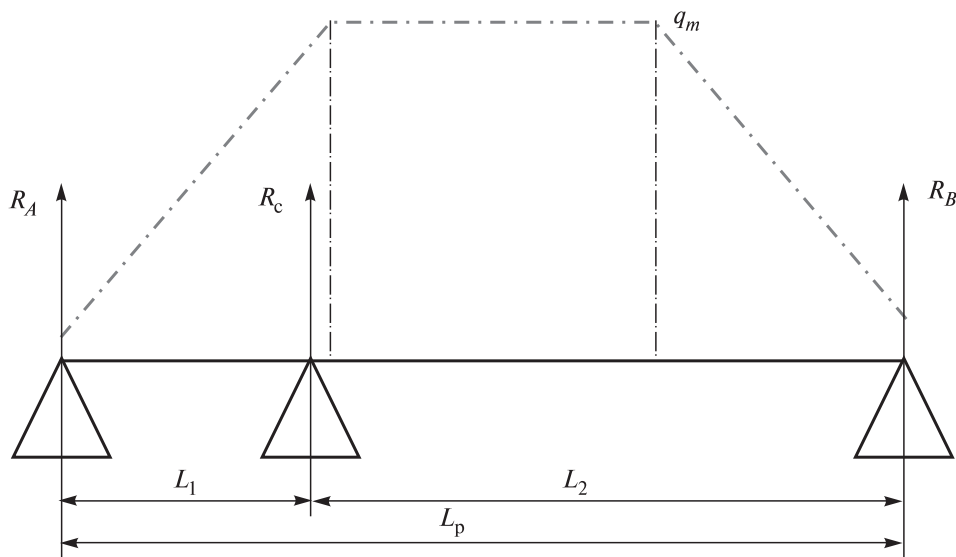


Рис. В.13. Схема расположения опор и эпюра нагрузки поперечного двутавра.

Треугольная распределенная нагрузка в системе координат, показанная на рис. В.14, записывается как $q(x) = (q'_m/L_1)x$. Определим опорные реакции на стойки-трубы из уравнений

$$\begin{aligned} \sum M_A &= R_C L_1 - \int_0^{L_1} q(x)x dx = 0; \\ \sum M_C &= -R_A L_1 + \int_0^{L_1} q(x)(L_1 - x) dx = 0. \end{aligned} \quad (B.1)$$

Отсюда можно выразить опорные реакции

$$R_A = \frac{1}{6} q'_m L_1; \quad R_C = \frac{1}{3} q'_m L_1. \quad (B.2)$$

Тогда изгибающий момент M в произвольном сечении x имеет вид

$$M(x) = R_A x - \int_0^x q(\xi)(x - \xi) d\xi = R_A x - \frac{1}{6} \frac{q'_m}{L_1} x^3. \quad (B.3)$$

Для нахождения максимального момента найдем координату точки экстремума из уравнения

$$\left. \frac{\partial M(x)}{\partial x} \right|_{x=x_*} = R_A - \frac{1}{2} \frac{q'_m}{L_1} x_*^2 = 0,$$

решая которое получим $x_* = L_1/\sqrt{3}$. Подставляя это значение в выражение (B.3), получим значение максимального изгибающего момента

$$M_m = M(x_*) \approx 0,064 q'_m L_1^2. \quad (B.4)$$

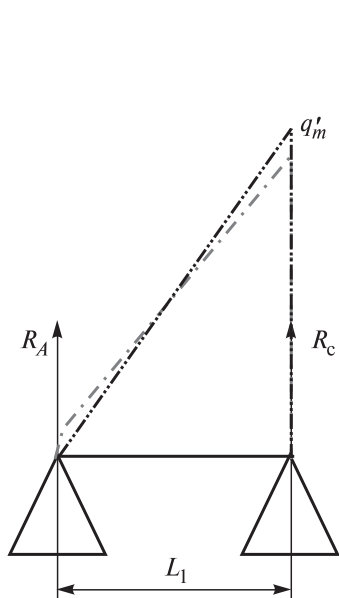


Рис. В.14. Расчетная схема для левого пролета поперечного двутавра.

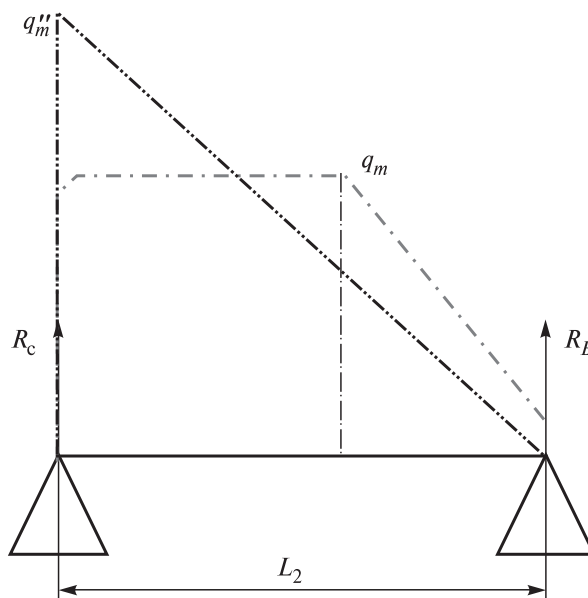


Рис. В.15. Расчетная схема для правого пролета.

Для нашего случая (левый пролет, рис. А.30) $q'_m = 0,99q_m$, $L_1 = 2,55$ м, $q_m = \gamma h$, получим $M_m = 0,030$ МН · м. Из условия прочности при $n = 1$, получим $W = nM_m/\sigma_T = 121,13$ см³. Согласно [142], этому значению соответствует двутавр № 18.

Рассмотрим правый пролет (рис. В.15).

Аппроксимируем кусочно-линейную эпюру для правого пролета линейной (треугольной) эпюрой. Определим величину q''_m из условия равенства площадей фигур под пунктирной и сплошной линией (см. рис. В.15). Получим, что $q''_m = 1,58 q_m$.

По формуле (В.4) определим максимальный изгибающий момент правого пролета

$$M_m = M(x_*) \approx 0,064q''_m L_2^2. \quad (\text{В.5})$$

Получим $M_m = 0,277$ МН · м. Из условия прочности при $n = 1$, получим $W = nM_m/\sigma_T = 1106,2$ см³. Этому значению соответствует двутавр № 45.

В.6.2. Расчет стоек

Примем среднюю толщину стенки трубы за $h_{cp} = 0,015$ м, тогда площадь поперечного сечения трубы $S = \pi h_{cp}(D - h_{cp}) = 0,012$ м².

Напряжение сжатия, возникающее в стойке, рассчитывается по формуле $\sigma_z = P_m/S$.

Расчетная схема представлена на рис. В.13. Предел текучести стали $\sigma_{\tau} = 250$ МПа. Усилие P_m , приложенное к конкретной стойке, будет равно реакции опоры, возникающей в стойке.

При расположении стоек вдоль выработки на расстоянии 1,0 м

$$R_A = q'_m L_1 / 6 = 0,031 \text{ МН}; \quad \sigma_A = R_A / S = 2,58 \text{ МПа};$$

$$R_c = (q'_m L_1 + q''_m L_2) / 3 = 0,298 \text{ МН}; \quad \sigma_B = R_B / S = 24,83 \text{ МПа};$$

$$R_B = q''_m L_2 / 6 = 0,118 \text{ МН}; \quad \sigma_c = R_c / S = 9,84 \text{ МПа}.$$

Следовательно, напряжения, возникающие в стойках, не превышают предела прочности при сжатии.

Рассмотрим первую критическую силу по Эйлеру при сжатии стержня для жесткой заделки [94]

$$P_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EJ}{(2l)^2}, \quad (\text{В.6})$$

где $E = 2 \cdot 10^5$ МПа — модуль Юнга; $J = \frac{\pi}{64} [1 - (1 - 2h_{\text{ср}} / D)^4]$ — момент инерции; $l = 7,5$ м — высота стойки; $h_{\text{ср}} = 0,015$ м.

Для средней трубы величина критической силы $P_{\text{кр}} = 0,89$ МН превышает максимально возможную нагрузку на стойку $P = 0,298$ МН.

Таким образом, принимаем следующие параметры стоек-труб: $D = 0,273$ м; $h_{\text{ср}} = 0,015$ м; $l = 7,5$ м.

Согласно вышеприведенным расчетам, в качестве затяжки используются листы размером 1,0 на 3,3 м; 1,0 на 3,0 м; 1,8 на 3,3 м и 1,8 на 3,0 м. Для увеличения устойчивости рамной крепи стальные листы (затяжки) присоединяются к двутаврам (верхнякам) сваркой.

В.6.3. Расчет податливых элементов

Для плавной дозированной передачи нагрузки от кровли на затяжку из металлического листа и каркас металлической рамной крепи (поперечные двутавровые балки и стойки-трубы), а также с целью поджатия кровли (создания сопротивления расслоению) предлагается использовать податливые элементы из сегментов стальных труб.

Эти элементы используются в качестве промежуточной среды с пониженной жесткостью, расположенной между кровлей и затяжкой из металлического листа.

Ранее [132] были предложены новые податливые элементы для использования в сочетании с жесткой металлической крепью с целью сохранения ее устойчивости в течение заданного срока эксплуатации исходя из известной скорости вертикальной конвергенции выработки.

Предельное усилие $P_{\text{пр}}$ перехода податливого элемента в пластическую область деформирования вычисляется по формуле [132]

$$P_{\text{пр}} = 2,76 \frac{b_{\text{ц}} h_{\text{ц}}^2 [\sigma_{\text{ц}}]}{D_{\text{н}}}, \quad (\text{В.7})$$

где $D_{\text{н}}$, $h_{\text{ц}}$, $b_{\text{ц}}$ — диаметр (наружный), толщина стенки и длина сегмента трубы; $[\sigma_{\text{ц}}]$ — предел текучести материала трубы.

Поскольку наружный диаметр трубы (податливого элемента) выбирается таким, чтобы в 1,5–2,0 раза превышать ожидаемую дополнительную конвергенцию выработки, то максимальное усилие P_m , передаваемое элементом на металлическую крепь (затяжку), не превысит, согласно [132], величину $P_m \leq (1,5 - 2)P_{\text{пр}}$. Положим, что $P_m = 2P_{\text{пр}}$.

За оставшийся эксплуатационный период (около 20 лет) вертикальная конвергенция западного сопряжения ствола № 3 составит около 20–22 см, тогда допустимый диаметр податливого элемента должен удовлетворять условию $D_{\text{н}} \geq 300$ мм.

Рассмотрим в качестве податливого элемента электросварную прямошовную трубу диаметром $D_{\text{н}} = 325$ мм, толщиной стенки $h_{\text{ц}} = 4,0$ мм, длиной $b_{\text{ц}} = 2,3$ м [144].

Для выбранной трубы предельное усилие $P_{\text{пр}}$ перехода в пластическую область деформирования составит

$$P_{\text{пр}} = 2,76 \frac{b_{\text{ц}} h_{\text{ц}}^2 [\sigma_{\text{ц}}]}{D_{\text{н}}} = 2,76 \frac{2,3 \text{ м} \cdot 0,004^2 \text{ м}^2 \cdot 235 \text{ МПа}}{0,325 \text{ м}} = 0,07344 \text{ МН} = 7344 \text{ кг}.$$

Тогда максимальное усилие P_m , передаваемое трубчатым элементом на металлическую крепь (затяжку), не превысит $P_m = 2, P_{\text{пр}} = 14\,688$ кг.

Предлагаемая схема установки трубчатых податливых элементов представлена на рис. В.12.

Семь трубчатых элементов передадут общее усилие на рамную крепь массой 102 816 кг.

Рамная крепь рассчитана таким образом, чтобы выдержать нагрузку от веса зоны обрушения пород в кровле. Последний в кровле рассматриваемого сечения западного сопряжения будет вычисляться по формуле

$$P = \gamma S l, \quad (\text{В.8})$$

где γ — удельный вес вышележащих пород (МН/м³); S — площадь зоны обрушения в сечении (м²); l — длина поддерживаемой части сопряжения (м).

Вес зоны обрушения пород в кровле западного сопряжения составит не менее 97 000 кг; следовательно, рамная крепь выдержит общую нагрузку, передаваемую семью податливыми элементами (трубами).

Схемы расположения анкеров и рамной металлической крепи в западном сопряжении ствола № 3 представлены на рис. В.16 (см. вкл.).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. **Проскуряков, Н.М.** Физико-механические свойства соляных пород / Н.М. Проскуряков, Р.С. Пермьяков, А.К. Черников. — Л.: Недра, 1973.
2. **Карташов, Ю.М.** Прочность и деформируемость горных пород / Ю.М. Карташов, Б.В. Матвеев, А.Б. Фадеев. — М.: Недра, 1973.
3. **Ержанов, Ж.С.** Ползучесть соляных пород / Ж.С. Ержанов, Э.И. Бергман. — Алма-Ата: Наука, 1977.
4. **Гальперин, А.М.** Реологические расчеты горнотехнических сооружений / А.М. Гальперин, Е.М. Шафаренко. — М.: Недра, 1977.
5. **Ержанов, Ж.С.** Основы расчета напряженного состояния полостей газохранилищ в соляных отложениях / Ж.С. Ержанов, В. Менцель, Э.И. Бергман и др. — Алма-Ата: Наука, 1978.
6. **Зильбершмидт, В.Г.** Разрушение соляных пород / В.Г. Зильбершмидт, В.В. Зильбершмидт, О.Б. Наймарк. — М.: Наука, 1992.
7. **Барях, А.А.** Деформирование соляных пород / А.А. Барях, С.А. Константинова, В.А. Асанов. — Екатеринбург: УрО РАН, 1996.
8. **Ставрогин, А.Н.** Каталог механических свойств горных пород при длительных испытаниях в условиях одноосного сжатия / А.Н. Ставрогин, В.С. Георгиевский, Е.В. Лодус. — Л.: ВНИМИ, 1973.
9. **Зильбершмидт, В.Г.** Каталог физических свойств горных пород Верхнекамского калийного месторождения / В.Г. Зильбершмидт, О.А. Тимантеев, А.П. Митус. — Пермь: ППИ, 1976. — Ч. 1.
10. **Пермьяков, Р.С.** Справочник по разработке соляных месторождений / Р.С. Пермьяков, О.В. Ковалев, В.Л. Пинский и др. — М.: Недра, 1986.
11. **Hofer, K.-H.** Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von Bergfesten in Kalibergbau / K.-H. Hofer. — Berlin, 1958.
12. **Водопьянов, В.Л.** Механические свойства карналлита при сжатии / В.Л. Водопьянов, А.М. Уразова // Науч. тр. ПермНИУИ. — Пермь, 1963. — Сб. 5.
13. **Бич, З.А.** Результаты исследования механических свойств солей Верхнекамского месторождения в натурных условиях / З.А. Бич, А.И. Баженов // Исследования по вопросам горного дела. — Пермь: ППИ, 1971.
14. **Шаманский, Г.П.** Натурные исследования физико-механических свойств сильвинитовых пород Верхнекамского месторождения / Г.П. Шаманский, В.И. Воронцов, И.Х. Габдрахимов. — Л.: ВНИИГ, 1977.
15. **Шевяков, Л.Д.** О системах разработки месторождений каменной соли в Бахмутовском районе / Л.Д. Шевяков // Сб. ст. по горному искусству. — Днепропетровск, 1927. — Вып. 1.
16. **Winkel, B.V.** Analysis of time-depending deformation of opening in salt media / B.V. Winkel, K.H. Gerstle, H.I. Ko // Int. J. Rock Mech. Mining Sci. — 1972. — Vol. 9.

17. **Dreyer, W.** Über die Bruchfestigkeit mono und polikristallinen Gesteine in Abhängigkeit von Prüfkopfform, Belastungsgeschwindigkeit und Einspannung / W. Dreyer. — Bergbauwiss, 1957.
18. **Константинова, С.А.** О прогнозировании устойчивости околоствольных выработок / С.А. Константинова, В.А. Мисников // Шахт. стр-во. — 1982. — № 2.
19. **Крупенников, Г.А.** Распределение напряжений в породных массивах / Г.А. Крупенников, Н.А. Филатов, Б.З. Амосин, В.М. Барковский. — М.: Недра, 1972.
20. **Константинова, С.А.** Исследование бокового распора массива подстилающей каменной соли Верхнекамских калийных рудников / С.А. Константинова, В.А. Мисников, Ю.И. Карташов // Разработка соляных месторождений. — Пермь: ППИ, 1980.
21. **Исследование** деформирования и разрушения каменной соли с целью получения исходных данных для проектирования крепи стволов (применительно к условиям алмазоносных месторождений Якутии): автореф. дис. ... канд. техн. наук / Н.А. Николайчук. — Л.: ВНИИМ, 1978.
22. **Романов, В.С.** Определение радиуса камер выщелачивания при разработке соляных залежей через буровые скважины / В.С. Романов // Тр. ВНИИГ. — Л., 1967. — Вып. 53.
23. **Сивоконь, Е.П.** Исследование влияния закладки на устойчивость междукammerных целиков калийных рудников: дис. ... канд. техн. наук / Е.П. Сивоконь. — Л.: ЛГИ, 1966.
24. **Оксенкруг, Е.С.** Определение предела длительной прочности каменной соли в реальной среде: экспресс-информ / Е.С. Оксенкруг // Всесоюз. науч. исслед. ин-т газовой пром-сти. — 1974. — № 6.
25. **Константинова, С.А.** Влияние увлажнения каменной соли на ее прочностные и деформационные свойства / С.А. Константинова, А.П. Вяткин, С.П. Цурик // Разработка соляных месторождений. — Пермь: ППИ, 1978.
26. **Uhlenbecker, F.W.** Verformungsmessungen in der Grube und ergänzende Laboruntersuchungen auf dem Kaliwerk Hattorf (Werra-Revier) im Hinblick auf eine optimale Festlegung des Abbauverlustes bei größtmöglicher Sicherheit der Grubenbaue / F.W. Uhlenbecker. — Freiberg, 1968.
27. **Ширко, Г.И.** О расчете междукammerных целиков при камерной системе разработки / Г.И. Ширко. — Л.: Госхимиздат, 1953.
28. **Pförr, H.** Ergebnisse und Erfahrungen bei Druck- und Zugversuchen an Gesteinen des Kalibergbaus / H. Pförr, G.P. Rosetz. — Leipzig: VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, 1966.
29. **Водопьянов, В.Л.** Исследование длительной устойчивости междукammerных целиков при разработке калийных месторождений с закладкой: дис. ... канд. техн. наук / Водопьянов В.Л. — Пермь, 1964.
30. **Dreyer, W.** Die Bedeutung von Modellversuchen an Salzgesteinen für die Beurteilung gebirgsmechanischer Probleme im Kalibergbau / W. Dreyer // Bergakademie Freiberg. — 1964. — N 16.
31. **Исследование** влияния закладки на устойчивость карналлитовых выработок в условиях Верхнекамских калийных рудников: отчет о НИР / ПермНИУИ; рук. В.Л. Водопьянов. — Пермь, 1962.
32. **Водопьянов, В.Л.** К расчету междукammerных целиков / В.Л. Водопьянов // Науч. тр. ПермНИУИ. — Пермь, 1963. — Сб. 5.
33. **Водопьянов, В.Л.** Влияние времени и положения в шахтном поле на деформации выработок Соликамского рудника / В.Л. Водопьянов, Л.К. Патокин // Науч. тр. ПермНИУИ. — Пермь, 1964. — Сб. 7.
34. **Водопьянов, В.Л.** Некоторые результаты изучения деформируемости карналлита во времени / В.Л. Водопьянов, А.М. Уразова // Науч. тр. ПермНИУИ. — Пермь, 1964. — Сб. 7.
35. **Кузнецов, Г.Н.** Определение полной несущей способности кровли подземных выработок / Г.Н. Кузнецов // Исследования по вопросам горного и маркшейдерского дела. — М.: Углетехиздат, 1950. — Сб. 22.

36. **Тимантеев, О.А.** Результаты определения физико-механических свойств соляных пород Половодского, Усть-Яйвинского и Боровского участков Верхнекамского месторождения / О.А. Тимантеев // Разработка соляных месторождений. — Пермь: ППИ, 1976.
37. **Жигалкин, В.М.** Деформирование квазипластичных соляных пород при различных условиях нагружения. Сообщение I: Закономерности деформирования соляных пород при одноосном сжатии / В.М. Жигалкин, О.М. Усольцева, В.Н. Семенов и др. // ФТПРПИ. — 2005. — № 6.
38. **Гимм, В.** Новые научные данные горной механики в соляных залежах и их практическое использование при современной технологии / В. Гимм, К.Г. Хефер, Г. Духров. — М.: ВНИИГ. Пер. — № 1024.
39. **Обобщение** механических свойств соляных пород Верхнекамского калийного месторождения: отчет о НИР / УФ ВНИИГ; рук. В.Е. Мараков. — Березники, 1989.
40. **Провести** лабораторные исследования механических свойств соляных пород промышленных пластов применительно к расчету и оценке устойчивости конструктивных элементов системы разработки на рудниках ОАО «Сильвинит»: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. В.Е. Мараков. — Березники, 2008.
41. **Замесов, Н.Ф.** Методология обоснования технических решений освоения подкарьерных запасов алмазонасных трубок Якутии / Н.Ф. Замесов // Актуальные проблемы разработки кимберлитовых месторождений: Современное состояние и перспективы решения: тез. докл. междунар. науч.-практ. конф. «Мирный — 2001». — Мирный: Якутнипроалмаз, 2001.
42. **Иофис, М.А.** Геомеханическое обеспечение разработки кимберлитовых трубок Якутии / М.А. Иофис // Актуальные проблемы разработки кимберлитовых месторождений: современное состояние и перспективы решения: тез. докл. междунар. науч.-практ. конф. «Мирный — 2001». — Мирный: Якутнипроалмаз, 2001.
43. **Константинова, С.А.** Физико-механические свойства породных образцов Чарской свиты применительно к освоению подкарьерных запасов кимберлитовых трубок «Интернациональный» и «Мир» / С.А. Константинова, Н.П. Крамсков, Н.С. Азанова, Т.Ю. Журавлева // Горн. информ.-аналит. бюл. — М.: МГТУ, 2002. — № 10.
44. **Константинова, С.А.** Механика соляных пород и массивов применительно к отработке подкарьерных запасов кимберлитовых месторождений России — Якутии / С.А. Константинова, С.А. Чернопазов, Н.С. Азанова и др.: сб. науч. ст. — Пермь: ОАО «Галургия», 2002.
45. **Константинова, С.А.** Некоторые задачи механики деформирования и разрушения соляных пород / С.А. Константинова, В.Н. Аптуков. — Новосибирск: Наука, 2013. — 192 с.
46. **ГОСТ 21153.2–84.** Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном сжатии. — М., 1984.
47. **Исследовать** основные особенности деформирования карналлита применительно к расчету параметров отработки карналлитового пласта: отчет о НИР / ГИ УрО РАН; рук. А.А. Барях. — Пермь, 2005.
48. **ZWICK.** Техническая документация. Руководство по эксплуатации. Регистр 2. Руководство по эксплуатации. Техническое руководство машины для испытания ВХС-FR250SN.A4K-009.
49. **Барях, А.А.** Физико-механические свойства соляных пород Верхнекамского калийного месторождения / А.А. Барях, В.А. Асанов, И.Л. Паньков. — Пермь: Изд-во ПГТУ, 2008.
50. **Константинова, С.А.** Ползучесть образцов каменной соли в условиях одноосного сжатия / С.А. Константинова, В.Л. Спирков, Ю.М. Карташов // ФТПРПИ. — 1979. — № 5.
51. **Константинова, С.А.** Некоторые результаты испытаний образцов соляных пород на ползучесть / С.А. Константинова, И.Б. Ваулина, М.Д. Ильинов // Изв. вузов. Горн. журн. — 2008. — № 2.
52. **Константинова, С.А.** О различных видах аппроксимации кривых ползучести образцов соляных пород / С.А. Константинова, В.М. Пестренин, И.В. Пестренина // Изв. вузов. Горн. журн. — 2007. — № 4.

53. **Титов, Б.В.** Результаты исследования поврежденности сильвинитовых образцов при объемном сжатии / Б.В. Титов // Разработка соляных месторождений. — Пермь: ППИ, 1982.
54. **Габдрахимов, И.Х.** Ползучесть каменной соли / И.Х. Габдрахимов, С.А. Константинова // Разработка соляных месторождений. — Пермь: ППИ, 1973.
55. **Оксенкруг, Е.С.** Ползучесть и длительная прочность каменной соли / Е.С. Оксенкруг, Е.М. Шафаренко // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1974. — № 6.
56. **Ливенский, В.С.** Результаты исследования реологических свойств соляных пород при одноосном сжатии и изгибе / В.С. Ливенский // Изв. вузов. Горн. журн. — 1973. — № 9.
57. **Serata, S.** Application of continuum mechanics to design of deep potash mines in Canada / S. Serata // Int. J. Rock Mech. Mining Sci. — 1968. — Vol. 5.
58. **Константинова, С.А.** Об одной феноменологической модели деформирования и разрушения соляных пород при длительном действии сжимающих нагрузок / С.А. Константинова // ФТПРПИ. — 1983. — № 3.
59. **Векслер, Ю.А.** Долговечность горных пород при сжатии / Ю.А. Векслер // ФТПРПИ. — 1979. — № 3.
60. **Качанов, Л.М.** Основы теории пластичности / Л.М. Качанов. — М.: Наука, 1969.
61. **Методические указания по длительным испытаниям горных пород.** — Л.: Изд-во ВНИМИ, 1968.
62. **Константинова, С.А.** Ползучесть образцов карналлита / С.А. Константинова, Ю.М. Карташов, Б.В. Титов, Т.Т. Сидельникова // Изв. вузов. Горн. журн. — 1991. — № 4.
63. **Габдрахимов, И.Х.** Исследование длительной прочности горных пород и совершенствование параметров системы разработки в условиях Верхнекамских калийных рудников: автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Фрунзе, 1968.
64. **Константинова, С.А.** Некоторые результаты электрометрических исследований состояния массива каменной соли в окрестности околоствольных выработок Верхнекамских калийных рудников / С.А. Константинова, В.А. Мисников // ФТПРПИ. — 1982. — № 6.
65. **Lama, R.D.** Untersuchung des rheologischen Verhaltens von geklufftetem Fels / R.D. Lama. — Jahresber SFB Felsmech. — Karlsruhe, 1973 (1974).
66. **Титов, Б.В.** Накопление повреждений в образцах сильвинита при испытании на ползучесть / ВНИИГ. — Л., 1980. — Деп. в ОНИИТЭХИМ, г. Черкассы, № 947/ХП-Д80.
67. **Ставрогин, А.Н.** Прочность горных пород и устойчивость выработок на больших глубинах / А.Н. Ставрогин, А.Г. Протосеня. — М.: Недра, 1985.
68. **Титов, Б.В.** Исследование поврежденности образцов мрамора и сильвинита при одноосном сжатии / Б.В. Титов, М.П. Нестеров, Ю.М. Карташов / ВНИИГ. — Л., 1980. — Деп. в ОНИИТЭХИМ, г. Черкассы, № 947/ХП-Д80.
69. **Исследования закономерностей течения соляных пород и устойчивости контура выработок при динамических явлениях на глубоких горизонтах рудников: отчет о НИР / УФ ВНИИГ; рук. Б.В. Лаптев.** — Пермь, 1987.
70. **Константинова, С.А.** Деформирование и разрушение образцов каменной соли / С.А. Константинова, В.Ю. Соколов, Б.В. Титов // Изв. вузов. Горн. журн. — 1986. — № 1.
71. **Исследование физических процессов и свойств руд при разработке пласта В Верхнекамского месторождения с целью совершенствования добычи и переработки: отчет о НИР, этап 1982-83 гг. / МГИ; рук. И.В. Баклашов.** — М., 1983.
72. **Соловьев, В.** Охрана горных выработок в соляных породах. Теория и практика / В. Соловьев, С. Константинова, В. Аптуков. — Deutschland: Palmatium Acad. Publ., 2013.
73. **Аптуков, В.Н.** О построении кругов Мора по данным испытаний образцов различной геометрии на одноосное сжатие / В.Н. Аптуков, А.Ф. Мерзляков // Изв. вузов. Горн. журн. — 2010. — № 1.
74. **Ягодкин, Г.И.** Прочность и деформируемость горных пород в процессе их нагружения / Г.И. Ягодкин, М.П. Мохначев, М.Ф. Кунтыш. — М.: Наука, 1971.

75. **Карташов, Ю.М.** Методические указания по определению прочности горных пород на сжатие / Ю.М. Карташов, А.А. Грохольский. — Л.: ВНИМИ, 1973.
76. **ГОСТ 21153.3–85.** Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном растяжении. — М.: Гос. комитет СССР по стандартам, 1985.
77. **Константинова, С.А.** Некоторые проблемы механики горных пород применительно к отработке алмазных месторождений Якутии / С.А. Константинова, Н.П. Крамсков, В.А. Соловьев. — Новосибирск: Наука, 2011.
78. **Каждан, А.Б.** Математические методы в геологии / А.Б. Каждан, О.И. Гуськов. — М.: Недра, 1990.
79. **Руппенейт, К.В.** Вероятностные методы оценки прочности и деформируемости горных пород / К.В. Руппенейт, М.А. Долгих, В.В. Матвиенко. — М.: Стройиздат, 1964.
80. **Романов, В.Л.** Отчет о результатах разведки Гремячинского месторождения калийных солей в Волгоградской области в 2006–2010 годах (с подсчетом запасов по состоянию на 01.07.2010 г.) / В.Л. Романов, С.Н. Кацемба, С.А. Свидзинский. ООО «ГеолХимПроект» (Росгеолфонд; Волгоградский филиал ФГУ «ТФИ по Южному федеральному округу»; ООО «ЕвроХим–ВолгаКалий», ООО «ГеолХимПроект»). Волгоградская область, 2010.
81. **Лабораторные** исследования физикомеханических свойств горных пород (галогеменной толщи) скипового ствола № 2 горнообогатительного комбината по добыче и обогащению калийных солей Гремячинского месторождения Котельниковского района Волгоградской области: технический отчет о выполнении исследовательских работ / ОАО «Газпром», ООО «Подземгазпром»; рук. М.Н. Тавостин. — М., 2013.
82. **Технологический** регламент по охране и креплению горных выработок на рудниках ОАО «Уралкалий» / С.А. Константинова, В.А. Соловьев, Д.С. Чернопазов, А.И. Секунцов. — Пермь; Березники, 2012.
83. **Инструкция** по применению анкерной крепи на руднике Талицкого ГОКа // ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова — Пермь, 2010.
84. **Инструкция** по применению анкерной крепи и управления кровлей в горных выработках Палашерского и Балахонцевского участков Верхнекамского месторождения калийных солей / ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова. — Пермь, 2010.
85. **Временная инструкция** «Методики расчета времени весьма устойчивого состояния горных выработок в условиях строящегося рудника Усольского калийного комбината» / ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова. — Пермь, 2009.
86. **Инструкция** по креплению горных выработок в ангидрит-доломитовых породах рудника Гремячинского ГОКа. Утв. техн. директором ООО «ЕвроХим–ВолгаКалий» 17.06.2015 г. — Пермь; Котельниково, 2015.
87. **Программа** для решения плоских задач упруговязкопластичности методом конечных элементов (Earth — 2D.1) / Свидетельство № 2011610648 о государственной регистрации программы для ЭВМ. Правообладатель: ОАО «Галургия». Заявка № 2010616586 27.10.2010; зарегистрировано в Реестре программ для ЭВМ 11.01.11. Разработчики: М.В. Гилев, С.А. Константинова, С.А. Чернопазов, Д.С. Чернопазов.
88. **Прочность, устойчивость, колебания:** справ. в 3 т. / под ред. И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. — М.: Машиностроение, 1968. — Т. 1.
89. **Константинова, С.А.** Коэффициент изрезанности массива — обобщенный показатель взаимовлияния близлежащих выработок и их сопряжений / С.А. Константинова, В.А. Мисников // Подземное и шахт. стр.-во. — 1991. — № 5.
90. **Боликов, В.Е.** Прогноз и обеспечение устойчивости капитальных горных выработок / В.Е. Боликов, С.А. Константинова. — Екатеринбург: УрО РАН, 2003.
91. **Подземные** горные выработки. Свод Правил СП 91.133330.2012. — М.: Минрегион России, 2012.
92. **Справочник-кадастр-95** физико-механических свойств соляных пород южной части Верхнекамского месторождения: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. О.В. Залызейлер. — Березники, 1995.

93. **Соловьев, В.А.** Способ крепления выработок / В.А. Соловьев, В.Н. Аптуков, А.И. Секунцов // Патент на изобретение № 2498074. Заявка № 2012122035 от 28.05.2012. Зарегистрировано в Госреестре РФ 10.11.2013.
94. **Феодосьев, В.И.** Сопротивление материалов. — М.: Наука, 1970.
95. **ГОСТ Р 55732–2013.** Оборудование горно-шахтное. Крепь горных выработок. Сетка полимерная для ограждения горных выработок. Технические условия. — М.: Стандартинформ, 2014.
96. **Лушников, В.Н.** Крепление горных выработок в условиях деформируемых и удароопасных массивов горных пород / В.Н. Лушников, В.А. Еременко, М.П. Сэнди // Горн. журн. — 2014. — № 4.
97. **Заславский, И.Ю.** Набрызг-бетонная крепь / И.Ю. Заславский, А.В. Быков, В.Ф. Компанец. — М.: Недра, 1981.
98. **Булычев, Н.С.** Проектирование и расчет крепи капитальных выработок / Н.С. Булычев, Н.Н. Фотиева, Е.В. Стрельцов. — М.: Недра, 1986.
99. **Баклашов, И.В.** Конструкции и расчет крепей и обделок / И.В. Баклашов, О.В. Тимофеев. — М.: Недра, 1979.
100. **Инструкция** по креплению горных выработок на рудниках открытого акционерного общества «Апатит» / НЦ СО РАН; Горн. ин-т. — Апатиты; Кировск, 2003.
101. **Методическое** руководство по ведению горных работ на рудниках ОАО «Сильвинит» / ОАО «Галургия». — Новосибирск: Наука, 2011.
102. **Ольховиков, Ю.П.** Крепь капитальных выработок калийных и соляных рудников. — М.: Недра, 1984.
103. **Булычев, Н.С.** Крепь вертикальных стволов шахт / Н.С. Булычев, Х.И. Абрамсон. — М.: Недра, 1978.
104. **Расчет** крепи для проекта «Усольский калийный комбинат. Горнодобывающий комплекс» / А.С. Абрамов, Н.С. Булычев; ООО «Геоника — расчет». — Тула: ТулГУ, 2010.
105. **Оценка** проектных решений по креплению сопряжений дозаторных камер со стволом № 1 строящегося рудника Усольского калийного комбината и выдача рекомендаций по их охране и расположению относительно ствола: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова, 2011.
106. **Оценка** проектных решений по креплению сопряжений горизонтальных выработок с клетевым стволом № 2 и выдача рекомендаций по их охране: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова, 2011.
107. **Пэжина, П.** Основные вопросы вязкоупругости. — М.: Мир, 1968.
108. **Гилев, М.В.** Некоторые методические подходы, применяемые для оценки геодинамической безопасности недр и земной поверхности при эксплуатации Верхнекамского месторождения калийных солей / М.В. Гилев, С.А. Константинова, С.А. Чернопазов // Маркшейдерия и недропользование. — 2006. — № 3.
109. **Технологический** регламент по охране и креплению горных выработок на рудниках ПАО «Уралкалий». — Пермь; Березники, 2016.
110. **Указания** по защите рудников от затопления и охране объектов на земной поверхности от вредного влияния подземных горных разработок в условиях Верхнекамского месторождения калийных солей. — СПб.: ВНИИГ, 2004.
111. **Оценить** состояние ВЗТ и геодинамическую безопасность недр и земной поверхности на шахтном поле рудника СКРУ-1 в районе геологических скважин № 8, 23, 30, 68, 69, 76, 128, 129 и 134: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова. — Пермь, 2011.
112. **Шемякин, Е.И.** К вопросу о классификации горных ударов / Е.И. Шемякин, М.В. Курленя, Г.И. Кулаков // ФТПРПИ. — 1986. — № 5.
113. **Константинова, С.А.** Математическое моделирование в системе геодинамического мониторинга осваиваемых месторождений полезных ископаемых // Горн. журн. — 2008. — № 6.

114. **Константинова, С.А.** Развитие наследственной модели деформирования и разрушения соляных пород / С.А. Константинова, С.А. Чернопазов // ФТПРПИ. — 2004. — № 1.
115. **Аптуков, В.Н.** Эффективные характеристики геомеханического пространства применительно к разработке пластового месторождения полезных ископаемых камерной системой / В.Н. Аптуков, С.А. Константинова, А.А. Лебедев // Изв. вузов. Горн. журн. — 2008. — № 4.
116. **ГОСТ 26020-83.** Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. — М.: Изд-во стандартов, 2003.
117. **Разработать** технические решения по восстановлению рамной крепи рудника БКПРУ-2 ОАО «Уралкалий»: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. В.Н. Аптуков. — Пермь, 2012.
118. **Восстановление** рамной крепи в камере дозаторной установки ствола № 5 рудника СКРУ-2: исходные данные для проектирования / ОАО «Галургия»; рук. В.А. Соловьев. — Пермь, 2014.
119. **Соловьев, В.А.** Новые способы поддержания горных выработок и их сопряжений в соляных породах / В.А. Соловьев, В.Н. Аптуков // Горн. журн. — 2012. — № 8.
120. **ГОСТ 10704-91.** Трубы стальные электросварные прямошовные.
121. **Техническая** характеристика стоек трения СТ30 ТОО «КМЗ им. Пархоменко». — Караганда, 2009.
122. **Соловьев, В.А.** Применение рамной металлической крепи при реконструкции горно-капитальных выработок рудника БКПРУ-2 / В.А. Соловьев, В.Н. Аптуков, А.В. Мальгин // ОАО «Галургия» — 40 лет: пути, задачи, решения, достижения; сб. науч. тр. — Новосибирск: Наука, 2012.
123. **Рекомендации** по расчету устойчивых пролетов очистных выработок на калийных месторождениях. — Л.: ВНИИГ, 1982.
124. **Шиман, М.И.** Предотвращение затопления калийных рудников. — М.: Недра, 1992.
125. **Колмогоров, В.Л.** Напряжения. Деформации. Разрушение. — М.: Металлургия, 1970.
126. **Качанов, Л.М.** Основы механики разрушения. — М.: Наука, 1969.
127. **Аптуков, В.Н.** Деформирование и разрушение образцов карналлита первого Соликамского рудника / В.Н. Аптуков, М.В. Гилев, С.А. Константинова, А.Ф. Мерзляков // Маркшейдерия и недропользование. — 2009. — № 6.
128. **Коларов, Д.** Механика пластических сред / Д. Коларов, А. Балтов, Н. Бончева. — М.: Мир, 1979.
129. **Результаты** испытаний клинораспорного анкера КА-16 на рудниках ОАО «Уралкалий»: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. Б.А. Борзаковский. — Пермь, 2007.
130. **Результаты** испытаний клинораспорного анкера КА-16 на рудниках ОАО «Сильвинит»: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. Б.А. Борзаковский. — Пермь, 2007.
131. **ГОСТ 8239-89.** Двутавры стальные горячекатаные. Дата введения: 1990-07-01.
132. **Провести** обследование и разобрать технические решения по реконструкции горно-капитальных выработок рудника БКПРУ-2: исходные данные для проектирования / ОАО «Галургия»; рук. В.А. Соловьев. — Пермь, 2014.
133. **Выполнить** геомеханические исследования и анализ результатов наблюдений за напряженно-деформированным состоянием охранных целиков под промплощадки рудников БКПРУ-2, 4: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. В.Е. Мараков. — Березники, 2007.
134. **Аптуков, В.Н.** Деформационный критерий разрушения соляных пород / В.Н. Аптуков // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. — 2016. — № 3.
135. **Разработать** и выдать исходные данные для проекта «Реконструкция горно-капитальных выработок рудника БКПРУ-2 ОАО «Уралкалий»: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. С.А. Константинова. — Пермь, 2008.
136. **Рудицын, М.Н.** Справочное пособие по сопротивлению материалов / М.Н. Рудицын, П.Я. Артемов, М.И. Любошиц. — Минск: Вышейш. шк., 1978.
137. **Зайцев, Ю.В.** Механика разрушения для строителей. — М.: Высш. шк., 1991.
138. **ТУ 5767-006-56925804-2007.** Экструзионный пенополистирол «Пеноплэкс».

Библиографический список

139. **Выполнить** геомеханическую и технологическую оценки эффективности применения податливого слоя в соляных породах строящихся стволов на Половодовском участке: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. В.А. Соловьев. — Пермь, 2016.
140. **Оценка** устойчивого состояния сопряжений ствола № 1 Усть-Яйвинского рудника с рекомендациями для безремонтной эксплуатации сопряжений: отчет о НИР / ОАО «Галургия»; рук. В.А. Соловьев. — Пермь, 2013.
141. **Соловьев, В.А.** Оценка влияния компрессионных свойств деформационных слоев и параметров комбинированной крепи на устойчивость шахтных стволов в солевых породах / В.А. Соловьев, В.Н. Аптуков // Горн. журн. — Изв. вузов. — 2014. — № 7.
142. **Межгосударственный** стандарт «Двутавры стальные горячекатаные» ГОСТ 8239-89. Группа В22. — Дата введения 1990-07-01.
143. **Межгосударственный** стандарт «Прокат листовой горячекатаный» ГОСТ 19903-74. Группа В23. — Дата введения 1976-01-01.
144. **Стали** и стальная металлопродукция: справочник. — Н. Новгород: Вента-2, 2000.

1—123	2—123	3—123	4—123	5—123	6—123	7—123
8—123	9—123	10—123	11—123	12—123	13—123	
14—123	15—123	16—123	17—123			
2 Заказ № 123	3 Заказ № 123	4 Заказ № 123	5 Заказ № 123	6 Заказ № 123	7 Заказ № 123	
8 Заказ № 123	9 Заказ № 123	10 Заказ № 123	11 Заказ № 123	12 Заказ № 123		
13 Заказ № 123	14 Заказ № 123	15 Заказ № 123	16 Заказ № 123	17 Заказ № 123		

Научное издание

Соловьев Вячеслав Алексеевич
Аптуков Валерий Нагимович
Ваулина Инна Борисовна

**ПОДДЕРЖАНИЕ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК
В ПОРОДАХ СОЛЕНОСНОЙ ТОЛЩИ:
ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА**

Редактор *Т.П. Гришина*
Художественный редактор *Л.В. Матвеева*
Художник *Н.А. Ларишина*
Технический редактор *Н.М. Остроумова*
Корректоры *И.Л. Малышева, Л.А. Анкушева*
Оператор электронной верстки *Р.Г. Усова*

Сдано в набор 22.06.17. Подписано в печать 08.08.17. Бумага ВХИ. Формат 70×100 1/16. Офсетная печать.
Гарнитура Times ET. Усл. печ. л. 21,3+2,9 вкл. на мел. бум. Уч.-изд. л. 19,0. Тираж 150 экз. Заказ № 123.

Новосибирский филиал ФГУП «Издательство «Наука». 630077, Новосибирск, ул. Станиславского, 25.

ISBN 978–5–02–038734–8

